
EKSPERTYZA TECHNICZNA
Nabrzeża Zbożowego
w Porcie Handlowym Kołobrzeg

Spis treści

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Przedmiot i cel opracowania
2. Wykorzystane materiały
3. Opis stanu istniejącego
 - 3.1 Lokalizacja
 - 3.2 Warunki gruntowo –wodne
 - 3.3 Opis konstrukcji nawierzchni
 - 3.4 Identyfikacja uszkodzeń
4. Wyniki obliczeń sprawdzających i ocena stanu technicznego nabrzeża
 - 4.1 Analiza statyczno – wytrzymałościowa nabrzeża istniejącego
 - 4.2 Stateczność uskoku wg metody Felleniusa
 - 4.3 Ocena techniczna
5. Proponowana przebudowa nabrzeża
 - 5.1 Analiza statyczno – wytrzymałościowa
6. Wnioski i zalecenia

II. CZĘŚĆ GRAFICZNA

- | | |
|---------------|-----------------------------------|
| Rys. nr H – 1 | Plan sytuacyjny; |
| Rys. nr H – 2 | Przekrój charakterystyczny A – A; |
| Rys. nr H – 3 | Koncepcja rozbudowy nabrzeża. |

EKSPERTYZA TECHNICZNA
Nabrzeża Zbożowego
w Porcie Handlowym Kołobrzeg

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Przedmiot i cel opracowania

Przedmiotem ekspertyzy jest Nabrzeże Zbożowe w Porcie Handlowym w Kołobrzegu (działka nr 99/16 obręb 4) o długości 200 m.

Celem ekspertyzy jest ocena stanu technicznego konstrukcji oraz określenie przydatności nabrzeża do dalszej eksploatacji wraz z podaniem koncepcji przebudowy.

2. Wykorzystane materiały

- 2.1 Przegląd okresowy – roczny Nabrzeża Zbożowego w Porcie Kołobrzeg, lipiec 2011 r.;
- 2.2 Pomiar pochylenia ścianki Nabrzeża Zbożowego w Porcie Handlowym Kołobrzeg; październik 2012 r.;
- 2.3 Atest nurkowy nr 4/2013; wyk.: Zakład Robót Podwodnych i Hydrotechnicznych Nurek Service; styczeń 2013 r.;
- 2.4 Opinia techniczna dotycząca opracowania pt.: „Badanie konstrukcji podwodnej i nadwodnej nabrzeża w porcie Kołobrzeg”; wyk.: Klub Płetwonurków PTTK „TRYTON”; styczeń 1989 r.;
- 2.5 Opinia geotechniczna dotycząca podłoża dla zadania: „Wykonanie ekspertyzy stanu technicznego Nabrzeża Zbożowego o długości 200 m zlokalizowanego na wschodnim brzegu rzeki Parsęty, obręb 4 w Porcie Handlowym Kołobrzeg” (R – 437) w Kołobrzegu; wyk.: Przedsiębiorstwo Geologiczne „Geoprojekt Szczecin” Spółka Z o.o.; styczeń 2013 r.;

2.6 Plan sondażowy Port Kołobrzeg Nabrzeże Słupskie, Nabrzeże Zbożowe;
wyk.: HydroGraf, styczeń 2013 r.;

2.7 Dokumentacja fotograficzna.

3. Opis stanu istniejącego

3.1 Lokalizacja

Nabrzeże Zbożowe zlokalizowane jest na wschodnim brzegu rzeki Parsęty, ograniczone od strony północnej Nabrzeżem Węglowym, a od strony południowej Nabrzeżem Słupskim.

Nabrzeże stanowi własność Portu Handlowego Kołobrzeg – działka nr 99 obręb 4.

3.2 Warunki gruntowo – wodne

Podłoże gruntowe w rejonie nabrzeża stanowią głównie grunty niespoiste. Głębiej zalegają piaski drobne z domieszką humusu, wyżej piaski grube i średnie, lokalnie pospółki o zawartości frakcji żwirowej do 15%. W gruntach piaszczystych występują wkładki mad rzecznych o miąższości od 0,2 m do 1,8 m, w tym namuły w górnych partiach i gliny pylaste zwięzłe zalegające niżej. Lokalnie stwierdzono występowanie warstwy torfów o miąższości ca 0,3 m.

Grunty rodzime przykryte są warstwą nasypów niekontrolowanych o miąższości od 2,5 m do 4,8 m. Są to głównie nasypy piaszczyste z licznymi domieszkami humusu, lokalnie stwierdzono nasypy gruzowe.

W analizowanym rejonie woda gruntowa występuje zarówno o zwierciadle swobodnym jak i napiętym (poprzez nadległe grunty organiczne i spoiste). Oba zwierciadła stabilizują się w obrębie rzędnych 0,1 do 0,2 m npm lub – w przypadku zwierciadła napiętego – nieco niżej, tj. ca 0,0 m npm.

Zwierciadło swobodne wód gruntowych ma kontakt hydrauliczny z wodami powierzchniowymi.

Pod względem geotechnicznym zalegające utwory antropogeniczne charakteryzują się zróżnicowanym słabym zagęszczeniem od względnie korzystnego ($I_D = 0,5$) w górnych, przypowierzchniowych partiach gruntu do luźnych ($I_D < 0,3$) na pozostałej ich miąższości.

Podścielające je grunty rodzime: piaski średnie i grube z domieszkami żwiru i humusu oraz pospółki są w stanie luźnym o uogólnionym stopniu zagęszczenia $I_D = 0,2$.

Występujące w ich obrębie soczewki gruntów organicznych: namulów i torfów są miękkoplastyczne lub – w przypadku zalegania w rejonie ich spągu – miękkoplastyczne bardziej skonsolidowane.

Występujące poniżej tych warstw piaski drobne z domieszką humusu są w stanie śrendiozagęszczonym o charakterystycznej wartości stopnia zagęszczenia $I_D = 0,48$. W utworach tych wraz z głębokością rośnie zagęszczenie, którego charakterystyczna wartość stopnia zagęszczenia wynosi $I_D = 0,71$. W gruntach tych występują lokalne przewarstwienia z plastycznej gliny pylastej związanej o charakterystycznym stopniu plastyczności $I_L = 0,4$.

