

BADANIA GEOFIZYCZNE W BUDOWNICTWIE HYDROTECHNICZNYM

Geophysical investigations to hydraulic engineering purposes

Zbigniew BESTYŃSKI

*SEGI-AT Sp. z o.o.;
ul. Baletowa 30, 02-867 Warszawa;
e-mail: zbigniew.bestynski@segi.pl*

Abstract: Geophysical investigations are used at every stage of designing, building and exploitation of hydraulic objects. There are presented three examples of such investigations in this project: 1 – investigation for recognition of geotechnical conditions of excavation and support hydraulic tunnels of Świnna Poręba dam, 2 – investigation for estimation of efficiency of works for Wapienica concrete dam sealing and strengthening, 3 – investigation for estimation of landslides slope stability at the costal area of man-made water reservoirs of Czorsztyn, Niedzica and Świnna Poręba.

Key words: electrical resistivity, seismic wave velocity, geotechnical class, slide boundary

Słowa kluczowe: oporność elektryczna, prędkość fal sejsmicznych, klasa geotechniczna, powierzchnia poślizgu

WPROWADZENIE

Badania geofizyczne dla potrzeb budownictwa hydrotechnicznego wykonywane są w Polsce od przeszło 40 lat. Badania takie wykonywane są na wszystkich etapach realizacji obiektów hydrotechnicznych. Na etapie projektowania – dla wyboru optymalnej lokalizacji i rodzaju konstrukcji, na etapie budowy – dla określenia warunków geotechnicznych, a na etapie eksploatacji – dla oceny stanu technicznego obiektów. Badania geofizyczne wykorzystywane są również do oceny stateczności zboczy sztucznych zbiorników wodnych.

W okresie ostatnich 20 lat Spółka SEGI-AT większość badań geofizycznych dla potrzeb budownictwa hydrotechnicznego wykonywała we współpracy z Pracownią Geofizyki Inżynierskiej Katedry Geofizyki Wydziału Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska AGH, kierowaną przez prof. Ryszarda Ślusarczyka. Współpraca ta umożliwiła wykorzystanie potencjału naukowego i technicznego Pracowni do doskonalenia metodyki badań oraz poszerzenia zakresu stosowania metod geofizycznych w rozpoznaniu geotechnicznym.

PRZYKŁADY WYKORZYSTANIA METOD GEOFIZYCZNYCH W BUDOWNICTWIE HYDROTECHNICZNYM

Rozpoznanie warunków geotechnicznych posadowienia zapory czołowej Świnna Poręba

Podstawowym celem budowy zbiornika retencyjnego na rzece Skawie jest zaopatrzenie w wodę wodociągów komunalnych i przemysłowych województw katowickiego i bielskiego. Rozważane były dwa warianty konstrukcji zapory: ze sztolniami hydrotechnicznymi i przelewem bocznym, oraz ze zblokowanymi urządzeniami przelewowo-spustowymi. Do realizacji wybrano wariant ze sztolniami hydrotechnicznymi (Fig. 1).

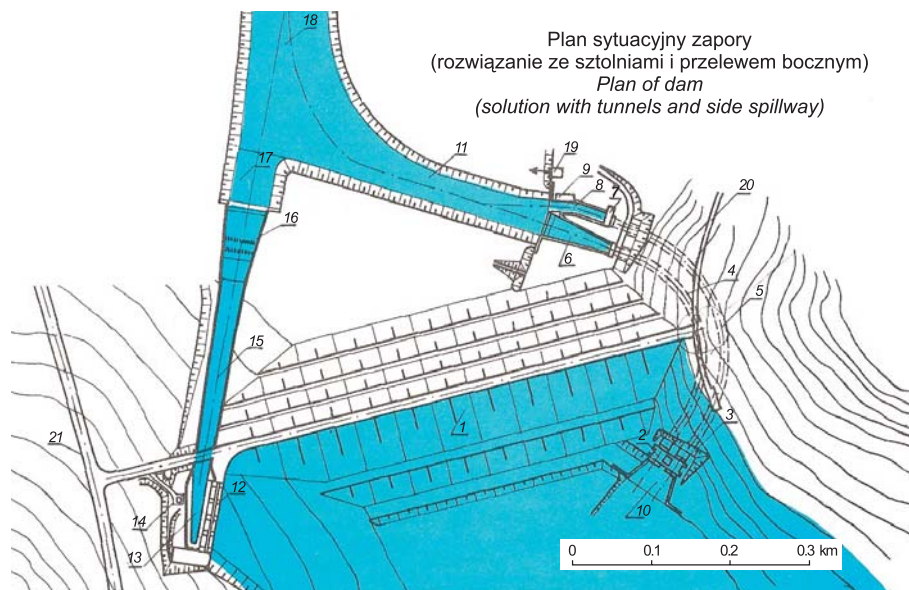


Fig. 1. Plan sytuacyjny zapory – rozwiązanie ze sztolniami hydrotechnicznymi; 1 – zapora ziemna, 2 – wieża zamknięć, 3 – wieża ujęcia wody dla rurociągów, 4 – sztolnia spustowa, 5 – sztolnia ujęciowa, 6 – niecka wypadowa, 7 – elektrownia, 8 – kanał odpływowy elektrowni, 9 – przepławka dla ryb, 10 – kanał dopływowy, 11 – kanał odpływowy, 12 – jaz wlotowy przelewu powierzchniowego, 13 – koryto zbiorcze, 14 – sterownia jazu, 15 – bystrze, 16 – niecka wypadowa, 17 – kanał odpływowy, 18 – zbiorczy kanał odpływowy, 19 – stacja rozrządu wody, 20 – droga zaporowa Gołębiówka, 21 – droga Wadowice–Sucha Beskidzka

