

Prognozowanie deformacji konstrukcji oporowej w ramach budowy drogi ekspresowej S1 na terenie zachodnich Karpat fliszowych

Forecasting the deformation of the retaining structure as part of the construction of the S1 expressway in the western flysch Carpathians

dr inż. Grzegorz Sołtys, mgr inż. Emanuela Tomków, Keller Polska Sp. z o.o.

DOI 10.5604/01.3001.0053.8517

Streszczenie: W artykule przedstawiono rozwiązanie wzmocnienia skarpy głębokiego wykopu w postaci ściany oporowej z pali CCFA (*Cased Continuous Flight Auger*), realizowanej na terenie położonym w części zewnętrznej zachodnich Karpat, w ramach budowy drogi ekspresowej S1. Opisano rozwiązanie projektowe ściany oporowej kotwionej kotwami gruntowymi w rejonie fliszu karpackiego. Prognozowane przemieszczenia konstrukcji oporowej porównano z wynikami prowadzonego monitoringu geodezyjnego. Wykonano wstępną analizę wsteczną w ramach obliczeń MES.

Słowa kluczowe: ściana oporowa, palisada z pali CCFA, kotwy gruntowe, flisz karpacki.

Abstract: The article presents a solution for strengthening the slope of a deep excavation in the form of a retaining wall made of CCFA piles (*Cased Continuous Flight Auger*), implemented in the area located in the outer part of the Western Carpathians, as part of the construction of the S1 expressway. The design solution of the retaining wall anchored with ground anchors in the area of the Carpathian flysch has been described. The projected displacements of the retaining structure were compared with the results of geodetic monitoring. An initial back analysis was performed as part of the FEM calculation.

Keywords: retaining wall, CCFA pile palisade, ground anchors, Carpathian flysch.

1. Wprowadzenie

Budowa drogi ekspresowej S1 na odcinku Bielsko–Biała – Żywiec – Zwardoń (odcinek Przybęda – Miłowka) w Karpatach Zachodnich przebiega w bardzo skomplikowanym górskim terenie. Rejon ten pod względem geologicznym zbudowany jest z silnie pofałdowanych skał osadowych stanowiących flisz karpacki. Wśród skał osadowych występują tu głównie słabe łupki, piaskowce i zlepieńce, zalegające zazwyczaj poniżej utworów zwietrzelinowych gliniastych i piaszczystych. Ukształtowanie terenu oraz niekorzystne warunki gruntowo-wodne sprawiają, że w rejonie realizowanej inwestycji występują zagrożenie osuwiskowe. Niezwykle złożone warunki realizacji inwestycji nakładają na projektanta i wykonawcę, zastosowania specjalistycznego, efektywnego i sprawdzonego podejścia, dostosowanego do zmiennych warunków lokalnych.

2. Prezentacja utworów fliszowych występujących na terenie budowy drogi S1

Podłoże Karpat Zachodnich jest skomplikowane pod względem tektonicznym, co ma swoje odzwierciedlenie w orientacji

i zmiennym kącie upadu warstw skalnych oraz w obecności silnego uszczelinowienia górotworu. Dominującymi rodzajami skał są naprzemianległe pakiety piaskowców i łupków o różnej genezie. Masyw skalny charakteryzuje się zróżnicowanym stopniem spękania oraz zwietrzienia. Bogactwo różnorodności utworów fliszowych uwidacznia się na całej rozciągłości odcinka budowanej drogi ekspresowej S1, o czym świadczą przywołane fotografie skał zlokalizowanych w rejonie ściany oporowej nr 1, 2, 3 i 4.



Rys. 1. Kilometraż 30+263 – 30+465, ściana oporowa nr 4; skała łupkowa

Relacja biegów spękań ciosowych w stosunku do biegu skarpy i azymutu kąta zapadania warstw skalnych skutkuje odspajaniem się piaskowców w formie rombów płyt. Na uruchomienie wspomnianego zjawiska w pierwotnie litej piaskowcowej warstwie mają wpływ powierzchnie laminacji zazwyczaj równoległe, przepelnione wtrąceniami minerałów blaszkowych typu mika lub przepelnione substancją organiczną.



