

## SPIS TREŚCI

1. WSTĘP.....	4
1.1 Zleceniodawca .....	4
1.2 Inwestor .....	4
1.3 Położenie i charakterystyka terenu badań.....	4
1.4 Charakterystyka inwestycji.....	5
1.5 Podstawa prawna wykonania prac.....	6
1.6 Materiały archiwalne .....	6
1.7 Cel badań.....	7
2. ZAKRES WYKONANYCH PRAC. ....	8
2.1 Prace geodezyjne. ....	8
2.2 Prace terenowe. ....	9
2.3 Prace laboratoryjne.....	9
2.4 Prace kameralne.....	10
3. MORFOLOGIA TERENU I BUDOWA GEOLOGICZNA .....	10
4. WARUNKI HYDROGEOLOGICZNE.....	11
5. CHARAKTERYSTYKA GEOTECHNICZNA PODŁOŻA. ....	13
6. ANALIZA STATECZNOŚCI. ....	14
7. WNIOSKI GEOTECHNICZNE. ....	19

## ZAŁĄCZNIKI

- 1.1. Mapa przeglądowa w skali 1: 10 000
- 1.2. Mapa dokumentacyjna w skali 1:500
2. Tabela charakterystycznych wartości parametrów geotechnicznych
3. Przekroje geologiczno-inżynierskie
4. Karty dokumentacyjne otworów geologiczno - inżynierskich
5. Karty wyników badań sondą lekką typu DPL
6. Przekroje obliczeniowe
7. Zestawienia badań laboratoryjnych
8. Karty uziarnienia gruntu
9. Decyzja zatwierdzająca aneks do projektu prac geologicznych.
10. Objasnienia do przekrojów geologiczno-inżynierskich.
11. Karta informacyjna.

## 1. WSTĘP.

### 1.1 Zleceniodawca

**ARCH - DECO** Sp. z o.o.  
ul. Starowiejska 41 - 43,  
81-363 Gdynia

### 1.2 Inwestor

**URZĄD MIASTA GDYNIA**  
Al. M. Piłsudskiego 52/54,  
81-382 Gdynia

### 1.3 Położenie i charakterystyka terenu badań

Teren wykonanych prac i badań znajduje się przy Al. Marsz. Piłsudskiego i ul. Świętojańskiej w Gdyni w otoczeniu:

- od strony północnej alei Marszałka Piłsudskiego,
- od strony wschodniej placu sportowego,
- od strony południowej ul. Partyzantów,
- od strony zachodniej Skweru Plymouth i dalej ulicy Świętojańskiej.

Obecnie na omawianych działkach znajdują się obiekty rekreacyjne tj. sztuczne lodowisko oraz boisko sportowe.

Lokalizację terenu prac i badań przedstawiono na załączonych mapach: przeglądowej i dokumentacyjnej stanowiących załączniki nr 1.1 i 1.2.

### 1.4 Charakterystyka inwestycji

Projektowany budynek Urzędu Miasta jest jednym z wielu obiektów wchodzących w skład planowanej inwestycji określanej jako *Centrum Usługowo – Administracyjne w Gdyni*, która zostanie wykonana w ramach planu zagospodarowania przestrzennego części dzielnicy Wzgórze Św. Maksymiliana w Gdyni, rejon Skweru Plymouth.

Budynek nowego urzędu miasta zaprojektowano jako dwie bryły. Pierwsza – niższa (VI kondygnacyjna) nawiązuje wysokością do istniejącego budynku. Druga część – wyższa będzie IX kondygnacyjna (północno – zachodni narożnik budynku).

Główne wejście od strony ul. Piłsudskiego będzie jednoprzestrzennym patio widocznym od strony istniejącego urzędu.

Pod projektowanym obiektem i poza jego obrysem przewiduje się budowę parkingu podziemnego złożonego z trzech kondygnacji podziemnych.

*Planowany poziom posadzki parteru budynku uległ zmianie i wynosi „0,0” = 22,30 m n.p.m., natomiast poziom posadowienia jego fundamentów będzie głębszy (projektuje się 3 kondygnacyjny parking podziemny) i znajduje się na głębokości  $H = 11,44$  m p.p.t. czyli na rzędnej  $H = 10,86$  m n.p.m., z lokalnymi przegłębieniami do rzędnej  $H = 10,26$  m n.p.m.*

Cały kompleks projektuje się na płycie dennej wykonanej w technologii żelbetowej monolitycznej. Konstrukcja słupowo - płytowa usztywniona będzie za pomocą żelbetowych trzonów klatkowych.

Ponadto we wschodniej części projektowanego budynku Urzędu Miasta planuje się wykonać tunel łączący ul. Świętojańską z nowo - projektowanym budynkiem.

