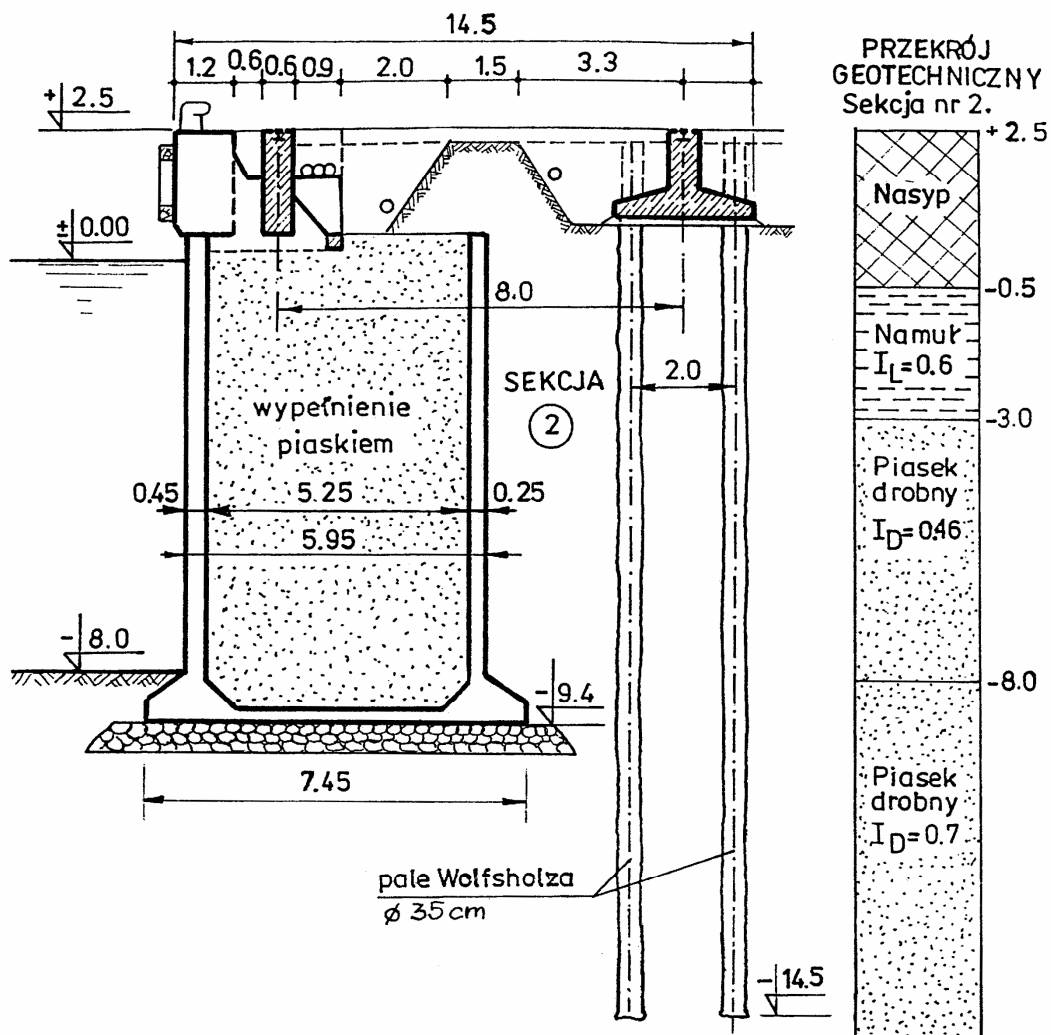




XIII SYMPOZJUM
na temat
BADANIE PRZYCZYN I ZAPOBIEGANIE AWARIOM
KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH

Dr inż. Kazimierz Gwizdała
Mgr inż. Krzysztof Kowalski

MODERNIZACJA NABRZEŻA PORTOWEGO
W CELU ZAINSTALOWANIA ŻURAWI
PRZEŁADUNKOWYCH



1. Wstęp

W eksploatacji istniejących obiektów hydrotechnicznych występuje tendencja zwiększania ich obciążeń użytkowych. Charakterystycznym tego przykładem jest instalowanie na danym nabrzeżu cięższych żurawi lub zamiar zainstalowania na nabrzeżu typu postojowego żurawi torowych.

