

SZYBKOŚCIOWE METODY OCENY NOŚNOŚCI PODŁOŻA PÓLSKALNEGO

UKD 624.131.524:624.131.2

(W ramach geologicznych badań inżynierskich dla projektu zapory wodnej w Niedzicy przeprowadzono różnorodne prace geotechniczne na terenie planowanej budowy estakady kolejki linowej, która służyć ma do transportu materiałów i sprzętu na plac budowy. Teren lokalizacji estakady obejmuje skaliste wzgórze na wschodnim brzegu Dunajca, bezpośrednio naprzeciw wzniesienia zamkowego w Niedzicy. Estakada ta będzie miała charakter łagodnego poziomego łuku o długości około 100 m, wspartego na filarach żelbetowych posadowionych w podłożu. Ze względu na bardzo urozmaiconą rzeźbę terenu w miejscu budowy filary te będą musiały mieć wysokość od kilku do parudziesięciu metrów.

Szeroki przedział zmienności spodziewanych obciążeń obiektu oraz ich dynamiczny charakter spowodowały, że konieczne było możliwie dokładne określenie dopuszczalnych obciążeń jednostkowych podłoża zarówno w przekrojach poziomych, jak i w głąb górotworu. W tym celu wykonano wkopy, rowy i szybiki, przeprowadzając w pierwszej kolejności ich szczegółowe kartowanie geologiczne. Budowa geologiczna badanego obszaru okazała się niezwykle złożona, nawet w warunkach pieniężskiego pasa skałkowego, obejmuje ona następujące główne jednostki stratygraficzne (1):

- 1) łupki sferosyderytowe (bajos niższy),
- 2) warstwy nadposidoniowe i szary wapień kry-noidowy (bajos wyższy — baton),
- 3) radiolaryty manganowe i dolna część radiolarytów zielonych (kelowej — oksford),
- 4) radiolaryty zielone (część górna) i radiolaryty czerwone (oksford),
- 5) wapienie bulaste i pseudobulaste (kimeryd),
- 6) wapień rogowcowy (tyton — barrem),
- 7) warstwy globigerynowo-radiolariowe (alb-barrem),
- 8) margle globotruncanowe (cenoman-senon dolny),
- 9) warstwy sromowieckie (senon dolny), łupki margliste,
- 10) czwartorzęd.

W wyniku wstecznych nasunięć ku południowi w okresie popaleogeńskim powstało szereg dużych dyslokacji poprzecznych oraz liczne odklucia i złożone przemieszczenia ogniw serii czorsztyńskiej w jednostce branińskiej. W obrębie kontaktu tektonicznego między obu jednostkami występują łupki sferosyderytowe, najczęściej pozbawione swej pierwotnej struktury nawet na dużych głębokościach. Występują tu często fragmenty bądź duże bloki należące do innych ogniw stratygraficznych. Kompleksy skał zwięzłych (wapie-

