# **Rafał Ostrowski**

# Problemy dynamiki i ochrony piaszczystych brzegów południowego Bałtyku

LINE OFFERE

Instytut Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk



Fale biją o plażę z łoskotem, Błyszczy okruch bursztynu jak łza. Nie przyjdziemy tu nigdy z powrotem, Nigdy razem, jak dziś, ty i ja.

(Jacek Kasprowy)

**Rafał Ostrowski** 

# Problemy dynamiki i ochrony piaszczystych brzegów południowego Bałtyku



Wydawnictwo IBW PAN, 2019

#### WYDAWNICTWO IBW PAN

Redaktor Naczelny: Prof. dr hab. inż. Kazimierz Szmidt

Dyrektor Instytutu: Dr hab. inż. Waldemar Świdziński

Recenzenci: Prof. dr hab. inż. Kazimierz Furmańczyk Prof. dr hab. inż. Romuald Szymkiewicz

#### Projekt okładki: Danuta Piotrowska

Zdjęcie na okładce: dr inż. Piotr Szmytkiewicz

Redakcja i skład komputerowy: Dział Wydawnictw IBW PAN mgr Janusz Pultyn dr Jacek Mierczyński

© Wydawnictwo IBW PAN 2019

Instytut Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk ul. Kościerska 7, 80-328 Gdańsk tel. 58 522 29 00, fax 58 552 42 11 e-mail: wydaw@ibwpan.gda.pl

ISBN 978-83-85708-82-7 (e-book)

# Spis treści

Przedmowa       xv         Wprowadzenie       xix         1. Hydrodynamika morskiej strefy brzegowej       1         1.1. Falowanie       1         1.1. Falowanie       1         1.1.1. Wiadomości ogólne       1         1.1.2. Transformacja fal w strefie brzegowej       11         1.1.3. Nabieganie fali       16         1.2. Prądy       24         1.2.1. Prądy pochodzenia falowego       24         1.2.2. Prądy wiatrowe       35         1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       57         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       57         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekc				
Wprowadzenie       xix         1. Hydrodynamika morskiej strefy brzegowej       1         1.1. Falowanie       1         1.1. Falowanie       1         1.1.1. Wiadomości ogółne       1         1.1.2. Transformacja fal w strefie brzegowej       11         1.1.3. Nabieganie fali       16         1.2. Prądy       24         1.2.1. Prądy pochodzenia falowego       24         1.2.2. Prądy wiatrowe       35         1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       57         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94				
1. Hydrodynamika morskiej strefy brzegowej       1         1.1. Falowanie       1         1.1.1. Wiadomości ogólne       1         1.1.2. Transformacja fal w strefie brzegowej       11         1.1.3. Nabieganie fali       16         1.2. Prądy       24         1.2.1. Prądy pochodzenia falowego       24         1.2.2. Prądy wiatrowe       35         1.3. Poziom wody       35         1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       57         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94				
1.1. Falowanie       1         1.1.1. Wiadomości ogólne       1         1.1.2. Transformacja fal w strefie brzegowej       11         1.1.2. Transformacja fal w strefie brzegowej       11         1.1.3. Nabieganie fali       16         1.2. Prądy       24         1.2.1. Prądy pochodzenia falowego       24         1.2.2. Prądy wiatrowe       35         1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       52         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       57         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94				
1.1.1. Władomości ogoine       1         1.1.2. Transformacja fal w strefie brzegowej       11         1.1.3. Nabieganie fali       16         1.2. Prądy       24         1.2.1. Prądy pochodzenia falowego       24         1.2.2. Prądy wiatrowe       35         1.3. Poziom wody       35         1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       52         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       57         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94         3.3. Inne niedokładności i niepewności       96				
1.1.3. Nabieganie fali       16         1.2. Prądy       24         1.2.1. Prądy pochodzenia falowego       24         1.2.2. Prądy wiatrowe       35         1.3. Poziom wody       35         1.3. Poziom wody       35         1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       52         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       57         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94         3.3. Inne niedokładności i niepewności       96				
1.2. Prądy				
1.2.1. Prądy pochodzenia falowego       24         1.2.2. Prądy wiatrowe       35         1.3. Poziom wody       35         1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       52         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       57         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94         3.3. Inne niedokładności i niepewności       96				
1.2.2. Prądy wiatrowe       35         1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       52         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       52         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94         3.3. Inne niedokładności i niepewności       96				
1.3. Poziom wody       38         2. Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne       45         2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       47         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       52         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       57         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94         3.3. Inne niedokładności i niepewności       96				
<ol> <li>Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne</li></ol>				
2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych       45         2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne       47         2.3. Ruch osadów       52         2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów       57         2.5. Morfodynamika brzegu morskiego       62         2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego       62         2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej       70         2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego       73         2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju       84         3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów       91         3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych       91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji       94         3.3. Inne niedokładności i niepewności       96				
<ul> <li>2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne</li></ul>				
<ul> <li>2.3. Ruch osadów</li></ul>				
<ul> <li>2.4. Wzdłuzbrzegowy transport osadów</li></ul>				
<ul> <li>2.5. Moriodynamika brzegu morskiego</li></ul>				
<ul> <li>2.5.1. Zmienność proha poprzecznego w poprzecznego w poprzecznego w poprzecznego w poprzecznego w poprzecznego w poprzecznego dna morskiego 70 2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego 73 2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju . 84</li> <li>3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów 91 3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych</li></ul>				
<ul> <li>2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego</li></ul>				
<ul> <li>2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju .</li> <li>84</li> <li>3. Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów</li> <li>91</li> <li>3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych</li> <li>91</li> <li>3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji</li> <li>94</li> <li>3.3. Inne niedokładności i niepewności</li></ul>				
<ol> <li>Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów 91</li> <li>Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych 91</li> <li>Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji 94</li> <li>Inne niedokładności i niepewności 96</li> </ol>				
3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych 91         3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji 94         3.3. Inne niedokładności i niepewności				
3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji				
3.3. Inne niedokładności i niepewności 96				
4. Zagadnienia inżynierii brzegów związane z ruchem osadów 101				
4.1. Przeciwerozyjna ochrona brzegów				
4.1.1. Zagrożenia erozyjne 101				
4.1.2. Budowle ochronne				
4.1.3. Sztuczne zasilanie brzegow				
4.1.4. Diotechniczne metody umachiania brzegow				
4.3. Drożność ujść rzecznych				
4.3.1. Ujścia małych rzek				

Bibliografia	163
Streszczenie	171
Summary	173

# Wykaz oznaczeń

A	—	kubatura zasobów osadów w przekroju poprzecz-
		nym brzegu,
$A_r$	—	powierzchnia rollera,
c	-	koncentracja osadów,
$c_0$	_	koncentracja osadów w stanie upłynnienia gruntu,
$c_D$	—	współczynnik oporu,
$c_m$	-	koncentracja osadów w stanie umiarkowanego za-
		gęszczenia gruntu (w spoczynku),
$c_M$	-	współczynnik masy dołączonej,
C	_	prędkość fazowa (prędkość propagacji fali),
$C_g$	—	prędkość grupowa (prędkość rozprzestrzeniania się
		energii ruchu falowego),
d	-	średnica ziarna osadu dennego,
D	—	dyssypacja energii fali,
E	-	całkowita energia fali,
$\mathbf{E}$	-	całka eliptyczna zupełna drugiego rodzaju,
$E_k$	—	energia kinetyczna fali,
$E_p$	_	energia potencjalna fali,
$E_r$	—	energia kinetyczna rollera,
$E_s$	—	strumień energii fali,
f	—	współczynnik tarcia (współczynnik oporu przepły-
		wu),
$f_p$	_	częstość piku energii falowania,
g	_	przyśpieszenie ziemskie,
h	_	głębokość wody,
$h_b$	_	wysokość wału plażowego,
$h_c$	_	głębokość zamknięcia,
$h_t$	-	odległość od dna morskiego do doliny fali,
H	_	wysokość fali,
$H_b$	_	wysokość załamującej się fali,
$H_m$	_	największa możliwa wysokość fal w danym punkcie
		strefy brzegowej,
$H_{\rm max}$	_	wysokość najwyższej fali w ciągu falowym,
$H_{mean}$	_	średnia arytmetyczna wysokość fali w ciągu falo-
		wym,

# Wykaz oznaczeń

$H_{rms}$	_	średniokwadratowa wysokość fali w ciągu falowym,
$H_s$	-	wysokość fali znacznej w ciągu falowym,
$H_{s0}$	_	wysokość głębokowodnej fali znacznej,
i	_	indeks przestrzenny w numerycznym schemacie róż-
		nicowym, podobszar na profilu poprzecznym brze-
		gu,
j	_	indeks czasu w numerycznym schemacie różnico-
		wym,
k	_	moduł całki eliptycznej,
$k_e$	_	efektywna szorstkość ruchomego dna,
$k_f$	_	szorstkość związana z obecnością form dennych,
$\dot{k_L}$	_	liczba falowa,
$k_N$	_	szorstkość Nikuradzego,
$k_{N'}$	_	szorstkość naskórkowa,
$k_p$	_	liczba falowa odpowiadająca częstości piku energii
1		falowania $f_p$ ,
Κ	_	całka eliptyczna zupełna pierwszego rodzaju,
l	_	droga mieszania,
L	_	długość fali,
$L_B$	_	wzdłużbrzegowy wymiar morskiej budowli przybrzeż-
		nej,
$L_{p0}$	_	długość fali głębokowodnej odpowiadającej okreso-
1		wi piku energii $T_p$ ,
$M_r$	_	pęd rollera,
$M_{xx}$	_	prostopadła do brzegu składowa tensora pędu rol-
		lera,
$M_{xy}$	_	wzdłużbrzegowa składowa tensora pędu rollera,
$n^{-1}$	_	porowatość gruntu tworzącego dno,
p	_	prawdopodobieństwo,
$p_b$	_	procent załamanych lub załamujących się fal,
q	_	natężenie transportu osadów na metr szerokości prze-
		pływu,
$q_0$	_	źródła lub upusty osadów w modelu jednej linii,
$q_b$	_	wypadkowe natężenie ruchu osadów w warstwie wle-
-		czenia,
$q_{b+c}$	_	chwilowe łączne natężenie ruchu osadów w war-
- • •		stwie wleczenia i w warstwie kontaktowej,
$q_c$	_	wypadkowe natężenie osadów w warstwie kontak-
_ *		towej,
$q_{drift}$	_	uśrednione w okresie fali natężenie przepływu wy-
- ···· - j -		wołanego dryfem falowym,

$q_{net}$	_	wypadkowe natężenie ruchu osadów na metr szero-
		kości przepływu,
$q_s$	_	natężenie osadów zawieszonych w obszarze zewnętrz-
$q_y$	_	natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadow,
$R_{down}$	_	maksymalna wysokość odsłaniania skłonu plazowe-
		go podczas nabiegania fali,
$R_{on}$	-	maksymalny zasięg nabiegania fali na skłon plażo-
		wy,
$R_{up}$	_	maksymalna wysokość nabiegania fali na skłon pla-
1		żowy,
s	_	wzgledna gestość ziaren osadów.
$\overline{S}$	_	źródło lub upust osadów (nateżenie erozii dennej
D		lub akumulacij w dwuwymiarowym równaniu adwakcij
		dufuzii)
C		-ayiuzji),
$\mathcal{S}_{xx}$	_	prostopadia do brzegu składowa falowego napręże-
a		nia radiacyjnego,
$S_{xy}$	_	wzdłuzbrzegowa składowa falowego napręzenia ra-
		diacyjnego,
t	_	czas,
T	_	okres fali,
$T_p$	_	okres piku energii falowania,
$T_r$	_	okres powtarzalności zjawisk ekstremalnych,
u	_	pozioma składowa prędkości w kierunku $x$ ,
u	_	pozioma składowa falowej prędkości orbitalnej,
$u_{b}$	_	predkość na poziomie teoretycznego dna (predkość
0		poślizgu).
11.£	_	predkość tarcia
	_	prędkość tarcją związaną z napreżeniem stycznym
$u_{f0}$		gonorowanym stagionarnym pradom na górnai gra
		pier prodomo folomoj turbulortnoj moreture pro-
		donnoi
,		
$u_f$	_	prędkosc tarcia związana z szorstkoscią naskorko-
.4.		wą,
$u_f^*$	_	zmienna pomocnicza w modelu warstwy przyden-
		nej generowanej falowaniem i prądem wzdłużbrze-
		gowym,
$u_m$	_	prędkość prądu wzdłużbrzegowego na górnej grani-
		cy prądowo-falowej warstwy przydennej,
U	_	pozioma składowa prędkości przepływu w nabiega-
		niu fali na brzeg, pozioma predkość oscylacyjna na
		górnei granicy warstwy przydennei
		oj o-amoj manorij projacimoj,

$U_{mean}$	—	prędkość prądu powrotnego,
$U_r$	-	parametr Ursella,
v	—	pozioma składowa prędkości w kierunku $y$ w rów-
T Z		naniu adwekcji-dyfuzji,
$V_{mean}$	-	usredniona w kolumnie wody prędkosc prądu wzdłuz-
		brzegowego,
w	-	pionowa składowa prędkości w równaniu adwekcji-dy-
		fuzji,
ilde w	-	pionowa składowa falowej prędkości orbitalnej,
$w_s$	-	prędkość swobodnego opadania ziaren,
x	_	współrzędna pozioma,
$x_n$	—	położenie umownej (nominalnej) linii brzegowej,
y	_	współrzędna pionowa w teorii fal knoidalnych, współ-
		rzędna wzdłużbrzegowa w transporcie osadów i mor-
		fodynamice, współrzędna pozioma w równaniu ad-
		wekcji-dyfuzji,
$Y_B$	—	odległość budowli morskiej od linii brzegowej,
z	_	współrzędna pionowa, oś skierowana w górę (teo-
		ria fal Stokesa, równanie ruchu wody dla warstwy
		przydennej, ruch osadów w warstwie kontaktowej i
		w warstwie zawieszenia, równanie adwekcji-dyfuzji),
z'	_	współrzędna pionowa, oś skierowana w dół (ruch
		osadów wleczonych),
$z_0$	_	rzędna, na której prędkość opisana rozkładem loga-
Ť		rytmicznym wynosi zero (teoretyczny poziom szorst-
		kiego dna),
$z_1$	_	zmienna bezwymiarowa w całkowym modelu falo-
1		wei i pradowo-falowei turbulentnei warstwy przy-
		dennei.
21. 22	_	maksymalna i minimalna rzedna w obliczeniach ku-
$\sim_1,\sim_2$		batury zasobów osadów w przekroju poprzecznym
		brzegu
a	_	współczynnik empiryczny w modelu transformacji
u		fali
Q	_	współczynnik w modelu warstwy kontaktowaj
$\alpha_c$	_	stała w modelu warstwy wleczenia
α <sub>0</sub>	_	narametr snadku koncentracij
	_	paramen spauru roncentracji, współczynnik w schemacje numerycznym Lava
B	_	współczynnik w modelu wsretny kontektowej
B	_	kat śradniago nachylania dna
$rac{ ho_s}{\delta}$	_	ngi sicullego llachylella ulla, grubość falowaj lub pradowo falowoj turbulentnoj
0	_	grubose raiowej rub prądowo-raiowej turbulentnej
		warstwy przydennej,

$\delta_b$	_	grubość warstwy wleczenia,
$\delta_c$	_	grubość warstwy kontaktowej,
$\delta_n$	_	miąższość warstwy rozluźnionego dna morskiego,
$\Delta h$	_	zakres zmian poziomu dna morskiego w pomiarach
		batymetrycznych, poniżej którego zakłada się, że
		dno jest nieaktywne,
ε	_	współczynnik skali przyboju,
$\varepsilon_d$	_	współczynnik dyfuzji w modelu jednej linii,
$\varepsilon_h$	_	współczynnik dyfuzji poziomej w równaniu adwekcji-
		-dyfuzji,
$\varepsilon_s$	—	współczynnik dyfuzji pionowej w równaniu adwekcji-
		-dyfuzji,
$\phi$	_	kąt pomiędzy kierunkiem prądu wzdłużbrzegowe-
		go i chwilowym wypadkowym naprężeniem ścina-
		jącym,
$\phi_s$	_	kąt pomiędzy grzbietem fali i linią brzegową w mo-
		delu jednej linii,
$\gamma$	_	kąt pomiędzy kierunkiem prądu wzdłużbrzegowego
		i kierunkiem propagacji fali,
$\gamma_b$	_	empiryczny współczynnik załamania fali,
$\eta$	-	chwilowe wzniesienie swobodnej powierzchni ponad
		poziom spokoju (falowanie),
$\overline{\eta}$	—	średnie wzniesienie swobodnej powierzchni wody
		ponad poziom spokoju (zjawiska "wave set-up" i "wa-
		ve set-down" w teorii prądu powrotnego),
$\varphi$	-	kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
$\kappa$	_	stała von Karmana,
$\mu_0, \mu_1, \mu$	$l_2 -$	funkcje koncentracji w modelu warstwy wleczenia,
u	-	współczynnik kinematycznej lepkości molekularnej
		wody,
$ u_t$	_	wspołczynnik lepkosci turbulentnej,
$ u_{tx}$	_	wspołczynnik lepkosci turbulentnej w kierunku po-
		ziomym (poprzecznym do brzegu),
$ u_{tz}$	_	wspołczynnik lepkości turbulentnej w kierunku pio-
0		nowym,
Ø	_	kąt pomiędzy imią brzegową i grzbietami fal,
$ heta_S$	_	rametr Shieldsa),
ρ	_	gęstość wody,
$ ho_s$	_	gęstość szkieletu gruntowego,
au	_	naprężenie styczne (lub ścinające),

### Wykaz oznaczeń

$ au_b$	_	naprężenie styczne w falowej turbulentnej warstwie
		przydennej,
$\overline{ au_{bx}}$	-	naprężenie styczne przy dnie w kierunku poprzecz-
		nym do brzegu,
$\overline{ au_{by}}$	—	naprężenie styczne przy dnie w kierunku wzdłuż-
		brzegowym,
$ au_{xy}$	—	turbulentne naprężenie styczne w wodzie,
$\omega^{-}$	_	częstotliwość kątowa w ruchu falowym,
$\psi$	-	kąt pomiędzy tzw. większym naprężeniem głów-
		nym i poziomem dna w modelu warstwy wleczenia.

### Przedmowa

Morza i oceany zajmują około 71% całkowitej powierzchni Ziemi. Bezmiar i głębiny wód oceanu światowego kryją w sobie ogromne zasoby kopalin mineralnych i pożywienia oraz energii. Energetyczne bogactwo akwenów morskich reprezentowane jest przez szeroki wachlarz zjawisk fizycznych. Należą tu między innymi fale powierzchniowe (w tym sejsze) i fale wewnętrzne oraz generowane różnymi czynnikami prądy, na przykład prądy dryfowe, wiatrowe, gradientowe, gęstościowe i pływowe. W bezpośrednim sąsiedztwie brzegu morskiego istotną rolę odgrywają przepływy pochodzenia falowego, jak również krótkookresowe wahania poziomu wody wywołane spiętrzeniami sztormowymi oraz – na morzach pływowych – pływami astronomicznymi. Długa historia badań morza zaowocowała niezliczonymi analizami, pomiarami i publikacjami, pomocnymi w poznaniu i zrozumieniu morskich procesów fizycznych, co umożliwiało i umożliwia wykorzystanie zdobytej wiedzy dla dobra ludzkości i rozwoju cywilizacyjnego.

Dorobek naukowy w dziedzinie badań dynamiki morza, wyrażajacy się w przeróżnej formie – od słynnych odkryć i dzieł geograficznych majacych charakter przełomowy do prac przyczynkarskich o waskim zakresie – stanowi materiał wielce złożony. Dlatego na przestrzeni wieków, w szczególności zaś od kilku dziesięcioleci, w badaniach tych dokonywał się podział na specjalizacje, zarówno w kontekście zakresu wiedzy, jak i w odniesieniu do obszarów, w których wiedza ta znajdowała zastosowanie. Pomimo, że prawa fizyki, a ściślej rzecz ujmując – mechaniki, sa na całej kuli ziemskiej jednakowe i niezmienne, to specyfika miejsca badań sprawia, że często niemożliwe jest wykorzystanie wyników tych badań dla innej lokalizacji geograficznej. Przykładowo, dogłębna identyfikacja parametrów hydrodynamiki strefy brzegowej bezpływowego morza zamknietego nie bedzie przydatna (albo bedzie przydatna w niewielkim stopniu) badaczowi otwartego wybrzeża oceanicznego i odwrotnie – wyniki badań oceanicznej strefy przybrzeżnej są tylko częściowo użyteczne w odniesieniu do mórz zamkniętych.

Niniejsza książka ma charakter monografii, której tematyka skoncentrowana jest na wybrzeżu południowego Bałtyku, a w szczególności na polskiej morskiej strefie brzegowej sięgającej głębokości kilkunastu metrów. Zakresem swoim obejmuje najważniejsze i najbardziej charakterystyczne procesy dynamiki strefy brzegowej, tj. ruch wody i osadów piaszczystych w warunkach współoddziaływania fal i prądów pochodzenia falowego oraz prądów wiatrowych, jak również zmienność kształtu brzegu i dna morskiego w różnych skalach czasowo-przestrzennych, z uwzględnieniem wpływu przedsięwzięć technicznych realizowanych w dziedzinie inżynierii brzegów. Intencją autora jest uzupełnienie szeregu cennych pozycji polskiej literatury przedmiotu, które ukazały się w ostatnich latach, między innymi książek autorstwa Pruszaka (1998, 2003, 2014), Pruszaka i Skai (2014), Szmytkiewicza (2002), Dubrawskiego i Zawadzkiej-Kahlau (2006) oraz Zawadzkiej-Kahlau (1999, 2012).

Poszczególne procesy fizyczne rządzące dynamiką brzegu są w prezentowanej pracy opisane w kolejności odpowiadającej ich występowaniu w łańcuchu przyczynowo-skutkowym zjawisk zachodzących w morskiej strefie brzegowej. Przedstawiono je z punktu widzenia badacza mechanizmów ruchu wody i osadów, posługującego się eksperymentem (doświadczeniami prowadzonymi w laboratorium oraz w warunkach naturalnych) oraz matematycznymi modelami deterministycznymi, głównie tymi opracowanymi i sukcesywnie rozwijanymi w Instytucie Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk (IBW PAN) w Gdańsku. W odnośnych modelach przyjęto klasyczny tok opisu teoretycznego, od procesu transformacji i załamania fal, poprzez prądy pochodzenia falowego, przydenne naprężenia ścinające, aż po transport piaszczystego rumowiska i zmiany rzędnych dna oraz ewolucję linii brzegowej.

Spojrzenie autora na prezentowane zagadnienia w zasadzie nie odbiega od podstawowych współczesnych standardów obowiązujących w dziedzinie dynamiki brzegów morskich. W niniejszej monografii podjęto próbę przedstawienia doświadczenia zdobytego przez autora podczas wieloletniej pracy w Zakładzie Mechaniki i Inżynierii Brzegów IBW PAN. Wiedza ta pochodzi zarówno z lektury krajowej oraz zagranicznej literatury przedmiotu, jak i z projektów naukowych i komercyjnych-inżynierskich, w których autor uczestniczył i którymi kierował. Nie do przecenienia są ponadto nauki pobrane od mistrzów, z którymi miał i ma zaszczyt współpracować w IBW PAN i w innych instytucjach badawczych.

Jednym z owych mistrzów jest niewątpliwie śp. Profesor Zbigniew Pruszak, którego życzliwej zachęcie i dobrym radom książka niniejsza zawdzięcza swój byt i kształt. Autorska wdzięczność należy się również Koleżankom i Kolegom z Zakładu, w szczególności tym, z którymi prowadziłem liczne przedsięwzięcia naukowo-badawcze i z którymi owocnie współpracowałem w toku działalności publikacyjnej. Specjalne podziękowania składam Danucie Piotrowskiej – "mistrzyni komputerowej grafiki" (jak ją nazwał jeden z kolegów), bez pomocy której wiele z moich prac, w tym niniejsza monografia, nie ujrzałoby światła dziennego. Na koniec pragnę serdecznie podziękować Recenzentom – Panu Profesorowi Kazimierzowi Furmańczykowi oraz Panu Profesorowi Romualdowi Szymkiewiczowi – za bardzo pożyteczne uwagi i sugestie, których uwzględnienie podniosło wartość publikacji.

Niemożliwe jest ujęcie w jednej książce ogromu zagadnień związanych z dynamiką i przeciwerozyjną ochroną piaszczystych brzegów morza bezpływowego. Sama tylko tematyka fal morskich i ich transformacji w strefie brzegowej, jako rozległa i wieloaspektowa, opisana jest w dziesiątkach opasłych tomów. Podobna sytuacja ma miejsce w odniesieniu do pozostałych procesów hydrodynamicznych zachodzących w morskiej strefie brzegowej (w tym prądów pochodzenia falowego oraz cyrkulacji wód w ujściach rzecznych i wodach przejściowych), jak również odnośnie do procesów litodynamicznych i morfodynamicznych. W wielu miejscach niniejszej monografii pewne zagadnienia są zatem tylko sygnalizowane, a dla ich pełniejszego poznania proponuje się Czytelnikowi sięgnięcie do cytowanych pozycji literaturowych.

Problemy objęte monografią zaprezentowane są w sposób na tyle przystępny, że z dużym prawdopodobieństwem zainteresują grono czytelników wykraczające poza osoby zawodowo zajmujące się dynamiką strefy brzegowej morza i ochroną brzegów morskich. Autor żywi szczerą nadzieję, że lektura książki okaże się wciągająca również dla osób chcących od podstaw zapoznać się z odnośnymi problemami.

Wszystkie fotografie zamieszczone w niniejszej książce zostały wykonane przez autora. Rysunki (w tym wykresy), których źródła pochodzenia nie podano, sporządziła Danuta Piotrowska we współpracy z autorem.

## Wprowadzenie

Według przekazów i zapisów historycznych, zarówno tych najstarszych, dotyczących starożytności, jak i nawiązujących do czasów nam nieodległych, na wybrzeżach morskich dokonywał się najintensywniejszy postęp cywilizacyjny. Postęp ten przejawiał i przejawia się rozwojem w licznych dziedzinach życia, od kultury i sztuki, poprzez szereg gałezi gospodarki, aż po nauke i technike wszystkich niemal dyszyplin. Nie jest przypadkiem, że na brzegach mórz i oceanów gęstość zaludnienia jest najwieksza. Pomimo ciagłego niebagatelnego wzrostu znaczenia komunikacji lotniczej, rola transportu morskiego pozostaje niezmiennie bardzo ważna, a odcinek wybrzeża morskiego znajdujący się w posiadaniu państwa i narodu jest tradycyjnie nazywany oknem na świat. Troska o to okno, wyrażająca się różnokierunkowymi i wieloaspektowymi działaniami administracji morskiej i innych władz różnych szczebli, ma na celu harmonijne zaspokojenie potrzeb podmiotów zlokalizowanych i aktywnych w morskiej strefie brzegowej, zarówno w jej cześci ladowej, jak i wodnej. Szeroka gama owych podmiotów – od pojedynczego człowieka do potężnych przedsiębiorstw i koncernów przemysłowych – funkcjonować powinna bezkonfliktowo w kontekście wzajemnych relacji oraz w kontekście braku negatywnego wpływu na środowisko naturalne. Okazuje się to często niemożliwe z uwagi na niezgodność interesów rzeszy użytkowników morskiego wybrzeża i wysoką wrażliwość świata przyrody na czynniki antropogeniczne. Bez trudu wyobrazić sobie można oczywiste i podstawowe problemy we współistnieniu na przykład turystyki nadmorskiej i przemysłu stoczniowego oraz rybołówstwa i żeglugi, jak również problemy funkcjonowania portów w harmonii z morską fauną i florą. Pomimo powyższych trudności przywileje wynikające z dostępu do morza są bezsporne, co sprawia, że gospodarka morska ma (a przynajmniej mieć powinna) wysoka range w funkcjonowaniu każdego kraju, który taki dostęp posiada.

Korzyściom płynącym z sąsiedztwa akwenu morskiego towarzyszą liczne niebezpieczeństwa. Żywioł morski niesie wielorakie zagrożenia dla mienia oraz zdrowia i życia nie tylko na wodzie, ale również na lądzie. Sztormowe fale i prądy są przyczyną erozji brzegów i zalewania lądu. Piaszczysty brzeg morski charakteryzuje się zazwyczaj strefą naturalnych lub sztucznie ukształtowanych wydm. W przypadku nisko położonego terenu na bezpośrednim zapleczu brzegu, przerwanie takiego pasa ochronnego powoduje najczęściej rozległą powódź, skutkującą materialnymi stratami, a czasem również ofiarami śmiertelnymi. Jeżeli zaplecze brzegu morskiego charakteryzuje się relatywnie wysokimi rzędnymi terenu, to i tak erozja brzegu może nieść za sobą katastrofalne skutki w postaci zniszczonej lub uszkodzonej infrastruktury – wszelkiego rodzaju zabudowań i linii komunikacyjnych, względnie dotkliwych strat przyrodniczych.

Jeśli chodzi o warunki Polski, to jedynie około 18% brzegu morskiego pozostaje w stanie relatywnej równowagi morfodynamicznej, około 8–10% ma charakter akumulacyjny, a ponad 70% ulega erozji o różnej intensywności (Pruszak i Skaja 2014). Długość polskiego wybrzeża (z uwzglednieniem Półwyspu Helskiego<sup>1</sup>, lecz z wyłaczeniem brzegów Zalewu Wiślanego i Zalewu Szczecińskiego) wynosi ok. 500 km. Prawie 80% wybrzeża stanowia piaszczyste plaże i wydmy, bardziej podatne na erozję niż brzegi klifowe, zbudowane z gruntów spoistych lub piaszczysto-spoistych. Wiele z plażowo-wydmowych odcinków brzegu w Polsce charakteryzuje się dużym zaludnieniem, rozwiniętą infrastruktura, znaczna wartościa przyrodnicza lub wysokimi walorami turystycznymi. Niektóre z tych obszarów muszą być bezwzględnie chronione. Znakomitym przykładem są odmorskie brzegi Półwyspu Helskiego, szczególnie w jego części nasadowej, należace do najważniejszych polskich fragmentów wybrzeża podlegających ochronie w ramach długoterminowej strategii definiowanej odpowiednimi ustawami i rozporzadzeniami ministerialnymi. Zamieszkały przez około 10 000 mieszkańców Półwysep corocznie odwiedza ponad milion turystów. Linia kolejowa i droga wojewódzka nr 216 stanowia jedyny ladowy szlak komunikacyjny łączący gminy Hel i Jastarnia z położonym u nasady Półwyspu Władysławowem. Obserwowane od kilkudziesieciu lat intensywne zjawiska erozyjne od strony otwartego morza stanowia poważne zagrożenie dla wyżej wymienionych linii komunikacyjnych oraz innych obiektów budowlanych znajdujących się w sąsiedztwie brzegu morskiego. Dlatego utrzymanie brzegów Półwyspu stanowi "być albo nie być" dla jego mieszkańców oraz licznych instytucji i podmiotów gospodarczych prowadzących tam swoją działalność.

Podobnie krytyczna sytuacja występuje na kilku innych odcinkach polskiego wybrzeża. Przeciwerozyjną ochroną brzegów w Polsce zajmują się Inspektoraty Ochrony Wybrzeża. Funkcjonują one jako części

 $<sup>^1\,</sup>$ To obecnie obowiązująca nazwa administracyjna. Półwysep Helski jest również nazywany Mierzeją Helską, ponieważ z geologicznego i geomorfologicznego punktu widzenia stanowi mierzeję.

składowe Urzedów Morskich w Gdvni, Słupsku i Szczecinie, podlegajacych bezpośrednio właściwemu ministerstwu, obecnie – Ministerstwu Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródladowej. Terenowymi placówkami Inspektoratów Ochrony Wybrzeża sa Obwody Ochrony Wybrzeża, które z kolei dziela się na Obchody Ochrony Wybrzeża. Podejmowanym przez Urzedy Morskie przedsiewzieciom technicznym majacym na celu ochronę wybrzeża przed erozją towarzyszy od 2003 roku monitoring batymetryczno-tachimetryczny strefy brzegowej i bieżąca ocena podatności brzegu na erozję. Urzędy Morskie często zamawiają wykonanie ekspertyz i opracowań dotyczących stanu zagrożenia określonych odcinków brzegu oraz optymalizacji ich ochrony przeciwerozyjnej. Prace tego rodzaju powstaja z reguły w instytucjach naukowo-badawczych, np. w IBW PAN lub w Instytucie Morskim w Gdańsku. Rzetelna ocena stanu brzegu oraz planowanie jego najskuteczniejszego i jak najmniej kosztownego zabezpieczenia przed erozja wymaga szczegółowego rozpoznania procesów hydrodynamicznych i litodynamicznych. Rozpoznaniu temu służa badania naukowe.

Inżynieria brzegów morskich jest więc nieodłącznie związana z działaniami na polu nauki, zarówno w kontekście badań podstawowych, jak również stosowanych. Trudno powiedzieć, który rodzaj tych badań ma wyższą rangę. Wyniki badań stosowanych wydają się na pozór cenniejsze w praktyce inżynierskiej, gdyż służą innowacyjności i optymalizacji przedsięwzięć technicznych w sensie bezpośrednim. Nie do przecenienia są jednakże badania podstawowe, stanowiące fundament i osnowę badań stosowanych. Zespoły specjalistów – inżynierów i naukowców – aktywnych na styku techniki ze sferą badawczą mają tego pełną świadomość. Czy jest bowiem możliwe opracowanie zmodernizowanej lub innowacyjnej metody ochrony brzegu przed erozją bez pogłębionej znajomości mechanizmów ruchu wody i osadów w strefie przybrzeżnej oraz bez wiarygodnego wyznaczenia parametrów tego ruchu?

Jak wspomniano w Przedmowie, tematyka niniejszej książki skoncentrowana jest na piaszczystych brzegach południowego Bałtyku. Są to brzegi ukształtowane w formie plaż i wydm, przy czym oba te elementy charakteryzować się mogą bardzo różnymi kształtami i wymiarami. Na erodowanych odcinkach wybrzeża plaże są z reguły niskie i wąskie, a wydmy stromo podcięte. Na brzegach akumulacyjnych plaże są szerokie i mają relatywnie wysokie rzędne u podstawy wydm, zaś same wydmy są wysokie i rozciągają się szerokim pasem od skraju plaży w głąb lądu. Wybrzeże akumulacyjne charakteryzuje się przeważnie obecnością kilku wzdłużbrzegowych pasów spłyceń – tzw. rew, podczas gdy przy brzegach erozyjnych rew jest przeważnie mniej albo w ogóle nie występują. Od zasady tej istnieją wyjątki, ponieważ odnosi się ona zasadniczo do brzegów otwartego morza (brzegi akumulacyjne Zatoki Gdańskiej są na wielu odcinkach bezrewowe).

Ważna cecha morskiej strefy brzegowej w Polsce jest fakt, że jest ona dvssypacyjna (ang. dissipative shore). Oznacza to, że w trakcie transformacji fali na profilu brzegu od głębokiej wody do linii brzegowej energia falowania ulega stopniowej dyssypacji (rozproszeniu). W rezultacie niewielka część energii fal głębokowodnych dociera w bezpośrednie sąsiedztwo linii brzegowej. Taka sytuacja ma z reguły miejsce na profilach przybrzeżnego dna o małym nachyleniu, rzędu 1-2% w strefie o szerokości kilkuset metrów. Odmiennie proces transformacji fal odbywa się na wybrzeżach, gdzie dno w morskiej strefie brzegowej charakteryzuje się większym nachyleniem. Na stromo nachylonym podbrzeżu proces dyssypacji energii fal podchodzacych do brzegu przebiega inaczej i znaczna część fal odbija się od brzegu (ang. reflective shore). Zjawiskom dvssvpacji energii fal i ich odbicia od brzegu towarzyszy szereg innych procesów transformacji falowania, takich jak dyfrakcja, refrakcja czy tzw. efekt spłycenia (ang. shoaling), jak również powstawanie prądów pochodzenia falowego. Najważniejsze z tych procesów, istotne z punktu widzenia mechaniki i inżynierii brzegów morskich, to jest dyssypacja energii fali z refrakcją oraz prądy pochodzenia falowego, opisane są w rozdziale 1.

Wywołane falowaniem powierzchniowym i prądami morskimi przepływy wody w warstwie przydennej powodują ruch osadów oraz przebudowę dna i brzegu morza. Bezpośrednią siłą sprawczą ruchu ziaren piasku tworzącego dno jest przydenne naprężenie ścinające. Jego wartość zależy od kilku czynników – przede wszystkim od prędkości wody w sąsiedztwie dna, ale również od szorstkości dna. Ta z kolei kształtowana jest cechami granulometrycznymi osadów oraz obecnością i wymiarami form dennych. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych oraz procesy litodynamiczne i wynikające z nich zjawiska morfodynamiczne omówione są w rozdziale 2.

Ze względu na złożoną i skomplikowaną naturę procesów zachodzących w morskiej strefie brzegowej i dalekie od doskonałości narzędzia teoretyczne, w toku modelowania ruchu wody i osadów nie sposób uniknąć niedokładności. Istotne jest, aby badacz ww. zjawisk miał świadomość, że uzyskane przez niego wyniki obliczeń mogą być obarczone błędami. Opis odnośnych niedokładności i niejednoznaczności oraz wątpliwości związanych z wiarygodnością teoretycznego modelowania morskich procesów hydrodynamicznych i litodynamicznych zawiera rozdział 3.

Dynamika piaszczystej strefy brzegowej morza jest źródłem wielu problemów. Jak już wspomniano, intensywne oddziaływanie fal i prą-

dów wywołuje erozję brzegów morskich. Ruch osadów pod wpływem falowania i prądów jest też przyczyną zapiaszczania morskich dróg wodnych, w tym torów podejściowych do portów i wejść portowych oraz kanałów i basenów portowych znajdujących się w pobliżu tych wejść. Specyficzne niekorzystne procesy litodynamiczne mają miejsce w ujściach rzecznych i w przyujściowych obszarach morskiej strefy brzegowej. Odnośne zagadnienia, wraz z przykładowymi rozwiązaniami problemów inżynierii brzegów i portów morskich, przedstawiono w rozdziale 4.

Zgodnie z deklaracją sformułowaną w Przedmowie, poglądy naukowe wyrażone w niniejszej monografii zasadniczo nie odbiegają od standardowych podejść teoretycznych funkcjonujących na polu hydrodynamiki, litodynamiki i morfodynamiki morskiej strefy brzegowej. W prezentowanym toku modelowania teoretycznego przyjęto klasyczne podejście deterministyczne, od procesu transformacji (w tym załamania) fal, poprzez prądy pochodzenia falowego (zależne ilościowo od cech profilu poprzecznego brzegu), przydenne naprężenie ścinające (w funkcji szorstkości ruchomego dna morskiego) i transport osadów (zob. schemat poniżej). Zmiany rzędnych dna oraz położenia linii brzegowej wyznaczane są jako rezultat przestrzennej zmienności wypadkowego natężenia transportu osadów.





Według konwencjonalnie przyjmowanej tezy w odniesieniu do profilu poprzecznego brzegu, wypadkowe natężenie transportu osadów w określonym punkcie strefy brzegowej zależy od proporcji pomiedzy wpływem asymetrii fali i pradu powrotnego. Prady powrotne, podobnie jak inne prądy pochodzenia falowego, są modelowane jako uśrednione w okresie fali (ang. phase-averaged). Ściśle rzecz ujmując, prędkości pradów powrotnych (i innych pradów pochodzenia falowego, np. prądu wzdłużbrzegowego) obliczane są według koncepcji naprężeń radiacyjnych, na podstawie równań pędu uśrednionych względem czasu równego okresowi fali. Skoro teoretyczny opis prądów pochodzenia falowego oparty jest na uśrednionym w czasie polu falowym, to prędkości przepływów wyznaczane są z tą samą lub zbliżoną dokładnościa, co parametry fal w strefie brzegowej. Z tego wzgledu zastosowanie uśrednionego w czasie podejścia do fal i pradów dla całej strefy przybrzeżnej morza wydaje sie spójne, w przeciwieństwie do prób opisu ww. zagadnień z zastosowaniem zmiennego w czasie pola falowego nakładającego się na uśredniony przepływ pochodzenia falowego.

Jednakże w poszczególnych punktach morskiej strefy brzegowej, w których parametry fali są znane z modelu transformacji ruchu falowego (*phase-averaged*), można wyznaczyć prędkości orbitalne ruchu falowego zmienne w okresie fali (ang. *phase-resolving*), według teorii falowej stosownej do lokalnych charakterystyk (tj. głębokości wody oraz wysokości i okresu lub długości fali). Te zmienne w czasie (na płytkiej wodzie – asymetryczne) prędkości orbitalne wraz z prędkością stacjonarnego prądu pochodzenia falowego są przyjmowane na górnej granicy warstwy przydennej. Równania warstwy przydennej są rozwiązywane w trybie *phase-resolving*, podobnie wyznaczane są przydenne naprężenia ścinające i (chwilowe) wartości natężenia ruchu osadów. Ze scałkowania natężenia ruchu osadów w okresie fali wynika wypadkowe natężenie ruchu osadów w rozpatrywanym punkcie strefy brzegowej. Dlatego sposób modelowania prezentowany w rozdziałach 1 i 2 niniejszej książki określić można jako *quasi-phase-resolving*.

# ROZDZIAŁ 1: Hydrodynamika morskiej strefy brzegowej

### 1.1. Falowanie

#### 1.1.1. Wiadomości ogólne

Jednym z najważniejszych morskich zjawisk hydrodynamicznych jest falowanie powierzchniowe, przy czym w morzu bezpływowym główna rolę odgrywają tzw. fale grawitacyjne (zob. np. Pruszak 2003). Są to fale generowane wiatrem i w przypadku ich występowania w obszarze oddziaływania wiatru nazywa się je falami wiatrowymi (ang. wind waves), natomiast w przypadku przemieszczania się poza obszarem, w którym zostały wywołane przez wiatr, nazywane są falami rozkołysu<sup>1</sup> (ang. swell). Parametry fal generowanych wiatrem zależa od prędkości i czasu trwania wiatru oraz rozciągłości jego działania, jak również od głębokości akwenu. Na Bałtyku fale te mają przeważnie okres rzędu kilku sekund oraz długość od kilkunastu do kilkudziesięciu metrów. Wysokość pełnomorskich bałtyckich fal w ekstremalnych warunkach sztormowych sięgać może dziesięciu, a nawet kilkunastu metrów. W fazie pojawiania się sztormu i w okresie jego największej intensywności obserwuje się z reguły fale wiatrowe, podczas gdy w fazie zanikania sztormu dominuje falowanie rozkołysu. Transformacji fal na głębokiej wodzie nie towarzyszy istotna utrata ich energii i dlatego moga sie one przemieszczać na przestrzeni setek kilometrów bez znacznej zmiany parametrów, tj. wysokości, okresu i długości. Sytuacje, w których fale docierają na przykład do bezwietrznych brzegów południowego Bałtyku z odległych rejonów jego północnej lub północno-wschodniej części (gdzie wieje wiatr i gdzie fale te powstają) nie należą do rzadkości.

Pomimo losowego (nieregularnego) charakteru fal morskich, w ich opisie znajdują zastosowanie teorie fal regularnych. Podstawowymi parametrami fali są wysokość H, okres T i długość L, jak również głębokość wody h w miejscu występowania fali. Oznaczenia używane w matematycznym opisie fal przedstawia rys. 1.1.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Fale rozkołysu nazywane są też "martwą falą". Autor niniejszej monografii nie zaleca używania tego terminu, ponieważ falowanie jest procesem o wyraźnej dynamice. Słowo "rozkołys" jest adekwatniejsze.



Rys. 1.1. Schematyczna ilustracja fal powierzchniowych

Podczas falowania cząsteczki wody na powierzchni wykonują okresowe ruchy wokół swego położenia równowagi po orbitach kołowych (dla fal głębokowodnych) lub eliptycznych (dla fal na ograniczonej głębokości). Takim samym ruchom podlegają cząsteczki wody w warstwie przypowierzchniowej, przy czym w miarę oddalania się od swobodnej powierzchni promienie cyrkulacji się zmniejszają. Podczas falowania głębokowodnego promienie orbit kołowych maleją do zera na głębokości równej połowie długości fali (z = -L/2) i prędkości orbitalne pochodzenia falowego nie występują poniżej tej rzędnej. W przypadku falowania płytkowodnego spłaszczenie eliptycznych orbit cyrkulacyjnych zwiększa się wraz z głębokością, a przy samym dnie cząsteczki wody wykonują jedynie poziome ruchy oscylacyjne.

Oscylacyjne falowe prędkości przydenne u(y = 0) lub u(z = -h), wraz z prędkościami prądów pochodzenia falowego, są źródłem przydennych naprężeń ścinających i natężenia transportu osadów, omówionych w rozdziale 2. Wyprzedzając treść rozdziału 2 należy podkreślić, że istotną rolę w ruchu osadów odgrywać może asymetria kształtu fali i wynikająca z niej asymetria falowych prędkości oscylacyjnych. Ostateczny efekt współoddziaływania asymetrycznych prędkości oscylacyjnych wywołanych ruchem falowym i tzw. prądu powrotnego<sup>2</sup> zależy od kształtu fali. Z kolei kształt fali zależy od jej parametrów, tj. wysokości H i okresu T oraz od głębokości wody h.

Jeden z fundamentalnych opisów fal regularnych to teoria liniowa, czyli teoria fal sinusoidalnych. Nazwa teorii pochodzi od kształtu profilu falowego, który jest sinusoidą. Sytuacja taka ma miejsce jedynie w przypadku fal o małej wysokości i małej długości, rozprzestrzeniają-

 $<sup>^{2}\,</sup>$ Jest to jeden z rodzajów prądów pochodzenia falowego.

#### 1.1. Falowanie

cych się na względnie dużych głębokościach<sup>3</sup>. W praktyce inżynierskiej teoria fal sinusoidalnych jest często stosowana, niekiedy nawet poza zakresem swojej ważności. W teorii fal sinusoidalnych zależność pomiędzy okresem fali T i jej długością L wyraża następujące równanie, zwane związkiem dyspersyjnym:

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = g\left(\frac{2\pi}{L}\right) \operatorname{tgh}\left[\left(\frac{2\pi}{L}\right)h\right],\tag{1.1}$$

w którym g oznacza przyśpieszenie ziemskie. W równaniu (1.1) występują charakterystyczne parametry falowania, tj. częstotliwość kątowa  $\omega = 2\pi/T$  oraz liczba falowa  $k_L = 2\pi/L$ .

Prędkość propagacji fali (C), zwana też prędkością fazową, jest ilorazem długości fali i jej okresu (C = L/T). W warunkach płytkiej wody, definiowanej przez kryterium h < L/20, prędkość fazową wyraża wzór  $C = (gh)^{1/2}$  (zob. np. Massel 1992). Całkowita energia fali Ejest sumą energii potencjalnej  $E_p$  (wynikającej z położenia cząsteczki wody ponad poziomem spokoju) i energii kinetycznej  $E_k$  związanej z ruchem wody. Dla fal sinusoidalnych energia kinetyczna jest równa potencjalnej. Energia fali o wysokości H i długości L przypadająca na jednostkową szerokość pasa wody w kierunku propagacji fali wyraża się następującą formułą:

$$E = E_p + E_k = \frac{\rho g H^2 L}{16} + \frac{\rho g H^2 L}{16} = \frac{\rho g H^2 L}{8}, \quad (1.2)$$

w której  $\rho$  oznacza gęstość wody.

Ilość energii przenikającej przez jednostkową powierzchnię prostopadłą do kierunku propagacji fali nazywa się strumieniem energii  $E_s$ i jest iloczynem energii E oraz tzw. prędkości grupowej  $C_g$  (prędkości, z jaką rozprzestrzenia się energia ruchu falowego):

$$E_s = EC_g, \tag{1.3}$$

przy czym prędkość grupowa  $C_g$  dana jest wzorem (Massel 1992):

$$C_g = \frac{C}{2} \left[ 1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]. \tag{1.4}$$

Dla relatywnie krótkich fal (tj. dla małych wartości L/h) charakteryzujących się większą wysokością względem głębokości (tj. dla dużych

 $<sup>^3\,</sup>$ Zakresy stosowalności teorii falowych w zależności odH/horazL/h podaje np. Massel (1992).

wartości H/h) zaleca się stosować np. teorię fal nieliniowych Stokesa<sup>4</sup>. Dla fal relatywnie długich i wysokich (tj. dla dużych wartości L/h oraz H/h) stosować należy teorię fal długich, np. fal knoidalnych.

Według tradycyjnej klasyfikacji (zob. np. Massel 1989) wartość L/h wynosząca ok. 8–10 stanowi granicę pomiędzy falami krótkimi i długimi. Wybór sposobu teoretycznego opisania kształtu fali w określonym reżimie falowym ułatwić może parametr Ursella  $U_r = H/h(L/h)^2$  wraz ze stosunkiem L/h.

Teorie falowe oparte na przybliżeniach Stokesa mogą być stosowane dla L/h < 8 (albo nawet dla L/h < 10) i małych wartości parametru Ursella (zasadniczo dla  $U_r < 20$ ). Warunki takie są typowe dla względnie dużych głębokości, z dala od brzegu. W warunkach bardzo płytkiej wody, dla L/h > 10 i większych wartości  $U_r$ , należy używać teorii fal knoidalnych. Okazuje się, że zakresy stosowalności przybliżeń Stokesa i teorii fal knoidalnych nakładają się na siebie. Wspólny obszar ważności obu teorii jest znaczny i w praktyce inżynierskiej dla wartości parametru Ursella z przedziału 20–40, a nawet 20–75 z powodzeniem stosować można oba podejścia (jednakże przybliżenia Stokesa tylko pod warunkiem, że L/h nie przekracza wartości ok. 8–10). Górna granica stosowalności teorii fal knoidalnych nie istnieje – prawidłowe rozwiązanie uzyskiwane jest dla bardzo wysokich wartości parametru Ursella (i wysokich wartości L/h).

W niniejszej książce do opisu fal długich wykorzystano teorię fal knoidalnych w ujęciu zaproponowanym w publikacji Wiegela (1960). Teoria fal knoidalnych była dawniej niepopularna w inżynierii brzegów ze względu na występujące w niej funkcje eliptyczne. Niewygodne w stosowaniu, m.in. ze względu na konieczność iteracyjnego wyznaczenia modułu całek eliptycznych k, dawniej stablicowane, funkcje owe obecnie – w dobie komputerów – są dostępne w postaci gotowych procedur bibliotecznych.

Według przybliżenia teorii fal knoidalnych opublikowanego w pracy Wiegela (1960), poszczególne wielkości związane z ruchem falowym, tj. wzniesienie swobodnej powierzchni  $\eta$ , odległość od dna akwenu do doliny fali  $h_t$  i poziomą składową prędkości przepływu u wywołanego falowaniem (zob. oznaczenia na rys. 1.1) wyrażone są następującymi formułami:

$$\eta(x,t) = h_t + H cn^2(x,t,k), \qquad (1.5)$$

 $<sup>^4\,</sup>$ Sir George Stokes (1819–1903), irlandzki matematyk i fizyk, związany z Uniwersytetem w Cambridge, zajmujący się m.in. mechaniką płynów, w tym mechaniką fal.

$$h_t = h\left\{1 + \frac{H}{k^2 h}\left[1 - k^2 - \frac{\mathbf{E}(k)}{\mathbf{K}(k)}\right]\right\},\tag{1.6}$$

$$\frac{u(x,y,t)}{(gh)^{1/2}} = -\frac{5}{4} + \frac{3h_t}{2h} - \frac{h_t^2}{4h^2} + \left(\frac{3h}{2h} - \frac{h_tH}{2h^2}\right) \operatorname{cn}^2(x,t,k)$$
(1.7)

$$-\frac{H^2}{4h^2}\operatorname{cn}^4(x,t,k) - \frac{8H\mathbf{K}^2(k)}{L^2} \left(\frac{h}{3} - \frac{y^2}{2h}\right) \left[-k^2 \operatorname{sn}^2(x,t,k) \operatorname{cn}^2(x,t,k) + \operatorname{cn}^2(x,t,k) \operatorname{dn}^2(x,t,k) - \operatorname{sn}^2(x,t,k) \operatorname{dn}^2(x,t,k)\right].$$

W powyższych równaniach  $\mathbf{K}(k)$  i  $\mathbf{E}(k)$  są całkami eliptycznymi zupełnymi, odpowiednio pierwszego i drugiego rodzaju, o module k. Funkcja 'cn' jest kosinusem eliptycznym Jacobiego zdefiniowanym następująco:

$$\operatorname{cn}^{2}(x,t,k) = \operatorname{cn}^{2}\left[2\mathbf{K}(k)\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right);k\right].$$
(1.8)

Kosinus eliptyczny 'cn' jest funkcją okresową dla rzeczywistych wartości modułu k z przedziału 0–1. Okres dąży do nieskończoności dla k = 1 (jest to przypadek fali samotnej). Dla k = 0 fala jest sinusoidalna. Pozostałe funkcje eliptyczne Jacobiego występujące w równaniu (1.7), tj. 'sn' i 'dn', obliczyć można z zależności sn<sup>2</sup> + cn<sup>2</sup> = 1 oraz  $k^2$ sn<sup>2</sup> + dn<sup>2</sup> = 1.