Fig. 1. Location plan of the dam – solution with tunnels and side spillway; 1 – earth dam, 2 – closure tower, 3 – water intake tower for pipelines, 4 – outlet tunnel, 5 – intake tunnel, 6 – outlet trough, 7 – electric power station, 8 – electric power station outlet channel, 9 – fish pass, 10 – tributary channel, 11 – outflow channel, 12 – tributary weir of surface spillway, 13 – cumulative trough, 14 – weir pilot-house, 15 – rapids, 16 – outlet trough, 17 – outflow channel, 18 – cumulative outflow channel, 19 – water distribution station, 20 – Gołębiówka dam road, 21 – Wadowice – Sucha Beskidzka road

Realizacja tego wariantu wymagała uszczegółowienia rozpoznania budowy geologicznej prawego przyczółka zapory, w którym zlokalizowane są dwie sztolnie hydrotechniczne

o średnicy 6.5 m każda. Budowa geologiczna tego niewielkiego obszaru, około 200×300 m, jest skomplikowana do tego stopnia, że kilkanaście wykonanych tam otworów wiertniczych nie dało jej jednoznacznego obrazu (Thiel 1990). Zdecydowano więc wykonać uzupełniające, szczegółowe badania geofizyczne, a dla określenia modułów sprężystości i wytrzymałości na ścinanie materiału skalnego – sztolnię badawczą. Badania geofizyczne wykonano metodą sejsmiczną refrakcyjną i geoelektryczną elektrooporową (Bestyński, Bugajski, Dec, Ślusarczyk 1993, Dec 1992). W wyniku pomiarów elektrooporowych określono zróżnicowanie oporności elektrycznej, a w wyniku pomiarów sejsmicznych zróżnicowanie prędkości fal sejsmicznych w stropie litego masywu skalnego.

Oporność elektryczna fliszu, zbudowanego z naprzemianległych warstw wysokooporowych piaskowców i niskooporowych łupków, zależy głównie od jego składu litologicznego. Kompleksy piaskowcowe charakteryzują się wysokimi, a łupkowe niskimi opornościami elektrycznymi. W niezaburzonym tektonicznie ośrodku izolinie oporności przebiegają zgodnie z granicami litologicznymi. Zaburzenie tego przebiegu związane jest najczęściej z tektoniką. Dyslokacje naruszają ciągłość warstw, a więc również ciągłość izom odpowiadających granicom litologicznym.

Prędkości fal sejsmicznych są z kolei funkcją parametrów mechanicznych ośrodka. Strefy tektoniczne, gdzie struktura ośrodka została naruszona, charakteryzować się więc będą obniżonymi prędkościami fal sejsmicznych. Na figurach 2 i 3 przedstawiono mapy rozkładu oporności elektrycznych i prędkości fal sejsmicznych w stropie litego masywu skalnego. Mapy obrazują zaburzony przebieg izolinii oporności elektrycznych, oraz szereg stref obniżonych prędkości fal sejsmicznych. Wskazuje to na zaburzenia ciągłości warstw skalnych. Badaniami geofizycznymi potwierdzono stwierdzone wcześniej uskoki a_2 , b_3 , b_4 i b_5 oraz stwierdzono dodatkową strefę anomalną, charakteryzującą się zaburzonym przebiegiem izolinii oporności i obniżonymi prędkościami fal sejsmicznych. Zaburzenia te wskazywały na istnienie nierozpoznanej dotąd dyslokacji przebiegającej w przybliżeniu równolegle do głównego uskoku Skawy; nazwano ją a_6 . Istnienie tej dyslokacji zostało potwierdzone w sztolni badawczej, a jej wykrycie miało istotne znaczenie dla konstrukcji obiektu. Dyslokacja przebiega stycznie do sztolni spustowej, a więc sztolnia na długim odcinku drażona byłaby w strefie dyslokacyjnej, w niekorzystnych warunkach geotechnicznych. Z wymienionego względu trasy sztolni hydrotechnicznych przesunięto o 10 m w głąb masywu.

