



Biuro Usług Hydrogeologicznych  
i Ochrony Środowiska - Paweł Florek

39-400 Tarnobrzeg, ul. B. Chrobrego 25

kom. 509-714-419

NIP: 8671194231

e-mail: mpflorek@poczta.onet.pl sial@op.pl

REGON: 180 122 462

PKO BP S.A. O/Tarnobrzeg Nr 21-1020-4913-0000-9802-0060-3803

## BADANIA HYDROGEOLOGICZNE

wraz z opinią geotechniczną określającą  
wpływ projektowanych robót na szczelność  
i stabilność lewego wału przeciwpowodziowego  
rzeki Wisły, w ramach planowanej budowy  
ścieżki rowerowej wzdłuż i po koronie wału  
w miejscowości Łęg i Zawada (działki nr ew.:  
630/2 i 629 – Łęg; 94/1 i 94/4 – Zawada).

Gmina Połaniec,  
powiat staszowski,  
województwo świętokrzyskie.

Opracował:

inż. Paweł Florek

upr. geol.-inż. MŚ VII-1421

upr. geol. WM Nr XII-0050

upr. bud. Nr 220/Tbg/98

GEOLOG

inż. Paweł Florek

upr. M.Ś. nr VII - 1421

**SIAL**

Biuro Usług Hydrogeologicznych  
i Ochrony Środowiska - Paweł Florek  
39-400 Tarnobrzeg, ul. B. Chrobrego 25  
tel. 509714419 NIP 8671194231

## **CZĘŚĆ TEKSTOWA**

## SPIS TREŚCI

1. WSTĘP .....	3
2. PODSTAWOWE DANE TECHNICZNE PLANOWANYCH ROBÓT .....	3
3. POŁOŻENIE I MORFOLOGIA TERENU BADAŃ .....	5
4. BUDOWA GEOLOGICZNA .....	5
5. WARUNKI HYDROGEOLOGICZNE .....	6
6. ZAKRES WYKONANYCH PRAC TERENOWYCH .....	6
7. STAN TECHNICZNY URZĄDZEŃ OCHRONY PRZECIWPOWODZIOWEJ .....	7
8. OBLICZENIA HYDROGEOLOGICZNE .....	8
8.1. Warunek stanu granicznego nośności z uwagi na wypór UPL .....	9
8.2. Warunek stanu granicznego deformacji gruntu wywołanej ciśnieniem spływowym HYD .....	11
8.3. Obliczenie możliwej do wykonania bezpiecznej głębokości wykopu montażowego .....	14
8.4. Ocena ryzyka wystąpienia zjawisk sufozji i przebicia hydraulicznego .....	15
8.5. Położenie krzywej depresji w korpusie wału .....	16
9. OBLICZENIE STATECZNOŚCI WAŁU PRZECIWPOWODZIOWEGO .....	17
10. OPINIA .....	26
11. WNIOSEK KOŃCOWY .....	26

## SPIS ZAŁĄCZNIKÓW

1.	FRAGMENT MAPY TOPOGRAFICZNEJ W SKALI 1 : 10 000.
2.	MAPA ZASADNICZA, W SKALI 1 : 2000.
3.1 ÷ 3.3	PROJEKT ZAGOSPODAROWANIA TERENU, W SKALI 1 : 500.
4.1 ÷ 4.3	PROFILE HYDROGEOLOGICZNE WYKONANYCH OTWORÓW.
5.1 ÷ 5.3.	PRZEKROJE HYDROGEOLOGICZNE.
6.1 ÷ 6.2	TYPOWE – ARCHIWLANE PROFILE GEOLOGICZNE.
7.	SCHEMAT POŁOŻENIA KRZYWEJ DEPRESJI WAŁU.
8.1 ÷ 8.2	TYPOWE PRZEKROJE WARSTW KOSTRUKCYJNYCH.



## 1. WSTĘP

Niniejszą opinię hydrogeologiczną wykonano na zlecenie Gminy Połaniec.

W związku z planowaną inwestycją, polegającą na wykonaniu ścieżki rowerowej wzdłuż i po koronie wału w miejscowości Łęg i Zawada na terenie Gminy Połaniec, powiat staszowski, województwo świętokrzyskie, wykonano badania hydrogeologiczne i geotechniczne, określające wpływ projektowanych robót na szczelność i stabilność lewego wału przeciwpowodziowego rzeki Wisły.

Przedmiotowe zbliżenie do istniejącego wału, znajduje się w obrębie działek o numerze ewidencyjnym: 630/2 i 629 obręb Łęg; działki nr ew.: 94/1 i 94/4 obręb Zawada.

Długość planowanej ścieżki rowerowej wzdłuż i po koronie wału: 576 mb; Szerokość ścieżki: 2,0 mb; Szerokość korony wału: od 3,0 do 4,0 mb.

W celu określenia szczelności i stabilności przedmiotowego wału, dokonano obliczenia przy założeniu pełnego wypełnienia międzywału wodą wezbraniową do korony wału rzeki Wisły, tj.  $Q_{1\%}$  na przyjętej rzędnej ok. 162,20 m n.p.m.

Opinię wykonano w oparciu o następujące materiały:

- materiały projektowe przekazane przez Zamawiającego,
- wizja terenowa, badania hydrogeologiczne i geotechniczne,
- projekt zagospodarowania terenu,
- normy branżowe,
- literatura i materiały archiwalne.

## 2. PODSTAWOWE DANE TECHNICZNE PLANOWANYCH ROBÓT

W 50-cio metrowej strefie ochronnej lewego wału przeciwpowodziowego rzeki Wisły w m. Łęg i Zawada wzdłuż i po koronie wału planuje się wykonanie ścieżki rowerowej, której charakterystyka wygląda następująco:

- planowana ścieżka rowerowa po koronie wału w m. Maśnik w Gminie Połaniec ma rozwiązać problem komunikacji między drogą powiatową nr 1845T, a chodnikiem w m. Maśnik – brakujący fragment chodnika to około 550 m. Wzdłuż drogi gminnej nr 366153T nie ma fizycznie miejsca na wykonanie dodatkowej komunikacji ponieważ podstawa wału wchodzi w pas drogowy na około 2 m.



- planowana ścieżka rowerowa wzdłuż wału w msc. Łęg i Zawada w Gminie Połaniec ma rozwiązać problem komunikacji dla osób dojeżdżających rowerem do zakładu pracy – elektrowni.
- początek planowanej ścieżki znajduje się na końcu istniejącego asfaltu (dz. ew. nr 630/2 – obręb Łęg). Przez pierwsze 295 mb ścieżka rowerowa usytuowana będzie bezpośrednio u nasady wału a na dalszej części na koronie wału. W km 0+295 ścieżka krzyżować się będzie z istniejącą drogą techniczną do obiektów znajdujących się za wałem. W miejscu tym planowana ścieżka bez potrzeby budowy rampy wchodzi naturalnie na koronę wału.
- szerokość planowanej ścieżki to 2 m – ścieżka rowerowa dwukierunkowa, wykonana w asfalcie z podbudową ułożoną na bentomacie. Ścieżka w km od 0+000 do km 0+295 ustawiona będzie równolegle do wału jakieś 40 cm od jego podstawy. W dalszym jej biegu ścieżka rowerowa zlokalizowana będzie osiowo na wale tak by pobocza po obu jej stronach były tej samej szerokości. Pobocza zmiennej szerokości planuje się zachować z gruntu rodzimego, zadarnione by nie powodować obsypywania się wału.
- parametry techniczne wykonania ścieżki rowerowej:
  - podbudowa z kruszywa łamanego 0-31,5 mm; gr. 10 cm;
  - beton asfaltowy 0/9,6 wg PN-S-96025:2000; gr. 5 cm;
  - bentomata (np. Bentomat SP (5 kg/m<sup>2</sup>)).
- niweleta podłużna ścieżki rowerowej dostosowana będzie do poziomu istniejącej podstawy oraz korony wału. Spadki podłużne na trasie nawiązane będą do istniejącego terenu,
- korytowanie do głębokości maksymalnej ok. 0,2 m p.p.t., polegające na zdjęciu humusu, rozłożeniu bentomaty, wykonaniu podbudowy z kruszywa i jej zagęszczeniu (do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,97$ ) oraz wykonaniu asfaltowej nawierzchni ścieżki.