Niezbędne jest wówczas opracowanie szczegółowej analizy technicznej określającej możliwości bezpiecznego przyjęcia zwiększonych obciążeń użytkowych oraz zakresu niezbędnej modernizacji danego obiektu.

W niniejszym referacie przedstawiono przykład modernizacji portowego nabrzeża postojowego w celu zainstalowania na nim torowych żurawi przeładunkowych.

2. Lokalizacja i charakterystyka nabrzeża

Nabrzeże Wilsona w Porcie Gdynia wybudowane zostało w latach trzydziestych XX wieku. Jest to nabrzeże typu skrzyniowego. Konstrukcja nabrzeża stanowi ciąg prefabrykowanych żelbetowych skrzyń z nadbudową w postaci ciągłego, betonowego muru nadwodnego – rys. 1a.

Długość nabrzeża wynosi 410 m. Poziom nawierzchni sięga rzędnej + 2,5 m npm. Posadowienie skrzyń jest na rzędnej -9,0 m npm. Gabaryty poszczególnych skrzyń są jednakowe i wynoszą: długość 18,4 m, wysokość 9,5 m, szerokość korpusu 5,95 m, szerokość podstawy przy odsadzkach 7,45 m.

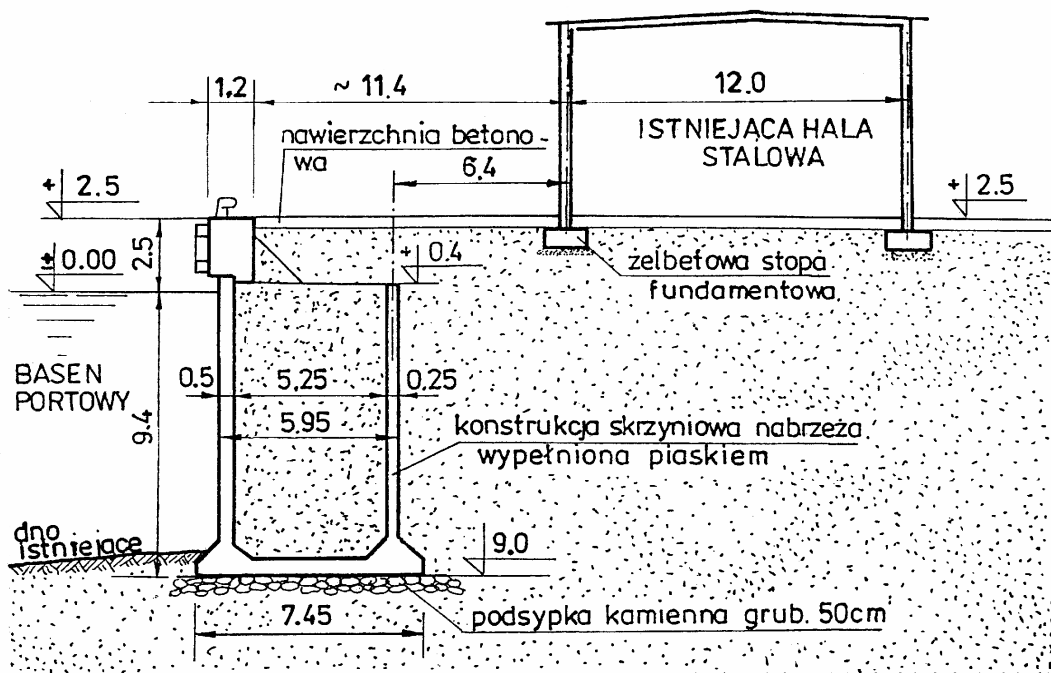
Skrzynie posadowione są na warstwie podsypki kamiennej grubości 50 cm. Grubość podłużnej ściany odwodnej wynosi 45 cm, odlądowej 25 cm. Grubość poprzecznych ścian wewnętrznych wynosi 25 cm, zewnętrznych 40 cm. Komory skrzyń wypełniono piaskiem. Nawierzchnię wykonano z brukowca.