Następnym zadaniem, które należało rozwiązać w ramach projektu technicznego obiektu, było określenie warunków geotechnicznych wykonania i utrzymania sztolni. Dla określenia warunków drażenia podziemnych obiektów liniowych najczęściej wykorzystuje się klasyfikacje geotechniczne. Klasa geotechniczna jest syntetycznym wskaźnikiem, określającym warunki drażenia i utrzymania wyrobisk. Klasę geotechniczną masywu ocenia się na podstawie grupy parametrów opisujących podstawowe charakterystyki ośrodka i określanych w wyrobiskach górniczych. Ogranicza to możliwość stosowania klasyfikacji do etapu drażenia wyrobisk. Istniała więc potrzeba utworzenia klasyfikacji geotechnicznej ośrodka już na etapie projektu technicznego obiektu. Klasyfikację taką, opartą na dwóch parametrach geofizycznych V_p (prędkość sejsmicznych fal podłużnych) i ρ (oporność elektryczna), opracowano na podstawie dotychczasowych badań geofizycznych i geotechnicznych wykonanych na terenie Karpat fliszowych. Klasyfikację utworzono w taki sposób, by klasa geotechniczna oparta na parametrach geofizycznych, nazwana *KFG*, była równoważna klasie geotechnicznej *RMR*

klasyfikacji Z.T. Bieniawskiego (Bestyński, Popiołek, Sala 1991, Bestyński 1992). Formuła na określenie klasy geotechnicznej *KFG* ma postać:

$$KFG = 11.78 + 2.8 \cdot 10^{-3} \cdot \rho + 3.8 \cdot 10^{-3} \cdot V_p + 3.3 \cdot 10^{-5} \cdot V_p \cdot \rho .$$

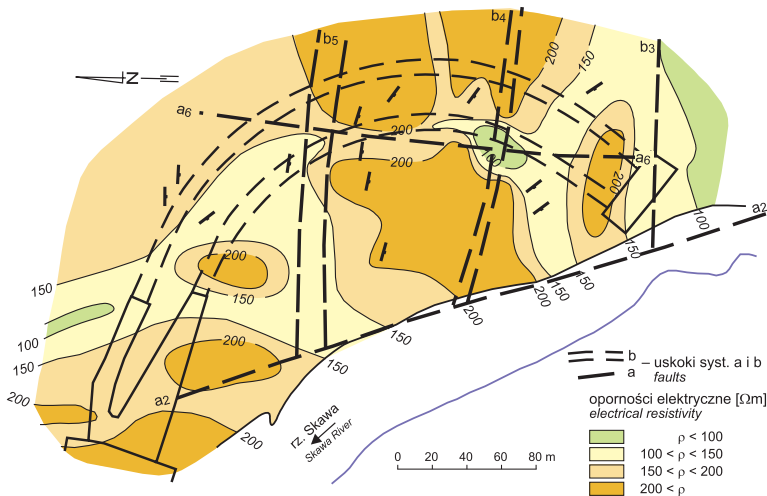


Fig. 2. Mapa oporności elektrycznych ρ w stropie masywu w rejonie lokalizacji sztolni

Fig. 2. Map of electrical resistivity ρ in the top of rock mass at the tunnels site

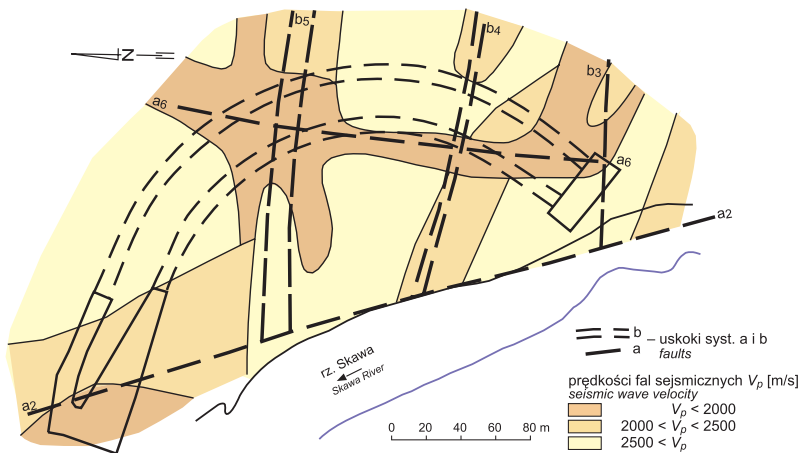
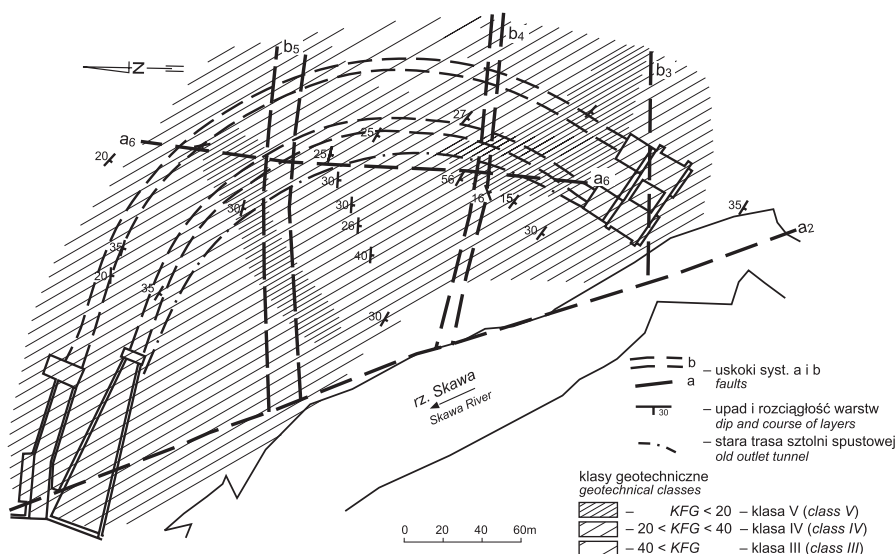


Fig. 3. Mapa prędkości fal sejsmicznych V_p w stropie masywu w rejonie lokalizacji sztolni

Fig. 3. Map of seismic wave velocity V_p in the top of rock mass at the tunnels site

Na podstawie klasyfikacji *KFG* określono warunki geotechniczne na trasie projektowanych sztolni hydrotechnicznych zapory. Warunki te, przedstawione na figurze 4, zostały z dobrą dokładnością potwierdzone w czasie drażenia sztolni.