Zarys budynku oraz garaży podziemnych przedstawiono na mapie dokumentacyjnej stanowiącej załącznik nr 1.2.

### **1.5 Podstawa prawna wykonania prac**

- Ustawa „Prawo geologiczne i górnicze” (Dziennik Ustaw 2005 Nr 228 poz. 1947 z dnia 14 listopada 2005 r. z późniejszymi zmianami).
- Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska z dnia 03.10.2005 r. w sprawie szczegółowych wymagań, jakim powinny odpowiadać dokumentacje hydrogeologiczne i geologiczno-inżynierskie. (Dz. U. nr 201 poz. 1673).
- Rozporządzenie MSWiA z dnia 24 września 1998 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych,
- PN-B-02479 „Dokumentowanie geotechniczne. Zasady ogólne.” z sierpnia 1998 r.

*Projektowane obiekty zaliczono do III kategorii geotechnicznej.*

### **1.6 Materiały archiwalne**

W niniejszym opracowaniu wykorzystano następujące materiały archiwalne:

- [I.]** „Aneks do projektu prac geologicznych dla ustalenia warunków geologiczno-inżynierskich dla projektu budynku URZĘDU MIASTA przy Al. Marsz. Piłsudskiego i ul. Świętojańskiej w Gdyni” wykonany przez Przedsiębiorstwo Usługowo-Produkcyjne „Fundament” Sp. z o.o. w marcu 2010 r. zatwierdzony przez Prezydenta Miasta Gdyni decyzją nr UOD.RO.7531-2/10 z dnia 15.04.2010 r.

- [II.] *„Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla ustalenia warunków geologiczno-inżynierskich dla projektu budynku Urzędu Miasta przy Al. Marsz. Piłsudskiego i ul. Świętojańskiej w Gdyni, województwo pomorskie”* opracowana w lutym 2009 r. przez P.U.P. „FUNDAMENT” Sp. z o.o., nr arch. 3141/08/GI.
- [III.] *„Dokumentacja warunków hydrogeologicznych dla tymczasowego odwodnienia wykopu projektowanego obiektu Trzy Hotele Gdynia na działce nr 690/150, obręb 0002 przy ul. Borchardta w Gdyni, województwo pomorskie”* opracowana w czerwcu 2007 r. przez P.U.P. Fundament Sp. z o.o., nr arch. 2830/07.
- [IV.] Opis do koncepcji wielofunkcyjnego Centrum Usługowo – Administracyjnego w Gdyni otrzymany od projektantów.
- [V.] *Uchwała nr XVIII/431/08 Rady Miasta Gdyni z dnia 26 marca 2008 r. w sprawie uchwalenia miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego części dzielnicy Wzgórze Św. Maksymiliana w Gdyni, rejon Skweru Plymouth.,*  
źródło: strona internetowa:  
[http://www.gdynia.pl/bip/zagospodarowanie/info/439\\_49106.html](http://www.gdynia.pl/bip/zagospodarowanie/info/439_49106.html)

### 1.7 Cel badań

Wykonane prace geologiczne są uzupełnieniem Dokumentacji geologiczno – inżynierskiej [II.]. Celem projektowanych prac było ustalenie warunków geologiczno - inżynierskich w związku ze zmianą poziomu posadowienia fundamentów budynku UM oraz potrzebą przeprowadzenia analizy stateczności dla skarpy od strony południowej (w rejonie projektowanego wjazdu nr 2) przy ul. Partyzantów.

Zgodnie z kartą terenu nr 1301 do miejscowego planu zagospodarowania przestrzennego nr XVIII/431/08 z dnia 26 marca 2008 r. inwestycja na niniejszym terenie powinna być poprzedzona rozpoznaniem warunków gruntowo-wodnych, ustaleniem kategorii geotechnicznej oraz określeniem stateczności skarpy przyległej od strony południowej.

Obliczenia stateczności skarpy, zlokalizowanej w rejonie projektowanego wjazdu nr 2, wykonano dla jednego przekroju obliczeniowego dla stanu naturalnego, stanu wykonawstwa i użytkowania.

Znajomość tych zagadnień jest niezbędna do poprawnego zaprojektowania i wykonawstwa planowanej inwestycji.

## **2. ZAKRES WYKONANYCH PRAC.**

### **2.1 Prace geodezyjne.**

W terenie wszystkie miejsca badań zostały wytyczone metodą domiarów prostokątnych w oparciu o plan sytuacyjno-wysokościowy w skali 1:500. Współrzędne krzyża w prawym górnym narożniku mapy dokumentacyjnej wynoszą:

$$X = 49900$$

$$Y = 22700$$

Układ współrzędnych: „1965”.