3.3 Opis konstrukcji

Konstrukcję nabrzeża należy podzielić na dwa odcinki w zależności od zastosowanego typu ścianki szczelnej:

- *odcinek I* o długości 185 m (licząc od strony północnej) stanowi stalowa ścianka szczelna typu Larssen III, długości ok. 10 – 11 m, kotwiona, w odległości 9,5 m, poprzez stalowe ściągi o średnicy 63,5 mm do stalowej ścianki szczelnej typu Larssen I lub Hoesch I,
- *odcinek II* o długości 15 m stanowi stalowa ścianka szczelna typu Hoesch III, długości ok. 10 – 11 m, kotwiona w odległości 9,5 m, poprzez stalowe ściągi o średnicy 63,5 mm do stalowej ścianki szczelnej typu Larssen I lub Hoesch I.

Rozstaw ciągów dla obu odcinków wynosi 2,4 m, wysokość kotwienia ok. 1,4 m od korony oczepu.

Zwieńczenie ścianki szczelnej poprzez oczep stalowy, wykonany z dwóch kątowników 150 x 100 x 10 mm przykrytych blachą stalową o szerokości 35 cm.

Wyposażenie nabrzeża, wg. inwentaryzacji nurkowej stanowią:

- pachoły cumownicze:
 - typ I rura stalowa o średnicy 480 mm wypełniona betonem, zwieńczona blachą, wysokość 800 mm, szt. 3,

- typ II kamień (granit) o średnicy 500 mm, wysokość 900 mm, szt. 5;
- drabinki wyjściowe, składające się z 9 szczebli z prętów stalowych o przekroju kwadratowym 2 cm x 2 cm, szt. 5;
- odbojnice:
 - typ I dwa rzędy poziomych belek drewnianych o wymiarach 24 x 24 cm,
 - typ II opony staro użyteczne.

Nawierzchnię naziomu za oczepem wykonano z betonowych płyt drogowych o wymiarach: 2,4 m x 3,2 m i 1,6 x 3,0 m, kostek brukowych oraz wylewek betonowych.

3.4 Identyfikacja uszkodzeń

Wykonane pomiary geodezyjne, przeglądy oraz pomiary techniczne nachylenia i grubości brusów ścianki szczelnej pozwalają stwierdzić:

- zróżnicowane wychylenia oczepu stalowego oraz lokalne zniszczenia mechaniczne na długości nabrzeża,
- zróżnicowane nachylenia brusów ścianki szczelnej na długości nabrzeża,
- lokalne pęknięcia brusów i elementów oczepu, w tym wykonane naprawy nieszczelności,
- zróżnicowane grubości półek brusów po ich długości na długości nabrzeża:

lokalizacja pomiaru	rejon oczepu	rejon zwierc. wody akwenu	połowa głębok. akwenu	przy dnie
grubość półki brusa [mm]	14,2 do 13,5 min. 11,3	14,0 do 11,9 min. 10,5	14,2 do 12,9 min 9,5	14,2 do 13,9 min 10,4

Uwaga: wartości minimalne stwierdzono na brusach Hoesch

- nieszczelności ścianki szczelnej w przejściach kolektorów odwadniających,
- nieszczelności wykonanych napraw w obrębie brusów ścianki szczelnej,
- ubytki i znaczne skorodowania (spróchnienia) drewnianych belek odbojowych,

- ubytki punktowych staro użytecznych opon odbojowych,
- osiadania nawierzchni za oczepem nabrzeża.

Szczegółowy opis nieszczelności zawierają atesty nurkowe.

Stwierdzone uszkodzenia, nieprawidłowości, mają charakter lokalny i nie zagrażają stateczności nabrzeża.

4. Wyniki obliczeń sprawdzających i ocena stanu technicznego nabrzeża

W celu określenia możliwości i warunków użytkowalności nabrzeża wykonano sprawdzające obliczenia statyczno – wytrzymałościowe jego konstrukcji przy uwzględnieniu parametrów podłoża gruntowego, stanu technicznego elementów konstrukcyjnych oraz istniejących głębokości dna.

W obliczeniach przyjęto maksymalną głębokość dopuszczalną nabrzeża $H_{dop} = 6,25$ m przy założeniu, że głębokość techniczna H_T będzie wynosić 5,75 m.

Głębokość dopuszczalna uwarunkowana jest długością istniejącej ścianki szczelnej (w aspekcie wykonanych obliczeń).

W świetle planu sondażowego dna w rejonie nabrzeża głębokości sporadycznie, lokalnie, przekraczają głębokości dopuszczalne. Natomiast na całym obszarze akwatorium w pasie szerokości 10 m od lica nabrzeża głębokości zawierają się w przedziale od 6 m do 6,2 m, tj. w przedziale $H_T < h \leq H_{dop}$.

W obliczeniach uwzględniono „osłabienia” przekroju brusew ścianki szczelnej w rejonie zmian zwierciadła wody średniej oraz uwzględniono różnicę stanów wody w akwencie i zwierciadła wody gruntowej, przyjmując $\Delta h \leq 25$ cm.

Obliczenia wykonano przy dopuszczeniu obciążeń taborem kolejowym rzędu 20 kN/m^2 lub obciążeniem zastępczym naziomu, spełniającym warunki statyczno – wytrzymałościowe konstrukcji.

4.1 Analiza statyczno – wytrzymałościowa nabrzeża istniejącego

4.1.1 Uogólnienia parametrów geotechnicznych w rejonie nabrzeża dokonano przy wykorzystaniu dokumentacji technicznej badań podłoża gruntowego (pkt. 2.5).

Symbol gruntu	Rzędne stropu [m ppt]	I_D (I_L)	Parametry geotechniczne			
			γ_o/γ_o' [kN/m ³]	φ_u [°]	C_u [kPa]	E_o [MN/m ²]
nN (Pd)	0,0	0,5	16,2	29,7	0,0	71,9
nN (Pd)	1,6	0,3	9,3	28,5	0,0	50,1
Ps (+Ż)	3,8	0,2	9,3	31,4	0,0	46,1
Pd	5,8	0,2	8,3	28,9	0,0	26,1
Nn/Pd	7,2	(0,45)	5,9	10,0	14,0	1,0
Pd (+H)	8,1	0,48	8,8	30,3	0,0	44,5
Pd (+H)	10,5	0,71	9,8	31,4	0,0	66,9
Pd (+H)	13,1	0,48	8,8	30,3	0,0	44,5
G π z	13,4	(0,4)	8,8	11,6	10,7	13,4
Pd (+H)	14,7	0,71	9,8	31,4	0,0	66,9

4.1.2 Własności materiałowe elementów konstrukcji

Stalowa ścianka szczelna

- typ Larssen III
- wysokość elementu $h = 0,147$ m
- pole podstawy $A_p = 0,147$ m²/mb
- pole przekroju $A = 0,0198$ m²/mb
- moment bezwładności $I = 0,00016670$ m⁴/mb.