Klasyfikację KFG utworzono na podstawie badań i obserwacji w płytkach, do głębokości około 50÷80 m p.p.t., wyrobiskach górniczych i taki jest zakres jej stosowania. Klasyfikacja KFG może być również wykorzystywana do wstępnej oceny stateczności zboczy, po wprowadzeniu współczynników korygujących zależnych od wzajemnej orientacji zbocza i potencjalnego zsuwu oraz sposobu urabiania materiału.

Ocena skuteczności prac uszczelniająco-wzmacniających korpus zapory w Wapienicy

Zapora czołowa na potoku Wapienica zamyka zlewnię o powierzchni 10.8 km² i służy retencjonowaniu wody pitnej. Zapora, o konstrukcji betonowej ciężkiej, zbudowana została w latach 1928–1932 i składa się z siedemnastu bloków o szerokości od 10 do 19 m. Całkowita długość zapory wynosi 253 m, a wysokość 29 m. Utworzony sztuczny zbiornik ma całkowitą pojemność równą 1 100 000 m³ i maksymalną głębokość 21 m. W korpusie zapory, około 20 m poniżej korony, usytuowana jest galeria kontrolno-pomiarowa o przekroju 1.8×1.2 m i długości 230 m. Zapora posadowiona jest na osadach fliszowych. Zapora, już od chwili oddania do eksploatacji, wykazywała nieszczelności korpusu, a zwiększające się z czasem przecieki spowodowały konieczność jej uszczelnienia.

Analiza cyfrowego modelu zapory, wykonana przez Politechnikę Krakowską, wykazała, że uszczelnienie i wzmocnienie powinno obejmować cały betonowy korpus zapory oraz zalegające bezpośrednio pod nim fliszowe podłoże. Zapórę uszczelniono i wzmocniono spoiwem żużlowo-cementowym. Otwory cementacyjne tworzyły jednorzędową przesłonę uszczelniającą. Cementację, dla każdego bloku oddzielnie, wykonano w trzech etapach, stopniowo zagęszczając otwory cementacyjne do końcowej odległości 0.65÷0.70 m.

Skuteczność prac uszczelniających, oprócz tradycyjnego badania wodochłonności ośrodka, oceniano na podstawie wzrostu prędkości fal sejsmicznych, spowodowanego zapętnieniem strefy porowej iniektem (Bestyński, Bojarski 2000, 2003, Ślusarczyk 1992). Pomiary prędkości fal sejsmicznych wykonano metodą prześwietlania międzyotworowego z tomograficznym odwzorowaniem rozkładu prędkości. Pomiary wykonano między otworami pierwszego etapu cementacji, usytuowanymi przy bocznych ścianach każdego z bloków. W wyniku tych pomiarów określono, dla każdego bloku oddzielnie, mapę rozkładu prędkości fal sejsmicznych V_p na powierzchni pionowej wyznaczonej przez otwory pomiarowe i przecinającej badany blok oraz jego fliszowe podłoże do głębokości kilkunastu metrów poniżej stopy bloku. Po zakończeniu całego cyklu cementacji w danym bloku otwory, wykorzystane wcześniej do pomiarów, przewiercano ponownie i powtarzano cykl pomiarów wykonanych przed cementacją. Porównanie map prędkości określonych przed i po cementacji, umożliwiło określenie zmian prędkości fal V_p spowodowanych cementacją, a na tej podstawie ocenę skuteczności prac remontowych. Dla zapewnienia pełnej porównywalności w obydwóch seriach pomiarowych stosowano identyczną metodykę pomiarów i interpretacji.

Wykorzystanie pomiarów sejsmicznych do oceny skuteczności wzmocnienia i uszczelnienia ośrodka, oparte jest na zależności prędkości fal sejsmicznych rozchodzących się w tym ośrodku od jego właściwości fizyczno-mechanicznych, w tym porowatości i modułu sprężystości, $V_p=f(K_p)$ i $V_p=f(E_d)$. W oparciu o te zależności można, na podstawie prędkości fal sejsmicznych V_p , wnioskować o wytrzymałości i szczelności ośrodka.