W teorii fal knoidalnych moduł całki eliptycznej k oraz całki eliptyczne  $\mathbf{K}(k)$  i  $\mathbf{E}(k)$  są nieznane. Moduł całki eliptycznej k można wyznaczyć rozwiązując następujące równanie podane przez Massela (1989):

$$\left(\frac{H}{h}\right)\left(\frac{gT^2}{h}\right) = \frac{16}{3}k^2\mathbf{K}^2(k).$$
(1.9)

Następnie obliczamy całki eliptyczne  $\mathbf{K}(k)$  i  $\mathbf{E}(k)$ . Zauważmy, że równanie (1.9) jest nieliniowe, podobnie jak związek dyspersyjny (1.1). Przyjmując prędkość fazową dla płytkiej wody  $C = L/T = (gh)^{1/2}$ , możemy równanie (1.9) przekształcić do następującej postaci:

$$\left(\frac{H}{h}\right)\left(\frac{L}{h}\right)^2 = \frac{16}{3}k^2\mathbf{K}^2(k). \tag{1.10}$$

Równanie (1.10) jest przydatne do wyznaczenia modułu całki eliptycznej (k) oraz całki eliptycznej  $\mathbf{K}(k)$  w przypadku, gdy nieznany jest okres fali T, znana jest natomiast długość fali L.

W granicach stosowalności teorii Stokesa, tj. dla małych wartości  $U_r$ i L/h, korzystać można z następujących formuł opisujących wznie-

sienie swobodnej powierzchni $\eta$ i poziomej składowej falowej prędkości orbitalnej uw ujęciu 2. przybliżenia Stokesa (zob. Massel 1992):

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \cos\left[2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right] + \frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}{\sinh^3\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \left[2 + \cosh\left(\frac{4h}{L}\right)\right] \cos\left[4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right],$$
(1.11)

$$u(x,z,t) = \frac{gHT}{2L} \frac{\cosh\left[\frac{2\pi\left(z+h\right)}{L}\right]}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \cos\left[2\pi\left(\frac{x}{L}-\frac{t}{T}\right)\right] +$$

$$3\left(\pi H\right)^{2} \cosh\left[\frac{4\pi\left(z+h\right)}{L}\right] \left[4\pi\left(x-t\right)\right]$$
(1.12)

$$\frac{3}{4} \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 C \frac{\cosh\left[\frac{1}{L}\right]}{\sinh^4\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \cos\left[4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right].$$

Związek dyspersyjny dla 2. przybliżenia teorii nieliniowej Stokesa (wyrażający zależność pomiędzy T i L) ma postać (Druet 2000):

$$\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = g\left(\frac{2\pi}{L}\right) \operatorname{tgh}\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \left[\left(1 + \frac{\pi H}{L}\right)^2 \frac{8 + \cosh\left(\frac{8\pi h}{L}\right)}{8\sinh^4\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}\right].$$
(1.13)

Warto zwrócić uwagę na fakt, że w równaniu (1.13) występuje wysokość fali H. Związek pomiędzy okresem T i długością L fali asymetrycznej opisanej teorią nieliniową Stokesa zależny jest zatem również od wysokości fali H, co nie miało miejsca w przypadku fal sinusoidalnych (por. równanie 1.1).

Fale wodne są zaburzeniem swobodnej powierzchni prostopadłym do kierunku propagacji tego zaburzenia, zaliczają się zatem do fal poprzecznych. Zgodnie z definicją fali, zaburzenie stanowiące istotę zjawiska falowego przenosi energię, nie przenosi natomiast materii. Okazuje się, że w przypadku falowania powierzchniowego na akwenach wodnych ma miejsce tzw. dryf falowy (zwany też dryfem stokesowskim), którego skutkiem jest przenoszenie masy wody w kierunku propagacji fali. Do opisu problemów mechaniki płynów, w tym hydrodynamiki morza, stosować można ujęcie Eulera lub Lagrange'a. Specyfikę tych podejść łatwo jest zobrazować na przykładzie badań doświadczalnych (pomiarowych), mianowicie na pomiarach prędkości przepływu. Metoda Eulera, zwana stacjonarną, to bezpośrednia rejestracja prędkości w danym punkcie (lub jednocześnie w wielu punktach) obszaru badań. Metoda Lagrange'a, zwana wędrowną, polega na rejestracji położenia określonych "zaznaczonych" cząsteczek cieczy w czasie i przestrzeni, a następnie obliczenie prędkości przemieszczania się tych cząsteczek. Istnieją również metodyczne kombinacje podejść Eulera i Lagrange'a<sup>5</sup>. Pomimo jednoznaczności praw hydromechaniki, wyniki badań uzyskane tymi metodami prowadzić mogą do pozornie różnych wniosków. Tego typu sprzeczność, uzyskiwaną w opisie transportu masy w ruchu falowym (czyli dryfu falowego), pokrótce opisano poniżej.

Jak już wspomniano, cząsteczki wody podczas falowania wykonują okresowe ruchy wokół swego położenia równowagi po orbitach kołowych lub eliptycznych. Ruchom tym podlegają cząsteczki w całej kolumnie wody, od swobodnej powierzchni do dna, przy czym w miarę oddalania się od sfalowanej powierzchni promienie cyrkulacji się zmniejszają. Dokładniejsza analiza ruchu falowego w układzie Lagrange'a wykazuje (zob. np. Fredsøe i Deigaard 1992), że cząsteczki wody poruszają się po orbitach, które nie są zamknięte. W związku z tym po każdym okresie fali zachodzi wypadkowe przemieszczenie cząsteczki w kierunku propagacji fali. Przemieszczenie to nazywa się transportem masowym (od transportu masy wywołanego falowaniem w kolumnie wody) lub dryfem falowym czy też dryfem stokesowskim.

Analiza ruchu falowego w układzie Eulera pokazuje, że wypadkowa prędkość pozioma na dowolnej rzędnej z dla rozpatrywanej lokalizacji x jest zerowa, nie tylko w przypadku fal sinusoidalnych (opisanych teorią liniową), ale również według teorii fal asymetrycznych. Łatwo się można o tym przekonać całkując w czasie równym okresowi fali (tj. dla t zmieniającego się od zera do T) równanie (1.12), opisujące poziomą prędkość oscylacyjną według 2. przybliżenia Stokesa. Ze względu na występujące w odnośnym równaniu funkcje trygonometryczne opisane wyrażeniami cos  $2\pi(x/L-t/T)$  oraz cos  $4\pi(x/L-t/T)$  otrzymamy prędkość równą zeru. Ten sam rezultat osiągnęlibyśmy w przypadku ewentualnego uwzględnienia członów obowiązujących w przybliżeniach wyższego rzędu, tj. cos  $6\pi(x/L-t/T)$ , cos  $8\pi(x/L-t/T)$ , itd. Powyż-

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Takie "hybrydowe" podejście jest zastosowane w hydraulicznych badaniach laboratoryjnych techniką PIV (Particle Image Velocimetry), w odróżnieniu od – wykorzystującej bardzo podobny sprzęt pomiarowy – "czysto" lagrangeowskiej metody PTV (Particle Tracking Velocimetry).

sza prawidłowość dotyczy tylko rzędnych z poniżej doliny fali, gdyż w obszarze pomiędzy doliną a grzbietem fali chwilowa prędkość przepływu u(x, z, t) uzależniona jest również od tego, czy w danej chwili t rzędna z znajduje się poniżej falującej powierzchni wody. Fakt istnienia bądź nieistnienia przepływu wody pomiędzy doliną i grzbietem w poszczególnych chwilach okresu fali jest źródłem dryfu falowego<sup>6</sup>. Według teorii liniowej falowania, całkowanie prędkości w okresie fali w obszarze pomiędzy doliną i grzbietem prowadzi do następującej formuły na uśrednione w okresie fali natężenie przepływu  $q_{drift}$  wywołanego dryfem falowym (Fredsøe i Deigaard 1992):

$$q_{drift} = \frac{H^2 \pi}{4T} \frac{1}{\operatorname{tgh}\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}.$$
(1.14)

Warto podkreślić, że identyczny wzór uzyskuje się w wyniku analizy dryfu falowego w układzie Lagrange'a (Fredsøe i Deigaard 1992). Różnica w stosunku do układu Eulera polega na tym, że lagrangeowski dryf falowy przejawia się przepływem w całej kolumnie wody, od dna akwenu (z = -h) do swobodnej powierzchni na poziomie spokoju (z = 0). Rozkłady prędkości eulerowskiego i lagrangeowskiego dryfu falowego przedstawia rys. 1.2.

W analizie litodynamiki morskiej strefy brzegowej dryf falowy ma bezpośrednio niewielkie znaczenie, ponieważ teoretyczne modelowanie i badania doświadczalne ruchu rumowiska prowadzi się z reguły w oparciu o eulerowską prędkość wody i osadów oraz eulerowską koncentrację osadów w wodzie lub w przydennej mieszaninie wodno-gruntowej<sup>7</sup>. Skoro eulerowski dryf falowy odbywa się w przypowierzchniowej warstwie wody, to nie ma on wpływu na dno morskie i ruch osadów dennych. Eulerowski dryf falowy pośrednio natomiast oddziałuje na litodynamikę strefy brzegowej morza – jako składnik złożonych czynników hydrodynamicznych, tj. fal i prądów pochodzenia falowego,

 $<sup>^{6}</sup>$  Dryf falowy według analizy w układzie Eulera nietrudno zilustrować na przykładzie prostego eksperymentu. Wyobraźmy sobie czujnik prędkości poziomej (prądomierz) umieszczony w stałym punkcie (x, z) ponad dolinami przechodzących fal. Czujnik ten będzie mierzył prędkość tylko w chwilach zbliżonych do czasu przejścia grzbietu fali, kiedy prędkość przepływu jest zgodna z kierunkiem propagacji fali. W chwilach zbliżonych do czasu przejścia doliny fali czujnik będzie wynurzony. W okresie fali uzyskamy zatem niezerową prędkość średnią, odzwierciedlającą dryf falowy. Zjawisko to nazywane jest efektem wynurzania.

<sup>&</sup>lt;sup>7</sup> Hybrydowe eulerowsko-lagrangeowskie podejście do ruchu rumowiska znajduje zastosowanie w badaniach traserowych (znacznikowych), polegających m.in. na obserwacji przemieszczania się ziaren piasku uprzednio "znaczonych", np. luminescencyjnie lub radioizotopowo.



Rys. 1.2. Dryf falowy wg analizy w układzie Eulera i w układzie Lagrange'a

w szczególności prądu powrotnego, stanowiącego przepływ kompensujący dryf falowy.

Falowanie morskie nieczęsto ma charakter fal regularnych (monochromatycznych). Każdy, kto widział sfalowaną powierzchnię morza wie, że jest ona nieregularną strukturą przestrzenną, w skład której wchodzą fale o różnej wysokości oraz różnej długości i kierunku propagacji. Z tej przyczyny w celu opisania fal nieregularnych (losowych) należy ciąg fal nieregularnych poddać jako sygnał losowy analizie statystycznej oraz analizie stochastycznej (zwanej też widmową lub spektralną).

Najczęściej stosowane reprezentatywne parametry opisujące losowy charakter powierzchni morza w danym punkcie to średnia arytmetyczna wysokość fali  $H_{mean}$ , wysokość fali najwyższej  $H_{max}$ , średni okres fali  $T_{mean}$ , średniokwadratowa wysokość fali (ang. root mean square wave height)  $H_{rms}$ , wysokość fali znacznej (ang. significant wave height)  $H_s$  oraz okres fali o największej energii (okres odpowiadający maksimum energii falowania w tzw. widmie falowym, ang. wave energy peak period)  $T_p$ .

W wielu zagadnieniach inżynierskich, związanych m.in. z wyznaczaniem parametrów fal projektowych, istotną statystyczną charakterystyką falowania jest wysokość fali znacznej  $H_s$ . Przykładowo, wysokość fali znacznej sztormu o okresie powtarzalności 100 lat stanowi wysokość fali projektowej dla falochronów portowych o konstrukcji narzutowej. Wysokość fali znacznej  $H_s$  zdefiniowana jest jako średnia arytmetyczna z jednej trzeciej fal najwyższych w ciągu falowym

(pomierzonym lub zrekonstruowanym). Ciekawostka jest fakt, że wysokość fali znacznej odpowiada wysokościom fal morskich szacowanym w warunkach naturalnych przez obserwatora nieuzbrojonego w sprzet pomiarowy.

Stan morza w kontekście sfalowania swobodnej powierzchni określany jest w dziesięciostopniowej skali Douglasa (od 0 do 9; 0 – brak falowania, 9 – wysokość fali znacznej  $H_s$  wynosi ponad 14 m). Skala Douglasa opiera się na nieliniowej zależności stopni Douglasa od wysokości fali. Prędkość wiatru określać można w skali Beauforta – wartość minimalna wynosi 0 (brak wiatru), zaś wartość maksymalna wynosi 12 (huragan – prędkość wiatru przekraczająca 63 m/s). Skala Beauforta powstała jako narzędzie do określania przybliżonej prędkości (siły oddziaływania) wiatru na podstawie wyników obserwacji stanu morza (czyli wizualnej oceny wysokości fal znacznych).

Surowe dane wiatrowe sa przetwarzane w celu wyodrebnienia średniej prędkości, prędkości podczas maksymalnych podmuchów (porywów) i średniego kierunku dla dziesięciominutowych zapisów chwilowych prędkości i kierunków. Wartości prędkości wiatru przyporządkować można stopniom skali Beauforta, w której każdy stopień odpowiada pewnemu przedziałowi prędkości. Podobnie jak skala Douglasa, skala Beauforta jest nieliniowa.

Według norm WMO<sup>8</sup> siłę wiatru w skali Beauforta wyznacza się na podstawie predkości wiatru uśrednionej z dziesieciominutowej rejestracji. Według praktyki stosowanej w Polsce, m.in. przez IMGW-PIB<sup>9</sup>, prognozę wiatru podaje się w "standardowych" stopniach Beauforta oraz dodatkowo w stopniach Beauforta odnoszacych się do porywów wiatru<sup>10</sup>.

Ważnym parametrem opisującym falowanie powierzchniowe jest okres fali o największej energi<br/>i $T_{\rm p}.$  Oblicza się go na drodze analizy stochastycznej ciągu fal nieregularnych – z tzw. widma energii falowania (określanego również terminem gęstości widmowej mocy) odczytuje się okres odpowiadający maksimum energii. Znając wartość  $T_p$ , długość fali L wyznaczyć można ze związku dyspersyjnego (1.1) lub (1.13).

Szczegóły dotyczące statystycznej i stochastycznej analizy falowania nieregularnego znaleźć można np. w monografii Drueta (2000) i w pracach Massela (1992, 2013). Relacje pomiędzy charakterystycz-

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> World Meteorological Organization (Światowa Organizacja Meteorologiczna). <sup>9</sup> Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy. <sup>1</sup> Wietr północno-zachodni 7 do 8, w porywach

<sup>&</sup>lt;sup>10</sup> Np. w prognozie rybackiej: "Wiatr północno-zachodni 7 do 8, w porywach 9, słabnący na 5 do 6 w porywach 7 w skali B."

nymi wysokościami fal, użyteczne w praktyce inżynierskiej, podaje Pruszak (1998, 2003).

#### 1.1.2. Transformacja fal w strefie brzegowej

Wysokość fali w strefie przybrzeżnej zależy od warunków, w jakich przebiega proces dyssypacji energii ruchu falowego na skłonie podbrzeża, w szczególności od parametrów fali głębokowodnej (jej wysokości i okresu) oraz od konfiguracji dna morskiej strefy brzegowej. W opisanym w niniejszej książce systemie modelowania teoretycznego wykorzystany jest model Battjesa i Janssena (1978), dla dowolnego – również wielorewowego – profilu dna zaadaptowany przez Szmytkiewicza (2002). Zarys tego modelu przedstawiono poniżej.

W matematycznym modelowaniu transformacji falowania przyjmuje się założenie, że fale mają charakter nieregularny (losowy), a ich wysokość w całej morskiej strefie brzegowej opisać można rozkładem Rayleigha. Na podstawie badań doświadczalnych stwierdzono, że powyższe założenie upraszczające powodować może najwyżej 10% niedokładności w obliczeniach wysokości fal w strefie przybrzeżnej. W obliczeniach uwzględnia się efekt tzw. rollera, tj. masy wody ("wału wodnego") przemieszczającej się w stronę brzegu na grzbiecie załamującej się fali (zob. rys. 1.3). Opóźnienie pomiędzy załamaniem fali i pojawieniem się prądu jest reprezentowane w równaniach pędu i energii właśnie poprzez obecność rollera. Zgodnie z tą koncepcją, energia falowania tracona podczas załamania fal jest początkowo źródłem pojawienia się rollera, a następnie prądów pochodzenia falowego.



 ${\bf Rys.}$  1.3. "Roller" na grz<br/>biecie załamującej się fali

W modelu transformacji fali przyjmuje się założenie refrakcji liniowej, tj. prawo Snella (zob. np. Pruszak 2003) i związek dyspersyjny obowiązujący w liniowej teorii falowania – równanie (1.1), jak również brak odbicia fal od brzegu. Wysokość fal<br/>i ${\cal H}$ wyznaczana jest z następującego równania zachowania strumienia energii:

$$\frac{\partial}{\partial x}(E C_g \cos \theta) + \frac{\partial}{\partial x}(E_r C \cos \theta) = -D, \qquad (1.15)$$

w którym  $E_r$  jest kinetyczną energią rollera ( $E_r = \rho A_r C/T/2$ ,  $A_r$  – powierzchnia rollera, zob. Szmytkiewicz 2002),  $\theta$  – kątem pomiędzy linią brzegową i grzbietami fal, D – dyssypacją energii falowania.

Zakłada się, że w równaniu (1.15) dyssypacja energii D wynika jedynie z procesu załamywania się fal. Dla wąskiego widma fal losowych o wysokościach opisanych rozkładem Rayleigha dyssypację energii załamujących się fal wyznaczyć można formułą zaproponowaną w pracy Battjesa i Janssena (1978):

$$D = \frac{\alpha}{4} p_b f_p \rho g H_m^2, \qquad (1.16)$$

w której  $\alpha$  jest współczynnikiem empirycznym,  $f_p$  – częstością piku energii falowania ( $f_p = 1/T_p$ ),  $H_m$  – największą możliwą wysokością fal w danym punkcie strefy brzegowej, a parametr  $p_b$ , charakteryzujący procent załamanych lub załamujących się fal, opisany jest następującą zależnością:

$$\frac{1-p_b}{\ln p_b} = -\left(\frac{H_{rms}}{H_m}\right)^2.$$
(1.17)

Wysokość fali  $H_{rms}$  otrzymywana jest w wyniku rozwiązania układu równań (1.15), (1.16) i (1.17). Maksymalna możliwa wysokość fali  $H_m$  na rozpatrywanej głębokości wody h w strefie przybrzeżnej zdefiniowana jest poprzez kryterium Miche'a:

$$H_m = 0.88 k_p^{-1} \operatorname{tgh}\left(\gamma_b k_p \frac{h}{0.88}\right), \qquad (1.18)$$

w którym  $k_p$  oznacza liczbę falową obliczoną ze związku dyspersyjnego (1.1) dla okresu piku widma energii falowej  $T_p$ , natomiast  $\gamma_b$  jest empirycznym współczynnikiem załamania fali.

Opisany powyżej model jest dosyć popularny i od lat szeroko stosowany oraz modyfikowany. Wśród innych teoretycznych opisów procesu dyssypacji energii fali poprzez załamanie na uwagę zasługuje tzw. model odskoku hydraulicznego (ang. *hydraulic jump model*), opracowany i rozwijany przez zespół badawczy National Taiwan Ocean University, zob. Lan i in. (2016). Przykładowe wyniki pomiarów wysokości fali na wielorewowym profilu poprzecznym brzegu, reprezentatywnym
dla południowego Bałtyku (zob. np. Ostrowski i in. 2016b), w Morskim Laboratorium Brzegowym (MLB) IBW PAN w Lubiatowie<sup>11</sup> oraz obliczeń przeprowadzonych z zastosowaniem modelu Szmytkiewicza (2002) i modelu odskoku hydraulicznego, przedstawia rys. 1.4. Ponieważ model odskoku hydraulicznego ma zastosowanie jedynie w strefie przyboju, wyniki obliczeń uzyskane tym modelem pokazane są tylko w obszarze pomiędzy miejscem pierwszego załamania fali ( $x \approx 500$  m) a linią brzegową<sup>12</sup>. Model Szmytkiewicza (2002) obejmuje całą strefę transformacji fali, a ponadto uwzględnia efekt spiętrzenia falowego (ang. wave set-up), widoczny w postaci niezerowej wysokości fali na linii brzegowej.

Wyniki obliczeń przedstawione na rys. 1.4 wykazują zadowalającą zgodność z pomiarami *in situ*. W większości przypadków analizowanych przez Lana i in. (2016) wysokości fal w zewnętrznej (odmorskiej) części strefy przyboju, tj. w przedziale głębokości od 4–5 m do 1,5–2 m, uzyskane modelem odskoku hydraulicznego, były większe niż wysokości fal obliczone modelem Szmytkiewicza (2002). Odwrotna sytuacja miała miejsce w odniesieniu do wyników obliczeń dla wewnętrznej (przybrzeżnej) części strefy przyboju, tj. dla obszaru od głębokości 1,5–2 m do linii brzegowej.

Niedoszacowanie wysokości fali przez modele teoretyczne jest z inżynierskiego punktu widzenia wielce niepożądane. Na przykład, wymagany jednostkowy ciężar kamienia lub prefabrykowanego bloku w konstrukcji narzutowej jest proporcjonalny do trzeciej potęgi wysokości fali projektowej (Shore Protection Manual 1984). Z tej przyczyny nawet małe niedokładności w wyznaczaniu wysokości fal projektowych mogą skutkować znacznymi błędami w obliczeniach ciężarów elementów narzutu. Podczas określania wysokości fal projektowych należy zatem zachować daleko idącą ostrożność, wyrażającą się m.in. zastosowaniem więcej niż jednego modelu transformacji falowania. W przeciwnym razie wystąpić może awaria niepoprawnie zaprojektowanej budowli.

Jak wspomniano we Wprowadzeniu, część energii ruchu falowego ulega rozproszeniu (dyssypacji) w morskiej strefie brzegowej (głównie

<sup>&</sup>lt;sup>11</sup> Morskie Laboratorium Brzegowe (MLB) w Lubiatowie jest terenową placówką badawczą IBW PAN. Położone nad otwartym morzem (20,4 km na wschód od Łeby, 37,8 km na zachód od Władysławowa), MLB Lubiatowo stanowi miejsce pomiarów parametrów procesów hydrodynamicznych, litodynamicznych i morfodynamicznych w morskiej strefie brzegowej.

<sup>&</sup>lt;sup>12</sup> Strefa przyboju zawiera się pomiędzy linią pierwszego odmorskiego załamania fali i linią brzegową. Szerokość strefy przyboju jest zmienna i zależy od aktualnie panujących warunków falowych. Przy brzegach południowego Bałtyku podczas bardzo silnych sztormów strefa przyboju rozciągać się może na odległość ponad 1 km od linii brzegowej.



**Rys. 1.4.** Wysokość fali  $H_{rms}$  w wielorewowej strefie brzegowej obliczona dwoma modelami i pomierzona w MLB Lubiatowo, przykładowe wyniki wybrane przez Ostrowskiego (2016)

wskutek załamywania się fal), częściowo zaś fale odbijają się od brzegu<sup>13</sup>. Proporcja między tymi procesami zależy od nachylenia przybrzeżnego dna oraz od parametrów załamującej się fali. W klasyfikacji brzegu, czyli w ocenie dominacji któregoś z wyżej wymienionych procesów, przydatny jest zaproponowany przez Komara (1998) współczynnik skali przyboju (ang. surf scaling parameter)  $\varepsilon$ :

$$\varepsilon = \frac{2\pi^2 H_b}{gT^2 \operatorname{tg}^2 \beta_s},\tag{1.19}$$

gdzie  $\beta_s$  jest kątem średniego nachylenia dna.

<sup>&</sup>lt;sup>13</sup> Przy odbiciu fal od brzegu morskiego ich energia zostaje częściowo zachowana. Fale odbite podlegają interferencji z falami podchodzącymi do brzegu. W efekcie tej interferencji powstać może fala stojąca o zwiększonej wysokości. Przy pełnym odbiciu (od gładkiego pionowościennego brzegu, np. falochronu, opaski brzegowej lub nabrzeża) wysokość fali odbitej jest równa wysokości fali podchodzącej do brzegu, a wysokość fal zinterferowanych, czyli wysokość fali stojącej, jest dwukrotnie większa od wysokości progresywnej fali podchodzącej.

Im wyższa wartość parametru  $\varepsilon$ , tym bardziej "dyssypacyjny" jest brzeg morski. Jest niezmiernie trudno podać graniczna wartość współczynnika  $\varepsilon$ , która klasyfikowałaby brzeg jako odbijający fale czy też rozpraszający ich energię. Trudność ta według Komara (1998) wynika z niejednoznaczności określenia reprezentatywnego kata lokalnego nachylenia dna i reprezentatywnych parametrów falowania. Dno może być przecież w dalekim przybrzeżu łagodne, a w sąsiedztwie brzegu strome lub na odwrót. Nie jest ponadto jasne, jaką szerokość przybrzeża brać należy pod uwagę przy określaniu kata nachylenia dna. Jeszcze większe watpliwości budzi przyjęcie wysokości załamującej się fali  $H_b$ i jej okresu T. Czy powinny to być parametry charakteryzujące falowanie w umiarkowanych warunkach (nie wiadomo jak definiowanych), czy też w warunkach sztormowych? Pomimo oczywistych niejednoznaczności związanych z danymi wejściowymi do formuły (1.19), zgrubna ocena charakteru brzegu morskiego w oparciu o wartość współczynnika skali przyboju  $\varepsilon$  wydaje się wiarygodna, szczególnie w przypadku analizy porównawczej. Przykładowe szacunki dla dwóch różnych typów brzegu morskiego przedstawiono poniżej.



Rys. 1.5. Profile poprzeczne brzegu w Lubiatowie i Szkorpiłowcach

W rejonie MLB Lubiatowo średnie nachylenie przybrzeżnego dna (do odległości ok. 500 m od linii brzegowej) wynosi tg  $\beta_s \approx 0,012$ (zob. rys. 1.5). Zakładając w warunkach strefy brzegowej południowego Bałtyku długoterminową średnią wysokość załamującej się fali  $H_b = 0,3-0,6$  m oraz okres fali T = 3,5 s otrzymujemy wartości współczynnika skali przyboju  $\varepsilon$  w przedziale 342–684. W pobliżu stacji badawczej Instytutu Oceanologii Bułgarskiej Akademii Nauk (Szkorpiłowce, ok. 40 km na południe od Warny, zachodnie wybrzeże Morza Czarnego) średnie nachylenie przybrzeżnego dna (do odległości ok. 500 m od linii brzegowej) wynosi tg  $\beta_s \approx 0,025$  (zob. rys. 1.5). Pomimo zbliżonej maksymalnej południkowej rozciągłości działania wiatru na Bałtyku do maksymalnej równoleżnikowej rozciągłości działania wiatru na Morzu Czarnym, klimat falowy M. Czarnego jest "surowszy" ze względu na znacznie większe głębokości, sprzyjające generacji intensywniejszego falowania wiatrowego. Przyjmując długoterminową średnią wysokość załamującej się fali  $H_b = 0.8$  m oraz okres fali T = 6s otrzymujemy parametr  $\varepsilon = 72$ . Porównując tę liczbę z odpowiednikiem dla Lubiatowa (wartość  $\varepsilon$  przekraczająca 300) stwierdzić można, że południowo-bałtycki brzeg morski ma charakter typowo dyssypacyjny.

Dyssypacja energii fal podczas procesu ich wielokrotnego załamywania się jest najważniejszym zjawiskiem związanym z transformacja falowania w wielorewowej morskiej strefie brzegowej południowego Bałtyku. W wyniku załamania fal powstają prądy pochodzenia falowego, które – obok samych fal – odgrywają istotną rolę w generowaniu turbulentnych naprężeń ścinających, będących siłą sprawczą ruchu ziaren piasku, z którego zbudowane jest dno morskie. Innym zjawiskiem mieszczącym się w szerokim pojęciu transformacji fali jest dvfrakcja (ugięcie), polegająca na zmianie kierunku rozchodzenia się fali na krawędziach przeszkód oraz w ich pobliżu. Analiza dyfrakcji falowania jest bezwzględnie konieczna np. przy projektowaniu falochronów portowych w celu optymalizacji ich układu zapewniającej z jednej strony wysokie walory nawigacyjne wejścia portowego, z drugiej zaś minimalizację wysokości fal wewnatrz portu. Szczegółowe omówienie dyfrakcji i innych specyficznych procesów transformacji fal wykracza poza zakres tematyczny niniejszej monografii. Są one przedstawione w szeregu innych publikacji, w tym także w monografiach polskich autorów (Massel 1989, 1992 oraz Pruszak 1998, 2003).

### 1.1.3. Nabieganie fali

Skłon plażowy, znajdujący się na styku nadwodnej i podwodnej części strefy brzegowej, jest wskutek ruchu sfalowanej powierzchni morza cyklicznie zalewany i odsłaniany. Zjawisko to nazywamy nabieganiem fali na brzeg. Podczas wezbrań sztormowych dochodzi do znacznego podniesienia się średniego poziomu wody. Wtedy obszar nabiegania fal przesuwa się w kierunku odlądowej granicy plaży, co w skrajnym przypadku może prowadzić do erozji podstawy wydmy, a nawet do jej rozmycia. Przekrój strefy przybrzeżnej dla normalnego poziomu morza oraz dla silnego wezbrania sztormowego przedstawiony jest na rys. 1.6.

Proces nabiegania fal w istotny sposób kształtuje ruch osadów i ewolucję piaszczystego brzegu morskiego. Zmiany rzędnych plaży



**Rys. 1.6.** Położenie obszaru nabiegania fal w warunkach normalnych i podczas spiętrzenia sztormowego, Kapiński i Ostrowski (2008)

w strefie nabiegania fali pod względem jakościowym (erozja, akumulacja) oraz ilościowym (natężenie erozji lub akumulacji) zależą od warunków hydrodynamicznych panujących w tej strefie. Teoretyczny opis ruchu wody na granicy lądu i morza wykorzystuje najczęściej metodę Lagrange'a. Wykorzystanie tego opisu do zagadnień litodynamiki i morfodynamiki obszaru nabiegania fali wymaga jednak podejścia eulerowskiego i dlatego najwygodniejsze są tu teoretyczne modele "hybrydowe". Jeden z takich modeli reprezentuje lagrangeowsko-eulerowska propozycja Kapińskiego (2003, 2006), którą w zarysie przedstawiono poniżej.

Warunki hydrodynamiczne panujące w strefie nabiegania fali są silnie sprzężone z polem falowym całej strefy przybrzeżnej, w szczególności zależą jednak od parametrów falowania w bezpośrednim sąsiedztwie linii brzegowej. Model Kapińskiego (2003, 2006) opisuje transformację podchodzacych do brzegu fal długich (charakterystycznych dla fazy zanikania sztormu) oraz ich nabieganie na skłon plażowy. Do wyprowadzenia równań wyjściowych użyto metody Lagrange'a, dzięki czemu modelowanie ruchomej granicy między lądem a wodą, mające w modelu zasadnicze znaczenie, nie stanowi problemu numerycznego. Podstawowymi obliczanymi parametrami są tu składowe chwilowych przemieszczeń orbitalnych. Określają one jednoznacznie chwilowe profile klina wody na plaży i jego zasięg. Na podstawie przemieszczeń orbitalnych można obliczyć ich predkości i przyspieszenia oraz aproksymować prędkości przepływu wody w wybranych miejscach na skłonie plażowym. Równania wyjściowe zostały wyprowadzone z zasad zachowania pędu i masy. Pewnym mankamentem modelu jest pominięcie dyssypacji energii fali nabiegającej na skłon plażowy, tj. tarcia o dno i załamania, jak również nieuwzględnienie zjawiska wsiąkania wody w plażę. Dominującymi procesami fizycznymi w nabieganiu fali według teoretycznego modelu Kapińskiego (2003, 2006) są zatem: częściowe odbicie fal i interferencja z falami podchodzącymi, skutkująca powstaniem fali stojącej.

O ile opis hydrodynamiki dla fal stojacych w obecności pionowej ściany uznać można za zagadnienie trywialne, o tyle modelowanie tego procesu w przypadku fal nabiegających na nachylona płaszczyzne jest zdecydowanie bardziej skomplikowane. W celu oceny przydatności opracowanego modelu matematycznego, Kapiński i Ostrowski (2008) przeprowadzili szereg symulacji numerycznych. Testy wykonano dla fal regularnych o okresie T = 8 s i wysokości H = 0.1 m rozprzestrzeniających się w kierunku skłonu plażowego o nachyleniu 1 : 10, rozpoczynającego się na głębokości h = 0.8 m. Przykładowe profile swobodnego zwierciadła wody obliczone dla fazy nabiegania fali na plaże oraz dla fazy odsłaniania plaży znajduja sa na rys. 1.7, podczas gdy rys. 1.8 przedstawia powiększenie wykonane dla obszaru skłonu plażowego. Obliczona maksymalna wysokość nabiegania fali na skłon  $R_{up}$  jest równa obliczonej maksymalnej wysokości odsłaniania skłonu  $R_{down}$ i wynosi 0,26 m. Jak można zauważyć na rysunkach 1.7 i 1.8, kształty swobodnego zwierciadła wody dla takich samych lokalizacji powyżej i poniżej średniego poziomu wody, tj. gdy chwilowe wartości  $R_{un}$  i  $R_{down}$  są sobie równe, nie są względem siebie symetryczne. Nieznacznie różnią się także profile klina wody dla tych samych lokalizacji na skłonie plażowym obliczone dla fazy ruchu wody w góre i w dół skłonu.



**Rys. 1.7.** Profile swobodnej powierzchni wody na przedpolu i w strefie skłonu plażowego dla pełnego cyklu ruchu klina wody, Kapiński i Ostrowski (2008)

Przeprowadzone symulacje numeryczne pozwoliły na wyodrębnienie trzech charakterystycznych obszarów na skłonie plażowym. Przykładowe zmiany poziomu wody, typowe dla tych rejonów, przedstawione są na rys. 1.9. Wykres górny (dla x = -1 m) dotyczy odcinka między maksymalną wysokością nabiegania fali  $R_{up}$  a poziomem wody w spokoju SWL (ang. *still water level*), gdzie okres zwilżenia skłonu



**Rys. 1.8.** Ruch falowy na skłonie plażowym (powiększenie fragmentu z rys. 1.7), Kapiński i Ostrowski (2008)



**Rys. 1.9.** Zmiany poziomów wody na skłonie plażowym charakterystyczne dla odcinka powyżej SWL (x = -1 m) i poniżej SWL (x = 1 m) oraz dla obszaru stale zanurzonego (x = 5 m), Kapiński i Ostrowski (2008)

jest zawsze mniejszy od połowy okresu fali T. Drugi obszar obejmuje odcinek pomiędzy SWL a maksymalną głębokością odsłonięcia skłonu plażowego  $R_{down}$ . Zmiany poziomu wody w tym obszarze (dla x = 1 m) przestawia środkowy wykres na rys. 1.9. Widoczne jest wyraźne siodło w momencie, gdy koniuszek klina wody osiąga skrajne położenie na skłonie plażowym. Dolny wykres na rys. 1.9 (dla x = 5 m) przedstawia oscylacyjne zmiany poziomu wody w obszarze stale zanurzonym.

Podczas gdy w kontekście wzniesień swobodnej powierzchni wyróżniają się trzy charakterystyczne obszary, dla prędkości przepływu wody wyspecyfikować można tylko dwa. Przykładowe przebiegi poziomej składowej prędkości U w czasie przestawione są na rys. 1.10 (wartości dodatnie oznaczają prędkości w kierunku lądu). Górny wykres na rys. 1.10 (dla x = 0) jest reprezentatywny dla obszaru nabiegania i spływu, tj. na odcinku skłonu plażowego pomiędzy  $R_{down}$  i  $R_{up}$ , dolny wykres (dla x = 5 m) przedstawia natomiast oscylacje prędkości typowe w obszarze stale znajdującym się pod wodą.



**Rys. 1.10.** Poziome prędkości przepływu U (dodatnie wartości oznaczają kierunek dobrzegowy) charakterystyczne dla obszaru nabiegania i spływu fali (x = 0) i dla obszaru stale znajdującego się pod wodą (x = 5 m), Kapiński i Ostrowski (2008)

Jesienią 2006 roku w MLB Lubiatowo przeprowadzono kompleksowe pomiary falowania i prądów strefy brzegowej. W ramach tej ekspedycji wykonano również pomiary nabiegania fal na piaszczysty skłon plażowy. Zarejestrowano kilkanaście trzydziestominutowych serii dla różnych warunków hydrodynamicznych.

Jak już wspomniano, opracowany model matematyczny opisujacy ruch wody na skłonie plażowym dotyczy zasadniczo fal długich i nie uwzględnia dyssypacji energii ruchu falowego. Warto jednak podkreślić, że w warunkach sztormowych lub umiarkowanie sztormowych energia podchodzących do brzegu fal ulega dyssypacji wskutek ich wielokrotnego załamania nad łagodnie nachvlonym, wielorewowym dnem. W efekcie do brzegu docierają już fale załamane, często o własnościach fal długich. Do modelowania teoretycznego wybrano serie pomiarowe, w których fale podchodzace w sasiedztwo linii brzegowej miały mała wysokość i duży okres. Ustalono, że najbardziej odpowiednie do weryfikacji opracowanego modelu są pomiary z dnia 9 i 10 października 2006 roku. Fale podchodziły wtedy do brzegu prawie prostopadle, a warunki falowe były niemal niezmienne w ciagu całej doby. Również średnie poziomy wody mierzone w MLB Lubiatowo wahały się nieznacznie, ze skrajnymi wartościami zarejestrowanymi w przedziale od -1 do +7cm wzgledem długoterminowego średniego poziomu morza.

Profil dna w rejonie MLB Lubiatowo przedstawia rys. 1.11, na którym wyraźnie zarysowane są rewy i obszar nabiegania fal. Odmorskie warunki brzegowe dla modelu teoretycznego stanowią parametry fali pomierzone przez przybrzeżną strunową sondę falową, oddaloną ok. 25 m od linii brzegowej. Głębokość wody przy sondzie w dniach 9–10 października 2006 wynosiła ok. 0,8 m.



**Rys. 1.11.** Profil poprzeczny dna w MLB Lubiatowo w dniach 9–10.10.2006, Kapiński i Ostrowski (2008)

W dniu 9 października 2006 wykonano trzydziestominutowe pomiary nabiegania fal na plażę. Wykres zarejestrowanych maksymalnych zasięgów nabiegania  $R_{on}$  przedstawiony jest na rys. 1.12. W tym samym czasie na przybrzeżnej sondzie falowej dokonano zapisu wzniesień swobodnej powierzchni, z którego wyznaczono reprezentatywne parametry fali:  $H_{rms} = 0,1$  m i  $T_p = 7$  s. Analogicznie postąpiono w odniesieniu do serii pomiarowej z następnego dnia. Na rys. 1.13 przedstawione są profile poprzeczne strefy przybrzeżnej pomierzone w dniach 9 i 10 października 2006. Zaznaczono na nich rzeczywiste maksymalne zasięgi nabiegających fal dla zarejestrowanych półgodzinnych sesji pomiarowych oraz obliczone maksymalne wysokości nabiegania dla odpowiadających im fal reprezentatywnych. Jak widać na rys. 1.13, obliczone wysokości nabiegania fal mieszczą się w zakresach wielkości pomierzonych na skłonie plażowym.



**Rys. 1.12.** Maksymalne zasięgi nabiegania fal  $R_{on}$  pomierzone w dniu 9 października 2006, Kapiński i Ostrowski (2008)



**Rys. 1.13.** Maksymalne wysokości nabiegania fal obliczone modelem teoretycznym i pomierzone w MLB Lubiatowo w dniach 9 i 10 października 2006, Kapiński i Ostrowski (2008)

Hybrydowy lagrangeowsko-eulerowski model nabiegania fali został wykorzystany do obliczeń natężenia ruchu osadów na skłonie plażowym i numerycznych symulacji morfodynamiki strefy nabiegania. Okazało się (zob. Kapiński i Ostrowski 2008), że efekty akumulacyjnoerozyjne w strefie nabiegania fali zostały prawidłowo odwzorowane. Bardzo dobrze udało się w szczególności odwzorować teoretycznie powstawanie wału brzegowego, nieco gorzej – stopnia plażowego, zwanego też prożkiem kipielowym<sup>14</sup>.

Powyższe podejście dotyczy fal niezałamanych, nie dyszypujacych swojej energij ani w przybrzeżnym obszarze dna morskiego, ani w strefie nabiegania fali na skłon plażowy. Dlatego możliwości wykorzystania tego skadinad precyzyjnego modelu sa ograniczone. Model uwzględniający zjawiska typu spiętrzenia falowego i załamania fali zaproponowany przez Massela i Pelinowskiego (2001) umożliwia wyznaczenie parametrów falowania w morskiej strefie brzegowej wraz z wysokościa nabiegania fali na skłon plażowy o jednorodnym nachyleniu i prędkościami przepływu wody wywołanego nabieganiem. Jak pokazują Massel i Pelinovsky (2001), ich teoretyczne podejście wiernie odzwierciedla wyniki doświadczalnych badań nabiegania fali i zdaniem autorów może być zaadaptowane do modelowania nabiegania fali na piaszczystą plażę z uwzględnieniem zjawiska filtracji (wsiąkania wody). Interesujący materiał dotyczący teoretycznych i doświadczalnych badań zjawisk infiltracji i zmian ciśnienia wody w porach gruntu podczas nabiegania fali na piaszczystą plażę zawierają publikacje Massela (2001), Massela i in. (2004, 2005) oraz rozprawa doktorska Przyborskiej (2011).

W praktyce inżynierskiej, zarówno dla brzegu naturalnego – niezabudowanego, jak i w przypadku brzegu zabudowanego, najbardziej użyteczna okazuje się znajomość wysokości nabiegania fali, czyli parametru  $R_{up}$ , stanowiącej maksymalny pionowy zasięg falowania liczony od poziomu wody w spokoju (SWL). Wartość parametru  $R_{up}$  może być wyznaczona klasyczną, nadal z powodzeniem używaną, formułą Hunta (zob. np. Pruszak 2003):

$$R_{up} = H_0 \frac{\operatorname{tg} \beta_s}{\left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{1/2}},\tag{1.20}$$

w której  $H_0$  i  $L_0$  oznaczają odpowiednio wysokość i długość fali głębokowodnej.

W powyższym równaniu wyrażenie t<br/>g $\beta_s/(H_0/L_0)^{1/2}$  jest znane jako parametr Iribarrena<sup>15</sup> lub parametr podobieństwa przyboju (ang.

<sup>&</sup>lt;sup>14</sup> Na prożek kipielowy napotykamy wychodząc z morza na plażę. Jest niedużym specyficznym elementem morfologicznym występującym na styku wody i lądu, charakteryzującym się nagromadzeniem najgrubszych frakcji osadów – żwirów i otoczaków. Podczas sztormów prożek kipielowy ulega rozmyciu, po czym może ponownie się ukształtować w mniej intensywnych warunkach falowych.

<sup>&</sup>lt;sup>15</sup> Hiszpański inżynier Ramón Iribarren Cavanillas (1900–1967) wprowadził ten parametr do opisu fal załamujących się na plażach i skłonach przybrzeżnego dna.

surf similarity parameter). Warto zauważyć, że wysokość nabiegania  $R_{up}$  opisana wzorem (1.20) nie zależy od morfologii strefy brzegowej i kształtowanej przez tę morfologię wielkości dyssypacji energii ruchu falowego. Jak stwierdził Pruszak (2003), w określonych warunkach rzeczywistych po przekroczeniu pewnej wysokości fali głębokowodnej  $H_0$  wysokość nabiegania  $R_{up}$  już nie rośnie, zwiększa się tylko dyssypacja energii w strefie brzegowej daleko przed skłonem plażowym, na którym zachodzi proces nabiegania.

Powyższa niedoskonałość formuły (1.20) nie dziwi w obliczu faktu, że została ona wyprowadzona w wyniku laboratoryjnych badań nabiegania na nachyloną płaszczyznę fal regularnych (monochromatycznych). Podejmowano wprawdzie próby adaptacji równania (1.20) lub formułowania nowych modeli dla fal nieregularnych (zob. np. Hughes 2004), w których wysokość nabiegania definiowano jako  $R_{up2\%}$ (wysokość, którą przekracza tylko 2% fal w ciągu fal nieregularnych), ale wszystkie te modele weryfikowane były eksperymentami prowadzonymi w specyficznych warunkach i trudno coś powiedzieć o ich uniwersalności oraz możliwości szerokiego stosowania. Odnośne badania z reguły prowadzono dla nieprzepuszczalnego dna.

Dla piaszczystych brzegów południowego Bałtyku użyteczna może być pół-empiryczna zmodyfikowana formuła Hunta, wyprowadzona przez Paprotnego i in. (2014) w oparciu o wyniki badań terenowych wykonanych w Międzyzdrojach i Dziwnówku. Formuła ta opisuje maksymalną "dwuprocentową" wysokość nabiegania fal nieregularnych na piaszczystą plażę i ma następującą postać:

$$R_{up2\%} = 1,29H_{s0} \left[ \frac{\operatorname{tg} \beta_s}{\left(\frac{H_{s0}}{L_{p0}}\right)^{1/2}} \right]^{0,72}$$
(1.21)

gdzie  $H_{s0}$  jest wysokością głębokowodnej fali znacznej, natomiast  $L_{p0}$  oznacza długość głębokowodnej fali odpowiadającej okresowi piku energii  $T_p$ .

# 1.2. Prądy

### 1.2.1. Prądy pochodzenia falowego

Obok omówionych w podrozdziale 1.1 niestacjonarnych przepływów przejawiających się prędkościami orbitalnymi w kolumnie wody związanymi z ruchem falowym, przy brzegach mórz bezpływowych, w tym Bałtyku, najważniejszym czynnikiem hydrodynamicznym są prądy pochodzenia falowego (ang. *wave-driven currents*). Wyróżnić można trzy zasadnicze rodzaje tych prądów, mianowicie prądy powrotne, prądy wzdłużbrzegowe i prądy rozrywające (będące szczególnym przypadkiem prądów powrotnych). Szczegółowe informacje dotyczące charakterystyk i matematycznego modelowania prądów pochodzenia falowego zawiera monografia Szmytkiewicza (2002). Podstawy teoretycznego opisu tych prądów przedstawiono poniżej.

## Prądy powrotne

W modelu prądów powrotnych równanie pędu w kierunku poprzecznym do brzegu, uśrednione względem głębokości wody i okresu fali, opisuje równowagę pomiędzy pochodną tzw. falowego naprężenia radiacyjnego<sup>16</sup>  $S_{xx}$  w kierunku poprzecznym do brzegu ( $\partial S_{xx}/\partial x$ ) i przestrzenną zmiennością nachylenia swobodnej powierzchni<sup>17</sup>. Powyższe składniki równania pędu pozostają jednocześnie w lokalnej nierównowadze na poszczególnych poziomach w kolumnie wody. Dzieje się tak dlatego, że składnik zawierający nachylenie zwierciadła wody jest stały w danym punkcie (a właściwie w pionie) profilu poprzecznego brzegu, podczas gdy naprężenie radiacyjne  $S_{xx}$  jest zmienne, malejące w kierunku dna wraz ze zmniejszającymi się falowymi prędkościami orbitalnymi. Ta nierównowaga, przejawiająca się zwłaszcza w strefie przyboju, jest siłą sprawczą prądu powrotnego.

Dodatkowo, pomiędzy grzbietem i doliną fali istnieje dobrzegowy przepływ związany z eulerowskim dryfem falowym (dryfem stokesowskim) i rollerem towarzyszącym procesowi załamania fali. Z zasady zachowania masy wynika, że ww. przepływ musi być skompensowany prądem odbrzegowym poniżej doliny fali. Prąd powrotny ma więc charakter przepływu kompensacyjnego.

Średnia prędkość prądu powrotnego  $U_{mean}(z)$  wyznaczana jest z uśrednionego w okresie fali równania pędu (Szmytkiewicz 2002):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ \rho \left( \overline{\tilde{u}^2} - \overline{\tilde{w}^2} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left( \rho g \overline{\eta} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \rho \overline{\tilde{u}} \overline{\tilde{w}} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{M_r}{h} \cos^2 \theta \right) = \frac{\partial}{\partial z} \left( \rho \nu_{tz} \frac{\partial U_{mean}(z)}{\partial z} \right),$$
(1.22)

 $<sup>^{16}</sup>$ W pierwszej połowie lat sześć<br/>dziesiątych XX w. tensor "nadmiaru strumienia pędu w kierunku promienia fal<br/>ir poprzez płaszczyznę $r={\rm const.}$ w ruchu falowym" Longuet-Higg<br/>ins i Stewart nazwali tensorem naprężeń radiacyjnych  $S_{rr}.$ 

<sup>&</sup>lt;sup>17</sup> Uśrednione w okresie fali nachylenie swobodnej powierzchni wynika ze zjawisk falowych znanych pod nazwami *set-up* (podniesienie się poziomu morza w strefie przyboju) i *set-down* (obniżenie się poziomu morza poza strefą przyboju).

w którym  $\nu_{tz}$  jest współczynnikiem lepkości turbulentnej w kierunku pionowym,  $\tilde{u}$  i  $\tilde{w}$  są odpowiednio poziomą i pionową falową prędkością orbitalną,  $M_r$  jest pędem rollera wzdłuż promienia fali<sup>18</sup>, a  $\bar{\eta}$ jest średnim wzniesieniem swobodnej powierzchni wody ponad poziom spokoju.

Powyższy model prądów powrotnych połączony z modelem transformacji falowania dobrze się sprawdza w konfrontacji z danymi eksperymentalnymi (zarówno terenowymi, jak i laboratoryjnymi) dając w większości przypadków zadowalającą zgodność pomiędzy wynikami teoretycznymi i doświadczalnymi. Ze szczegółowego oglądu rezultatów obliczeń i pomiarów wynika inny charakter (kształt) pionowego rozkładu prądów powrotnych w strefie przyboju i poza nią. Oprócz różnic jakościowych, wyniki obliczeń i pomiarów ukazują też różnice ilościowe, polegające m.in. na tym, że prąd powrotny jest o wiele silniejszy blisko brzegu (w strefie przyboju) niż w większych odległościach od brzegu (poza strefą przyboju). Przykładowe dane eksperymentalne i wyniki modelowania teoretycznego transformacji fali i generacji prądu powrotnego przedstawia rys. 1.14.



**Rys. 1.14.** Wysokość fali oraz pionowe rozkłady prędkości prądu powrotnego pomierzone w kanale falowym IBW PAN i wyznaczone modelem, wejściowe parametry fali:  $H_{rms} = 0, 15$  m,  $T_p = 2$  s (Szmytkiewicz 2002)

Jak widać na rys. 1.14, maksymalne prędkości prądu powrotnego występują w miejscu załamania fali (nad rewą). Podobne wnioski płyną z badań terenowych (Szmytkiewicz 2002). W rzeczywistych warun-

<sup>&</sup>lt;sup>18</sup> Promieniem fali nazywamy kierunek jej propagacji (prostopadły do kierunku, na którym lokalnie układają się grzbiety i doliny fali).

kach strefy przyboju południowego Bałtyku prędkości prądów powrotnych są największe w warstwie przydennej i mogą osiągać wartości do 0,4 m/s.

## Prądy wzdłużbrzegowe

W modelu prądów wzdłużbrzegowych przyjęte są następujące założenia upraszczające (Szmytkiewicz 2002):

- izobaty są w przybliżeniu równoległe do brzegu,
- naprężenia styczne wewnątrz wody w kierunku poprzecznym do brzegu pełnią rolę dominującą.

Równania pędu uwzględniające wpływ rollera, uśrednione w kolumnie wody i w czasie, odpowiednio w kierunku prostopadłym (oś x) i równoległym (oś y) do brzegu, mają postać (Szmytkiewicz 2002):

$$\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial M_{xx}}{\partial x} + \rho g \left(\overline{\eta} + h\right) \frac{\partial \overline{\eta}}{\partial x} + \overline{\tau}_{bx} = 0, \qquad (1.23)$$

$$\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} \left(\overline{\eta} + h\right) - \overline{\tau}_{by},\tag{1.24}$$

gdzie  $S_{xy}$  jest wzdłużbrzegową składową falowego naprężenia radiacyjnego,  $M_{xx}$  i  $M_{xy}$  są składowymi tensora pędu rollera,  $\overline{\tau}_{bx}$  i  $\overline{\tau}_{by}$  są składowymi naprężeń stycznych przy dnie, zaś  $\tau_{xy}$  – turbulentnymi naprężeniami stycznymi wewnątrz wody.

Równanie (1.23) opisuje zmianę średniego wzniesienia swobodnej powierzchni wody  $\overline{\eta}$  w kierunku poprzecznym do brzegu w zależności od przestrzennej zmienności naprężenia radiacyjnego  $S_{xx}$  i pędu rollera  $M_{xx}$ . Naprężenia styczne przy dnie  $\overline{\tau}_{bx}$  można uznać za pomijalnie małe w porównaniu z pozostałymi składnikami równania (1.23).

Równanie (1.24) opisuje natomiast uśrednione względem głębokości naprężenia styczne  $\tau_{xy}$  związane z istnieniem prądu wzdłużbrzegowego, przy czym siłą sprawczą tych naprężeń (a tym samym prądu) jest naprężenie radiacyjne  $S_{xy}$  oraz pęd rollera  $M_{xy}$ , zaś czynnikiem przeciwstawiającym się przepływowi wody jest tarcie denne  $\overline{\tau}_{by}$ .