Układ odniesienia: „Kronsztadt”.

Rzędne otworów badawczych ustalono na podstawie niwelacji technicznej w dowiązaniu do sieci reperów państwowych.

## 2.2 Prace terenowe.

Prace terenowe zostały wykonane pod dozorem geotechnicznym Henryka Babiara i mgr inż. Michała Goczyńskiego w dniach od 7 do 10 maja 2010 r.

pod projektowany budynek Urzędu Miasta i garaże podziemne wykonano następujące badania:

- 2 otwory wiertnicze do głębokości 25,0 m p.p.t. łącznie 50,0 mb

dla potrzeb przeprowadzenia analizy stateczności skarpy:

- 2 otwory wiertnicze (nr 3 i 4) do głębokości 10,0 m p.p.t. łącznie 20,0 mb

**Łącznie wykonano 70,0 mb wierceń.**

Ponadto wykonano:

- 2 sondowania sondą lekką typu DPL do głębokości 3,2 i 6,2 m p.p.t., łącznie 9,4 mb.

W czasie wykonywania wierceń pobrano próby gruntu w celu makroskopowego określenia ich rodzaju. Reprezentatywne próby gruntu przebadane w laboratorium. Określono także poziom zwierciadła wód gruntowych.

Sondowania wykonano sondą udarową lekką typu DPL z końcówką stożkową, co pozwoliło określić stopień zagęszczenia gruntów sypkich w warunkach „in situ”.

## 2.3 Prace laboratoryjne.

W ramach badań laboratoryjnych gruntów sypkich oznaczono:

- skład granulometryczny - 3 badania
- współczynniki filtracji - 3 badania.



W ramach badań laboratoryjnych gruntów spoistych oznaczono:

- wilgotność naturalna - 2 badania
- gęstość objętościowa - 2 badania.
- zawartość części organicznych - 1 badanie

Zestawienie wyników badań laboratoryjnych gruntów przedstawia załącznik nr 7. Natomiast krzywe uziarnienia gruntu stanowią załącznik nr 8.

#### **2.4 Prace kameralne.**

Wykonano:

- analizę materiałów archiwalnych,
- mapę przeglądową w skali 1: 10 000,
- mapę dokumentacyjną w skali 1: 500,
- tabelę wartości parametrów geotechnicznych,
- przekroje geologiczno-inżynierskie,
- karty dokumentacyjne otworów geologiczno - inżynierskich,
- wykresy wyników sondowań,
- analizę stateczności
- zestawienie wyników badań laboratoryjnych,
- niniejszą część tekstową dokumentacji.

### **3. MORFOLOGIA TERENU I BUDOWA GEOLOGICZNA**

Pod względem morfologicznym teren badań stanowi fragment skłonu wysoczyzny morenowej Kępy Redłowskiej. Jej nierówna powierzchnia pocięta jest licznymi zgłębieniami erozyjnymi. Znaczne zagłębienie stanowiące dolinę zawieszoną dzieli Kępę Redłowską na dwie części. Aleja Marszałka Piłsudskiego biegnie wzdłuż tego obniżenia.

Ukształtowanie terenu w rejonie omawianych badań związane jest z akumulacyjno – erozyjną działalnością wód wodnolodowcowych. Rzędne

w obrębie dokumentowanego obszaru w obrębie projektowanego budynku wynoszą  $20,17 \div 22,62$  m n.p.m. Natomiast w rejonie analizowanej skarpy (w obrębie projektowanego wjazdu nr 2) wynoszą  $21,87 \div 24,59$  m n.p.m.

Na podstawie wykonanych wierceń stwierdza się, że w podłożu gruntowym poniżej nasypów niekontrolowanych występują rodzime utwory czwartorzędowe pochodzenia:

- wodno-lodowcowego wykształcone w postaci piasków drobnych, piasków średnich z domieszką żwirów, piasków grubych oraz pospółek i żwirów z otoczakami.
- lodowcowego wykształcone jako piaski gliniaste i gliny (piaszczyste i pylaste) z domieszką żwirów i kamieni.
- lokalnie tj. w otworze nr 2 na głębokości 9,5 m p.p.t. nawiercono warstwę 0,5 m glin buro-węglowych pochodzących z rozmycia trzeciorzędowych utworów „kry” mioceńskiej.

Budowę podłoża gruntowego oraz warunki wodne w rejonie projektowanych obiektów przedstawiono na przekrojach geologiczno - inżynierskich stanowiących załączniki nr 3.1 – 3.5 oraz na kartach dokumentacyjnych otworów geologiczno - inżynierskich stanowiących załączniki nr 4.1 – 4.4.