Rys. 2. Kilometraż 32+120 – 32+426 drogi S1, ściana oporowa nr 3; układ spękań ciosowych piaskowców, kąt upadu warstw skalnych 36°



Rys. 3. Kilometraż 34+793 – 34+983, ściana oporowa nr 2; skała piaskowcowa, kąt upadu warstw skalnych od 60 do 75°



Rys. 4. Węzeł Milówka, ściana oporowa nr 1; równoległe powierzchnie laminacji piaskowca, kąt upadu warstw skalnych od 60 do 80°

W związku z zakończeniem prac wykonawczych ściany oporowej nr 4 w niniejszej pracy przedstawiono zastosowane

rozwiązanie oraz analizę numeryczną zabezpieczenia głębokiego wykopu w rejonie miękkiej skały łupkowej.

3. Opis konstrukcji

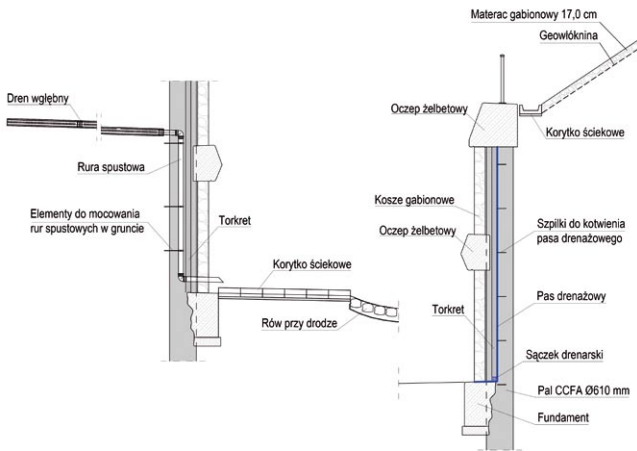
Ścianę oporową nr 4 mierzącą w planie 202,5 m wykonano w technologii palisady z pali CCFA. W celu zabezpieczenia stateczności oraz ograniczenia przemieszczenia palisady zaprojektowano zakotwienie palisady na dwóch i trzech poziomach kotwienia. Pomiędzy palami zastosowano zbrojony beton natryskowy наносzony sukcesywnie wraz z postępem robót ziemnych. Na każdym poziomie kotwienia przewidziano ocep żelbetowy.



Rys. 5. Ściana oporowa nr 4 w trakcie realizacji

Jednym z ważnych czynników zwiększającym niekorzystne oddziaływanie na konstrukcję oporową jest obecność wody gruntowej i opadowej. Występowanie zawilgocenia wpływa na obniżenie parametrów wytrzymałościowych zarówno od strony parcia, jak i odporu. Ważnym aspektem minimalizującym niekorzystne oddziaływania jest zastosowanie odpowiedniego systemu odwodnienia.

W skład systemu odwodnienia zastosowanego na omawianym obiekcie wchodzi: pasy drenażowe, drenaże wgłębne oraz korytka odwodnieniowe wraz ze studniami i rurami spustowymi. Ściana z pali i betonu natryskowego tworzy szczelną przesłonę. Przesiákanie wody w głąb gruntu może skutkować nagromadzeniem się sił hydrostatycznych na powierzchni betonu natryskowego. W związku z tym zastosowano pasy z geokompozytu drenażowego, które transportują przejętą wodę do sączków drenarskich zlokalizowanych u spodu wykopu, a następnie do rowu przy drodze. Do przejęcia wód gruntowych w wnętrza górotworu przewidziano drenaże wgłębne. Funkcję odprowadzenia wody opadowej z powierzchni za palisadą pełnią korytka odwodnieniowe wraz ze studniami i rurami spustowymi. System odwodnienia złożony z powyższych elementów ma w pewnym sensie także ograniczyć wchłanianie wody opadowej i wody z roztopów w głąb górotworu.