Naprężenia styczne wewnątrz wody  $\tau_{xy}$ , pełniące istotną rolę w przepływach wzdłużbrzegowych, na mocy hipotezy Boussinesqa, mogą być wyrażone następującą zależnością:

$$\tau_{xy} = \rho \nu_{tx} \frac{\partial V_{mean}}{\partial x}, \qquad (1.25)$$

w której  $\nu_{tx}$  oznacza współczynnik lepkości turbulentnej w kierunku poziomym (poprzecznym do brzegu), zaś  $V_{mean}$  jest uśrednioną w kolumnie wody prędkością prądu wzdłużbrzegowego.

Czynniki sprawcze prądu wzdłużbrzegowego  $S_{xy}$  oraz  $M_{xy}$  wyznaczyć można następującymi formułami (Szmytkiewicz 2002):

$$\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = -\frac{\sin\theta}{C} D, \qquad (1.26)$$

$$\frac{\partial M_{xy}}{\partial x} = \frac{\sin \theta}{C} (D - D_r), \qquad (1.27)$$

z których druga zawiera w sobie wielkość  $D_r$ , wyrażającą dyssypację energii fali związaną z generacją rollera.

Szczegółowy opis zjawiska powstawania rollera wskutek dyssypacji energii fali i propozycję ilościowego opisu tego procesu znaleźć można w monografii Szmytkiewicza (2002). W tym miejscu warto jednakże wspomnieć o ważnym członie równania (1.24), a mianowicie o przydennym naprężeniu stycznym (nazywanym też tarciem dennym)  $\overline{\tau}_{by}$ . Wychodząc od klasycznej zależności pomiędzy naprężeniem w warstwie przyściennej i kwadratem prędkości przepływu na zewnętrznej granicy tej warstwy, formułę na tarcie denne  $\overline{\tau}_{by}$  wyprowadza Szmytkiewicz (2002) w następującej postaci:

$$\overline{\tau}_{by} = \frac{1}{2}\rho f \frac{gH}{\pi C} V_{mean}, \qquad (1.28)$$

gdzie f jest współczynnikiem tarcia (współczynnikiem oporu przepływu).

Rozwiązanie równania (1.23) umożliwia wyznaczenie zmienności średniego wzniesienia swobodnej powierzchni na profilu poprzecznym brzegu (z uwzględnieniem zjawiska "set-up" i "set-down"), wywołanej transformacją fali i jej wielokrotnym załamaniem nad wielorewowym profilem dna morskiego. W wyniku rozwiązania równania (1.24) uzyskuje się poziomy rozkład uśrednionej w pionie i w okresie fali prędkości prądu wzdłużbrzegowego nad ww. profilem dna. Przykładowe poziome rozkłady wysokości fali, średniego wzniesienia zwierciadła wody i uśrednionej w pionie prędkości prądu wzdłużbrzegowego wyznaczone modelem Szmytkiewicza (2002) dla potrzeb niniejszej monografii przedstawiono na rys. 1.15.

Podobnie jak prąd powrotny, prąd wzdłużbrzegowy przejawia się największymi prędkościami przepływu wody nad rewami, tj. w miejscach załamania fali. Prądy wzdłużbrzegowe odgrywają ogromną rolę w strefie brzegowej – wywołują intensywny ruch osadów piaszczystych i sprzyjają rozprzestrzenianiu się zanieczyszczeń na znaczne odległości. Mogą też utrudniać uprawianie niektórych sportów wodnych oraz zażywanie morskich kąpieli. W strefie przyboju południowego Bałtyku prądy te w ekstremalnych warunkach falowych osiągają prędkości rzędu 1,5 m/s (zob. rys. 1.15).



**Rys. 1.15.** Poziome rozkłady wysokości fali, średniego wzniesienia zwierciadła wody i uśrednionej w pionie prędkości prądu wzdłużbrzegowego wyznaczone dla warunków sztormowych, parametry fali głębokowodnej:  $H_{rms} = 2,5$  m,  $T_p = 8$  s,  $\theta = 45^{\circ}$ 

### Prądy rozrywające

Ostatnim z trzech zasadniczych rodzajów prądów pochodzenia falowego są prądy rozrywające, stanowiące podtyp przepływów kompensacyjnych. Wyniki dokładnych badań przybrzeżnych prądów o charakterze kompensacyjnym dowodzą, że woda "pompowana" przez dryf falowy w stronę linii brzegowej nie zawsze jest odprowadzana w warstwie przydennej równomiernie w każdym miejscu brzegu. Niekiedy formują się lokalne, stosunkowo wąskie, prostopadłe do brzegu strumienie odprowadzające wodę ze strefy przyboju w całej kolumnie wody poniżej doliny fali. Prądy te nazwano prądami rozrywającymi (ang. *rip currents*). Definicja prądów rozrywających mieści się zatem w szerszym pojęciu prądów powrotnych. Schemat powstawania prądów rozrywających przedstawia rys. 1.16.

Matematyczny opis przestrzennie skomplikowanego mechanizmu generacji prądów rozrywających jest wyjątkowo niewdzięcznym zadaniem. Brak wystarczającej liczby danych z pomiarów tych prądów



Rys. 1.16. Schemat powstawania prądów rozrywających (Schönhofer 2014)

w warunkach rzeczywistych dodatkowo utrudnia rzetelną weryfikację modeli teoretycznych. Pomiary prądów rozrywających w naturze nastręczają sporo trudności. Z uwagi na zmienne w czasie i przestrzeni miejsca kompensacyjnego odpływu wody, zainstalowanie prądomierzy w stałych wybranych punktach strefy brzegowej nie gwarantuje, że w odpowiednio sprzyjających warunkach falowych właśnie w tych miejscach pojawią się prądy rozrywające. Cyrkulacje typu prądów rozrywających mogą pojawiać się nagle, trwać kilka minut, godzin lub dni, a następnie szybko zanikać.

Niektóre odcinki brzegu morskiego charakteryzują się jednak częstym występowaniem prądów rozrywających w tych samych lokalizacjach. Ma to miejsce wtedy, gdy fale ulegają transformacji w pobliżu stałych elementów strefy brzegowej, np. na podwodnych rafach lub konstrukcjach. Dla brzegów chronionych przed erozją przy pomocy progów podwodnych (zwanych też falochronami o zanurzonej koronie) można spodziewać się stałej obecności prądów rozrywających w miejscach występowania odstępów między progami. Dla brzegów niezabudowanych niezbyt często obserwuje się długookresowe występowanie prądów rozrywających w tych samych miejscach.

Strefa przybrzeża południowego Bałtyku charakteryzuje się najczęściej nieciągłościami w systemie rew. Dotyczy to w szczególności rew położonych blisko linii brzegowej. Jak podaje Schönhofer (2014), fale podchodzące do brzegu ulegają większemu spowolnieniu na małych głębokościach w rejonie rew niż w przerwie między rewami. Wiąże się to z występowaniem dłuższych fal w miejscu nieciągłości rewy niż 1.2. Prądy

nad rewą. Zgodnie z zasadą zachowania energii fale osiągają zatem większe wysokości na rewach. Tu załamanie fali występuje najwcześniej i jest najintensywniejsze. Również średnie wzniesienia zwierciadła wody wywołane falowaniem (wave set-up) w sąsiedztwie rew są większe niż w przerwie między rewami. Gradienty wzniesień zwierciadła wody generują wzdłużbrzegowe przepływy z obszarów pomiędzy rewą i brzegiem w stronę przerwy miedzyrewowej. Konwergencja tych przepływów zachodzi w miejscu, w którym załamanie fali jest mniej intensywne i składowa naprężeń radiacyjnych  $S_{xx}$  oraz wzniesienia zwierciadła wody  $\overline{\eta}$  są mniejsze, co stwarza uprzywilejowaną drogę odpływu wody w postaci prądu rozrywającego (zob. rys. 1.17).



**Rys. 1.17.** Mechanizm powstawania prądu rozrywającego w rejonie nieciągłości rewy pod wpływem załamania fali i wzdłużbrzegowego gradientu średniego wzniesienia zwierciadła wody (Schönhofer 2014)

Prądy rozrywające wynikają zatem z nierównomiernego układu batymetrycznego w kierunku wzdłużbrzegowym i trójwymiarowości ruchu falowego. Czynniki te powodują zbieganie się mas wodnych z przeciwnych kierunków. Do dodatkowych uwarunkowań generacji tych prądów Schönhofer (2014) zalicza nieliniowe współoddziaływanie falowania z przepływami oraz zafalowania linii brzegowej. Zbliżony do prostopadłego kierunek podchodzenia fali do brzegu sprzyja powstawaniu stosunkowo silnych rozmieszczonych w pewnych odstępach wzdłuż brzegu obszarów odpływu wody ze strefy przyboju w głąb morza. Przy ukośnym podchodzeniu fal do brzegu prądy te powodują jedynie pewne meandrowanie przepływów wzdłużbrzegowych.

Termin "prądy rozrywające" po raz pierwszy został użyty w roku 1936 (zob. Schönhofer 2014) w kontekście różnic między prądami powrotnymi odprowadzającymi wodę ze strefy przyboju w całej rozciągłości brzegu, a wąskimi, odizolowanymi strumieniami wody. Jednak jeszcze przez wiele lat niebezpieczeństwo, jakie niosą prądy rozrywające przypisywane było prądowi powrotnemu. Świadczyły o tym tablice na plażach ostrzegające turystów przed prądem powrotnym. Obserwacje i pomiary prądów rozrywających w warunkach laboratoryjnych oraz w naturze rozpoczęły się na znaczną skalę po II wojnie światowej. Do czasów obecnych opublikowano kilkaset prac poświęconych tej tematyce.

Prace mające jakikolwiek związek z mechanizmem powstawania prądów rozrywających w strefie brzegowej południowego Bałtyku i właściwościami tych pradów są nieliczne. W Polsce jako pierwszy obecność prądów rozrywających w strefie brzegowej morza opisał Rudowski (1970) przy okazji badań zmarszczek dennych metoda swobodnego nurkowania na wybrzeżu od Świnoujścia do Helu. Z wykonanych przez niego szkiców wynikało, że zdarzają się obszary, w których rzeźba, usytuowanie i charakter zmarszczek wskazują na uprzednie występowanie prądu rozrywającego. W późniejszych latach występowanie pradów rozrywających badał Furmańczyk (1994) w strefie przybrzeżnej odmorskiej strony Półwyspu Helskiego. Analizował on zdjecia satelitarne, na których widoczne były przerwy w rewach bedace jego zdaniem efektem występowania pradów rozrywających w warunkach sztormowych. Podobne badania przeprowadzili Furmańczyk i Szakowski (2001) dla Zatoki Pomorskiej. Przeanalizowali oni historyczne zdjęcia lotnicze w poszukiwaniu śladów występowania prądów rozrywających w postaci nieciągłości w pierwszej odlądowej rewie i zmętnień wody w formie pióropuszy na fotografiach wykonanych w warunkach sztormowych.

Wiele istotnych i nowych informacji wniosła rozprawa doktorska Schönhofera (2014). Do tej pory nie było dokładnie wiadomo, czy i w jakich warunkach falowych w wielorewowej dyssypacyjnej strefie brzegowej południowego Bałtyku następuje generacja tych prądów, jakie jest ich przestrzenne usytuowanie, jakie mogą one osiągać prędkości i jak długo trwają oraz jaki jest ich odbrzegowy zasięg. Na podstawie danych terenowych uzyskanych przy pomocy innowacyjnej w skali kraju i Europy techniki pomiarowej oraz rozważań teoretycznych Schönhofer (2014) udowodnił tezę, według której w warunkach wielo-

#### 1.2. Prądy

rewowej strefy brzegowej podczas ucichania sztormu (oddziaływania fal rozkołysu) powstają specyficzne cyrkulacje przybrzeżne o charakterze prądów rozrywających. Opis odnośnych badań oraz najważniejsze wnioski z nich płynące przedstawiono poniżej.

Dla potrzeb teoretycznego opisu prądów rozrywających, Schönhofer (2014) przeanalizował zarówno modele matematyczne typu *phase--resolving* (uwzględniające zmienność wartości parametrów hydrodynamicznych w okresie fali, m.in. numeryczny algorytm Funwave), jak i modele typu *phase-averaged* (operujące stałymi w okresie fali wartościami parametrów hydrodynamicznych), poczynając od prostych modeli jednowymiarowych i kończąc na trójwymiarowych. Do obliczeń dla warunków rzeczywistych został zarekomendowany trójwymiarowy, komercyjny model Delft3D. Model ten umożliwia jednoczesne obliczanie prądów powrotnych, które charakteryzują się znaczną zmiennością prędkości w kolumnie wody, oraz prądów rozrywających, których prędkości są niezmienne w całej głębokości.

Obok prac dotyczących teoretycznego opisu pradów rozrywających prowadzone były badania terenowe w rejonie MLB Lubiatowo. Pomiary pradów wykonywano przy użyciu pływaków, z których każdy wyposażony był w rejestrator chwilowych położeń GPS oraz przekaźnik w postaci modułu telefonu komórkowego wysyłający rejestrowane dane bezpośrednio do pamięci komputera. Pomiarami objęto około półtorakilometrowy odcinek brzegu. Występowanie prądów rozrywających zidentyfikowano podczas 4 spośród 20 dni pomiarowych. Z przeprowadzonych badań wynika, że prady rozrywające sa generowane przez fale rozkołysu powstające w fazie zanikania warunków sztormowych. W większości zaobserwowanych sytuacji występowanie tych pradów miało miejsce przy zanikaniu sztormów generowanych przez wiatry z kierunków północno-wschodnich i stromości (H/L) fal rozkołysu zawartych w przedziale 0,02–0,03. Fale głębokowodne rejestrowane przez boję falową Directional Waverider DWR-7 Mk. III miały wówczas wysokość  $H_s \approx 1$  m oraz okres  $T_p \approx 5$  s. Kąt podejścia tych fal nie przekraczał 20° w stosunku do profilu poprzecznego brzegu. Przeciętna odbrzegowa składowa predkości zidentyfikowanych cyrkulacji wody wynosiła 0,17 m/s, a średnia prędkość maksymalna była rzędu 0,3 m/s. Przykładowe pomierzone przybrzeżne cyrkulacje wody typu pradów rozrywających przedstawia rys. 1.18.

Warto zauważyć na rys. 1.18, że zaledwie kilkaset metrów na zachód od zidentyfikowanych cyrkulacji wody (oznaczonych literami B, C, D, E, F i G) prąd przybrzeżny był zupełnie inny – skierowany ukośnie do brzegu (oznaczony literą A), będący najprawdopodobniej wypadkową dryfu falowego i przepływu wzdłużbrzegowego.



**Rys. 1.18.** Cyrkulacje wody typu prądów rozrywających pomierzone przez Schönhofera (2014)

Przeprowadzone przez Schönhofera (2014) pomiary oraz obliczenia doprowadziły do określenia następujących właściwości prądów rozrywających w wielorewowej strefie brzegowej południowego Bałtyku dla rejonu MLB Lubiatowo:

- nieciągłości pierwszej przybrzeżnej rewy stanowią uprzywilejowane miejsca, w których następuje odpływ wody z sąsiedztwa linii brzegowej w głąb morza w postaci prądów rozrywających;
- przy wzroście względnej długości fal docierających w sąsiedztwo brzegu wzrasta prawdopodobieństwo wystąpienia prądów rozrywających, przy czym prędkości ich są proporcjonalne do długości fali;
- prądy rozrywające pojawiają się najczęściej przy wystąpieniu fal głębokowodnych o wysokości  $H_s$  z przedziału 0,7–1,5 m i okresie  $T_p$  wynoszącym co najmniej 5 s, przy czym prędkości tych prądów są największe dla wartości  $H_s$  z przedziału 0,8–1,1 m, zaś dla  $Hs \ge$ 2 m prądy rozrywające nie występują;
- prądy rozrywające powstają przy kierunku propagacji fal głębokowodnych zbliżonym do prostopadłego w stosunku do linii brzegowej (z dokładnością ok. 20°);
- pomierzone prędkości prądów rozrywających zawarte były w przedziale 0,1–0,4 m/s.

Jak już wspomniano, w sąsiedztwie brzegów zabudowanych progami podwodnymi przerwy między progami tworzą warunki sprzyjające powstawaniu prądów powrotnych. Wyniki badań uzyskanych przez Schönhofera (2014) stworzyły solidny fundament dla optymalizacji wymiarowania falochronów o zanurzonej koronie. Wyniki tej optymalizacji, związanej z redukcją transmisji falowania nad segmentami zanurzonych falochronów i jednoczesną minimalizacją prądów rozrywających w odstępach pomiędzy segmentami, zawarto w pracy Ostrowskiego i in. (2016a). W niezabudowanej strefie brzegowej południowego Bałtyku prądy rozrywające należą do rzadkości. Jeżeli występują, to nie są silniejsze od klasycznych prądów powrotnych, charakteryzujących się takimi samymi maksymalnymi prędkościami – rzędu 0,4 m/s. Są to prędkości wystarczające, aby utrudnić powrót do brzegu przeciętnemu pływakowi. Należy jednak podkreślić, że prądy powrotne osiągają ww. prędkości w ekstremalnych warunkach sztormowych, a prądy rozrywające – w warunkach umiarkowanego falowania, sprzyjającego plażowaniu i zażywaniu morskiej kąpieli. O ile podczas silnych sztormów niewielu jest śmiałków gotowych zanurzyć się w morskich odmętach, o tyle nie brak amatorów pływania wśród niewysokich fal, którym towarzyszyć może niewidoczny prąd rozrywający. Z tego względu, pomimo rzadkości zjawiska, jego ewentualność nie powinna być lekceważona<sup>19</sup>.

## 1.2.2. Prądy wiatrowe

Obok pradów pochodzenia falowego, prady wiatrowe sa podstawowym typem prądów występujących na szelfowych morzach bezpływowych (Pruszak 2003). O ile w strefie brzegowej morza (szczególnie w strefie przyboju) sa one zdominowane przez prady pochodzenia falowego, o tyle w obszarach bardziej oddalonych od brzegu ich rola w hydrodynamice morza rośnie. Z drugiej strony, ze względu na znaczną głębokość wody, ich wpływ na osady denne maleje. Precyzyjne określenie granicy pomiędzy strefa dominacji pradów pochodzenia falowego a obszarem dominacji prądów wiatrowych nastręcza sporo trudności, głównie dlatego, że parametry obu ww. rodzajów prądów są silnie zależne od aktualnie panujących warunków: prędkości i kierunku wiatru, charakteru falowania (falowanie wiatrowe, falowanie rozkołysu), wysokości, okresu i kierunku propagacji fal głębokowodnych oraz morfologii przybrzeżnego dna. Na podstawie danych terenowych z MLB Lubiatowo oraz wyników modelowania teoretycznego przeprowadzonego przy pomocy komercyjnego oprogramowania MIKE 21, Sokolov i Chubarenko (2012) stwierdzili, że udział składnika pochodzenia wiatrowego w prądach strefy przyboju jest większy niż się powszechnie uważa. Okazuje się, że przy wietrze wiejącym wzdłuż brzegu prąd wiatrowy

<sup>&</sup>lt;sup>19</sup> Na wielu oceanicznych i morskich wybrzeżach (w tym np. w strefie brzegowej Morza Czarnego) prądy rozrywające stanowią poważne zagrożenie nawet dla wytrawnych pływaków. Niejednokrotnie były przyczyną utonięć. Zaleca się, aby przy napotkaniu silnego prądu rozrywającego nie starać się mu przeciwstawiać, lecz popłynąć wzdłuż brzegu (zwykle kilkunasto- lub najwyżej kilkudziesięciometrowy odcinek jest wystarczający) szukając miejsca, gdzie prąd ten nie występuje lub jest słabszy.

stanowić może prawie 50% wypadkowego przepływu wzdłużbrzegowego, a przy wietrze wiejącym pod kątem 45° do linii brzegowej udział komponentu wiatrowego w prądzie wzdłużbrzegowym przekracza 20%. W obu przypadkach drugim (i zawsze jednak dominującym) składnikiem jest prąd wzdłużbrzegowy pochodzenia falowego.

Prady wiatrowe generowane są przez chwilową i lokalną turbulentną wymianę pędu pomiędzy atmosferą i morzem. Bezpośrednie oddziaływanie wiatru na powierzchnię morza poprzez naprężenia styczne wywołuje ruch powierzchniowych warstw akwenu. Wskutek turbulentnych naprężeń w kolumnie wody ruch warstw powierzchniowych jest przekazywany w dół, w stronę dna morskiego. W warunkach stacjonarnych poruszane wiatrem masy wody ulegać moga spiętrzeniu w obszarach przybrzeżnych. Powstaja wówczas warunki do tworzenia się lokalnego pradu gradientowego, towarzyszacego pradowi wiatrowemu (Pruszak 2003). Jeżeli czynnik wiatrowy odgrywa rolę dominującą, to w długotrwałym kinematycznie i dynamicznie ustabilizowanym polu prądów wiatrowych pionowy profil prędkości przepływu ma rozkład prądu dryfowego, czyli tzw. spirali Ekmana (zob. np. Druet 2000), charakteryzującego się kierunkową zmiennością w pionie wskutek oddziaływania siły Coriolisa. Analiza możliwości powstania prądu dryfowego typu Ekmana przeprowadzona przez Ostrowskiego i Stellę (2016) wykazała, że na akwenie typu Morza Bałtyckiego, w szczególności w rejonach o głębokościach nie przekraczających 20-30 m, wpływ zmienności parametru Coriolisa może być zaniedbany. Ponieważ na relatywnie niewielkich głebokościach powierzchniowa warstwa Ekmana nakłada się na przydenną warstwę Ekmana, powstanie spirali Ekmana jest utrudnione i ruch mas wody odbywa się zgodnie z kierunkiem wiatru. Prądy dryfowe występujące w płytkich basenach oraz wodach przybrzeżnych mają zatem w całej kolumnie wody prawie ten sam kierunek co lokalny wiatr i nazywane są prądami wiatrowymi. Prosty model teoretyczny prądu wiatrowego zaproponowany przez Ostrowskiego i Stellę (2016) jest przedstawiony poniżej.

Zakłada się, że naprężenia styczne  $\tau$  w kolumnie wody, w której występuje prąd wiatrowy, spełniają hipotezę Boussinesqa, wiążącą naprężenia  $\tau(z)$  z pionowym rozkładem prędkości prądu wiatrowego u(z) w następujący sposób:

$$\tau = \rho \nu_{tz} \frac{du}{dz}.$$
(1.29)

Przyjmuje się również, że współczynnik lepkości turbulentnej  $\nu_{tz}$ rośnie liniowo (od wartości zerowej przy dnie) i jest proporcjonalny do stałej von Karmana  $\kappa$  oraz prędkości tarcia  $u_f$ :

$$\nu_{tz} = \kappa u_f z. \tag{1.30}$$

Biorąc pod uwagę związek pomiędzy naprężeniem stycznym  $\tau$  i prędkością tarcia  $u_f$  w postaci:

$$\tau = \rho u_f^2 \tag{1.31}$$

otrzymujemy logarytmiczny rozkład prędkości u(z):

$$u(z) = \frac{u_f}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right),\tag{1.32}$$

w którym  $z_0$  oznacza rzędną poziomu dna, gdzie rozpoczyna się profil prędkości, tj.  $u(z_0) = 0$ .

Konwencjonalnie wartość  $z_0$  przyjmuje się jako  $z_0 = k_N/30$ , gdzie  $k_N$  jest tzw. wysokością szorstkości Nikuradzego<sup>20</sup>. Dla płaskiego dna morskiego charakteryzującego się jedynie szorstkością "naskórkową" (ang. skin roughness) wynikającą z obecności ziaren osadów dennych, stosuje się najczęściej wartość szorstkości  $k_N = 2,5d$  (Kaczmarek 1999), gdzie d oznacza średnicę pojedynczego ziarna. Jeżeli występują formy denne (np. typu zmarszczek) o wysokości  $k_f$ , to szorstkość przyjmuje się równą wysokości tych form ( $k_N = k_f$ ).

Prędkość tarcia  $u_f$  można wyznaczyć z równania (1.32) jeżeli wartość prędkości prądu wiatrowego u jest znana na jakimkolwiek poziomie z. Tą wartością może być prędkość prądu w warstwie powierzchniowej, bezpośrednio związana z prędkością wiatru generującego prąd. Przyjmuje się, że prędkość prądu wiatrowego w powierzchniowej warstwie wody o miąższości 1 m stanowi 2–5% prędkości wiatru wiejącego na wysokości 10 m od zwierciadła wody (Ostrowski i Stella 2016). Otrzymana prędkość tarcia  $u_f$  umożliwia opisanie pionowego profilu prędkości prądu wiatrowego u(z) za pomocą rozkładu (1.32) w całej kolumnie wody.

Prądom wiatrowym towarzyszą oczywiście orbitalne ruchy wody wywołane falowaniem, które w strefie ograniczonych głębokości oddziałują również na dno morskie. W warunkach współoddziaływania ruchu falowego z przepływem stacjonarnym pojawia się charakterystyczny efekt hydrodynamiczny. Falowa turbulentna warstwa przydenna (w rozumieniu mechaniki płynów turbulentna warstwa przyścienna związana z oscylacyjnymi przydennymi przepływami pochodzenia falowego) generuje dodatkową pozorną szorstkość denną (Nielsen 2009).

 $<sup>^{20}</sup>$ Johann Nikuradse vel. Iwan Nikuradze (1894–1979), niemiecki inżynier i fizyk pochodzenia gruzińskiego zajmujący się głównie hydrodynamiką, w tym szorstkością opływu.

Innymi słowy, przepływ stacjonarny odczuwa szorstkość jako znacznie większą niż wynikającą tylko z parametrów dna (szorstkość ziaren osadów i szorstkość form dennych).

Przepływy szybkozmienne, np. oscylacje przydenne pochodzenia falowego, generują znacznie cieńszą warstwę przyścienną niż przepływy stacjonarne lub wolnozmienne (Nielsen 2009). W konsekwencji przydenne oscylacje falowe wywołują większe przydenne naprężenia styczne niż silny prąd wiatrowy. Zgodnie z hipotezą Boussinesqa wyrażoną równaniem (1.29), naprężenie styczne  $\tau$  zależy od nachylenia profilu prędkości (du/dz) w warstwie przydennej. Falowa warstwa przydenna ma miąższość rzędu kilku centymetrów i jest "niewidoczna" w porównaniu z warstwą przydenną związaną z prądem wiatrowym, rozciągającą się właściwie na całą wielometrową kolumnę wody.

W celu zilustrowania wyżej zasygnalizowanego odmiennego charakteru profilów predkości w przepływach szybkozmiennych i stacjonarnych wykonano obliczenia dla ekstremalnych warunków sztormowych występujących w pobliżu MLB Lubiatowo na głębokości h = 18 m (Ostrowski i Stella 2016). Przyjęto zgodnie z rzeczywistością, że dno morskie w tym rejonie zbudowane jest z piaszczystych osadów o średnicy ziaren d = 0.1 mm. Użyte w obliczeniach parametry falowania  $(H_{rms} = 2,68 \text{ m}, T_p = 9,09 \text{ s})$  odpowiadają tzw. efektywnej fali z wieloletnich pomiarów, tj. fali, której wysokość jest przekroczona tylko przez 12 godzin w ciagu roku (czyli przez 0,137% czasu). Zrekonstruowana predkość wiatru reprezentatywna dla tak zdefiniowanych ekstremalnych warunków wynosi 14,6 m/s (Ostrowski i Stella 2016). Profile prędkości pradu wiatrowego wyznaczone rozkładem (1.32) dla dwóch wartości szorstkości dennej  $k_N$  oraz profil maksymalnych poziomych składowych prędkości oscylacyjnych pochodzenia falowego wyznaczony równaniem (1.12) przedstawia rys. 1.19.

Zagadnienia związane z falową i prądowo-falową warstwą przydenną oraz tarciem dennym omówione są w rozdziale 2.

### 1.3. Poziom wody

Zgodnie z obowiązującymi regulacjami prawnymi polskie obszary morskie traktuje się jako morze bezpływowe, co oznacza, że w obliczeniach i analizach pomija się (jako bardzo małe) okresowe wahania poziomu morza związane z astronomicznymi przypływami i odpływami.

Zmiany poziomu wody występujące na otwartym morzu lub w strefie przybrzeżnej mogą mieć charakter drgań okresowych lub zmian nieokresowych. W morzach bezpływowych (np. w Bałtyku) zmiany



**Rys. 1.19.** Profile prędkości prądu wiatrowego i maksymalnych poziomych oscylacji falowych obliczone dla warunków sztormowych ( $H_{rms} = 2,68$  m,  $T_p = 9,09$  s, prędkość wiatru 14,6 m/s), Ostrowski i Stella (2016)

okresowe to przede wszystkim sejsze, będące swobodnymi, bezwładnościowymi oscylacjami mas wodnych. Zmiany nieokresowe poziomu wody w Morzu Bałtyckim wywołane są działaniem układów barycznych (głównie cyklonalnych), bezpośrednim oddziaływaniem wiatru na swobodną powierzchnię morza, wlewami wód z Morza Północnego poprzez cieśniny duńskie (oraz odpływami do M. Północnego) i dopływem wód rzecznych, jak również opadami atmosferycznymi i parowaniem. Poziomy morza (stany wody) są notowane zasadniczo tylko przez brzegowe stacje mareograficzne, aczkolwiek w ostatnich latach daje się zauważyć postęp w altymetrii satelitarnej. Obecnie przy pomocy altymetrów satelitarnych (radarów altymetrycznych) poziom morza określać można z dokładnością do kilku centymetrów.

Poziomem wyjściowym dla dowiązania wysokości budowli lub głębokości akwenów jest poziom zerowy morza, wyznaczony możliwie najdokładniej dla określonego punktu (mareografu) morza. Poziom zerowy morza odpowiada zeru według wskazań wodowskazu w Amsterdamie. Wyznaczone ono zostało na podstawie obserwacji przeprowadzonych w latach 1701–1871 i położone jest 16,2 cm powyżej średniego poziomu Morza Północnego dla ww. okresu pomiarów (Mazurkiewicz 2008).

Na mocy obowiązujących obecnie norm prawnych, powszechnie stosowanym w Polsce układem wysokościowym jest układ PL-EVRF2007 (Kronsztad 86), w ramach którego wysokości odniesione są do średniego poziomu Morza Bałtyckiego, wyznaczonego dla mareografu w Kronsztadzie. Polskie stacje mareograficzne działają jednak w nawiązaniu do układu wysokości Amsterdam 55 (NN55), w Holandii noszącego nazwę Normaal Amsterdams Peil (NAP). Układ PL-EVRF2007 stosuje się do czasu wdrożenia układu wysokościowego PL-EVRF2007-NH, jednak nie dłużej niż do 31 grudnia 2019 roku. Układ wysokościowy PL-EVRF2007-NH, podobnie jak układ Amsterdam 55 (NN55), tworzą wysokości normalne odniesione do średniego poziomu Morza Północnego, wyznaczonego dla mareografu w Amsterdamie – Normaal Amsterdams Peil (NAP).

Należy rozróżnić pojęcia stan wody i poziom wody. Są to te same wielkości fizyczne, jednak podawane względem różnych odniesień. Rzędne plaży, wydmy i elementów budowli hydrotechnicznych oraz głębokości na mapach batymetrycznych podawane są w metrach względem poziomu morza przyjętego w określonym układzie wysokościowym, np. Kronsztad 86 lub Amsterdam 55. Notowane przez stacje mareograficzne stany wody odnoszone są natomiast do umownego zera wodowskazu w Amsterdamie (NAP), położonego 500 cm poniżej średniego poziomu morza. Stan wody w morzu wynoszący 500 cm odpowiada zatem wartości zerowej w układzie wysokości Amsterdam 55 (NN55) i reprezentuje uśredniony w wieloleciu poziom morza (ang. mean water level). Wartości wyższe od 500 cm uznawane są za stany podwyższone, niższe od 500 cm – za stany obniżone.

Do charakterystycznych nieokresowych wzniesień poziomu wody w morskiej strefie brzegowej zaliczyć należy kilkukrotnie już wspomniane spiętrzenie falowe (*wave set-up*). W ekstremalnych warunkach sztormowych (podczas sztormu o okresie powtarzalności wynoszącym 100 lat) spiętrzenie to w bezpośrednim sąsiedztwie linii brzegowej Półwyspu Helskiego może osiągać wartości rzędu co najwyżej 0,4 m (Cerkowniak i in. 2015c).

Znacznie większe wartości, niosące poważniejsze zagrożenie dla brzegu morskiego, osiągają wywołane oddziaływaniem układów anemobarycznych spiętrzenia wiatrowe. Występujące podczas silnych sztormów ekstremalne spiętrzenia wiatrowe określane są mianem wezbrań sztormowych (lub spiętrzeń sztormowych). W warunkach południowego Bałtyku spiętrzenia sztormowe o rzędnych przekraczających 1 m powyżej średniego poziomu morza (czyli stany wody powyżej 600 cm) nie należą do rzadkości.

Obok spiętrzeń wiatrowych, istotnymi czynnikami powodującymi zmiany poziomu morza u południowych wybrzeży Bałtyku jest wymiana jego wód z Morzem Północnym. Wpływ oddziaływania wymiany

wód zmienia się znacznie wzdłuż brzegu południowego Bałtyku. Największy jest przy brzegu zachodnim i maleje stopniowo w kierunku wschodnim. Jak podaje Onoszko (1992), najwyższy w historii zapisów mareograficznych na południowym Bałtyku stan wody zanotowano w Lubece (837 cm), zaś w granicach obecnego wybrzeża polskiego – przez stację mareograficzną w Kołobrzegu (716 cm). Najdłuższe serie pomiarowe na wschodnim odcinku polskiego wybrzeża pochodzą z posterunku mareograficznego w Gdańsku<sup>21</sup>. Według Szmytkiewicza i in. (2017), absolutne maksimum stanu wody w Gdańsku odnotowano w roku 1914 (656 cm), zob. również Wiśniewski i Wolski (2009).

Dla potrzeb projektowania morskich budowli hydrotechnicznych konieczne jest określenie poziomów morza o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia, lub – inaczej rzecz ujmując – o określonym okresie powtarzalności  $T_r$  (ang. return period). Najistotniejsza jest znajomość wysokich stanów wody, mogących występować raz na pewną liczbę lat, np. raz na 50, 100 lub 200 lat<sup>22</sup>. Zależność pomiędzy okresem powtarzalności  $T_r$  a prawdopodobieństwem występowania p [%] dana jest wzorem (zob. np. Mazurkiewicz 2008):

$$T_r = \frac{100}{p}.\tag{1.33}$$

Oszacowanie stanu wody o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia zależy od dostępnych zbiorów danych pomiarowych z lat ubiegłych. Wiarygodność takiego oszacowania zależy z jednej strony od liczności posiadanego zbioru danych, z drugiej zaś strony od odpowiedniości zastosowanego teoretycznego rozkładu prawdopodobieństwa. W większości przypadków, przy określaniu prawdopodobieństwa maksymalnych poziomów morza dysponuje się próbą losową obejmującą kilkadziesiąt elementów, tj. maksymalnych stanów wody zanotowanych w poszczególnych latach.

Przyjmowane dla celów projektowych maksymalne stany wody należy zwiększyć o wartość wynikającą z długookresowego podnoszenia się poziomu morza wywołanego efektem globalnego ocieplenia. Według Cieślaka (2001), prognozowane podnoszenie się poziomu morza w skali 10, 25, 50 i 100 lat wynosi odpowiednio 4, 16, 30 i 60 cm. Ówczesna prognoza okazała się nieco przesadzona. Obecnie wzrost poziomu wo-

 $<sup>^{21}</sup>$ Wodowskaz funkcjonował w Gdańsku Nowym Porcie od roku 1886 (z przerwą w latach 1940–1945) do grudnia 1986, kiedy to został przeniesiony do Portu Północnego.

 $<sup>^{22}</sup>$ Podobnie określa się inne parametry projektowe, np. wysokość fali projektowej. Zalecane okresy powtarzalności  $T_r$ w zależności od charakteru i przeznaczenia morskich budowli hydrotechnicznych podaje Mazurkiewicz (2008).

dy w Bałtyku szacuje się na 0,33 cm/rok (Stramska i Chudziak 2013). Wyniki wieloaspektowych badań zmian poziomu Morza Bałtyckiego podają Harff i in. (2017).

W inżynierii brzegów morskich i portów ważne są również ekstremalnie niskie stany wody. Podobnie jak w przypadku stanów maksymalnych istotny jest tu wpływ oddziaływania wymiany wód Bałtyku z M. Północnym. Oddziaływanie to zmienia się znacznie wzdłuż wybrzeża południowobałtyckiego, będąc największym na zachodzie i najmniejszym na wschodzie. Według Onoszki (1992), najniższy w historii zapisów mareograficznych na południowym Bałtyku stan wody zanotowano we Flensburgu (232 cm), zaś w granicach obecnego wybrzeża polskiego – przez stację mareograficzną w Świnoujściu (366 cm). Do czasu prowadzenia końcowych prac redakcyjnych nad niniejszą monografią, absolutne minimum zarejestrowane na posterunku mareograficznym w Gdańsku wynosiło 414 cm (Wiśniewski i Wolski 2009).

Stany wody zależą również w znacznym stopniu od kierunku i prędkości wiatru. Bardzo niski poziom wody na polskim wybrzeżu występuje przy małym napełnieniu Bałtyku i jednoczesnym wystąpieniu silnych wiatrów z sektora południowego. Taka sytuacja miała miejsce w dniach 29–30 listopada 2018 r. Przekroczony został wówczas dotychczasowy minimalny stan wody w Gdańsku. Ekstremalnie niskie stany wody zarejestrowało również kilka innych mareografów. Minimalne stany wody zanotowane w okresie 29–30 listopada 2018 przedstawia tabela 1.1.

Na zakończenie warto wspomnieć o zmianach poziomu morza zachodzących na południowym Bałtyku w skali długoterminowej, tj. pod-

Mareograf	Świno- ujście	Dziwnów	Koło- brzeg	Darłowo	Ustka	Łeba	Włady- sławowo
Stan wody [cm]	374	395	391	402	410	409	420
Mareograf	Hel	Puck	Gdynia	Gdańsk- Port Północny	Gdańsk- Sobie- szewo	Gdańsk- ujście Wisły	Gdańsk- Świbno
Stan wody [cm]	418	429	410	408	403	431	418
Mareograf*	Tujsk	Osłonka	Nowotki	Nowakowo	Elbląg	Tolkmicko	Nowa Pasłęka
Stan wody [cm]	427	416	419	426	428	420	420

**Tabela 1.1.** Minimalne stany wody zarejestrowane na polskich posterunkach mareograficznych w dniach 29–30 listopada 2018 r. (monitor.pogodynka.pl)

\* Stacje pomiarowe na Zalewie Wiślanym

czas ostatnich kilkunastu tysięcy lat. Należą tu zmiany eustatyczne (związane z długookresową ewolucją klimatu na Ziemi) oraz glacjalnoizostatyczne (związane z osiadaniem południowego wybrzeża Bałtyku kompensującym wynurzanie się wybrzeża północnego i wschodniego po ustąpieniu plejstoceńskich zlodowaceń), zob. np. Harff i in. (2017).

# ROZDZIAŁ 2: Procesy litodynamiczne i morfodynamiczne

## 2.1. Charakterystyka piaszczystych osadów dennych

Osady tworzące plażowo-wydmowe odcinki bałtyckiego wybrzeża to przede wszystkim piasek kwarcowy o gęstości szkieletu gruntowego  $\rho_s$  wynoszącej 2650 kg/m<sup>3</sup>. Niekiedy piasek ten zawiera śladowe domieszki cząstek pochodzenia organicznego (znacznie lżejszych od piasku) lub minerałów ciężkich, charakteryzujących się gęstością szkieletu gruntowego  $\rho_s$  przekraczającą 3000 kg/m<sup>3</sup>.

Obok parametru  $\rho_s$ , wielkością użyteczną w badaniach ruchu osadów jest prędkość swobodnego opadania ziaren  $w_s$  (ang. settling velocity lub fall velocity). Zależy ona od średnicy ziarna d i gęstości szkieletu gruntowego  $\rho_s$  oraz oczywiście od oporów opływu związanych z lepkością cieczy, w której porusza się ziarno. Parametr  $w_s$  wyznaczyć można np. następującym wzorem (Pruszak 1998):

$$w_s = 10\frac{\nu}{d} \left\{ \left[ 1 + \frac{0.01\left(s-1\right)gd^3}{\nu^2} \right]^{0.5} - 1 \right\},$$
 (2.1)

w którym  $\nu$  jest współczynnikiem kinematycznej lepkości molekularnej wody (wynoszącym ok. 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s), zaś s oznacza gęstość ziaren osadów  $\rho_s$  względem gęstości wody  $\rho(s = \rho_s/\rho)$ .

Prędkość swobodnego opadania ziaren  $w_s$  zależy również w pewnym stopniu od ich kształtu, który oczywiście nie jest reprezentowany w formule (2.1). Precyzyjne wyznaczenie parametru  $w_s$  umożliwia kolumna sedymentacyjna. Na przykład dla ziaren piasku kwarcowego o gęstości szkieletu gruntowego  $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$  i średnicy d = 0.22mm prędkość opadania obliczona wzorem (2.1) wynosi 2,78 cm/s, podczas gdy w kolumnie sedymentacyjnej uzyskuje się wartości nieco niższe – ok. 2,5 cm/s.

Istotną cechą piasku morskiego jest jego niejednorodne uziarnienie (niejednorodna granulometria), czyli właściwość gruntu polegająca na tym, że składa się on z różnych frakcji. Okazuje się ponadto, że w poszczególnych miejscach na profilu poprzecznym brzegu skład granulometryczny jest inny. Zagadnienie to było przedmiotem licznych badań terenowych prowadzonych w MLB Lubiatowo. Przykładowe wyniki takich badań przedstawiono poniżej.

Podczas ekspedycji pomiarowej kilkakrotnie pobierano powierzchniowe i rdzeniowe próbki gruntu z dna morskiego. Próbki te poddawano następnie analizie granulometrycznej, wyniki której posłużyły badaniom sortowania się osadów na profilu dna poprzecznym do brzegu. Pomiarami objęto cały profil "dalbowy"<sup>1</sup>, od podstawy wydmy do głębokości ok. 6 m. Miejsca poboru próbek przedstawiono schematycznie na rys. 2.1.



**Rys. 2.1.** Miejsca poboru próbek gruntu na profilu pomiarowym w MLB Lubiatowo

Rezultaty analizy granulometrycznej pobranych próbek posłużyły do weryfikacji teoretycznego modelu ruchu osadów o niejednorodnym uziarnieniu oraz sortowania się ziaren osadów dennych na profilu poprzecznym brzegu (Kaczmarek i in. 2004). Określona *in situ* przestrzenno-czasowa zmienność cech granulometrycznych przybrzeżnego dna morskiego przedstawiona została na rys. 2.2.

Z rys. 2.2 wynika silne zróżnicowanie składu granulometrycznego osadów. Szczególnie interesujące są wyniki analiz granulometrycznych próbek rumowiska dennego pobranych daleko od brzegu, tj. próbek o numerach od 12 do 15 (zob. rys. 2.1). Niektóre rozkłady wykazują średnice ziaren znacznie większe od powszechnie przyjmowanych dla polskiego brzegu morskiego. Powyższy fakt ma poważne implikacje dla transportu osadów i dynamiki brzegu, bo – jak wiadomo – dno zbudowane z grubszych ziaren jest mniej podatne na erozję.

Ponadto z rys. 2.2 widać, że na plaży i w bezpośrednim sąsiedztwie linii brzegowej rozkłady uziarnienia są jedno-modalne, a w większych

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Okablowane dalby pomiarowe w MLB Lubiatowo uległy zniszczeniu wskutek wieloletniego oddziaływania czynników hydrodynamicznych i zjawisk lodowych. Obecnie do instalacji aparatury pomiarowej stosuje się konstrukcje tymczasowe. Wykorzystuje się też radiową transmisję danych i/lub ich zapis w rejestratorach przyrządów pomiarowych.



**Rys. 2.2.** Przestrzenno-czasowa zmienność składu granulometrycznego osadów dennych

odległościach od brzegu – często bimodalne. Wynika to ze specyfiki transportu rumowiska w warunkach falowo-prądowych morskiej strefy brzegowej. Zarówno grubsze, jak i drobniejsze frakcje są bowiem przenoszone w formie transportu wleczonego i zawieszonego w bezpośrednim sąsiedztwie dna (wskutek asymetrii ruchu falowego). Nieco dalej od dna (w górnej części warstwy przydennej) jedynie drobne frakcje są przenoszone (pod wpływem prądu powrotnego) w formie transportu zawieszonego. Owe dwa "strumienie" są skierowane przeciwnie, stąd specyficzne efekty erozyjno-akumulacyjne w dnie morskim, przejawiające się bimodalnymi rozkładami uziarnienia. Charakterystyka ruchu wody w warstwie przydennej i dynamika osadów dennych w strefie przyboju zostaną szczegółowo przedstawione w kolejnych podrozdziałach.

### 2.2. Warstwa przydenna i tarcie denne

Ruch sfalowanej powierzchni morza i oscylacyjne przepływy w kolumnie wody wywołane falowaniem mają charakter szybkozmienny.

W takich warunkach siły bezwładności zdecydowanie dominuja nad siłami lepkości. W istocie, te drugie w większości teorii fal wodnych sa pomijane i w opisie propagacji fal powierzchniowych oraz predkości orbitalnych pochodzenia falowego woda traktowana jest jako ciecz nielepka. Pozostaje to w zgodzie z pryncypiami mechaniki płynów, w ramach których zagadnienie opływu ciała przez ciecz ma największe znaczenie w bezpośrednim sasiedztwie tego ciała, gdzie znajduje zastosowanie hydrodynamiczna teoria warstwy przyściennej. W warunkach morskich opływanym ciałem jest dno akwenu, a warstwę przyścienną nazywa się warstwą przydenną. Opływ dna morskiego przez wodę może być laminarny (uwarstwiony) lub turbulentny (burzliwy), co wiaże się z powstawaniem odpowiednio laminarnej lub turbulentnej warstwy przydennej. W rzeczywistych warunkach morskiej strefy brzegowej z reguły generuje się turbulentna warstwa przydenna, nawet w przypadku słabego lub umiarkowanego falowania, ponieważ obecność zmarszczek dennych silnie zaburza (turbulizuje) ruch wody.

Zagadnienie warstwy przydennej kształtowanej przez oddziaływanie fal i prądów zostało już poruszone w podrozdziale 1.2.2. Przypomnijmy, że oscylacje przydenne pochodzenia falowego generują znacznie cieńszą warstwę przyścienną niż przepływy stacjonarne lub wolnozmienne. Falowa warstwa przydenna ma miąższość nieporównywalnie mniejszą w stosunku do warstwy przydennej związanej z prądem wiatrowym. Co więcej, w warunkach współoddziaływania ruchu falowego z przepływem stacjonarnym pojawia się dodatkowy efekt hydrodynamiczny, w ramach którego falowa turbulentna warstwa przydenna generuje dodatkową pozorną szorstkość denną, a przepływ stacjonarny odczuwa tę szorstkość jako znacznie większą niż wynikającą tylko z szorstkości ziaren osadów i szorstkości form dennych.

Zlinearyzowane równanie zachowania pędu (potocznie nazywane równaniem ruchu) wewnątrz prądowo-falowej<sup>2</sup> lub falowej turbulentnej warstwy przydennej ma następującą postać (Fredsøe i Deigaard 1992):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial z}, \qquad (2.2)$$

przy czym U jest zmienną w okresie fali poziomą prędkością oscylacyjną na górnej granicy warstwy przydennej, z uwzględnieniem prądu stacjonarnego lub bez tego prądu.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Chodzi o warstwę przydenną generowaną oscylacjami pochodzenia falowego i prądem stacjonarnym, przy czym czynnikiem dominującym jest falowanie (ang. wave-dominated bed boundary layer).
Rozwiązaniom równania ruchu w falowej turbulentnej warstwie przydennej poświęcono szereg prac. Zwięzły przegląd teoretycznych modeli falowej i turbulentnej warstwy przydennej przedstawił Ostrowski (1993). W modelach zero-równaniowych do równania pędu (2.2) dołącza się dodatkową zależność określającą naprężenie turbulentne  $\tau$ , np. wg hipotezy Boussinesqa typu (1.29) z rozkładem parametru lepkości turbulentnej  $\nu_t$  typu (1.30). Równanie pędu sformułowane w ramach modelu zero-równaniowego może mieć rozwiązanie analityczne. W modelach *n*-równaniowych, znacznie bardziej skomplikowanych, lepkość turbulentna  $\nu_t$  wyrażona jest poprzez zestaw *n* różniczkowych równań transportu odpowiednio dobranych wielkości skalarnych, charakteryzujących turbulencję przepływu. Wielkościami takimi są np. kinetyczna energia turbulencji, dyssypacja tej energii, czy skala długości w ruchu turbulentnym.

Przy rozwiązywaniu równania ruchu w falowej lub prądowo-falowej warstwie przydennej z zastosowaniem modeli zero- lub *n*-równaniowych pojawia się problem sformułowania warunku początkowego. Ponieważ początkowy profil prędkości u(z, t = 0) nie jest znany, najczęściej zakłada się dowolny przybliżony warunek początkowy, np. u(z, t = 0) = 0. Dla czasu stanowiącego wielokrotność okresu fali prowadzi się obliczenia, których koniec uwarunkowany jest osiągniętą zgodnością (w ramach wymaganej dokładności) profilów prędkości w odstępie odpowiadającym okresowi fali.

Jak już wspomniano, w modelach n-równaniowych wszystkie zależności uzupełniające równanie ruchu sa szczegółowymi wersjami ogólnego równania transportu turbulentnego wielkości skalarnej. Równania te zawierają szereg współczynników, których wartości określane są różnie przez różnych badaczy, często w sposób empiryczny, nie mają zatem charakteru parametrów uniwersalnych. W związku z tym trafność doboru tych współczynników może być wątpliwa. Istotną wadą modeli tej grupy jest ponadto ich złożoność. Nawet dla prostego przepływu jednowymiarowego niezbędne jest rozwiązanie układu co najmniej dwóch równań różniczkowych (to znaczy równania ruchu oraz co najmniej jednego równania określającego lepkość turbulentną). W dobie dostępności szybkich i wydajnych wielordzeniowych komputerów nie stanowi to dużego problemu. Należy jednak pamiętać, że model warstwy przydennej jest tylko jednym z wielu elementów procedury wyznaczania charakterystyk dynamiki dna morskiego. Z powyższych względów zero-równaniowe modele warstwy przydennej cieszą się powodzeniem w inżynierii brzegów morskich z uwagi na ich prostotę i zadowalającą dokładność. Przykładowe rozkłady prędkości w falowej warstwie przydennej, pomierzone w tzw. wielkim tunelu oscylacyjnym<sup>3</sup> oraz wyznaczone modelem zero-równaniowym, przedstawia rys. 2.3.



**Rys. 2.3.** Rozkłady prędkości w falowej warstwie przydennej pomierzone w tunelu oscylacyjnym i wyznaczone modelem zero-równaniowym (warunki hydrodynamiczne odpowiadające falowaniu o parametrach H = 5,3 m, T = 8,39 s, h = 10 m,  $k_N = k_f = 2,3$  cm), Ostrowski (1993)

Przy rozwiązywaniu równania ruchu (2.2), zarówno modelami zerorównaniowymi jak też *n*-równaniowymi, istotną trudność nastręcza określenie lepkości turbulentnej  $\nu_t$ . Najczęściej potrzebna jest do tego prędkość tarcia  $u_f$  – zob. równanie (1.30) – sprzężona de facto na mocy równania (2.5) z naprężeniem stycznym  $\tau$ . Z reguły prędkość tarcia  $u_f$  wyznacza się formułami pół-empirycznymi na podstawie prędkości przepływu na górnej granicy warstwy przydennej i współczynnika tarcia f.

Interesującym alternatywnym rozwiązaniem jest przedstawiony poniżej całkowy model falowej i prądowo-falowej warstwy przydennej zaproponowany przez Fredsøe (1984).

