

## METODA WYZNACZANIA NOŚNOŚCI I ODKSZTAŁCALNOŚCI SKALNEGO PODŁOŻA FUNDAMENTOWEGO NA PODSTAWIE BADAŃ WYKONYWANYCH W OTWORACH WIERTNICZYCH

UKD 624.131.25.042:551.252:551.245.003.123:624.131.438/439:550.832.2.08.002.54.001.6

Na obszarze południowej Polski, szczególnie w województwach podgórskich oraz niektórych innych rejonach, np. we wschodniej części Górnośląskiego Zagłębia Węglowego – gdzie karbon występuje płytko lub bezpośrednio na powierzchni terenu, istotne znaczenie dla rozwoju budownictwa przemysłowego i komunalnego ma orzecznictwo o przydatności podłoża skalnego do wznoszenia na nim obiektów budowlanych.

Ocena właściwości inżynierskich podłoża skalnego z natury rzeczy jest odmienna w stosunku do podłoża utworzonego z luźnych gruntów, wymaga przeto odmiennych środków rozpoznania oraz innych sposobów obliczeń. W dotychczas obowiązujących zaleceniach podręcznikowych oraz normach zagadnienie to traktowane jest marginesowo w stosunku do gruntów luźnych, metodyka rozpoznania zaś zarówno własności podłoża skalnego, jak i ustalenia jego nośności i odkształcalności bądź jest w ogóle pomijana, bądź ujmowana sposobem opisowym.

Stan ten ma wiele wad: po pierwsze – uzależnia liczbą ocenę właściwości podłoża od subiektywnych wrażeń osoby opisującej stan spękania skał, po drugie – nie pozwala na odzwierciedlenie wytrzymałości podłoża w warunkach zachowanej naturalnej wilgotności i stopnia zwierzchności (bowiem wytrzymałość ocenia się na sformatyzowanych próbkach w laboratorium), wreszcie po trzecie – wskutek rzadkiej siatki wkopów rozpoznawczych nie pozwala na odzwierciedlenie lokalnej zmienności cech badanego podłoża, co jest niebezpieczne ze względu na możliwość wystąpienia nieprzewidzianego nierównomiernego osiadania obiektu budowlanego. Powyższe czynniki skłaniają do poszukiwania dokładniejszych a zarazem szybszych i tańszych metod rozpoznawania własności i oceny inżynierskich cech podłoża skalnego, przy czym ze względu na dostępny okres czasu i zakres kosztów badań – nie mogą wchodzić w grę dokładne metody stosowane w budownictwie hydrotechnicznym (obciążenia płytowe) (1).

### DOTYCHCZASOWE USTALENIA NORMOWE

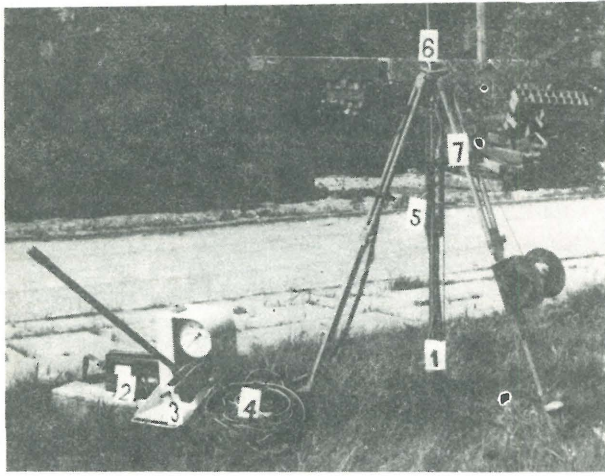
W podstawowej normie dotyczącej gruntów budowlanych (15) wyróżnia się pojęcie „gruntów skalistych”, które dzielą się na:

- twarde (*ST*) – o wytrzymałości  $R_c$  powyżej 5 MPa oraz
  - miękkie (*SM*) – o wytrzymałości  $R_c$  do 5 MPa.
- „Grunty skaliste” pod względem stanu spękania dzielą się następująco:
- skały lite (*l*) – brak widocznych spękań (szczeliny o szerokości do 0,1 mm),
  - skały mało spękanne (*ms*) – szczeliny występują nie głębiej niż co 1 m i mają szerokość nie większą niż 1 mm,
  - skały średnio spękanne (*ss*) – szczeliny występują głębiej niż co 1 m i mają szerokość nie większą niż 1 mm lub szczeliny występują głębiej niż co 1 m, lecz mają szerokość większą niż 1 mm,
  - skały bardzo spękanne (*bs*) – szczeliny występują głębiej niż 1 m i mają szerokość większą niż 1 mm.