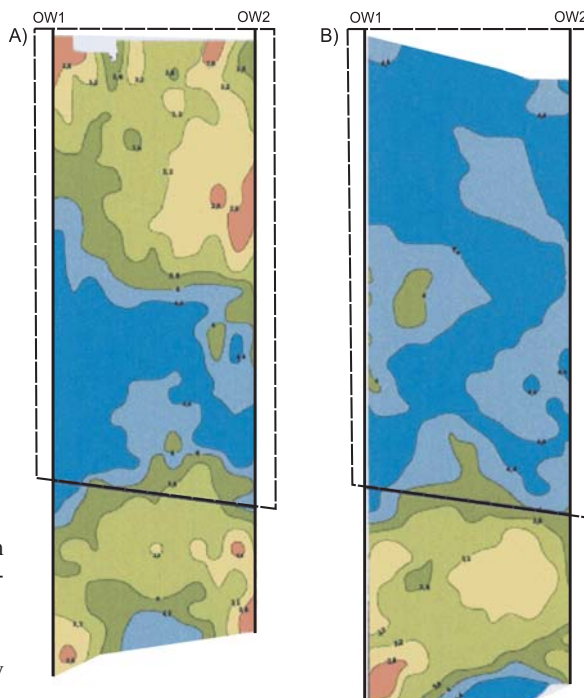


Fig. 5. Mapy prędkości fal sejsmicznych V_p w VI bloku zapory: A) przed cementacją (9.04.1999); B) po cementacji (2.11.2000)

Fig. 5. Maps of seismic waves velocity V_p in VI dam block: A) before cementation (9.04.1999); B) after cementation (2.11.2000)

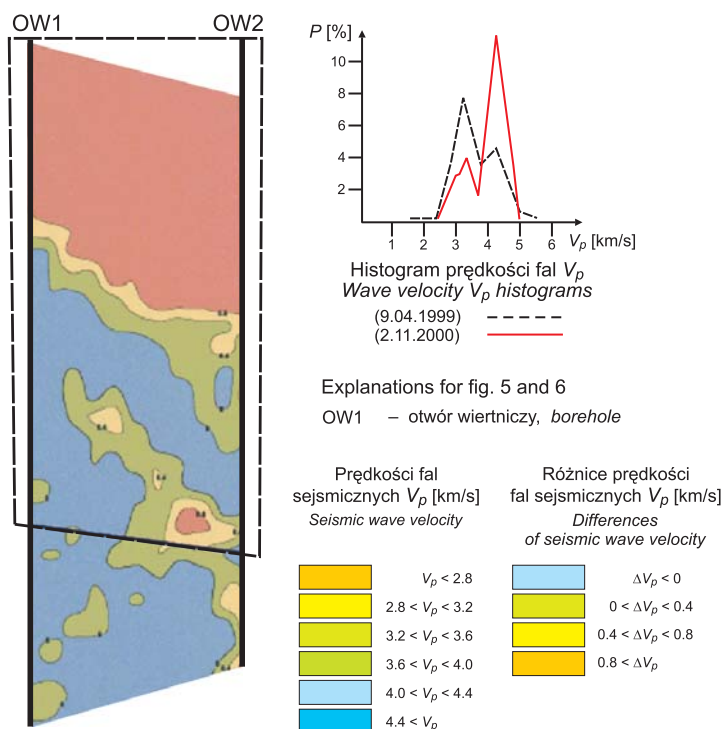


Fig. 6. Mapa różnicowa prędkości fal sejsmicznych V_p oraz histogramy prędkości przed i po cementacji w VI bloku zapory

Fig. 6. Difference map of seismic wave velocity V_p and velocity histograms before and after cementation in VI dam block

Rezultaty badań, na przykładzie bloku VI, przedstawiono na figurach 5 i 6. Na figurze 5 przedstawiono mapy rozkładu prędkości fal sejsmicznych, określone przed i po zakończeniu prac iniekcyjnych, a obejmujące zarówno betonowy blok, którego zarys zaznaczono na rysunku, jak również jego fliszowe podłoże. Na mapach tych, kolorami żółtym i pomarańczowym, zaznaczono strefy najniższych prędkości fal, czyli strefy potencjalnej filtracji wody przez korpus i podłoże zapory. Na figurze 6 przedstawiono mapę różnicową prędkości, obrazującą gdzie i w jakim stopniu, wyrażonym wzrostem prędkości fal ΔV_p , ośrodek został wzmocniony i uszczelniony. Największe wzmocnienie i uszczelnienie materiału nastąpiło w górnej i środkowej części bloku. Miała tam miejsce największa chłonność iniektu i największy wzrost prędkości fal, przekraczający 30% wartości początkowej. Na mapie różnicowej obszary te zaznaczono kolorami żółtym i pomarańczowym. Na figurze 6 przedstawiono również porównanie histogramów prędkości, określonych dla omawianego bloku, przed i po cementacji, obrazujące w sposób syntetyczny skuteczność prac remontowych.

Na figurze 7 przedstawiono wykres zależności średniego wzrostu prędkości fal sejsmicznych ΔV_p , dla każdego z bloków zapory, od średniej chłonności iniektu na 1 mb otworów cementacyjnych zlokalizowanych w tym bloku.