Równanie ruchu (2.2) przekształcić można do następującej postaci:

$$\rho \frac{\partial}{\partial t} \left( u - U \right) = \frac{\partial \tau}{\partial z}, \tag{2.3}$$

 $<sup>^3\,</sup>$  Ang. large oscillating water tunnel – wielkoskalowe laboratoryjne urządzenie badawcze do pomiarów prędkości wody i natężenia ruchu osadów pod wpływem przepływów oscylacyjnych, umożliwiające symulację falowej turbulentnej warstwy przydennej w ekstremalnych warunkach sztormowych.

a następnie scałkować w granicach grubości warstwy przydennej  $\delta$ , od rzędnej  $z_0$  (teoretycznego poziomu szorstkiego dna  $z_0 = k_N/30$ ) do rzędnej  $\delta + k_N/30$ :

$$-\rho \int_{k_N/30}^{\delta+k_N/30} \frac{\partial}{\partial t} \left(U-u\right) dz = \int_{k_N/30}^{\delta+k_N/30} \frac{\partial\tau}{\partial z} dz = -\tau_b.$$
(2.4)

Przyjmując przydenne naprężenie ścinające w postaci:

$$\tau \approx \tau_b = \rho u_f^2 \tag{2.5}$$

i wprowadzając zmienną bezwymiarową:

$$z_1 = \frac{U}{u_f} \kappa \tag{2.6}$$

oraz zakładając logarytmiczny rozkład prędkości w warstwie przydennej opisany formułą (1.32), uzyskujemy następujące równanie różniczkowe zwyczajne:

$$\frac{dz_1}{d\ (\omega\ t)} = \frac{30\kappa^2 U}{k_N \omega e^{z_1}\ (z_1 - 1) + 1} - \frac{z_1\ (e^{z_1} - z_1 - 1)}{e^{z_1}\ (z_1 - 1) + 1} \frac{1}{U} \frac{dU}{d\ (\omega\ t)}.$$
 (2.7)

W przypadku kolinearnego przepływu prądowo-falowego, charakteryzującego się prędkością tarcia  $u_{f0}$  związaną z naprężeniem stycznym generowanym stacjonarnym prądem na górnej granicy prądowo-falowej turbulentnej warstwy przydennej ( $z = \delta$ ), analogiczne rozważania przedstawiają się następująco:

$$\frac{\tau\left(\delta\right)}{\rho} - \frac{\tau_b}{\rho} = -\int_{k_N/30}^{\delta+k_N/30} \frac{\partial}{\partial t} \left(U - u\right) dz, \qquad (2.8)$$

$$\tau\left(\delta\right) = \rho u_{f0}^2,\tag{2.9}$$

$$z_1 = \frac{U}{u_f \mp u_{f0}} \kappa, \tag{2.10}$$

$$\frac{dz_1}{d(\omega t)} = \frac{z_1 \left(1 + z_1 - e^{z_1}\right)}{e^{z_1} \left(z_1 - 1\right) + 1} \frac{1}{U} \frac{dU}{d(\omega t)} + \frac{30\kappa}{k_N} \frac{\left(\kappa U + z_1 u_{f0}\right)}{\omega \left[e^{z_1} \left(z_1 - 1\right) + 1\right]}.$$
 (2.11)

Znaki — i + w równaniu (2.10) mają zastosowanie odpowiednio dla fal rozprzestrzeniających się zgodnie z prądem stacjonarnym i przeciwnie do tego prądu.

Z rozwiązania równań (2.6) i (2.7) lub (2.10) i (2.11) uzyskuje się prędkość tarcia  $u_f(t)$  oraz grubość warstwy przydennej:

$$\delta = \frac{k_N}{30} \left( e^{z_1} - 1 \right). \tag{2.12}$$

Wyniki obliczeń prędkości tarcia  $u_f$  wykorzystywane są w teoretycznym modelowaniu transportu osadów. Równania (2.10) i (2.11) uogólnione dla przypadku propagacji fali pod dowolnym kątem w stosunku do stacjonarnego prądu oraz formuły uzupełniające podane są w podrozdziale 2.4, zaś procedura wyznaczania prędkości tarcia  $u_{f0}$ opisana jest w monografii Ostrowskiego (2004).

### 2.3. Ruch osadów

Natężenie transportu osadów (ang. sediment transport rate) q zależy od prędkości przepływu u [m/s] i koncentracji osadów c. Jeżeli koncentrację c przyjmiemy bezwymiarową (jako stosunek objętości osadów zawartych w mieszaninie wodno-gruntowej do objętości tej mieszaniny), to jednostką natężenia transportu q jest [m<sup>3</sup>/s/m]<sup>4</sup>. Dla przepływów stacjonarnych całkowite natężenie ruchu osadów w kolumnie wody od dna (z = 0) do swobodnej powierzchni (z = h) oblicza się wzorem:

$$q = \int_{0}^{h} \overline{u}(z) \,\overline{c}(z) \,dz, \qquad (2.13)$$

w którym  $\overline{u}(z)$  i  $\overline{c}(z)$  oznaczają uśrednioną w czasie odpowiednio prędkość i koncentrację. Jest rzeczą oczywistą, że w przypadku osadów piaszczystych pionowy rozkład koncentracji wykazuje znacznie wyrazistszą zmienność niż rozkład prędkości. Koncentracja ziaren piasku jest bowiem z reguły bliska zeru w przypowierzchniowej warstwie wody<sup>5</sup> i bardzo wysoka – charakteryzująca się dużymi gradientami – w bezpośrednim sąsiedztwie dna.

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Podstawową jednostką natężenia ruchu osadów (podobnie jak natężenia przepływu cieczy) jest  $[m^3/s]$ . Jednostka  $[m^3/s/m]$  odnosi się do metra szerokości przepływu. Niekiedy koncentracja określana jest jako stosunek masy osadów do objętości mieszaniny wodno-gruntowej  $[kg/m^3]$ . Wówczas natężenie ruchu osadów ma wymiar odpowiednio [kg/s] i [kg/s/m].

 $<sup>^5</sup>$ Nie dotyczy to strefy przyboju (w szczególności miejsc intensywnego załamania fali), w której zawiesina piaszczysta może unosić się wysoko w kolumnie wody.

W warunkach przepływu nieustalonego, np. pod wpływem fal lub fal współoddziałujących ze stacjonarnym prądem, chwilowe natężenie transportu osadów wyraża się formułą:

$$q(t) = \int_{0}^{h} u(z,t) c(z,t) dz.$$
(2.14)

W celu określenia wypadkowego natężenia ruchu rumowiska na jednostkową szerokość przepływu  $q_{net}$  [m<sup>3</sup>/s/m], chwilowe wartości natężenia transportu we wszystkich punktach morskiej strefy brzegowej (x) należy scałkować po czasie równym okresowi fali T w sposób następujący:

$$q_{net}(x) = \frac{1}{T} \int_{0}^{T} q(t) dt.$$
 (2.15)

Wielkość  $q_{net}$  jest wykorzystywana w teoretycznym modelowaniu morfodynamiki morskiej strefy brzegowej, np. zmienności poprzecznego profilu brzegu.

Natężenie ruchu rumowiska w poszczególnych punktach profilu poprzecznego brzegu (x) wyznaczyć można dowolnym teoretycznym modelem deterministycznym. Najpopularniejsze z nich to opisane w literaturze przedmiotu modele Bijkera (1971) i van Rijna (1993) oraz Bailarda (1981).

Jednym z teoretycznych modeli transportu osadów jest opracowany w IBW PAN model Kaczmarka i Ostrowskiego (2002), w którym siłą sprawczą ruchu osadów są przydenne naprężenia ścinające (wyrażone poprzez prędkość tarcia  $u_f$ ), obliczone wg opisanej w poprzednim podrozdziale koncepcji warstwy przyściennej Fredsøe (1984). Podejście teoretyczne Kaczmarka i Ostrowskiego (2002) sprowadza się do trójwarstwowego modelu ruchu rumowiska morskiego. Model obejmuje warstwę osadów wleczonych (poniżej teoretycznego poziomu dna) i dwie warstwy osadów zawieszonych, tj. warstwę kontaktową (z osadami zawieszonymi blisko dna) i obszar zewnętrzny z osadami zawieszonymi w toni wodnej wysoko nad dnem. Schemat warstw modelu przedstawiono na rys. 2.4.

Matematyczny model transportu osadów wleczonych opiera się na teorii gęstej mieszaniny wodno-gruntowej i efektywnej szorstkości ruchomego dna morskiego  $(k_e)$ . Szorstkość  $k_e$ , niezbędna do wyznaczenia przydennych naprężeń ścinających, obliczana jest z wzorów aproksymacyjnych podanych przez Kaczmarka i Ostrowskiego (1996).

Na podstawie przydennych naprężeń ścinających  $\rho u_f^2(t)$ , wyznaczonych wg całkowego modelu warstwy przyściennej Fredsøe (1984),



Rys. 2.4. Trójwarstwowy model ruchu rumowiska

chwilowe prędkości u(z',t), w tym prędkości na teoretycznym poziomie dna  $u_b = u(0,t)$ , czyli tzw. prędkości poślizgu, oraz koncentracje c(z',t) mieszaniny wodno-gruntowej obliczane są z następujących równań (oś pionowa z' skierowana jest w dół od teoretycznego poziomu dna, zob. rys. 2.4):

$$\alpha_0 \left(\frac{c-c_0}{c_m-c}\right) \sin \varphi \sin 2\psi + \mu_1 \left(\frac{\partial u}{\partial z'}\right)^2 = \rho u_f^2, \qquad (2.16)$$

$$\alpha_0 \left(\frac{c-c_0}{c_m-c}\right) (1-\sin\varphi\sin 2\psi) + (\mu_0+\mu_2) \left(\frac{\partial u}{\partial z'}\right)^2 = \left(\frac{\mu_0+\mu_2}{\mu_1}\right) \Big|_{c=c_0} \rho u_f^2 + (\rho_s-\rho) g \int_0^{z'} c \, dz',$$
(2.17)

w których:

$\alpha_0$	-	stała,
$c_0$	—	koncentracja osadów w stanie upłynnienia grun-
		tu,
$c_m$	-	koncentracja osadów w stanie umiarkowanego za-
		gęszczenia gruntu (w spoczynku),
$\mu_0, \mu_1$ i	$u_2 - $	funkcje koncentracji <i>c</i> :

$$\frac{\mu_1}{\rho_s d^2} = \frac{0.03}{\left(c_m - c\right)^{1.5}},\tag{2.18}$$

$$\frac{\mu_0 + \mu_2}{\rho_s d^2} = \frac{0.02}{\left(c_m - c\right)^{1.75}}.$$
(2.19)

Wielkość  $\varphi$  w równaniach (2.16) i (2.17) jest kątem tarcia wewnętrznego gruntu tworzącego dno, natomiast kąt  $\psi$  (kąt pomiędzy tzw. większym naprężeniem głównym i poziomem dna) wynosi:

$$\psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}.\tag{2.20}$$

W obliczeniach przyjęto następujące wartości stałych:

$$\frac{\alpha_0}{\rho_s g d} = 1 \quad c_m = 0.53 \quad c_0 = 0.32 \quad \varphi = 24.4^{\circ}.$$
 (2.21)

W warstwie kontaktowej (przejściowej), do obliczeń koncentracji c i prędkości u zawiesiny piaszczystej zaadaptowano model Deigaarda (1993), opisany następującymi równaniami (oś pionowa z skierowana jest w górę od teoretycznego poziomu dna):

$$\left[\frac{3}{2}\left(\alpha_{c}\frac{d}{w_{s}}\frac{du}{dz}\frac{2}{3}\frac{s+c_{M}}{c_{D}}+\beta\right)^{2}d^{2}c^{2}\left(s+c_{M}\right)+l^{2}\right]\left(\frac{du}{dz}\right)^{2}=u_{f}^{\prime2},\quad(2.22)$$

$$\left[3\left(\alpha_c \frac{d}{w_s} \frac{du}{dz} \frac{2}{3} \frac{s+c_M}{c_D} + \beta\right)^2 d^2 \frac{du}{dz} c + l^2 \frac{du}{dz}\right] \frac{dc}{dz} = -w_s c.$$
(2.23)

Człon  $\rho u_{f'}^2(t)$ wyraża przydenne naprężenie naskórkowe, obliczone modelem Fredsøe (1984) dla szorstkości "naskórkowej"  $k'_N = 2,5d$ . W równaniach (2.22) i (2.23)  $c_M$  i  $c_D$ są odpowiednio współczynnikami masy dołączonej i oporu,  $\alpha_c$  i  $\beta$ są współczynnikami empirycznymi modelu, natomiast l jest drogą mieszania zdefiniowaną jako  $l = \kappa z$ .

Chwilowe wartości natężenia transportu osadów są obliczane z rozkładów koncentracji i prędkości w warstwie wleczenia (*bedload*) i warstwie kontaktowej (*contact load*):

$$q_{b+c}(t) = \int_{0}^{\delta_b} u(z',t) c(z',t) dz' + \int_{k'_N/30}^{\delta_c} u(z,t) c(z,t) dz, \qquad (2.24)$$

gdzie $\delta_b$ jest miąższością warstwy wleczenia <br/>a $\delta_c$ oznacza górną granicę warstwy kontaktowej.

Warto w tym miejscu podkreślić, że miąższość warstwy rozluźnionego dna morskiego  $\delta_n$  jest większa od miąższości warstwy osadów wleczonych  $\delta_b$ , zob. rys. 2.4. W przedziale rzędnych z' od  $\delta_b$  do  $\delta_n$  naprężenia ścinające są wystarczające, aby rozluźnić grunt (tj. doprowadzić do stanu, w którym  $c < c_m$ ) lecz niewystarczające, aby spowodować ruch zbyt gęstej jeszcze mieszaniny wodno-gruntowej.

Wypadkowe natężenie ruchu rumowiska w warstwie wleczenia  $(q_b)$ i w warstwie kontaktowej  $(q_c)$  obliczane jest w następujący sposób:

$$q_{b} + q_{c} = \frac{1}{T} \int_{0}^{T} q_{b+c}(t) dt.$$
 (2.25)

W obszarze zewnętrznym (w większych odległościach od dna) natężenie transportu osadów  $q_s$  wyznaczane jest w sposób uproszczony, w oparciu o średnią w czasie prędkość i koncentrację:

$$q_s = \int_{\delta_c}^{h} \overline{u}(z) \,\overline{c}(z) \,dz, \qquad (2.26)$$

przy czym koncentracja średnia (w okresie fali) obliczana jest przy użyciu jednej z klasycznych formuł, np. według Ribberinka i Al-Salema (1994):

$$\overline{c}(z) = \overline{c}(z = \delta_c) \left(\frac{\delta_c}{z}\right)^{\alpha_1}.$$
(2.27)

Wielkość  $\overline{c}(z = \delta_c)$  w równaniu (2.27) odgrywa kluczową rolę w obliczaniu koncentracji zawiesiny w obszarze zewnętrznym. Nazywana jest "koncentracją referencyjną" i w innych modelach przyjmowana jest arbitralnie, szacowana na podstawie danych eksperymentalnych, czy też po prostu "zgadywana". W przedstawianym modelu koncentracja  $\overline{c}(z = \delta_c)$  jest obliczana równaniami (2.22) i (2.23), podczas gdy prędkość  $\overline{u}(z)$  jest określana jako prędkość stacjonarnego przepływu poza warstwą przydenną, np. prędkość prądu powrotnego  $U_{mean}(z)$ , wyznaczona uprzednio z równania (1.22). Parametr spadku koncentracji  $\alpha_1$  jest nieznany i musi być przyjęty, np. na podstawie danych doświadczalnych. Zwykle  $\alpha_1$  zawiera się w przedziale od 1,5 do 2,1 (Ostrowski 2004).

Wypadkowe natężenie ruchu rumowiska w kolumnie wody  $q_{net}$  jest sumą wartości obliczonych dla warstwy wleczenia i dla warstwy kontaktowej oraz dla obszaru zewnętrznego ( $q_{net} = q_b + q_c + q_s$ ).

Powyższy model transportu rumowiska został szczegółowo zweryfikowany wielkoskalowymi danymi eksperymentalnymi. Część tych danych została zebrana w "czystych" warunkach falowych (m.in. przez Ribberinka i Al-Salema 1994), ale większość z nich – w warunkach falowo-prądowych (np. Katopodi i in. 1994). Tak przetestowany model został następnie zastosowany do obliczeń zmienności profilu dna morskiego. Teoretyczny opis ewolucji dna i linii brzegowej przedstawiony jest w podrozdziale 2.5.

### 2.4. Wzdłużbrzegowy transport osadów

W warunkach falowania podchodzącego ukośnie do brzegu morskiego występuje wzdłużbrzegowy ruch osadów, zwany również wzdłużbrzegowym "potokiem" osadów/rumowiska. Siłą sprawczą przemieszczania się osadów wzdłuż linii brzegowej jest przydenne naprężenie ścinające wywołane łącznym oddziaływaniem przydennych oscylacyjnych przepływów falowych i prądu wzdłużbrzegowego. Współoddziaływanie tych dwóch czynników w warstwie przydennej charakteryzuje się niezerowym kątem pomiędzy kierunkiem propagacji fali i kierunkiem stacjonarnego prądu. Rozwiązanie zagadnienia przydennego współoddziaływania fali i prądu pod dowolnym kątem przy pomocy całkowego modelu warstwy przydennej zaproponował Fredsøe (1984), w postaci następującego równania różniczkowego:

$$\frac{d(z_1)}{d(\omega t)} = \frac{z_1 \left(1 + z_1 - e^{z_1}\right)}{e^{z_1} \left(z_1 - 1\right) + 1} \frac{1}{U} \frac{dU}{d(\omega t)} + \frac{30\kappa}{k_N} \frac{\sqrt{\kappa^2 U^2 + z_1^2 u_{f0}^2 + 2z_1 \kappa u_{f0} U \cos \gamma}}{\omega [e^{z_1} \left(z_1 - 1\right) + 1]}$$
(2.28)

zawierającego zmienną bezwymiarową w postaci:

$$z_1 = \frac{U\kappa}{u_f^*}.\tag{2.29}$$

Równanie (2.28) ma postać zbliżoną do równania (2.11), obowiązującego dla warstwy przydennej kształtowanej przez falowanie i kolinearny stacjonarny przepływ. W równaniu (2.28) występuje dodatkowo kąt  $\gamma$  pomiędzy kierunkiem propagacji fali i kierunkiem stacjonarnego przepływu (w omawianym przypadku prądem wzdłużbrzegowym o prędkości  $u_m$ ), zob. rys. 2.5. Z równania (2.28) wyznaczana jest funkcja bezwymiarowa  $z_1(\omega t)$ , a następnie – na mocy równania (2.12), jak dla fali z prądem kolinearnym – miąższość warstwy przydennej w okresie fali  $\delta(\omega t)$ . Z równania (2.29) wyznaczyć można zmienną pomocniczą  $u_f^*$ , a potem rozkład prędkości tarcia  $u_f(\omega t)$  przy wykorzystaniu następującego związku (Fredsøe 1984):

$$\frac{1}{u_f^*} = \frac{u_{f0}\cos\gamma}{u_f^2 - u_{f0}^2} + \sqrt{\frac{u_{f0}^2\cos^2\gamma}{\left(u_f^2 - u_{f0}^2\right)^2} + \frac{1}{u_f^2 - u_{f0}^2}}.$$
 (2.30)



**Rys. 2.5.** Przykładowe obliczone rozkłady prędkości tarcia i schematy współoddziaływania fal i prądu wzdłużbrzegowego w warstwie przydennej

Chwilowe wartości kąta  $\phi(\omega t)$  pomiędzy kierunkiem prądu wzdłużbrzegowego wyrażonym wektorem prędkości  $u_m$  i chwilowym wypadkowym naprężeniem ścinającym wyrażonym prędkością tarcia  $u_f$  (rys. 2.5) obliczyć można następującym wzorem (Fredsøe 1984):

$$\phi = \arcsin\left(\frac{u_f^*}{u_f}\sin\gamma\right). \tag{2.31}$$

Obliczone chwilowe wartości przydennych naprężeń ścinających  $\tau = \rho u_f^2(\omega t)$  stanowią dane wejściowe do modelu ruchu osadów przedstawionego w poprzednim podrozdziale. Chwilowe wartości natężenia transportu osadów  $q(\omega t)$  są następnie z wykorzystaniem kąta  $\phi(\omega t)$  rzutowane na kierunek wzdłużbrzegowy i uśredniane w okresie fali w celu wyznaczenia wypadkowego natężenia wzdłużbrzegowego transportu  $q_y$ :

$$q_y = \overline{q(\omega t) \cos \phi(\omega t)}.$$
(2.32)

Ponieważ prądy wzdłużbrzegowe w warunkach bałtyckich są znacznie silniejsze niż prądy poprzeczne do brzegu (powrotne i rozrywające), w przeważającej większości warunków hydrodynamicznych wkład prądu wzdłużbrzegowego w kształtowanie prądowo-falowej warstwy przydennej (i przydennych naprężeń ścinających) względem ruchu falowego jest istotniejszy niż wkład prądu poprzecznego. Spodziewać sie zatem należy większego natężenia transportu osadów wzdłuż brzegu niż w kierunku poprzecznym do brzegu<sup>6</sup>. Jak zasygnalizowano we Wprowadzeniu oraz w podrozdziale 1.1.1, wypadkowe nateżenie transportu osadów w kierunku poprzecznym do brzegu w określonym punkcie strefy brzegowej w sposób zasadniczy zależy od proporcji pomiędzy wpływem asymetrii fali i prądu powrotnego. Rodzi się pytanie, jaki wpływ ma asymetryczny kształt fali na natężenie wzdłużbrzegowego ruchu osadów. Intuicja podpowiada, że ze względu na silnie nieliniową zależność pomiędzy wymuszeniem hydrodynamicznym i przydennym naprężeniem ścinającym efekt asymetrii fali silnie oddziałuje na transport rumowiska również w kierunku wzdłużbrzegowym.

Rozwiania powyższej wątpliwości podjęli się Ostrowski i Szmytkiewicz (2006), którzy wyznaczyli natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadów wykorzystując model IBW PAN przedstawiony w podrozdziale 2.3 dla przypadku fal asymetrycznych (opisanych nieliniowymi teoriami falowania, zob. podrozdział 1.1.1) oraz dla fal sinusoidalnych

 $<sup>^6</sup>$ Prawidłowość ta nie dotyczy szczególnych przypadków propagacji fal głębokowodnych w kierunku prostopadłym do brzegu lub w kierunku zbliżonym do prostopadłego. Prąd wzdłużbrzegowy jest wówczas słaby, a natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadów – znikomo małe.

(opisanych teorią liniową, zob. podrozdział 1.1.1). Uzupełnienie tych badań stanowiły obliczenia natężenia wzdłużbrzegowego ruchu osadów znanymi i szeroko stosowanymi modelami Bijkera (1971) i van Rijna (1993) oraz Bailarda (1981).

Obliczenia przeprowadzono dla charakterystycznej dla rejonu MLB Lubiatowo akumulacyjnej czterorewowej strefy brzegowej. Profil poprzeczny brzegu miał długość około 1100 m i głębokość na odmorskim skraju wynoszącą ponad 9 m (rys. 2.6). Przyjęto następujące parametry fali głębokowodnej:  $H_{rms} = 1,5$  m,  $T_p = 6$  s i  $\theta = 45^{\circ}$ . Parametry te odpowiadają warunkom niezbyt silnego sztormu na południowym Bałtyku. Średnicę ziaren osadów tworzących dno przyjęto równą d = 0,22 mm, zaś prędkość swobodnego opadania ziaren –  $w_s = 2,5$ cm/s. Zmienność wysokości fali i prędkości prądu wzdłużbrzegowego w strefie brzegowej przedstawia rys. 2.6a, natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadów wyznaczone poszczególnymi modelami – rys. 2.6b, natomiast natężenie transportu obliczone modelem IBW PAN dla fal asymetrycznych i sinusoidalnych – rys. 2.6c.

Wyniki obliczeń przedstawione na rys. 2.6b ukazują przeszacowanie natężenia transportu osadów przez model IBW PAN (w wariancie dla fal asymetrycznych) w stosunku do innych modeli teoretycznych dla rejonu pierwszej i drugiej rewy (w odległości odpowiednio 110–160 m i 230–310 m od linii brzegowej) z wyjątkiem modelu van Rijna, którego wyniki są zbliżone do rezultatów uzyskanych modelem IBW PAN. Warto zauważyć na rys. 2.6a, że nad 1. i 2. rewą ma miejsce najintensywniejszy ruch osadów, ponieważ są to miejsca występowania najgwałtowniejszego załamania fal, największej dyssypacji energii ruchu falowego i najsilniejszego prądu wzdłużbrzegowego. Na rys. 2.6c widać, że uwzględnienie w modelu IBW PAN asymetrii kształtu fali skutkuje znacznym wzrostem natężenia transportu osadów.

W wielu praktycznych zagadnieniach inżynierii brzegów morskich istotny jest nie rozkład natężenia wzdłużbrzegowego transportu osadów na profilu poprzecznym brzegu, ale całkowite natężenie transportu dla całego profilu. Roczne całkowite natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadów jest ważnym wskaźnikiem dynamiki brzegu morskiego, używanym na przykład w predykcji długookresowej zmienności położenia linii brzegowej (szczególnie w przypadku planowania zabudowy brzegu konstrukcjami zaburzającymi ruch rumowiska) oraz przy optymalizacji przeciwerozyjnej ochrony brzegów – zwłaszcza za pomocą ostróg lub sztucznego zasilania piaskiem.

Przestrzenne rozkłady natężenia wzdłużbrzegowego transportu osadów obliczone poszczególnymi modelami zostały scałkowane od linii brzegowej do odmorskiego końca profilu i przedstawione w tabeli 2.1.



**Rys. 2.6.** Wysokość fali, prędkość prądu wzdłużbrzegowego i natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadów obliczone dla profilu poprzecznego brzegu w rejonie MLB Lubiatowo, parametry fali głębokowodnej:  $H_{rms} = 1,5 \text{ m}, T_p = 6 \text{ s}, \theta = 45^{\circ}$ 

W tabeli dodatkowo zamieszczono wynik obliczeń uzyskany modelem CERC<sup>7</sup>, zob. Shore Protection Manual (1984).

 $<sup>^7</sup>$ Coastal Engineering Research Center – ośrodek badawczy w USA. Opracowany w nim model wzdłużbrzegowego transportu osadów (nazywany w literatu-

Tabela 2.1. Całkowite natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadów w umiarkowanych warunkach sztormowych dla rejonu MLB Lubiatowo wyznaczone modelem IBW PAN oraz modelami Bailarda (1981), Bijkera (1971), van Rijna (1993) i modelem CERC

Model	Model IB	W PAN	Bailard	Bijkor	Van Bijn	CERC	
	fale	fale	(1081)	(1071)	(1003)		
	asymetryczne	sinusoidalne	(1901)	(1311)	(1990)		
	0,426	0,114	0,151	0,228	0,464	0,376	

Okazuje się (tab. 2.1), że przy założeniu fal sinusoidalnych współoddziałujących z prądem wzdłużbrzegowym model IBW PAN daje wynik najniższy wśród rozpatrywanych modeli, zaś przy założeniu interakcji fal asymetrycznych z prądem wzdłużbrzegowym wartość uzyskana modelem IBW PAN leży pomiędzy rezultatami obliczeń otrzymanych z modeli CERC i van Rijna. Wynik ten jednocześnie znacznie przewyższa wartości otrzymane z modeli Bailarda i Bijkera.

Rozbieżność wartości zamieszczonych w tabeli 2.1 nakazuje zachowanie daleko idącej ostrożności przy analizie wyników obliczeń natężenia transportu osadów. Każdy z użytych modeli zawiera w sobie parametry i stałe, których wartości wprowadzane są przez użytkownika. Rezultaty modelowania zależą zatem w pewnym stopniu od wiedzy, doświadczenia i intuicji użytkownika. Model transportu rumowiska opracowany w IBW PAN, wraz z modułem hydrodynamicznym (falowo-prądowym), zawiera kilka ważnych parametrów. Przyjęcie odpowiednich wartości tych parametrów warunkuje wiarygodność uzyskanych wyników, lecz nie gwarantuje ich dokładności. Niepewności i niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów morskich omówione są w rozdziale 3.

# 2.5. Morfodynamika brzegu morskiego

### 2.5.1. Zmienność profilu poprzecznego

W przypadku analizy procesów fizycznych zachodzących w kierunku prostopadłym do linii brzegowej, podstawowe znaczenie ma dokładność wyznaczenia transportu wypadkowego w każdym punkcie profilu brzegu. Z tego względu główny wysiłek większości zespołów badaw-

rze przedmiotu modelem CERC) umożliwia obliczenie tylko całkowitego natężenia transportu, bez wyznaczania przestrzennego rozkładu na profilu poprzecznym brzegu. Model CERC jest pomimo swojej prostoty względnie dokładny i wiarygodny. Był i jest z powodzeniem stosowany dla potrzeb inżynierii brzegów.

czych koncentrował się na opracowaniu wiarygodnego teoretycznego opisu transportu osadów w warunkach współoddziaływania falowania i prądów przybrzeżnych. Zaowocowało to sformułowaniem szeregu modeli ruchu wody i osadów w kierunku poprzecznym do brzegu oraz podjęciem prób ich zastosowania do opisu procesów ewolucji profilu dna. Przejawem tego jest znaczna liczba odnośnych publikacji w literaturze zagranicznej, np. Brøker Hedegaard i in. (1991), Larson i Kraus (1995) oraz Rakha i in. (1997). Obszerne studium na ten temat opublikowali Van Rijn i in. (2003).

Wyniki badań zamieszczone w wielu publikacjach świadczą o tym, że mechanizmy erozyjnego przebudowywania się profilu brzegu, polegającego na ruchu rew w stronę morza, moga być w miarę prawidłowo odwzorowane proponowanymi modelami teoretycznymi. Znaczne trudności napotkano natomiast przy próbach teoretycznego odwzorowania obserwowanego w naturze zjawiska przemieszczania się rew w stronę brzegu, prowadzącego do akumulacji osadów w pobliżu linii brzegowej. Zdaniem autora niniejszej monografii, wynikało to z braku należycie dokładnego określenia natężenia transportu wleczonego i zawieszonego w bezpośredniej bliskości dna. Próby opisu ruchu osadów w kierunku poprzecznym do brzegu i dynamiki profilu poprzecznego do brzegu opierały się bowiem na wypadkowym transporcie osadów poza warstwa przydenna, wynikającym z oddziaływania powrotnego prądu pochodzenia falowego, który w swojej naturze jest skierowany od brzegu w stronę morza. Również podejścia hybrydowe, polegające na superpozycji tego pradu z relatywnie słabymi "lagrangeowskimi" efektami ruchu masowego wody (powyżej warstwy przydennej), zgodnego z kierunkiem propagacji fali, nie kończyły się powodzeniem.

Natężenie transportu osadów w kierunku poprzecznym do brzegu, będące wynikiem oddziaływania na dno morskie fal asymetrycznych, ulega modyfikacji ilościowej oraz jakościowej (ruch rumowiska w kierunku przeciwnym niż propagacja fal) na skutek współoddziaływania stacjonarnego prądu. W warunkach strefy przybrzeżnej morza bezpływowego jest to z reguły prąd powrotny (kompensacyjny). Efekt asymetrii kształtu fal dominuje poza strefą przyboju, podczas gdy w strefie przyboju dominuje wpływ prądu powrotnego. Charakterystyczne schematy współoddziaływania asymetrycznych fal i prądu powrotnego w warstwie przydennej poza strefą przyboju i w strefie przyboju przedstawia rys. 2.7.

Ponieważ przydenne prędkości prądu powrotnego poza strefą przyboju są znikome, jedynie oscylacyjny przepływ wywołany falowaniem powodować może transport rumowiska w tym rejonie. Analiza ruchu falowego (zob. rozdział 1) pokazuje, że wypadkowa prędkość pozioma



obszar zewnętrzny (poza warstwą przydenną)

**Rys. 2.7.** Schematy współoddziaływania asymetrycznych fal i prądu powrotnego w warstwie przydennej (teoretyczny poziom dna odpowiada górnej granicy warstwy wleczenia, por. rys. 2.4)

na dowolnej rzędnej (w tym również przy dnie) jest zerowa, zarówno według teorii fal sinusoidalnych, jak i asymetrycznych. W przypadku fal asymetrycznych, charakteryzujących się wysokimi i wąskimi grzbietami oraz płytkimi i szerokimi dolinami, prędkości przydenne w fazie grzbietu są duże i trwają krótko, a w fazie doliny są małe i trwają dłużej. Zależność pomiędzy przydennym naprężeniem ścinającym a prędkością przepływu ma jednakże charakter silnie nieliniowy (naprężenie zależy od kwadratu prędkości), co skutkuje niezerowym wypadkowym naprężeniem zgodnym z kierunkiem propagacji fali i tak samo ukierunkowanym transportem osadów. W strefie przyboju powyższy efekt jest mniej istotny wobec zdecydowanej dominacji prądu powrotnego, będącej przyczyną ruchu osadów (zwłaszcza zawieszonych) w kierunku przeciwnym do propagacji fal.

Podstawowym założeniem modelu ewolucji brzegu morskiego jest zależność zmian dennych od przestrzennej zmienności natężenia wypadkowego transportu osadów, wyrażająca się równaniem ciągłości dla rumowiska w kierunku prostopadłym do linii brzegowej:

#### 2.5. Morfodynamika brzegu morskiego

$$\frac{\partial h\left(x,t\right)}{\partial t} = \frac{1}{1-n} \frac{\partial q\left(x,t\right)}{\partial x},\tag{2.33}$$

gdzie  $q = q_{net}$  oznacza jednostkowe natężenie wypadkowego transportu osadów [m<sup>2</sup>/s] w kierunku poprzecznym do brzegu, *n* jest porowatością gruntu tworzącego dno morskie, *x* i *t* oznaczają natomiast odpowiednio odciętą (na profilu poprzecznym brzegu) i czas.

Rozwiązanie równania (2.33) numerycznie nie stanowi większego problemu, np. poprzez metodę różnic skończonych. Uzyskanie sensownych wyników (zmian rzędnych dna h) jest jednak zależne od dokładnego i wiarygodnego określenia natężenia ruchu rumowiska q. W przeciwnym razie z modelu teoretycznego uzyskuje się (nie obserwowane w naturze) bardzo strome lokalne nachylenia dna. W celu rozwiązania tego problemu niektórzy badacze do równania (2.33) celowo wprowadzali człon dyfuzji numerycznej, dzięki czemu uzyskiwali "wygładzenie" rozwiązania, zob. np. Rakha i in. (1997) oraz Watanabe (1982). Takie sformułowanie modelu, wyrażone równaniem różniczkowym drugiego rzędu, wymagało jednakże przyjęcia empirycznego współczynnika opisującego zależność pomiędzy natężeniem transportu osadów i sztucznie założoną dyfuzją. Wartość owego współczynnika miała wpływ na stabilność rozwiązania.

Dla uniknięcia ww. arbitralnych założeń i związanych z tym wątpliwości, można poprzestać na rozwiązaniu równania (2.33), korzystając z tzw. zmodyfikowanego schematu Laxa, stanowiącego swoisty "dyssypacyjny interfejs" (Rakha i in. 1997). Przyjęte równanie różnicowe ma wówczas następującą postać:

$$\frac{h_i^{j+1} - h_{i*}^j}{\Delta t} = \frac{1}{1 - n} \frac{q_{i+1}^j - q_{i-1}^j}{2\Delta x},$$
(2.34)

gdzie:

$$h_{i*}^{j} = \alpha_{L} h_{i+1}^{j} + (1 - 2\alpha_{L}) h_{i}^{j} + \alpha_{L} h_{i-1}^{j}.$$
(2.35)

Indeksy *i* i *j* w równaniach (2.34) i (2.35) odnoszą się odpowiednio do siatki przestrzennej i czasowej, zaś  $\alpha_L$  jest współczynnikiem. Z dyskusji zamieszczonej w pracy Rakha i in. (1997) wynika, że stabilne rozwiązanie uzyskuje się dla każdej wartości  $\alpha_L \leq 0.5$ . W pracy Ostrowskiego (2004) przyjęto  $\alpha_L = 0.25$ . Zastosowanie formuły (2.35) oznacza pewnego rodzaju wygładzenie profilu dna obliczonego w *j*-tym kroku czasowym. Takie wygładzenie rozwiązania pozwala częściowo zneutralizować niedokładności wyznaczenia natężenia ruchu rumowiska, będącego rzeczywistą przyczyną uzyskiwania w obliczeniach nierealnych zmian dna, często przypisywanych niestabilności modelu (zob. Rakha i in. 1997). Obliczenia rozpoczyna się od odmorskiego punktu położonego daleko od linii brzegowej, gdzie nie występuje ruch rumowiska, ponieważ wpływ falowania głębokowodnego na dno morskie jest znikomy. Co więcej, nie występują tam prądy pochodzenia falowego (z wyjątkiem tzw. dryfu falowego pomiędzy grzbietem i doliną fali, który wszakże nie wywołuje przemieszczania się osadów).

Bliżej brzegu pojawia się ruch rumowiska i wzrasta na małych głębokościach wody. Wskutek asymetrii fal, wypadkowy transport rumowiska skierowany jest w stronę brzegu. Jednocześnie coraz większą rolę zaczyna odgrywać prąd powrotny. Prąd ten, szczególnie silny w strefie przyboju (pomiędzy linią załamania fal i brzegiem), może być czynnikiem dominującym i lokalnie wywoływać ruch osadów w stronę morza. Wszystkie ww. efekty są uwzględnione w obliczeniach wypadkowego natężenia transportu osadów q(x,t), wykorzystanego w równaniu (2.34) do obliczeń zmian głębokości wody h(x,t). Lokalny wzrost natężenia transportu osadów skutkuje erozją dna (wzrostem głębokości), spadek zaś – procesem akumulacji (zmniejszeniem się głębokości), co pokazano na rys.  $2.8^8$ .



Rys. 2.8. Ilustracja obliczeń ewolucji profilu dna

Powyższy model ewolucji poprzecznego profilu brzegu został wykorzystany do obliczeń krótkookresowej zmienności wielorewowego dna w rejonie MLB Lubiatowo (Ostrowski 2004). W obliczeniach użyto następujących parametrów gruntu: średnicę ziaren d = 0,21 mm, prędkość opadania ziaren w wodzie  $w_s = 2,4$  cm/s i względną gęstość

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> Schemat dotyczy przypadku słabego lub umiarkowanego falowania propagującego się na dwurewowym profilem poprzecznym brzegu. Załamanie fali ma miejsce na przybrzeżnej rewie. W warunkach silnego falowania (sztormu) fale załamują się w rejonie odmorskiej rewy i strefa przyboju ulega rozszerzeniu.

szkieletu gruntowego  $s=\rho_s/\rho=2,65.$ Porowatość dna przyjęto jakon=0,4.Należy zauważyć, żen=0,5odpowiada luźnemu upakowaniu ziaren, podczas gdyn=0,25jest teoretyczną najmniejszą porowatością gruntu o jednorodnym uziarnieniu składającego się z kulistych ziaren.

Jeden z wstępnych testów obliczeniowych modelu został przeprowadzony dla wysokości fali głębokowodnej H = 1,5 m i okresu T = 6,5 s. Wyniki symulacji komputerowej (wysokość fali H, przydenna prędkość prądu powrotnego i wypadkowe natężenie transportu rumowiska) przedstawiono na rys. 2.9. Oprócz całkowitego wypadkowego natężenia ruchu osadów (q), rysunek pokazuje poszczególne składniki transpor-



**Rys. 2.9.** Wypadkowe natężenie ruchu osadów, wysokość fali i prędkość prądu powrotnego wg modelu teoretycznego na wielorewowym profilu brzegu w rejonie MLB Lubiatowo (Ostrowski 2004)

tu, tj. transport wleczony  $(q_b)$ , zawieszony w warstwie kontaktowej  $(q_c)$  i zawieszony w toni wodnej wyżej nad dnem  $(q_s)$ .

Z rys. 2.9 wynika, że wypadkowe natężenie całkowitego ruchu osadów (oznaczone linią ciągłą) rośnie w miarę zbliżania się do brzegu i osiąga wartość maksymalną w punkcie pierwszego odmorskiego załamania fali, tj. w punkcie, w którym po raz pierwszy wysokość fali ulega wyraźnej redukcji. W punkcie tym następuje jednocześnie silny wzrost prędkości prądu odbrzegowego. Na rys. 2.9 widoczne jest wielokrotne załamanie fali nad rewami, skutkujące silnym wzrostem prędkości prądu powrotnego. Okazuje się, że w analizowanym przypadku duże wypadkowe natężenie ruchu rumowiska q zgodne z kierunkiem propagacji fali występuje poza strefą przyboju, pod wpływem oddziaływania na dno wysokich, bliskich załamania, asymetrycznych fal. Transport odbrzegowy, skierowany przeciwnie do przemieszczających się fal, ma miejsce w dolinie międzyrewowej.

Podczas ekspedycji badawczej w MLB Lubiatowo w roku 2001 pomierzono batymetrię na początku i na końcu kilkunastodniowego okresu o relatywnie silnych warunkach falowych (z wysokością fal  $H_{rms}$ osiągającą 1,5 m). Falowanie podchodziło z kierunku N-NE i dlatego można przypuszczać, że w okresie tym zmiany denne wywołane zostały głównie ruchem wody i osadów w kierunku poprzecznym do brzegu. Wejściowe parametry falowe zostały wyznaczone ze wzniesień swobodnej powierzchni zarejestrowanych przez kierunkową boję falową<sup>9</sup> umieszczoną daleko poza strefą przyboju, w odległości ok. 3600 m od linii brzegowej, na głębokości ok. 17 m. Warunki falowe zarejestrowane w ww. okresie (od 16 do 27 września 2001 r.) przedstawiono w tabeli 2.2.

**Tabela 2.2.** Parametry fali głębokowodnej zarejestrowane w MLB Lubiatowo w okresie 16–27 września 2001 r. (warunki ekstremalne podano tłustym drukiem)

$H_{rms}$ [m]	$^{0,5}$	1,0	0,9	0,7	$^{0,5}$	0,4	$^{0,3}$	0,2	$^{0,1}$	$^{0,2}$	$^{0,5}$	0,8	1,3	$^{1,5}$	1,3	1,1	0,9	0,6	0,2
$T_p$ [s]	$^{5,7}$	$^{5,6}$	$^{6,6}$	$^{6,6}$	$^{6,4}$	$^{6,1}$	$^{5,9}$	$^{5,6}$	$^{5,0}$	$_{3,9}$	$^{4,4}$	$^{6,1}$	$^{6,7}$	7,7	$^{7,6}$	7,2	$^{6,8}$	$^{6,0}$	$^{4,0}$
Czas																			
$\operatorname{trwania}$	4	8	8	4	4	8	4	8	12	92	12	4	4	8	4	8	4	8	24
[godz.]																			

Dla warunków falowych z tab. 2.2 wykonano obliczenia transformacji fali, prądów powrotnych, transportu rumowiska i zmian dennych. Początkowy profil batymetryczny z 16 września 2001 r. został wpro-

 $<sup>^{9}</sup>$  Directional Waverider DWR-9 Mk. II, produkcji holenderskiej firmy Datawell B.V.

wadzony do modelu z przestrzennym krokiem  $\Delta x = 10$  m. W komputerowej symulacji zmian dennych i wpływu zmian głębokości na hydrodynamikę przyjęto krok czasowy  $\Delta t = 4$  godz. Ostateczne wyniki obliczeń wykreślono na rys. 2.10.



**Rys. 2.10.** Zmiany profilu poprzecznego brzegu w rejonie MLB Lubiatowo podczas ekspedycji pomiarowej we wrześniu 2001 r.: wyniki obliczeń i dane pomiarowe (wykres natężenia transportu osadów dotyczy ekstremalnych warunków sztormowych:  $H_{rms} = 1,5$  m,  $T_p = 7,7$  s), Ostrowski (2004)

Obliczenia z zastosowaniem przedstawianego modelu pokazały – zgodnie z danymi pomiarowymi – największe zmiany denne w rejonie 2. rewy oraz na grzbiecie 1. rewy. Zmiany te wynikają z silnej w tym miejscu przestrzennej zmienności wypadkowego natężenia ruchu osadów odpowiednio w umiarkowanych i słabych warunkach falowych. Niestety, nie udało się teoretycznie odwzorować zaobserwowanych w naturze zmian batymetrycznych w obrębie 3. rewy, gdzie w ekstremalnych warunkach sztormowych (aczkolwiek trwających relatywnie krótko, bo tylko 8 godzin) model pokazał silną przestrzenną zmienność wypadkowego transportu rumowiska. Najprawdopodobniej, w rejonie 3. rewy dały o sobie znać nieujęte w modelu efekty wzdłużbrzegowego ruchu osadów.

Szczegółowy ogląd tych i innych wyników obliczeniowych dotyczacych transportu osadów i krótkookresowej ewolucji profilu dna pokazał (Ostrowski 2004), że dla typowych warunków polskiej wielorewowej strefy brzegowej dominuje transport dobrzegowy. Profil dna w Lubiatowie ma średnie nachylenie 0,8–1,2%, charakterystyczne dla brzegów "dyssypacyjnych". W takich warunkach, współzależnych z umiarkowanym klimatem falowym, efekt prądu powrotnego może być relatywnie mały w stosunku do efektu asymetrii fal. Dlatego rewy mogą przemieszczać się w stronę brzegu nawet podczas dosvć silnych warunków falowych. Zjawisko takie było wielokrotnie obserwowane podczas ekspedycji pomiarowych w MLB Lubiatowo. Dla stromo nachylonych skłonów strefy brzegowej sytuacja może być inna. Doświadczenia w wielkoskalowych kanałach falowych są zwykle prowadzone dla nachylenia dna znacznie przekraczającego  $1\%^{10}$ . Jednakże, nawet w takich warunkach bardzo czesto okazuje sie (zob. np. Rakha i in. 1997), że wypadkowy ruch rumowiska skierowany jest do brzegu. Najwidoczniej, w przeważającej liczbie przypadków efekt asymetrii ruchu falowego dominuje nad efektem prądów powrotnych.

Przedstawiony w niniejszym rozdziale model stwarza możliwości odwzorowania mechanizmu formowania się rew i ich przemieszczania się nie tylko w stronę morza, ale i w stronę lądu. Uwarunkowane to jest cechami opisu teoretycznego, który w swoim sformułowaniu ujmuje wpływ warunków lokalnych (tj. m.in. geometrii dna przybrzeżnego i właściwości granulometrycznych osadów budujących dno) na proces współoddziaływania efektów prądu powrotnego i asymetrycznego kształtu fali.

### 2.5.2. Zmienność położenia linii brzegowej

Ewolucja położenia linii brzegowej jest najczęściej prognozowana z zastosowaniem tzw. modelu jednej linii, w ramach którego zakłada się, że brzeg morski reprezentuje linia brzegowa i przekrój poprzeczny brzegu o kształcie niezmiennym dla rozpatrywanego odcinka wybrzeża. Założenie to mocno upraszcza topografię brzegu i jest do zaakceptowania jedynie w przypadku modelowania zgrubnego i wielkoskalowego. Model jednej linii jest więc stosowany z reguły do przedziałów

<sup>&</sup>lt;sup>10</sup> Spowodowane jest to ograniczeniami przestrzennymi.

czasowych rzędu miesięcy, lat i dziesiątek lat oraz do przestrzennych skal kilometrów i dziesiątek kilometrów.

W modelu jednej linii zmianie położenia linii brzegowej towarzyszy przemieszczenie całego profilu poprzecznego brzegu, z zachowaniem jego kształtu, co obrazuje rys. 2.11. Migracja linii brzegowej w czasie  $(\partial x/\partial t)$  związana jest z przestrzenną (wzdłużbrzegową) zmiennością wypadkowego natężenia wzdłużbrzegowego transportu osadów  $(\partial q_y/\partial y)$ , co opisuje następujące równanie (zob. np. Komar 1998):



**Rys. 2.11.** Zmiana położenia linii brzegowej i przemieszczenie profilu poprzecznego brzegu w modelu jednej linii

Jest to równanie ciągłości dla rumowiska, w którym  $h_c$  jest tzw. głębokością zamknięcia (ang. depth of closure<sup>11</sup>),  $h_b$  jest wysokością wału plażowego (ang. beach berm), zaś  $q_0$  oznacza źródła osadów (dopływ rumowiska niesionego przez rzekę, sztuczne zasilanie brzegu) i upusty osadów (czerpanie piasku w strefie brzegowej, np. do celów budowlanych).

Wypadkowe natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadów zależy od kąta  $\phi_s$  pomiędzy grzbietem fali i linią brzegową ( $\phi_s = 90 - \gamma$ , rys. 2.12, por. rys. 2.5). Wartość kąta  $\phi_s$  jest parametrem wejściowym uproszczonych modeli ruchu osadów, np. modelu CERC. Ponieważ  $q_y = q_y(\phi_s)$  oraz  $\phi_s = \phi_s(y)$ , ważna jest następująca zależność:

$$\frac{\partial q_y}{\partial y} = \frac{\partial q_y}{\partial \phi_s} \frac{\partial \phi_s}{\partial y}.$$
(2.37)

Dla małych wartości kąta  $\phi_s$  można przyjąć, że  $\phi_s = -\partial x/\partial y$  (zob. rys. 2.12). Zaniedbując źródła i upusty osadów  $q_0$ , można równanie (2.36) przekształcić do następującej postaci:

$$\frac{\partial x}{\partial t} = \varepsilon_d \frac{\partial^2 x}{\partial y^2},\tag{2.38}$$

 $<sup>\</sup>stackrel{11}{}$ Jest to głębokość "zamykająca" profil poprzeczny brzegu od strony morza.



**Rys. 2.12.** Zmienność kąta podchodzenia fali do brzegu i natężenia wzdłużbrzegowego ruchu osadów wskutek krzywizny linii brzegowej

w której  $\varepsilon_d$  wyraża  $(\partial q_y/\partial \phi_s)/(h_c + h_b)$  i jest współczynnikiem dyfuzji. Jego wartość można łatwo wyznaczyć używając prostej formuły określającej natężenie transportu  $q_y$ , np. wg modelu CERC. Interesujące studium na ten temat, wykorzystujące prawo Snella, równanie zachowania energii i związek dyspersyjny opublikował Falques (2003).

Sformułowanie modelu jednej linii w postaci równania (2.38) ma sens jedynie w przypadku zastosowania uproszczonego matematycznego opisu transportu osadów w taki sposób, żeby pochodną  $\partial q_y/\partial \phi_s$ można było obliczyć analityczne. Uzyskać można wówczas analityczne rozwiązanie równania (2.38). Warto w tym miejscu zaznaczyć, że równanie (2.38) jest równaniem dyfuzji typu parabolicznego. Jego ewentualne rozwiązanie analityczne jest możliwe tylko dla szczególnych warunków początkowych i brzegowych.

Głębokość zamknięcia  $h_c$  jest w strefie brzegowej największą głębokością, na której w przyjętej skali czasowej dno morza pozostaje niezmienne. Dla rozpatrywanych długich przedziałów czasu (obejmujących lata lub dziesiątki lat), wartość  $h_c$  związana jest z występowaniem ekstremalnych sztormów, podczas których ruch osadów i zmiany denne wywołane falowaniem zanikają na znacznych głębokościach, daleko od brzegu morskiego. W warunkach bałtyckich są to głębokości rzędu 10–15 m, występujące przeważnie w odległości ponad 1 km od linii brzegowej. Okazuje się jednakże, że nawet na nieco większych głębokościach ma miejsce ruch rumowiska oraz pojawianie się i migracja form dennych. Zagadnienie to jest omówione w podrozdziale 2.6.

Pojawia się pytanie, czy wartości głębokości zamknięcia  $h_c$  odpowiadające ekstremalnym warunkom sztormowym należy stosować

w modelu jednej linii, opisujacym długoterminowy proces ewolucji położenia linii brzegowej, wywołany w znacznej mierze nie przez silne sztormy, ale przez umiarkowane warunki falowe lub warunki sztormowe występujące relatywnie często. Według Deana (2002) wartość  $h_c$  powinna odpowiadać odmorskiej granicy wpływu falowania na dno morskie w skali jednego roku, tj. miejscu na profilu poprzecznym brzegu gdzie ekstremalne fale sztormowe w rocznym przedziale czasowym nie wywołują intensywnego ruchu osadów dennych. Odnośne ekstremalne warunki sztormowe określane sa wysokościa tzw. "efektywnych" fal znacznych  $(H_e)$ , tj. fal znacznych występujących przez co najwyżej 12 godzin w ciągu roku. lub około 0,137% analizowanego przedziału czasu. W książce Deana (2002) znaleźć można proste równania (oparte na opracowanych w latach siedemdziesiatych i osiemdziesiatych XX w. koncepcjach Birkemeiera i Hallermeiera) umożliwiające oszacowanie głębokości zamknięcia  $h_c$  na podstawie parametrów efektywnej fali znacznej  $H_{e}$ . Nie znając klimatu falowego, można wyznaczyć głębokość zamknięcia bezpośrednio na podstawie wyników pomiarów batymetrycznych. Szczegółową analizę zagadnienia głębokości zamknięcia dla wybrzeża południowego Bałtyku reprezentowanego przez rejon MLB Lubiatowo zawierają prace Cerkowniaka i in. (2015a, 2015b).

Warto na koniec wspomnieć o podejściach stanowiących kombinację modelu jednej linii i modeli transportu poprzecznego do brzegu (zob. np. Hanson i in. 1997), w których ewolucja brzegu morskiego wyznaczana była modelem jednej linii uzupełnionym o model ruchu osadów (niezwiązanego z upustami bądź źródłami) w kierunku poprzecznym do brzegu. Z punktu widzenia metodyki, podejście takie budzić może wątpliwości. O ile bowiem zmienność natężenia wzdłużbrzegowego potoku rumowiska generuje ewolucję linii brzegowej, o tyle ruch osadów w kierunku poprzecznym do brzegu jest przestrzennie zbilansowany (suma przestrzennych zmian natężenia ruchu osadów w kierunku prostopadłym do brzegu jest zerowa) i nie może wnieść wkładu typu źródła lub upustu do równania (2.36).

### 2.5.3. Warstwa dynamiczna przybrzeżnego dna morskiego

Na większej części brzegów południowego Bałtyku warstwa dynamiczna (zwana również warstwą aktywną<sup>12</sup>), czyli warstwa mobilnych osadów piaszczystych, leżących na zbudowanym z innych gruntów podłożu macierzystym, sięga niezbyt daleko w morze. Na niektórych od-

<sup>&</sup>lt;sup>12</sup> Niektórzy badacze (zob. np. Mielczarski 2006) pojęciem warstwy aktywnej określają przydenną strefę ruchu osadów o miąższości rzędu co najwyżej 20 cm.

cinkach brzegu miąższość tej warstwy jest znikoma. Według danych z literatury (zob. np. Bołdyriew 1991), na erozyjnych brzegach morskich miąższość warstwy dynamicznej w górnej części profilu brzegu (na wynurzonym skłonie plażowym) nie przekracza 2 m. Na brzegach tego typu warstwa dynamiczna może wyklinowywać się już w odległości kilkudziesięciu metrów od linii brzegowej.