Rys. 6. Rozwiązanie odwodnienia skarpy w postaci pasów drenażowych i drenów wgłębnych



Rys. 7. Ściana oporowa nr 4

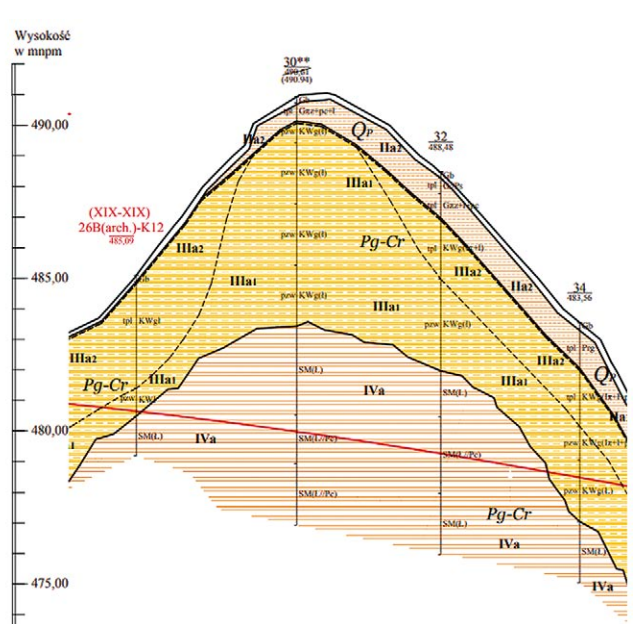
4. Warunki gruntowe

W podłożu pod glebą i nieciągłą warstwą twar doplastycznych glin deluwialnych (warstwa IIa2), zalegają twar doplastyczne i półzwarte wietrzliny gliniaste (warstwa IIIa2 i IIIa1), wykształcone w postaci ilów, ilów pylastych z okruskami łupków oraz łupków z domieszkami ilu i ilu pylastego. Poniżej znajduje się strop skały miękkiej łupkowej przewarstwionej skałą piaskowcową o wytrzymałości na ściskanie: 2–4 MPa (warstwa IVa). Warstwy łupków zapadają się w kierunku SE pod kątem 25–35°. Woda gruntowa występuje w postaci sączeń śródglinowych w obrębie glin deluwialnych oraz wietrzelin gliniastych. Zarówno skały łupkowe, jak i wietrzliny są podatne na erozję i działanie wód opadowych.

5. Analiza numeryczna

Obliczenia statyczne i analizę numeryczną na potrzeby projektowe przeprowadzono dla czterech reprezentatywnych przekroi obliczeniowych w układzie płaskim.

Dla konstrukcji oporowej nr 4, w celu kontroli i weryfikacji przemieszczeń, zainstalowano inklinometr gruntowy o długości ok. 17 m oraz trzy inklinometry umieszczone w palach,

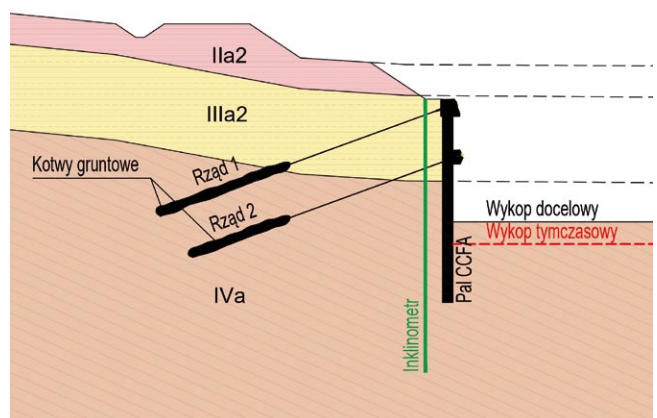


Rys. 8. Przekrój geologiczny wzdłuż ściany oporowej wraz ze zdjęciem łupków

zlokalizowanych w reprezentatywnych miejscach odpowiadających analizowanym przekrojom obliczeniowym. W każdym przekroju obliczeniowym zainstalowano także aparaturę pomiarową weryfikującą sprężenie i bieżący naciąg kotew gruntowych.

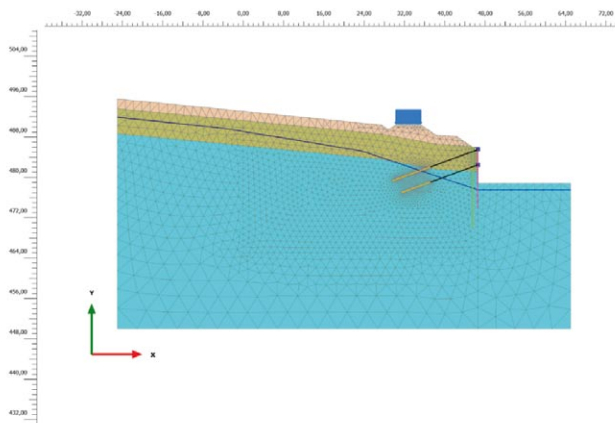
W niniejszej pracy przedstawiono wybrane wyniki analizy numerycznej obejmujące prognozę projektową oraz analizę wtórną wykonaną na podstawie kalibracji modelu obliczeniowego z wartościami pomiarów inklinometrycznych i monitoringu geodezyjnego oraz wniosków z badań odbiorowych dla kotew gruntowych.