#### **4. WARUNKI HYDROGEOLOGICZNE**

Aktualnie wodę gruntową w postaci zwierciadła swobodnego i napiętego nawiercono w otworach nr 1 i 2 na głębokości 5,2 – 19,5 m p.p.t. Stabilizację wody gruntowej ustalono na głębokości 5,2 – 5,3 m p.p.t. co odpowiada rzędnym  $H = 15,13 - 15,31$  m n.p.m. Dodatkowo w otworach nr 3 i 4 ustalono sączenia wody gruntowej odpowiednio na głębokości 9,8 i 7,2 m p.p.t. tj. na rzędnej  $H = 14,79$  i  $14,67$  m n.p.m.

Zgodnie z dokumentacją archiwalną [II.] wodę gruntową nawiercono na głębokości 5,3 – 14,5 m p.p.t. i występuje ona w piaszczysto - żwirowych

warstwach występujących pomiędzy gruntami spoistymi. Zwierciadło wody gruntowej jest na ogół swobodne (lokalnie napięte przez gliny) i stabilizuje się na głębokości 5,3 – 8,2 m p.p.t. co odpowiada rzędnym  $H = 14,42 - 15,78$  m n.p.m.

Głębokości i poziomy występowania zwierciadła wody gruntowej w aktualnie wykonanych otworach przedstawia poniższa tabela.

Nr otworu	Zwierciadło wody gruntowej				Ścięcie wody gruntowej	
	nawiercone		ustabilizowane		głębokość [m p.p.t.]	rzędna [m n.p.m.]
	głębokość	rzędna	głębokość	rzędna		
	[m p.p.t.]	[m n.p.m.]	[m p.p.t.]	[m n.p.m.]		
1	5,3	15,13	5,3	15,13	-	-
	19,5	0,93	5,3	15,13		
2	5,2	15,31	5,2	15,31	-	-
	12,0	8,51	5,2	15,31		
3	-	-	-	-	9,8	14,79
4	-	-	-	-	7,2	14,67

Stan wód gruntowych może ulegać wahaniom w zależności od pór roku oraz intensywności opadów atmosferycznych.

Zasilanie wód podziemnych czwartorzędu odbywa się generalnie poprzez lateralny dopływ wód od strony wysoczyzny oraz infiltrację wód opadowych i roztopowych. Ze względu na brak izolacji utworów wodonośnych, wody podziemne narażone są na zanieczyszczenia z powierzchni terenu.

### **Parametry hydrogeologiczne:**

Na podstawie wykonanych analiz granulometrycznych (aktualnych i archiwalnych) ustalono średnią wartość współczynnika filtracji dla piasków i pospółek wg metody USBSC.

$$k_{sr} = 8,55 \times 10^{-5} [m/s]$$

Z uwagi na głębokie posadowienie budynku, zachodzi potrzeba obniżenia zwierciadła wody gruntowej przy sztucznym obniżeniu zwierciadła wody gruntowej.

W związku z powyższym, dla przedmiotowego terenu (podłoża) ustalono orientacyjne warunki odwodnienia wykopów budowlanych w oparciu o badania i obliczenia przeprowadzone dla terenu o podobnych warunkach hydrogeologicznych wg materiałów archiwalnych zawartych w dokumentacji warunków hydrogeologicznych [III.].

Przy stwierdzonych warunkach gruntowo-wodnych oraz przy założeniach, że powierzchnia dna wykopu wyniesie około  $F = 3500 \text{ m}^2$ , a spodziewana depresja w wykopie wyniesie  $S_0 = 6,0 \text{ m}$  oraz przy przyjęciu parametrów hydrogeologicznych jak w dokumentacji archiwalnej [III.]. Otrzymamy szacunkowy dopływ wody do wykopu w wysokości  $Q_o = 100 - 120 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Natomiast przewidywany lej depresji może wynieść około 250 m.

W celu zminimalizowania dopływu wody do wykopu fundamentowego i ograniczenia leja depresji do wielkości poza ścianką szczelną (lub szczelinową) w granicach 0,5 – 0,8 m tj. w granicach naturalnych wahań zwierciadła wody gruntowej. Zaleca się wykonać zabezpieczenie pionowe w postaci ścianki szczelnej (lub szczelinowej) oraz wykonanie *ekranu uszczelniającego* w technologii „*jet grouting*”, który w razie potrzeby powinien być zakotwiony.