W celu zaklasyfikowania badanego podłoża zarówno pod względem wytrzymałości, jak i stopnia spękania pobiera się próbki skał do wycinania sformatyzowanych próbek i badania ich wytrzymałości na ściskanie w prasie laboratoryjnej oraz wykonuje się wykopy lub szybiki w celu umożliwienia obserwacji stopnia spękania. W normie dotyczącej projektowania posadowień bezpośrednich (3) nie wymienia się w ogóle podłoża skalistego, współczynniki zaś podane dla obliczeń wyników badań polowych obejmują tylko grunty spoiste morenowe skonsolidowane, spoiste nie skonsolidowane oraz ilt.

Dopuszczalne obciążenia jednostkowe dla podłoża skalnego określa się w normach na 0,3–4,0 MPa, przy czym dla skał twardych litych przyjęto górną granicę tego przedziału, zaś dla skał miękkich bardzo spękanymi – dolną granicę. W uwagach do normy podano, że jednostkowe obciążenie dopuszczalne na litą skałę nie powinno prze-

kraczać wartości  $\frac{R_c}{7}$ .



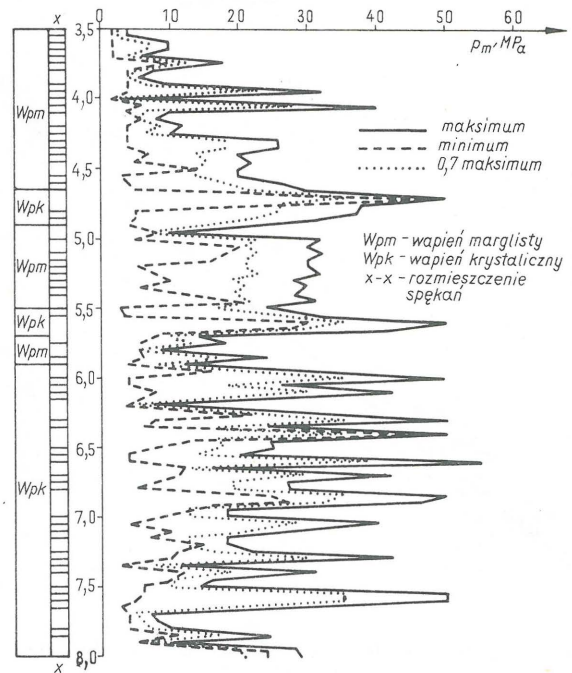
Ryc. 1. Zestaw hydraulicznego penetrometru otworowego do badania wytrzymałości i szczelinowości skał w otworach wiertniczych (objaśnienia w tekście).

Fig. 1. The seat of hydraulic well penetrometer for surveying strength and fissurity of rocks in borehole (explanations as given in the text).

### OZNACZENIE WYTRZYMAŁOŚCI ( $R_{cs}$ ) I ZAGĘSZCZENIA SPĘKAŃ ( $L$ ) PENETROMETREM OTWOROWYM

Hydrauliczny penetrometr otworowy (7, 8) jest lekkim (ok. 30 kg) przenośnym urządzeniem służącym do badania wytrzymałości i szczelinowości skał w krótkich otworach wiertniczych o średnicy 86 mm lub większej. Jest on stosowany w kopalniach węgla kamiennego do prognostycznej oceny i klasyfikacji stateczności skał stropowych w wyrobiskach podziemnych (9, 51). Przyrząd składa się z cylindrycznej głowicy (1), ryc. 1, z której prostopadle do osi otworu wysuwa się tłoczek z płaską powierzchnią czołową (o średnicy w części stykającej się ze skałą 5 mm), elektrycznego miernika wysuwu tłoczka (2), wysokociśnieniowej (do 100 MPa) ręcznej pompy hydraulicznej z manometrem (3), węży wysokociśnieniowych (4), przewodu elektrycznego (5) oraz żerdzi w odcinkach 1-metrowych (6) – wyskalowanych co 1 cm. Dodatkowo dla celów zastosowania przyrządu w geotechnice powierzchniowej (gdzie w przeciwieństwie do warunków kopalnianych głowica opuszczana jest ku dołowi) zastosowano typowy trójnóg (7) z bębnem do nawijania przewodu. Pod wpływem ruchu oleju wymuszanego pompą tłoczek wysuwa się z głowicy, a następnie po uzyskaniu kontaktu ze skałą tworzącą ściankę otworu – wywiera na nią nacisk aż do lokalnego zniszczenia ścianki. Jednocześnie obserwacja manometru i miernika wysuwu tłoczka pozwala na odczytanie krytycznego ciśnienia ( $p$ ), przy którym nastąpiło lokalne przekroczenie wytrzymałości skały.