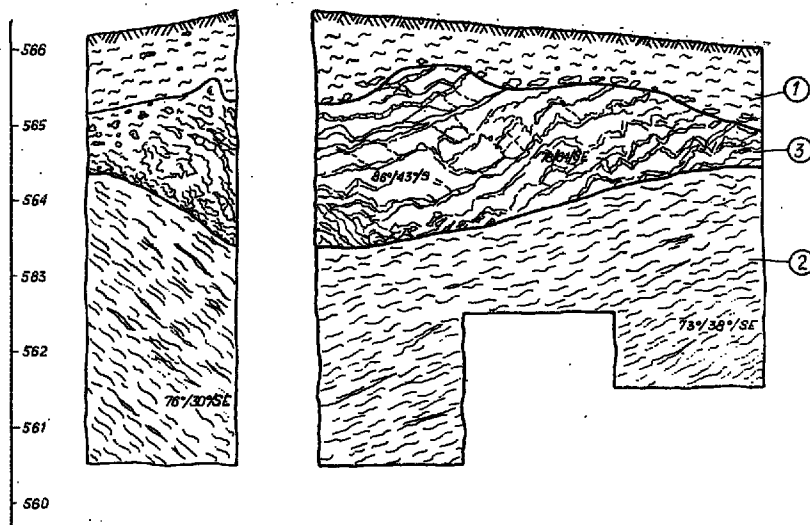
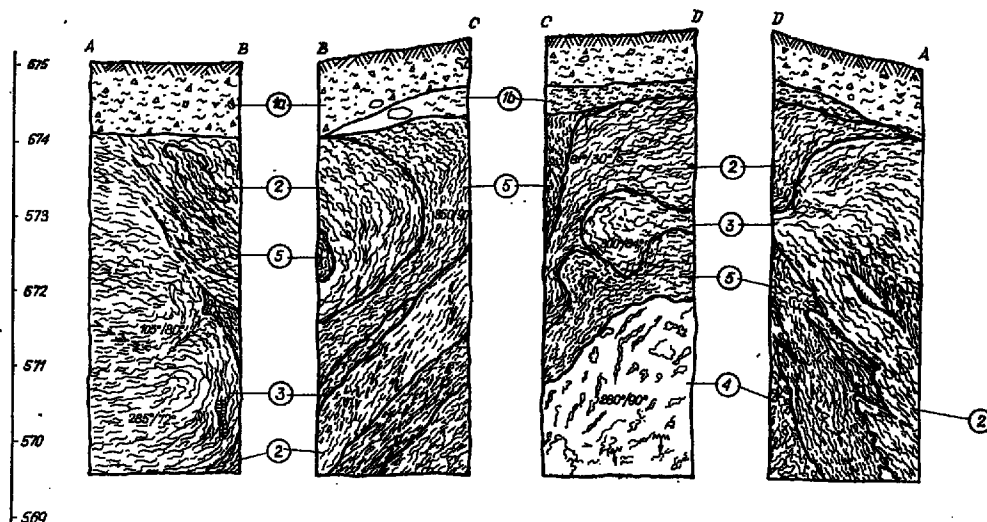


Fig. 1. Section of ditch No XXXV.

1 — silty clay with a slight admixture (5 per cent) of fine debris — Quaternary, 2 — marly shale, yellow in colour, with intercalations (1-2 cm in thickness) of fine-grained

calcareous sandstones. Consistence of marly shales is, under conditions of natural humidity, semi-compact, and after watering (at the test pit walls) it is hard-plastic or plastic (Sromowiec Beds?) 3 — grey-creamy coloured limestones with black spots, strongly fractured, with a calcite arrow (hornstone limestone).



Ryc. 2. Profil szybika nr XL.

Czwartorzęd: 1a — glina pylasta ciężka, żółtobrunatna, z rumoszem; 1b — glina pylasta ciężka, czarna (zwietrzelnina czarnych łupków); margle globotruncanowe: 2 — łupki margliste i margle szarozielone, 3 — łupki margliste barwy żółtej, półzwarte; 4 — brekcja radiolarytów zielonych, manganowych, stwierdzono w niej również bloki wapieni barwy czarnej oraz rozrzucone łupki barwy czarnej; 5 — łupki czarne ze sferydytami (łupki sferydytowe); ↓ — wysięki wody.

nie i radiolaryty) wskutek występowania w nich powierzchni odspojień międzywarstwowych i siatki spękań ciosowych są podzielone na drobne elementy blokowe.

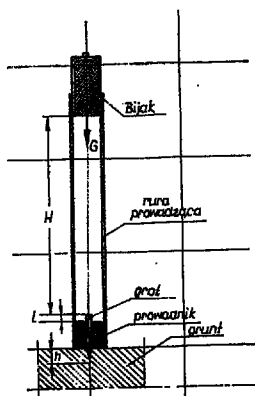
Wyżej wymienione przyczyny spowodowały, że obraz geologiczno-inżynierski badanego obszaru okazał się bardzo złożony, ilustrują to profile rowu i szybika (ryc. 1 i 2). Jak widać (zwłaszcza z ryc. 2) w profilu utworów przypowierzchniowych zazębiały się i przeplatały warstwy spękanych skał zwężających oraz ich brakcje, z łupkami marglistymi występującymi w postaci mniej lub bardziej naruszonej, często o konsystencji twardoplastycznych łów warstwowanych bądź utworów kruchych, spękanych i rozsypliwych.

Z powyższych względów zastosowanie normowej metody określania dopuszczalnych obciążeń jednost-

Fig. 2. Section of ditch No XL.