Do prezentacji wyników wybrano przekrój, w którym zarejestrowano największe przemieszczenia poziome palisady, tj. wybrano przekrój w km 30+406.



Rys. 9. Schemat statyczny wraz z profilem geologicznym dla km 30+406

W analizie numerycznej do opisu materiałowego glin (IIa2) oraz wietrzelin gliniastych (IIIa2) wykorzystano model Hardening



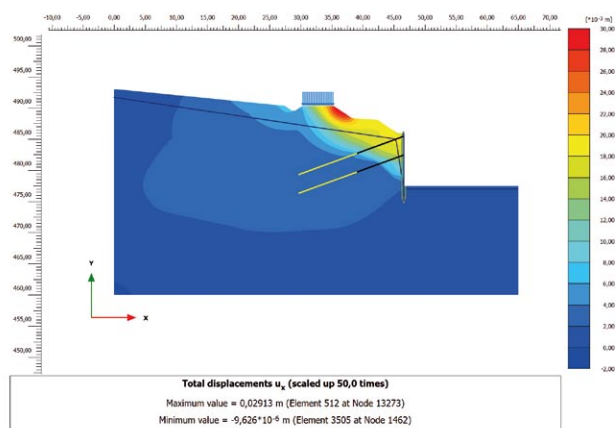
Rys. 10. Ogólny model obliczeniowy MES dla km 30+406

Soil, natomiast dla skały miękkiej łupkowej (IVa) wykorzystano model Joint Rock model oraz alternatywnie model Hardening Soil, dla którego parametry wytrzymałościowe określone zostały na podstawie ogólnego modelu Hokea Browna.

Tabela 1. Parametry wytrzymałościowe przyjęte w analizie projektowej

Symbol warstwy	Parametry przyjęte do analizy MES		Model gruntowy
	φ' [°]	c' [kPa]	
Ila2	13	12	Hardening Soil
Illa2	26	30	Hardengin Soil
IVa	17	25	Joint Rock model
IVa	24	14-25	Hardening Soil/H-B

Prognozowane maksymalne przemieszczenie dla palisady wyniosło ok. 15 mm, a dla schematu statycznego z uwzględnieniem drogi technicznej wyniosło ok. 18 mm.



Rys. 11. Prognozowane przemieszczenia poziome dla km 30+406

Dane pomiarowe z inklinometrów zainstalowanych w palach (inklinometr S04.I2) oraz inklinometr gruntowy S04.I4 wykazały wartości podane w tabeli 2.

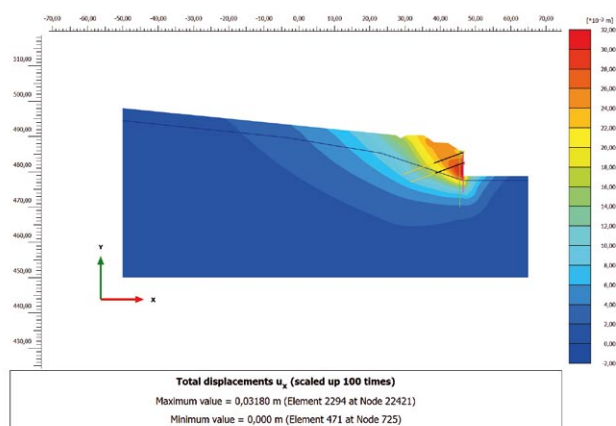
Tabela 2. Porównanie prognoz projektowych z wartościami pomierzonymi

Inklinometr	Prognozowane maksymalne przemieszczenie [mm]	Pomierzone przemieszczenie [mm]
S04.I2	15–18	21,1
S04.I4	20	30,7

Otrzymane rozbieżności prognozy i pomiaru stały się podstawą do opracowania aktualizacji modelu obliczeniowego, w którym wykorzystano dane z inklinometrów pomiarowych oraz dane uzyskane z badań odbiorowych dla kotew gruntowych. Danymi z badań odbiorowych kotew gruntowych wykorzystanymi do korekty obliczeń były informacje dotyczące uzyskanej w procesie iniekcji długości buławy.