## 5. CHARAKTERYSTYKA GEOTECHNICZNA PODŁOŻA.

W podłożu dokumentowanego terenu poniżej nasypów występują grunty rodzime o podobnej genezie i litologii ale różniące się własnościami fizyko-mechanicznymi. W związku z tym podzielono je na odrębne warstwy, zaliczając do każdej z nich grunty o zbliżonych wartościach parametrów geotechnicznych. Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw ustalono na podstawie badań makroskopowych, sondowań, badań laboratoryjnych i zależności korelacyjnych metodą „B” i „C” zgodnie z normą PN-81/B-03020 „Posadowienie bezpośrednie budowli”.

Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw podano w tabeli stanowiącej załącznik nr 2.

Podział warstw przyjęto jak w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [II.]. Aktualnie dodatkowo wydzielono następującą warstwę geotechniczną:

#### **Warstwa geotechniczna IV**

- to gliny buro-węglowe w stanie twardoplastycznym. Charakterystyczną wartość stopnia plastyczności ustalono w wysokości  $I_L^{(n)} = 0,20$

## **6. ANALIZA STATECZNOŚCI.**

### **6.1. Wstęp.**

Analiza stateczności dotyczy skarpy położonej w rejonie projektowanego wjazdu nr 2 od strony ul. Partyzantów.

Przedmiotowa skarpa opada w kierunku północnym. Różnica wysokości w obrębie wykonanych otworów w rozpatrywanym przekroju obliczeniowym dla stanu aktualnego i projektowanego wynosi 2,7 – 3,0 m, a kąt nachylenia skarpy dla stanu aktualnego równy jest 20°, natomiast dla stanu projektowego wynosi około 30°.

Analiza stateczności została przeprowadzona dla stanu aktualnego (naturalnego) oraz dla stanu projektowanego tj. dla stanu wykonawstwa (po modernizacji skarpy) i stanu użytkowania (po modernizacji skarpy z uwzględnieniem obciążeń od ruchu samochodowego).

Dla stanu wykonawstwa i użytkowania przyjęto pod projektowaną drogę (wjazd nr 2), jako podsypkę do niwelety drogi, nasyp budowlany złożony z pospółki w stanie zagęszczonym do  $I_D \geq 0,70$  i kącie tarcia  $\phi = 40^\circ$  (warstwa geotechniczna B\*). Dodatkowo dla stanu użytkowania przyjęto maksymalne obciążenia dla ruchu samochodowego w wysokości 100 kPa.

Należy nadmienić, że uwagi na zaleganie w podłożu projektowanej drogi (w rozpatrywanym przekroju obliczeniowym) nasypów niekontrolowanych założono ich częściowe wykorytowanie do rzędnej 22,4 m n.p.m.

i uzupełnienie do rzędnej projektowanej nasypem budowlanym z pospółki (*warstwa geotechniczna B\**).

W rejonie otworu wiertniczego nr 3, w odległości około 5 m, usytuowany jest VI-kondygnacyjny budynek z podpiwniczeniem. Poziom posadowienia budynku oszacowano na rzędnej  $H = 21,5$  m n.p.m. W związku z powyższym wynika, że nie dociąża on rozpatrywanej skarpy i nie ma istotnego wpływu na stateczność skarpy. Wpływ tego budynku w przeprowadzonej analizie stateczności pominięto.

Analizę stateczności wykonano w oparciu o wyniki rozpoznania geologicznego zawarte w niniejszym dodatku dokumentacji geologiczno-inżynierskiej.

Obliczenia stateczności przeprowadzono dla jednego przekroju obliczeniowego V-V'. Lokalizację przekroju pokazano na mapie dokumentacyjnej stanowiącej załącznik nr 1.2.

Na podstawie stwierdzonego rozpoznania geologicznego i dla potrzeb analizy stateczności wydzielono łącznie siedem warstw geotechnicznych (dodatkowo przyjęto do obliczeń warstwę geotechniczną B\*)

Do obliczeń stateczności skarpy przyjęto charakterystyczne parametry geotechniczne gruntów (patrz załącznik nr 2).

## **5.2. Analiza stateczności.**

Obliczenia stateczności wykonano przy wykorzystaniu programu GeoSlope 1, autorstwa Soft-Projekt z siedzibą przy ul. Parkowej 25, 51-616 Wrocław. W analizie stateczności zastosowano metodę walcowej płaszczyzny poślizgu Bishopa.

Generalnie, program obliczeniowy umożliwia poszukiwanie walcowych płaszczyzn poślizgu metodami Felleniusa i Bishopa oraz dowolnej (w tym walcowej) płaszczyzny poślizgu metodą Morgensterna-Price'a.

W obliczeniach analizowane było od kilkudziesięciu do kilkuset różnych powierzchni poślizgu poszukując płaszczyzny krytycznej, dla której współczynnik stateczności  $F_s$  jest najmniejszy.