W rejonie osłabionego przekroju przyjęto:

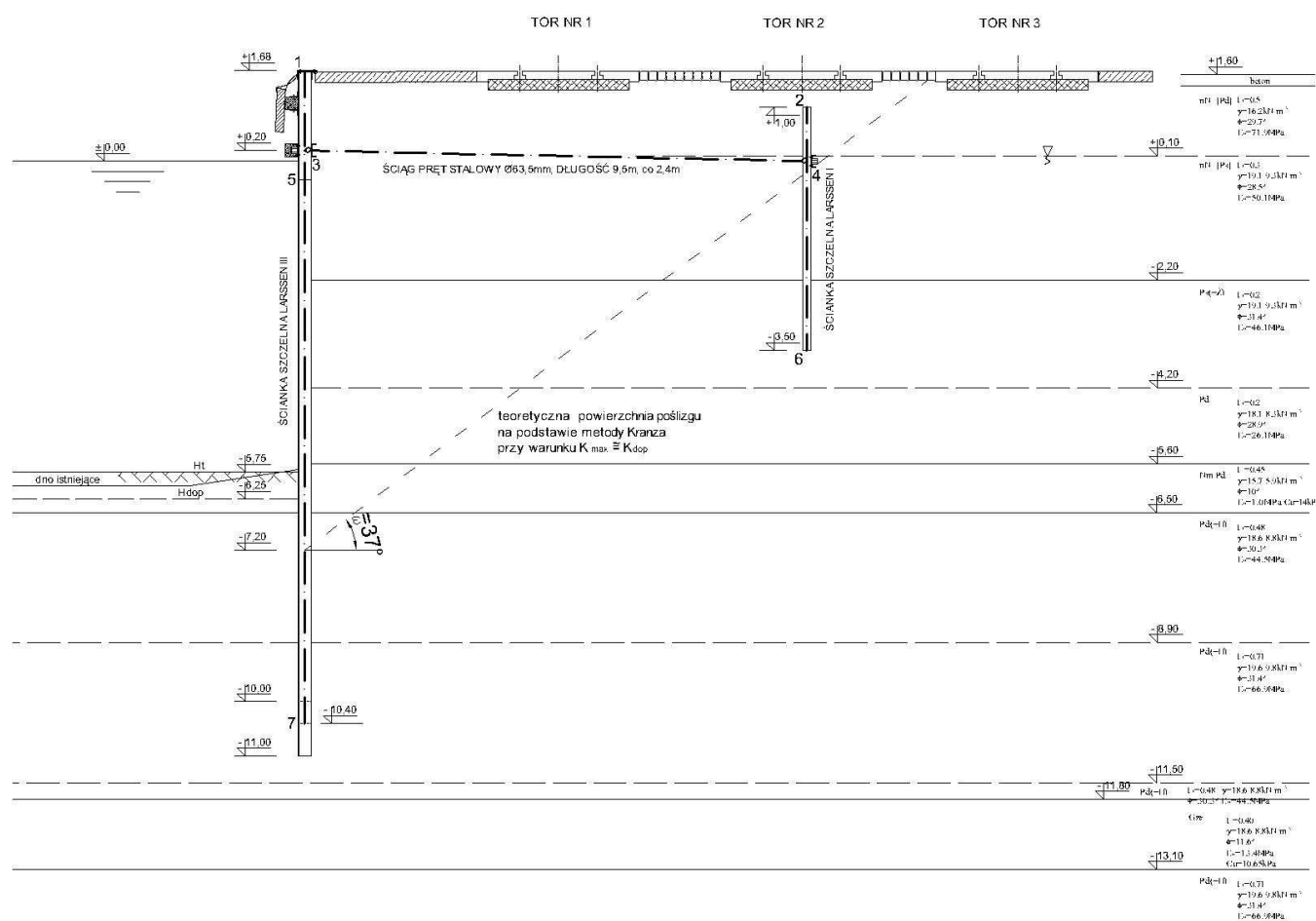
$$A^* = 0,85A \quad \text{oraz} \quad I^* = 0,9I$$

Stalowa ścianka kotwiąca

- typ Larssen I
- wysokość przekroju $h = 0,15$ m
- pole przekroju $A = 0,0127$ m²/mb
- moment bezwładności $I = 0,0000375$ m⁴/mb.

Stalowy ściąg kotwiący $\varphi = 63,5$ mm.

4.1.3 Schemat statyczny ustroju

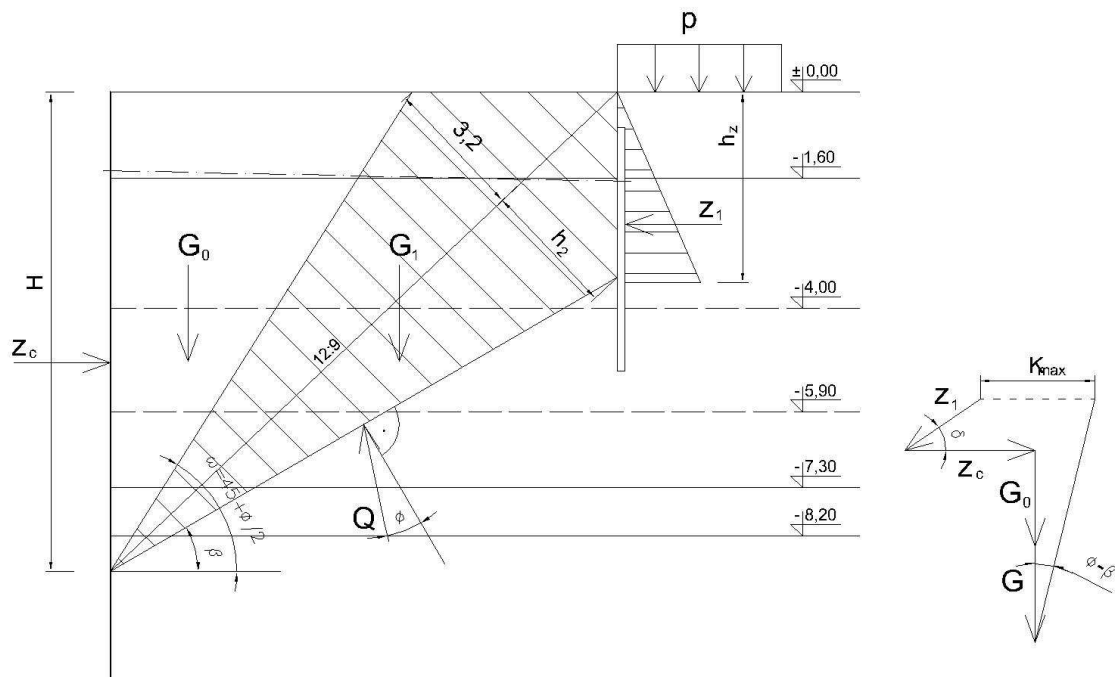


Współrzędne węzłów w układzie globalnym:

Nr węzła	1	2	3	4	5	6	7
x [m]	5,0	14,5	5,0	14,5	5,0	14,5	5,0
z [m]	0,0	0,6	1,4	1,6	2,0	5,1	11,9

4.1.4 Charakterystyki sprężyste podpór

Charakterystyki sprężyste podpór (utwierdzenie konstrukcji nabrzeża w gruncie) określono w oparciu o przyjęte parametry geotechniczne podłoża i założenia metody uogólnionej (Kosecki M.: „Statyka ustrojów palowych. Zasady obliczenia konstrukcji palowych metoda uogólnioną”; PZITB o/Szczecin; Szczecin 2006 r.) przy założeniu krytycznej płaszczyzny poślizgu, określonej na podstawie metody Kranza dla warunku $K_{\max} \approx K_{\text{obl}}$:



Określenie krytycznej płaszczyzny poślizgu na podstawie metody Kranza, przy założeniu, że $K_{\max} \approx K_{\text{obl.}}$

Założenia wyjściowe:

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{H}$$

$$\bar{\phi} = \frac{\sum \phi_i h_i}{H}$$

$$G_0 = 0,5 \cdot H^2 \cdot \text{ctg } \varpi \cdot \bar{\gamma}$$

$$P_1 = 12,9 \cdot 3,2 \cdot 0,5 = 20,64 \text{ kN}$$

$$G_1 = (P_1 + 0,5 \cdot 12,9 \cdot h_2) \cdot \bar{\gamma}$$

$$z_1 = 0,5 \cdot \bar{\gamma}^* \left(\frac{2p}{\gamma} + h_z \right) \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\bar{\phi}^*}{2} \right)$$

$$\bar{\gamma}^* = \frac{\sum \gamma_i h_i}{h_z}$$

$$\bar{\phi}^* = \frac{\sum \phi_i h_i}{h_z}$$

$$\delta = \frac{\bar{\phi}^*}{3}$$

$$K_{\max} = z_c - z_1 \cos \delta + (G_0 + G_1 + z_1 \sin \delta) \text{tg}(\bar{\phi} - \beta)$$

gdzie:

z_c – wypadkowe parcie gruntu na ściankę szczelną,
 z_1 – parcie gruntu na ściankę kotwiącą w obrębie bryły odłamu,
 G_0 – ciężar klina odłamu działającego na ściankę szczelną,
 G_1 – ciężar klina odłamu między klinem odłamu działającym na ściankę szczelną,
 a analizowaną płaszczyzną odłamu,
 β – kąt nachylenia analizowanej płaszczyzny (bryły) odłamu,
 $\bar{\varphi}$ – uśredniony kąt tarcia wewnętrznego bryły odłamu,
 $\bar{\gamma}$ – uśredniony ciężar objętościowy bryły odłamu,
 φ^* – uśredniony kąt tarcia wewnętrznego gruntu, wywołującego parcie czynne
 na tylną ścianę kotwiącą w obrębie analizowanej bryły odłamu,
 $\bar{\gamma}^*$ – uśredniony ciężar objętościowy gruntu jw.,
 δ – kąt tarcia gruntu o ściankę kotwiącą przy parciu czynnym,
 h_z – wysokość ściany kotwiącej w obrębie analizowanej bryły odłamu,
 p – obciążenie naziomu za ścianką kotwiącą,
 Q – oddziaływanie (reakcja) gruntu zalegającego poniżej analizowanej
 płaszczyzny,
 H – rzędna (wysokość) równoważenia parcia i odporu.

Uwzględniając parametry geotechniczne podłoża w rejonie nabrzeża obliczono:

$$\bar{\varphi} = 33,8^\circ,$$

$$\bar{\gamma} = 9,74 \text{ kN/m}^3,$$

$$G_0 = 0,5 \cdot 8,8 \cdot 4,6 \cdot 9,74 = 197,14 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,5 \cdot 12,9 \cdot 3,2 = 20,64 \text{ kN}$$

$$\text{Dla } \beta = 37^\circ \text{ określono } h_z = 1,8 \text{ m, } h = 1,4 \text{ m.}$$

Stąd:

$$\bar{\gamma}^* = 15,4 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi^* = 29,6^\circ$$

$$\delta = 9,86^\circ$$

$$z_1 = 0,5 \cdot 15,4 \left(\frac{2 \cdot 10}{15,4} + 1,8 \right) \text{tg}^2 \left(45 - \frac{29,6}{2} \right) = 8,08 \text{ kN}$$

$$G_1 = (20,64 + 0,5 \cdot 1,4 \cdot 12,9) \cdot 9,74 = 288,99 \text{ kN}$$

$$K_{max} = 121,37 - 8,08 \cos 9,86 + (197,14 + 288,99 + 8,08 \sin 9,86) \text{tg}(33,8 - 37)$$

$$K_{\max} = 86,15 \text{ kN/m} \approx K_{\text{obl}} = 89,90 \text{ kN/m},$$

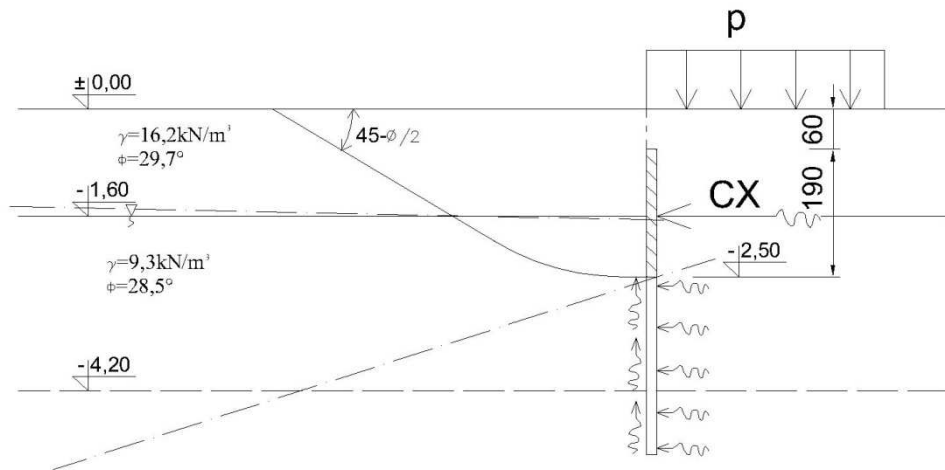
gdzie $z_c = 121,37 \text{ kN}$ wg obliczeń ścianki szczelnej.