Ocenia się, że projektowana technologie wykonania robót budowlanych, pozwolą na maksymalne skrócenia czasu ich wykonywania w obrębie wału.

Zakłada się, że zakres planowanych robót nie wpłynie negatywnie na szczelność i stabilność istniejącego wału oraz nie spowodują uszkodzenia istniejącej skarpy wału.

Docelowo wykonana ścieżka rowerowa, ułatwi transport urządzeń okresowo wykorzystywanych do konserwacji oraz zabezpieczenia wału.

### **3. POŁOŻENIE I MORFOLOGIA TERENU BADAŃ**

Teren wykonanych badań hydrogeologicznych, zlokalizowany jest w miejscowościach: Łęg i Zawada, gmina Połaniec, powiat staszowski, województwo świętokrzyskie.

Pod względem fizyczno-geograficznym, obszar planowanej inwestycji znajduje się w podprovincji Północnego Podkarpacia w obrębie makroregionu Kotliny Sandomierskiej w mezoregionie Niziny Nadwiślańskiej.

Pod względem hydrograficznym obszar badań leży w obrębie zlewni rzeki Wisły.

Teren badań naniesiono na fragment mapy topograficznej w skali 1 : 10 000 (zał. nr 1), a lokalizację otworów dokumentacyjnych na projekcie zagospodarowania terenu w skali 1 : 500, (zał. nr 3.1 + 3.3).

### **4. BUDOWA GEOLOGICZNA**

Pod względem geologicznym badany teren położony jest w brzeżnej części Zapadliska Przedkarpackiego.

Bezpośrednie podłoże terenu badań, stanowią grunty czwartorzędowe.

Do głębokości wykonanych badań, stwierdzono występowanie miększej warstwy glin pylastych. Utwory spoiste występują w stanie twardoplastycznym.

Najmłodszymi utworami terenu badań są: grunty glebowo-gliniaste oraz nasypy budowlane, gliniasto-pylasto-piaszczyste, stanowiące korpus wału oraz istniejącej drogi.

Budowę podłoża gruntowego na terenie planowanych robót, uwidoczniono na załączonych profilach wykonanych wierceń hydrogeologicznych (zał. nr 4.1 + 4.3).

Zgodnie z dokumentacjami archiwalnymi (m.in. badaniami geotechnicznymi wykonanymi w 2013 r., w ramach modernizacja wałów), stwierdzone warunki gruntowo-wodne są zgodnie z przyjętymi do niniejszych obliczeń, a mianowicie:

- korpus wału tworzą głównie grunty spoiste (gliny pylaste zwarte i piaszczyste, pyły, piaski gliniaste, drobne i średnie);



- w podłożu wału występują takie same grunty, na które napotykamy w korpusie wału (gliny pylaste zwięzłe). Wał spoczywa na twardoplastycznych glinach pylastych zwięzłych;
- miąższość gruntów słaboprzepuszczalnych pod stopą wału w rejonie przedmiotowej inwestycji wynosi ponad 3,0 m;
- poziom wód gruntowych występuje na głębokości ok. 8,0 m poniżej korony wału i związany jest z występowaniem piaszczystej warstwy wodonośnej,
- Współczynnik filtracji „k” dla tej warstwy określonej na podstawie archiwalnych krzywych przesiewu waha się w granicach od  $1,51 \div 9,9 \cdot 10^{-5}$  m/s.

## 5. WARUNKI HYDROGEOLOGICZNE

Pod względem hydrograficznym teren badań położony jest w dorzeczu Wisły. Przypowierzchniowy poziom wodonośny związany jest z serią piaszczystą, posiadającą lekko napięte zwierciadło wody.

Zasilanie pierwszego czwartorzędowego poziomu wodonośnego odbywa się bezpośrednio poprzez infiltrację wód opadowych i roztopowych przez strefę aeracji, która w tym rejonie badań wykształcona jest w postaci zalegających w strefie przypowierzchniowej podłoża gruntowego serii piaszczystej, przykrytej utworami słaboprzepuszczalnymi. Taka budowa geologiczna warunkuje bezpośrednią zależność głębokości występowania poziomu zwierciadła wody od wielkości zasilania. W związku z tym należy stwierdzić, że w zależności od intensywności opadów atmosferycznych oraz roztopów wiosennych poziom tego zwierciadła może się znacznie wahać.

W wykonanych otworach badawczych nie stwierdzono zwierciadła wody gruntowej. Należy przyjąć, że w okresie wzmożonych opadów lub roztopów, mogą wystąpić okresowe sączenia śródglinowe.

## 6. ZAKRES WYKONANYCH PRAC TERENOWYCH

W ramach badań hydrogeologicznych i geotechnicznych w marcu 2023 roku wykonano 6 otworów wierconych oraz wykonano normowe badania polowe gruntów. Otwory zlokalizowano w rejonie:

- 3 otwory w międzywalu w odległości ok.  $6,5 \div 12,0$  metra od stopy lewego wału;



- 3 otwory na zawału w odległości ok.  $8,5 \div 10,5$  metra od stopy wału.

Wykonane w terenie otwory naniesiono na projekt zagospodarowania terenu w skali 1 : 500. Nadzór geologiczny nad wierceniem, profilowaniem i pobieraniem prób gruntu do badań laboratoryjnych prowadził autor niniejszego opracowania.

Opis warstw gruntów oraz warunków wodnych, zamieszczono w profilach hydrogeologicznych (zał. nr: 4.1  $\div$  4.3) oraz przekrojach (zał. nr: 5.1  $\div$  5.3).

Warunki gruntowo-wodne na odcinku wykonywania robót w 50-metrowej strefie zakazu są dobre. Korpus wału zbudowany jest z kompozycji gliniasto-pylasto-piaszczysto w stanie twaroplastycznym. Podłoże korpusu wału na całej długości stanowią grunty gliniaste, praktycznie nieprzepuszczalne.

Płytke prace ziemne projektuje się w nasypowych gruntach gliniasto-pylasto-piaszczystych, niezawodnionych.

## 7. STAN TECHNICZNY URZĄDZEŃ OCHRONY PRZECIWPOWODZIOWEJ

W rejonie projektowanej inwestycji, rzeka Wisła chroniona jest wałem przeciwpowodziowym klasy I, o następujących parametrach:

- średnia wysokość wału: około 5,5 m
- szerokość korony wału: od 3,0 do 4,0 m
- średnia szerokość podstawy korpusu wału: około 30,0 m.

Dane hydrologiczne:

W rejonie projektowanych robót założono pełne wypełnienie międzywałą wodą wezbraniową do korony wału rzeki Wisły, tj. do uśrednionej rzędnej ok. 162,20 m n.p.m.

W rejonie tym, nie stwierdzono przesieków wód powodziowych na zawale.

Ponadto w ramach modernizacji budowli wodnych, lewy wał Wisły, zabezpieczono m.in. ścianką szczelną.

## 8. OBLICZENIA HYDROGEOLOGICZNE

### Uwaga ogólna:

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań terenowych stwierdzono, że rejon projektowanych robót drogowych, charakteryzuje się występowaniem w podłożu wału oraz w rejonie planowanych robót ziemnych, słabo przepuszczalnymi gruntami gliniastymi o miąższości przekraczającej 2,0 m oraz o zwierciadle wody, którego należy spodziewać się na głębokości poniżej 3,0 m.

Stwierdzone korzystne warunki gruntowo-wodne oraz analizowany obiekt wałowy dają podstawę do przyjęcia, że projektowany zakres robót ziemnych, tj. m.in. ich głębokość oraz technologia, nie wpłyną niekorzystnie na szczelność i stabilność lewego wału przeciwpowodziowego rzeki Wisły w miejscowościach: Łęg i Zawada, w żadnym jego aspekcie.