Betonowy mur nadwodny o szerokości 1,20 m i wysokości 2,10 m został stężony żelbetowymi żebrami w miejscach ścian poprzecznych. Mur nadwodny wyposażono w urządzenia cumowniczo-odbojowe, pachoty typu gdyńskiego oraz ciągłą ramę odbojową z belek drewnianych.

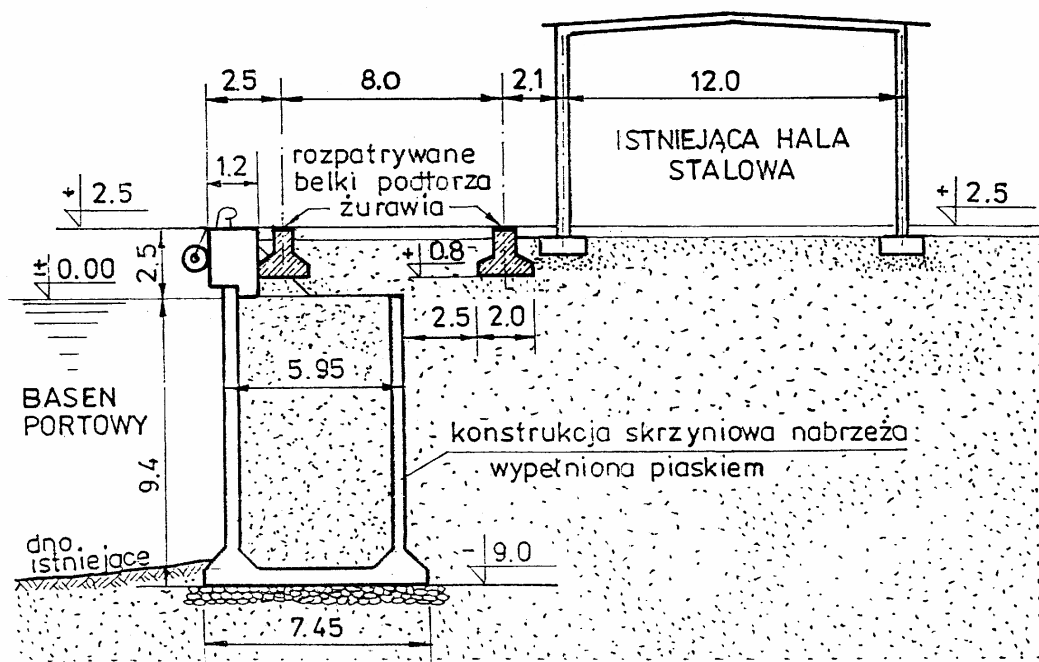
Warunki gruntowe w rejonie omawianego nabrzeża scharakteryzowano poniżej. Podłoże gruntowe w poziomie posadowienia skrzyń stanowią grunty nośne. Są to piaski średnioziarniste zagęszczone przechodzące w niższych partiach w zagęszczony kompleks żwirowo-piaszczysty. Od poziomu posadowienia do poziomu nawierzchni występują grunty zasypowe piaszczyste, w których stwierdzono wielopoziomowe przewarstwienia namulów.