Właściwości (parametry geometryczne) warstwy dynamicznej są wskaźnikiem stanu brzegu morskiego i jego podatności na erozję. Według Bołdyriewa (1991) wyróżnić można trzy główne typy brzegów piaszczysto-wydmowych i odpowiadające im właściwości warstwy dynamicznej:

- Brzegi erozyjne, ze znacznym deficytem osadów piaszczystych, charakteryzujące się brakiem wydmy przedniej lub słabo ukształtowaną wąską i niską wydmą przednią, wąską plażą (do 20–25 m szerokości<sup>13</sup>), bezrewową, jednorewową lub co najwyżej dwurewową strefą podbrzeża oraz warstwą dynamiczną o miąższości wahającej się w granicach od 0,4 do 1 m w pobliżu linii brzegowej, często wyklinowującą się już na głębokościach rzędu 3–4 metrów<sup>14</sup>.
- Brzegi, wzdłuż których odbywa się "tranzytowy" ruch osadów piaszczystych, charakteryzujące się wyraźnie ukształtowanym szerokim i wysokim wałem wydmy przedniej, szeroką plażą (35–50 m) oraz występowaniem 3–4 rew, z warstwą dynamiczną o miąższości 2–5 m, "wyściełającą podwodny stok brzegowy na całej jego szerokości".
- Brzegi akumulacyjne, charakteryzujące się silnie rozbudowanym systemem wydmowym i bardzo szeroką plażą (60–120 m) oraz występowaniem co najmniej 4 wyraźnie ukształtowanych podwodnych wałów rewowych, z warstwą dynamiczną o miąższości powyżej 5 m.

Znajomość parametrów właściwości warstwy dynamicznej jako jednego z istotniejszych elementów geomorfologii brzegu i dna morskiego jest ważna nie tylko w naukowych badaniach procesów litodynamicznych strefy przybrzeżnej lecz również w realizacji wielu przedsięwzięć w dziedzinie inżynierii brzegów. Wiedza na temat lokalnych cech warstwy dynamicznej w strefie brzegowej morza wydaje się niezbędna dla planowania i prowadzenia prac refulacyjnych związanych ze sztucznym zasilaniem brzegów oraz przy projektowaniu budowli hydrotechnicznych mających na celu ochronę brzegów przed erozją. Wśród tych

 $<sup>^{13}</sup>$ Często występuje brak plaży lub szerokość plaży wynosi zaledwie kilka metrów.

<sup>&</sup>lt;sup>14</sup> Niekiedy warstwa dynamiczna wyklinowuje się na znacznie większych głębokościach, pomimo że jej miąższość jest znikoma.

budowli na szczególną uwagę zasługują ostrogi, których zdolność akumulacyjna (a zatem i celowość zastosowania) zależy od dostępności rumowiska na odcinku brzegu podlegającym ochronie. Właściwości warstwy dynamicznej są w dużej mierze wskaźnikiem owej dostępności osadów.

Rozpoznanie miąższości i odmorskiego zasięgu warstwy dynamicznej odgrywa również ważną rolę przy planowaniu wyprowadzania na brzeg kabli i rurociągów podmorskich. Zagłębienie tych elementów w dno strefy przybrzeżnej powinno być bowiem wystarczająco duże, aby w skali wielolecia określonej wymaganiami projektowymi instalacje pozostawały ukryte w dnie morskim, niepoddawane hydrodynamicznym obciążeniom od fal i prądów. Istotne znaczenie w projektowaniu ułożenia tych elementów mają nie tylko tendencje erozyjne lub akumulacyjne w długoterminowej ewolucji brzegu, ale również parametry przybrzeżnego płaszcza drobnych osadów piaszczystych, najbardziej podatnych na wymycie przez przepływy przydenne.

Pojęcie warstwy dynamicznej funkcjonuje w kilku obszarach wiedzy, m.in. w inżynierii brzegów morskich, oceanografii i geologii. Według inżynierów brzegowych (zob. Mielczarski 2006), warstwę dynamiczną definiuje się jako warstwę osadów przybrzeżnych ograniczonych głębokościowym zasięgiem oddziaływania ekstremalnie silnego falowania i prądów. Geolodzy (zob. Subotowicz 1996) warstwą dynamiczną nazywają "współczesną warstwę przeważnie piaszczystą deponowaną na utworach starszego podłoża w wyniku falowania i prądów morskich". W obu przytoczonych powyżej definicjach istotną rolę odgrywa czynnik sprawczy "dynamiki" omawianej warstwy dna morskiego, tj. fale i prądy. Oddziaływanie tych czynników hydrodynamicznych powoduje, poprzez mechanizm przydennych naprężeń ścinających, ruch ziaren dna morskiego i ich przenoszenie z miejsca na miejsce, skutkujące ewolucją dna i brzegu morskiego.

Na brzegach południowego Bałtyku dominują plaże i wydmy. Jak wspomniano we Wprowadzeniu, stanowią one około 80% długości polskiego wybrzeża i składają się przeważnie z piasków holoceńskich. Lokalnie na brzegach piaszczystych występują również mułki i osady organogeniczne (np. torfy i namuły), najczęściej w formie przewarstwień pod powierzchnią plaży lub wydmy.

Przykładem wybrzeża plażowo-wydmowego są brzegi Mierzei Wiślanej – akumulacyjne lub z "tranzytowym" wzdłużbrzegowym ruchem osadów, z szerokimi plażami i wysokimi wydmami. W niektórych miejscach Mierzei proces akumulacji jest nadal intensywny. Wynika to z istnienia w polskiej części Mierzei Wiślanej punktu konwergencji dwóch wzdłużbrzegowych przeciwnie skierowanych potoków rumowi-

ska, tj. miejsca, w którym wypadkowe natężenie wzdłużbrzegowego transportu osadów w wieloleciu jest bliskie zeru. Polsko-rosyjskie badania hydrodynamicznych i litodynamicznych procesów brzegowych we wschodniej części Zatoki Gdańskiej (Ostrowski i in. 2010, 2012) doprowadziły do zlokalizowania tego miejsca pomiędzy Krynicą Morską i Sztutowem, w rejonie wsi Skowronki. Uproszczony przekrój geologiczny morskiej strefy brzegowej w Skowronkach, na KM 23,3 polskiego wybrzeża<sup>15</sup>, przedstawiono na rys. 2.13.



Rys. 2.13. Przekrój geologiczny morskiej strefy brzegowej Mierzei Wiślanej na KM 23,3 (na podstawie Frankowskiego i in. 2009): 1 – piaski eoliczne i morskie, 2 – iły, mułki, piaski jeziorne i rzeczne, osady bagienne, 3 – gliny i piaski lodowcowe, 4 – iły, mułki i piaski zastoiskowe

Z rysunku 2.13 wynika istnienie w strefie przybrzeżnej morza bardzo dużych zasobów rumowiska piaszczystego (holoceńskiego). Miąższość warstwy piaszczystej wynosi aż 20 m. Na przekroju widać, że warstwa ta wyklinowuje sie daleko od linii brzegowej. Warto ponadto zauważyć, że w podłożu macierzystym (plejstoceńskim) występować mogą również osady piaszczyste. Nie można wykluczyć podobnego składu granulometrycznego tych osadów i osadów warstwy holoceńskiej. Należy zatem zdawać sobie sprawę z niejednoznaczności wyników ewentualnych pomiarów sejsmoakustycznych mających na celu określenie miąższości warstwy osadów holoceńskich. Jak podkreślają Frankowski i in. (2009), trudności w interpretacji terenowych danych sejsmoakustycznych, pomimo nieustającego znaczącego postępu w technikach i przyrządach pomiarowych, skłaniają (a raczej zmuszają) geologów i inżynierów do stosowania również innych, bardziej bezpośrednich metod badawczych, np. poboru i analizy rdzeniowych prób gruntu.

 $<sup>^{15}</sup>$  Początek kilometrażu brzegowego, tj. KM 0,0, znajduje się na granicy polsko-rosyjskiej (Mierzeja Wiślana).

Brzegi zachodniej części Zatoki Gdańskiej są w większości akumulacyjne, zasobne w piaski kwarcowe układające się w warstwach o znacznej miąższości. Na przykład w Sopocie (zob. Mojski 1979) wiercenia wykonane przez Państwowy Instytut Geologiczny w rejonie plaży ujawniły warstwę piasku średnioziarnistego z domieszką mułków brunatnych zalegających w warstwie od powierzchni terenu do głębokości 40 m. Stwierdzono, że są to utwory czwartorzędowe, zalegające na (trzeciorzędowych) iłach miocenu podesłanych różnoziarnistymi piaskami oligocenu. Autorowi niniejszej monografii nie udało się dotrzeć do danych pozwalających uściślić powyższą informację, w szczególności wydzielić w piaskach czwartorzędowych warstwy plejstoceńskiej i holoceńskiej. Jest to kolejna przesłanka stanowiąca o niejednoznaczności wyników badań geologicznych i niepewności wniosków płynących z tych badań dla zastosowań w inżynierii brzegów morskich.

Rejon Lubiatowa jest charakterystycznym odcinkiem "otwartego" brzegu morskiego nazywanego w opracowaniu Uścinowicza i in. (2007) "mezoregionem Wybrzeże Słowińskie", ze znaczną powierzchnią pasa nadmorskiego zajmowaną przez pokrywy eoliczne – plażowe i wydmowe. Uścinowicz i in. (2007) podają, że w Lubiatowie piaski plażowe i mierzejowe znajdują się w strefie plaży, a ich warstwa ma miąższość od 3 do 5 m (lokalnie 1 m). W strefie podbrzeża piaski mierzejowe występuja do około 70–80 m od brzegu, gdzie zazębiają się z piaskami morskimi. Piaski morskie sa reprezentowane głównie przez piaski drobnoziarniste o miąższości od około 1 m w obniżeniach międzyrewowych do 7 m w dolnej cześci podbrzeża. Holoceńskie osady różnorodnych środowisk ladowych, tj. drobnoziarniste piaski z substancja organiczna, torfy oraz gytie wapienne, występuja w strefie wydm, plaży oraz podbrzeżu do wysokości 7-8 m p.p.m. i stanowią bezpośrednie podłoże współczesnych piasków morskich i eolicznych. Plejstoceńska glina zwałowa zlodowacenia północnopolskiego występuje na wysokościach poniżej 10 m p.p.m. Powyżej zalega seria plejstoceńskich osadów piaszczystych wodnolodowcowych, reprezentowanych przez wapniste, o zróżnicowanym uziarnieniu, piaski z domieszką żwirów, zawierające faunę morską. Warstwa tych osadów zalega także w podbrzeżu, gdzie od 7–8 m p.p.m. stanowi bezpośrednie podłoże współczesnych piasków morskich. Uproszczony przekrój geologiczny morskiej strefy brzegowej w rejonie Lubiatowa przedstawiono na rvs. 2.14.

Pionowe linie oznaczone literami A-E na rys. 2.14 wskazują lokalizacje i wgłębny zasięg wierceń. Należy przypuszczać, że tylko w tych miejscach pokazany układ warstw gruntu wiernie odzwierciedla rzeczywistość, podczas gdy pozostała część przekroju zawiera uwarstwienie hipotetyczne. Nie można wykluczyć, że część danych do wykreślenia



Rys. 2.14. Uproszczony przekrój geologiczny morskiej strefy brzegowej
w rejonie Lubiatowa na KM 163,73 (na podstawie Uścinowicza i in. 2007):
1 – piaski eoliczne i morskie, 2 – osady organogeniczne, 3 – piaski i żwiry wodnolodowcowe, 4 – gliny zwałowe

przekroju uzyskano metodami sejsmoakustycznymi, zwłaszcza w strefie większych głębokości (powyżej 5–6 m). Charakter uwarstwień gruntu na rys. 2.14 dowodzi istnienia w morskiej strefie brzegowej trudnej do identyfikacji granicy pomiędzy niespoistymi gruntami holoceńskimi i również niespoistym podłożem plejstoceńskim (przewarstwienie osadami organogenicznymi stwierdzono tylko w wierceniach lądowych). W badaniach sejsmoakustycznych granica ta może być nieuchwytna. Rodzi się wątpliwość, czy przy układzie warstw gruntu pokazanym na rys. 2.14 (podobnie jak w przypadku budowy geologicznej podbrzeża pokazanej na rys. 2.13) pojęcie warstwy dynamicznej w rozumieniu wyrażonym w pracach Bołdyriewa (1991) i Subotowicza (1996) ma sens.

Najbardziej wiarygodne dane dotyczące budowy geologicznej dna morskiej strefy brzegowej uzyskuje się na drodze laboratoryjnej analizy rdzeniowych prób gruntu pobranych metodą wierceń *in situ*. Dokładność przekroju geologicznego zależy od liczby wykonanych wierceń, przy czym nawet znaczna liczba wierceń nie zapewnia pełnej informacji odnośnie do przestrzennych zmian uwarstwienia gruntów. Z tej przyczyny niezbędną częścią prac geologiczno-inżynierskich są badania geofizyczne, zapewniające ciągły zapis zarówno powierzchni dna, jak i warstw osadów pod dnem. Jest to możliwe dzięki specyficznym właściwościom środowiska wodnego, takim jak dobra propagacja fal mechanicznych – ultradźwięków i pasma akustycznego. Do rozpoznania rzeźby dna morskiego służą metody ultradźwiękowe, a do badań uwarstwienia gruntów pod dnem – metody sejsmoakustyczne.

Metody sejsmoakustyczne polegają na wysłaniu sygnału sondującego i analizie echa odbitego od poszczególnych warstw osadów budujących dno. Interpretacja wyników pomiarów sejsmoakustycznych polega na wyznaczeniu na zapisach granic odbijających, wydzieleniu jednolitych jednostek akustycznych i powiązaniu tych jednostek z wydzieleniami geologicznymi (litogenetycznymi). Wstępna analiza materiałów sejsmoakustycznych służy do wytypowania miejsc, w których pobiera się rdzenie osadów. Według zaleceń opublikowanych przez Frankowskiego i in. (2009), ostateczna interpretacja danych sejsmoakustycznych, prowadząca do przetworzenia ich na przekroje geologiczne, powinna być poprzedzona poborem i analizą próbek z rdzeni i weryfikacją oceny dokonanej na podstawie badań geofizycznych. W toku interpretacji i przetwarzania danych sejsmoakustycznych opracowuje się przekroje geologiczno-inżynierskie, na których widoczne są granice między osadami i miąższość poszczególnych warstw.

Urządzenia do badań sejsmoakustycznych mają konstrukcję zbliżoną do echosondy, ale pracują na niższych częstotliwościach, najczęściej rzędu od kilku do kilkunastu kHz<sup>16</sup>. Cechują się również większą energią wysyłanego sygnału w porównaniu do echosond hydrograficznych i nawigacyjnych. Niektóre echosondy mogą co prawda pracować na częstotliwości profilowania osadów (ok. 30 kHz), ale ich możliwości penetracji ograniczają się do osadów spoistych (np. namułów lub iłów). W piaskach penetracja sygnału jest zwykle zbyt mała, aby określić ich miąższość.

Na dużych jednostkach pływających aparatura hydro-/sejsmoakustyczna jest montowana na stałe w kadłubie statku, w przypadku mniejszych statków lub łodzi pomiarowych – holowana w zanurzeniu za jednostką lub instalowana w uchwytach zaburtowych. Ze względu na duży pobór energii, zasilanie pomiarowych urządzeń profilujących wymaga instalacji elektrycznej 230V, dostępnej jedynie na statkach geofizycznych<sup>17</sup>.

Jednym z nielicznych wyjątków jest używany w IBW PAN przyrząd sejsmoakustyczny StrataBox, produkcji amerykańskiej firmy SyQwest Inc., zasilany prądem stałym o napięciu 10–30 V. Urządzenie działa na częstotliwości akustycznej 10kHz i umożliwia penetrację do 40 m pod dnem dla gruntów spoistych. Dla piasków zasięg penetracji niestety nie przekracza kilku metrów, ale za to mała masa i wymiary przetwornika pozwalają na jego montaż przy burcie niewielkiej łodzi pomiarowej<sup>18</sup>. Zasilanie zapewnia zestaw akumulatorów o napięciu 12 V

<sup>&</sup>lt;sup>16</sup> Częstotliwość sygnału typowej echosondy wynosi 200 kHz.

 $<sup>^{17}</sup>$  Teoretycznie stosować można przetworniki prądu, np. przetwornik prądu stałego 12V na prąd zmienny 230 V, ale w świetle przepisów BHP używanie napięcia 230 V na małych jednostkach pływających (niskoburtowych łodziach pomiarowych) jest niewskazane.

 $<sup>^{18}</sup>$ W płytkowodnej strefie przybrzeżnej występują liczne trudności w prowadzeniu badań hydro- i sejsmoakustycznych. Można tu używać tylko jednostek

lub 24 V. Według dokumentacji fabrycznej, maksymalna głębokość wody, na jakiej stosować można przyrząd StrataBox, wynosi 150 m. Minimalna głębokość zależy od rodzaju gruntu na powierzchni dna. Według instrukcji obsługi, odległość pomiędzy przetwornikiem (zanurzonym w wodzie czujnikiem) i dnem nie powinna być mniejsza niż 2,5 m. W praktyce okazało się, że przy zanurzeniu czujnika w wodzie wynoszącym 0,2 m urządzenie może być z powodzeniem stosowane na akwenach o głębokości rzędu 2 m (w takim przypadku odległość pomiędzy czujnikiem i dnem wynosi 1,8 m).

Pomiary przeprowadzone w maju 2009 r. w rejonie MLB Lubiatowo miały na celu rozpoznanie budowy niespoistego dna morskiego (zob. Ostrowski i Skaja 2010 oraz Ostrowski i Pruszak 2011). Z badaniami tymi wiązano nadzieje określenia miąższości i odmorskiego zasięgu tradycyjnie rozumianej (Bołdyriew 1991, Subotowicz 1996) warstwy dynamicznej. W chwili rozpoczęcia pomiarów nie dysponowano danymi geologicznymi zamieszczonymi na rys. 2.14 i spodziewano się identyfikacji miejsca wyklinowania się warstwy osadów niespoistych (holoceńskich) na zbudowanym odmiennie podłożu macierzystym (plejstoceńskim).

Pomiary w rejonie MLB Lubiatowo wykonano przy użyciu łodzi o długości 5 m i zanurzeniu 0,3 m. Pozycję łodzi określano za pomocą urządzenia GPS Magellan. Zapisu sygnałów z przyrządu Strata-Box dokonywano przy pomocy oprogramowania dostarczonego przez producenta przyrządu – StrataBox Version 3.0.6.2, umożliwiającego jednoczesną rejestrację danych sejsmoakustycznych i współrzędnych geograficznych punktów pomiarowych.

W wyniku przeprowadzonych dwudniowych badań (19 i 20 maja 2009 r.) dokonano zapisu kilkudziesięciu plików z sygnałami sejsmoakustycznymi. Pomiary te służyły testowaniu przyrządu i doborowi parametrów (np. ustawieniu optymalnego wzmocnienia sygnału). Główny profil pomiarowy wykonano w dniu 20 maja 2009 r. na kierunku w przybliżeniu prostopadłym do linii brzegowej, od głębokości ok. 13 m (początkowy punkt profilu o współrzędnych 54°49,561' N, 17°49,823' E) do płytkowodnej strefy przybrzeżnej (końcowy punkt profilu o współrzędnych 54°48,867' N, 17°50,322' E). Stwierdzono, że przekrój batymetryczny morskiej strefy brzegowej charakteryzuje się

pływających o małym zanurzeniu (łódek, pontonów), kołyszących się już pod wpływem niewielkiego falowania. Pomimo stosowania od pewnego czasu czujników ruchu i zapisu sygnałów z kompensacją przechyłów łodzi pomiarowej, badania powinny odbywać się w okresach spokoju (bez falowania lub z minimalnym falowaniem). Sprzyjające warunki występują rzadko. Stąd ograniczone możliwości pozyskiwania danych w sąsiedztwie linii brzegowej morza.

takimi samymi formami dennymi jak profil przedstawiony na rys. 2.14. W strefie przybrzeżnej (w rejonie występowania rew – na głębokościach rzędu 8 m i mniejszych), charakteryzującej się dużą zmiennością poziomu dna nie tylko w skali wielolecia, ale również w skali miesięcy i tygodni, pomierzone głębokości były nieco inne niż na profilu z rys. 2.14. Maksymalne różnice rzędnych dna pomiędzy pomiarami z maja 2009 r. i profilem z rys. 2.14 wyniosły 2 m.

Fragmenty zapisu sygnałów sejsmoakustycznych zarejestrowanych na profilu pomiarowym przedstawione są na rysunkach 2.15–2.18. Na wynikach pomiarów wykonanych w dużych odległościach od brzegu, na głębokościach przekraczających 10 m widać, że w dnie występują jednorodne osady piaszczyste (rys. 2.15).

Na zapisie z głębokości 9 m (rys. 2.16) widać z kolei granicę pomiędzy dwoma rodzajami osadów. W oparciu o dane z wiercenia B (por. rys. 2.14) należy sądzić, że przyrząd StrataBox zarejestrował w tym miejscu obecność powierzchniowej warstwy dennej zbudowanej z piasków morskich (o miąższości ok. 3 m) i zalegających poniżej piasków wodnolodowcowych. Rejestracja sygnałów w rejonie zewnętrznej rewy o łagodnych zboczach w odległości ok. 750 m od linii brzegowej (rys. 2.17) odzwierciedla istnienie słabo zarysowanych granic pomiędzy piaskami różnego rodzaju, przy czym echo z rzędnej -11,0 m świadczyć może o istnieniu wyraźnej granicy pomiędzy warstwą piasków morskich i warstwą piasków wodnolodowcowych (zob. odwiert C na rys. 2.14).

W głębokiej dolinie międzyrewowej położonej ok. 300 m od brzegu (rys. 2.18) natrafiono na uwarstwienia, wśród których powierzchnio-



**Rys. 2.15.** Profil dna strefy brzegowej w Lubiatowie zarejestrowany przyrządem StrataBox na głębokości ok. 12 m, pomiędzy odwiertami A i B z rys. 2.14 (w odległości ok. 1400 m od linii brzegowej)



**Rys. 2.16.** Profil dna strefy brzegowej w Lubiatowie zarejestrowany przyrządem StrataBox na głębokości ok. 9 m, w rejonie odwiertu B z rys. 2.14 (w odległości ok. 1000 m od linii brzegowej)



**Rys. 2.17.** Profil dna strefy brzegowej w Lubiatowie zarejestrowany przyrządem StrataBox na głębokości ok. 6 m, w rejonie odwiertu C z rys. 2.14 (w odległości ok. 750 m od linii brzegowej)





we osady denne na mocy danych z rys. 2.14 mogłyby stanowić osady organogeniczne (torfy, torfy piaszczyste, namuły, itp.). W środku ww. doliny międzyrewowej pomierzono bowiem głębokość wody równą 8,8 m, podczas gdy z rys. 2.14 wynika, że maksymalna głębokość pomiędzy rewami w tym rejonie wynosiła<sup>19</sup> ok. 6 m, a warstwę denną tworzyła warstwa piasków o miąższości 1,0–1,5 m na leżących poniżej osadach organogenicznych. Można by zatem domniemywać, że w analizowanym miejscu wystąpiła erozja dennej warstwy piasku, wskutek której odsłonięciu uległy osady organogeniczne. Z uwagi jednak na małą grubość warstwy tych osadów (ok. 1,5 m wg rys. 2.14), mogłyby one również ulec wymyciu odsłaniając niżej leżące utwory geologiczne, tj. piaski wodnolodowcowe.

Znaczenie warstwy dynamicznej dna morskiego dla ruchu wody i osadów wywołanego falowaniem oraz prądami przybrzeżnymi sprowadza się do wielkości zasobów rumowiska piaszczystego w morskiej strefie brzegowej. Nie ma tu wiekszego znaczenia geologiczne pochodzenie warstwy osadów piaszczystych. Tradycyjnie rozumiana warstwa dynamiczna, to płaszcz niespoistych osadów holoceńskich na macierzystym podłożu plejstoceńskim pod warunkiem, że podłoże to zbudowane jest z gruntów spoistych, np. z glin morenowych lub iłów zastoiskowych. Subotowicz (2005) zwraca uwagę na fakt, że przekrój geologiczny brzegu wydmowego może być nieco podobny do przekroju brzegu klifowego. Podobieństwo polega na zalegającym u podnóża wydmy lub klifu holoceńskim piasku morskim, przy czym lądowa (trwale wynurzona) cześć profilu brzegu ukształtowana jest z holoceńskich piasków eolicznych (wydma) lub z plejstoceńskich osadów spoistych. Zarówno dla brzegu wydmowego jak klifowego Subotowicz (2005) wyróżnia wklesły oraz wypukły typ geodynamiczny podbrzeża. Typ wklęsły charakteryzuje się warstwa dynamiczna z duża ilościa osadów piaszczystych (podatnych na erozję), podczas gdy typ wypukły cechują małe zasoby piasku zalegające na odpornym na erozję podłożu plejstoceńskim. Jako przykład brzegu wydmowego o typie geodynamicznym wypukłym Subotowicz (2005) podaje odmorską stronę mierzei jeziora Kopań, gdzie duża odporność na erozję podbrzeża wynika z glin płytko zalegających pod warstwa osadów piaszczystych.

Polskie wybrzeże zdominowane jest przez brzegi wydmowe. Według dostępnych danych (zob. np. Frankowski i in. 2009), na brzegach wydmowych holoceńskie piaski eoliczne i morskie najczęściej zalegają na plejstoceńskich piaskach wodnolodowcowych. Z punktu widzenia ba-

 $<sup>^{19}</sup>$ Badania terenowe dla potrzeb opracowania Uścinowicza i in. (2007) przeprowadzono w latach dziewięć<br/>dziesiątych XX w.

dacza hydrodynamiki i litodynamiki morskiej strefy brzegowej, w takich warunkach geologicznych klasyczna definicja warstwy dynamicznej traci sens, bowiem cechy powierzchniowej warstwy przybrzeżnego dna są bardzo podobne do cech podłoża starszego wieku. Dotychczasowe badania teoretyczne i doświadczalne (laboratoryjne oraz terenowe) dowiodły, że dwa rodzaje piasku o niewiele różniących się parametrach granulometrycznych są praktycznie rzecz biorąc identycznie podatne na erozję i ulegają sedymentacji w takich samych warunkach. Dopiero znaczne różnice w uziarnieniach (rzędu 0,1–0,2 mm) powodują, że osady zachowują się różnie w takich samych warunkach hydrodynamicznych. Z tej przyczyny w badaniach przybrzeżnego ruchu rumowiska i ewolucji brzegu dla znacznej większości odcinków polskiego wybrzeża wydmowego można zapomnieć o rzekomych ograniczeniach objętości rumowiska wynikających z małej miąższości płaszcza osadów holoceńskich.

W przypadku brzegów klifowych sytuacja jest odmienna. Na przeważającej części polskich wybrzeży klifowych niedobór osadów holoceńskich jest tożsamy z niedoborem osadów piaszczystych – niespoistych. W badaniach brzegów klifowych należy zatem z duża ostrożnością traktować wyniki teoretycznego modelowania ruchu rumowiska i morfodynamiki morskiej strefy brzegowej. Wobec ograniczonej objętości osadów niespoistych jest to bowiem de facto modelowanie zdolności transportowej rumowiska wynikającej z energetycznych właściwości falowania. Na brzegach klifowych warstwa dynamiczna wyklinowuje sie blisko linii brzegowej lub jest poprzecinana wychodniami gruntów spoistych (mało podatnych na erozję). Wyznaczenie parametrów przybrzeżnych procesów litodynamicznych dla rzeczywistych ilości piaszczystego rumowiska występujących na brzegach klifowych w Polsce byłoby przydatne w procesie optymalizacji przeciwerozyjnego zabezpieczenia polskiego brzegu morskiego, którego poszczególne odcinki – ze względu na przestrzennie zmienną grubość warstwy dynamicznej – wymagają stosowania odmiennych metod ochronnych.

## 2.6. Zjawiska litodynamiczne i morfodynamiczne poza strefą przyboju

Przestrzenna zmienność natężenia ruchu osadów dennych jest bezpośrednią przyczyną akumulacyjnych i erozyjnych procesów zachodzących w dnie morskim. Procesy te są niezwykle intensywne w strefie przyboju, gdzie oddziaływanie fal i prądów pochodzenia falowego na
dno morskie jest najsilniejsze. W większych odległościach od brzegu, w obszarze zwiększających się głębokości, natężenie ruchu osadów znacznie maleje, a ewolucja dna morskiego staje się znikoma. W badaniach odmorskiego zasięgu zmian dennych istotną rolę odgrywają pomiary batymetryczne. W rejonie MLB Lubiatowo są one od wielu lat prowadzone w obszarze wzdłużbrzegowym w wymiarze 2600 m i o rozciągłości w morze wynoszącej ok. 800–1000 m (niekiedy więcej) od linii brzegowej. Pomiary batymetryczne wykonuje się metodą echosondażu we wzajemnie równoległych, położonych 100 m od siebie, profilach poprzecznych do brzegu morskiego (zob. rys. 2.19), z pozycjonowaniem łodzi metodą GPS.

Częstość wykonywania oraz odmorskie rozciągłości pomiarów batymetrycznych w MLB Lubiatowo zależą od warunków pogodowych i od bieżących potrzeb, uwarunkowanych realizowanymi projektami badawczymi. Z tego powodu pozyskiwanie danych batymetrycznych na przestrzeni wielolecia ma charakter nieregularny. Badania echosondażowe w rejonie Lubiatowa są prowadzone przeciętnie 1–2 razy w ciągu każdego roku kalendarzowego. Niektóre pomiary sięgają głębokości nie przekraczających 5–6 m, ograniczone są zatem do strefy przybrzeżnej i nie dostarczają istotnych danych na temat odmorskiego zasięgu zmian dennych.

Cerkowniak i in. (2015a) podjęli próbę określenia rzeczywistego odmorskiego zasięgu dynamiki dna w skali niespełna roku. Analizie poddano 14 profilów pomiarowych sięgających (z jednym wyjątkiem) odległości co najmniej 900 m od linii brzegowej, o numerach 3–16 (zob. rys. 2.19). Biorąc pod uwagę dokładność wskazań echosondy i dokładność pozycjonowania łodzi pomiarowej oraz przestrzenną powtarzalność badań, jako zakres zmian poziomu dna morskiego w pomiarach batymetrycznych, poniżej którego zakłada się, że dno jest nieaktywne, przyjęto  $\Delta h = 0.3$  m. Przykładowe zmiany batymetryczne przedstawiono na rysunkach 2.20 i 2.21.

Z oglądu rys. 2.20 wynika, że znaczne roczne zmiany denne (przekraczające przyjęte kryterium  $\Delta h = 0.3$  m), przejawiające się m.in. migracją rew, występują na całym profilu nr 5 i zdają się zanikać daleko od linii brzegowej, na głębokości ok. 7–8 m. Wykresy obrazujące zmienność w czasie profilu nr 16 (rys. 2.21) każą przypuszczać, że zmiany denne sięgają głębokości rzędu co najmniej 9 m, ponieważ zmienność poziomu dna na odmorskim końcu tego profilu przekracza wartość  $\Delta h = 0.3$  m.

Dalsze badania (zob. Cerkowniak i in. 2015b) objęły również wyniki pomiarów batymetrycznych prowadzonych w rejonie MLB Lubiatowo przez Urząd Morski w Gdyni. Ogląd danych batymetrycznych



**Rys. 2.19.** Oznaczenia profilów batymetrycznych i ukształtowanie przybrzeżnego dna w rejonie MLB Lubiatowo (batymetria z dnia 28.11.2006 r.)



**Rys. 2.20.** Zmiany batymetryczne w MLB Lubiatowo na profilu nr 5 w okresie od 19.09.2006 do 02.08.2007 (Cerkowniak i in. 2015a)



**Rys. 2.21.** Zmiany batymetryczne w MLB Lubiatowo na profilu nr 16 w okresie od 19.09.2006 do 02.08.2007 (Cerkowniak i in. 2015a)

z wielolecia ujawnił zmienność rzędnych dna w czasie na głębokościach większych niż 10 m. Ze względu na wątpliwości dotyczące dokładności badań echosondażowych (zarówno w kontekście pomiaru głębokości, jak i pozycjonowania łodzi pomiarowej) zdecydowano się teoretycznie wyznaczyć przydenne naprężenia ścinające generowane falowaniem sztormowym na głębokościach przekraczających 10 m. Okazało się, że w ekstremalnych warunkach sztormowych, charakteryzujących się wysokością fal znacznych  $H_s > 3,5$  m, przydenne naprężenia ścinające są

wystarczające, aby spowodować ruch osadów piaszczystych nawet na głębokościach rzędu 13–15 m, znajdujących się poza strefą przyboju.

Inspiracja do podjecia powyższych badań były przesłanki świadczace o ruchu osadów dennych poza strefą przybrzeżną. Dotychczasowe (bardzo nieliczne) doniesienia nt. ruchu rumowiska piaszczystego i dynamiki dna Morza Bałtyckiego na głebokościach rzedu 15–20 m i wiekszych (tj. poza strefą dyssypacji energii fal w trakcie procesu załamania) maja najcześciej charakter krótkich wzmianek w trudnodostepnych sprawozdaniach (raportach z realizacji projektów komercyjnych) lub relacji ustnych. Ostrowski i Stella (2016) znaleźli i cytuja tylko dwie publikacje naukowe opisujące piaszczyste formy denne o kształcie fal na głębokości 18 m w rejonie Ustki oraz na głębokościach 23–30 m w "głebokim przybrzeżu" ok. 20 km na północ od Rozewia (Rudowski i in. 2008, Szefler i in. 2013) oraz pracę Uścinowicza i in. (2014), wzmiankująca o dynamicznej warstwie piasku o miaższości 0,4–0,8 m występujacej w warunkach sztormowych na głebokościach rzedu 15–20 m. W nieopublikowanych materiałach Instytutu Morskiego w Gdańsku znaleźć można krótkie uwagi dotyczące samoistnego zasypywania się wyrobisk wykonanych na północ od Przylądka Rozewie w miejscach, gdzie głębokość wody przekracza 20 m. Podane informacje nie precyzują intensywności procesu sedymentacji w wyrobiskach. Podobne rewelacyjne, aczkolwiek mało precyzyjne doniesienia (ustne) pochodzą od badaczy z Instytutu Oceanologii Rosyjskiej Akademii Nauk (Oddział Atlantycki w Kaliningradzie), którzy we wschodniej części Zatoki Gdańskiej na głebokościach rzedu 15–20 m zaobserwowali cykliczne zasypywanie i odsłanianie się przyrządów pomiarowych zainstalowanych w bezpośrednim sasiedztwie dna morskiego. Świadczyć to może o przemieszczaniu się form dennych podobnych do "fal piaskowych" (ang. sand waves) występujących np. na dnie Morza Północnego. Te ostatnie jednak łączone są jednoznacznie z obecnością prądów pływowych, których znaczenie w Bałtyku jest pomijalnie małe. Inne prądy (np. dryfowe lub gradientowe) wydają się niewystarczające, aby generować przydenne naprężenia ścinające powodujące ruch ziaren, z których zbudowane jest dno morskie. Najprawdopodobniej dopiero synergia oddziaływania prądów morza bezpływowego i falowania głębokowodnego w silnych warunkach sztormowych stwarza warunki krytyczne dla ruchu pojedynczych ziaren, a może nawet powstawania i wedrowania form dennych.

Propozycję rozwiania powyższych wątpliwości i rozwiązania odnośnego problemu badawczego zawiera rozprawa doktorska Stelli (2018), w której siłę sprawczą ruchu osadów piaszczystych na głębokościach rzędu 18–20 m przypisuje się przydennym naprężeniom ścinającym

generowanym poprzez łączne oddziaływanie prądu wiatrowego i oscylacyjnych przepływów wywołanych falowaniem w ekstremalnie intensywnych warunkach wiatrowo-falowych. Wybrane wnioski z tej pracy przedstawiono poniżej.

Precyzyjne określenie reżimu ruchu osadów dennych (czyli określenie, czy jest to ruch pojedynczych ziaren, intensywny ruch ziaren w warunkach występowania zmarszczek dennych, czy też transport osadów o charakterze masowym) jest możliwe poprzez obliczenie wartości parametru Shieldsa, tj. bezwymiarowego przydennego naprężenia ścinającego, opisanego formułą:

$$\theta_S = \frac{u_f^2}{(s-1)gd}.\tag{2.39}$$

Jako warunek początku ruchu osadów zwykło się przyjmować (Nielsen 2009) wartość  $\theta_S$  równą około 0,05. Należy podkreślić, że przy takiej wartości  $\theta_S$  oczekiwać można bardzo powolnego ruchu pojedynczych ziaren. Dopiero dla  $\theta_S = 0,2-0,3$  obserwuje się intensywniejszy transport osadów i występowanie rozwiniętego systemu zmarszczek dennych. Przy jeszcze silniejszych oddziaływaniach hydrodynamicznych, przejawiających się wartością parametru  $\theta_S$  równą około 0,8–1,0, zmarszczki denne ulegają rozmyciu, a ruch osadów przybiera charakter masowy (ang. sheet flow).

W celu zbadania możliwości transportu osadów poza strefą przyboju i ewentualnego określenia intensywności tego transportu, Stella (2018) obliczyła wartości parametru Shieldsa dla rzeczywistych warunków sztormowych zarejestrowanych w rejonie Lubiatowa (h = 17 m)przez urządzenia pomiarowe IBW PAN i Instytutu Morskiego w Gdańsku. Dane do tych obliczeń stanowiły parametry falowania oraz prędkość i kierunek wiatru. W obliczeniach uwzględniono nieliniowe współoddziaływanie oscylacji przydennych wywołanych falowaniem i prądu wiatrowego. Warto podkreślić, że przyjęty przez Stellę (2018) model prądu wiatrowego (przedstawiony w podrozdziale 1.2.2) został pozytywnie zweryfikowany wynikami pomiarów terenowych, w których pomierzone średnie prędkości przepływu miały w całej kolumnie wody kierunek zbliżony do kierunku lokalnego wiatru. W świetle uzyskanych wyników teoretycznego modelowania przydennych naprężeń ścinających okazało się, że w chwili przejścia grzbietu sztormowej fali przemieszczającej się w kierunku zbliżonym do kierunku prądu wiatrowego parametr Shieldsa  $\theta_S$  przekraczał wartość 0,7, co wskazuje na co najmniej umiarkowane natężenie ruchu osadów. Inne rezultaty modelowania teoretycznego przeprowadzonego przez Stellę (2018) potwierdziły możliwość transportu osadów na głębokościach wynoszących 20 m,

a nawet więcej. W warunkach ekstremalnie silnego sztormu parametr $\theta_S$ w<br/>g Stelli (2018) przekracza w strefie tych głębokości wartość 1, co świadczy o dużym natężeniu transportu rumowiska dennego.

Charakterystyczne nieliniowe współoddziaływanie falowania i prądu wiatrowego generuje przydenne naprężenia ścinające większe, niż wynikałyby z prostej superpozycji wyników oddziaływania fal i prądu wiatrowego na dno morskie. Jak dowiedziono, w warunkach sztormowych naprężenia te są wystarczające, aby wywołać ruch piaszczystych osadów dennych. Chociaż silne warunki sztormowe mają w skali miesięcy charakter incydentalny i występują relatywnie krótko, to najwidoczniej ich powtarzalność w skali wielolecia jest wystarczająca, aby wywołać ruch rumowiska skutkujący powstawaniem i przemieszczaniem się dużych piaszczystych form dennych zaobserwowanych poza strefą przyboju. Więcej światła na procesy hydrodynamiczne i litodynamiczne występujące w tym obszarze rzuciłyby ewentualne pomiary przydennych prędkości przepływu oraz regularne obserwacje zmian dennych.

# ROZDZIAŁ 3: Niedokładności teoretycznego modelowania ruchu osadów

# 3.1. Niedokładności w modelowaniu procesów hydrodynamicznych

Charakterystyki ruchu osadów dennych są bardzo "wrażliwe" na wartości parametrów procesów hydrodynamicznych wywołujacych ten ruch. Zależności pomiędzy siłami sprawczymi i ostatecznymi efektami morfodynamicznymi sa silnie nieliniowe. Na przykład, w teoretycznym modelowaniu procesów zachodzacych na kierunku prostopadłym do brzegu nawet niewielka zmiana proporcji pomiędzy efektami związanymi z asymetrią profilu fali i prądem powrotnym przejawić się może nie tylko ilościowa, ale również jakościowa (kierunkowa) zmiana natężenia transportu osadów. Należy pamiętać, że rzeczywiste procesy hydrodynamiczne zachodzące w morskiej strefie brzegowej mają charakter nieregularny (losowy). Owa nieregularność uwzględniana jest w modelowaniu teoretycznym m.in. poprzez wprowadzenie reprezentatywnych parametrów falowania (wysokości fali i jej okresu). Predykcja procesów lito- i morfodynamicznych nie uwzględnia zatem wszystkich komponentów ciągu falowego i może być niedokładna, przy czym niedokładność ta wynika głównie z nieuwzględnienia fal o wysokości większej niż reprezentatywna, wnoszących dużą część energii do widma falowego. Pomimo tej niedoskonałości reprezentatywne parametry fali są powszechnie stosowane w obliczeniach natężenia ruchu osadów dla rzeczywistych warunków morskich. Jako reprezentatywny okres fali przyjmuje się konwencjonalnie okres piku energii  $T_p$ , zaś jako re prezentatywną wysokość fali – wysokość średniokwadratow<br/>ą ${\cal H}_{rms}$ lub wysokość fali znacznej  $H_s$ . Kaczmarek i Ostrowski (1996) poddali analizie kilka nieregularnych ciagów falowych zarejestrowanych w kanale falowym IBW PAN oraz w morzu (rejon MLB Lubiatowo), po czym na podstawie porównania pomierzonego i obliczonego natężenia ruchu osadów stwierdzili, że opracowany przez nich trójwarstwowy model ruchu osadów sprawdza się bardzo dobrze dla warunków falowania losowego przy przyjęciu parametrów reprezentatywnych jako  $T_p$  oraz  $H_{rms}$ . Wniosek ten oczywiście nie może być ważny dla wszystkich możliwych kształtów widma falowego.

Doświadczenia wynikające z pomiarów i matematycznego modelowania (zob. np. van Rijn i in. 2003 oraz Ostrowski 2004) pokazują, że dokładny teoretyczny model hydrodynamiki morskiej strefy brzegowej nie gwarantuje wiarygodnego modelowania procesów morfodynamicznych, a przecież już dokładność modeli hydrodynamiki nie jest w pełni zadowalająca. Według van Rijna i in. (2003) klasyczne modele transformacji fali charakteryzują się niedokładnością rzędu 10–15%, zaś niedokładność modeli prądów pochodzenia falowego wynosi 30–50%, a nawet więcej. Hydrodynamiczne dane wejściowe do modeli opisujących zjawiska lito- i morfodynamiczne są więc już obarczone znacznym błędem.

W hydrodynamice strefy brzegowej morza bezpływowego kluczową rolę odgrywa proces transformacji falowania powierzchniowego, a w szczególności dyssypacja energii poprzez załamanie fali. Większość teoretycznych modeli opisujących to zjawisko wymaga określenia współczynnika załamania fali ( $\gamma_b$ ), będącego parametrem "kalibrującym" model. W modelu Szmytkiewicza (2002), opisanym w podrozdziale 1.1.2, parametrami o wartościach definiowanych przez użytkownika są dwa współczynniki empiryczne, mianowicie  $\alpha$  oraz  $\gamma_b$ , wykorzystane odpowiednio w równaniach (1.16) i (1.18). Na mocy wywodu Szmytkiewicza (2002) dotyczącego kalibracji modelu transformacji fali i dyskusji odnośnie do powiązania współczynnika  $\alpha$  ze współczynnikiem  $\gamma_b$ , należy przyjąć  $\alpha = 1$  i wykalibrować model jedynie przy pomocy wartości współczynnika załamania fali  $\gamma_b$ .

Określenie wartości współczynnika  $\gamma_b$  związane jest z zagadnieniem maksymalnej wysokości fali  $(H_m)$ , jaka może wystąpić w danych specyficznych warunkach lokalnych. Na większych głębokościach wody maksymalna wysokość fali zależy tylko od jej stromości (H/L), podczas gdy w strefie przybrzeżnej – głównie od głębokości wody. Według teoretycznego kryterium załamania fali Miche'a (zob. np. Szmytkiewicz 2002) współczynnik załamania fali wynosi  $\gamma_b$  =  $H_m/h = 0.88$ . Wyniki pomiarów przeprowadzonych dla fal zarówno regularnych, jak i nieregularnych pokazują, że wartość ta jest znacznie mniejsza. Na podstawie własnych wieloletnich badań (w tym eksperymentalnych – laboratoryjnych i terenowych) oraz szerokiego przeglądu literatury, Szmytkiewicz (2002) stwierdził, że wartość parametru  $\gamma_b$  zawierać się może w szerokim przedziale od 0,3 do 0,8, przy czym dla strefy brzegowej południowego Bałtyku zaleca – w oparciu o wyniki licznych pomiarów wykonanych w MLB Lubiatowo – stosować formułę zaproponowaną przez Battjesa i Stive'a (1985) lub przyjmowanie  $\gamma_b \approx 0.8$ . Należy podkreślić, że współczynnik  $\gamma_b$  jest zależny od warunków lokalnych, zwłaszcza od klimatu falowego (parametrów falowania głębokowodnego i jego właściwości spektralnych) oraz kształtu i nachylenia profilu dna w strefie brzegowej.

Niedokładność modelu transformacji fali wskutek zastosowania niewłaściwej wartości współczynnika  $\gamma_b$  rodzi niedokładność danych wejściowych do modelu prądów pochodzenia falowego, a i w tym modelu zachodzi konieczność przyjmowania wielkości kalibrujących. W teoretycznym opisie prądów pochodzenia falowego (zob. podrozdział 1.2.1), tarcie denne (przydenne naprężenie styczne) jest proporcjonalne do gęstości wody, kwadratu prędkości przepływu i współczynnika tarcia f, zwanego też współczynnikiem oporu przepływu. Przegląd eksperymentalnych badań pradów wzdłużbrzegowych dla różnych akwenów autorstwa Szmytkiewicza (2002) ukazuje szeroki wachlarz wartości współczynnika f – od 0,005 do 0,089. Widać więc, jak silnie mogą być teoretycznie modelowane prędkości prądu wzdłużbrzegowego zależne od przyjętego współczynnika tarcia f. W istocie, jak czytamy u Szmytkiewicza (2002), zwiększenie wartości  $f \ge 0.01$  do 0.02 skutkuje zmaleniem prędkości prądu wzdłużbrzegowego o około 50%. Dla południowego Bałtyku zaleca on stosować wartość f = 0.015. Zdaniem Szmytkiewicza (2002) prędkości prądu wzdłużbrzegowego są jeszcze silniej zależne od parametru załamania fali $\gamma_b$ – na drodze obliczeń uzyskał on dla  $\gamma_b=0,6$  prędkości lokalnie dwa razy większe niż dla  $\gamma_b = 0.8.$ 

W sformułowanym przez Szmytkiewicza (2002) teoretycznym opisie wzdłużbrzegowych prądów pochodzenia falowego, zjawisko turbulentnego mieszania wyrażone jest współczynnikiem lepkości turbulentnej w kierunku poziomym  $\nu_{tx}$ . Parametr ten w niewielkim jednak stopniu rzutuje na modelowany prąd wzdłużbrzegowy. Sytuacja jest zgoła odmienna w modelu prądów poprzecznych do brzegu (tegoż autora), gdzie współczynnik lepkości turbulentnej w kierunku pionowym  $\nu_{tz}$  jest najważniejszym parametrem kształtującym pionowy rozkład prędkości prądu powrotnego. Współczynnik lepkości  $\nu_{tz}$  może być zdefiniowany na wiele sposobów. Najczęściej przyjmuje się, że jest stały w kolumnie wody lub rosnacy od zera przy dnie do pewnej wartości na powierzchni, względnie rosnący do jakiejś rzędnej w kolumnie wody i stały powyżej tej rzędnej. W przypadku stałej wartości  $\nu_{tz}$  uzyskuje się w miarę jednorodny w pionie rozkład prędkości prądu powrotnego, z prędkością przydenną znacznie mniejszą niż dla parametru  $\nu_{tz}$ rosnącego od dna w kierunku powierzchni swobodnej. Jest to istotne przy teoretycznym modelowaniu ruchu osadów w warunkach współoddziaływania fal asymetrycznych i prądu powrotnego, przedstawionym w podrozdziale 2.5.1.

#### 3.2. Ruch osadów w świetle równania adwekcji-dyfuzji

Nateżenie transportu osadów wleczonych w powierzchniowej warstwie ruchomego dna prawie natychmiast reaguje na zmiane lokalnych warunków hydrodynamicznych. Transport osadów zawieszonych, szczególnie w większych odległościach od dna, reaguje pośrednio poprzez zmianę koncentracji, przy czym osady zawieszone w kolumnie wody wymagają czasu lub przestrzeni, aby w wyniku zmiany parametrów ruchu wody (prędkości, lepkości turbulentnej) opaść w stronę dna lub przemieścić się do góry. Przy nieustalonym przepływie, koncentracja osadów w fazie przyspieszenia jest z reguły niższa od tzw. koncentracji równowagi, tj. koncentracji typowej dla warunków przepływu ustalonego, ponieważ osady sa dopiero podrywane z dna i transportowane w górę wskutek turbulentnej dyfuzji. Przy niestacjonarnym przepływie o predkościach malejacych, w zawieszeniu znajduje się więcej osadów niż przepływ może "unieść" i dlatego osady te opadają. Jedną z możliwości obliczenia natężenia transportu osadów zawieszonych stanowi uprzednie wyznaczenie koncentracji zawiesiny c(x, y, z, t).

Rozkład koncentracji osadów zawieszonych c(x, y, z, t) opisuje następujące trójwymiarowe równanie adwekcji-dyfuzji (Roelvink i Reniers 2012):

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + (w - w_s) \frac{\partial c}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial z} \left( \varepsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_h \frac{\partial c}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_h \frac{\partial c}{\partial y} \right) = 0,$$
(3.1)

w którym u, v i w są prędkościami przepływu odpowiednio w kierunkach x, y i z, symbol  $w_s$  oznacza prędkość swobodnego opadania ziaren, zaś  $\varepsilon_s$  i  $\varepsilon_h$  są współczynnikami dyfuzji, odpowiednio pionowej i poziomej.

Parametry  $\varepsilon_s$  i  $\varepsilon_h$  są w sensie fizycznym podobne do współczynników pionowej i poziomej lepkości turbulentnej –  $\nu_{tz}$  i  $\nu_{tx}$  (wyrażają się w tych samych jednostkach, tj. w m<sup>2</sup>/s). Równanie (3.1) może być stosowane w różnych skalach czasowych i przestrzennych, od szybkozmiennych oscylacji pochodzenia falowego do wolnozmiennych przepływów rzecznych.

Wartości parametrów  $\varepsilon_s$  i  $\varepsilon_h$  powinny prawidłowo odzwierciedlać naturę rozpatrywanych zjawisk hydro- i litodynamicznych, a są nieznane. Co gorsza, nieznane są warunki brzegowe koncentracji osadów – na dnie i na powierzchni. O ile na swobodnej powierzchni wody bez dużego ryzyka przyjąć można koncentrację zerową (brak osadów zawieszonych wysoko nad dnem), o tyle koncentracja ziaren zawieszonych tuż nad dnem jest niewiadoma, a ma przecież dla rozwiązania znaczenie kolosalne, jako źródło strumienia osadów unoszonych w kolumnie wody.

Równanie adwekcji-dyfuzji uwzględniające zmienność koncentracji osadów jedynie w kierunkach poziomych x i y zawiera koncentrację stałą w pionie (uśrednioną dla głębokości wody h) i ma następującą postać:

$$\frac{\partial hc}{\partial t} + u\frac{\partial hc}{\partial x} + v\frac{\partial hc}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon_h\frac{\partial hc}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon_h\frac{\partial hc}{\partial y}\right) = S, \quad (3.2)$$

gdzie S [m/s] jest "źródłem" lub "upustem", reprezentującym *de facto* natężenie erozji dennej lub akumulacji.

Istota wielkości S jest wielce dyskusyjna. Pomimo dostępności prostych pół-empirycznych formuł umożliwiających jej wyznaczenie (zob. np. Roelvink i Reniers 2012), należy pamiętać, że natężenie ruchu osadów przenikających przez "źródło/upust" zależy od skomplikowanych mechanizmów współoddziaływania przepływu wody i ruchomego dna, ilościowo uzależnionych nie tylko od cech gruntu tworzącego dno, ale również od szorstkości dennej i przydennych naprężeń ścinających (zob. podrozdział 2.2). Po drugie, równanie adwekcji-dyfuzji z koncentracja uśrednioną w pionie wydaje się bezużyteczne przy rozwiązywaniu zagadnień dotyczacych ruchu osadów piaszczystych, bowiem w rzeczywistości koncentracja ziaren piasku (nawet drobnego, o średnicy ziaren rzędu 0,1 mm) charakteryzuje się bardzo silną zmiennością w kolumnie wody - od przydennych bardzo dużych wartości reprezentujących gęstą mieszaninę wodno-gruntową do wartości równych zeru w większych odległościach od dna. Równanie (3.2) może znaleźć zastosowanie jedynie w opisie dynamiki osadów zawierających tylko drobne frakcje – np. pyłowe i iłowe, o średnicy ziaren rzędu 0,002 mm.