Mając jednak na względzie wymogi proceduralne, wykonano poniższe obliczenia hydrogeologiczne w zakresie, który wg dokumentatora jest jak najbardziej właściwy i wystarczający, a który nie został określony w przedmiotowych przepisach ustawowych.

Obliczenia oparto na założeniu najbardziej niekorzystnych warunków gruntowo-wodnych, których nie należy się spodziewać w rejonie przedmiotowych robót ziemnych i drogowych.

Poniższe obliczenia wykonano zgodnie z zaleceniami Eurokodu 7 (PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne).

Wymagany w normie PN-EN 1997-1 sposób sprawdzania stanów granicznych, uzależniony jest od typu rozważanego stanu granicznego. Typy stanów granicznych, które należy rozważyć w niniejszej dokumentacji to:

- Utrata stateczności konstrukcji na skutek ciśnienia wody (wypór) UPL,
- Wypiętrzenie lub przebicie hydrauliczne gruntu HYD.



## 8.1. Warunek stanu granicznego nośności z uwagi na wypór UPL

### Procedura sprawdzająca i współczynniki częściowe do wyparcia:

Rozpatrując stan graniczny wyparcia (UPL), należy sprawdzić, czy wartość obliczeniowa kombinacji destabilizujących pionowych oddziaływań stałych i zmiennych ( $V_{dst;d}$ ) jest mniejsza lub równa sumie obliczeniowej wartości stabilizujących pionowych oddziaływań stałych ( $G_{stb;d}$ ) i obliczeniowej wartości dodatkowego oporu przeciwdziałającego wyparciu ( $R_d$ ):

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$$

gdzie:

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$$

Dodatkowy opór przeciwdziałający wyparciu można również traktować jako stabilizujące pionowe oddziaływanie stałe ( $G_{stb;d}$ ).

Do powyższej nierówności, należy stosować współczynniki częściowe do  $G_{dst;d}$ ,  $Q_{dst;d}$ ,  $G_{stb;d}$  i  $R_d$  dla sytuacji trwałych i przejściowych.

Przy sprawdzaniu stanu granicznego wyparcia (UPL) należy stosować następujące współczynniki częściowe do oddziaływań ( $\gamma_F$ ):

- $\gamma_{G;dst}$  do stałych niekorzystnych oddziaływań destabilizujących;
- $\gamma_{G;stb}$  do stałych korzystnych oddziaływań stabilizujących;
- $\gamma_{Q;dst}$  do zmiennych niekorzystnych oddziaływań destabilizujących;

Wartości współczynników częściowych  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$ ,  $\gamma_{Q;dst}$ , można przyjąć wg wartości podanych w poniższej tabeli:

Oddziaływanie	Symbol	Wartość
Stale Niekorzystne <sup>a</sup> Korzystne <sup>b</sup>	$\gamma_{G;dst}$ $\gamma_{G;stb}$	1,00 0,90
Zmienne Niekorzystne <sup>a</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
<sup>a</sup> Destabilizujące <sup>b</sup> Stabilizujące		

Przy sprawdzaniu stanu granicznego wyparcia (UPL), w odniesieniu do oddziaływań stabilizujących, należy stosować następujące współczynniki częściowe:

- $\gamma_\phi$  do tangensa kąta tarcia wewnętrznego;
- $\gamma_c$  do spójności efektywnej.



Wartości współczynników częściowych  $\gamma_\phi$ ,  $\gamma_c$ , można przyjąć wg wartości podanych w poniższej tabeli:

Parametr gruntu	Symbol	Wartość
Kąt tarcia wewnętrznego <sup>a</sup>	$\gamma_\phi$	1,25
Spójność efektywna	$\gamma_c$	1,25
<sup>a</sup> Współczynnik ten stosuje się do wartości $\tan \phi'$		

Dla projektowanych robót, analizę stanu granicznego nośności UPL, przeprowadzono dla etapu realizacji odcinka wykopu – koryta w koronie wału do maksymalnej głębokości 0,2 m, celem ułożenia bentomaty oraz zabudowy podbudowy i nawierzchni drogi rowerowej.

Przyjęto następujące założenia:

- rzędna terenu – korony przy wykopie 162,2 m n.p.m.,
- rzędna dna wykopu 162,0 m n.p.m., głębokości 0,2 m i szerokości 2,0 m (B),
- przyjęte do obliczeń zwierciadło wody na rzędnej 160,0, tj. 2,0 m poniżej dna wykopu (d) – przyjęte na podstawie obliczonego położenia krzywej depresji w korpusie wału (zał. nr 7),
- głębokość do zwierciadła wody dla  $Q_{1\%}$  w najgorszym możliwym przypadku, tj. 162,2 – 162,0 m n.p.m. = 2,2 m (D).

Całkowita charakterystyczna wartość siły ciśnienia wody w porach działająca na spąg warstw nieprzepuszczalnych (siła destabilizująca) wynosi:

$$V_{dst\ Gk} = \gamma_w \cdot B \cdot D = 10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m} = 44,0 \text{ kN/m}$$

Charakterystyczna wartość ciężaru ściany wykopu na 1 m gruntu wynosi:

$$G1_{stb, k} = B \cdot (d+0,2) \cdot \gamma = 2,0 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 22,0 \text{ kN/m}^3 = 96,8 \text{ kN/m}$$

Charakterystyczna wartość ciężaru gruntu na 1 m dna wykopu wynosi:

$$G2_{stb k} = B \cdot d \cdot \gamma = 1,0 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 22,0 \text{ kN/m}^3 = 44,0 \text{ kN/m}$$

Przyjęte wartości obliczeniowe:

$$V_{dst\ Gd} = 1,00 \cdot V_{dst\ Gk} \leq G_{stb, d} = 0,9 \cdot G_{stb, k} = 0,9 \cdot (96,8 \text{ kN/m} + 44,0 \text{ kN/m})$$

Warunek stanu granicznego nośności z uwagi na wypór wody według PN-EN 1997-1 przyjmuje postać:

$$V_{dst, d} \leq G_{stb, d}$$

$$V_{dst, d} = 44,0 \text{ kN/m} \leq G_{stb, d} = 126,72 \text{ kN/m}$$

Warunek I został spełniony

### Obliczenie stopni wykorzystania

$$\Lambda_{UPL} = V_{dst;d} / G_{stb;d} \cdot 100\% = 44,0 / 126,72 \cdot 100\% = 34,72 \%$$

Ze sprawdzenia stanu granicznego wyparcia wynika że nie ma niebezpieczeństwa wyparcia dna projektowanego wykopu.

### Współczynnik bezpieczeństwa Terzaghi'ego i Pecka:

$$F = G1_{stb;k} + G2_{stb;k} / V_{dst;Gk} = 140,8 / 44,0 = 3,2 > 2$$

Tym samym warunek stanu granicznego nośności (UPL), dla stateczności dna wykopu jest spełniony.

## **8.2. Warunek stanu granicznego deformacji gruntu wywołanej ciśnieniem spływowym HYD**

Rozpatrując stan graniczny deformacji gruntu wywołanej ciśnieniem spływowym (HYD), należy wykazać w każdym istotnym profilu gruntu, że wartość obliczeniowa całkowitego destabilizującego ciśnienia wody w porach ( $u_{dst;d}$ ) w podstawie wydzielonego słupa gruntu lub wartość obliczeniowa siły ciśnienia spływowego ( $S_{dst;d}$ ) w słupie gruntu jest mniejsza lub równa całkowitemu stabilizującemu naprężeniu pionowemu ( $\sigma_{stb;d}$ ) w podstawie słupa gruntu lub ciężarowi tego słupa z uwzględnieniem wyporu ( $G'_{stb;d}$ ):

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d}$$

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}$$

W powyższych wzorach należy stosować następujące współczynniki częściowe do  $u_{dst;d}$ ,  $\sigma_{stb;d}$ ,  $S_{dst;d}$  i  $G'_{stb;d}$  dla sytuacji trwałych i przejściowych, wg wartości podanych w poniższej tabeli:

Oddziaływanie	Symbol	Wartość
Stałe		
Niekorzystne <sup>a</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,35
Korzystne <sup>b</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Zmienne		
Niekorzystne <sup>a</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
<sup>a</sup> Destabilizujące		
<sup>b</sup> Stabilizujące		

Dla projektowanych robót, analizę stanu granicznego deformacji gruntu wywołanej ciśnieniem spływowym HYD, przeprowadzono dla etapu realizacji odcinka wykopu, celem ułożenia bentomaty oraz zabudowy podbudowy nawierzchni drogi rowerowej.