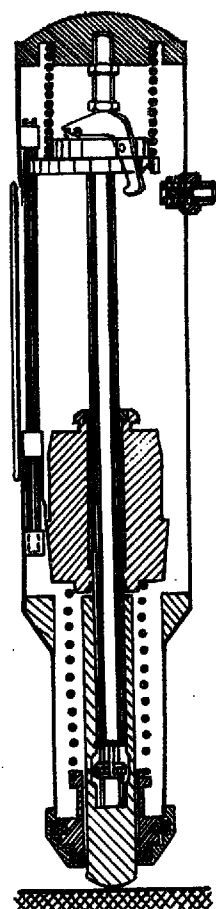
Quaternary: 1 — silty, heavy clay, brown-yellow in colour, with debris, 1b — silty, heavy clay, black in colour (weathered black shales); globotruncan marls: 2 — marly shales and grey-green marls, 3 — marly shales, semi-compact, yellow in colour, 4 — breccia of green manganese radiolarites with limestone blocks, black in colour, and crushed shales, also black in colour, 5 — black shales with sphaerosiderites (sphaerosiderite shales), ↓ — water seepage.

kowych (3) nasuwało uzasadnione zastrzeżenia. Z jednej bowiem strony zalecana przez normę tabelaryczna metoda określania naprężeń dopuszczalnych bez sprawdzania wielkości spodziewanych osiadań (metoda I) odnosi się do gruntów nośnych I i II klasy (skały lite i grunty mineralne rodzime), a w omawianym przypadku charakter zbadanych profili oraz duże spadki powierzchni terenu nasuwały wniosek o możliwości zaliczenia części podłoża do IV klasy (grunty nasypowe). Z drugiej zaś strony zastosowanie bardziej dokładnych metod objętych normą (met. II i III) wymagałoby przeprowadzenia laboratoryjnych oznaczeń edometrycznych modułów ścisłości gruntu lub kątów tarcia wewnętrznego i spójności. Tego zaś typu badania laboratoryjne zupełnie miałyby się z celem, mając na względzie podstawowe cechy metody



Ryc. 3. Penetrometr dynamiczny do określania nośności gruntów i skał słabozwężnych.

Fig. 3. Dynamic penetrometer to determine bearing of soils and of slightly compact rocks.



Ryc. 5. Schemat młotka odbojowego.

Fig. 5. Scheme of a resilience hammer.

badawczej, zakładającej użycie próbek parocentymetrowej wielkości z gruntu o strukturze jednorodnej — w zestawieniu z właściwościami badanego podłoża charakteryzującego się niejednorodną budową skalno-gruntową.

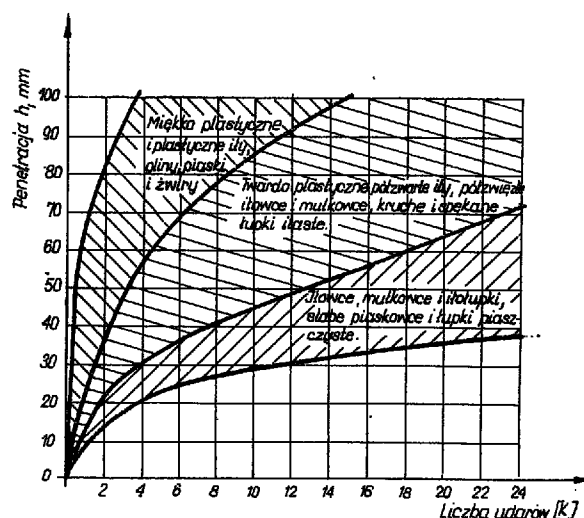
Zastosowanie metody normowej okazało się niewskazane również ze względu na stosunkowo bardzo szczegółowy stopień rozpoznania geologiczno-inżynierskiego (gęsta sieć szybków badawczych), kontrastujący w tym przypadku ze zbyt zgeneralizowaną i mało precyzyjną oceną geotechniczną. Tak więc efekty poważnych nakładów na prace geologiczno-rozpoznawcze nie zostałyby w pełni wykorzystane. Z tych przyczyn podstawowe badania przeprowadzono metodą penetrometryczną i odbojnościową, zaś wskaźniki normowe wykorzystano do celów porównawczych.