Obliczenia stateczności skarpy wykonano dla stanu aktualnego i stanu projektowego tj. przy uwzględnieniu założeń projektowych (droga - wjazd nr 2).

Zgodnie z praktyką geotechniczną, zaleceniami normowymi oraz Rozporządzeniem Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 20 grudnia 1996 roku (Dziennik Ustaw Nr 21 p. 111 z dnia 5 marca 1997 r.), przy założeniu wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych, jako kryterium bezpieczeństwa należy przyjmować dla metody Bishopa wartość  $F_{kr} = F_s = 1,3$ .

### **5.2.1. Przekrój V-V'**

Przekrój obliczeniowy poprowadzono od korony skarpy tj. od strony istniejącego VI-kondygnacyjnego budynku zlokalizowanego przy ul. Partyzantów przez punkt badawczy nr 3 i dalej po skarpie (wzdłuż istniejących schodów) w dół do punktu badawczego nr 4 u podnóża skarpy. Różnica wysokości w obrębie rozpatrywanego przekroju wynosi aktualnie około 2,7 m przy maksymalnym kącie nachylenia stoku około 20° (stan naturalny). Po przyjęciu założeń projektowych dla projektowanego wjazdu nr 2 powstanie skarpa o maksymalnym kącie nachylenia stoku około 30° i różnicy wysokości około 3,0 m (stan wykonawstwa i użytkowania). Geometrię skarpy w tym przekroju wraz z układem warstw geotechnicznych, przyjętym do obliczeń stateczności pokazano na załączniku nr 3.5.

### **5.2.2. Wyniki analizy stateczności**

#### ***Stan naturalny***

Z obliczeń stateczności dla stanu naturalnego w obrębie analizowanego przekroju wynika, że skarpa jest stateczna. Minimalny współczynnik stateczności wyniósł  $F_s = 3,01$ , a więc znacznie powyżej przyjętego dla metody Bishopa, kryterium bezpieczeństwa  $F_{kr} = 1,3$ . Odpowiadająca minimalnemu współczynnikowi płaszczyzna poślizgu biegnie w warstwach geotechnicznych A\* i IIb na głębokości około 3 metrów. Analiza stateczności

dla powierzchni poślizgu biegnących zarówno płyciej jak i głębiej w masywie skarpy potwierdziła, że globalna stateczność jest zachowana. Wówczas minimalne współczynniki stateczności były kilkakrotnie wyższe od przyjętego dla metody Bishopa, kryterium bezpieczeństwa.

Geometrię skarpy dla stanu naturalnego wraz z wynikami analizy stateczności przedstawiono na załączniku nr 6.1.

### **Stan wykonawstwa**

Z obliczeń stateczności w obrębie analizowanego przekroju dla stanu projektowanego wynika, że nowopowstała skarpa będzie stateczna. Minimalny współczynnik stateczności wyniósł  $F_s = 2,06$ , a więc powyżej przyjętego dla metody Bishopa, kryterium bezpieczeństwa  $F_k = 1,30$ . Odpowiadająca minimalnemu współczynnikowi płaszczyzna poślizgu biegnie maksymalnie na głębokości 5 metrów i przechodzi głównie przez nasypy (warstwy geotechniczne A\* i B\*). Górna wychodnia płaszczyzny poślizgu ma swój przebieg w projektowanej drodze (wjazd nr 2) na koronie skarpy, natomiast dolna wychodnia płaszczyzny poślizgu przebiega tuż u podnóża skarpy. Analiza stateczności dla powierzchni poślizgu biegnących głębiej w masywie skarpy wykazała, że globalna stateczność jest zachowana. Wówczas minimalne współczynniki stateczności są zdecydowanie wyższe.

Geometrię skarpy dla stanu wykonawstwa wraz z wynikami analizy stateczności przedstawiono na załączniku nr 6.2.

### **Stan użytkowania**

Z obliczeń stateczności w obrębie analizowanego przekroju dla stanu projektowanego wraz z przyjęciem maksymalnych obciążeń od ruchu samochodowego wynika, że nowopowstała skarpa będzie w stanie równowagi statycznej. Minimalny współczynnik stateczności wyniósł  $F_s = 1,74$ , a więc powyżej przyjętego dla metody Bishopa, kryterium bezpieczeństwa



$F_k = 1,30$ . Odpowiadająca minimalnemu współczynnikowi płaszczyna poślizgu biegnie maksymalnie na głębokości 5,5 m i przechodzi jedynie przez nasypy (warstwy geotechniczne A\* i B\*). Górna wychodnia płaszczyny poślizgu ma swój przebieg w projektowanej drodze (wjazd nr 2) na koronie skarpy, natomiast dolna wychodnia płaszczyny poślizgu biegnie na styku warstw geotechnicznych A\* i IIb. Analiza stateczności dla powierzchni poślizgu biegnących głębiej i płycej w masywie skarpy wykazała wyższe minimalne współczynniki stateczności. Skarpa w stanie użytkowania będzie stateczna.