Trójwymiarowe i dwuwymiarowe równanie adwekcji-dyfuzji, tj. odpowiednio równanie (3.1) i (3.2), opisuje czasowo-przestrzenną zmienność koncentracji osadów zawieszonych w kolumnie wody. Doświadczenia laboratoryjne i terenowe (zob. np. Kaczmarek i Ostrowski 2002) pokazują jednak, że piaszczyste osady w morskiej strefie brzegowej poruszają się głównie w formie zawiesiny o dużej koncentracji w bezpośrednim sąsiedztwie dna oraz w postaci rumowiska wleczonego po dnie (a właściwie jako gęsta mieszanina wodno-gruntowa tuż pod teoretycznym poziomem dna, zob. podrozdział 2.3). Zjawiska te w żadnej mierze nie są uwzględnione w równaniach (3.1) i (3.2).

### 3.3. Inne niedokładności i niepewności

W trójwarstwowym modelu ruchu osadów, opisanym w podrozdziale 2.3, przyjmuje się, że koncentracja ziaren pod warstwa wleczenia (gdzie osady pozostają w bezruchu), w odległości  $\delta_n$  pod teoretycznym poziomem dna, wynosi  $c_m = 0.53$ , zaś na górnej granicy warstwy wleczenia, tj. na teoretycznym poziomie dna, koncentrację ziaren założono jako  $c_0 = 0.32$ . Parametr  $c_0$  jest koncentracją odpowiadającą stanowi upłynnienia gruntu, zaś wielkość  $c_m$  to koncentracja w stanie normalnego zagęszczenia gruntu (będącego w spoczynku). Wielkość  $c_m$  może przybierać wartości z relatywnie szerokiego przedziału – od 0,5 do 0,77. Parametr  $c_0$  może być mniejszy lub większy od wartości 0,32. Wartości obu parametrów mają wpływ na wyniki modelowania prędkości i koncentracji w warstwie wleczenia. Ewentualna niedokładność rozwiązania równań obowiązujących w warstwie wleczenia rodzi niedokładności wyników modelowania ruchu rumowiska zawieszonego w warstwie kontaktowej oraz w obszarze zewnętrznym. Niepewność odnośnie do poprawności przyjęcia wartości parametrów  $c_0$  i  $c_m$  można uznać za mankament trójwarstwowego modelu transportu osadów.

Pewną niedoskonałością modelu ruchu zawiesiny piaszczystej w obszarze zewnętrznym jest niepewność w odniesieniu do parametru spadku koncentracji  $\alpha_1$ . Jak wspomniano w podrozdziale 2.3, jego wartość jest ustalana na podstawie danych doświadczalnych i zazwyczaj wynosi 1,5–2,1. W niektórych przypadkach jednakże mniejsza wartość tego współczynnika okazuje się słuszna, np.  $\alpha_1 = 0,6$  (Biegowski 2005). W modelowaniu transportu bardzo drobnego piasku, zwłaszcza dla warunków sztormowych w strefie przyboju, parametr  $\alpha_1$  jest niezwykle istotny, ponieważ duża część osadów jest przemieszczana w postaci zawiesiny na względnie wysokich rzędnych – właśnie w obszarze zewnętrznym. Z tej przyczyny przyjmowanie różnych wartości  $\alpha_1$  owocować może znacznym rozrzutem wyników obliczeń natężenia ruchu osadów.

Opisany w podrozdziale 1.2.2 model prądów wiatrowych opiera się na koncepcji turbulentnych naprężeń stycznych silnie zależnych od geometrycznej szorstkości dna morskiego, a konkretnie wysokości szorstkości Nikuradzego  $(k_N)$ . Jeżeli uziarnienie rumowiska tworzącego dno morskie jest znane i jeżeli dno jest płaskie, to szorstkość denną – jak wspomniano w odnośnej części niniejszej książki – sprowadzić można do szorstkości naskórkowej, zależnej od średnicy ziaren osadów zalegających na dnie  $(k_N = 2,5d)$ . Jeżeli natomiast występują formy denne (np. typu zmarszczek) o wysokości  $k_f$ , to szorstkość przyjmuje się równą wysokości tych form  $(k_N = k_f)$ . Niestety, nie sposób stwierdzić, jak wygląda rzeźba dna morskiego w określonych warunkach wiatrowo-falowych.

Przedstawione w podrozdziale 2.5.3. zagadnienie warstwy dynamicznej przybrzeżnego dna morskiego rodzi następujące pytania: po pierwsze – w jakim stopniu i w jakich skalach przestrzenno-czasowych parametry warstwy dynamicznej kształtowane są przez hydrodynamiczne i litodynamiczne procesy brzegowe oraz po drugie – jak wielki jest wpływ zasobów osadów piaszczystych zgromadzonych w warstwie dynamicznej (i rozkład ilości tych osadów w profilu poprzecznym brzegu) na rzeczywiste natężenie ruchu rumowiska i zmiany denne.

Częściowej odpowiedzi na pierwsze z postawionych powyżej pytań udzielają liczne wyniki eksperymentalnych i teoretycznych badań zmienności brzegu morskiego (zob. np. Ostrowski 2004, Pruszak 1998). Teoretyczny opis i matematyczne modelowanie zmienności brzegu i dna morskiego w różnych skalach przestrzenno-czasowych, zweryfikowane doświadczeniami laboratoryjnymi i pomiarami in situ, uznawane sa za narzędzia badawczo-inżynierskie, pozwalające z zadowalającą dokładnością rozwiązać większość zagadnień morfodynamiki wybrzeża, szczególnie dotyczących predykcji procesów erozji, w ostatecznym efekcie uszczuplających kubaturę warstwy dynamicznej. W teoretycznych modelach ewolucji profilu poprzecznego brzegu oraz w modelach zmienności położenia linii brzegowej zakłada się co prawda, że zasoby rumowiska piaszczystego w strefie brzegowej sa nieograniczone, ale obliczane natężenie erozji brzegu może być urealnione poprzez wprowadzenie do modelu lokalnych umocnień – wirtualnych badź istniejących w rzeczywistości. Na przykład w modelu jednej linii (podrozdział 2.5.2) pewne odcinki brzegu morskiego można zdefiniować jako niezmienne, to znaczy zabudowane konstrukcjami ochronnymi lub niepodatne na erozję ze względu na ich budowę geologiczną.

Udzielenie ewentualnej odpowiedzi na drugie z wyżej postawionych pytań, silnie związane z pierwszym, nie jest już tak łatwe. O ile z wyjaśnienia pierwszej kwestii wynika, że warstwa dynamiczna jest w oczywisty sposób kształtowana przez ruch wody i osadów w strefie brzegowej, o tyle nie jest zupełnie jasne, czy lub w jakim stopniu natężenie ruchu osadów zależy od skutków działania czynników geologicznych, czyli od parametrów warstwy dynamicznej, np. od jej lokalnej miąższości. Wartości koncentracji zawiesiny piaszczystej w kolumnie wody wysoko nad dnem nawet w warunkach sztormowych są bardzo małe – nie przekraczają kilku gramów osadu na litr wody<sup>1</sup> (zob. Kaczmarek 1999). W przydennej warstwie osadów zawieszonych (tzw. warstwie

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> W miejscach załamania fali koncentracja osadów może być większa.

kontaktowej) oraz w warstwie osadów wleczonych (ruchomego dna morskiego) koncentracja ziaren jest wprawdzie znacznie większa, ale teoretycznie estymowana chwilowa łączna miąższość obu ww. warstw przydennych nie przekracza 2–3 cm (zob. Kaczmarek 1999). W pracy Pruszaka i Zeidlera (1995), na podstawie wyników terenowych badań ruchu osadów przy pomocy traserów radioizotopowych, stwierdzono w warunkach ekstremalnie silnego sztormu istnienie warstwy ruchu osadów dennych o miąższości wynoszącej średnio 4–6 cm.

Wydawać mogłoby się zatem, że już nieduże zasoby osadów w warstwie dynamicznej są wystarczające, aby "nasycić" przepływ wody rumowiskiem dennym. Rodzi się jednak wątpliwość, czy w przypadku mało zasobnej warstwy dynamicznej zasilanie rumowiskiem jest wystarczające, aby utrzymać "nasycenie" osadami przepływu wody w dłuższym czasie, przekraczającym okres fali, tj. w skali minut, godzin i dni. Ponadto można postawić pytanie, jaki jest wpływ zasobów rumowiska na danym odcinku wybrzeża na przebieg ewolucji sąsiednich odcinków brzegu w skalach długoterminowych – miesięcy i lat.

Na polskim wybrzeżu najbardziej charakterystycznym procesem, często wywołującym spektakularne efekty geomorfologiczne, jest wzdłużbrzegowy transport osadów. Zjawisko to jest tak intensywne, że zdaniem większości badaczy (zob. np. Pruszak 2003) w niektórych miejscach polskiego brzegu przejawia się ruchem rumowiska o wypadkowym natężeniu przekraczającym 100 000 m<sup>3</sup>/rok. W teoretycznych obliczeniach natężenia transportu rumowiska zakłada sie, że ilość osadów wprowadzonych w ruch zależy tylko od wymuszenia hydrodynamicznego i średnicy ziaren, z których zbudowane jest dno. Analiza tego zagadnienia w pracy Racinowskiego i Baranieckiego (1990) pokazuje jednak, że wyniki matematycznego modelowania wzdłużbrzegowego ruchu osadów odzwierciedlają jedynie tzw. zdolność transportową wzdłużbrzegowego potoku rumowiska i powinny być interpretowane jako "maksymalna masa lub objętość rumowiska, która w danych warunkach hydrodynamicznych morskiej strefy przybrzeżnej może być przemieszczana wzdłuż brzegu". Również Mielczarski (2006) podkreśla, że nateżenie wzdłużbrzegowego transportu osadów wyznaczane konwencjonalnie na podstawie wzdłużbrzegowej składowej strumienia energii ruchu falowego jest de facto "transportowa zdolnościa falowania", której pełne wykorzystanie uzależnione jest od ilości rumowiska piaszczystego zgromadzonego w przybrzeżnej warstwie dynamicznej.

Na zakończenie warto wspomnieć, że dynamiką brzegu morskiego – obok oddziaływań morza – rządzą również siły związane z lądem. Przykładem czynników lądowych jest filtracja wód gruntowych (a czasem nawet ścieków pochodzących z nieszczelnych instalacji kanalizacyjnych), przejawiająca się wypływem wody na skłonie wydmy lub klifu, a także na plaży i w strefie przybrzeżnej, skutkującym rozluźnieniem gruntu. Zjawisko to jest często traktowane marginalnie w inżynierii brzegów, podczas gdy zdaniem hydrogeologów i geotechników stanowi na niektórych odcinkach polskiego wybrzeża dominujący czynnik erozyjny. Do innych dodatkowych oddziaływań wzmagających erozję brzegów zaliczyć można opady deszczu i niszczycielską działalność człowieka (np. dewastację wydm i roślinności wydmowej przez turystów). Wszystkie te czynniki powinny być uwzględnione w badaniach dynamiki brzegu morskiego i planowaniu jego optymalnej ochrony.

# ROZDZIAŁ 4: Zagadnienia inżynierii brzegów związane z ruchem osadów

#### 4.1. Przeciwerozyjna ochrona brzegów

## 4.1.1. Zagrożenia erozyjne

Jak wspomniano we Wprowadzeniu, ponad 70% polskiego brzegu morskiego ulega mniej lub bardziej intensywnej erozji (Pruszak i Skaja 2014). Podobna sytuacja ma miejsce na odcinkach brzegów południowego Bałtyku należących do naszych sąsiadów, tj. Niemiec, Rosji (Obwód Kaliningradzki) oraz Litwy. Na znacznej długości tych brzegów już w końcu XIX w. przedsięwzięto techniczne zabiegi przeciwerozyjne, które kontynuowano w wieku XX. Na wybrzeżu południowego Bałtyku, należącym do Prus, a w okresie międzywojennym w dużej części znajdującym się w granicach Niemiec (w tym również Prus Wschodnich), wzniesiono całą gamę budowli ochronnych – od masywnych opasek brzegowych po drewniane ostrogi palisadowe. Ślady wielu z nich przetrwały do obecnych czasów (rys. 4.1).

Zainicjowane przed laty przedsięwzięcia ochrony brzegów są obecnie kontynuowane, a ich planowanie i realizacja w Polsce uregulowana jest aktami prawnymi. Jednym z najważniejszych i można powiedzieć - przełomowym - była 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.). Przewiduje ona finansowanie zabezpieczenia brzegów morskich przed zjawiskiem erozji oraz zabezpieczenia przeciwpowodziowego terenów nadmorskich z budżetu państwa w latach 2004–2023 według nakładów zaplanowanych dla poszczególnych odcinków wybrzeża, przeliczanych zgodnie ze wskaźnikiem inflacji. Realizację ww. ustawy powierzono dyrektorom Urzędów Morskich, a sprawowanie nadzoru – ministrowi właściwemu do spraw gospodarki morskiej. Ustawa zakłada "zapewnienie stabilizacji linii brzegowej według stanu z 2000 r. i zapobieganie zanikowi plaż" oraz "monitorowanie brzegów morskich, a także czynności, prac i badań dotyczących ustalenia aktualnego stanu brzegów morskich mające na celu wskazanie koniecznych i niezbędnych działań zmierzających do ratowania brzegów morskich". W załączniku do ustawy zamieszczono "planowane szczegółowe nakłady na realizację zadań Programu"



**Rys. 4.1.** Pozostałości drewnianych ostróg palisadowych wybudowanych w latach 1925–1927 na północnym wybrzeżu Płw. Sambijskiego, obecnie Rosja (Obwód Kaliningradzki, Zielenogradsk), 2011 r.

i ściśle określono odcinki brzegów podlegające ochronie oraz metody ochrony (budowa i modernizacja umocnień brzegowych, sztuczne zasilanie, odwodnienie klifu).

Ważnym uzupełnieniem ustawy omówionej powyżej jest Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 29 kwietnia 2003 r. w sprawie określenia minimalnej i maksymalnej szerokości pasa technicznego<sup>1</sup> i ochronnego<sup>2</sup> oraz sposobu wyznaczania ich granic (Dz. U. nr 89 z dn. 21 maja 2003 r.), na mocy którego "Pas techniczny przebiega wzdłuż brzegu obszarów morskich i obejmuje teren od linii brzegu morskiego w kierunku lądu o szerokości od 10 do 1000 m w zależności od rodzaju brzegu, z wyłączeniem terenów leżących w granicach portów i przystani morskich określonych w odrębnych przepisach", natomiast "Pas ochronny obejmuje obszar przyległy do odlądowej granicy pasa technicznego o szerokości od 100 m do 2500 m", z wyłączeniem odcinków

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Pas techniczny – stanowiący strefę wzajemnego bezpośredniego oddziaływania morza i lądu; jest on obszarem przeznaczonym do utrzymania brzegu w stanie zgodnym z wymogami bezpieczeństwa i ochrony środowiska.

 $<sup>^2\,</sup>$  Pas ochronny – obejmujący obszar, w którym działalność człowieka wywiera bezpośredni wpływ na stan pasa technicznego.

wybrzeża objętych granicami portów, na których "odlądowa granica pasa ochronnego pokrywa się z granicami portów".

Nowelizację przepisów dotyczących ochrony brzegu w Polsce wniosła ustawa z dnia 25 września 2015 r. o zmianie ustawy o ustanowieniu programu wieloletniego "Program ochrony brzegów morskich" (Dz. U. z dn. 23 października 2015 r. poz. 1700), na mocy której w ramach Programu nie wspomina się już o "zapewnieniu stabilizacji linii brzegowej według stanu z 2000 r.", podejmuje się natomiast zadania dotyczące "zapewnienia minimalnych poziomów bezpieczeństwa brzegu morskiego określonych w przepisach wydanych na podstawie art. 37 ust. 1d ustawy z dnia 21 marca 1991 r. o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej (Dz. U. z 2013 r. poz. 934 i 1014 oraz z 2015 r. poz. 1642)", jak również "zapewnienia położenia brzegu morskiego po odwodnej stronie granicznej linii ochrony brzegu morskiego określonej w przepisach wydanych na podstawie art. 37 ust. 1d ustawy z dnia 21 marca 1991 r. o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej (Dz. U. z 2013 r. poz. 934 i 1014 oraz z 2015 r. poz. 1642)", jak również "zapewnienia położenia brzegu morskiego po odwodnej stronie granicznej linii ochrony brzegu morskiego określonej w przepisach wydanych na podstawie art. 37 ust. 1d ustawy z dnia 21 marca 1991 r. o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej" (Dz. U. z 2017 r. poz. 2205).

W ustawie o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej z 1991 r., znowelizowanej ostatnio w 2015 r., czytamy m.in., że "Minister właściwy do spraw gospodarki morskiej określi, w drodze rozporządzenia, wymagane dla utrzymania bezpieczeństwa brzegu minimalne poziomy bezpieczeństwa brzegu morskiego, położenie granicznej linii ochrony oraz odcinki linii brzegowej, dla których zostana wyznaczone, mając na względzie zagospodarowanie wybrzeża oraz obszary podlegające ochronie zgodnie z ustawa z dnia 16 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody". Odnośny uzupełniający akt prawny - umożliwiający pełne wdrożenie działań przewidzianych w ustawie z dnia 25 września 2015 r. o zmianie ustawy o ustanowieniu programu wieloletniego "Program ochrony brzegów morskich" – stanowi Rozporządzenie Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej z dnia 17 listopada 2017 r. w sprawie minimalnych poziomów bezpieczeństwa brzegu morskiego oraz przebiegu granicznej linii ochrony brzegu morskiego (Dz. U. z dn. 7 grudnia 2017 r. poz. 2266). Można w nim przeczytać, że "Minimalny poziom bezpieczeństwa brzegu morskiego o wartości N określa się przez prawdopodobieństwo zdarzenia sztormu 1 raz na N lat" oraz że "Przez sztorm o prawdopodobieństwie zdarzenia 1 raz na N lat rozumie się sztorm wywołany wiatrem o średniej prędkości 18 m/s, wiejącym na obszarze Morza Bałtyckiego z najbardziej niekorzystnego kierunku w stosunku do brzegu przez 5 godzin, przy jednoczesnym wystąpieniu wysokiego poziomu wody w morzu o prawdopodobieństwie 1 raz na N lat". Minimalne poziomy bezpieczeństwa brzegu morskiego oraz odcinki linii brzegowej, dla których

zostały wyznaczone, jak również położenie granicznej linii ochrony brzegu morskiego oraz odcinki linii brzegowej, dla których zostało wyznaczone, określają załączniki do wyżej cytowanego rozporządzenia.

Podobnie jak ustawa z 2003 r. o ustanowieniu programu wieloletniego "Program ochrony brzegów morskich", jej nowelizacja z 2015 r. zawiera załącznik pt. "Planowane szczegółowe nakłady na realizację zadań Programu", określający odcinki brzegów podlegające ochronie oraz metody ochrony – w przypadku tej ustawy przewiduje się nieco szerszy wachlarz przedsięwzięć, mianowicie: sztuczne zasilanie, umocnienia brzegowe, remont umocnień brzegowych, sztuczne zasilanie z budowłami wspomagającymi i odwodnienie klifu. Identycznie jak w ustawie z roku 2003, integralną częścią działań prowadzonych na wszystkich odcinkach wybrzeża ma być "Monitoring i badania dotyczące ustalenia aktualnego stanu brzegu morskiego".

Główny kilometraż polskiego wybrzeża liczony jest od granicy państwa z Rosją (Obwód Kaliningradzki) do granicy z Niemcami i oznaczany symbolem KM. Przy wschodniej granicy ma on wartość KM 0,0, przy zachodniej – KM 428,1. Oddzielne dwa układy kilometrażowe dotyczą Półwyspu Helskiego i Zalewu Wiślanego. Brzegi Zalewu Szczecińskiego wraz ze Świną, Dziwną oraz Zalewem Kamieńskim ze względu na bardzo skomplikowany układ i obecność wysp nie mają urzędowego kilometrażu.

Utrzymaniem brzegów zajmują się Inspektoraty Ochrony Wybrzeża funkcjonujące jako części składowe trzech Urzędów Morskich. Odcinki wybrzeża od KM 0,0 do KM 122,86 oraz<sup>3</sup> od KM 125,15 do KM 175,33, jak również KM H 0,0–71,5 (Półwysep Helski) i KM Z<sup>4</sup> 0,0–102,1 (Zalew Wiślany) administrowane są przez Urząd Morski w Gdyni. Odcinek wybrzeża od KM 175,33 do KM 345,5 administrowany jest są przez Urząd Morski w Słupsku, zaś odcinek brzegu morskiego od KM 345,5 do KM 428,1 oraz brzegi Zalewu Szczecińskiego wraz ze Świną, Dziwną oraz Zalewem Kamieńskim (o całkowitej długości 241 km) podlegają zarządzaniu przez Urząd Morski w Szczecinie. Łącznie administracji Urzędów Morskich w Gdyni, Słupsku i Szczecinie podlegają odcinki brzegów o długości odpowiednio około 349 km (łącznie z nasadą Półwyspu Helskiego), 170 km i 324 km, co razem stanowi 843 km.

Nie bez powodu ustawowe monitorowanie brzegów morskich w Polsce obejmuje pomiary batymetryczno-tachimetryczne od głębokości kilkunastu metrów w części morskiej do korony (a nawet lokalnie do

 $<sup>^3\,</sup>$ Na kilometrażu KM 122,86–125,15 znajduje się nasada Półwyspu Helskiego.

 $<sup>^4\,</sup>$ Kilometraż Zalewu Wiślanego oznaczany jest również symbolem KM ZW.

zaplecza) wydmy w części ladowej, a nie ogranicza się jedynie do pomiaru położenia linii brzegowej. Według definicji podanej przez Cieślaka (2001), linia brzegowa jest bowiem zbiorem punktów stanowiacych miejsce "przecięcia aktualnego w danym dniu profilu brzegu ze średnim wieloletnim poziomem morza". Ze względu na najsilniejsze oddziaływania hydrodynamiczne na styku wody i lądu, związane z załamaniem fali i jej nabieganiem na skłon plażowy nawet w mało intensywnych warunkach falowo-pradowych, kształt profilu poprzecznego brzegu w bezpośrednim sąsiedztwie linii brzegowej jest bardzo zmienny, co skutkuje przesunieciem tej linii w krótkim czasie (godzin, dni i tygodni) o kilka lub kilkanaście, a nawet kilkadziesiąt metrów bez istotnej zmiany podwodnej części profilu brzegu. Sytuacja taka może mieć miejsce podczas łagodnego falowania, powodującego akumulacje rumowiska piaszczystego w płytkowodnej strefie przybrzeżnej i przesuniecie sie linii brzegowej w strone morza. W skrajnie odmiennych warunkach, podczas sztormu, cofaniu się linii brzegowej i erozji strefy przybrzeżnej towarzyszyć może odkładanie się osadów na większych głębokościach, w znacznej odległości (400–500 m) od linii brzegowej. Jest rzecza oczywista, że w obu wymienionych wyżej przypadkach obserwacje położenia linii brzegowej są niewystarczające dla wyciągania wniosków odnośnie do morfodynamiki brzegu morskiego. W szczególności nie można uznać brzegu morskiego za erozyjny jedynie w oparciu o obserwowane cofanie sie linii brzegowej opisanej według zacytowanej uprzednio definicji.

W świetle powyższych rozważań należy przyjąć, że stan brzegu morskiego pod względem jego odporności na erozję, w szczególności brzegu plażowo-wydmowego, zależy od zasobów osadów piaszczystych zgromadzonych w całej strefie brzegowej. Dla polskiego wybrzeża przyjmuje się (zob. Cieślak 2001), że w procesach erozyjno-akumulacyjnych kluczową rolę odgrywa rumowisko zalegające i migrujące w morskiej strefie brzegowej od głębokości ok. 5–7 m (w zależności od układu batymetrycznego – zasięgu strefy rew) do wynurzonej części plaży o rzędnej +2 m powyżej średniego poziomu morza. Na przykład dla odcinka wybrzeża obejmującego Półwysep Helski przy wyznaczaniu kubatury zasobów osadów w strefie przybrzeżnej należy według Cieślaka (2001) uwzględniać część przekroju poprzecznego brzegu o głębokościach mniejszych niż 7 m. Przy okazji obliczania objętości rumowiska A w zdefiniowanej powyżej aktywnej strefie przybrzeżnej, można również wyznaczyć położenie tzw. umownej (nominalnej) linii brzegowej  $x_n$ , tzn. położenie linii brzegowej przy założeniu, że dno w morskiej strefie przybrzeżnej ma stałe nachylenie oraz że kubatura zasobów osadów w teoretycznym przekroju poprzecznym brzegu o sta-



**Rys. 4.2.** Definicja zasobów rumowiska w profilu brzegu i położenia umownej linii brzegowej  $x_n$  wg Cieślaka (2001)

łym nachyleniu jest równa kubaturze osadów zgromadzonych w przekroju rzeczywistym (rys. 4.2).

Im większe zasoby osadów (wg definicji z rys. 4.2) tym brzeg jest "bezpieczniejszy", tj. mający cechy profilu stabilnego (niezmiennego) lub akumulacyjnego. W praktyce obserwuje się jednak niekiedy intensywną erozję brzegu pomimo dużej kubatury osadów zdefiniowanej jak na rys. 4.2. Trzeba podkreślić, że kubatura A – implikująca położenie nominalnej linii brzegowej  $x_n$  – zależy oczywiście od przyjętych wartości  $z_1$  i  $z_2$ . Dlatego odnośne kryterium kubatury oraz kryterium położenia nominalnej linii brzegowej należy traktować z pewną ostrożnością.

Wskutek oddziaływania w warunkach sztormowych intensywnego falowania i silnych prądów niezabudowany brzeg morski ulega erozji, co stanowić może zagrożenie dla mienia oraz zdrowia i życia. Erozja nadbrzeża może mieć charakter zsuwu cienkich warstw gruntu ze skłonu wydmy lub klifu, bądź jednorazowego zsuwu dużej ilości gruntu wzdłuż tzw. powierzchni poślizgu. W przypadku, gdy pas lądu przylegający do brzegu morskiego charakteryzuje się rzędnymi terenu wyższymi niż ekstremalny poziom wody wynikający ze spiętrzenia sztormowego i spiętrzenia falowego oraz nabiegania fali, postępująca erozja brzegu może bezpośrednio powodować katastrofalne skutki w postaci zniszczonej lub uszkodzonej infrastruktury, tj. zabudowań i linii komunikacyjnych, jak również w postaci strat przyrodniczych. Znacznie groźniejsza sytuacja może wystąpić, gdy na bezpośrednim zapleczu brzegu znajdują się nisko położone tereny, oddzielone od morza strefą naturalnych lub sztucznie ukształtowanych wydm. Przerwanie



**Rys. 4.3.** Zagrożenie wybrzeża morskiego: erozyjne (a) i erozyjno-powodziowe (b)

takiego pasa ochronnego powoduje najczęściej rozległą powódź, skutkującą dotkliwymi materialnymi stratami, a czasem również ofiarami śmiertelnymi. W tym przypadku mamy do czynienia z zagrożeniem erozyjno-powodziowym. Erozyjne i erozyjno-powodziowe zagrożenie brzegu morskiego zilustrowane jest na rys. 4.3.

W przypadku wystąpienia erozyjnego zagrożenia brzegu morskiego należy oszacować wartość obiektów znajdujących się w strefie zagrożenia i rozważyć możliwości postępowania. Jeżeli wartość terenu jest niska (brak zabudowań bądź innej infrastruktury technicznej, nieduża wartość przyrodnicza), to podjęcie działań ochronnych – w szczególności przedsięwzięć wymagających dużych nakładów finansowych – jest nieuzasadnione. Jeżeli w strefie zagrożenia znajdują się nieliczne obiekty i ich wartość jest relatywnie mała, to często optymalnym rozwiązaniem jest ich przeniesienie na większą odległość od linii brzegowej lub pozostawienie na miejscu i wybudowanie nowych w bezpieczniejszej lokalizacji. W przypadku zagrożenia cennej infrastruktury lub braku możliwości "cofnięcia się" w głąb lądu, zapada zazwyczaj decyzja o przedsięwzięciu działań ochronnych.

## 4.1.2. Budowle ochronne

Inżynieria brzegów morskich oferuje szeroki wachlarz metod ich ochrony. Długa historia i bogate zasoby naukowej wiedzy oraz praktycznych doświadczeń dotyczących przeciwerozyjnego i przeciwpowodziowego zabezpieczenia brzegów stanowią osnowę dla efektywnych działań podejmowanych współcześnie. Stosowane z powodzeniem już w XIX wieku na wybrzeżu południowego Bałtyku tradycyjne umocnienia brzegów (opaski brzegowe) oraz ostrogi (prostopadłe do linii brzegowej konstrukcje zatrzymujące piasek plażowy) służyły i służą jako wzorzec skutecznego działania ukierunkowanego na opanowanie żywiołu atakującego brzeg morski. Pierwotnie chroniace jedynie mieszkańców obszarów przybrzeżnych, ich domostwa i dobytek, przystanie i urządzenia rybackie oraz nadmorskie lasy i pola uprawne, staja sie obecnie owe umocnienia niezwykle ważnym komponentem państwowej gospodarki morskiej. W wielu miejscach bałtyckiego wybrzeża (oraz innych wybrzeży Europy i świata) są one warunkiem sine qua non normalnego funkcjonowania lokalnych społeczności, miast, gmin, aglomeracji i większych jednostek administracyjnych. W Polsce, gdzie łączna długość otwartych brzegów morskich wynosi prawie 500 km, problem ochrony brzegów ma wysoką range.

W drugiej połowie XX wieku do przeciwerozyjnej ochrony brzegów zaczęto stosować falochrony o koronie zanurzonej (progi podwodne) lub wynurzonej (falochrony brzegowe). Falochrony brzegowe łączy się niekiedy z ostrogami, uzyskując w efekcie budowle w kształcie litery T (tzw. ostrogi teowe) lub w kształcie odwróconej albo obróconej o 180° litery L.

Szczegółową klasyfikację budowli ochrony brzegów morskich wraz z definicjami i zaleceniami dotyczącymi doboru, projektowania i utrzymania tych budowli zawiera "Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 1 czerwca 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać morskie budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie" (Dz. U. nr 101 z dn. 6 sierpnia 1998 r., poz. 645). Istotne informacje dotyczące metod umacniania brzegów morskich oraz zalet i wad tych metod, jak również elementy projektowania budowli ochronnych, zawarte są w ciągle aktualnej i godnej polecenia książce Basińskiego i in. (1993). Najważniejsze treści wyżej wymienionego aktu prawnego (zwanego dalej "Rozporządzeniem z 1998 r.") oraz książki Basińskiego i in. (1993), użyteczne w dziedzinie inżynierii brzegów morskich, uzupełnione wnioskami wynikającymi z doświadczeń autora oraz przykładami, przedstawiono poniżej. Wybór rodzaju i usytuowania budowli ochrony brzegu morskiego poprzedza się analizą procesów hydrodynamicznych i litodynamicznych mających wpływ na zmianę batymetrii i położenia linii brzegowej. W projekcie budowlanym zapewnia się pełnienie zasadniczych funkcji budowli ochronnej w przypadku jej nieznacznych deformacji, przemieszczeń lub osiadań oraz przewiduje się zabezpieczenie miejsc zagrożonych erozją lokalną. Budowlę ochraniającą lub umacniającą brzeg morski projektuje się tak, aby umożliwić jej kontrolę oraz wykonywanie napraw.

W zależności od sposobu ochrony brzegu morskiego projektuje się budowle ochronne jako konstrukcje:

- 1) wzdłużbrzegowe,
- usytuowane poprzecznie do linii brzegowej (ostrogi brzegowe). Budowlami wzdłużbrzegowymi są:
- 1) opaski brzegowe,
- 2) falochrony brzegowe,
- 3) progi podwodne.

Opaska brzegowa jest budowlą ochronną posadowioną równolegle do linii brzegowej, stanowiącą umocnienie odmorskiego brzegu pasa technicznego. Pod względem konstrukcyjnym opaski brzegowe dzielą się na: masywne ściany oporowe, ścianki szczelne, palisady, okładziny ciągłe, blokowe i narzutowe oraz wykonane jako kombinacje tych konstrukcji. Do kategorii opasek brzegowych zakwalifikować można również wały przeciwsztormowe. Elementami uzupełniającymi są zejścia na plażę i przejazdy dla transportu kołowego.

Falochrony brzegowe i progi podwodne mogą być budowlami narzutowymi lub stawianymi. Ostrogi brzegowe projektuje się jako konstrukcje stawiane, wbijane albo narzutowe.

Pod względem funkcji, jaką spełniają, budowle ochrony brzegu morskiego dzielą się na aktywne i bierne. Do konstrukcji typu aktywnego zaliczane są ostrogi i falochrony brzegowe oraz progi podwodne. Ich zadaniem jest wstrzymanie erozji plaż i wydm poprzez wymuszenie akumulacji rumowiska w strefie brzegowej. Procesy akumulacyjne następują wskutek zmiany pola falowo-prądowego wywoływanej przez te budowle. Konstrukcjami typu biernego są opaski brzegowe, których zadaniem jest zabezpieczenie dolnej odmorskiej części nadbrzeża przed erozją. Przyjmują one, odbijają i/lub rozpraszają energię fal bezpośrednio oddziałujących na podstawę nadbrzeża. W przeciwieństwie do budowli aktywnych, nie sprzyjają one zjawiskom akumulacji osadów, a wręcz odwrotnie – są często przyczyną erozji plaży i strefy przybrzeżnej, co traktuje się jako efekt uboczny ochrony brzegu. Doboru odpowiedniego rodzaju budowli ochrony brzegu morskiego dokonuje się przy uwzględnieniu funkcji, jakie określana budowla powinna spełniać. Dotyczy to przede wszystkim odbijania fal, rozproszenia energii falowania, zapobiegania rozmywaniu skarp naturalnych i sztucznych brzegu morskiego, zmniejszenia wzdłużbrzegowego transportu rumowiska, akumulacji rumowiska i rozbudowy brzegu morskiego. Prawie wszystkie rodzaje budowli ochronnych znajdują zastosowanie zarówno na brzegach mórz bezpływowych, jak też pływowych. Usytuowanie budowli ochronnych na profilu poprzecznym brzegu morskiego przedstawia rys. 4.4.



Rys. 4.4. Schemat lokalizacji budowli ochrony brzegu morskiego

Długość opaski brzegowej powinna uwzględniać zabezpieczenie skrzydeł tej budowli. Stopę opaski brzegowej zabezpiecza się tak, aby powodowała jak największe straty energii nabiegających fal. Opaski nieprzepuszczalne lub słabo przepuszczalne wyposaża się w system odwodnień, umożliwiający swobodny i nieniszczący odpływ wody gruntowej zza opaski. Okładziny skarp o nachyleniu większym niż 1:4 wymagają zawsze podparcia zapobiegającego obsunięciu się okładziny. Podparcie pionowe okładziny, wykonywane w postaci ścianki szczelnej lub palisady, zabezpiecza się w sposób eliminujący negatywne skutki podchodzenia fal. Wysokość zabezpieczenia brzegu wykonana w postaci okładzin nie może być niższa niż 1 m ponad linię nabiegania fali morskiej na skarpę. W przypadku przewidywanego przelewania się wody, górna krawedź okładziny zabezpiecza się systemem odwodnienia. Okładzina nieprzepuszczalna podparta ścianka szczelna wymaga zastosowania systemu otworów i filtrów dla odprowadzenia nadmiaru wody gruntowej. W przypadku okładzin elastycznych dopuszcza się ubytki materiału podłoża, jednakże nie mogą one powodować zakłóceń pracy konstrukcji. W przypadku okładzin nieodkształcalnych ubytki sa niedopuszczalne. Podczas ostatnich kilku dekad na brzegach południowego Bałtyku opasek z okładziną nieprzepuszczalną nie bu-



Rys. 4.5. Opaska z okładziną nieodkształcalną, południowa Anglia, 2010 r.

dowano. Opaska z okładziną nieodkształcalną wzniesiona w Wielkiej Brytanii przedstawiona jest na rys. 4.5.

Stateczność opaski okładzinowej jest zapewniona, jeżeli suma obciążeń zewnętrznych (zmienne poziomy wody na zewnątrz i wewnątrz skarpy, uderzenia fali, prądy wody związane z falowaniem i obciążenia od lodu) jest mniejsza od sumy sił utrzymujących (tarcie między okładziną a podłożem, siły spójności w podłożu, masa elementów okładziny, tarcie między elementami i ich powiązanie, wytrzymałość mechaniczna okładziny i podłoża, zakotwienia i podparcia). Najczęstszymi przyczynami awarii opasek okładzinowych nieprzepuszczalnych jest uniesienie okładziny przez ciśnienie znajdującej się pod nią wody, zaś w konstrukcji przepuszczalnej – wyrzucenie na zewnątrz elementów przez impuls ciśnieniowy. Uniesienie okładziny nieprzepuszczalnej powoduje jej pęknięcie i utratę szczelności, a wyrwanie elementu – utratę ciągłości i erozję warstwy podłoża. Oba typy uszkodzeń prowadzą do rozszerzenia się ich zasięgu i lawinowego niszczenia całej konstrukcji.

Okładziny narzutowe kamienne lub z prefabrykatów żelbetowych mogą ulec zniszczeniu, jeżeli masa poszczególnych elementów jest zbyt mała i zostają one wyłuskane z narzutu. Z powstałej niszy wymywana jest następnie warstwa filtracyjna, a za nią grunt. Powstaje kawerna powodująca zapadanie się elementów narzutu i utratę ciągłości skarpy. Również niewystarczająca warstwa filtracyjna może być powodem wymywania gruntu spod narzutu i zapadania się całej skarpy. Opaski z okładzinami narzutowymi traktować można jak odkształcalne. Oznacza to, że w ekstremalnych warunkach sztormowych dopuszczalna jest utrata pewnej niewielkiej części elementów narzutu. Konstrukcję uszkodzoną w ten sposób można bowiem relatywnie łatwo naprawić. Opaska z narzutową okładziną kamienną przedstawiona jest na rys. 4.6.



**Rys. 4.6.** Opaska z narzutową okładziną kamienną, Gdańsk, Westerplatte, 2017 r.

Opaski wbijane, to wszelkie budowle oparte na konstrukcjach wbijanych lub wpłukiwanych, takich jak ścianki szczelne i palisady wykonane ze stali, żelbetu lub drewna. Zadaniem opasek wbijanych jest podtrzymanie i zabezpieczenie przed rozmyciem naziomu wyższego od poziomu plaży. Mają więc one charakter konstrukcji grodzowych. Opaski takie wykonuje się jako budowle nieprzepuszczalne lub częściowo przepuszczalne. Te ostatnie mogą jednak dosyć łatwo tracić swój grodzowy charakter i ulegać niszczeniu na skutek podmycia lub rozmycia zaplecza budowli i dlatego nie nadają się do ochrony brzegów otwartego morza, poddanych intensywnym oddziaływaniom hydrodynamicznym. Są natomiast z powodzeniem stosowane w łagodniejszych warunkach prądowo-falowych, szczególnie w wariancie z narzutem ka-



**Rys. 4.7.** Wbijana drewniana palisadowa opaska z drewnianymi kleszczami i narzutem kamiennym (częściowo przepuszczalna), brzeg Mierzei Wiślanej od strony Zalewu, Nowa Karczma (dawniej Piaski), 2008 r.

miennym od strony wody, np. na brzegach Zalewu Wiślanego. Wbijana drewniana opaska palisadowa stężona kleszczami z drewnianych krawędziaków i uzupełniona narzutem kamiennym przedstawiona jest na rys. 4.7.

Palisady wykonuje się jako jedno- lub dwurzędowe, dawniej o rozstawie pali w rzędach wynoszącym nawet 1–2 m, obecnie z reguły o rozstawie najwyżej kilkucentymetrowym. Współpracę pomiędzy poszczególnymi palami zapewniają systemy ściągów lub kleszczy. Wymycie materiału zza opaski palisadowej, która jest najczęściej budowlą częściowo przepuszczalną, można znacznie ograniczyć stosując tkaniny filtracyjne (geowłókniny).

Zabezpieczenie opaski wbijanej (palisadowej lub ze ścianki szczelnej) przed erozją materiału po odmorskiej i odlądowej stronie konstrukcji można osiągnąć przez umocnienie przedpola narzutem i zabezpieczenie przed rozmyciem powierzchni naziomu za budowlą. Niezależnie jednak od tych zabezpieczeń, ścianki szczelne powinny mieć wystarczająco dużą wysokość i znaczną głębokość wbicia, ponieważ w warunkach spiętrzeń sztormowych poddawane są oddziaływaniom fal stojących (z powodu pełnego odbicia fal od przeszkody pionowościennej) lub dużym obciążeniom hydrodynamicznym od fal załamujących się na bliskim przedpolu budowli oraz bezpośrednio na budowli. W każdym przypadku zachodzi duże prawdopodobieństwo procesów erozyjnych przed opaską.

Opaski oparte na ściankach szczelnych wykonywane są najczęściej z profilów stalowych, np. typu profilów Larssena. Wierzch stalowej ścianki szczelnej wieńczy się na ogół oczepem żelbetowym. Wbijaną opaskę ze stalowej ścianki szczelnej z oczepem żelbetowym ilustruje rys. 4.8.



**Rys. 4.8.** Wbijana opaska ze stalowej ścianki szczelnej z oczepem żelbetowym, Kołobrzeg, 2010 r.

Opaski wbijane są relatywnie niedrogie w wykonaniu, ale i niezbyt trwałe, mają więc niższą klasę niezawodności. Szczególnie wrażliwe są samodzielne ścianki szczelne, które na skutek korozji i uszkodzeń mechanicznych tracą swą szczelność i ulegają awarii. Trwałość ścianek drewnianych wynosi 10–20 lat. Można ją przedłużyć poprzez specjalną dogłębną impregnację drewna lub stosowanie drewna żywicznego oraz użycie kleszczy ze śrubami odpornymi na korozję, jak również uzupełnienie konstrukcji narzutem i materiałami filtracyjnymi (geowłókniny, podsypki). Stalowe ścianki szczelne są dużo trwalsze pod warunkiem odpowiednio głębokiego wbicia. Podstawowym problemem ich niezawodności jest korozja w środowisku wody morskiej. Opaski masywne, to konstrukcje w postaci ciężkich ścian oporowych, tj. mury kamienne oraz monolity betonowe i żelbetowe wylewane na miejscu budowy, jak również mury oporowe wykonywane z elementów prefabrykowanych. Opaski masywne są z reguły nieprzepuszczalne i obliczane na bezpośrednie uderzenie fali. Ich zaletą jest znaczna trwałość, zaś podstawową wadą – znaczny koszt powodujący ograniczenie rozmiarów, czego wynikiem jest na ogół pionowa ściana. Sprzyja to pełnemu lub prawie pełnemu odbiciu fal i powstawaniu fali stojącej, której oddziaływanie skutkuje erozją dna przed budowlą i (prawie zawsze) zanikiem plaży. Z tej przyczyny bardzo często wykonane przed wielu laty opaski modernizuje się stosując różne rozwiązania dla zmniejszenia odbicia fali i zabezpieczenia przedpola przed erozją.

Wady opasek masywnych powodują, że są one coraz rzadziej stosowane – głównie tylko tam, gdzie wąska plaża i stromy stok nadbrzeża nie dają przestrzennych możliwości zbudowania opaski skarpowej, np. okładzinowej z narzutu kamiennego. Ze względu na ograniczenia przestrzenne, brzeg morski w obrębie miast jest w razie konieczności chroniony przed erozją opaskami masywnymi, stanowiącymi fundamenty bulwarów i promenad.

Korpus opaski masywnej konstruuje się zazwyczaj jako masyw betonowy lub żelbetowy wykonany na miejscu, często fundamentowany na palach. Dla umocnienia stopy opaski przed podmyciem stosuje się na ogół ściankę szczelną. Umocnieniem przedpola jest przeważnie narzut kamienny lub z prefabrykatów układany na materacach faszynowych albo geowłókninie, zabezpieczonej przed uszkodzeniem warstwą filtracyjną ze żwiru i otoczaków. Podkład ten zapobiega osiadaniu narzutu. Ważnym elementem konstrukcyjnym jest także zabezpieczenie przed rozmyciem korony opaski, jak również system drenów oraz filtrów służący do odprowadzenia wody gruntowej i opadowej lub przelewającej się przez koronę.

Pionowa ściana przednia powoduje odbicie fali. Dla zmniejszenia tego niepożądanego zjawiska stosowane są ściany nachylone (w miarę możliwości przestrzennych) lub wklęsłe z tzw. parapetem odrzutowym. Znaczną redukcję odbicia fali uzyskuje się poprzez ułożenie przed ścianą wysokiego porowatego narzutu z gwiazdobloków lub innych prefabrykowanych elementów żelbetowych. Energia fali uderzającej o prawidłowo zaprojektowany narzut ulega prawie całkowitej dyssypacji.

Masywna opaska brzegowa spełniająca wszystkie warunki stateczności oraz mająca odpowiednio zabezpieczone skrzydła, przedpole i zaplecze, powinna być w zasadzie budowlą niezawodną, jednak w praktyce inżynierskiej zdarzają się awarie takich opasek. Przyczynami awarii są przede wszystkim: zbytnia oszczędność w projektowaniu (niewystarczające zagłębienie w grunt, mała wysokość), wystąpienie obciążeń większych niż zakładano w projekcie, zbyt wielka przebudowa profilu brzegowego (podmycie stopy opaski, rozmycie po odlądowej stronie i na skrzydłach budowli), zmęczenie i korozja materiałów.

Za pewien specjalny rodzaj opasek masywnych uznać można opaski gabionowe, zbudowane z koszy wypełnionych kamieniem polnym i otoczakami, rzadziej – kamieniem łamanym. Kosze wykonane są z siatki stalowej, najczęściej powlekanej warstwa polichlorku winylu (PCW) lub ocynkowanej. Odmianą gabionów są elementy do zbrojenia gruntu Terramesh wykonane z podwójnie zaplatanej siatki stalowej, której drut zabezpieczony jest dwiema powłokami. Pierwszą stanowi jednorodny stop cynkowo-aluminiowy, drugą zaś – PCW. Elementy do zbrojenia gruntu oferowane sa w dwóch odmianach: Terramesh System – w postaci kosza gabionowego ze zintegrowana siatka kotwiaca oraz Green Terramesh – w postaci panelu podwójnie plecionej siatki ze zintegrowana siatka kotwiaca, biomaty kokosowej ulegającej biodegradacji lub geomaty polipropylenowej, kraty z prętów spawanych, trójkatów z prętów oraz haków ułatwiających uzyskanie określonego nachylenia. Gabiony są szeroko stosowane jako konstrukcje oporowe w budownictwie lądowym i wodnym śródlądowym. W budownictwie morskim najlepiej sprawdzają się na odcinkach brzegu poddanych mało intensywnym oddziaływaniom hydrodynamicznym oraz jako podparcie stopy wydmy lub klifu omywanej falami morskimi tylko w ekstremalnych warunkach sztormowych. W takim przypadku opaska gabionowa stanowi najczęściej druga linię ochrony, uzupełniającą w stosunku do podstawowej metody ochrony brzegu (na przykład sztucznego zasilania piaskiem). Przykład opaski gabionowej przedstawiono na rys. 4.9.

Falochrony brzegowe i progi podwodne to budowle ochronne usytuowane na pewnej głębokości i nie mające styczności z linią brzegową morza, zwykle usytuowane do niej równolegle. Głównym zadaniem tych budowli jest wywołanie dyssypacji energii ruchu falowego oraz zmianę pola falowo-prądowego w taki sposób, by przyczyniało się do utrzymania istniejącego stanu brzegu lub powodowało akumulację. Falochrony brzegowe, zwarte lub ażurowe, mogą być budowane jako pojedyncze konstrukcje lub w formie ciągu falochronów odcinkowych. Najczęściej wykonywane są falochrony zwarte o ścianach pochyłych, w formie narzutów z kamienia łamanego lub elementów prefabrykowanych, ewentualnie jako budowle ziemne (np. z piasku umieszczonego w tubach z geowłókniny) uzupełnione skarpami narzutowymi. Progi podwodne budowane są zwykle jako długie ciągłe konstrukcje bez sto-



**Rys. 4.9.** Opaska gabionowa, Jastrzębia Góra, 2012 r.



**Rys. 4.10.** Falochron brzegowy o konstrukcji narzutowej, Koserow, Niemcy, 2012 r.

sowania odstępów, najczęściej jako narzuty z kamienia. Wygląd narzutowego falochronu brzegowego z kamienia łamanego ilustruje fotografia z rys. 4.10.

Na mocy "Rozporządzenia z 1998 r." szerokość korony falochronu brzegowego nie może być mniejsza niż 3 m. Wysokość progu podwodnego nie może przekraczać poziomu zerowego morza w miejscu posado-

wienia. Stopę falochronu brzegowego i progu podwodnego zabezpiecza się od strony morskiej i lądowej przed oddziaływaniem prądów rozmywających i możliwością upłynnienia gruntu pod budowlą. Wymiary przekroju poprzecznego progu podwodnego wyznacza się na podstawie długości fal mających największy udział w przebudowie brzegu.

Narzutowa konstrukcja podwodnej części budowli morskiej, charakteryzująca się głębokimi wnękami i zakamarkami występującymi wśród elementów narzutu, sprzyja rozwojowi flory i fauny morskiej. W celu jeszcze większego zintensyfikowania życia biologicznego w obrębie progów podwodnych, całe progi bądź ich fragmenty wykonuje się z tzw. modułów siedliskowych. Pierwsze moduły tego rodzaju powstały w USA już w latach dziewięćdziesiątych XX w. Polską odmianę modułów siedliskowych, zastosowanych w rejonie Łeby, Rowów i Ustki, pokazano na rys. 4.11.



**Rys. 4.11.** Moduły siedliskowe przygotowane do posadowienia w strefie przybrzeżnej morza jako elementy progu podwodnego, środkowa część polskiego wybrzeża, 2015 r.

Każda budowla wzniesiona w strefie przybrzeżnej, w szczególności wynurzona – typu falochronu brzegowego, powoduje powstawanie w jej cieniu i stopniowe rozrastanie się wypukłości linii brzegowej w formie cypla – tzw. salientu. Według literatury przedmiotu (zob. np. Basiński i in. 1993), ma to miejsce, gdy stosunek odległości budowli morskiej od linii brzegowej  $Y_B$  do wzdłużbrzegowego wymiaru tej budowli  $L_B$  jest mniejszy niż 2. Przy wartości tego stosunku ( $Y_B/L_B$ ) – zwanego współczynnikiem osłonięcia brzegu – mniejszej od jedności, cypel może rozrosnąć się aż do osiągnięcia rozległej piaszczystej formy akumula-

cyjnej zwanej tombolo, polegającej na połączeniu się plaży z budowlą. Dla wartości współczynnika osłonięcia brzegu  $Y_B/L_B < 0.5$  powstanie tombolo jest prawie pewne. Powyższe liczby traktować należy oczywiście jako kryteria orientacyjne, ponieważ intensywność zjawisk akumulacyjnych w cieniu falochronu brzegowego zależy nie tylko od jego wymiarów i odległości od linii brzegowej, ale także od głębokości, na jakiej się znajduje i lokalnej specyfiki warunków hydrodynamicznych, rzutujących na natężenie ruchu osadów oraz relację pomiędzy natężeniem transportu osadów w kierunku poprzecznym do brzegu i transportu wzdłużbrzegowego.

Procesy odbicia fali i silne przepływy wody wokół krańców falochronów brzegowych moga powodować po odmorskiej stronie budowli pogłebienie profilów brzegowych oraz lokalna erozje dna. Inne negatywne skutki oddziaływania falochronów brzegowych, to zwiekszenie tendencji erozvjnych na sasiadujących niechronionych odcinkach brzegu, pogorszenie jakości wody i zanieczyszczenie piasku w zastoiskowych obszarach pomiędzy utworzonymi formami akumulacyjnymi, jak również występowanie w odstępach między falochronami silnych prądów, niebezpiecznych dla osób zażywających morskiej kapieli. Zdaniem wielu użytkowników brzegu, w szczególności turystów, falochrony brzegowe, podobnie jak inne nadwodne budowle ochronne, znacznie obniżają walory krajobrazu. Wielu z wyżej wymienionych mankamentów można uniknać stosujac budowle zanurzone – progi podwodne. Umożliwiaja one lepszą wymianę wody w obszarze osłoniętym i – w przypadku konstrukcji ciągłych, bez odstępów – nie powodują powstawania niebezpiecznych pradów. Nie generują one również dużych nieregularności dna i linii brzegowej oraz nie wpływają na krajobraz. Co ważne, z uwagi na swe wymiary, są znacznie tańsze od falochronów brzegowych.

Specyficzny typ budowli ochronnych stanowią ostrogi brzegowe. Ostroga jest budowlą ochronną brzegu morskiego wychodzącą w morze poprzecznie do linii brzegowej, wykonaną w postaci szczelnej albo ażurowej przegrody, której zadaniem jest rozproszenie energii fali morskiej oraz wstrzymywanie ruchu rumowiska morskiego. Zamierzonym rezultatem funkcjonowania ostróg jest akumulacja piasku w strefie przybrzeżnej i na plaży w polach między ostrogami. Zastosowanie ostróg ma sens przede wszystkim tam, gdzie ma miejsce intensywny wzdłużbrzegowy transport osadów oraz nie występuje deficyt rumowiska piaszczystego w strefie brzegowej morza. W przypadku wyraźnego deficytu piasku, wybudowanie ostróg powinno być uzupełnione sztucznym zasilaniem brzegu. Ostrogi gromadzą piasek podczas niewielkiego lub umiarkowanego falowania podchodzącego ukośnie do brzegu. W warunkach sztormowych, w szczególności przy prostopadłym podejściu fal do brzegu, ostrogi tracą swoją rolę akumulacyjną, a uprzednio zakumulowana plaża zostaje częściowo rozmyta.