METODA PENETROMETRYCZNA

Metoda penetrometryczna (4) polega na wbijaniu w podłoże (grunt, słabe skały), w stałych warunkach, ostrza o ustalonej geometrii i pomiarze głębokości jego pogrążania się (penetracji). Przyrząd tu używany składa się z następujących elementów składowych:

- 1) rury prowadzącej o długości 1,0 m i średnicy wewnętrznej 60 mm;
- 2) bijaka o kształcie walcowym średnicy 58 mm i ciężarze 2,8 kg wraz z ciągnem o długości 1,0 m;
- 3) prowadnika ostrza w kształcie cylindra, o średnicy zewnętrznej 58 mm, średnicy wewn. 15,5 mm i długości 80 mm;
- 4) ostrza penetrometrycznego (grot) o całkowitej długości 180 mm, średnicy 15 mm, długości zaostrenia 50 mm i średnicy czoła ostrza 1,0 mm.

Na ryc. 3 pokazano przyrząd w położeniu roboczym. W celu przeprowadzenia oznaczenia stawia się go pionowo na wyrównanym podłożu gruntowym, przy czym ostrze grotu opiera się swobodnie o po-



Ryc. 4. Wykresy penetracji gruntów i skał słabozwężnych.

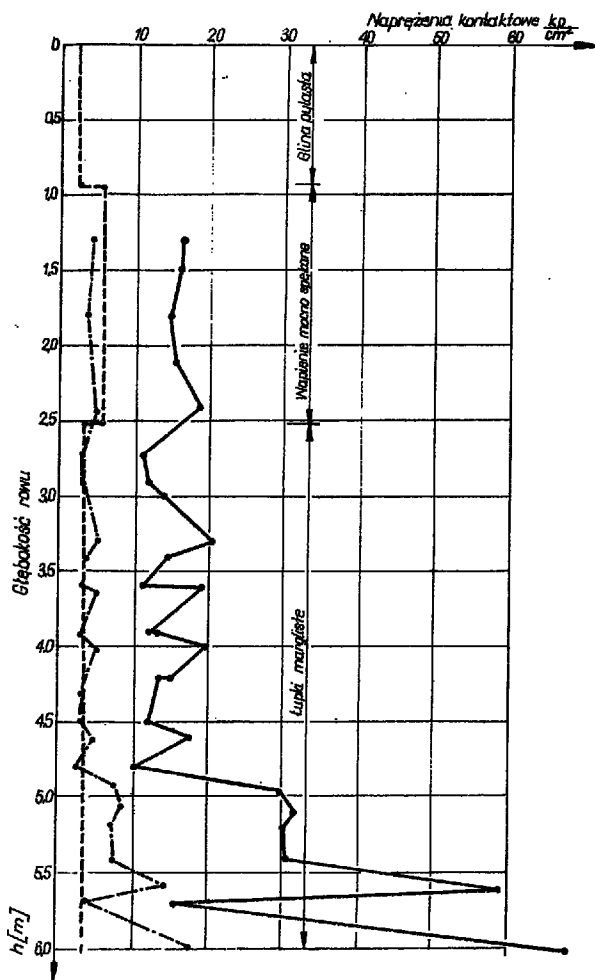
Fig. 4. Diagram of soil and slightly compact rock penetration.

wierzchnię gruntu. Za pomocą cięgna przymocowanego do górnej części bijaka (druć lub linka konopna) doprowadza się bijak do położenia, w którym trwale zaznaczona na bijaku linia pozioma (60 mm ponad spodek bijaka) znajdzie się na wysokości odpowiadającej górnej krawędzi rury prowadzącej. Z położenia tego gwałtownie zwalnia się bijak, który spadając swobodnie z wysokości H uderza w górną powierzchnię grotu, powodując jego zagłębienie się w grunt na głębokości h . Po każdym uderze zdejmuje się ostrożnie rurę prowadzącą z prowadnika i mierzy suwmiarką odstęp l między górną powierzchnią prowadnika a górnym końcem grotu. Odstęp ten wynosi w położeniu początkowym 100 mm, następnie zaś zmniejsza się w miarę wykonywania kolejnych uderzeń. Wielkość penetracji wynosi:

$$h = 100 - l \text{ (mm)} \quad [1]$$

W przypadku gruntów bardziej zwięzłych (lub słabych skał) penetrację mierzyć można nie po każdym pojedynczym uderzeniu, lecz po 2–5 uderzeniach. Jeżeli wcześniej nie nastąpi całkowite pogrążenie się ostrza grotu w podłoże i zrównania się górnych krawędzi grotu oraz prowadnika, to oznaczenie prowadzi się do ok. 25 uderzeń. Na podstawie wyników otrzymanych z oznaczenia sporządza się wykres penetracji w zależności od liczby uderzeń. Na ryc. 4 pokazano charakter tej zależności dla różnych rodzajów gruntów i słabozwężnych skał. Wykres ten pozwala na wstępne, jakościowe zaklasyfikowanie geotechniczne badanego gruntu.