Obliczona siła w ściągu dla nieobciążonego uskoku – wg obliczeń programem ŚCIANKA – wynosi $K_{\text{obl}} = 89,90 \text{ kN/m}$.

Uwzględniając powyższe, do analizy stateczności nabrzeża przyjęto nachylenie krytycznej płaszczyzny poślizgu równe $\beta = 37^\circ$.

Parametry sztywności podpór sprężystych konstrukcji (ścianek szczelnych), określone na podstawie rozłożonych liniowo modułów reakcji poziomej (K) i pionowej (K_s) gruntów, zostały automatycznie wygenerowane – poprzez program UP – do programu obliczeń statyki ustroju PROKON 1.

Sztywność elementu kotwiącego (ścianki kotwiącej) wzbudzonego odporem granicznym gruntu określono niżej:



$$CX = \frac{K_{gr}}{\Delta s} = 13,037 \text{ MN/m}$$

gdzie:

$$K_{gr} = z_{gr} - p = 352,0 \text{ kN}$$

$$z_{gr} = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_0 \cdot b = 408,9 \text{ kN}$$

$$p_{gr} = 0,5 \cdot \gamma \cdot \left(\frac{p}{\gamma} + h \right)^2 \cdot h \cdot K_c \cdot b = 56,9 \text{ kN}$$

$$\gamma = \frac{(1,6 \cdot 16,2 + 0,9 \cdot 9,3)}{2,5} = 13,7 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = \frac{(1,6 \cdot 29,7 + 0,9 \cdot 28,5)}{2,5} \cong 29^\circ$$

$$\delta = \frac{\phi}{3}$$

$$p = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$K_0 = f(\phi, \delta) = 3,98$$

$$K_c = f(\phi) = 0,35$$

$$b = 2,4 \text{ m}$$

$$\Delta s = \frac{\Delta s_{gr}}{F} = \frac{0,04}{1,5} = 0,027 \text{ m}$$

4.1.5 Obciążenia zewnętrzne ustroju (szerokość obliczeniowa 2,4 m)

Obciążenia stałe:

- parcie gruntu na ściankę szczelną (wg programu ŚCIANKA), $\gamma_f = 1,2$

z [m]	0,66	1,55	2,52	3,52	4,51	5,51	6,51	7,52	8,28
P _{x1} [kN]	6,6	19,5	28,5	36,4	40,4	47,7	58,7	72,6	17,2

Obciążenia zmienne długotrwałe:

- parcie gruntu na ściankę szczelną od obciążenia zastępczego naziomu
p = 10 kN/m² (wg programu ŚCIANKA)

z [m]	0,67	1,56	1,52	3,51	4,51	5,51	6,51	7,52	8,29
P _{x2} [kN]	0,6	6,4	8,5	8,5	7,8	7,75	8,4	14,8	8,2

Uwaga: Przyjęte obciążenie zastępcze naziomu określono na podstawie dokonanych analiz stateczności i wytrzymałości istniejącej ścianki szczelnej przy różnych obciążeniach zewnętrznych, tu: 20 kN/m², 15 kN/m², 10 kN/m².

- parcie gruntu na ściankę szczelną od obciążenia torem nr 1

z [m]	2,53	3,52	4,52	5,51	6,51	7,52	8,28
P _{x3} [kN]	2,5	7,0	10,4	10,9	9,3	11,8	4,8

- parcie gruntu na ściankę szczelną od obciążenia torem nr 2

z [m]	4,52	5,51	6,51	7,53	8,29
P _{x4} [kN]	0,2	1,6	3,6	9,8	6,2

4.1.6 Wyniki obliczeń statycznych

Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe nabrzeża istniejącego wykonano przy przyjęciu obciążeń:

- parcia gruntu na ściankę szczelną,
- parcia gruntu na ściankę szczelną od obciążenia zastępczego naziomu $p = 10 \text{ kN/m}^2$

lub

- parcia gruntu na ściankę szczelną od obciążenia torami nr 1 i 2 przy $p = 20 \text{ kN/m}^2$.

Obliczone maksymalne przemieszczenia konstrukcji od obciążenia gruntem $DX = 15,21 \text{ mm}$.

Obliczone maksymalne przemieszczenia konstrukcji obciążonej gruntem i obciążeniem użytkowym $\max \{Px_2; Px_3; Px_4; Px_3 + Px_4\}$ wynosi $DX = 29,54 \text{ mm}$.

Maksymalne naprężenia w brusie ścianki szczelnej typu Larssen III wynoszą $\sigma = 184,7 \text{ MPa}$.

Maksymalne naprężenia w brusie ścianki kotwiącej typu Larssen I wynoszą $\sigma = 59,2 \text{ MPa}$.

Maksymalna siła w ściągu: $P = 256,7 \text{ kN}$, $\sigma = 90,8 \text{ MPa}$.

4.2 Stateczność uskoku wg metody Felleniusa

Dane wyjściowe:

- wysokość uskoku $U_s = 7,85 \text{ m}$,
- obciążenie zastępcze naziomu $p = 10 \text{ kN/m}^2$,
- głębokość wody $h_w = 6,0 \text{ m}$,
- parametry geotechniczne:

Nr normy	z [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	Cu [kPa]	W [-]
1	0,0	16,2	27,9	0,0	0
2	1,6	19,1	30,0	0,0	1
3	7,2	15,7	10,0	14,0	1
4	8,1	19,1	30,9	0,0	1
5	13,1	18,6	30,3	0,0	1

4.3 Ocena techniczna

Uwzględniając wyniki obliczeń statycznych po analizie przeglądów technicznych i pomiarów elementów istniejącego nabrzeża stwierdza się, że *stan techniczny nabrzeża jest dobry*.

Jednakże nabrzeże wymaga wykonania remontu obejmującego:

- napraw nieszczelności w ścianie szczelnej i uzupełnienia ubytków w elementach konstrukcyjnych oczepu,
- uszczelnienie wylotów kanalizacyjnych (opcja)

Uwaga: w przypadku przystąpienia do przebudowy nabrzeża należy przewidzieć przejście wylotów przez kolektor zbiorczy i odprowadzenie do rzeki przez urządzenie podczyszczające. Otwory po wylotach należy zaspawać przy wykorzystaniu nakładek stalowych grubości min. 14 mm,

- naprawy lub przebudowy nawierzchni drogowej z uwzględnieniem poprawy nośności podłoża,
- wymiany istniejących urządzeń odbojowych.