Dane do obliczeń:

- różnica wody powodziowej w rzece i przyjęta do obliczeń średnią różnicą poziomu wody poniżej dna wykopu:  $\Delta H = 1,2 \text{ m}$  ( $Q_{1\%} = 162,20 - 161,00 \text{ m n.p.m.}$ )
- głębokość warstwy nieprzepuszczalnego gruntu, od rzędnej  $Q_{1\%}$  do 2,0 m poniżej dna wykopu:  $d = 2,2 \text{ m}$
- ciężar objętościowy nasypów korpusu wału:  $\gamma = 22,0 \text{ kN/m}^3$
- ciężar objętościowy wody:  $\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Gradient hydrauliczny wzdłuż ściany gruntu słabo przepuszczalnego:

$$i_k = \Delta H/d = 1,2 \text{ m}/2,2 \text{ m} = 0,55$$

Początkowe ciśnienie wody w porach:

$$u_0 = \gamma_w \cdot d = 10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,2 \text{ m} = 22,0 \text{ kPa}$$

Przyrost ciśnienie wody w porach:

$$\Delta u = \gamma_w \cdot \Delta H = 10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,2 \text{ m} = 12,0 \text{ kPa}$$

#### Obliczenia wartości charakterystycznych

Całkowite ciśnienie wody w porach:

$$u_{dst,k} = u_0 + \Delta u = 22,0 \text{ kPa} + 12,0 \text{ m} = 34,0 \text{ kPa}$$

Całkowite naprężenie pionowe:

$$\sigma_v(stb,k) = \gamma \cdot d = 22,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,2 \text{ m} = 48,4 \text{ kPa}$$

Efektywne naprężenie pionowe:

$$\sigma'_v(stb,k) = \sigma_v - u_0 = 48,4 \text{ kN/m}^3 - 22,0 \text{ m} = 26,4 \text{ kPa}$$

Ciężar gruntu tworzącego kolumnę gruntową:

$$G_{stb,k} = \gamma \cdot d \cdot d/2 = 22,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m}/2 = 53,24 \text{ kN/m}$$

Ciężar gruntu z uwzględnieniem wyporu:

$$G'_{stb,k} = (\gamma - \gamma_w) \cdot d \cdot d/2 = (22,0 \text{ kN/m}^3 - 10,0 \text{ kN/m}^3) \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m}/2 = 29,04 \text{ kN/m}$$

Siła filtracji

$$S_{dst,k} = \gamma_w \cdot i_k \cdot d \cdot d/2 = 10,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,55 \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m}/2 = 13,2 \text{ kN/m}$$

#### Obliczenia wartości obliczeniowych

Całkowite ciśnienie wody w porach:

$$u_{dst,d} = u_{dst,k} \cdot \gamma_{G,stb} = 34,0 \cdot 0,9 = 30,6 \text{ kPa}$$

Całkowite naprężenie pionowe:

$$\sigma_{stb,d} = \sigma_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} = 48,4 \cdot 0,9 = 43,56 \text{ kPa}$$



Ciężar gruntu z uwzględnieniem wyporu:

$$G'_{stb,d} = G'_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} = 29,4 \cdot 0,9 = 26,14 \text{ kN/m}$$

Siła filtracji

$$S_{dst,d} = S_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} = 13,2 \cdot 1,35 = 17,82 \text{ kN/m}$$

Przyrost ciśnienia wody w porach:

$$\Delta u_{dst,d} = \Delta u \cdot \gamma_{G,dst} = 34,0 \cdot 1,35 = 45,9 \text{ kN/m}$$

Efektywne naprężenie pionowe:

$$\sigma'_{v(stb,d)} = \sigma'_{v(stb,k)} \cdot \gamma_{G,stb} = 26,4 \cdot 0,9 = 23,76 \text{ kPa}$$

Sprawdzenie warunków:

Warunek I

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d}$$

$$S_{dst,d} = 17,82 \text{ kN/m} \leq G'_{stb,d} = 26,14 \text{ kN/m}$$

Warunek I został spełniony

Warunek II

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

$$u_{dst,d} = 30,6 \text{ kPa} \leq \sigma_{stb,d} = 43,56$$

Warunek II został spełniony

Obliczenie stopni wykorzystania

$$\Lambda_{HYD} = S_{dst,d}/G'_{stb,d} \cdot 100\% = 17,82/26,14 \cdot 100\% = 68,18 \%$$

$$\Lambda_{HYD} = u_{dst,d}/\sigma_{stb,d} \cdot 100\% = 30,6/43,56 \cdot 100\% = 70,25 \%$$

Wyniki obliczeń sprawdzających stan graniczny są nie do przyjęcia, jeżeli  $\Lambda_{HYD} > 100\%$

W powyższych obliczeniach warunki zostały spełnione.

Współczynnik bezpieczeństwa Terzaghi'ego i Pecka:

$$F = G'_{stb,d}/S_{dst,k} = 29,04/13,2 = 2,2 > 1,5 \div 4,0$$

a, tym samym warunek został spełniony.

Z przeprowadzonej analizy normowych stanów granicznych wynika, że stwierdzone warunki gruntowo-wodne w rejonie projektowanej zabudowy konstrukcji ścieżki rowerowej, w miejscowości Maśnik pozwalają na ich bezpieczne i prawidłowe wykonanie.

### 8.3 Obliczenie możliwej do wykonania bezpiecznej głębokości wykopu montażowego

Do obliczeń przyjęto, że od poziomu korony wału do głębokości ok. 8,0 m p.p.t. występują gliny, pyły, a poniżej warstwa zawodnionych piasków. Przyjęty do obliczeń piezometryczny poziom wody gruntowej: 5,9 m poniżej korony wału (5,7 m poniżej dna wykopu pod podbudowę nawierzchni ścieżki rowerowej).

Założenia:

według PN-81/B-03020 składowa pionowa ciśnienia powinna spełniać warunek:

$$j_{\text{dop}} \leq 0,5 \cdot (\rho_{\text{sat}} - \rho_w) \cdot g$$

gdzie:

$j_{\text{dop}}$  – dopuszczalne ciśnienie spływowe [ $\text{kN/m}^3$ ]

$g$  – przyspieszenie ziemskie [ $\text{m/s}^2$ ]

$\rho_w$  – gęstość objętościowa wody 1,0 [ $\text{g/cm}^3$ ]

$\rho_{\text{sat}}$  – gęstość objętościowa gruntów gliniasto-pyłastych, przyjęto 2,2 [ $\text{g/cm}^3$ ]

Ciśnienie spływowe wyrażamy wzorem:

$$j = i \cdot \gamma_w$$

gdzie:

$\gamma_w$  – ciężar objętościowy wody [ $\text{kN/m}^3$ ]

Korzystając ze wzoru:

$$i = \frac{\Delta H}{l}$$

gdzie:

8,0 m p.p.t. – przyjęta głębokość zalegania warstwy wodonośnej

$\Delta H = 5,9$  m p.p.t. – piezometryczny poziom wody gruntowej

$l$  – odległość dna wykopu od warstwy wodonośnej

$H$  – bezpieczna głębokość wykopu montażowego

6,6 m (maksymalna bezpieczna głębokość wykopu)

W ramach przedmiotowej inwestycji, planuje się wykonanie tymczasowego wykopu przeznaczonego do wykonania podbudowy nawierzchni (po ułożeniu warstwy bentomaty), o maksymalnej głębokości ok. 0,2 m.

Zgodnie z powyższymi obliczeniami, projektowana maksymalna głębokość wykopu, zapewnia jego całkowite bezpieczeństwo.