Opisane badania penetrometryczne pozwalają również na ilościowe określenie cech podłoża, a zwłaszcza ważnej w przypadku fundamentowania — nośności pod obciążeniem płaską płytą. Przeprowadzone badania doświadczalne (4) wykazały mianowicie, że istnieje liniowa zależność między wskaźnikiem penetracji β a krytycznym naprężeniem w podłożu pod płaską płytą obciążającą. W celu stwierdzenia tej zależności wykonywano na różnych gruntach i skałach słabozwężnych jednoczesne badania opisaną wyżej metodą penetrometryczną oraz próby wciskania płaskiej płyty kołowej o powierzchni 10–200 cm². Płyty te wciskano w podłoże za pomocą specjalnych siłowników (cylindrów hydraulicznych) umożliwiających pomiar wielkości siły nacisku. Naprężenie krytyczne określano jako nacisk powodujący naruszenie struktury obciążanego podłoża połączone z gwałtownym pogrążeniem się płyty w grunt i wypieraniem materiału na boki. W przypadku gruntów luźnych nacisk



Ryc. 6. Profil nośności podłoża (rów XXXV).

— nośność wg badań, — — — — — naprężenia dopuszczalne wg normy, — . — . — — — — — naprężenia dopuszczalne wg badań.

Fig. 6. Section of bearing of the basement (ditch No XXXV).

— bearing according to tests, — — — — — admissible strain according to the norm, — . — . — — — — — admissible strain according to the tests.

ten określa granicę deformacji plastycznych (poza zakresem liniowej zależności osiadania od obciążenia), zaś w przypadku skał — wytrzymałość na ściskanie w przestrzennym układzie obciążeń.

Równanie empiryczne wyrażające związek krytycznego nacisku na podłoże ze wskaźnikiem penetracji ma postać:

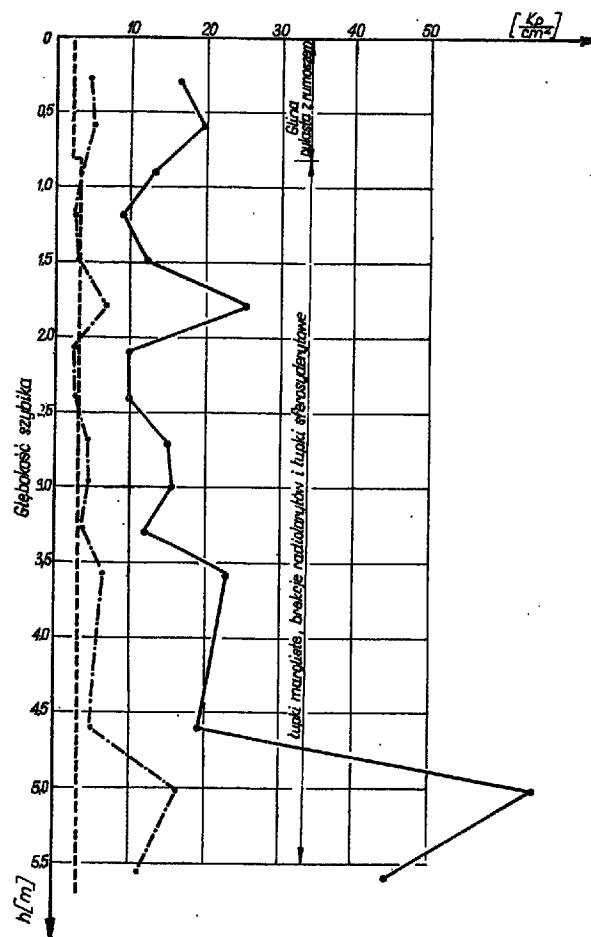
$$p_{kr} = S \cdot \beta \text{ (kp/cm}^2\text{)} \quad [2]$$

gdzie: p_{kr} — krytyczne obciążenie podłoża płaską płytą,

β — wskaźnik penetracji, mm⁻¹,

S — stała penetracji, kp/10 cm.