Skuteczna ochrona brzegu przed erozja przy pomocy pojedynczej ostrogi jest na ogół niemożliwa. Dlatego ostrogi brzegowe projektuje się z zasady (również na mocy "Rozporządzenia z 1998 r.") w grupach. Rozstaw ostróg brzegowych nie może przekraczać potrójnej długości ostrogi. W praktyce inżynierskiej zazwyczaj stosuje się rozstaw równy co najmniej jednej i co najwyżej dwóm długościom, niezmiernie rzadko - rozstaw mniejszy od długości (np. wybudowane w latach 2015–2016 nowe ostrogi w Ustce). Długość ostrogi brzegowej wiąże się z szerokością aktywnej strefy wzdłużbrzegowego ruchu osadów. Najczęściej ostrogi projektuje się w taki sposób, aby przechwytywały część transportu wzdłużbrzegowego w umiarkowanych warunkach falowych, zaś całość tego transportu – w słabych warunkach. W warunkach sztormowych zdecydowana wiekszość wzdłużbrzegowego ruchu osadów ma miejsce poza zasięgiem ostróg. Nasadę ostrogi brzegowej wprowadza się w ląd tak, aby nie dopuścić do powstania rozmywającego prądu wzdłużbrzegowego pomiędzy nasadą i plażą. Rzędna korony ostrogi brzegowej powinna być niższa od wymaganej średniej rzędnej plaży w obszarze chronionym.

Konstrukcyjnie ostrogi mogą być wykonane jako ścianki szczelne, palisady drewniane lub żelbetowe, skrzynie, narzuty, nasypy umocnione asfaltem oraz różne kombinacje tych rozwiązań (np. podwójne palisady albo ścianki szczelne z wypełnieniem kamiennym lub betonowym, czy też narzuty kamienne związane asfaltem).

W ostatnich latach na brzegach południowego Bałtyku ostrogi brzegowe projektuje się i wznosi głównie jako drewniane konstrukcje palisadowe, najczęściej jednorzędowe, rzadziej – dwurzędowe. Niekiedy palisady uzupełnia się stężeniami w formie kleszczy. W przypadku stosowania ostróg palisadowych długość pali nie może być mniejsza niż 4 m. Pale powinny być zagłębione w grunt na 2/3 swej długości, z uwzględnieniem dopuszczalnych przegłębień w rejonie ostrogi. Wyróżnia się ostrogi palisadowe o konstrukcji nieprzepuszczalnej lub ażurowej. W pierwszym przypadku pale wbija się w jak najmniejszych odległościach od siebie (zachowanie całkowitej nieprzepuszczalności nie jest możliwe), w drugim – celowo zachowuje się odstępy pomiędzy palami. Odpowiednie przykłady zilustrowane są na rys. 4.12 i 4.13.

W wyniku połączenia falochronu brzegowego z ostrogą uzyskuje się wspomniane uprzednio budowle w kształcie litery T (tzw. ostrogi teowe), ewentualnie w kształcie odwróconej do góry nogami lub obróconej o 180° litery L. Tego rodzaju kombinacja dwóch budowli wymaga zastosowania jednolitej konstrukcji – najczęściej narzutowej. Przykład


Rys. 4.12. Ostroga palisadowa nieprzepuszczalna, Półwysep Helski, 2017 r.



Rys. 4.13. Ostrogi palisadowe ażurowe, Ustronie Morskie, 2015 r.

ostrogi o konstrukcji narzutowej w kształcie litery L<br/> obróconej o  $180^\circ$  przedstawia rys. 4.14.

Pomimo zdecydowanej dominacji na brzegach południowego Bałtyku klasycznych ostróg, niekiedy projektuje się i wykonuje ostrogi



**Rys. 4.14.** Budowa ostrogi o konstrukcji narzutowej w kształcie litery L obróconej o  $180^\circ,$ środkowa część polskiego wybrzeża, 2015 r.

o kształtach jeszcze bardziej skomplikowanych niż litery L lub T. Przykładem takich budowli jest wzniesiona w ostatnich latach grupa ostróg o konstrukcji narzutowej w Jarosławcu, zob. rys. 4.15.



Rys. 4.15. Ostrogi o urozmaiconych kształtach, Jarosławiec, 2015 r.

Podobnie jak opaski brzegowe, progi podwodne i falochrony brzegowe, ostrogi – niezależnie od typu – wywołują też niepożądane efekty uboczne. Największym z nich jest wzmożona erozja brzegu na zakończeniach grup ostróg.

Budowle ochrony brzegów podlegają takim samym ogólnym normom i zasadom projektowania jak pozostałe budowle morskie (falochrony i nabrzeża portowe, mola, stawy, platformy pełnomorskie etc.). W odniesieniu do budowli ochrony brzegów morskich "Rozporządzenie z 1998 r." zawiera jednakże szereg szczegółowych zaleceń i wymagań. Najważniejsze z nich przedstawiono poniżej.

W projekcie budowli ochrony brzegów morskich należy sprawdzić zachowanie warunków stateczności we wszystkich zakresach oddziaływania następujących sił zewnętrznych:

- 1) oddziaływania fal przy różnych poziomach wody w morzu,
- 2) oddziaływania lodu,
- 3) parcia hydrostatycznego i hydrodynamicznego wody,
- 4) zmiennego poziomu wody gruntowej,
- 5) parcia gruntu,
- 6) obciążenia naziomu.

W projekcie stawianych budowli ochrony brzegów morskich sprawdza się:

- możliwość przekroczenia obliczeniowego oporu granicznego podłoża gruntowego lub naprężenia dopuszczalnego, w zależności od przyjętej metody obliczeń,
- 2) możliwość wystąpienia poślizgu po podłożu lub w podłożu,
- 3) ogólną stateczność uskoku naziomu dla opasek brzegowych,
- warunek dopuszczalnego osiadania lub przechylenia budowli, określony przez użytkownika i projektanta,
- 5) możliwość upłynnienia gruntu pod budowlą.

"Rozporządzenie z 1998 r." zawiera ponadto szereg szczegółowych zaleceń odnoszących się do projektowania budowli ochrony brzegów morskich w postaci konstrukcji palowej oraz w postaci budowli narzutowych, a także zalecenia dotyczące obliczeń stateczności z uwzględnieniem obciążeń i stanów wyjątkowych – oddzielnie dla masywnych opasek brzegowych, opasek okładzinowych, falochronów brzegowych i progów podwodnych oraz ostróg brzegowych.

Nieodłącznym efektem ubocznym działania budowli ochronnych jest erozja na przylegających odcinkach brzegu. W przypadku ostróg jest to z reguły regresja linii brzegowej na zakończeniu grupy ostróg po stronie zaprądowej, definiowanej poprzez kierunek wypadkowego transportu osadów z wielolecia. Ponieważ ostrogi nieprzepuszczalne zatrzymują więcej rumowiska niż ostrogi ażurowe o tej samej długości i tym samym wzajemnym odstępie wzdłużbrzegowym, erozja zaprądowa jest intensywniejsza na zakończeniu grupy ostróg nieprzepuszczalnych niż na zakończeniu grupy ostróg ażurowych. W przypadku opasek, falochronów brzegowych i progów podwodnych erozja pojawia się po obu stronach chronionego odcinka brzegu, przy czym jest ona bardziej wzmożona po stronie zaprądowej. Z tego względu już w fazie projektowania należy starannie rozważyć lokalizację zakończenia budowli ochronnej (lub grupy budowli). W każdym przypadku projekt powinien uwzględniać zabezpieczenie skrzydeł opaski brzegowej poprzez ich załamanie lub ugięcie w stronę lądu i szczególnie staranną ochronę przed rozmyciem zaplecza. Długość odcinka brzegu morskiego chronionego grupą ostróg powiększa się tak, aby powstające obszary erozyjne na przyległych odcinkach znalazły się w najbardziej odpornej na erozję części brzegu. W celu złagodzenia efektów erozyjnych na zakończeniu grupy ostróg stosuje się ostrogi krótsze lub o zwiększonej przepuszczalności (ażurowości).

#### 4.1.3. Sztuczne zasilanie brzegów

Sztuczne zasilanie brzegów morskich rumowiskiem piaszczystym jest relatywnie nowa metoda ochronna, stosowana w Polsce od lat osiemdziesiatych XX wieku. Jednym z pierwszych miejsc, w których metoda sztucznego zasilania została wdrożona, są brzegi Półwyspu Helskiego. Polskie doświadczenia zebrane w tym rejonie stanowią znakomity punkt wyjścia do rozważań na temat możliwości zwiększenia efektywności sztucznego zasilania brzegów. Rezultaty sztucznego zasilania brzegów Półwyspu (widoczne gołym okiem nawet dla laików, np. dla turystów odwiedzających ten urokliwy i unikatowy w skali europejskiej skrawek wybrzeża) budza z jednej strony podziw ze względu na rozmach i skuteczność, z drugiej zaś skłaniaja do podejmowania badań służacych optymalizacji tych przedsięwzięć. Liczne studia związane ze sztucznym zasilaniem brzegów Półwyspu Helskiego prowadzone były przez zespoły badawcze różnych instytucji, m.in. IBW PAN oraz Instytutu Morskiego w Gdańsku, a problemy dynamiki i ochrony Półwyspu Helskiego metodą sztucznego zasilania stały się tematem wielu publikacji. Zagadnienie ochrony brzegów Półwyspu stanowi jeden z priorytetów dla Inspektoratu Ochrony Wybrzeża Urzędu Morskiego w Gdyni. Było ono i jest przedmiotem wielu prac naukowych, w tym prac autora niniejszej monografii, zob. np. Ostrowski i Skaja (2011, 2016) oraz Ostrowski i in. (2013). Z powyższych względów poddawane sztucznemu zasilaniu brzegi Półwyspu Helskiego są swoistym poligonem inżyniersko-badawczym, a wnioski wyciągnięte z badań i obserwacji tam prowadzonych maja w znacznej mierze charakter uniwersalny, przynajmniej dla piaszczystych brzegów południowego Bałtyku.

Celem sztucznego zasilania jest uzupełnienie ubytków brzegu i wytworzenie jego profilu poprzecznego sprzyjającego łagodnej dyssypacji energii fal. Obok odbudowy erodowanych plaż, sztuczne zasilanie piaskiem może być także stosowane do tworzenia nowych plaż dla celów rekreacyjnych. Zasilanie stosuje się zazwyczaj na brzegu erodowanym, a więc materiał sztucznie odłożony będzie również ulegał temu procesowi. Z tej przyczyny sztuczne zasilanie brzegu jest operacją okresowo powtarzaną, często po regresji brzegu wskutek silnego sztormu. Ta cecha charakterystyczna ochrony brzegu metodą sztucznego zasilania znajduje odzwierciedlenie w "Rozporządzeniu Ministra Gospodarki Morskiej z dnia 23 października 2006 r. w sprawie warunków technicznych użytkowania oraz szczegółowego zakresu kontroli morskich budowli hydrotechnicznych" (Dz. U. nr 206, poz. 1516), w którym czytamy, że "Gwałtowne zniszczenie elementu budowli ziemnej, utworzonego metodą sztucznego zasilania, jest założeniem użytkowym funkcjonowania budowli tego typu".

Metoda sztucznego zasilania jest elastyczna, to znaczy dopasowuje się harmonijnie do naturalnych procesów hydro-, lito- i morfodynamicznych. Sztucznie dostarczony piaszczysty materiał nie szpeci krajobrazu i podnosi walory rekreacyjne brzegu morskiego. Koszt wykonania i wieloletniego utrzymania sztucznej plaży rozkłada się równomierniej na cały czas jej użytkowania niż koszt wzniesienia trwałej budowli ochronnej. Co więcej, ujemne skutki uboczne ochrony brzegu metodą sztucznego zasilania, takie jak erozja zaprądowa, są zdecydowanie mniejsze niż w przypadku budowli trwałych.

Sztuczne zasilanie jest taką metodą ochrony brzegu, w której piaszczyste osady pobiera się z pewnego obszaru lądowego lub morskiego, transportuje się do zasilanego odcinka brzegu i odkłada na tym odcinku w celu odtworzenia bądź poszerzenia plaży, spłycenia podbrzeża oraz budowy (lub odbudowy) wydmy albo wału przeciwsztormowego. Składa się zatem sztuczne zasilanie z trzech zasadniczych elementów: poboru, transportu i odłożenia materiału.

Brzeg morski zasilać można materiałem suchym z transportem samochodowym lub materiałem mokrym z transportem hydraulicznym. W warunkach południowego Bałtyku, wobec dostępności osadów piaszczystych w morskiej strefie brzegowej, materiał do zasilania pobierany jest przeważnie z morza. Miejscem odkładu jest najczęściej plaża i bliskie przybrzeże, rzadziej – płytkowodna strefa przybrzeżna. Główne sposoby sztucznego zasilania brzegu, to jest "klapowanie" rumowiska z szalandy lub pogłębiarki nasiębiernej w strefie przybrzeżnej oraz pompowanie w postaci mieszaniny wodno-gruntowej w stronę bliskiego przybrzeża i na plażę przedstawia rys. 4.16.

Piasek stanowiący materiał zasilający pod względem granulometrycznym zazwyczaj różni się od piasku lokalnego, występującego naturalnie na chronionym odcinku brzegu. Jest rzeczą oczywistą, że skuteczność sztucznego zasilania wzrasta wraz ze średnicą ziaren materiału zasilającego. Światowe i krajowe doświadczenia wskazują, że za-



**Rys. 4.16.** Główne sposoby sztucznego zasilania brzegu: a) klapowanie w strefie przybrzeżnej, b) pompowanie z hydromonitora pogłębiarki nasiębiernej, c) pompowanie rurociągiem

silanie brzegu rumowiskiem drobniejszym od naturalnego jest mniej efektywne od zasilania piaskiem o granulometrii zbliżonej do granulometrii piasku lokalnego lub piaskiem grubszym od lokalnego.

Pierwsze operacje intensywnego sztucznego zasilania plaż na Półwyspie Helskim prowadzono sposobem refulacji z hydromonitora zainstalowanego na dziobie pogłębiarki nasiębiernej podpływającej na małe głębokości w bezpośrednim sąsiedztwie brzegu morskiego (rys. 4.16b). Pompowana przez ww. hydromonitor (rodzaj działka wodnego) mieszanina wodno-piaszczysta układała się w strugę o kształcie tęczy (stąd nazwa tej technologii w języku angielskim – rainbow) i spadała na dno morskie w odległości ok. 150–200 metrów od linii brzegowej. Efektywność tak prowadzonego zasilania brzegu w znacznej mierze zależała od warunków falowych występujących w dniach następujących po zasilaniu i była najwyższa w przypadku oddziaływania słabego lub umiarkowanego falowania, powodującego dobrzegowy ruch osadów. Piasek do zasilania brzegu pozyskiwano głównie podczas pogłębiania toru podejściowego do portu we Władysławowie.

Pod koniec lat osiemdziesiątych XX w., w celu zwiększenia efektywności sztucznego zasilania brzegów Półwyspu, mieszaninę wodno-piaszczystą refulowano już bezpośrednio na wynurzonej części przekroju brzegu, a następnie przy pomocy spycharek formowano sztuczną plażę i sztuczną wydmę. Stosowano w tym celu rumowisko piaszczyste czerpane z dna Zatoki Puckiej przez pogłębiarkę typu śródlądowego i transportowane rurociągiem (pływającym, a następnie lądowym) w poprzek Półwyspu, przepustami pod drogą i linią kolejową, na jego odmorską stronę. W ten sposób na odmorskie brzegi Płw. Helskiego przepompowano ok. 2 mln m<sup>3</sup> piasku. Pozostałością tych prac są rozległe podwodne wyrobiska o głębokościach sięgających kilku, a gdzieniegdzie nawet kilkunastu metrów względem poziomu naturalnego dna Zatoki Puckiej. Od początku lat dziewięćdziesiątych XX w. materiał do zasilania brzegu Półwyspu jest czerpany z dna otwartego morza przez nasiębierną pogłębiarkę morską i przepompowywany rurociągiem podwodnym na plażę, gdzie przy pomocy spycharek plaża jest nadbudowywana. Prawie każdego roku jakiś odcinek brzegu Półwyspu Helskiego po stronie otwartego morza jest poddawany sztucznemu zasilaniu. W efekcie tych operacji utrzymywane są szerokie plaże i wysokie wydmy, zob. rys. 4.17.

Ochrona brzegów Półwyspu Helskiego jest bardzo dobrze zorganizowana i ma charakter profesjonalny. Dotyczy to zarówno kwestii technicznych, jak i prawnych. Jednakże, pomimo zagwarantowania



**Rys. 4.17.** Sztuczna plaża i wydma jako efekt wieloletniego zasilania brzegów Półwyspu Helskiego; na pierwszym planie faszynowy płotek wydmotwórczy, na drugim planie widoczne ostrogi – zwiększające skuteczność sztucznego zasilania, 2011 r.

w odpowiednich aktach prawnych środków finansowych na realizację ochrony brzegów, rzeczywiste potrzeby często okazują się większe niż fundusze przeznaczone na ich spełnienie i dlatego praktyczna realizacja odnośnych regulacji prawnych nastręcza nieco trudności. Trudności te polegają między innymi na ograniczonych zasobach odpowiedniego rumowiska w złożach znajdujących się w pobliżu odcinków brzegu Półwyspu Helskiego, na których sztuczne zasilanie jest wykonywane i planowane w przyszłości.

Opracowana przez Państwowy Instytut Geologiczny i Instytut Morski w Gdańsku na zamówienie Urzędu Morskiego w Gdyni "Dokumentacja geologiczno-batymetryczna... (2011)" zawiera szczegółowy opis i lokalizację sześciu "pól nagromadzeń piasków do sztucznego zasilania brzegu" w tzw. obszarze perspektywicznym Półwysep Helski o powierzchni 33,33 km<sup>2</sup>, położonym w sąsiedztwie Półwyspu Helskiego (rys. 4.18).



**Rys. 4.18.** Lokalizacja "obszaru perspektywicznego Półwysep Helski", w którym znajdują się pola poboru piasku do sztucznego zasilania brzegów Półwyspu

Odnośne pola nagromadzeń piasków zostały określone w rezultacie zakrojonych na szeroką skalę pomiarów terenowych i analiz laboratoryjnych, w ramach których poddano badaniom setki prób gruntu

pobranych z dna morskiego w "obszarze perspektywicznym Półwysep Helski". Odladowa granica "obszaru perspektywicznego" przebiega w odległości ok. 2,7–3,3 km od linii brzegowej, a odległość jego odmorskiej granicy od brzegu waha się w przedziale 5,7–7,9 km. Rozciagłość wzdłużbrzegowa "obszaru perspektywicznego" wynosi ok. 8 km (w przybliżeniu na kilometrażu KM H 7,5–15,5). W badanym obszarze stwierdzono występowanie ciągłej pokrywy piaszczystej o miaższości od 0.7 m do ponad 10 m, a kubature dostepnych osadów piaszczystych oszacowano na ok. 5 mln m<sup>3</sup>. Od kilkunastu lat brzegi Półwyspu zasilane sa łaczna kubatura piasku wynoszaca średnio ok. 500 000 m<sup>3</sup>/rok. Wobec obserwowanych zmian klimatu, przejawiających się intensyfikacja oddziaływań hydrodynamicznych bezpośrednio wpływających na morfodvnamike morskiej strefy brzegowej (zob. np. Cerkowniak i in. 2015c), kubatury sztucznego zasilania prawdopodobnie beda musiały ulec zwiekszeniu. W ostatnich latach do zasilania brzegów Półwyspu wykorzystuje się piasek pobierany z dna morskiego w rejonie Rozewia oraz z "obszaru perspektywicznego". Zasoby materiału piaszczystego w ...obszarze perspektywicznym" nie sa zbyt duże i po ich wyczerpaniu zajdzie konieczność poszukiwania kolejnych złóż osadów o odpowiednim uziarnieniu. Może w tej sytuacji warto wziąć pod uwagę osady dostępne w mniejszej odległości od linii brzegowej, bliżej miejsc, gdzie sztuczne zasilanie jest planowane? Próbę znalezienia odpowiedzi na to pytanie podjeli Ostrowski i in. (2013). Wnioski z odnośnych badań przedstawiono poniżej.

Sztuczne zasilanie brzegu osadami czerpanymi w jego bliskim sasiedztwie jest dopuszczalne i stosowane, szczególnie w przypadku płytkich akwenów i mało intensywnych oddziaływań hydrodynamicznych. Dobrym tego przykładem mogą być zachodnie i południowe brzegi Zalewu Wiślanego, erodowane wskutek działania fal i pradów oraz zjawisk lodowych, od szeregu lat poddawane sztucznemu zasilaniu rumowiskiem pobieranym w odległości 200–300 m od linii brzegowej. Rozwiązania takie były proponowane (Kapiński i in. 2004), a następnie z powodzeniem realizowane na Zalewie Wiślanym, np. dla przedpola wału przeciwpowodziowego w Kadynach (KM Z 30,4-30,8) oraz w rejonie Tolkmicka (KM Z 22,6–23,6). W rejonie Kadyn i Tolkmicka wydobyto w strefie przybrzeżnej a następnie odłożono na brzegu odpowiednio 24 000 m<sup>3</sup> i 78 000 m<sup>3</sup> materiału piaszczystego. Prace wykonano pogłębiarką ssąco-refulującą. Czerpany przez pogłębiarkę urobek przesyłany był rurociągiem pływającym na pole refulacyjne, a następnie, po odwodnieniu, rozprowadzony spycharką w celu uformowania pożądanego profilu brzegu. Osady wydobywane były z warstwy powierzchniowej dna o miąższości 1 m. Schemat prac



 ${\bf Rys.}$ 4.19. Sztuczne zasilanie brzegów Zalewu Wiślanego

pogłębiarsko-refulacyjnych oraz uzyskany efekt przedstawiono na rys. 4.19.

Za granica podobne schematy sztucznego zasilania stosowane były na brzegach otwartych mórz (zob. Dean 2002) z ta różnica, że miejsca poboru osadów znajdowały się w nieco większych odległościach od brzegu. Na przykład dla potrzeb sztucznego zasilania brzegu Oceanu Atlantyckiego w USA (Delray Beach, Floryda) urobek czerpano z pola, którego odladowa krawędź znajdowała się w odległości ok. 7500 stóp (762 m) od linii brzegowej. Pole poboru osadów miało szerokość ok. 300 m i rozciagało się równolegle do brzegu na odcinku ok. 2500 m. Jak podaje Dean (2002), miejsce czerpania urobku o tak zaprojektowanych granicach znajdowało się między rewami. Podobna sytuacja miała miejsce przy sztucznym zasilaniu brzegu w Miami Beach na Florydzie (również wybrzeże atlantyckie), gdzie roboty pogłębiarskie prowadzono na przybrzeżnych obszarach o kształcie dwóch równoległych pasów położonych pomiedzy rewami. Podczas zasilania 18-milowego odcinka wybrzeża Zatoki Meksykańskiej w rejonie Panama City na Florydzie pola poboru osadów rozciągały się równoległymi do brzegu pasami w odległości kilkuset metrów od plaż, na których odbywała się refulacja.

Zgodnie z zaleceniami Deana (2002), pola robót czerpalnych powinny znajdować się "w rozsądnym" sąsiedztwie linii brzegowej ("reasonable proximity to the shoreline"), tj. w strefie wystarczająco dużych głębokości, gdzie nie wystąpi znaczny napływ rumowiska do wykopów podwodnych. Chodzi tu przede wszystkim o to, żeby osady tworzące świeżo uformowaną plażę nie spływały natychmiast do przybrzeżnych wyrobisk, z których zostały pobrane. Czytamy ponadto w pracy Deana (2002), że wyrobiska w dnie morskiej strefy brzegowej nie powinny zakłócać naturalnego dobrzegowego transportu osadów.

Odrębnym niezwykle ważnym zagadnieniem wspomnianym w pracy Deana (2002) jest wpływ podwodnych wyrobisk na transformację fali w strefie brzegowej. Zmiany batymetryczne powstałe wskutek robót pogłębiarskich mogą oddziaływać w sposób znaczny na takie procesy jak refrakcja, dyfrakcja, odbicie i interferencja fal oraz dyssypacja energii ruchu falowego. Dwa głębokie wykopy w strefie przybrzeżnej Grand Isle (USA, stan Luizjana) zaowocowały powstaniem dwóch rozległych form akumulacyjnych w postaci występów brzegowych (tzw. salientów) i trzech miejsc erozji (kompensującej ww. akumulację).

Zdaniem Ostrowskiego i in. (2013) najwiekszy jednak może być wpływ wyrobisk przybrzeżnych na dyssypację energii fali, szczególnie w warunkach batymetrycznych Półwyspu Helskiego, charakteryzujacych się umiarkowanym nachyleniem przybrzeżnego dna (1-2%). Jest to brzeg morski w małym stopniu odbijający energię fal. Przy tak małym nachyleniu profilu brzegu kluczową rolę w transformacji fali odgrywa dyssypacja energii, głównie wskutek załamania fali. Podczas silnego falowania dochodzi w wielorewowej strefie brzegowej do kilkukrotnego załamania fali. Dzięki temu zjawisku w bezpośrednie sąsiedztwo brzegu dociera znikoma część energii falowania w stosunku do energii fal głębokowodnych. Z tej przyczyny nie można dopuścić, aby roboty czerpalne prowadzone w morskiej strefie brzegowej Półwyspu Helskiego (i na innych odcinkach wybrzeża południowego Bałtyku) naruszyły system przybrzeżnych form akumulacyjnych sprzyjających rozpraszaniu energii fal. Mogłoby to także nastąpić, gdyby gwałtowna akumulacja osadów w przybrzeżnych wyrobiskach odbywała się kosztem erozji znajdujących się w pobliżu dużych form dennych (rew), odgrywających korzystną rolę w procesie dyssypacji energii falowania.

W celu określenia wpływu podwodnych wyrobisk znajdujących się w strefie brzegowej morza na przybrzeżne procesy hydrodynamiczne i litodynamiczne, Ostrowski i in. (2013) przeprowadzili matematyczne modelowanie transformacji fali na wybranym naturalnym "helskim" profilu brzegu (KM H 11,5) i dla profilów brzegu z wyrobiskami usytuowanymi na różnych głębokościach – w różnych odległościach od linii brzegowej. Dla każdego profilu brzegu wyznaczono poziome rozkłady wartości bezwymiarowego przydennego naprężenia ścinającego (parametru Shieldsa). Obliczenia przeprowadzono dla sztormu o okresie powtarzalności 10 lat (charakteryzującego sie parametrami fal głebokowodnych  $H_s = 6.27$  m,  $T_p = 12$  s) oraz dla sztormu o okresie powtarzalności 1 roku (charakteryzującego się parametrami fal głębokowodnych  $H_s = 3,13$  m,  $T_p = 8$  s). W wyniku analizy przypadku sztormu 10-letniego okazało się, że pobór materiału dennego w strefie brzegowej Półwyspu Helskiego na głębokościach rzędu co najmniej 12 m nie miałby wpływu na oddziaływania hydrodynamiczne w strefie przybrzeżnej i nie zintensyfikowałby erozji brzegu. Dla przypadku sztormu 1-letniego minimalna głębokość, na jakiej można wykonywać podwodne wykopy nie skutkujące niekorzystnymi zmianami w przybrzeżnych procesach hydro- i litodynamicznych, wynosi 8 m. W obu przypadkach spodziewać się należy intensywnej przebudowy przybrzeżnego dna morskiego, takiej samej jednakże dla naturalnego profilu brzegu, jak dla profilu z wyrobiskiem. Różnica pojawi się w rejonie wykopu, który ulegać bedzie zapiaszczaniu kosztem erozji jego krawedzi i przyległego dna morskiego. Obliczone wartości przydennych naprężeń ścinających wskazują na istnienie w rejonie wyrobiska intensywnego ruchu osadów dennych. Stwarza to korzystne warunki do zapiaszczania wyrobiska, z którego pobrano materiał dla potrzeb sztucznego zasilania. W dalszej perspektywie czasowej w miejscu tym można by powtórnie prowadzić roboty czerpalne dla potrzeb sztucznego zasilania.

Pozostaje jednakże wątpliwość, czy analizowane warunki falowe (falowanie o okresie powtarzalności 10 lat lub 1 roku) są w analizowanym przypadku miarodajne jako wyznacznik ekstremalnego hydrodynamicznego oddziaływania na brzeg morski. Jest prawdopodobne, że falowanie o okresie powtarzalności 100 lat, skutkujące wystąpieniem procesów litodynamicznych generujących krótkotrwałą, ale intensywną erozję brzegu, stanowi sytuację reprezentatywną i że takie projektowe obciążenie brzegu morskiego powinno być uwzględniane w systemie podejmowania decyzji dotyczących przeciwerozyjnego zabezpieczenia brzegów.

Zakładając, że w planowaniu odnośnych przedsięwzięć obowiązują zasady zawarte w pracy Mazurkiewicza (2008), w planowaniu przybrzeżnych robót pogłębiarsko-refulacyjnych należałoby skorzystać z parametrów projektowych odpowiadających ekstremalnym warunkom sztormowym o okresie powtarzalności co najmniej 10 lat. Mają one bowiem według Mazurkiewicza (2008) zastosowanie w odniesieniu do "tymczasowych budowli morskich". Czy jednak sztuczna plaża (wraz z podbrzeżem) i wydma oraz przybrzeżne wyrobiska są tymczasową budowlą hydrotechniczną (jak np. grodza lub wał ziemny)? Być może wystarczyłoby projektować wyrobiska i odkłady tak, aby spełniały kryterium braku wzrostu niekorzystnych oddziaływań na brzeg morski w warunkach sztormowych o okresie powtarzalności jednego roku. Absurdalne byłoby zastosowanie kryterium dotyczącego "morskich tam i obwałowań gęsto zamieszkałych obszarów depresyjnych i nisko położonych" (chociaż Płw. Helski jest gęsto zaludniony i charakteryzuje się niskimi rzędnymi terenu na zapleczu wydm), ponieważ w takim przypadku obowiązuje zalecenie wyznaczania parametrów projektowych według ekstremów o okresie powtarzalności aż 1000 lat! Wydaje się, że kryterium "tymczasowych budowli morskich" właściwie odzwierciedla charakter sztucznej wydmy, plaży i bliskiego przybrzeża. Z tego względu w planowaniu sztucznego zasilania brzegu zasadne jest korzystanie z parametrów projektowych odpowiadających ekstremalnym warunkom sztormowym o okresie powtarzalności nie przekraczającym 10 lat.

Brak wytycznych dotyczących sztucznego zasilania brzegów (zarówno norm, jak ustaw i rozporządzeń) stawia władze odpowiedzialne za ochronę brzegów w kłopotliwej sytuacji i zmusza je do działań obwarowanych intuicyjną, aczkolwiek z wszech miar uzasadnioną, ostrożnością. Nic więc dziwnego, że "dmuchając na zimne" z jednej strony dąży administracja morska do jak największego oddalenia miejsc poboru osadów od linii brzegowej, z drugiej zaś zdroworozsądkowo przestrzega podstawowych zasad inżyniersko-ekonomicznych poprzez poszukiwanie odpowiednich złóż położonych niezbyt daleko od zasilanych brzegów morskich.

Dotvchczasowe doświadczenia oraz akty prawne wskazują jednoznacznie, że sztuczne zasilanie brzegów przez długie lata pozostanie w Polsce jedna z podstawowych metod ich ochrony przed erozją. Nie ulega wątpliwości, że sztuczne zasilanie plaż Półwyspu Helskiego w ilości kilkuset tysięcy metrów sześciennych w skali roku jest warunkiem koniecznym funkcjonowania Półwyspu według obecnych standardów. Obserwowane zmiany klimatyczne, niezależnie od tego, czy są spowodowane czynnikami antropogenicznymi czy też wpisane w naturalny globalny trend, każą przypuszczać, że potrzeby związane z poborem rumowiska do sztucznego zasilania Półwyspu i innych odcinków polskiego wybrzeża beda rosły. W tej sytuacji konieczne jest zastanowienie się nad możliwościami obniżenia kosztów operacji pogłebiarsko-refulacyjnych ukierunkowanych na sztuczne zasilanie brzegów, np. poprzez redukcję kosztów transportu osadów w przypadku ich pozyskiwania w strefie przybrzeżnej, niedaleko od miejsca refulacji. Mogą tu być pomocne wzorce zagraniczne, w szczególności w kontekście wyjaśnienia poważnych i uzasadnionych obaw dotyczących zagrożeń wywołanych obecnością wyrobisk w sąsiedztwie linii

brzegowej. W szczególności należy odpowiedzieć na pytanie, czy koncepcja sztucznego zasilania przedstawiona na rysunkach 4.20 i 4.21 może być wdrożona w warunkach polskiego otwartego brzegu morskiego.



**Rys. 4.20.** Schemat refulacji piasku na brzegu Półwyspu Helskiego z poborem rumowiska na głębokości 12–15 m – przekrój poprzeczny



**Rys. 4.21.** Schemat refulacji piasku na brzegu Półwyspu Helskiego z poborem rumowiska na głębokości 12–15 m-widok w planie

Rozwianie powyższej wątpliwości nie jest łatwe. Na podstawie doświadczeń światowych oraz przeprowadzonych obliczeń i analiz stwierdzić można, że sztuczne zasilanie brzegu morskiego materiałem pobieranym z przybrzeżnych wyrobisk nie będzie skutkować negatywnymi konsekwencjami pod warunkiem odpowiedniego określenia lokalizacji i wymiarów tych wyrobisk. Wskazanie pól poboru osadów i ich zaprojektowanie powinno być wykonywane osobno dla wydzielonych odcinków wybrzeża, charakteryzujących się lokalnymi specyficznymi profilami brzegu i lokalnym głębokowodnym klimatem falowym.

Warto podkreślić, że sztuczne zasilanie brzegów niejednokrotnie okazuje sie skuteczne (trwałe) jedvnie w przypadku jednoczesnego zastosowania budowli ochrony brzegu i na odwrót – budowle ochronne czesto funkcjonuja prawidłowo tylko przy wspomagającym oddziaływaniu sztucznego zasilania. Przedstawione przez Ostrowskiego i in. (2016a) wyniki teoretycznego modelowania procesów morfodynamicznych strefy przybrzeżnej w warunkach współistnienia ostróg i sztucznego zasilania świadcza o efektywności sztucznego zasilania zwiekszonej o ok. 30% w przypadku brzegu z ostrogami. Potwierdzają to terenowe obserwacje brzegu zabudowanego ostrogami i poddanego sztucznemu zasilaniu, nie tvlko na Półwyspie Helskim, ale również na innych odcinkach, np. w Ustroniu Morskim i w Kołobrzegu. Deficyt piaszczystych osadów w Kołobrzegu był tak dramatyczny, że dopiero budowa złożonego systemu trwałych budowli ochronnych (ostróg i progów podwodnych) umożliwiła dłuższe utrzymanie się narefulowanego rumowiska w strefie przybrzeżnej i sztucznej plaży, zob. rys. 4.22.



**Rys. 4.22.** Sztuczna plaża i ostrogi brzegowe oraz próg podwodny (na fotografii częściowo wynurzony wskutek chwilowego niskiego stanu wody) w Kołobrzegu, 2013 r.

Pomimo swoich licznych zalet, metoda sztucznego zasilania nie zapewnia pełnej ochrony brzegu w przypadku wystąpienia długotrwałego silnego sztormu, w szczególności w obecności spiętrzenia sztormowego (podniesienia się poziomu wody w morzu). W wyniku oddziaływania ekstremalnych warunków sztormowych sztuczna wydma może ulec głębokiemu rozmyciu i w konsekwencji – przerwaniu. Sytuacja taka jest szczególnie groźna, jeżeli na bezpośrednim zapleczu wydmy teren jest nisko położony i znajdują się na nim ważne obiekty, np. na Półwyspie Helskim – linia kolejowa. Na odcinkach wybrzeża charakteryzujących się zagrożeniami tego typu w sztuczną wydmę dodatkowo wbudowuje się opaski brzegowe, np. gabionowe (klasyczne lub w technologii Terramesh), których zadaniem jest ochrona zaplecza wydmy przed zalaniem w przypadku rozmycia jej podstawy i czoła. Przykład takiej opaski, stanowiącej awaryjną drugą linię ochrony, przedstawia rys. 4.23.



**Rys. 4.23.** Opaska gabionowa wbudowana w sztuczną wydmę jako druga linia ochrony brzegu, odsłonięta wskutek erozji sztormowej, Półwysep Helski, 2009 r.

Opaski wbudowane w sztuczne wydmy nie są klasycznymi trwałymi budowlami ochrony brzegu. W przypadku wystąpienia silnej erozji wydmy i odsłonięcia wbudowanej weń opaski, należy niezwłocznie przeprowadzić sztuczne zasilanie celem odtworzenia plaży i sztucznej wydmy.

Materiał piaszczysty do sztucznego zasilania jest najczęściej urobkiem z robót czerpalnych prowadzonych w miejscach wyznaczonych jako pola poboru lub na pogłębianych morskich drogach wodnych (torach podejściowych do portów i w wejściach portowych). Niekiedy może być to urobek pochodzący z prac pogłębiarskich wykonywanych w kanałach i basenach portowych. W każdym przypadku materiał ten przed użyciem do sztucznego zasilania jest badany pod kątem zawartości i stężeń substancji, które powodują, że jest on zanieczyszczony. Aktem prawnym normującym tę kwestię jest "Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 11 maja 2015 r. w sprawie odzysku odpadów poza instalacjami i urządzeniami" (Dz. U. z dn. 12 czerwca 2015 r., poz. 796) z załącznikiem zawierającym wykaz substancji zanieczyszczających urobek i dopuszczalne wartości stężenia tych substancji. Należą tu metale (arsen, chrom, cynk, kadm, miedź, nikiel, ołów i rtęć) oraz związki organiczne (wielopierścieniowe węglowodory aromatyczne i polichlorowane bifenyle). Podane są również wytyczne dotyczące pobierania i przygotowywania próbek (liczba próbek, sposób pobrania – powierzchniowe, rdzeniowe, sposób transportu – warunki chłodnicze etc.) oraz metody oznaczania zawartości poszczególnych substancji.

#### 4.1.4. Biotechniczne metody umacniania brzegów

Na brzegu naturalnym ulegającym erozji tylko sporadycznie (w ekstremalnych warunkach sztormowych) lub na odcinkach brzegu chronionych z zastosowaniem sztucznego zasilania stosuje się z powodzeniem tzw. biotechniczne metody umacniania brzegów. Metody te mają na celu wykorzystanie procesów eolicznych do przeciwerozyjnej ochrony brzegu i wyeliminowanie niekorzystnych efektów tych procesów, powodujących osłabienie odporności brzegu na erozję.

Pas wydm jest naturalnym elementem przeciwerozyjnego zabezpieczenia brzegu. Jeżeli plaża jest wystarczająco szeroka, to wiatry odmorskie – w szczególności wiejące ukośnie do linii brzegowej i charakteryzujące się małą lub umiarkowaną prędkością – sprzyjają tworzeniu się wydmy białej (zwanej też wydmą przednią) na odlądowej krawędzi plaży. Z kolei wiatry sztormowe powodują eoliczną erozję wydmy, mogą również wywołać procesy akumulacyjne przejawiające się wzrostem wysokości wydmy, a następnie jej wędrówkę i zasypywanie piaskiem zaplecza brzegu morskiego.

Procesy eoliczne zachodzące na plażach południowego Bałtyku były i są przedmiotem intensywnych badań. Przykładowo wyniki takich badań, bazujących na rezultatach eksperymentów terenowych przeprowadzonych na plażach i wydmach przednich Mierzei Łebskiej, w obrębie Słowińskiego Parku Narodowego, przedstawiono – na tle światowej literatury problemu – w książce Rotnickiej (2013).

W celu intensyfikacji procesu akumulacji piasku na odlądowym skraju plaży wykorzystuje się faszynowe płotki wydmotwórcze. Jest to stara, prosta i niedroga metoda ochronna, stosowana na bałtyckich brzegach od dziesiątek lat, jeżeli nie od stuleci. Płotki stawia się u podstawy wydmy przedniej lub skarpy podciętej starej wydmy (tzw. wydmy szarej). Po pojawieniu się wyraźnych akumulacyjnych efektów działania płotka wydmotwórczego, po jego odmorskiej stronie stawia się kolejny płotek, zob. rys. 4.24.



 ${\bf Rys.}$ 4.24. Akumulacja piasku wywołana procesami e<br/>olicznymi w sąsiedztwie płotków wydmotwórczych

Utrwalenie wydmy ma na celu zatrzymanie piasku na wale wydmowym. Stabilizację skarpy wydmy realizuje się poprzez obkładanie chrustem, gałęziami itp. Przykład umocnionej skarpy wydmy przedniej z faszynowym płotkiem u podstawy ilustruje rys. 4.25. Płotek wydmotwórczy pokazano również uprzednio, jako uzupełnienie sztucznego zasilania, na rys. 4.17.

Przy odpowiednio szerokiej plaży intensywność procesów eolicznych sprawia, że u podnóża skarpy podciętej sztormami wydmy szarej następuje akumulacja piasku w formie wydmy przedniej. Jak już



**Rys. 4.25.** Umocniona skarpa wydmy przedniej z płotkiem faszynowym u podstawy, Lubiatowo, 2014 r.

wspomniano, proces ten może być przyspieszony obecnością płotków faszynowych. Po zasypaniu przez piasek płotka, w jego bezpośrednim sąsiedztwie należy postawić drugi, zob. rys. 4.26.

Dalszą stabilizację wydmy (w szczególności jej korony) zapewnia utrwalanie biologiczne, polegające na zatrawieniu i zalesieniu. Do zatrawiania stosuje się głównie dwa gatunki trawy występującej naturalnie na bałtyckich brzegach, mianowicie wydmuchrzycę piaskową i piaskownicę zwyczajną. W wietrznych warunkach nadmorskich siew traw jest mało efektywny i dlatego zatrawianie wydmy polega na sadzeniu pędów traw w rzędach odległych od siebie o 20–40 cm. Obsadzona trawą i zakrzewiona wydma powoli zmienia się w wydmę szarą, co następuje po upływie ok. trzech lat od początku utrwalania. Taka wydma nadaje się do zalesienia. Ze względu na niekorzystne warunki gruntowe i meteorologiczne panujące na wydmach, do ich zalesiania nadają się niektóre tylko gatunki drzew, takie jak sosna pospolita i sosna czarna oraz – w zagłębieniach między wydmami – olsza czarna, jarząb i wierzba.

Wieloletnie doświadczenia z ochrony brzegów w Polsce dowodzą, że bezpieczna wydma, odporna na rozmycie podczas intensywnego falowania w warunkach spiętrzenia sztormowego na odcinkach brzegu



**Rys. 4.26.** Akumulacja wydmy przedniej u podnóża podciętej wydmy szarej wzmożona oddziaływaniem dwóch rzędów płotków faszynowych (nowy płotek po lewej stronie, por. rys. 4.24), Półwysep Helski, 2017 r.

o dużym zagrożeniu erozyjnym, powinna charakteryzować się rzędną podstawy wynoszącą co najmniej 1,8 m. Plaża na jej przedpolu powinna mieć szerokość co najmniej 35 m, a rzędna i szerokość korony wydmy powinny wynosić odpowiednio co najmniej 4 i 10 m. W przypadku plaż wąskich i niskich u podstawy wydmy, stosowanie płotków wydmotwórczych, a tym bardziej zatrawianie i zalesianie, jest mało efektywne i należy rozważyć użycie innej metody ochrony brzegu.

Osobnym zagadnieniem jest ochrona wydm i lasów nadbrzeżnych przed nadmierną penetracją ludzką. W celu ograniczenia erozji wydm przez czynniki antropogeniczne stosuje się odpowiednie tablice ostrzegawcze, które informują o zakazie przebywania w pasie technicznym, chodzenia po wydmach i niszczenia umocnień oraz roślinności. Od kilkunastu lat przed sezonem letnim w miejscach masowo odwiedzanych przez turystów na odlądowym skraju plaży stawia się ogrodzenia z siatki drucianej uniemożliwiające plażowiczom wchodzenie na wydmy. Ogrodzenia te zazwyczaj demontuje się po zakończeniu sezonu turystycznego.

Wejście na plażę dozwolone jest jedynie w miejscach oznakowanych i odpowiednio przygotowanych. Miejsca takie stanowią najczęściej obniżenia w pasie wydm. W celu ochrony przed niekorzystnymi zjawiskami eolicznymi, skarpy wejść na plażę są stabilizowane poprzez obłożenie gałęziami lub umocnienie drewnianymi palisadami, zob. rys. 4.27.



**Rys. 4.27.** Wejście na plażę umocnione drewnianymi palisadami, Półwysep Helski, 2011 r.

Wejście na plażę przedstawione na rys. 4.27 obniża lokalną rzędną korony wydmy do poziomu przejścia i tworzyć może korytarz do przelewania się wody sztormowej. W przypadku niewysokich wydm zalecana jest budowa wejść na plażę w formie drewnianych pomostów ponad wydmami.

## 4.2. Utrzymanie morskich dróg wodnych

Drogą wodną, zwaną również torem wodnym, jest wydzielona część akwenu utrzymywana w stanie zapewniającym bezpieczną żeglugę określonych jednostek pływających. Specyficzny odcinek morskiej drogi wodnej stanowi tor podejściowy, będący torem wodnym prowadzącym z morza do portu morskiego lub przystani morskiej. Końcem toru podejściowego jest wejście do portu.

Zapiaszczanie wejść portowych i portowych torów podejściowych jest jednym z istotnych problemów, które zakłócają funkcjonowanie portów. Zjawisko zapiaszczania występuje w mniejszym lub większym

stopniu na podejściach do prawie wszystkich portów w Polsce. Utrzymanie portowych torów podejściowych wiąże się z kosztami robót pogłebiarskich. Na akwenach osłonietych przed oddziaływaniem silnego falowania oraz w przypadku wykopów tworzacych drogi wodne biegnace poprzez duże głębokości naturalne (np. tory podejściowe do portu w Gdvni i Portu Północnego w Gdańsku o głebokościach 15–17 m przy naturalnych głębokościach rzędu 10 m i więcej) zapiaszczanie jest stosunkowo niewielkie z uwagi na małe nateżenie ruchu osadów. Utrzymanie takich torów wodnych wymaga nieczęstych "podczyszczających" robót czerpalnych. W przypadku portów położonych nad otwartym morzem, z falochronami niedaleko wychodzącymi w morze i z torami podejściowymi biegnacymi przez relatywnie niewielkie głębokości naturalne (np. Ustka, Łeba, Władysławowo) proces zapiaszczania jest znacznie intensywniejszy, a zapewnienie bezpiecznej nawigacji wymaga prowadzenia regularnych prac pogłębiarskich oraz – jak się okazuje w praktyce – każdorazowego pogłębienia rejonu wejścia do portu po wystąpieniu silniejszego sztormu, w wyniku którego z reguły następuje znaczna akumulacja osadów w torze podejściowym i jego spłycenie.

Zabiegiem umożliwiającym redukcję natężenia zapiaszczania toru podejściowego, a tym samym zmniejszenie częstotliwości i kubatur robót czerpalnych w rejonie wejść portowych, jest wykonanie osadnika. Osadnik, będący podwodnym wykopem przylegającym do toru podejściowego od strony, z której napływa przeważająca część osadów, przechwytuje te osady zanim ulegną akumulacji w torze podejściowym. Skuteczność osadnika zależy od jego lokalizacji w profilu poprzecznym brzegu. Dużą efektywność zapewnia osadnik położony w strefie małych głębokości, na których natężenie wzdłużbrzegowego potoku osadów jest największe, tj. blisko wejścia portowego i głowic falochronów. Przy planowaniu takiej lokalizacji osadnika należy jednakże sprawdzić, czy bezpieczeństwo konstrukcji falochronu w sąsiedztwie osadnika będzie zachowane. Przykładowe zagadnienie (rozwiązane przez Ostrowskiego i in. 2009) przedstawiono w skrócie poniżej.

W wyniku wybudowania w latach 1936–1937 portu we Władysławowie, falochron północny (dawniej nazywany zachodnim) sięgnął głębokości ok. 5 m, przecinając naturalny system rew i tworząc przeszkodę dla wzdłużbrzegowego ruchu osadów. W ciągu kilku następnych lat nastąpiła znaczna akumulacja osadów na zachód od portu. Jednocześnie na wschód od Władysławowa, u nasady Półwyspu Helskiego, zaobserwowano silną erozję brzegu morskiego. W wyniku transgresji linii brzegowej na zachód od portu, zmieniła się konfiguracja przybrzeżnego dna morza, a wzdłużbrzegowy potok rumowiska zaczął wkrótce opływać wysunięte w morze falochrony. Wejście do portu uległo znacznemu spłyceniu. Aby utrzymać odpowiednie głębokości nawigacyjne, w 1945 roku rozpoczęto, a później cyklicznie powtarzano prace pogłębiarskie.

Po raz pierwszy decyzję budowy osadnika na zachód od wejścia portowego we Władysławowie podjęto i zrealizowano w roku 1965. Osadnik w tym miejscu kilkakrotnie budowano również w latach następnych. Celem osadnika było przechwytywanie transportu wzdłużbrzegowego osadów (o wypadkowej skierowanej z zachodu na wschód) i tym samym zapobieganie procesowi zapiaszczania wejścia do portu i toru podejściowego. Od początku lat dziewięćdziesiątych urobek z prac pogłębiarskich prowadzonych na torze podejściowym oraz w sąsiedztwie wejścia do portu Władysławowo (w tym również z osadnika) używany jest do sztucznego zasilania brzegów Półwyspu Helskiego. W ten sposób rozwiązane są dwie kwestie: redukcja zapiaszczania wejścia portowego we Władysławowie i pozyskanie materiału do zasilania plaż Półwyspu.

Prace pogłebiarskie na przedpolu falochronu północnego (wykonywanie osadnika) zostały przerwane po uszkodzeniu tego falochronu podczas silnego sztormu w 2003 r. W ramach remontu i modernizacji budowli portowych braki konstrukcji narzutowej falochronu uzupełniono gwiazdoblokami o masie 5000 kg<sup>5</sup> i dodatkowo podparto w okolicy zwierciadła wody gwiazdoblokami o masie 8000 kg. Podwodną część narzutu wykonano z kamienia łamanego. Analiza mapy batymetrycznej z roku 2008 pokazała, że w okresie 2003–2008 naturalny system rewowy dna morskiego na przedpolu falochronu uległ samoistnej odbudowie. Wydawało się zatem, że w tej sytuacji dopuszczalne jest przeprowadzenie robót czerpalnych na przedpolu falochronu północnego we Władysławowie w celu uzyskania rumowiska do zasilania brzegu morskiego na Półwyspie Helskim. Troska o stan świeżo wyremontowanych budowli portowych zaowocowała zapytaniem, jakie warunki powinny być spełnione, aby planowany wykop (osadnik) nie wpływał negatywnie na kondycję pobliskiego falochronu.

Obliczenia natężenia wzdłużbrzegowego transportu rumowiska dla warunków falowych występujących w rejonie Władysławowa w średnim roku statystycznym wykazały sumę kubatur transportu w kierunku z zachodu na wschód i ze wschodu na zachód odpowiednio 130000 m<sup>3</sup>/rok i 65000 m<sup>3</sup>/rok. Wypadkowe natężenie transportu

 $<sup>^5</sup>$  Przy odpowiednim uwzględnieniu rzeczywistych warunków i okoliczności (część głowicowa falochronu, fale załamujące się lub załamane, nachylenie narzutu 1 : 2, gęstość żelbetu gwiazdobloków 2400 kg/m<sup>3</sup>), gwiazdobloki o masie 5000 kg odpowiadają fali projektowej (w bezpośrednim sąsiedztwie falochronu na jego przedpolu) o wysokości  $H_{proj} = 3,98$  m. Ta z kolei odpowiada wysokości fali znacznej  $H_s = 3,13$  m.

osadów wynosi zatem ok. 65000 m<sup>3</sup>/rok. Istniejący tor podejściowy do portu we Władysławowie stanowi swoistą "łapaczkę" piasku, mogącą – przy wystarczająco częstych pracach pogłębiarskich – zebrać ww. kubaturę brutto, tj. 130000 + 65000 = 195000 m<sup>3</sup>/rok. Rozważano możliwość wykonania osadnika, przy czym przyjęto, że składowa transportu skierowana ze wschodu na zachód (mniejsza) przechwytywana będzie przez tor podejściowy portu, lub ewentualny dodatkowy mały osadnik przylegający do toru podejściowego od strony południowo-wschodniej, natomiast składowa skierowana z zachodu na wschód (większa) przejmowana będzie przez główny osadnik, przylegający do toru podejściowego od strony północno-zachodniej. Ponadto przyjęto, że główny osadnik wypełniać się będzie stopniowo poczynając od swojej północno-zachodniej krawędzi, a kończąc na obszarze bezpośrednio przylegającym do toru podejściowego. Zarys górnych krawędzi skarp planowanego osadnika pokazano na rys. 4.28.



**Rys. 4.28.** Port we Władysławowie – osadnik z zaznaczonym przekrojem obliczeniowym

Do analizy zapiaszczania osadnika wskutek ww. procesu zastosowano model przebudowy dna w profilu poprzecznym do falochronu następującej w wyniku zróżnicowania natężenia wypadkowego transportu osadów w poszczególnych punktach profilu wg równania (2.33) oraz model "osypywania" osadów na krawędziach podwodnych skarp, w ramach którego osadnik traktowany jest jako łapaczka materiału dennego.