Geometrię skarpy dla powyższego przypadku wraz z wynikami analizy stateczności przedstawiono na załączniku nr 6.3.

### **5.3. Podsumowanie analizy stateczności.**

Reasumując należy stwierdzić, że stateczność skarpy dla przyjętych założeń projektowych (stan użytkowania) będzie zachowana. Skarpa będzie stateczna.

Stateczność skarpy (w tym stateczność lokalna – powierzchniowa) będzie zachowana przy następujących warunkach:

- skarpa powinna być odpowiednio zabezpieczona przed erozją,
- należy wyeliminować niekontrolowane spływy wód opadowych i innych wód po skarpie

## 7. WNIOSKI GEOTECHNICZNE.

*Podtrzymuje się wszystkie wnioski geotechniczne zawarte w archiwalnej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [II.].*

7.1. W wyniku przeprowadzonych badań stwierdza się, że:

- w podłożu projektowanego obiektu występują średnio-korzystne warunki gruntowo-wodne.

Grunty wydzielonych warstw geotechnicznych **I, IIa, IIb, IIc i III** są nośne, natomiast nasypy niekontrolowane są słabonośne i nie nadają się do posadowienia bezpośredniego. Grunty warstwy geotechnicznej **IV** należy potraktować indywidualnie.

7.2. Obliczenia statyczne dla posadowienia bezpośredniego należy wykonać zgodnie z postanowieniami normy PN-81/B-03020 i poprawką do niej ogłoszoną w Biuletynie PKNM i J Nr 2/88.

7.3. W istniejących warunkach gruntowo-wodnych proponuje się:

- projektowany budynek posadzić bezpośrednio na płycie fundamentowej na gruntach nośnych.

Występujące lokalnie (otwór nr 2) w poziomie posadowienia grunty warstwy geotechnicznej IV (gliny buro-węglowe) należy wybrać i zastąpić podsypką piaszczysto-żwirową zagęszczoną do stopnia zagęszczenia  $I_D \geq 0,70$

7.4. Aktualnie wodę gruntową w postaci zwierciadła swobodnego i napiętego nawiercono w otworach nr 1 i 2 na głębokości 5,2 – 19,5 m p.p.t. Stabilizację wody gruntowej ustalono na głębokości 5,2 – 5,3 m p.p.t. co odpowiada rzędnym  $H = 15,13 - 15,31$  m n.p.m. Dodatkowo w otworach nr 3 i 4 ustalono

sączenia wody gruntowej odpowiednio na głębokości 9,8 i 7,2 m p.p.t. tj. na rzędnej  $H = 14,79$  i  $14,67$  m n.p.m.

Podany w opracowaniu stan wód gruntowych odnosi się do okresu badań i może ulegać wahaniom (być wyższy od 0,5 m) w zależności od pory roku oraz intensywności opadów atmosferycznych.

Głębokości i poziomy występowania zwierciadła wody gruntowej przedstawiono w formie tabelarycznej na stronie nr 12.

- 7.5.** Z uwagi na występowanie wody gruntowej powyżej projektowanego poziomu posadowienia fundamentów budynku i garaży podziemnych w wysokości około 5 m słupa wody, należy przewidzieć odwodnienie wykopu budowlanego.

Na podstawie analizy warunków hydrogeologicznych (na podstawie materiałów archiwalnych [III.] oszacowano wielkość spodziewanego dopływu wody do wykopu w wysokości  **$100 - 120 \text{ m}^3/\text{h}$** , przy zasięgu leju depresji około 250 m.

W celu zminimalizowania dopływu wody do wykopu fundamentowego i ograniczenia leja depresji do wielkości poza ścianką szczelną (lub szczelinową) w granicach 0,5 – 0,8 m tj. w granicach naturalnych wahań zwierciadła wody gruntowej. Zaleca się wykonać zabezpieczenie pionowe w postaci ścianki szczelnej (lub szczelinowej) oraz wykonanie *ekranu uszczelniającego* w technologii „*jet grouting*”, który w razie potrzeby powinien być zakotwiony.