Na podstawie wyników obliczeń istniejące nabrzeże ma następującą charakterystykę techniczno – eksploatacyjną:

- | | |
|------------------------------------|-----------------------------|
| – długość linii cumowniczej | 200 m, |
| – głębokość techniczna H_T | 5,75 m, |
| – głębokość dopuszczalna H_{dop} | 6,25 m, |
| – obciążenia użytkowe zastępcze | $p = 10 \text{ kN/m}^2$, |
| – obciążenia torów | $p_1 = 20 \text{ kN/m}^2$. |

Nabrzeże nadaje się do eksploatacji przy zachowaniu powyższych warunków.

5. Proponowana przebudowa nabrzeża

W celu zwiększenia użytkowości nabrzeża, polegającego na możliwości jego obciążenia specjalistycznymi pojazdami mobilnymi, służącymi do prac przeładunkowych oraz w celu zwiększenia głębokości technicznej przy nabrzeżu $H_T = 6,0 \text{ m}$ (możliwej przy długości istniejącej ścianki szczelnej), zaproponowano jego przebudowę polegającą na:

- wykonaniu nadbudowy żelbetowej posadowionej na palach żelbetowych z wykorzystaniem istniejącej ścianki szczelnej,

- wzmocnieniu podłoża za nabrzeżem przez wykonanie np.: wibroflotacji do stropu gruntów organicznych, zalegających na poziomie projektowanej głębokości technicznej akwenu,
- wykonaniu nowej nawierzchni utwardzonej za nabrzeżem,
- przebudowie układu torowego,
- zastosowaniu wydajnego urządzenia załadunkowo – rozładunkowego, powiązanego ze spichrzami (opcja).

W ramach ekspertyzy wykonano wstępne obliczenia statyczno – wytrzymałościowe proponowanego nabrzeża.

5.1 Analiza statyczno – wytrzymałościowa

5.1.1 Charakterystyka geotechniczna warunków gruntowych

Patrz pkt. 4.1.1

5.1.2 Właściwości materiałowe elementów konstrukcji

Żelbetowa nadbudowa:

- | | |
|-----------|--------------|
| – beton | klasa C30/37 |
| – stal | klasa A – II |
| – otulina | 5 cm |

Ścianka szczelna	wg pkt. 4.1.2
------------------	---------------

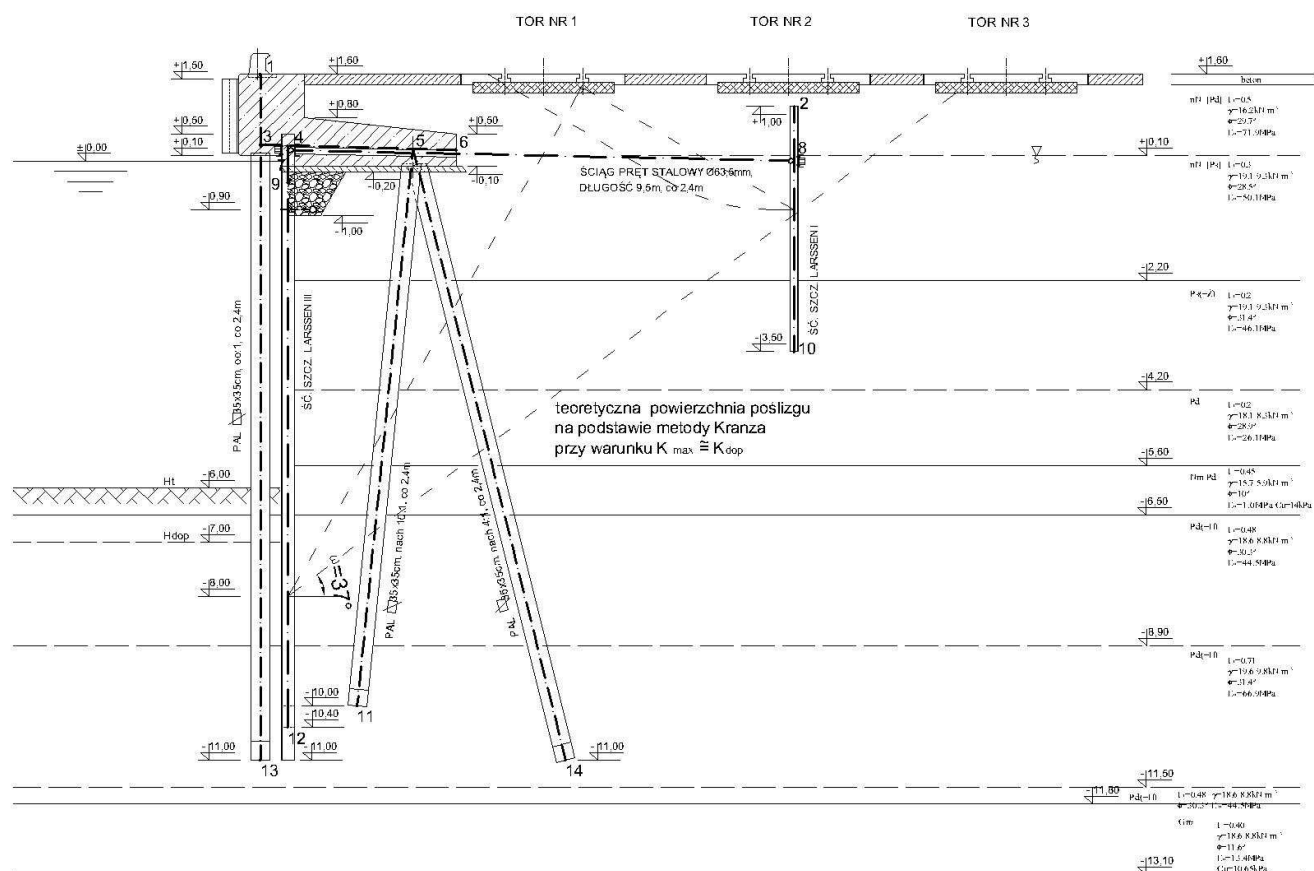
Ścianka szczelna kotwiąca	wg pkt. 4.1.2
---------------------------	---------------

Ściąg	wg pkt. 4.1.2
-------	---------------

Pal prefabrykowany żelbetowy

- | | |
|---------------------|--------------|
| – wymiary przekroju | 35 x 35 cm |
| – beton | klasa C30/37 |
| – stal | klasa A – II |