W wyniku działań wojennych 1945 roku nabrzeże uległo znacznym uszkodzeniom. Zdetonowane ładunki wybuchowe umieszczone w komorach skrzyń spowodowały spękania a nawet wyrwy w ścianach zewnętrznych oraz zarysowania innych ścian. Po wojnie nabrzeża odbudowano w sposób typowy dla zaistniałych uszkodzeń. Komory z wyrwami i licznymi spękaniem zabetonowano aż do wierzchu korpusu skrzyń. Odtworzono mur nadwodny wraz z jego wyposażeniem oraz wykonano betonową nawierzchnię. Przywrócono w ten sposób normalne możliwości eksploatacyjne nabrzeża.

A. PRZEKRÓJ POPRZECZNY NABRZEŻA
Stan przed modernizacją



B. PRZEKRÓJ POPRZECZNY NABRZEŻA
Rozpatrywane podtorze żurawia



Rys. 1. Konstrukcja Nabrzeża Wilsona: a) przed modernizacją, b) posadowienie bezpośrednie projektowanego toru podźwigowego.

3. Analiza możliwości zainstalowania na nabrzeżu żurawi przeładunkowych

3.1 Analiza materiałów i danych

Zasadnicza zmiana sposobu użytkowania omawianego nabrzeża wymagała przeanalizowania szeregu materiałów i danych. Dotyczyło to w szczególności: wielkości przewidywanych statków, planu batymetrycznego dna, inwentaryzacji obiektu, oceny warunków geotechnicznych, rodzaju i wielkości urządzeń cumowniczo-odbojowych, obciążeń użytkowych w pasie nabrzeża w tym obciążeń od kół jezdnych żurawia.

Przeprowadzona analiza wykazała:

- Głębokość dna wzdłuż linii cumowniczej nabrzeża przebiega na rzędnej od $-8,2$ do $-8,6$ m npm, w odległości zaś 10 m od linii cumowniczej od $-9,0$ do $-9,5$ m npm. Dno jest nieumocnione. W linii cumowniczej nabrzeża przewiduje się cumowanie statków o zanurzeniu do 8,0 m.
- Skrzynie nabrzeżowe mają liczne drobne ubytki sięgające na głębokość kilku centymetrów, stwierdzono również wiele głębszych i rozleglejszych ubytków, odsłaniających zbrojenie ściany odwodnej nabrzeża.
- Mur nadwodny nie wykazuje istotnych uszkodzeń. Występujące wykruszenia w części odwodnej sięgają na głębokość do kilku centymetrów.
- Nawierzchnię w pasie nabrzeża stanowi płyta betonowa grubości 25 cm wykonana na mokro, z zauważalnymi uszkodzeniami: występują liczne spękania, wykruszenia, brak jest wymaganych spadków.
- Obciążenie użytkowe naziomu nabrzeża przyjęto w wielkości $p = 20$ kPa.
- Wielkość obciążeń przypadających na projektowane tory pod-dźwignicowe od kół jezdnych żurawi o udźwigu $Q=63$ kN zawiera dokumentacja techniczno-ruchowa żurawi. Maksymalny obliczeniowy nacisk koła jezdnego wynosi $P = 325$ kN.

3.2 Ocena stateczności nabrzeża

Zmiana funkcji omawianego nabrzeża oraz zwiększenie jego obciążeń wymagało wykonania szczegółowych obliczeń stateczności. Dla celów porównawczych wykonano obliczenia dla dwóch stanów pracy konstrukcji:

- A) Dla dotychczasowego stanu obciążenia: nabrzeże bez żurawia, obciążenie użytkowe $P = 20$ kPa, siła od cumowania $C = 500$ kN na dylatację
- B) Dla nabrzeża zmodernizowanego: obciążenie żurawiem o udźwigu $Q = 63$ kN, obciążenie użytkowe $p = 20$ kPa, obciążenie pasmowe pod fundamentami bezpośrednimi żurawia $p_z = 144$ kPa, siła od cumowania $C = 700$ kN na dylatację.