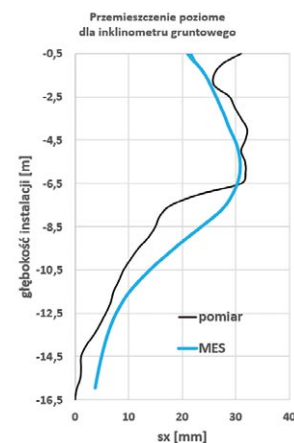
W rozwiązaniu projektowym górny rząd kotew, o projektowanej buławie o długości 8 m, zastąpiono buławą o średniej długości 9,2 m, natomiast dla dolnej kotwy projektową buławę o długości 6 m zastąpiono buławą o średniej długości 7,2 m. Wartości średnie uzyskano, analizując długości z badań odbiorowych dla reprezentatywnej grupy kotew gruntowych.

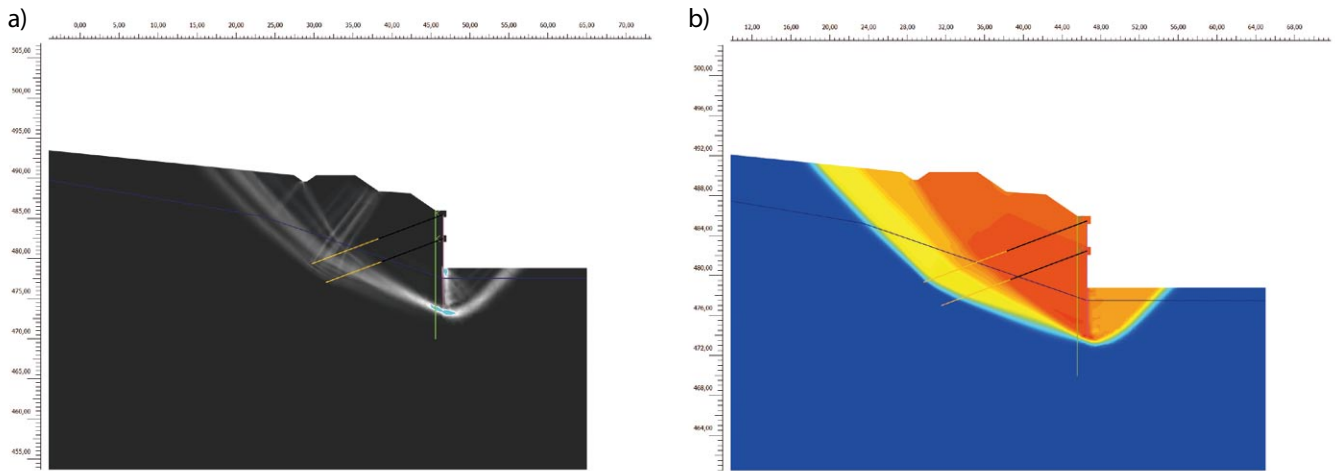
W stosunku do danych materiałowych jedyne zmiany, które wprowadzono do modelu obliczeniowego, dotyczyły parametrów odkształceniowych i wytrzymałościowych dla skały miękkiej łupkowej (IVa). Parametry dla glin i wietrzelin gliniastych pozostały bez zmian.



Rys. 12. Deformacja dla przekroju w km 30+406 dla analizy wtórnej. Profil deformacji z inklinometru gruntowego S04.I4 i z modelu MES

W stosunku do parametrów materiałowych dla warstwy skały łupkowej IVa zbliżenie się do profilu z inklinometru gruntowego możliwe było przy znacznej redukcji parametrów odkształceniowych.





Rys. 13. Mechanizm utraty stateczności dla $FS = 1,54$ (pole odkształceń postaciowych i przyrostów prędkości deformacji)

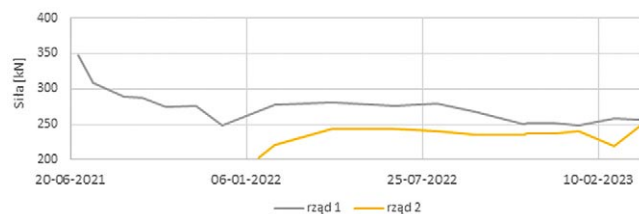
W porównaniu do obliczeń początkowych moduł deformacji E_{50} obniżono z wartości 140 MPa do wartości 90 kPa. Parametry wytrzymałościowe pozostały na poziomie $\varphi' = 24$ deg i $c' = 14$ kPa.