Wskaźnik β określić można wprost z wykresu w układzie (h , K), oznacza on bowiem ułamkową liczbę uderzeń przypadającą na 1 mm penetracji h — w odniesieniu do ustabilizowanego przebiegu zagłębiania się ostrza. W przypadku gruntów bardziej podatnych ustabilizowana penetracja zachodzi przy całkowitym zagłębieniu się zważenia ostrza grotu w podłoże ($h \geq 50$ mm), zaś w przypadku gruntów bardziej spoi-



Ryc. 7. Profil nośności podłoża (szybik XL). Objasnienia jak na ryc. 6.

Fig. 7. Section of bearing of the basement (test pit No XL). Explanations as in Fig. 6.

stych i słabozwiązłych skał — na odcinku prostoliniowej zależności penetracji (h) i liczby uderów (K).

Wielkość stałej penetracji S zależy od wielu czynników, przede wszystkim od własności geologiczno-strukturalnych badanych skał lub gruntów, np. dla twardestw plastycznych łupków i łupków ilastych wartość jej waha się od 280 do 340 (średnio 322). Tak więc według wzoru [2] można obliczyć maksymalną nośność podłoża na obciążenie płaską płytą dla poszczególnych punktów, w których przeprowadzono oznaczenia penetrometryczne.

Możliwości metody penetrometrycznej są jednak ograniczone w przypadku występowania w podłożu skał zwięzłych o znacznej wytrzymałości. Ostrze grota ulega wówczas wygięciu bądź złamaniu, a zależność penetracji od liczby uderów dla niewielkich wartości h podlega znacznym wahaniom i nie nadaje się do praktycznego wykorzystania. W tych więc partiach profilu warstw, gdzie występują skały o większej zwięzłości zastosowano metodę nieniszczącą, polegającą na wyznaczaniu własności mechanicznych skały na podstawie pomiaru wskaźnika odbójności.

METODA ODBYJNOŚCIOWA

Metoda odbójnościowa polega na pomiarze wskaźnika odbójności skały, wyrażającego stosunek wysokości sprężystego odbicia od powierzchni badanej ska-

ły, swobodnie opuszczonej kulki stalowej do wysokości jej opuszczenia. Dla ciała idealnie sprężystego wskaźnik ten wynosiłby 1,0 lub 100%, zaś dla ciała idealnie plastycznego zero. Wszelkie ciała rzeczywiste, w tym także skały, wykazują wartość pośrednią, przy czym wskaźnik odbojności jest tym wyższy, im skała jest bardziej sprężysta i wytrzymała. Praktycznie pomiar wskaźnika odbojności odbywa się za pomocą tzw. młotka odbojnego (ryc. 5).

Przyrząd ten (zwany także młotkiem Schmidta) składa się z masy uderzeniowej (wałcowego kształtu) poruszającej się na osiowym przewodniku, trzpienia przekazującego energię uderu na badaną skałę, systemu sprężyn i zapadek, oraz skali, na której ruchoma wskazówka ustala się po uderze na pozycji odpowiadającej wartości wskaźnika odbojności. Stosowane są różne typy tych młotków, z tym że konstrukcja ich jest podobna, a różnica dotyczy na ogół wielkości energii uderzenia (od 0,075 do 3,0 kGm).

Najbardziej uniwersalny jest młotek typu N o energii uderzenia 0,225 kGm, działający w następujący sposób: docisknięcie go dłonią prostopadle do badanej powierzchni powoduje wsuwanie się do wewnątrz obudowy przez tuleję przednią trzpienia uderzeniowego wraz z jednoczesnym przejściem w tylnie położenie masy uderzeniowej zaczepionej kołnierzem za zaczep spustu. Jednocześnie ściska się spiralna sprężyna dociskowa oraz naciąga główna sprężyna uderzeniowa, której przednia część zaczepiona jest do nieruchomej tulei przedniej. W chwili osiągnięcia przez płytkę wodzącą tylnego położenia spust naciska na główkę śruby regulacyjnej wkręconej w górną pokrywę przyrządu i ściskając sprężynkę spustu powoduje zwolnienie masy uderzeniowej.