Obliczenia wykonano według zasad proponowanych przez Hueckela [1] przy wykorzystaniu ogólnych współczynników stateczności, nośności podłoża oraz przemieszczeń budowli. Wyniki przeprowadzonych obliczeń w zwartej formie przedstawiono poniżej:

	n^A	n^B
– współczynnik stateczności na obrót względem odwodnej krawędzi podstawy	1,39	1,22
– współczynnik stateczności na obrót według walcowej powierzchni pod podstawą	1,92	1,40

– współczynnik stateczności na przesunięcie w poziomie podstawy skrzyni po podsypce	1,50	1,10
– wartość maksymalnych naprężeń na grunt w poziomie gruntu rodzimego	240 kPa	250 kPa
– przechyłka względna budowli	7'	8'
– osiadanie budowli w środku podstawy	2,5 mm	3,0 mm
– współczynnik stateczności uskoku naziomu	1,25	1,15

Generalnie należy stwierdzić, że stan obciążenia B) nie spełnia w kilku punktach wymaganych według Hueckla wartości minimalnych.

Ze względu na konieczność wymaganego poziomu bezpieczeństwa nabrzeża określono następujące ograniczenia i warunki jego użytkowania:

1. Uzupelnienie wszelkich ubytków w ścianie odwodnej i murze nadwodnym.
2. Wykonanie umocnienia dna materiałem kamiennym lub płytami prefabrykowanymi od rzędnej $-8,0$ m do $-9,0$ m npm.
3. Ograniczenie obciążenia użytkowego do wielkości $p = 10$ kPa, przy obciążeniu od cumowania $C = 500$ kN na dyłatację oraz pracy żurawi $Q = 63$ kN.

W wyniku dalszych szczegółowych analiz zdecydowano się na posadowienie odlądowego toru podźwignicowego na palach. Rozwiązanie to pozwala zrezygnować z wykonania umocnienia dna. Jednocześnie utrzymano możliwość standardowego obciążenia nabrzeża w wielkości $p = 20$ kPa – rys. 2.

Z uwagi na bliskie sąsiedztwo istniejących i użytkowanych hal zaprojektowano pale wiercone typu Wolfsholza, o długości od 12 m do 15 m, przy obciążeniu obliczeniowym $Q_r = 440$ kN na pal. Wyniki oceny nośności pali przedstawiono na rys. 3. Zamieszczone są tam następujące dane:

- Krzywa osiadania uzyskana z próbnego obciążenia. Wartość $k \cdot N_c^0 = 500$ kN, według PN-83/B-02482 [6].
- Nośność pala według normy: dla pala pojedynczego $N = 498$ kN oraz dla pala w grupie $N = 462$ kN.
- Teoretyczna krzywa osiadania wyznaczona przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych t-z oraz q-z (program PALOS, K. Gwizdała, Katedra Geotechniki PG).
- Wartość osiadań według normy PN-83/B-02482