W modelu "osypywania" przyjmuje się, że osady przemieszczające się ruchem oscylacyjnym o kierunku mniej lub bardziej ukośnym względem krawędzi skarpy, po osiągnięciu tej krawędzi przekraczają ją, powodując z jednej strony zapiaszczanie osadnika, a z drugiej – ubytek materiału dennego na krawędzi skarpy. Ubytek materiału prowadzi do stopniowego cofania się górnych krawędzi skarp osadnika. Teoretyczny schemat zapiaszczania osadnika przedstawiono na rys. 4.29.



**Rys. 4.29.** Teoretyczny schemat zapiaszczania podwodnych wykopów wskutek falowania

W wyniku przeprowadzonych obliczeń okazało się, że w średnim roku statystycznym odlądowa krawędź skarpy osadnika w profilu znajdującym się w pobliżu wejścia portowego (zob. przekrój obliczeniowy na rys. 4.28) przemieściłaby się o ok. 40–50 m w stronę falochronu pod warunkiem, że wcześniej miejsce to nie zdążyłoby się wypełnić osadami transportowanymi przez prąd wzdłużbrzegowy. Ponadto ww. obliczenia dowiodły, że natężenie akumulacji piasku w dnie osadnika pod wpływem oddziaływania ruchu osadów w kierunku poprzecznym do falochronu wyniosłoby ok. 70000 m<sup>3</sup>/rok. Łącznie z efektem wzdłużbrzegowego transportu osadów z zachodu na wschód (130000 m<sup>3</sup>/rok) akumulacja w osadniku wyniosłaby zatem ok. 200000 m<sup>3</sup>/rok. Na podstawie planu batymetrycznego z 2008 r. stwierdzono obecność znacznych spłyceń na przedpolu falochronu północnego we Władysławowie, co świadczyło o możliwości przeprowadzenia robót czerpalnych w celu uzyskania rumowiska do zasilania brzegu morskiego na Półwyspie Helskim. Zachodziła potrzeba sprecyzowania warunków, jakie powinny być spełnione, aby planowany wykop (osadnik) nie wpływał negatywnie na stateczność nowo wyremontowanego falochronu. W tym celu przeprowadzono teoretyczne modelowanie transformacji falowania w ekstremalnych warunkach sztormowych na przedpolu falochronu. Przyjęto, że odległość od stopy narzutu falochronu do górnej odlądowej krawędzi osadnika powinna wynosić co najmniej 50 m. Na podstawie analizy stateczności falochronu założono ponadto, że nachylenie odlądowej skarpy osadnika powinno być nie bardziej strome niż 1 : 8.

Najpierw wykonano obliczenia dla istniejącego układu batymetrycznego. Zmienność wysokości fali znacznej  $H_s$  na przedpolu falochronu przedstawiono na rys. 4.30.

Jak widać na rys. 4.30, wysokość fali znacznej załamującej się w bezpośrednim sąsiedztwie narzutu (ok. 40 m od parapetu falochronu) wynosi 2,95 m. Okazało się, że wartość ta jest niższa od wysokości fali znacznej  $H_s = 3,13$  m, w odniesieniu do której uprzednio wyznaczono wysokość fali projektowej dla pięciotonowych (a tym bardziej ośmiotonowych) gwiazdobloków tworzących narzut falochronu.

Następnie wykonano szereg obliczeń dla tego samego profilu batymetrycznego z osadnikiem o różnych rzednych dna wykopu, przy czym założono, że górna krawędź skarpy odladowej jest oddalona o 50 m od stopy narzutu falochronu, a nachylenie tej skarpy wynosi 1:8. Odmorską granicę osadnika przyjmowano jako punkt przecięcia dna osadnika z naturalnym (istniejącym) profilem batymetrycznym. Obliczenia przeprowadzono dla rzędnych dna osadnika wynoszących wariantowo -7, -8, -9 oraz -9,5 m poniżej średniego poziomu morza. Kształt osadnika dla rzędnej dna wykopu wynoszącej -9,5 m pokazano na rys. 4.31. Największą wysokość fali znacznej na przedpolu falochronu uzyskano oczywiście dla przypadku osadnika o rzędnej dna -9.5m. Otrzymana wysokość fali znacznej wynosi 3,06 m i jest niższa niż wysokość fali znacznej  $H_s = 3,13$  m, w odniesieniu do której uprzednio wyznaczono wysokość fali projektowej dla gwiazdobloków tworzących narzut falochronu. Stwierdzono, że przy tak zaprojektowanym osadniku stateczność elementów narzutu falochronu będzie zachowana, aczkolwiek w ekstremalnych (projektowych) warunkach sztormowych margines bezpieczeństwa nie jest zbyt duży. Wyniki obliczeń dla tego przypadku przedstawiono na rys. 4.31.



**Rys. 4.30.** Obliczona zmienność wysokości fali znacznej  $H_s$  w ekstremalnych warunkach sztormowych na przedpolu falochronu północnego we Władysławowie

Dodatkową symulację komputerową falowania dla przyjętego przekroju obliczeniowego wykonano przy założeniu istnienia osadnika w bezpośrednim sąsiedztwie falochronu. Wyniki obliczeń przedstawia rys. 4.32. Okazuje się, że w takim przypadku wysokość fali znacznej załamującej się w bezpośrednim sąsiedztwie narzutu wyniesie 3,47 m. Wartość ta znacznie przekracza zdefiniowaną uprzednio granicz-



**Rys. 4.31.** Obliczona zmienność wysokości fali znacznej  $H_s$  w ekstremalnych warunkach sztormowych na przedpolu falochronu północnego we Władysławowie z osadnikiem wg propozycji IBW PAN

ną wysokość fali znacznej  $(H_s=3,13~{\rm m}),$ co oznacza, że stateczność elementów narzutu falochronu będzie utracona.

Znajdując się w strefie najintensywniejszego wzdłużbrzegowego ruchu osadów, tj. w bezpośrednim sąsiedztwie falochronu (rys. 4.28), osadnik byłby z całą pewnością skuteczniejszy w przedsięwzięciu redukcji zapiaszczania toru podejściowego i wejścia do portu we Władysławowie niż osadnik ostatecznie zaproponowany przez IBW PAN



**Rys. 4.32.** Obliczona zmienność wysokości fali znacznej  $H_s$  w ekstremalnych warunkach sztormowych na przedpolu falochronu północnego we Władysławowie z osadnikiem znajdującym się w bezpośrednim sąsiedztwie falochronu

(rys. 4.33). Jednakże mając na względzie kwestię nadrzędną, tj. bezpieczeństwo konstrukcji falochronu północnego, zalecono modyfikację jego kształtu (rys. 4.33).

Należy podkreślić, że problem zapiaszczania portowych torów podejściowych jest ilościowo zależny od długości falochronów. W przypadku falochronów, których głowice znajdują się na dużych głęboko-



**Rys. 4.33.** Profil batymetryczny wzdłuż przekroju obliczeniowego na przedpolu falochronu północnego we Władysławowie: istniejący wg batymetrii 2008 r. oraz z osadnikiem w dwóch analizowanych wariantach

ściach, zapiaszczanie toru podejściowego jest mniej intensywne, niż w przypadku falochronów sięgających małych głębokości. Długie falochrony powodują jednak zatrzymywanie większej części wzdłużbrzegowego transportu osadów i silną erozję po zaprądowej stronie portu. Do optymalizacji długości falochronów w kontekście tempa zapiaszczania wejścia portowego (i koniecznych okresowych prac pogłębiarskich) oraz erozji zaprądowej (wymagającej ochrony brzegu) przydatny jest model jednej linii przedstawiony w podrozdziale 2.5.2.

## 4.3. Drożność ujść rzecznych

Ujście rzeki i przylegająca do niego morska strefa brzegowa jest obszarem charakteryzującym się złożoną hydrodynamiką i litodynamiką. Procesy zachodzące w ujściu jakościowo i ilościowo zależą od proporcji pomiędzy oddziaływaniem czynników morskich i rzecznych. Szczególne znaczenie należy przypisać wzajemnym relacjom między morskim klimatem falowo-prądowym a natężeniem przepływu w ujściowym odcinku rzeki oraz między natężeniem wzdłużbrzegowego ruchu osadów w morzu a natężeniem transportu osadów rzecznych.

W przeciwieństwie do ujść rzecznych znajdujących się na brzegach mórz pływowych, mających charakter estuariów, w których silne prądy przypływu i odpływu zapewniają drożność ujściowego odcinka rzeki, ujścia rzek do mórz bezpływowych podlegają mniej lub bardziej intensywnym procesom akumulacji osadów. Proces sedymentacji rumowiska rzecznego w rejonie ujścia intensywniejszy niż erozja spowodowana działaniem fal i prądów morskich skutkuje powstaniem delty. Najbardziej wysunięta w morze część delty nazywa się stożkiem ujściowym (napływowym). Przykładem ujścia rzecznego ze stożkiem napływowym jest ujście Wisły – Przekop Wisły.

Wisła tworzy deltę, która zajmuje powierzchnię ok. 1700 km<sup>2</sup>. Znaczną część delty stanowią obszary depresyjne. W związku z tym głównym problemem w ujściowym odcinku Wisły były od zawsze powodzie, przy czym najbardziej katastrofalne w skutkach okazywały się tzw. powodzie zatorowe – wywoływane powstawaniem zatorów lodowych. Aby im zapobiec, w 1895 r. zmieniono bieg Wisły w ujściowym odcinku: wykonano kanał zwany Przekopem Wisły oraz nowe ujście pod Świbnem. Pozostałe ramiona Wisły zostały od głównego koryta rzeki odcięte śluzami.

Z chwilą otwarcia Przekopu Wisły zaczął tworzyć się stożek ujściowy. Jego naturalny rozwój nie gwarantował drożności ujścia. Aby tę drożność utrzymać i zapobiec powodziom zatorowym, krótko po otwarciu Przekopu zapoczątkowano zabiegi regulacyjne w ujściu poprzez wybudowanie, a później stopniowe przedłużanie, ujściowych falochronów kierujących, zwanych potocznie kierownicami.

Wisła wnosi do morza średniorocznie co najmniej 500 000 m<sup>3</sup> piaszczystego rumowiska. W przypadku istnienia umiarkowanie silnych jednokierunkowych prądów wzdłużbrzegowych pochodzenia falowego, osady rzeczne nie ulegałyby akumulacji w przyujściowej morskiej strefie brzegowej lecz byłyby odtransportowywane przez wzdłużbrzegowy potok rumowiska. Okazuje się (zob. rozprawa doktorska Cerkowniaka, 2016), że lokalny klimat falowy w rejonie ujścia Wisły nie sprzyja w skali długookresowej rozmywaniu stożka, a wręcz przeciwnie – przyczynia się do jego rozrastania, ponieważ wypadkowy wzdłużbrzegowy transport rumowiska w morskiej strefie brzegowej po wschodniej i zachodniej stronie stożka jest skierowany w stronę ujścia Wisły.

Jak wiadomo, natężenie ruchu osadów jest wprost proporcjonalne do wartości przydennych naprężeń ścinających, zależnych od kwadratu natężenia przepływu wody w rzece. Małe wydatki, generujące małe natężenie ruchu osadów rzecznych, mają znikomy wpływ na rozbudowywanie się stożka ujściowego Wisły. Zasadniczy przyrost objętości stożka ma miejsce podczas przepływów umiarkowanych (rzędu 1000 m<sup>3</sup>/s) i umiarkowanie silnych (do ok. 3000 m<sup>3</sup>/s). Podczas nieczęstego występowania silnych i ekstremalnie silnych przepływów (rzędu 4000–5000 m<sup>3</sup>/s i więcej) ma miejsce wypłukiwanie rynny lub rynien w platformie stożka. Wypłukiwanie to jest ułatwione oddziaływaniem falochronów kierujących (kierownic) o odpowiednim zasięgu lub zapewnieniem drożności ujścia poprzez wykonywanie okresowych robót czerpalnych.

Regulacja ujścia Wisły jest konieczna dla stworzenia warunków do swobodnego odpływu wody i osadów rzecznych do morza, jak również dla bezpieczeństwa nawigacyjnego w obszarze ujściowym. Drożność ujścia jest szczególnie ważna w warunkach zimowych i zimowo-wiosennych ze względu na niebezpieczeństwo powstawania zatorów lodowych. Odpowiednio duże głębokości w ujściu są konieczne dla odpływu rzecznej kry lodowej i do ewentualnej interwencji lodołamaczy.

W świetle dotychczasowych doświadczeń regulacja ujścia poprzez budowę/wydłużanie kierownic przynosi w skali wielolecia korzystne skutki. Ograniczenie działań technicznych tylko do prowadzenia okresowych prac pogłębiarskich w ujściu (wykonywanie tzw. kinety) okazywało się mało efektywne.

Optymalizacja długości falochronów kierujących była wielokrotnie przedmiotem badań prowadzonych w IBW PAN, ostatnio w latach 2009–2010. W wyniku przeprowadzonych prac badawczych, polegających na analizie materiałów archiwalnych i teoretycznym modelowaniu ruchu wody i osadów w rejonie ujścia Wisły, okazało się, że w ramach sukcesywnego przedłużania kierownic należy zachować kierownicę wschodnią nieco dłuższą od zachodniej. W celu ilościowej optymalizacji długości kierownic prowadzono modelowanie teoretyczne dla różnych przypadków, od wariantu minimum, polegającego na wydłużeniu tylko kierownicy wschodniej jedynie o 300 m, poprzez warianty pośrednie aż do wariantu polegającego na znacznym wydłużeniu obu kierownic – rys. 4.34.

Okazało się, że optymalnym rozwiązaniem będzie inwestycja hydrotechniczna polegająca na wydłużeniu kierownicy zachodniej o 770 m, a wschodniej – o 900 m (do izobaty -5 m). Na podstawie wyników badań modelowych i analizy długoterminowej morfodynamiki stożka ujściowego Wisły, czas skutecznego oddziaływania kierownic wydłużonych według powyższego zalecenia oceniono na około 10 lat. Jako kryterium skuteczności przyjęto występowanie w ujściu głębokości co najmniej 3 m na szerokości ok. 50 m, co zapewnia warunki do przejścia lodołamacza czołowego i odpływu kry rzecznej.

Ostatecznie wskutek braków środków finansowych wydłużono tylko nieco kierownicę wschodnią, a zachodnią wyremontowano (rys. 4.35).

Inwestycję tę potraktowano jako pierwszy etap modernizacji ujścia Wisły. Bieżąca ocena warunków odpływu wody i rumowiska oraz ewen-



**Rys. 4.34.** Proponowane w roku 2010 wydłużenie falochronów kierujących w ujściu Wisły: zachodniego – o 770 m i wschodniego – o 900 m (zaznaczone kolorem czerwonym)

tualnej żeglugi lodołamaczy wymaga monitoringu zmian głębokości na stożku usypowym. Przynajmniej raz do roku (najczęściej w okresie późnojesiennym) prowadzone są pomiary batymetryczne obejmujące odcinek ujściowy rzeki do głowic falochronów kierujących i morską strefę brzegową przylegającą do ujścia. Wyniki pomiarów mogą w przyszłości pomóc podjąć decyzję o dalszym przedłużeniu kierownic.



**Rys. 4.35.** Wyremontowany zachodni falochron kierujący w ujściu Wisły, 2018 r.

# 4.3.1. Ujścia małych rzek

Nieco inne zjawiska obserwowane sa w ujściach małych rzek i wystepuja tam odmienne problemy, wynikające z przewagi morskich procesów erozyjnych nad rzecznymi procesami akumulacyjnymi. Chodzi tu o rzeki charakteryzujące się szerokością od kilku do kilkunastu metrów, wnoszące do morskiej strefy przybrzeżnej małe ilości osadów, które są natychmiast odtransportowywane z rejonu ujścia, głównie przez prąd wzdłużbrzegowy. Podczas silnego falowania (szczególnie przy jednoczesnym wystąpieniu spiętrzenia sztormowego), prąd ten powoduje nie tylko zmianę położenia ujścia rzeki, ale też znaczne przemieszczenie jej koryta do tego stopnia, że rzeka płynie wzdłuż odladowej krawędzi plaży i w warunkach sztormowych wzmaga proces erozji podstawy wydmy. Nawet w przypadku podchodzenia sztormowych fal prostopadle do linii brzegowej i braku występowania oddziaływań wzdłużbrzegowych, procesy erozji brzegu są z reguły najsilniejsze w pobliżu ujść rzecznych, stanowiących nieciągłość plaży i systemu wydmowego. Aby ograniczyć wyżej wymienione niekorzystne efekty litodynamiczne stosuje się regulację ujścia, najczęściej poprzez jego obudowę drewnianymi palisadami.

Przykładem rzeki, w ujściu której obserwuje się lokalnie wzmożoną erozję brzegu morskiego, jest Piaśnica. Ostatni jej odcinek, od Jeziora Żarnowieckiego do ujścia, jest w znacznej części uregulowany i obwałowany. W sąsiedztwie miejscowości Dębki ujściowy odcinek rzeki ma charakter meandrowy. Ujście Piaśnicy i zjawiska tam zachodzące były wielokrotnie przedmiotem zainteresowania zespołów badawczych IBW PAN.

Ujście Piaśnicy znajduje się na KM 149,13 polskiego brzegu morskiego. Przed II wojną światową granica państwa w tym rejonie przebiegała na Piaśnicy. W celu zapobieżenia występowaniu na jej ujściowym odcinku niekorzystnych zjawisk morfodynamicznych, ujście rzeki uregulowano budowlami palisadowo-kamiennymi, które poddawane remontom przetrwały do lat siedemdziesiątych XX wieku. Do czasów obecnych zachowały się jedynie szczątki drewnianych palisad (rys. 4.36).

Ujściowy odcinek Piaśnicy należy do rezerwatu przyrody Piaśnickie Łąki, zajmującym powierzchnię 56,2 ha na obszarze Nadmorskiego Parku Krajobrazowego. Fakt ten stanowi dla ekologów podstawę do oprotestowywania planów przedsięwzięć technicznych ukierunkowanych na rozwiązanie problemów erozyjnych w rejonie ujścia rzeki. Z tej



**Rys. 4.36.** Pozostałości palisadowo-kamiennych konstrukcji w ujściu Piaśnicy (KM 149,13), 2018 r.

przyczyny jedynym dopuszczalnym, aczkolwiek mało skutecznym, zabiegiem regulacyjnym prowadzonym w ujściu Piaśnicy jest okresowe wykonywanie w plaży tzw. kinety, czyli wykopu inicjującego odpływ wody rzecznej w kierunku prostopadłym do linii brzegowej.

Wskutek zjawisk meandrowych linia wydm przylegających do ujścia Piaśnicy ma kształt asymetrycznego leja o szerokości ok. 80 m w kierunku zachodnim i ok. 250 m w kierunku wschodnim. Płynaca okresowo wzdłuż podstawy wydmy Piaśnica powoduje jej rozmywanie. Wobec braku ujściowych falochronów kierujących rzeka ma możliwość swobodnego meandrowania. Podczas ekstremalnych spietrzeń sztormowych ujście ulega przemieszczeniu w kierunku wschodnim lub zachodnim, a przepływ rzeczny wraz z falowaniem morskim zaczyna erozvjnie oddziaływać na wydme. Ze wzgledu na klimat wiatrowo-falowy, koryto ujścia Piaśnicy odchyla się najczęściej w kierunku wschodnim i znajduje sie w pobliżu podstawy pasa wydm. Po ustapieniu warunków sztormowych układ w planie ujściowego odcinka rzeki nie sprzyja procesom eolicznym, w wyniku oddziaływania których wydma mogłaby zostać w naturalny sposób odbudowana. Przy wystąpieniu kolejnego sztormu woda morska wdziera się w koryto rzeki u podstawy wydmy powodując jej erozję. W sytuacji braku uregulowania ujściowego odcinka rzeki nie ma możliwości odprowadzenia wezbrania sztormowego w głab ladu pomiędzy obudowanymi brzegami koryta i woda morska rozlewa sie na boki powodujac erozje wydm tworzacych opisany uprzednio "lej" ujściowy.

W trakcie badań prowadzonych przez IBW PAN stwierdzono bardzo niekorzystną cechę tachimetryczno-batymetryczną, a mianowicie przegłębienie strefy przybrzeżnej poprzez meandrujący na plaży ujściowy odcinek Piaśnicy. Przegłębienie to, mające charakter aktywnego koryta rzecznego bądź (okresowo) starorzecza, w warunkach spiętrzeń sztormowych nie sprzyja dyssypacji energii fal morskich na skłonie podbrzeża, przez co relatywnie wysokie fale bezpośrednio oddziałują na utwory wydmowe i powodują ich erozję. Odnośne przegłębienie i skutki erozji wydmy przedstawia rys. 4.37.

Pasy wydm stanowią naturalną osłonę przeciwpowodziową obszaru lądowego terenu wsi Dębki, położonej na wschód od ujścia. Wyróżnić tu można wydmę odmorską (częściowo o charakterze tzw. wydmy przedniej, a częściowo zalesioną, na znacznej długości z podcięciem abrazyjnym) i wydmę odlądową (czyli wydmę szarą, całkowicie zalesioną). Na znacznym odcinku wzdłużbrzegowym występuje też trzeci pas zalesionych wydm. W przypadku przerwania wszystkich pasów wydm podczas spiętrzenia sztormowego, zabudowaniom Dębek zagroziłaby powódź, a przynajmniej podtopienie. Jest to jednakże bardzo


**Rys. 4.37.** Meandrujący na plaży ujściowy odcinek Piaśnicy i erozja wydmy, 2018 r.

mało prawdopodobne w krótkiej perspektywie czasowej. O ile z uwagi na lokalnie niskie rzędne skraju plaży (a zarazem stopy wydmy) erozja wydmy postępować będzie podczas każdego sztormu, o tyle ze względu na znaczne kubatury piasku zgromadzone w utworach wydmowych bezpośrednie morskie zagrożenie powodziowe dla Dębek wystąpić może nie wcześniej niż za kilkanaście-kilkadziesiąt lat.

Znacznie większe zagrożenia erozyjno-powodziowe, również w pewnym stopniu związane z ujściami dwóch małych rzek, występują w niewielkiej odległości na wschód od ujścia Piaśnicy – w Karwii i Ostrowie. Rzeki te, to uchodząca do morza w rejonie Ostrowa struga Czarna Woda oraz – mająca ujście w Karwii – rzeczka Karwianka (Kanał Karwianka), położone odpowiednio na kilometrażu wybrzeża KM 138,0 i KM 140,6.

W przeciwieństwie do rejonu ujścia Piaśnicy, odcinek brzegu z ujściami Czarnej Wody i Karwianki (tj. od KM 134,6 do KM 143,5) na mocy Ustawy o zmianie ustawy o ustanowieniu programu wieloletniego "Program ochrony brzegów morskich" z dnia 25 września 2015 r. podlega ochronie przeciwerozyjnej.

Czarna Woda w ujściowym odcinku – ze względu na zagrożenie powodziowe, które stwarza dla nisko położonych terenów nadmorskich – jest obwałowana i płynie w przybliżeniu równoleżnikowo w kierunku

zachodnim po odladowej stronie drogi wojewódzkiej nr 215. W rejonie KM 138,0 rzeczka skręca na północ pod most drogowy i wpada do morza w odległości ok. 200 m od drogi. Wskutek dawnego meandrowania Czarnej Wody w obrębie plaży oraz erozji sztormowej, linia wydm przylegających do ujścia ma kształt leja o szerokości podstawy wynoszacej ok. 100 m. Starą palisadową obudowę ujściowego odcinka strugi uzupełniono w ostatnich latach umocnieniami wydm za pomocą konstrukcji gabionowych. Odcinkowo brzegi koryta w rejonie podstawy pasa wydm wzmocniono ściankami szczelnymi z tworzywa sztucznego. Stare palisady wyposażono w poziome stężenia, co zwiększyło ich odporność na oddziaływanie czynników hydrodynamicznych i zjawisk lodowych. W obecności ujściowych falochronów kierujących rzeka nie ma możliwości swobodnego meandrowania, a podczas spiętrzeń sztormowych ujście nie ulega przemieszczeniu. Każde większe wezbranie sztormowe odprowadzane jest korvtem w głab ladu, gdzie jednakże nie stanowi – dzięki obwałowaniom – zagrożenia powodziowego. Uregulowanie ujściowego odcinka Czarnej Wody przyczyniło się do uaktywnienia naturalnych procesów eolicznych sprzyjających akumulacji osadów na plaży i u podstawy wydmy. Ujście rzeki ilustrują rysunki 4.38, 4.39 i 4.40.



**Rys. 4.38.** Palisadowe drewniane falochrony kierujące w ujściu Czarnej Wody (KM 138,0) i opaski gabionowe chroniące wydmę, 2012 r.



**Rys. 4.39.** Wyremontowany zachodni falochron kierujący w ujściu Czarnej Wody (KM 138,0), w głębi widoczne efekty eolicznej akumulacji piasku u podstawy chronionej wydmy, 2013 r.



Rys. 4.40. Uregulowane ujście Czarnej Wody (KM 138,0), 2018 r.

Podobnej renowacji, a właściwie w znacznej mierze – odbudowie – wymagają falochrony kierujące w ujściu Karwianki. Wykonane one zostały przed kilkudziesięciu laty jako konstrukcje palisadowe (falochron wschodni) oraz palisadowo-kamienne (falochron zachodni) posadowione w poprzek wydmy i plaży w kierunku NNW i zakrzywione w pobliżu morskiej linii brzegowej w kierunku NE. Falochron wschodni jest w złym stanie technicznym, zaś falochron zachodni zachował się częściowo jedynie w obrębie pasa wydm oraz w formie szczątkowej w bezpośrednim sąsiedztwie linii brzegowej, zob. rysunki 4.41 i 4.42.



**Rys. 4.41.** Pozostałości palisadowej regulacyjnej zabudowy ujścia Karwianki (KM 140,6), 2015 r.

Ujściowy odcinek Karwianki ma duże znaczenie dla gospodarki wodnej w rejonie Karwii. Około 150 m na południe od morskiej linii brzegowej łączą się dwie gałęzie Kanału Karwianka – jedna płynąca z południa i odwadniająca tereny w pobliżu wsi Karwieńskie Błoto Pierwsze oraz druga – płynąca od zachodu, z rejonu wsi Karwieńskie Błoto Drugie. W tym miejscu znajduje się zespół hydrotechnicznych budowli ochrony przeciwpowodziowej, z wrotami przeciwsztormowymi i stacją pomp.

Linia podstawy wydmy w rejonie ujścia Karwianki ma kształt leja o szerokości podstawy wynoszącej ok. 130 m. O ile wydma na zachód od ujścia jest skutecznie umocniona opaskami (zarówno w części przy-



**Rys. 4.42.** Umocniona wydma na zachód od ujścia Karwianki (KM 140,6), 2018 r.

legającej do koryta jak i w części wzdłużbrzegowej), o tyle wydma po stronie wschodniej pozostaje nieumocniona, z symptomami procesów erozyjnych, najprawdopodobniej wzmożonych wskutek braku skutecznej regulacji ujścia rzeki. W rejonie tym łączna szerokość pasa wydmy przedniej i wydmy szarej wynosi od 140 m do 180 m. Wydmy te stanowią naturalną osłonę przeciwpowodziową nisko położonych terenów Karwii. Przerwanie wszystkich wyżej wymienionych wydm, zawierających znaczne kubatury piasku, nie może jednakże wystąpić w krótkiej perspektywie czasowej i dlatego Karwia nie jest obecnie zagrożona bezpośrednim ryzykiem powodzi lub podtopienia.

## Bibliografia

- Bailard J. A. (1981), An energetics total load sediment transport model for a plane sloping beach, *Journal of Geophysical Research*, 86, C11, 10938–10954.
- Basiński T., Pruszak Z., Tarnowska M., Zeidler R. (1993), Ochrona brzegów morskich, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, s. 536.
- Battjes J. A., Janssen J. P. F. M. (1978), Energy loss and set-up due to breaking of random waves, Proceedings of 16<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, Vol. 1, 569–587.
- Battjes J. A., Stive M. J. F. (1985), Calibration and verification of a dissipation model for random breaking waves, *Journal of Geophysical Research*, 90 (C5), 9159–9167.
- Biegowski J. (2005), Dynamika osadów morskich o niejednorodnym uziarnieniu w świetle teorii i eksperymentu, praca doktorska, IBW PAN, Gdańsk, s. 123.
- Bijker E. W. (1971), Longshore Transport Computations, Journal of Waterways, Harbour and Coastal Engineering, 99, WW4, 687–701.
- Bołdyriew W. L. (1991), Morfologiczne i litologiczne wskaźniki rejonów rozwoju wzdłużbrzegowych potoków osadów piaszczystych, *Inżynieria Morska i Geo*technika, 2, 50–53.
- Brøker Hedegaard I., Deigaard R., Fredsøe J. (1991), Onshore/offshore sediment transport and morphological modelling of coastal profiles, Proceedings of Conference on Coastal Sediments '91, ASCE, 643–657.
- Cerkowniak G. R. (2016), Dynamika stożka ujściowego Wisły w różnych skalach czasowych i przestrzennych, praca doktorska, IBW PAN, Gdańsk, s. 208.
- Cerkowniak G. R., Ostrowski R., Pruszak Z., Skaja M., Stella M. (2015a), Teoria głębokości zamknięcia w świetle pomiarów terenowych na wielorewowym brzegu morskim, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 1, 10–17.
- Cerkowniak G. R., Ostrowski R., Stella M. (2015b), Wave-induced sediment motion beyond the surf zone: case study of Lubiatowo (Poland), Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 62, 1–2, 27–39.
- Cerkowniak G., Ostrowski R., Szmytkiewicz P. (2015c), Climate change related increase of storminess near Hel Peninsula, Gulf of Gdańsk, Poland, Journal of Water and Climate Change, 6, 2, 300–312.
- Cieślak A. (2001), Zarys strategii ochrony brzegów morskich, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 2, 65–73.
- Dean R. G. (2002), Beach Nourishment. Theory and Practice, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 18. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., s. 399.

- Deigaard R. (1993), Modelling of sheet flow: dispersion stresses vs. the diffusion concept, Prog. Rep. 74, Inst. Hydrodyn. and Hydraulic Eng., Tech. Univ. Denmark, 65–81.
- Dokumentacja geologiczno-batymetryczna dotycząca poboru materiału do sztucznego zasilania dla obszaru będącego w gestii Urzędu Morskiego w Gdyni – obszar perspektywiczny "Półwysep Helski", (2011), Konsorcjum: Państwowy Instytut Geologiczny – PIB i Instytut Morski w Gdańsku.
- Druet C. (2000), Dynamika morza, Wydawnictwo Uniwersytetu Gdańskiego oraz Gdańskie Towarzystwo Naukowe, Gdańsk, s. 288.
- Dubrawski R., Zawadzka-Kahlau E. (2006), Przyszłość ochrony brzegów morskich, Zakład Wydawnictw Naukowych Instytutu Morskiego, Gdańsk, s. 302.
- Falques A. (2003), On the diffusivity in coastline dynamics, *Geophysical Research Letters*, 30, 21, 2119, OCE 4-1–OCE 4-5.
- Frankowski Z., Graniczny M., Juszkiewicz-Bednarczyk B., Kramarska R., Pruszak Z., Przezdziecki P., Szmytkiewicz M., Werno M., Zachowicz J. (2009), Zasady dokumentowania geologiczno-inżynierskich warunków posadowienia obiektów budownictwa morskiego i zabezpieczeń brzegu morskiego, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa, s. 201.
- Fredsøe J. (1984), Turbulent boundary layer in combined wave-current motion, Journal of Hydraulic Engineering, 110, HY8, 1103–1120.
- Fredsøe J., Deigaard R. (1992), Mechanics of Coastal Sediment Transport, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 3, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., s. 369.
- Furmańczyk K. (1994), Współczesny rozwój strefy brzegowej morza bezpływowego w świetle badań teledetekcyjnych południowych wybrzeży Bałtyku, Wydawnictwo Naukowe Uniwersytetu Szczecińskiego, Szczecin.
- Furmańczyk K., Szakowski I. (2001), Prądy rozrywające Zatoki Pomorskiej w świetle interpretacji zdjęć lotniczych, Prace Instytutu Geodezji i Kartografii, tom XLVIII, zeszyt 104.
- Hanson H., Larson M., Kraus N. C., Capobianco M. (1997), Modelling of seasonal variations by cross-shore transport using one-line compatible methods, Proceedings of Conference on Coastal Dynamics '97, ASCE, 893–902.
- Harff J., Furmańczyk K., von Storch H. (2017), Coastal Changes of the Baltic Sea from South to East. Past and Future Projection, Coastal Research Library 19, Springer International Publishing, s. 387.
- Hughes S. A. (2004), Estimation of wave run-up on smooth, impermeable slopes using the wave momentum flux parameter, *Coastal Engineering*, 51, 1085–1104.
- Kaczmarek L. M. (1999), Moveable Sea Bed Boundary Layer and Mechanics of Sediment Transport, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, s. 209.
- Kaczmarek L. M., Ostrowski R. (1996), Asymmetric and Irregular Wave Effects on Bedload: Theory versus Laboratory and Field Experiments, Proceedings of 25<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 3467–3480.
- Kaczmarek L. M., Ostrowski R. (2002), Modelling intensive near-bed sand transport under wave-current flow versus laboratory and field data, *Coastal Engine*ering, 45, 1, 1–18.

- Kaczmarek L. M., Biegowski J., Ostrowski R. (2004), Modelling cross-shore intensive sand transport and changes of bed grain size distribution versus field data, *Coastal Engineering*, 51, 5–6, 501–529.
- Kapiński J. (2003), Lagrangian-Eulerian Approach to Modelling of Wave Transformation and Flow Velocity in the Swash Zone and its Seaward Vicinity, Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 50, 3, 165–192.
- Kapiński J. (2006), On modelling of long waves in the Lagrangian and Eulerian description, *Coastal Engineering*, 53, 759–765.
- Kapiński J., Ostrowski R. (2008), Teoretyczny model ruchu wody i osadów na skłonie plażowym, Inżynieria Morska i Geotechnika, 6, 320–326.
- Kapiński J., Ostrowski R., Piotrowska D., Różyński G., Skaja M., Szmytkiewicz M. (2004), Ocena stanu istniejącego oraz zalecenia wykonawcze do sztucznego zasilania celem odbudowy przedpola wału czołowego w Kadynach (KM ZW 30,4–30,8) i torów kolejowych w rejonie Tolkmicka (KM ZW 22,6–23,6), Raport C2-9/2004 wykonany na zamówienie Urzędu Morskiego w Gdyni, IBW PAN, Gdańsk.
- Katopodi I., Ribberink J. S., Ruol P., Lodahl C. (1994), Sediment Transport Measurements in Combined Wave-Current Flows, Proceedings of Coastal Dynamics Conference '94, ASCE, 837–851.
- Komar P. D. (1998), Beach Processes and Sedimentation, 2<sup>nd</sup> Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 07458, s. 544.
- Lan Y. J., Hsu T. W., Ostrowski R., Szmytkiewicz M. (2016), Wave Transformation in a Multi-Bar Surf Zone: Case Study of Lubiatowo (Poland), Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 63, 1, 19–34.
- Larson M., Kraus N. C. (1995), Prediction of cross-shore sediment transport at different spatial and temporal scales, *Marine Geology*, 126, 111–127.
- Massel S. R. (1989), Hydrodynamics of coastal zones, Elsevier Oceanography Series, Elsevier Science, Amsterdam, s. 335.
- Massel S. R. (1992), Falowanie na wodach otwartych oraz na ograniczonych akwatoriach, w: Poradnik hydrotechnika, red. Massel S. R., Wydawnictwo Morskie Gdańsk, s. 338.
- Massel S. R. (2001), Circulation of groundwater due to wave set-up on a permeable beach, Oceanologia, 43, 1, 279–290.
- Massel S. R. (2013), Ocean Surface Waves. Their Physics and Prediction, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 36, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., s. 667.
- Massel S. R., Pelinovsky E. N. (2001), Run-up of dispersive and breaking waves on beaches, Oceanologia, 43, 1, 61–97.
- Massel S. R., Przyborska A., Przyborski M. (2004), Attenuation of wave-induced groundwater pressure in shallow water. Part 1, Oceanologia, 46, 3, 383–404.
- Massel S. R., Przyborska A., Przyborski M. (2005), Attenuation of wave-induced groundwater pressure in shallow water. Part 2. Theory, Oceanologia, 47, 3, 291–323.

- Mazurkiewicz B. (red.) (2008), Morskie Budowle Hydrotechniczne. Zalecenia do projektowania i wykonywania Z 1–Z 45, Wyd. V, Fundacja Promocji Przemysłu Okrętowego i Gospodarki Morskiej, Gdańsk, s. 325.
- Mielczarski A. (2006), Uwagi dotyczące pojęciowych modeli ruchu osadów w podwodnej części morskiej strefy brzegowej, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 1, 13–22.
- Mojski J. E. (1979), Szczegółowa mapa geologiczna Polski w skali 1 : 50 000, arkusz Gdańsk, Wyd. Geologiczne, Warszawa.
- Nielsen P. (2009), Coastal and Estuarine Processes, Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 29, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., s. 343.
- Onoszko J. (1992), Zmiany poziomu morza, w: Poradnik hydrotechnika, red. Massel S. R., Wydawnictwo Morskie Gdańsk, s. 338.
- Ostrowski R. (1993), Tarcie denne wywołane przez fale powierzchniowe i prądy z uwzględnieniem efektów nieliniowych, praca doktorska, IBW PAN, Gdańsk, s. 80.
- Ostrowski R. (2004), Morphodynamics of a Multi-Bar Coastal Zone, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, s. 163.
- Ostrowski R. (2016), On Uncertainties in Determination of Sediment Transport Rates in Coastal Regions, Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 63, 4, 265–280.
- Ostrowski R., Pruszak Z. (2011), Relationships between coastal processes and properties of the nearshore sea bed dynamic layer, *Oceanologia*, 53, 3, 861–880.
- Ostrowski R., Pruszak Z., Babakov A., Chubarenko B. (2012), Anthropogenic effects on coastal sediment fluxes in a non-tidal gulf system, *Journal of Waterway*, Port, Coastal, Ocean Engineering, 138, 6, 491–500.
- Ostrowski R., Pruszak Z., Schönhofer J., Szmytkiewicz M. (2016a), Groins and submerged breakwaters – new modelling and empirical experience, Oceanological and Hydrobiological Studies, 45, 1, 20–34.
- Ostrowski R., Pruszak Z., Skaja M., Szmytkiewicz M. (2010), Variability of Hydrodynamic and Lithodynamic Coastal Processes in the East Part of the Gulf of Gdańsk, Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 57, 2, 139–153.
- Ostrowski R., Schönhofer J., Szmytkiewicz P. (2016b), South Baltic representative coastal field surveys, including monitoring at the Coastal Research Station in Lubiatowo, Poland, *Journal of Marine Systems*, 162, 89–97.
- Ostrowski R., Skaja M. (2010), Współzależność właściwości warstwy dynamicznej dna morskiego i procesów brzegowych, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 1, 28–35.
- Ostrowski R., Skaja M. (2011), Zależność stabilności brzegów Półwyspu Helskiego od sztucznego zasilania, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 6, 495–502.
- Ostrowski R., Skaja M. (2016), Influence of Nearshore Mining Pits on Hydro- and Lithodynamics of a Dissipative Coastal Zone: Case Study of the Hel Peninsula (Poland), Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 63, 4, 237–252.

- Ostrowski R., Skaja M., Piotrowska D. (2013), Optymalizacja miejsca poboru osadów do sztucznego zasilania brzegów, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 5, 421–431.
- Ostrowski R., Skaja M., Szmytkiewicz M. (2009), Lokalizacja osadnika na przedpolu falochronu północnego we Władysławowie, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 5, 345–351.
- Ostrowski R., Stella M. (2016), Sediment Transport Beyond the Surf Zone Under Waves and Currents of the Non-Tidal Sea: Lubiatowo (Poland) Case Study, Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 63, 1, 63–77.
- Ostrowski R., Szmytkiewicz M. (2006), Modelling longshore sediment transport under asymmetric waves, *Oceanologia*, 48, 3, 395–412.
- Paprotny D., Andrzejewski P., Terefenko P., Furmańczyk K. (2014), Application of Empirical Wave Run-Up Formulas to the Polish Baltic Sea Coast, PLoS ONE, 9 (1.8): e105437, https://doi.org/10.1371/journal.pone.0105437 (dostęp w dniu 10.10.2017).
- Pruszak Z. (1998), Dynamika brzegu i dna morskiego, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, s. 463.
- Pruszak Z. (2003), Akweny morskie. Zarys procesów fizycznych i inżynierii środowiska, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, s. 272.
- Pruszak Z. (2014), Brzeg morski. Procesy fizyczne obszaru płytko- i nadwodnego, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, s. 206.
- Pruszak Z., Skaja M. (2014), Problemy dynamiki i ochrony brzegu morskiego, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, s. 184.
- Pruszak Z., Zeidler R. B. (1995), Sediment Transport in Various Time Scales, Proceedings of 24<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Vol. 1, 2513–2526.
- Przyborska A. B. (2011), Cyrkulacja wód gruntowych wywołana falowaniem powierzchniowym w strefie brzegowej morza, praca doktorska, Instytut Oceanologii PAN w Sopocie, s. 108.
- Racinowski R., Baraniecki J. (1990), Przydatność litologicznych wkaźników dla charakteryzowania wzdłużbrzegowego potoku rumowiska na polskim wybrzeżu Bałtyku, Rozprawy Hydrotechniczne, 51, 159–210.
- Rakha K. A., Deigaard R., Brøker I. (1997), A phase-resolving cross shore sediment transport model for beach profile evolution, *Coastal Engineering*, 31, 231–261.
- Ribberink J. S., Al-Salem A. (1994), Sediment transport in oscillatory boundary layers in cases of rippled beds and sheet flow, *Journal Geoph. Res.*, 99, C6, 12707–12727.
- Roelvink D., Reniers A. (2012), A Guide to Modeling Coastal Morphology, Advances in Coastal and Ocean Engineering Volume 12, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., s. 274.
- Rotnicka J. (2013), Transport eoliczny na plaży morza bezpływowego: natężenie, uwarunkowania i wpływ na tworzenie wydm przednich (na przykładzie bariery lebskiej), Wydawnictwo Naukowe, Poznań, s. 159.

- Rudowski S. (1970), Zmarszczki w strefie przybrzeża południowego Bałtyku, Acta Geologica Polonica, Vol. XX, No. 3, Warszawa, 451–483.
- Rudowski S., Łęczyński L., Gajewski Ł. (2008), Fale piaszczyste na dnie głębokiego przybrzeża i ich rola w kształtowaniu brzegu, *Landform Analysis*, 9, 214–216.
- Schönhofer J. (2014), Prądy rozrywające wielorewowej strefy brzegowej teoretyczny opis i obserwacje w naturze, praca doktorska, IBW PAN, Gdańsk, s. 172.
- Shore Protection Manual (1984), US Army Coastal Eng. Research Center.
- Sokolov A., Chubarenko B. (2012), Wind Influence on the Formation of Nearshore Currents in the Southern Baltic: Numerical Modelling Results, Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 59, 1–2, 37–48.
- Stella M. (2018), Hydrodynamiczne i litodynamiczne przydenne procesy dalekiego przybrzeża morza bezpływowego, praca doktorska, IBW PAN, Gdańsk, s. 110.
- Stramska M., Chudziak N. (2013), Recent multiyear trends in the Baltic Sea level, Oceanologia, 55, 2, 319–337.
- Subotowicz W. (1996), Potrzeba nowego spojrzenia na klasyfikację strefy brzegowej, Inżynieria Morska i Geotechnika, 5, 332–335.
- Subotowicz W. (2005), Uwarunkowania litodynamiczne ochrony brzegu morskiego w Polsce, *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3, 190–194.
- Szefler K., Hac B., Kalas M., Makurat K., Nowak J., Rudowski S. (2013), Giant subaqueous sand dunes in the coastal zone off Rozewie, *International Coastal Symposium 2013 Book of Abstracts*, Plymouth University, United Kingdom, p. 546.
- Szmytkiewicz M. (2002), Prądy pochodzenia falowego w morskiej strefie brzegowej, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, s. 235.
- Szmytkiewicz M., Sulisz W., Ostrowski R., Paprota M., Piotrowska D., Pruszak Z., Skaja M., Szmytkiewicz P. (2017), Badania falowania i ruchu rumowiska dla inwestycji pod nazwą "Budowa drogi wodnej łączącej Zalew Wiślany z Zatoką Gdańską", Raport C2-10/2017, IBW PAN, Gdańsk, s. 93.
- Uścinowicz S., Zachowicz J., Przezdziecki P., Zaleszkiewicz L. (2007), Mapa geodynamiczna polskiej strefy brzegowej Bałtyku Południowego, Państwowy Instytut Geologiczny – Oddział Geologii Morza w Gdańsku, Arkusz Lubiatowo (34).
- Uścinowicz S., Jegliński W., Miotk-Szpiganowicz G., Nowak J., Pączek U., Przezdziecki P., Szefler K., Poręba G. (2014), Impact of sand extraction from the bottom of the southern Baltic Sea on the relief and sediments of the seabed, *Oceanologia*, 56, 4, 857–880.
- Van Rijn L. C. (1993), Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas, Aqua Publications, the Netherlands.
- Van Rijn L. C., Walstra D. J. R., Grasmeijer B., Sutherland J., Pan S., Sierra J. P. (2003), The predictability of cross-shore bed evolution of sandy beaches at the time scale of storms and seasons using process-based Profile models, *Coastal Engineering*, 47, 295–327.
- Watanabe A. (1982), Numerical models of nearshore currents and beach deformation, Coastal Engineering in Japan, 25, 147–161.

- Wiegel R. L. (1960), A presentation of cnoidal wave theory for practical application, J. Fluid Mech., 7, 273–286.
- Wiśniewski B., Wolski T. (2009), Katalogi wezbrań i obniżeń sztormowych poziomów morza oraz ekstremalne poziomy wód na polskim wybrzeżu, Wydawnictwo Naukowe Akademii Morskiej, Szczecin, s. 156.
- Zawadzka-Kahlau E. (1999), Tendencje rozwojowe polskich brzegów Bałtyku południowego, Gdańskie Towarzystwo Naukowe, Gdańsk, s. 147.
- Zawadzka-Kahlau E. (2012), Morfodynamika brzegów wydmowych południowego Bałtyku, Wydawnictwo Uniwersytetu Gdańskiego, Gdańsk, s. 352.

## Streszczenie

Tematyka niniejszej monografii skoncentrowana jest na wybrzeżu południowego Bałtyku, a w szczególności na polskiej morskiej strefie brzegowej sięgającej głębokości kilkunastu metrów. Zakresem swoim obejmuje najważniejsze i najbardziej charakterystyczne procesy dynamiki strefy brzegowej, tj. ruch wody i osadów piaszczystych w warunkach współoddziaływania fal i prądów pochodzenia falowego oraz prądów wiatrowych, jak również zmienność kształtu brzegu i dna morskiego w różnych skalach czasowo-przestrzennych, z uwzględnieniem wpływu technicznych przedsięwzięć realizowanych w dziedzinie inżynierii brzegów.

Poszczególne procesy fizyczne rządzące dynamiką brzegu są opisane w kolejności odpowiadającej ich występowaniu w przyczynowo-skutkowym łańcuchu zjawisk zachodzących w morskiej strefie brzegowej. Przedstawiono je z punktu widzenia badacza mechanizmów ruchu wody i osadów, posługującego się eksperymentem (doświadczeniami prowadzonymi w laboratorium oraz w warunkach naturalnych) oraz matematycznymi modelami deterministycznymi, głównie tymi opracowanymi i sukcesywnie rozwijanymi w Instytucie Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk (IBW PAN) w Gdańsku. W odnośnych modelach przyjęto klasyczny tok opisu teoretycznego, od procesu transformacji i załamania fal, poprzez prądy pochodzenia falowego, przydenne naprężenia ścinające, aż po transport piaszczystego rumowiska i zmiany rzędnych dna oraz ewolucję linii brzegowej.

Spojrzenie autora na prezentowane zagadnienia zasadniczo nie odbiega od podstawowych współczesnych standardów obowiązujących w dziedzinie dynamiki brzegów morskich. W niniejszej monografii autor podjął próbę przedstawienia swojego doświadczenia zdobytego w trakcie wieloletniej pracy w Zakładzie Mechaniki i Inżynierii Brzegów IBW PAN. Wiedza ta pochodzi zarówno z lektury krajowej oraz zagranicznej literatury przedmiotu, jak też z projektów naukowych i komercyjnych-inżynierskich, w których autor uczestniczył i którymi kierował.

Niemożliwe jest ujęcie w jednej książce ogromu zagadnień związanych z dynamiką i przeciwerozyjną ochroną piaszczystych brzegów morza bezpływowego. Sama tylko tematyka fal morskich i ich transformacji w strefie brzegowej opisana jest w dziesiątkach opasłych tomów. Podobna sytuacja ma miejsce w odniesieniu do pozostałych procesów hydrodynamicznych zachodzących w morskiej strefie brzegowej (w tym prądów pochodzenia falowego oraz cyrkulacji wód w ujściach rzecznych i wodach przejściowych), jak również procesów litodynamicznych i morfodynamicznych. W niniejszej monografii pewne zagadnienia są zatem tylko sygnalizowane, a dla ich pełniejszego poznania proponuje się Czytelnikowi sięgnięcie do cytowanych pozycji literaturowych.

Problemy objęte monografią zaprezentowane są w sposób na tyle przystępny, że z dużym prawdopodobieństwem zainteresują grono czytelników wykraczające poza osoby zawodowo zajmujące się dynamiką strefy brzegowej morza i ochroną brzegów morskich. Autor żywi szczerą nadzieję, że lektura książki okaże się wciągająca również dla osób chcących od podstaw zapoznać się z odnośnymi problemami.

## Summary

The present monograph focuses on the south Baltic coast and, in particular, on the Polish nearshore zone extending to a depth of a dozen or so metres. The monograph discusses the most important and the most characteristic processes of coastal dynamics, namely, the motion of water and sandy sediments under interacting waves, wave-driven and wind-induced currents, as well as the evolution of the sea shore and sea bed in various time-spatial scales, including coastal engineering interventions.

Particular processes ruling the coastal dynamics are described in the order in which they appear in the causal chain of phenomena taking place in the coastal zone. They are presented from the perspective of a researcher investigating the mechanics of water and sediments motion by means of laboratory and field experiments, according to deterministic mathematical models developed mostly at the Institute of Hydro-Engineering of the Polish Academy of Sciences (IBW PAN) in Gdańsk. The models are based on a classical theoretical description of wave transformation and breaking, wave-driven currents, bed shear stresses, transport of sandy sediments, sea bed level changes and shoreline evolution.

The author's approach to the abovementioned issues basically does not differ from fundamental contemporary standards in the domain of shore protection. The author aims to share the experience gained from his work at the IBW PAN Department of Coastal Engineering and Dynamics. The knowledge presented in the monograph comes from the Polish and international literature, as well as from scientific and commercial engineering projects led by the author or those in which he participated.

It is impossible to address all problems related to the dynamics and protection of non-tidal sandy shores in a single book. Dozens of thick volumes have already been devoted to the sole topic of sea waves and their transformation in the coastal zone. The same is true about the other hydrodynamic coastal processes (such as wave-driven currents and water circulation in river mouths and in transitional waters), as well as lithodynamic and morphodynamic processes. In the present monograph, some problems are therefore only briefly mentioned, and it is suggested that the reader obtains more information from the references cited.

The presentation of the topics is not overly sophisticated, making them accessible to many readers beyond specialists professionally involved with coastal dynamics and sea shore protection. The author sincerely hopes that the book will also be appreciated by those who wish to obtain a basic knowledge of the subject matter.



Autor ukończył studia magisterskie w 1986 roku na Wydziale Hydrotechniki Politechniki Gdańskiej. W roku 1994 uzyskał w Instytucie Budownictwa Wodnego PAN (IBW PAN) w Gdańsku stopień doktora nauk technicznych w zakresie budownictwa, zaś w roku 2006 na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej – stopień doktora habilitowanego nauk technicznych w dyscyplinie budownictwo, w specjalności budownictwo morskie. Od ukończenia studiów pracuje w IBW PAN, obecnie na stanowisku profesora nadzwyczajnego, kierownika Zakładu Mechaniki i Inżynierii Brzegów. Jest autorem i współautorem kilkudziesięciu prac naukowych opublikowanych w renomowanych wydawnictwach krajowych i zagranicznych. Był kierownikiem lub głównym wykonawcą międzynarodowych i krajowych projektów badawczych, jak również ekspertyz i opracowań naukowo-inżynierskich realizowanych na zlecenie rozmaitych władz i urzędów oraz biur projektowych, przedsiębiorstw budowlanych i innych podmiotów gospodarczych. Jest redaktorem działu Inżynieria Brzegowa i Pełnomorska w czasopiśmie naukowo-technicznym

Inżynieria Morska i Geotechnika. Zainteresowania autora są skoncentrowane na modelowaniu teoretycznym i badaniach eksperymentalnych hydrodynamiki, litodynamiki i morfodynamiki morskiej strefy brzegowej oraz na ochronie brzegów morskich przed erozją.

Książka "posiada cechy monografii napisanej przez autora o dużym doświadczeniu w zakresie badań dynamiki brzegu morskiego. Napisana została poprawnym, zrozumiałym językiem, a ilustracje w wystarczającym stopniu wspomagają informacje zawarte w tekście" (K. Furmańczyk).

Monografia "napisana jest dobrym językiem, a poruszane w niej problemy prezentowane są w sposób na tyle przystępny, że z pewnością mogą zainteresować szersze grono czytelników niż tylko osoby zajmujące się profesjonalnie dynamiką strefy brzegowej morza" (R. Szymkiewicz).