Masa ta pod wpływem naciągniętej sprężyny uderzeniowej przechodzi gwałtownie w przednie położenie, uderzając w tylną część trzpienia uderzeniowego. Energia uderu przenosi się następnie poprzez trzpień na badaną skałę, zaś powracająca energia odbicia sprężystego od skały powoduje odskok masy uderzeniowej do tyłu. Wskutek tego następuje odepchnięcie wskazówki poruszającej się na przewodniku wzdłuż skali na odległość zależną od energii odbicia sprężystego. Masa uderzeniowa ustala się w położeniu wyznaczonym przez swobodną długość sprężyny uderzeniowej. Zwolnienie nacisku reki na tylną pokrywę powoduje następnie wypchnięcie płytki wodzącej wraz z przewodnikiem i trzpieniem uderzeniowym w przednie położenie wskutek rozprężenia się sprężyny dociskowej. Płytkę wodzącą ściąga jednocześnie do pozycji zerowej wskazówkę na skali, a osiągając tylną krawędź masy uderzeniowej powoduje zaczepienie jej o haczyk spustu. W tej pozycji przyrząd jest gotowy do wykonania następnego uderu.

Jak wykazały liczne doświadczenia zagraniczne oraz krajowe (5, 6) wielkość wskaźnika odbojności zależna jest od wytrzymałości skały na ściskanie oraz jej modułu sprężystości. Równanie empiryczne pozwalające na obliczenie wytrzymałości na ściskanie jest następujące:

$$R_c = 4,47 e^{0,045r + \gamma} \quad [3]$$

gdzie: R_c — wytrzymałość na ściskanie, kp/cm^2 ,
 e — podstawa logarytmów naturalnych,
 r — średni wskaźnik odbojności, %,
 γ — ciężar objętościowy skały, G/cm^3 .

Dla skał o niewielkiej zwężności wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie równa jest w przybliżeniu jednostkowej nośności odcinka półprzestrzeni obciążonego płaską płytą (4). Stąd określając wytrzymałość skały na ściskanie można wprost przyjmować tę wielkość za krytyczną nośność jednostkową.

Zależność modułu sprężystości i wskaźnika odbojności ma różny charakter dla różnych typów petrograficznych skał, stopnia ich spekania itp. Dlatego

konieczne jest każdorazowe przeprowadzenie wstępnych badań sprawdzająco-cechujących dla interesującego nas profilu skalnego. Dla silnie spekanych wapieni przecinających koryto Dunajca w rejonie projektowanej zapory w Niedzicy otrzymano zależność następującą (5):

$$E_e = 10,7_e^{(455 + 3,5) \cdot 10^{-4}(r + 144,5)} \quad [4]$$

$$E_d = 76,4 m \cdot r \quad [5]$$

gdzie: E_e — moduł sprężystości, kp/cm^2 ,
 E_d — moduł odkształcenia, kp/cm^2 ,
 m — średnia miąższość oddzielnych ławic wapieni, cm ,
 r — średni wskaźnik odbojności, %.

Omówione metody łącznie zastosowane pozwalają na szybkie określenie nośności podłoża o charakterze skalno-gruntowym, z uwzględnieniem lokalnej zmienności geologicznego profilu warstw. Ze względu na niewielką pracochłonność potrzebną do badań oraz krótki czas trwania poszczególnych oznaczeń (bez potrzeby pobierania próbek i poddawania ich badaniom laboratoryjnym) częstotliwość wykonywania oznaczeń i ich zagęszczenie są praktycznie dowolne i mogą być dostosowywane do lokalnej zmienności podłoża. Tam, gdzie pozwalają na to warunki (występowanie gruntów lub skał słabozwężliwych w podłożu), stosuje się metodę penetrometryczną, zaś w miejscach występowania skał o znacznej zwężności — metodę odbojnościową. Wyniki otrzymywane za pomocą obu metod, przełożone na nośność jednostkową, mogą być przedstawione w postaci jednolitych wykresów nośności podłoża w jego przekrojach pionowych i poziomych.