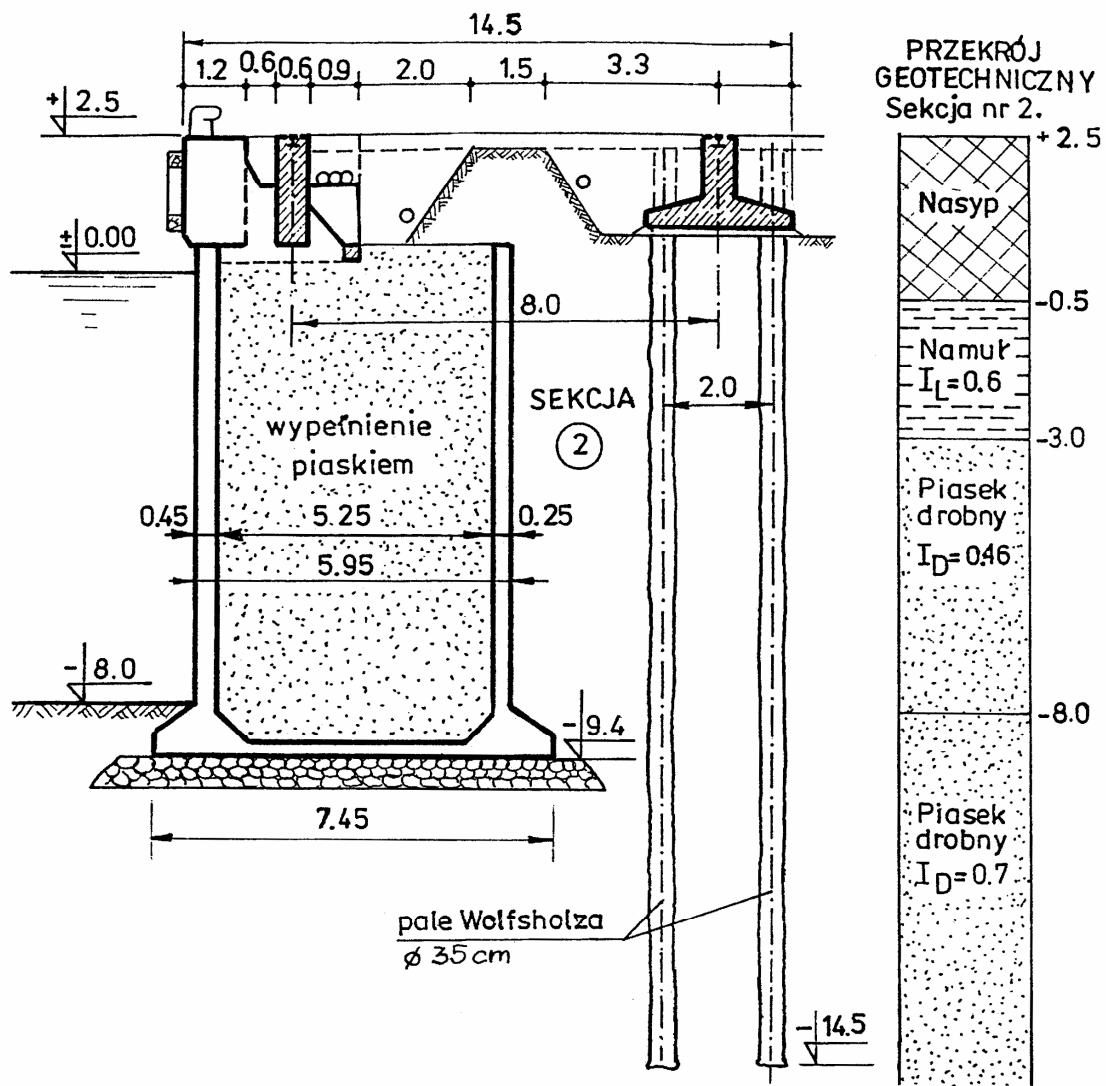
Wykonane pale w sposób bezpieczny przenoszą założone obciążenia.

Tor odlądowy zaprojektowano w postaci żelbetowej belki posadowionej na palach pionowych. Z uwagi na bliskie sąsiedztwo hal zastosowano pale wiercone typu Wolfsholza o średnicy 35 cm.

Długość pali na poszczególnych odcinkach, w zależności od przewarstwień namułu, przyjęto równe od 12 m do 15 m.

Żelbetową belkę odlądową przyjęto o przekroju teowym, wysokości 1,70 m, szerokości górą 0,60 m, u podstawy 2,80 m. Podstawa belki wspiera się na dwóch rzędach pali, których osiowy rozstaw poprzeczny wynosi 2,0 m, a rozstaw podłużny 2,8 m.

Belki podźwignicowe oraz pale wykonano z betonu hydrotechnicznego: W-4, M-150, przy czym korpus belki i pale z betonu B-30.