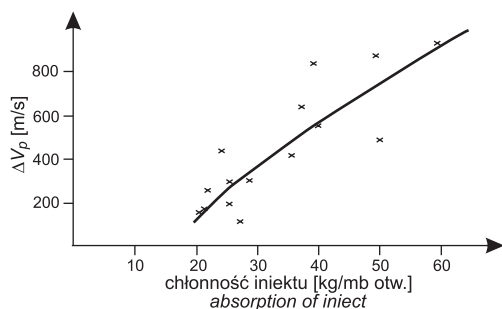


Fig. 7. Zależność średniego wzrostu prędkości fal sejsmicznych ΔV_p od średniej chłonności iniektu w każdym z bloków zapory

Fig. 7. Relationship between mean increase of seismic waves velocity ΔV_p and mean iniection distribution in each dam block

Prezentowane wyniki wskazują na dużą przydatność metody tomografii sejsmicznej, do kontroli i optymalnego przeprowadzenia prac remontowych betonowych konstrukcji hydrotechnicznych. Na podstawie map prędkości, określonych przed cementacją, możliwe jest wyznaczenie zróżnicowania stopnia osłabienia i nieszczelności ośrodka i na tej podstawie optymalne zaprojektowanie prac iniekcyjnych. Pomiary w trakcie iniekcji umożliwiają ewentualną modyfikację tych prac, a pomiary po zakończeniu uszczelniania ocenę jego skuteczności.

Stateczność zboczy osuwiskowych sztucznych zbiorników wodnych

Karpackie zbocza fliszowe, ze względu na rodzaj budującego je materiału skalnego, są szczególnie podatne na utratę stateczności. Czynnikiem aktywnym, powodującym zsuw, jest naturalne lub sztuczne podcięcie zbocza lub jego obciążenie wodami opadowymi lub zabudową. Szczególnie podatne na utratę stateczności, z powodu erozji brzegów i zmiany warunków wodnych, są osuwiska znajdujące się w strefie brzegowej sztucznych zbiorników wodnych.

Warunki stateczności stoków podatnych na utratę stateczności, a w szczególności istniejących ustabilizowanych osuwisk, określa się na podstawie prognozy obliczeniowej. Prognoza polega na porównaniu sumy sił zsuwających z sumą sił podtrzymujących materiał skalny na zboczu. Do przeprowadzenia takiej prognozy konieczna jest znajomość geometrii osuwiska, czyli przebiegu strefy poślizgu oraz miąższości i zasięgu podatnych na zsuw kolumnów, oraz parametrów mechanicznych materiału w strefie poślizgu.

Geometria osuwiska możliwa jest do określenia pomiarami geofizycznymi, a podstawą fizyczną ich wykorzystania, jest zmiana niektórych parametrów fizycznych materiału, który uległ zsuwowi. Zsuw materiału skalnego narusza jego pierwotną strukturę obniżając parametry mechaniczne, zwiększając porowatość i zmieniając reżim wód gruntowych. Zmiany te powodują spadek prędkości fal sejsmicznych oraz w znaczący sposób wpływają na oporność elektryczną (Bestyński, Trojan 1975).

Metody sejsmiczna i elektrooporowa umożliwiają więc określenie geometrii istniejących osuwisk, dostarczając danych niezbędnych do wykonania prognozy obliczeniowej ich stateczności. W pomiarach sejsmicznych najczęściej stosuje się profilowanie refrakcyjne falami podłużnymi V_p i rzadziej falami poprzecznymi V_{SH} .

Na figurach 8 i 9 przedstawiono przykład określenia przebiegu powierzchni poślizgu osuwiska w strefie brzegowej zbiornika wodnego Czorsztyn–Niedzica. Osuwisko jest starym, ustabilizowanym zsuwem, w odległości około 1 km od korpusu zapory. Istnieje więc niebezpieczeństwo, że po spiętrzeniu zbiornika osuwisko się uaktywni i zakłóci jego pracę.