Pomimo wystąpienia rozbieżności w stosunku do prognozowanego przemieszczenia nie nastąpiła istotna zmiana dotycząca spadku bezpieczeństwa konstrukcji, dla której założono osiągnięcie min. $FS > 1,5$ [-].

Współczynnik stateczności przy wprowadzeniu wszystkich zmian osiągnął wartość $FS = 1,54$ [-] bez uwzględnienia wpływu drogi na koronie skarpy, a uwzględniając ciągłe obciążenie drogi, wyniósł $FS = 1,51$ [-].

Pomiary siłomierzy kotew gruntowych wykazały w przekroju 30+406 relatywnie widoczny spadek siły wstępnego naciągu dla górnego poziomu kotwienia. Z poziomu 340 kN wartość ta spadła do poziomu ok. 260 kN. Dla dolnego poziomu kotwienia nie zanotowano utraty naciągu. Zgodnie z oczekiwaniami odnotowano wzrost siły powyżej wartości blokowania 200 kN, która osiągnęła wartość równą ok. 250 kN.

Widoczny spadek siły naciągu dla górnego poziomu kotwienia jest najprawdopodobniej wynikiem umiejscowienia części nośnej kotwy na pograniczu warstw wierzdelin gliniastych i skały miękkiej łupkowej IVa. Parametry wytrzymałościowe obu materiałów są dosyć podobne, istotne różnice natomiast dotyczą wartości cech odkształceniowych. Dla wierzdelin gliniastych przyjęty zgodnie z dokumentacją geologiczną [1] moduł deformacji wynosi $E = 24$ MPa,



Rys. 14. Wartość siły w kotwach dla górnego (rzęd 1) i dolnego (rzęd 2) kotwienia

podczas gdy dla skały miękkiej IVa wartość modułu oszacowano na poziomie 90 MPa.

Warto zaznaczyć, że w pozostałych przekrojach obliczeniowych dla konstrukcji oporowej nr 4, uwzględniających przekroje najwyższe z 3 rzędami kotwienia, zgodność prognoz z pomiarami była znacznie korzystniejsza.

6. Podsumowanie

Realizacja zabezpieczenia głębokiego wykopu drogowego w zachodnich Karpatach wiąże się z wysokim stopniem złożoności prac projektowych oraz wykonawczych, wynikającym ze specyfiki warunków gruntowych tego rejonu. Duża zmienność geologiczna wymaga często dostosowywania technologii oraz modyfikacji rozwiązania projektowego w trakcie realizacji obiektu.

Ważnym aspektem skutecznego i bezpiecznego prowadzenia prac w tak złożonych warunkach miejscowych jest rozwinięty i poprawnie prowadzony monitoring pomiarowy oraz w miarę możliwości pełne rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych.

W odniesieniu do prognozowania deformacji oraz oceny bezpieczeństwa pracy konstrukcji w warunkach występowania bardzo dużej niejednorodności wiele metod obliczeniowych z zakresu mechaniki skał opiera się na licznych korelacjach empirycznych. Ocena użyteczności zaadaptowanych korelacji w stosunku do zastanych warunków możliwa jest wyłącznie w nawiązaniu do prowadzonego monitoringu.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla potrzeb ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych drogi ekspresowej S-69 Przybędza – Węgierska Górka – Milówka, na odcinku od km 27+700 do km 36+240, wykonana przez Geotech Sp. z o.o., sierpień 2016 r.
- [2] Projekt Technologiczny, tom 1.4/18 Zabezpieczenie skarp wykopów i nasypów. Zabezpieczenie skarp wykopów. Ściana oporowa nr 4, Keller Polska Sp. z o.o., lipiec 2021 r.
- [3] Raport z pomiarów systemu monitoringu konstrukcji zabezpieczających nasypy oraz wykopy KO, SO i MO 03/2023, GEO-Instruments Polska Sp. z o.o., marzec 2023 r.