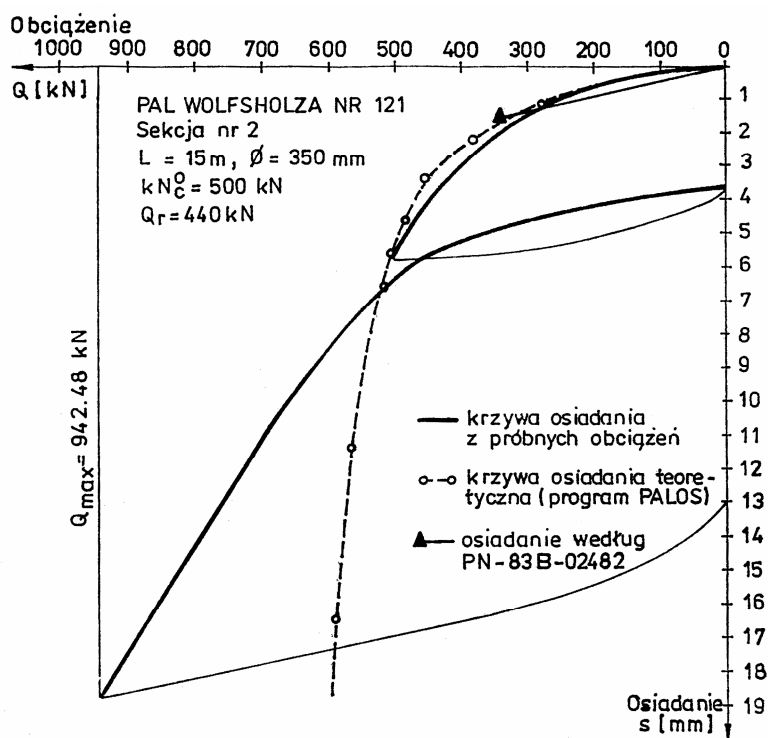
Rys. 2 Przykładowy przekrój nabrzeża Wilsona

Jako szynę jezdnią zastosowano szynę typu SD 100, zamocowaną w sposób przesuwny (ślizgowy). Szyna na całej długości podtorza jest spawana bez przerw na stykach poszczególnych odcinków dylatacyjnych.

Tor odwodny zaprojektowano w postaci żelbetowej belki wykonanej w ramach nadbudowy omawianego nabrzeża.

Żelbetowa belka odwodna ma prostokątny przekrój poprzeczny o wysokości 2,10 m i szerokości 0,60 m. Odległość osiowa belki od odwodnej krawędzi muru nadwodnego wynosi 2,10 m.

W zależności od rodzaju zastosowanego po wojnie remontu komór poszczególnych skrzyń, zastosowano odpowiednie posadowienie belki podźwignicowej. W przypadku skrzyń z istniejącymi ścianami poprzecznymi o sprawdzonej wytrzymałości, zastosowano posadowienie belki opartej na tychże ścianach. W przypadku skrzyń z wypełnieniem komór korkiem betonowym, zastosowano posadowienie belki bezpośrednio na powierzchni betonowego korka.



Rys. 3 Wyniki obliczeń i badań nośności pała Wolfsholza

Belka na długości stężona jest poprzecznymi żebrami wzmacniającymi, łączącymi ją z murem nadwodnym. Dla usztywnienia przekroju belki, żebra wzmacniające połączono ze ścianami poprzecznymi skrzyń lub z monolitem betonowego korka.

Zasilanie żurawi odbywać się będzie ze studzienek zasilających, usytuowanych przy odlądowej ścianie omawianej belki, rozmieszczonych w rozstawie co około 25 m.

Przyjęto podział na odcinki dylatacyjne dla obu belek podźwignicowych równy długości dylatacyjnej pomiędzy skrzyniami, to jest $L = 18,4$ m.

W celu odciążenia nadbudowy nabrzeża zastosowano zasyp odciążający, wykonany wzdłuż odlądowej ściany belki odwodnej. Pomiędzy warstwą zasypu odciążającego a zasypem piaszczystym przewidziano ułożenie warstwy filtracyjnej z geowłókniny.