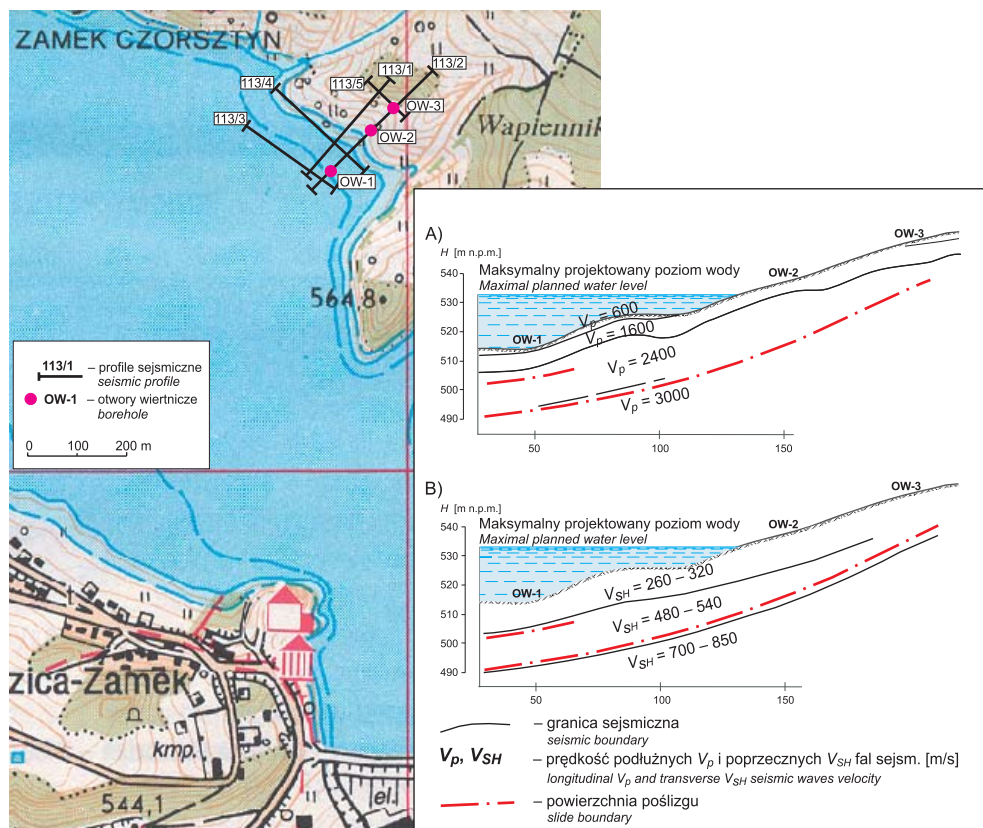


Fig. 8–9. Lokalizacja profili sejsmicznych i otworów wiertniczych na osuwisku nr 113. Przekrój sejsmiczny 113/2 określony na podstawie pomiarów: A) fal podłużnych V_p ; B) fal poprzecznych V_{SH}

Fig. 8–9. Location of seismic profiles and boreholes at the landslide number 113. Seismic cross section 113/2 defined on the base of registration of: A) V_p seismic waves; B) V_{SH} seismic waves

Zdecydowano więc wykonać prognozę obliczeniową stateczności osuwiska. Do określenia przebiegu strefy poślizgu wykorzystano sejsmiczne profilowanie refrakcyjne falami V_p i V_{SH} . Porównanie uzyskanych wyników przedstawiono na figurze 9. Pomiary z wykorzystaniem fal poprzecznych umożliwiły dokładniejsze, potwierdzone szybkami, odwzorowanie przebiegu powierzchni poślizgu.

Na podstawie prędkości fal sejsmicznych i oporności elektrycznej ośrodka fliszowego możliwe jest, jak już wspomniano, określenie jego klasy geotechnicznej KFG . Na tej podstawie, wykorzystując metodę M. Romana, można z kolei obliczyć wskaźnik SMR (*Slope Mass Rating*), określający szacunkowo podatność zbocza na utratę stateczności.

Wskaźnik *SMR* oblicza się na podstawie liczby klasyfikacyjnej *KFG*, poprzez wprowadzenie określonych empirycznie współczynników korygujących: F_1 , F_2 i F_3 , zależnych od wartości i wzajemnej orientacji upadu i rozciągłości zbocza i potencjalnej powierzchni poślizgu, oraz współczynnika F_4 , zależnego od sposobu odsłonięcia zbocza, ze wzoru

$$SMR = RMR(KFG) + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4.$$

Wykorzystanie wskaźnika *SMR* umożliwia wstępną, szybką ocenę stateczności zbocza jeszcze przed wykonaniem prognozy obliczeniowej i to jest główną zaletą tej metody. Ocenę taką wykonano dla zbocza w rejonie prawego przyczółka zapory w Świnnej Porębie, gdzie zlokalizowane są wieże wlotowe do sztolni hydrotechnicznych. Zbocze charakteryzuje się tutaj stromym nachyleniem i upadem warstw zgodnym z nachyleniem zbocza. Istniało więc niebezpieczeństwo naruszenia jego stateczności zarówno podczas wznoszenia wież wlotowych jak również po napełnieniu zbiornika (Mazurek, Zabuski, Bestyński 1998). Geometrię zbocza i lokalizację wież wlotowych, w sposób schematyczny, przedstawiono na figurze 10.

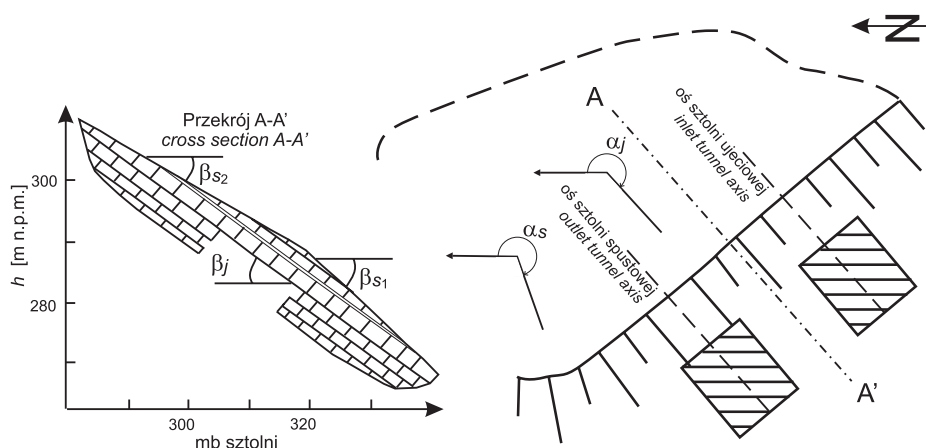


Fig. 10. Schematyczny przekrój i plan zbocza w rejonie wlotów sztolni hydrotechnicznych; α_s – azymut rozciągłości zbocza, α_j – azymut rozciągłości potencjalnej powierzchni poślizgu, β_s – kąt zapadania zbocza, β_j – kąt zapadania potencjalnej powierzchni poślizgu