INTERPRETACJA WYNIKÓW

Ze względu na to, iż omówionymi metodami na ogół wyznacza się wartości naprężeń krytycznych, ponadto zaś pomija się znaczenie czynnika skali (zależność wytrzymałości od wielkości badanej próbki lub fragmentu masywu), a także czasu (spadek wytrzymałości przy długotrwałym statycznym obciążeniu) — w celu wyznaczenia naprężeń dopuszczalnych w podłożu oraz porównania otrzymanych wyników z normowymi, niezbędne jest wprowadzenie wielkości współczynnika bezpieczeństwa. Na podstawie dotychczasowych obserwacji zachowania się podłoża pod fundamentami głębokimi wydaje się uzasadnione przyjęcie w omawianym przypadku współczynnika bezpieczeństwa równego 4,0.

Na ryc. 6 i 7 przedstawiono głębokościowe rozkłady nośności zbadanego podłoża oraz naprężeń dopuszczalnych określonych we wnioskach badań (dla porównania we normie PN-59/B-03020). Należy zauważyć, iż wykres dopuszczalnych naprężeń obliczonych na podstawie badań metodą penetracyną i odbojnościową w większym stopniu odzwierciedla zmienności profilu litologicznego i wytrzymałościowego podłoża w stosunku do wykresu otrzymanego na podstawie klasyfikacji normowej. Ponadto (jak widać z rysunków) naprężenia dopuszczalne określone badaniami w dolnych partiach profiliów nieco wyższe od normowych, co oznacza dogodniejsze warunki fundamentowania. Stwarzała możliwość uniknięcia nadmiernej ilości robót betonarskich. Wreszcie znajomość głębokościowego rozkładu naprężeń dopuszczalnych, zgodnego z rzeczywistym stopniem geologiczno-inżynierskiego różnicowania podłoża, pozwoliła na alternatywny wybór głębokości posadowienia stopy fundamentowej, zależnie od lokalnej nośności podłoża — przy uwzględnieniu rozkładu naprężeń pod stopą fundamentową.

LITERATURA

1. Birkenmajer K., Sokołowski S. — Szkic budowy geologicznej Przełomu Niedzickiego. Roczn. PTG, t. 36, 1965, z. 3.
2. Trojan J. — Dokumentacja badań sejsmiczno-inżynierskich. Niedzica-estakada, PPG, 1968.
3. PN-59/B-03020 — Grunty budowlane. Wytoczne wyznaczania dopuszczalnych obciążeń jednostkowych.
4. Borecki M., Kidybiński A. — Nośność spągów pokładów węglowych. Prz. gór. 1964, nr 3.
5. Kidybiński A., Thiel K., Łukaszek R. — Module profiles performing of rock foundation by means of rebound method. Proc. I Session of the Intern. Assoc. of Eng. Geology, Praga, 1968.
6. Kidybiński A. — Doraźna kontrola mechanicznych własności skał za pomocą młotka odbójnego. Prz. gór. 1967, nr 6.

SUMMARY

Two methods of a quick determination of admissible strains in a rock-soil basement are presented on the basis of the results obtained during geotechnical research made in the area of the planned dam at Niedzica. The first of these methods, applied in the case of feebly compact rocks, consists in a dynamic driving of a steel blade into the soil by means of the determined force, as well as in a measurement of penetration depth. The second method (applied in the case of compact rocks) consists in a measurement of the resilience of rocks by means of a device called resilience hammer. The value of the coefficients obtained during the application of the above methods is converted to the bearing capacity of the basement, using calibration data (diagrams and empirical formulae).

The methods discussed in the paper allow us for a more precise representation of the variation of the basement, in relation to the standardized method.

РЕЗЮМЕ

На основании результатов геотехнических исследований, проведенных в районе проектированной плотины в Недзице, представлены 2 метода скоростного определения допускаемых напряжений в скальных грунтах. Первый из них, применяющийся в слабо уплотненных породах, состоит в забивке с определенной силой стального штыря и замерах глубины его внедрения пенетрацией. Второй метод, используемый в плотных породах, выражается в замерах показателя отбойности породы с помощью прибора, называемого отбойным молотком. Полученные этими методами показатели перечисляются на устойчивость основания с использованием данных градуирования (графики и эмпирические формулы).

Представленные методы позволяют более точно определять разнообразие основания по сравнению с нормативным методом.