Na istniejącym murze nadwodnym osadzono nowe pachoty cumownicze o nośności 500 kN. Z uwagi na wymagane większe zakotwienie dla tych pachotów (w porównaniu do pachotów istniejących) zastosowano poszerzone bloki pachotowe, połączone zbrojeniem z konstrukcją części podwodnej nabrzeża.

W ramach modernizacji omawianego nabrzeża, wykonano niezbędne instalacje zasilające, a następnie roboty zasypowe pod wykonanie nowej betonowej nawierzchni i odwodnienie międzytorza.

4. Modernizacja omawianego nabrzeża

Ostatecznie zakres prac remontowych i modernizacyjnych na omawianym nabrzeżu obejmował następujące prace:

- uzupełnienie wszystkich ubytków na ścianie odwodnej skrzyni nabrzeża i na murze nadwodnym;
- osadzenie nowych pachotów cumowniczych o nośności 500 kN;

- c) wykonanie odwodnego i odlądowego toru poddźwignicowego na odcinku o długości 140 m nabrzeża;
- d) wykonanie nowej nawierzchni betonowej w pasie podtorza wraz z jej odwodnieniem.

Obecnie główne prace budowlane związane z modernizacją nabrzeża zostały zakończone. W najbliższym okresie obiekt zostanie oddany do dalszej eksploatacji po wykonaniu prób obciążeniowych wybranej sekcji.

5. Podsumowanie

Wykorzystanie istniejących obiektów z przystosowaniem ich do nowych funkcji i zwiększonych obciążeń zawsze wymaga przeprowadzenia określonych analiz techniczno-ekonomicznych. Potrzeba zwiększenia obciążeń eksploatacyjnych na portowych i stoczniowych obiektach hydrotechnicznych występuje dość często. Jest to związane z naturalnym rozwojem techniki przeladunkowej.

Proces modernizacji a w tym i projektowania powinien uwzględniać wcześniejszą długotrwałą eksploatację obiektu oraz nowe metody obliczeń i analiz.

Na skutek długoletnich, zmiennych w czasie obciążeń, podłoże w bezpośrednim sąsiedztwie budowli znajduje się w zupełnie innym stanie naprężeń niż podłoże in situ, wykazując inne właściwości fizyczne i mechaniczne.

Stosunkowo nieskomplikowane badania obiektu w skali naturalnej, próbne obciążenia pali, próbne obciążenia belek poddźwignicowych jak i całych sekcji dylatacyjnych nabrzeży wielokrotnie wykazywały, że zdolność do przenoszenia obciążeń jest większa niż pierwotnie zakładano.

Innym elementem pozwalającym odważniej podejść do omawianego zagadnienia są nowe metody analizy uwzględniające sztywność budowli, przestrzenną pracę konstrukcji, wzajemne oddziaływanie: podłoże - fundament, przy dokładnym rozeznaniu geotechnicznym.

Literatura:

- [1] Hueckel S.: Budowle morskie, Wydawnictwa Morskie Gdańsk 1974.
- [2] Kowalski K., Mazurkiewicz B.: Tory poddźwignicowe. Studia i materiały Katedry Budownictwa Morskiego Politechniki Gdańskiej. Zeszyt 14, 1990.
- [3] Mazurkiewicz B.: Zalecenia do projektowania morskich konstrukcji hydrotechnicznych. Zeszyt 3, 1986.
- [4] Projekty i orzeczenia techniczne dotyczące omawianego nabrzeża.
- [5] Dane techniczne żurawi torowych $Q = 32/63$ kN, $R = 23/6$ m, $L = 8,0$ m.
- [6] Norma PN-83/B-02482 Nośność pali i fundamentów palowych.
- [7] Norma BN-89/2163-02 Dźwignice portowe. Tory poddźwignicowe proste.