- 7.6.** Części podziemne obiektów zaleca się zabezpieczyć izolacją przeciwwodną typu ciężkiego tj. **wykonać „wannę wodoszczelną”**. W celu zapobiegnięcia wahaniom zwierciadła wód gruntowych oraz możliwości zbierania się wód infiltracyjnych na stropie gruntów

spoistych proponuje się dla obiektów wykonanie **drenażu opaskowego wraz z odprowadzeniem wód do kanalizacji deszczowej.**

Wartości współczynnika filtracji uzyskanego na podstawie badań laboratoryjnych wg metody USBSC wynoszą:

<i>piaski średnie</i>	$k_{10} = 3,48 \times 10^{-5} [m/s]$
<i>piaski grube</i>	$k_{10} = 5,49 \times 10^{-5} [m/s]$
<i>pospółki</i>	$k_{10} = 2,98 \times 10^{-4} [m/s]$

wg badań archiwalnych [II.]:

<i>piaski drobne</i>	$k_{10} = 1,56 \times 10^{-5} [m/s]$
<i>piaski średnie i piaski grube</i>	$k_{10} = 7,15 \times 10^{-5} [m/s]$
<i>pospółki</i>	$k_{10} = 6,88 \times 10^{-5} [m/s]$

**7.7.** Prace ziemne i fundamentowe oraz odwodnieniowe należy prowadzić tak, aby nie dopuścić do naruszenia naturalnej struktury gruntu. Grunty spoiste są wrażliwe na dodatkowe zawilgocenie oraz przemarzanie, co prowadzi do obniżenia ich własności mechanicznych, a co za tym idzie do obniżenia nośności podłoża. Z uwagi na możliwość uplastycznienia tych gruntów należy chronić dno wykopu fundamentowego przed zalewaniem wodami opadowymi. Wodę z sączeń i opadów atmosferycznych należy na bieżąco odprowadzać poza obręb wykopu fundamentowego.

**7.8.** W przypadku naruszenia naturalnej struktury lub uplastycznienia gruntów warstwy geotechnicznej I należy je usunąć i zastąpić podsypką piaszczysto-żwirową odpowiednio zagęszczoną (np. do stopnia zagęszczenia  $I_D \geq 0,70$ ) lub chudym betonem. Aby nie dopuścić do naruszenia naturalnej struktury tych gruntów, ostatnią warstwę należy usunąć ręcznie bezpośrednio przed betonowaniem.

Po wykonaniu wykopów fundamentowych powierzchnię należy ***niezwłocznie stabilizować chudym betonem.***

- 7.9.** Prowadzone prace budowlane nie mogą naruszyć stateczności obiektów istniejących tzn. dróg, budynków oraz instalacji podziemnych.

Z uwagi na powstanie głębokiego wykopu fundamentowego, sąsiadującego od strony południowej z budynkami II i VI kondygnacyjnymi, zaleca się wykonanie ścianek szczelnych w technologii wciskanej (bez wibracji) lub wykonanie ścian szczelinowych stanowiących obudowę głębokiego wykopu.

*Należy opracować projekt zabezpieczenia głębokiego wykopu fundamentowego.*

- 7.10.** W wyniku przeprowadzonej analizy stateczności w przekroju V-V' stwierdza się, że skarpa jest stateczna i przy uwzględnieniu założeń projektowych tj. jej nowego ukształtowania (wybudowanie drogi (wjazd nr 2) skarpa pozostanie w stanie równowagi statycznej.

Otrzymane minimalne współczynniki stateczności:

- dla stanu naturalnego  $F_s = 3.04$ ,
- dla stanu wykonawstwa  $F_s = 2.06$ ,
- dla stanu użytkowania  $F_s = 1.74$ ,

są większe od przyjętego dla metody Bishopa, kryterium bezpieczeństwa  $F_k = 1,30$ .

Prace ziemne na skarpie (makroniwelacja) powinny odbywać się zgodnie z projektem budowlanym (drogowym).

- 7.11.** W celu stwierdzenia zgodności parametrów geotechnicznych z danymi przyjętymi do obliczeń oraz z uwagi na całkowite wybranie gruntów warstwy geotechnicznej IV proponuje się prowadzenie prac ziemnych (fundamentowych) pod nadzorem uprawnionego geologa.
- 7.12.** Głębokość przemarzania gruntów dla rejonu przeprowadzonych badań wynosi  $h_z = 1,0$  m wg normy PN-81/B-03020.
- 7.13.** Niniejszy dodatek dokumentacji geologiczno-inżynierskiej zgodnie ustawą „Prawo geologiczne i górnicze” (Dziennik Ustaw 2005 Nr 228 poz. 1947 z dnia 14 listopada 2005 r. z późniejszymi zmianami) należy przedstawić w 4 egzemplarzach z wnioskiem o przyjęcie do Urzędu Miasta w Gdyni.

Opracował:

*mgr inż. Dariusz Mazur*