## 8.4 Ocena ryzyka wystąpienia zjawisk sufozji i przebiccia hydraulicznego

Sufozja, to zjawisko przemieszczania się pod wpływem ruchu wody drobnych cząstek gruntu w porach jego szkieletu. Cząstki mogą być przesunięte do innego miejsca w gruncie lub mogą być wyniesione poza jego obszar. W rezultacie sufozji powiększają się pory, wzrasta współczynnik filtracji i prędkość wody. Z kolei woda o większej prędkości może poruszać coraz większe ziarna gruntu i powodować dalszy rozwój procesu sufozji, aż do utworzenia się kawern lub kanałów w gruncie. Zjawisko przybiera wtedy cechy przebiccia hydraulicznego.

Sufozja występuje w gruntach sypkich, przede wszystkim różnoziarnistych. W gruntach spoistych sufozja w zasadzie nie występuje, co tłumaczy się małą wielkością porów, przez które nie mogą przecisnąć się oderwane od szkieletu cząstki ilaste.

Konsekwencją sufozji jest zazwyczaj przebicie hydrauliczne, czyli odkształcenie gruntu polegające na utworzeniu się ciągłego przewodu w podłożu, wypełnionego wodą lub gruntem o naruszonej strukturze i łączącego miejsca o wyższym i niższym ciśnieniu wody w porach.

W gruntach sypkich przebicie występuje na ogół w wyniku sufozji. W gruntach spoistych przebicie hydrauliczne może mieć przebieg bardziej złożony, objawiający się wyparciem gruntu na niewielkiej przestrzeni oraz wskutek znacznego gradientu hydraulicznego odrywania się bryłek gruntu w miejscu wypływu wody, tworząc zagłębienie wypełnione gruntem w stanie miękkoplastycznym i płynnym.

Stwierdzone badaniami grunty, w rejonie projektowanej ścieżki rowerowej, zalicza się do gruntów spoistych, w których ryzyko wystąpienie zjawisk sufozji i przebiccia hydraulicznego jest bardzo małe.

Potwierdzeniem tego są przeprowadzone obliczenia, wykazujące na niskie parametry współczynnika, czasu i drogi filtracji, występujących w tym rejonie gruntów. Dodatkowo, przedmiotowy wał Wisły, zabezpieczono ścianką szczelną.

Do oceny prawdopodobieństwa zjawiska sufozji, które mogłoby zagrozić stateczności wału porównano teoretyczny spadek hydrauliczny jaki mógłby wystąpiłby na linii rzeka – wykop.

Obliczenia wykonano wg wzoru:

$$I = \Delta H/L,$$



gdzie:

$I$  – spadek hydrauliczny

$\Delta H$  – różnica rzędnych zw. wody w rzece i potencjalnej rzędnej w dnie wykopu

$L$  – odległość wykopu od rzeki (linii wody przy stanie powodziowym)

Przyjęto rzędną zw. wody w rz. Wisły (stan powodziowy) – 162,20 m n.p.m.,

Rzędna przyjętego poziomu wody gruntowej – 160,10 m n.p.m. (dno wykopu, tj. teren o rzędnej 162,00 m n.p.m. – 0,2 m projektowana głębokość wykopu),

Odległość  $L = 1,0$  m

$$I = \Delta H / L,$$

$$I = (162,20 - 162,00) : 1,0 = 0,2$$

Zjawisko sufozji występuje wtedy gdy przekroczona zostanie prędkość krytyczna. Określić ją można ze wzoru Sichardt'a:

$$V_{kr} = \sqrt{k/15}, \text{ gdzie } k \text{ [m/s]}$$

Dla ww przypadku prędkość krytyczna wynosi  $1,13 \cdot 10^{-4}$  m/s

Prędkość filtracji określić można ze wzoru:

$$v = k \cdot I$$

$$v = 2,86 \cdot 10^{-6} \cdot 0,2 = 5,72 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

Z obliczeń wynika że spadek hydrauliczny jest stosunkowo niewielki, a prędkość krytyczna przepływu wód nie zostanie przekroczona. Zjawisko sufozji i przebicia hydraulicznego przy zakładanym teoretycznie największym zbliżeniu się robotami budowlanymi do krawędzi wału, czyli warunkach najbardziej niekorzystnych, nie wystąpi.

## 8.5 Położenie krzywej depresji w korpusie wału

Korpus wału zbudowany jest z kompozycji gruntów gliniasto-pylasto-piaszczystych, zbliżonych litologicznie do glin piaszczystych przemieszanych z piaskami pylastymi. Grunty tych frakcji o właściwej konsystencji, przy posadowieniu korpusu wału na stabilnym i nieprzepuszczalnym podłożu, powinny być praktycznie nieprzesączalne dla przeciętnej długości okresów powodziowych.

Przebieg krzywej depresji w uśrednionym przekroju określono dla maksymalnego stanu wód powodziowych w międzywalu w okresie powodziowym.

Strefy przesączania się wód powodziowych przez korpus wału wyznaczono wg wzoru:

$$h_1 = \frac{A}{h_0} - \sqrt{\left(\frac{A}{h_0}\right)^2 - H^2}$$

Dane wyjściowe do obliczeń uzyskano wykreślnie.

Dane wyjściowe: rzędna  $Q_{1\%}$  w międzywalu: 162,20 m n.p.m.

$$A = 32,0 \text{ m}; H = 5,9 \text{ m}; \alpha = 15^\circ; \mu = 0,13$$

$$m_1 = \frac{H}{\sin \alpha} \qquad \lambda = \mu \cdot m_1 \cdot H$$

$$m_1 = 24,71 \text{ m} \qquad \lambda = 18,95 \text{ m}$$

Wartość „ $h_0$ ” wyznaczona metodą wykreślną wynosi:

$$h_0 = 1,9 \text{ m}$$

$$h_1 = \frac{A}{h_0} - \sqrt{\left(\frac{A}{h_0}\right)^2 - H^2}$$

$$h_1 = 1,31 \text{ m}$$

Strefa przesieków skarpy zawala pomiędzy stopą skarpy, a wysokością  $h_1 = 1,31 \text{ m}$  stanowi tzw. „trójkąt wypływu” wód przesączających się przez korpus wału (przedstawiony na zał. nr 7).

## 9. OBLICZENIE STATECZNOŚCI WAŁU PRZECIWPOWODZIOWEGO

Ze względu na jednorodne warunki gruntowo-wodne, występujące w rejonie wykonanych badań oraz fakt, że korpus wału zbudowany i zabezpieczony jest w sposób analogiczny na całym analizowanym odcinku, należy przyjąć, że powyższe i poniższe obliczenia dotyczą całej przedmiotowej inwestycji, tj. planowanej ścieżki rowerowej na koronie i wzdłuż wału rzeki Wisły w m. Łęg i Zawada.

Tym samym, obliczenia stateczności wału w rejonie projektowanych robót ziemnych, przeprowadzono dla uśrednionego przekroju wału oraz stwierdzonych warunków gruntowo-wodnych.

Obliczenia przeprowadzono przy założeniu pełnego wypełnienia międzywała wodą wezbraniową do korony wału rzeki Kanał-Strumień, tj. do rzędnej ok. 162,20 m n.p.m.

Obliczenia stateczności wału wykonano dla następujących wariantów:

wariant I - przejście fali powodziowej przed wykonaniem inwestycji,

wariant II - przejście fali powodziowej przy wykopie otwartym,

wariant III - przejście fali powodziowej po wykonaniu inwestycji.