Fig. 10. Schematic cross section and plane of slope at inlet hydrotechnical tunnels location; α_s – azimuth of course the slope, α_j – azimuth of course the potential slide boundary, β_s – dip of the slope, β_j – dip of potential slide boundary

Na podstawie wartości V_p i p określono liczbę klasyfikacyjną *KGF* materiału budującego zbocze. Na podstawie wzajemnych relacji kątów rozciągłości i upadu zbocza oraz potencjalnej powierzchni poślizgu określono wartości współczynników F_1 , F_2 i F_3 , a na podstawie sposobu odsłonięcia zbocza wartość współczynnika F_4 . Na podstawie tych danych określono wartość wskaźnika *SMR* opisującego stateczność omawianego zbocza. Wartość wskaźnika *SMR* zawiera się w przedziale 0÷100, a zbocza ze względu na stabilność dzieli się na 5 klas stateczności, od bardzo niestabilnych – $SMR=0\div20$, do w pełni stabilnych – $SMR=80\div100$.

Dolna część omawianego zbocza, charakteryzuje się klasą geotechniczną $KFG=38$ oraz nachyleniem 40° , a górna jego część klasą geotechniczną $KFG=19$ i nachyleniem 30° . Odpowiednie wartości wskaźnika *SMR* dla dolnej i górnej części zbocza wynoszą $SMR=12$

i $SMR=16$. W obydwóch przypadkach zbocze należy więc uznać za bardzo niestabilne, o prawdopodobieństwie zsuwu wynoszącym 0.9. Ocena ta potwierdziła się. Podczas robót ziemnych, w czasie budowy wież wlotowych, zaobserwowano uaktywnienie się ruchu zbocza co spowodowało konieczność jego stabilizacji. Wykonano ją metodą kotwienia zsuwającego się materiału do litego skalnego podłoża i torkretowania.

Praca była prezentowana na VII Konferencji Naukowo-Technicznej pt. „Geofizyka w geologii, górnictwie i ochronie środowiska” organizowanej z okazji jubileuszu 90-lecia AGH na WGGiOŚ.

LITERATURA

- Bestyński Z., 1992. Geofizyczna klasyfikacja masywów fliszowych. *Zeszyty Naukowe AGH, Geofizyka Stosowana*, 12, 7–19.
- Bestyński Z. & Bojarski A., 2000. Zastosowanie metody sejsmicznej do planowania i oceny robót uszczelniających korpus i podłoże zapory betonowej. *Stabilizacja masywów skalnych w podłożu budowli hydrotechnicznych*. Konferencja PMS MKWZ, IMGW, 5–16.
- Bestyński Z. & Bojarski A., 2003. Ocena jakości ośrodka metoda sejsmiczna i jej weryfikacja na podstawie wyników badań bezpośrednich. *Stabilizacja masywów skalnych w podłożu budowli hydrotechnicznych*. Konferencja PMS MKWZ, IMGW, 54–62.
- Bestyński Z. & Trojan J., 1975. Metody geofizyczne w badaniu stateczności zboczy skalnych. *Badanie i prognozowanie osuwisk na zboczach zbiorników wodnych we fliszu karpacim*. Konferencja PK MKWZ, IMGW, 155–170.
- Bestyński Z., Popiołek S. & Sala H., 1991. Zastosowanie klasyfikacji geotechnicznych dla oceny masywu skalnego wzdłuż trasy sztolni hydrotechnicznych – prognoza i stan faktyczny. Konferencja PMS MKWZ, IMGW, 58–79.
- Bestyński Z., Bugajski A., Dec J. & Ślusarczyk R., 1993. Określenie przestrzennego rozkładu parametrów fizyko-mechanicznych ośrodka skalnego. *Zeszyty Naukowe AGH, Geofizyka Stosowana*, 13, 45–52.
- Dec J., 1992. Przestrzenne określenie statycznego modułu Yonuga na podstawie badań sejsmicznych. *Zeszyty Naukowe AGH, Geofizyka Stosowana*, 12, 21–28.
- Mazurek J., Zabuski L. & Bestyński Z., 1998. Metody i wyniki stabilizowania skarpy w rejonie wlotów do sztolni hydrotechnicznych. *Stabilizacja masywów skalnych w podłożu budowli hydrotechnicznych*. Konferencja PMS MKWZ, IMGW, 99–108.
- Ślusarczyk R., 1992. Badanie zapór ziemnych i betonowych metodami sejsmiki powierzchniowej i otworowej. *Zeszyty Naukowe AGH, Geofizyka Stosowana*, 12, 29–47.
- Thiel K. (red.) 1990. *Badania warunków geologiczno inżynierskich w rejonie zapory czołowej zbiornika wodnego na rzece Skawie w Świnnej Porębie*. Konferencja PMS MKWZ, IMGW, 1–128.