5.1.3 Schemat statyczny ustroju



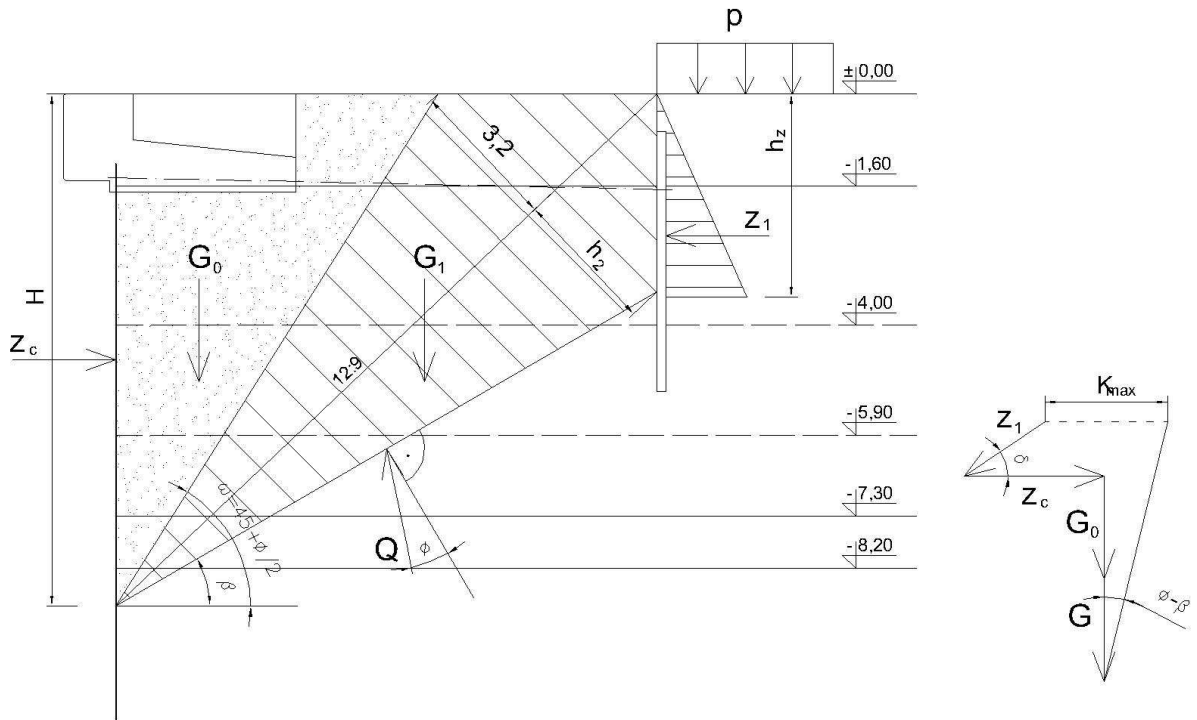
Węzły w układzie globalnym

Nr węzła	1	2	3	4	5	6	7	8
x [m]	4,5	14,5	4,5	5,0	7,2	8,0	5,0	14,5
z [m]	0,0	0,6	1,3	1,3	1,3	1,3	1,5	1,6

Nr węzła	9	10	11	12	13	14
x [m]	5,0	14,5	6,1	5,0	4,5	10,0
z [m]	2,0	5,1	11,6	12,0	12,6	12,6

5.1.4 Charakterystyki sprężyste podpór

Charakterystyki sprężyste podpór (utwierdzenie konstrukcji nabrzeża w gruncie) określono w oparciu o przyjęte parametry geotechniczne podłoża i założenia metody uogólnionej, przy założeniu krytycznej płaszczyzny poślizgu określonej na podstawie metody Kranza dla warunku $K_{\max} \approx K_{\text{obl}}$:



$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{H} = 9,92 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\phi} = \frac{\sum \phi_i h_i}{H} = 33,6^\circ \approx 34^\circ$$

$$\varpi = 45 + \frac{34}{2} = 62^\circ$$

$$G_0 = (0,5(9,6 + 3,9) \cdot 3,0 + 0,5 \cdot 2,1 \cdot 3,9) \cdot 9,9 = 241,0 \text{ kN/m}$$

$$G_1 = (0,5 \cdot 13,6 \cdot 3,2 + 0,5 \cdot 13,6 \cdot h) \cdot 9,9 = (21,76 + 6,8h) \cdot 9,9 \quad [kN/m]$$

$$Z_c = 104,26 \text{ kN/m}$$

$$K_{obl} = 61,65 \text{ kN/m}$$

Przyjęto $\beta=37^\circ$ stąd $h_z = 2,5 \text{ m}$, $h = 1,8 \text{ m}$

$$\bar{\gamma}^* = \frac{1,6 \cdot 16,2 + 0,9 \cdot 9,3}{2,5} = 13,7 \text{ kN/m}^3/\text{mb}$$

$$\bar{\phi}^* = \frac{29,7 \cdot 1,6 + 28,5 \cdot 0,9}{2,5} = 29,3^\circ$$

$$\delta = 9,8^\circ$$

$$G_1 = (21,76 + 6,8 \cdot 1,8) \cdot 9,9 = 336,6 \text{ kN/mb}$$

$$z_1 = 0,5 \cdot 13,7 \cdot \left(\frac{20 \cdot 2}{13,7} + 2,5 \right) \text{tg}^2 \left(45 - \frac{29,3}{2} \right) = 12,73 \text{ kN/mb}$$

$$K_{\max} = 104,26 - 12,73 \cdot \cos 9,8 + (241,0 + 336,6 + 12,73 \cdot \sin 9,8) \text{tg} (34 - 37)$$

$$K_{\max} = 61,33 \text{ kN/m} \approx K_{\text{obl}} = 61,65 \text{ kN/m}$$

Do analizy statyczności nabrzeża po przebudowie przyjęto nachylenie krytycznej płaszczyzny poślizgu równe $\beta=37^\circ$.

Parametry sztywności podpór sprężystych ścianki i pali oraz sztywności elementu kotwiącego określono jak dla istniejącego nabrzeża.