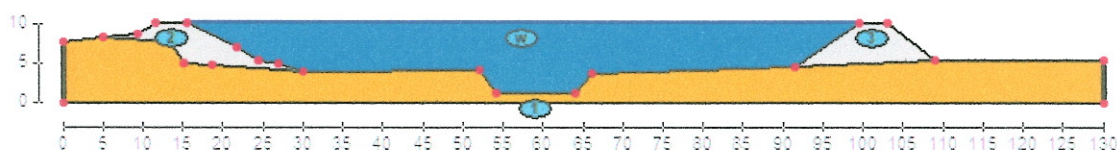


Przyjęto następujące warstwy gruntowe:

Rodzaj gruntów	$I_L/I_d$	$\rho$ [ $t/m^3$ ]	$c$ [kPa]	$\phi$ [ $^\circ$ ]	Woda
nasypy – wał: gliny, pyły, piaski	0,10	2,20	22,11	16,4	NIE
podłoże wału: gliny pylaste	0,15	2,00	33,45	19,2	NIE
podłoże wału: gliny pylaste	0,30	1,90	28,00	16,4	NIE

Współczynniki materiałowe:  $\gamma_{min} = 0.81$   $\gamma_{max} = 1.10$

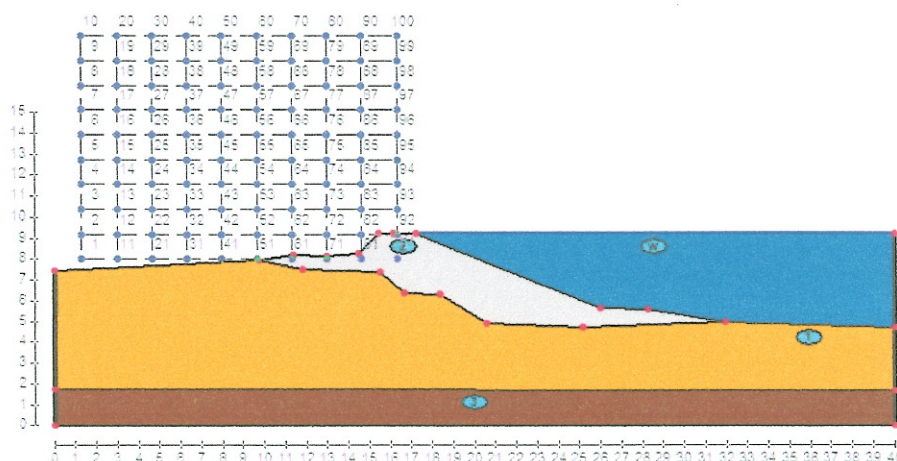
Ogólny, graficzny schemat obliczeniowy:



## SKARPA ODPOWIEETRZNA – LEWY WAŁ RZ. WISŁY

### WARIANT I - przejście fali powodziowej przed wykonaniem inwestycji

Rysunek zbiorczy:



Metodyka badań:

Podstawowe obliczenia stateczności zbocza (dla skarpy odpowietrznej), wykonano metodą Felleniusa i Bishopa (metoda sprawdzająca).

Do obliczeń stateczności wału, przyjęto najbardziej niekorzystne warunki gruntowo-wodne (tj. przyjęcie przejścia maksymalnej fali powodziowej).

Wyniki badań:

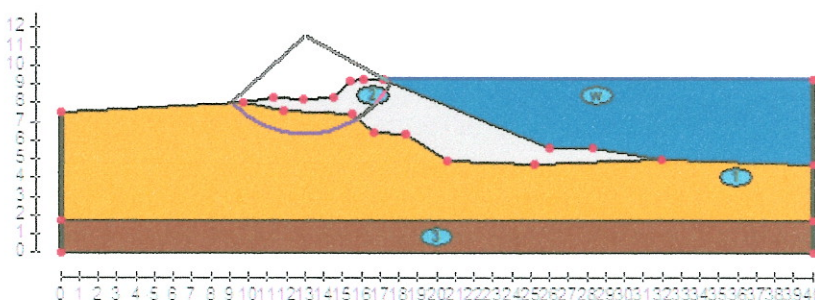
Przyjęty współczynnik pewności  $F_{min} \geq 1,3$ .

Wyniki zestawiono w formie tabeli z przedstawieniem punktów z najmniejszymi występującymi współczynnikami pewności  $F_{min} < 3,0 \div 4,0$ .

## Opis oznaczeń :

$F_{\max\max}$ -	współczynnik bezpieczeństwa dla maksymalnego współczynnika materiałowego gruntu i maksymalnego współczynnika obciążenia
$F_{\max\min}$ -	współczynnik bezpieczeństwa dla maksymalnego współczynnika materiałowego gruntu i minimalnego współczynnika obciążenia
$F_{\min\max}$ -	współczynnik bezpieczeństwa dla minimalnego współczynnika materiałowego gruntu i maksymalnego współczynnika obciążenia
$F_{\min\min}$ -	współczynnik bezpieczeństwa dla minimalnego współczynnika materiałowego gruntu i minimalnego współczynnika obciążenia
$R$ [m] -	promień łuku poślizgu obliczanego z danego środka możliwego łuku poślizgu
$V$ [m <sup>3</sup> ] -	Objętość gruntu leżąca wewnątrz możliwego łuku poślizgu liczona dla 1 mb głębokości zbocza

## Łuk nr 185



Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Felleniusa:

Nr pkt.	$R$ [m]	$V$ [m <sup>3</sup> ]	$F_{\max\max}$	$F_{\max\min}$	$F_{\min\max}$	$F_{\min\min}$
12	10,75	55,31	3,17	3,17	2,84	2,84

Sprawdzenie obliczeń metodą Bishopa:

Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Bishopa:

Łuk nr	Nr pkt.	$R$ [m]	$V$ [m <sup>3</sup> ]	$F_{\max\max}$	$F_{\max\min}$	$F_{\min\max}$	$F_{\min\min}$
55	47	12,33	59,11	3,44	3,44	2,95	2,95

## SKARPA ODWODNA – PRAWY WAŁ RZ. KANAŁ-STRUMIEŃ:

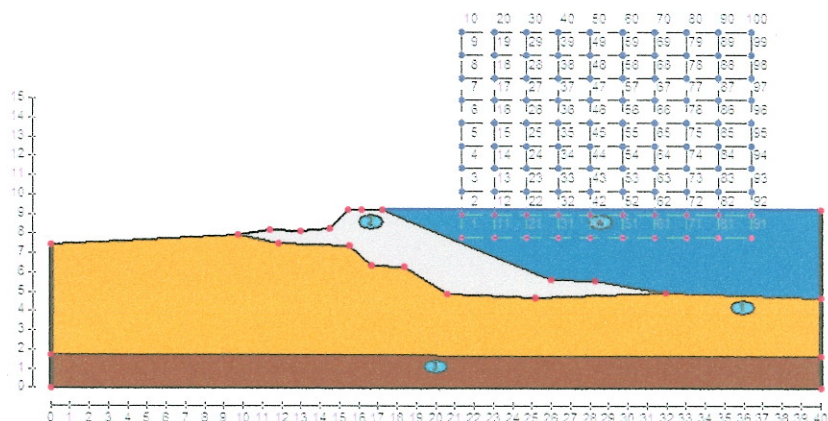
Przyjęto następujące warstwy gruntowe:

Rodzaj gruntów	$I_L/I_d$	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kPa]	$\phi$ [°]	Woda
nasypy – wał: gliny, pyły, piaski	0,10	2,20	22,11	16,4	NIE
podłoże wału: gliny pylaste	0,15	2,00	33,45	19,2	NIE
podłoże wału: gliny pylaste	0,30	1,90	28,00	16,4	NIE

Współczynniki materiałowe:  $\gamma_{\min} = 0.81$   $\gamma_{\max} = 1.10$

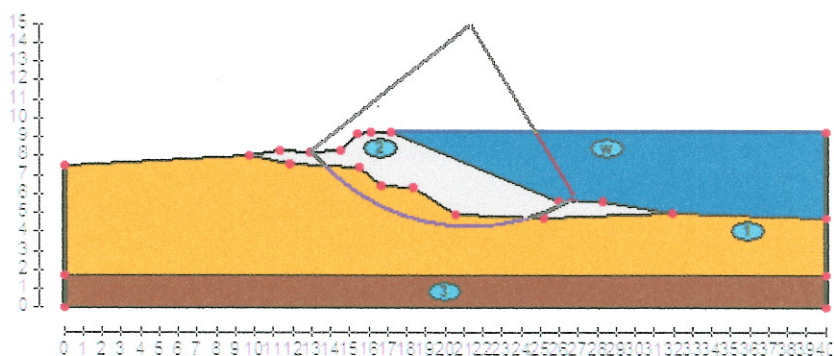


## Rysunek zbiorczy:



## Metodyka badań jak dla skarpy odpowietrznej:

### Łuk nr 39



## Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Felleniusa:

Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
37	10,84	37,77	3,11	3,11	2,98	2,98

## Sprawdzenie obliczeń metodą Bishopa:

## Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Bishopa:

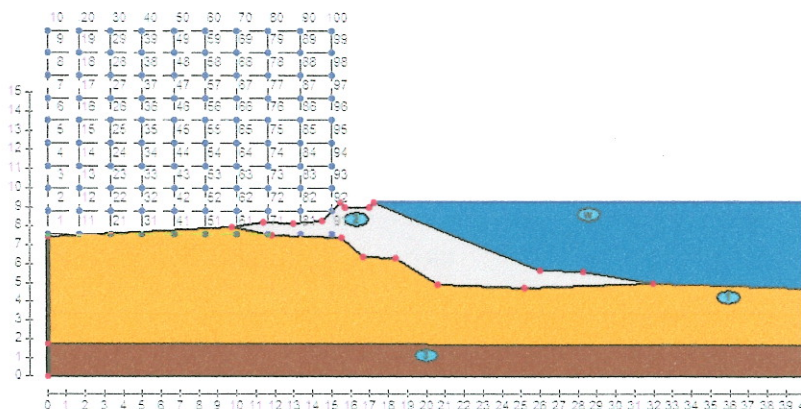
Łuk nr	Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
112	87	11,55	25,17	3,33	3,33	3,03	3,03

## SKARPA ODPOWIEETRZNA – LEWY WAŁ RZ. WISŁY

### WARIANT II - przejście fali powodziowej przy wykopie otwartym

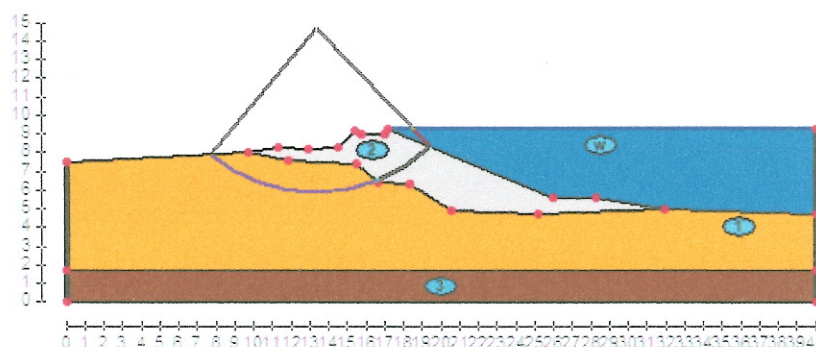
Przyjęto dane wyjściowe jak dla WARIANTU I:

Rysunek zbiorczy:



Metodyka badań jak dla WARIANTU I:

Łuk nr 224



Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Felleniusa:

Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
87	8,89	22,21	2,58	2,58	2,07	2,07

Sprawdzenie obliczeń metodą Bishopa:

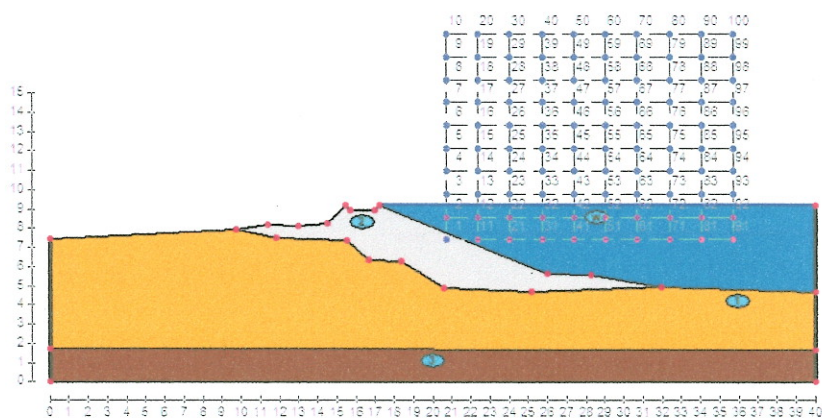
Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Bishopa:

Łuk nr	Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
72	36	11,28	25,68	3,33	3,33	2,75	2,75



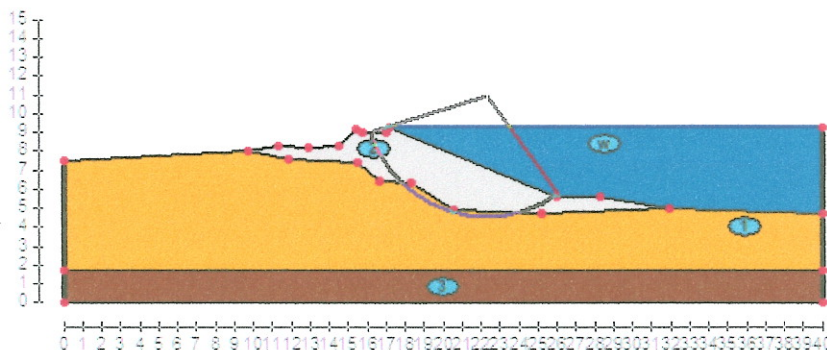
## SKARPA ODWODNA – LEWY WAŁ RZ. WISŁY

Rysunek zbiorczy:



Metodyka badań jak dla skarpy odpowietrznej:

Łuk nr 86



Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Felleniusa:

Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
14	6,57	22,73	3,54	3,54	3,01	3,01

Sprawdzenie obliczeń metodą Bishopa:

Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Bishopa:

Łuk nr	Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
102	66	10,25	28,47	3,67	3,67	3,22	3,22

## SKARPA ODWODNA – LEWY WAŁ RZ. WISŁY

### WARIANT III - przejście fali powodziowej po wykonaniu inwestycji.

Przyjęto następujące warstwy gruntowe:

Rodzaj gruntów	$I_L/I_d$	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	$\phi$ [°]	Woda
nasypy – wał: gliny, pyły, piaski	0,10	2,20	22,11	16,4	NIE
podbudowa ścieżki – kruszywo	0,70	2,00	-	39,9	NIE
podłoże wału: gliny pylaste	0,15	2,00	33,45	19,2	NIE
podłoże wału: gliny pylaste	0,30	1,90	28,00	16,4	NIE

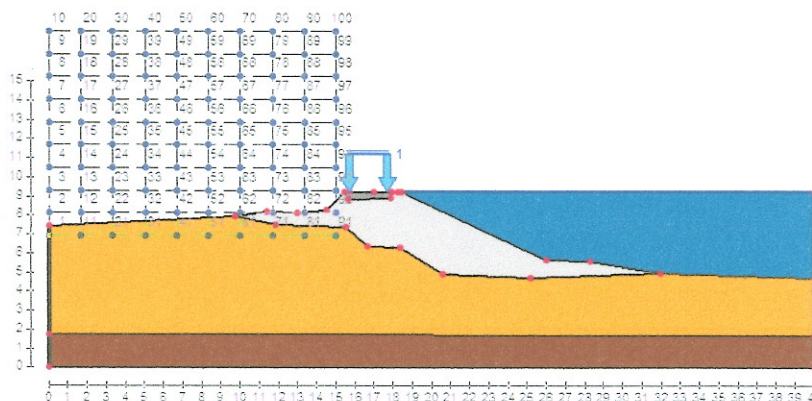
Współczynniki materiałowe:  $\gamma_{\min} = 0.81$   $\gamma_{\max} = 1.10$

Przyjęto następujące obciążenia:

Rodzaj	L [m]	Wartość [kN/m <sup>2</sup> ]
Obciążenie powierzchniowe	2.00	25.00

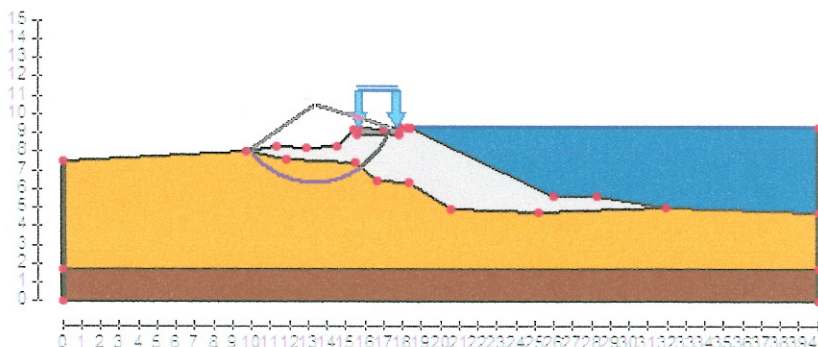
Współczynniki materiałowe:  $\gamma_{\min} = 0.81$   $\gamma_{\max} = 1.10$

Rysunek zbiorczy:



Metodyka badań jak dla WARIANTU I i II:

Łuk nr 207



Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Felleniusa:

Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
44	4,32	12,54	3,41	3,41	2,55	2,55



Sprawdzenie obliczeń metodą Bishopa:

Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Bishopa:

Łuk nr	Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
29	77	8,55	15,42	3,66	3,66	2,87	2,87

SKARPA ODWODNA – LEWY WAŁ RZ. WISŁY:

Przyjęto następujące warstwy gruntowe:

Rodzaj gruntów	$l_L/l_d$	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	$\phi$ [°]	Woda
nasypy – wał: gliny, pyły, piaski	0,10	2,20	22,11	16,4	NIE
podbudowa ścieżki – kruszywo	0,70	2,00	-	39,9	NIE
podłoże wału: gliny pylaste	0,15	2,00	33,45	19,2	NIE
podłoże wału: gliny pylaste	0,30	1,90	28,00	16,4	NIE

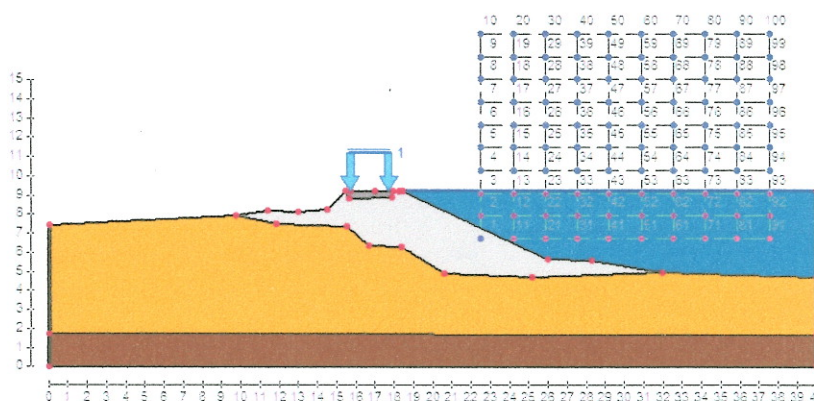
Współczynniki materiałowe:  $\gamma_{\min} = 0.81$   $\gamma_{\max} = 1.10$

Przyjęto następujące obciążenia:

Rodzaj	L [m]	Wartość [kN/m <sup>2</sup> ]
Obciążenie powierzchniowe	2.00	25.00

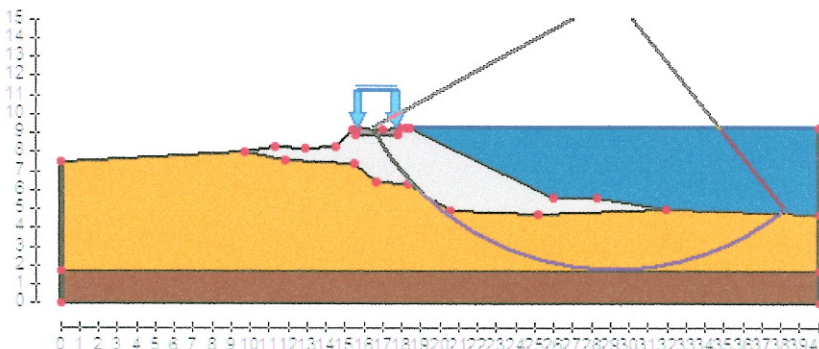
Współczynniki materiałowe:  $\gamma_{\min} = 0.81$   $\gamma_{\max} = 1.10$

Rysunek zbiorczy:



Metodyka badań jak dla skarpy odpowietrznej:

## Łuk nr 239



Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Felleniusa:

Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
49	14,66	60,90	3,91	3,91	2,87	2,87

Sprawdzenie obliczeń metodą Bishopa:

Powierzchnia poślizgu z najmniejszym współczynnikiem pewności – metoda Bishopa:

Łuk nr	Nr pkt.	R [m]	V [m <sup>3</sup> ]	F <sub>maxmax</sub>	F <sub>maxmin</sub>	F <sub>minmax</sub>	F <sub>minmin</sub>
121	73	18,47	68,73	3,95	3,95	3,21	3,21

## Wnioski:

Wykonane powyższe obliczenia (dla skarpy odpowietrzonej i odwodnej przy pełnym wypełnieniu międzywałą wodą wezbraniową) dla trzech wariantów, tj.: przedinwestycyjnym, wykonawczym i użytkowym wskazują, że planowane roboty budowlane pod ścieżkę rowerową po koronie i wzdłuż wału, nie będą negatywnie oddziaływać na stateczność lewego wału rzeki Wisły w miejscowości: Łęg i Zawada.

Przedmiotowe zbliżenie do istniejącego wału, znajduje się w obrębie działek o numerze ewidencyjnym: 630/2 i 629 obręb Łęg; działki nr ew.: 94/1 i 94/4 obręb Zawada.

Roboty budowlane związane z wykonaniem ścieżki rowerowej będą prowadzone w okresie stanów niskich lub średnich rzeki Wisły. Wykop po ułożeniu bentomaty, zostanie uzupełniony podbudową z kruszywa zagęszczoną do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,97$  oraz nawierzchnią z betonu asfaltowego.

Do obliczeń, zastosowano wzory wykorzystywane w projektowaniu hydrotechnicznym oraz uwzględniono zalecenia normy Eurokod 7 PN-EN 1997-1 Projektowanie Geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.

Niniejszym oświadczam, że powyższe obliczenia przeprowadzono jak dla



wału przeciwpowodziowego, który okresowo przeprowadza wody powodziowe.

## 10. OPINIA

Na podstawie wykonanych badań oraz przeprowadzonych obliczeń hydrogeologicznych i geologiczno-inżynierskich stwierdza się, że planowane roboty budowlane związane z wykonaniem ścieżki rowerowej po koronie i wzdłuż wału w miejscowościach: Łęg i Zawada, nie będą mieć jakiegokolwiek wpływu na stateczność i stabilność przedmiotowego odcinka wału przeciwpowodziowego rzeki Wisły.

## 11. WNIOSEK KOŃCOWY

W związku z planowaną inwestycją, polegającą na wykonaniu ścieżki rowerowej po koronie i wzdłuż wału w miejscowościach: Łęg i Zawada na terenie gminy Połaniec, powiat staszowski, województwo świętokrzyskie, wykonano badania hydrogeologiczne i geotechniczne, określające wpływ projektowanych robót na szczelność i stabilność lewego wału przeciwpowodziowego rzeki Wisły.

Analiza uzyskanych wyników daje podstawę do stwierdzenia, że: projektowane roboty budowlane oraz planowany obiekt w obrębie dz. nr ew.: 630/2 i 629 obręb Łęg; działki nr ew.: 94/1 i 94/4 obręb Zawada, nie będą oddziaływać negatywnie na szczelność i stabilność lewego wału przeciwpowodziowego rzeki Wisły w miejscowościach: Łęg i Zawada, gmina Połaniec, powiat staszowski, województwo świętokrzyskie.

Opracował:

GEOLOG

Inż. Paweł Florek  
upr. M.S. nr VII - 1421

**S:AL**

Biuro Usług Hydrogeologicznych  
i Ochrony Środowiska - Paweł Florek  
39-400 Tarnobrzeg, ul. B. Chrobrego 25  
tel. 509714419 NIP 8671194231

## **CZĘŚĆ GRAFICZNA**