5.1.5 Obciążenia zewnętrzne ustroju (szerokość obliczeniowa 2,4 m)

Obciążenia stałe:

- ciężar własny konstrukcji, obliczony automatycznie przez program PROKON 1, przy założeniu ciężarów właściwych materiałów ($\gamma_f = 1,1$ v $0,9$):

- żelbetu $\gamma_b = 25,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_b' = 15,0 \text{ kN/m}^3$,
- stali $\gamma_s = 77,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_s' = 67,2 \text{ kN/m}^3$,

- obciążenie gruntem przy nabrzeżu, $\gamma_f = 1,2$

$$Q_{z_1} = 1,0 \cdot 2,4 \cdot 17,5 = 42,0 \text{ kN/m}$$

- parcie gruntu na nadbudowę żelbetową, $\gamma_f = 1,2$

$$Q_{x_{1,1}} = 0,0 \quad z_{1,1} = 0,0$$

$$Q_{x_{1,2}} = 13,4 \quad z_{1,2} = 1,0$$

- parcia gruntu na płytę nadbudowy żelbetowej, $\gamma_f = 1,2$

$$P_{x_1} = 8,4 \text{ kN}$$

- parcia gruntu na stalową ściankę szczelną po uwzględnieniu ostonięcia pali żelbetowych, $\gamma_f = 1,2$

Δz [m]	0,26	0,97	0,91	1,0	1,01	0,98	1,02	0,68
P_{x_2} [kN]	3,94	11,83	18,67	24,91	33,46	30,09	30,67	14,50

- parcie gruntu na pale ukośne wciskane (P_{x_3}) i wyciągane (P_{x_4}), $\gamma_f = 1,2$

Δz [m]	2,82	1,0	1,01	0,98	1,02	0,68
P_{x_3} [kN]	0,84	2,71	4,83	11,0	18,48	5,78
P_{x_4} [kN]	1,27	4,06	7,24	17,48	27,72	8,67

Obciążenia zmienne długotrwałe:

- szerokość obliczeniowa ustroju $b = 2,4$ m,
- obciążenie płyty nabrzeża od obciążenia użytkowego $p = 40$ kN/m²,
 $\gamma_f = 1,2$

$$Q_{z_2} = 40,0 \cdot 2,4 = 96 \text{ kN/m}$$

- parcie na oczep od obciążenia naziomu

$$Q_{x_2} = 40,0 \cdot 2,4 \cdot 0,3201 = 30,7 \text{ kN/m}$$

- parcie gruntu na pale od obciążenia naziomu $p = 40$ kN/m²

Δz [m]	1,85	1,0	0,98	1,0	0,98	0,96	0,93
P_{x_5} [kN]	0,05	2,41	5,83	9,77	13,16	23,48	12,72
P_{x_6} [kN]	0,07	3,61	8,74	14,66	19,74	35,22	19,08

- parcie wody gruntowej na ściankę szczelną przy $\Delta h_w = 25$ cm

Δz [m]	0,9	0,93	1,0	0,99	1,01	0,98	0,98	0,83
P_{x_w} [kN]	5,16	5,88	5,88	5,90	5,88	5,88	5,88	5,66

Obciążenia zmienne krótkotrwałe:

- nośność nominalna pachoła cumowniczego $Q = 300 \text{ kN}$,
- ciągnienie cumy $c_s = Q \cdot \frac{b}{L} = 60 \text{ kN}$.

5.1.6 Wyniki obliczeń statycznych

Obliczenia statyczne – wytrzymałościowe proponowanego nabrzeża wykonano przy przyjęciu obciążeń:

- od konstrukcji własnej nabrzeża,
- parcia gruntu na konstrukcję nabrzeża przy uwzględnieniu osłonięcia ścianki szczelnej palami i przejściu przez pale pozostałej części obciążenia,
- parcia gruntu na konstrukcję nabrzeża od obciążenia zastępczego naziomu $p = 40 \text{ kN/m}^2$,
- parcia wody na ściankę szczelną przy $\Delta h_w = 25 \text{ cm}$,
- ciągnięcia cumy.

Obliczone maksymalne przemieszczenia poziome konstrukcji będą następujące:

obciążenia stałe	$D_x = 7,67 \text{ mm}$,
obciążenia stałe i zmienne długotrwałe	$D_x = 10,44 \text{ mm}$,
obciążenia stałe i zmienne długotrwałe i krótkotrwałe	$D_x = 16,94 \text{ mm}$.

Maksymalne przemieszczenia pionowe konstrukcji będą rzędu 5 mm.

Maksymalne siły wewnętrzne w elementach konstrukcji wynoszą (szerokość obliczeniowa 2,4 m):

- ścianka szczelna $M_{\max} = 220,5 \text{ kNm}$, $P_{\max} = - 296,3 \text{ kN}$,
 $\sigma_{\max} = 72,8 \text{ MPa}$,
- ścianka kotwiąca $M_{\max} = 78,6 \text{ kNm}$, $\sigma_{\max} = 65,6 \text{ MPa}$,
- ściągi stalowe $P = + 274,5 \text{ kN}$, $\sigma = 97,1 \text{ MPa}$,
- pal żelbetowy pionowy $M_n = 56,1 \text{ kNm}$, $P_{\max} = - 104,1 \text{ kN}$
- pal żelbetowy ukośny wciskany $M_{\max} = 73,9 \text{ kNm}$, $P_{\max} = - 447,6 \text{ kN}$

- pal żelbetowy $M_{\max} 68,3 \text{ kNm}$, $P_{\max} = 35,6 \text{ kN}$, $P_{\max} = - 69,3 \text{ kN}$
ukośny wciągany

Obliczone nośności elementów podporowych wg PN – 83/B – 02482 wynoszą:

- ścianka szczelna Larssen III $N_t = 203,0 \text{ kN/mb}$,
- pal pionowy $N_t = 130,5 \text{ kN/mb}$,
- pal wciskany $N_t = 496,4 \text{ kN/mb}$,
- pal wciągany $N_t^w = 184,7 \text{ kN/mb}$.

6. Wnioski i zalecenia

- 6.1 Istniejąca konstrukcja nabrzeża umożliwia jego eksploatację przy ograniczeniu obciążenia zastępczego naziomu do 10 kN/m^2 ;
- 6.2 Obciążenia torów nie powinny być większe niż 20 kN/m^2 ;
- 6.3 Głębokość techniczna przy nabrzeżu istniejącym nie powinna być większa niż $H_T = 5,75 \text{ m}$. W okresie eksploatacji głębokości akwenu o pasie szerokości 10 m nie powinny przekroczyć $H_{\text{dop}} = 6,25 \text{ m}$;
- 6.4 Po wykonaniu koniecznego remontu istniejącego nabrzeża, można wystąpić do Urzędu Morskiego o zgodę na ponowne użytkowanie. Ze względu na istniejące głębokości dna należy zwiększyć częstość kontroli jego głębokości.
- 6.5 Przebudowane nabrzeże, w przypadku wykorzystania istniejącej ścianki szczelnej, powinno mieć głębokość dopuszczalną $H_{\text{dop}} = 7,0 \text{ m}$. Odpowiadająca jej głębokość techniczna, bez potrzeby częstej kontroli, wynosi $H_T = 6,0 \text{ m}$;
- 6.6 Proponowana konstrukcja nabrzeża umożliwia obciążenie zastępcze naziomu $p = 40 \text{ kN/m}^2$.