W przeciwieństwie do gruntów spoiwych i sypkich, w skałach zwięzłych proces penetracji tłoczka w ściankę otworu ma charakter skokowy, co z jednej strony pozwala na dokładną ocenę ciśnienia krytycznego, z drugiej zaś – na szybkie wykonywanie pomiarów wzdłuż otworu. Głowicę opuszcza się na największą żadaną głębokość, a następnie podnosząc w górę co 5 cm wykonuje się systematycznie po 4 wgnioty (N–E–S–W) w ściance otworu na każdej głębokości, notując każdorazowo wartość ciśnienia krytycznego ( $p$ ). Następnie sporządza się głębokościowy wykres maksymalnego i minimalnego ciśnienia krytycznego (dwie odrębne krzywe) wraz z profilem słupkowym przewierconych warstw (ryc. 2). Ze względu na ogra-



Ryc. 2. Przykład wyznaczenia gęstości spękań w podłożu skalistym (wapień triasowe) na podstawie maksymalnego i minimalnego oporu penetracji (rejon osiedla im. Dzierżyńskiego w Sosnowcu, otwór nr 157).

Fig. 2. An example of measurements of density of fractures in foundation rocks (Triassic limestones) on the basis of maximum and minimum resistance to penetration (the Dzierżyński residential area in Sosnowiec, borehole no. 157).

niczony zasięg wysuwu tłoczka z głowicy (do 16 mm) dla otworów o średnicy ponad 95 mm na głowicę (po przeciwnej stronie tłoczka) nakłada się klamrę z listwy stalowej o odpowiedniej grubości w celu zwiększenia efektywnej średnicy głowicy w otworze. Po wykonaniu każdego wgniotu otwiera się zawór pompy, wskutek czego tłoczek wraca samoczynnie do wnętrza głowicy, umożliwiając tym samym jej przesunięcie w nowe położenie.

Na podstawie analizy wykresu maksymalnych ( $p_m$ ) i minimalnych wartości ciśnienia krytycznego można określić zarówno wytrzymałość, jak i szczelinowość skały w każdym odcinku otworu. Dla celu wykonania tej analizy przyjmuje się do uśrednienia odcinki otworu o 1 m długości.

Wytrzymałość skały na jednoosiowe ściskanie określa się wg zależności (6):

$$R_{cs} = A \cdot P_m \quad [1]$$

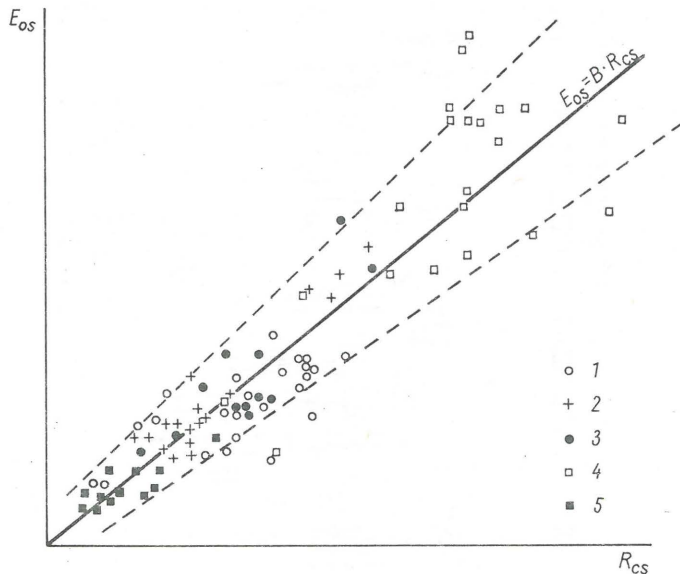
gdzie:  $R_{cs}$  – średnia wytrzymałość skały na jednoosiowe ściskanie, MPa

$p_m$  – średnie krytyczne ciśnienie manometryczne z wartości maksymalnych otrzymanych na danym odcinku otworu, MPa

$A$  – stała liczbowa.

Szczelinowość wyrażoną za pomocą liczby  $L$ , określającej liczbę szczelin przecinających otwór na 1 m jego długości, określa się następującym sposobem. Na wykresie maksymalnych ( $p_m$ ) oraz minimalnych ciśnień krytycznych (ryc. 2) penetracji wrysowuje się trzecią krzywą odpowiadającą wartościom  $0,7 p_m$ . Następnie przechodząc kolejno wszystkie poziomy penetracji, odpowiadające pionowym odległościom w otworze co 0,05 m, porównuje się wartość minimalną z wartością wyznaczoną krzywą





Ryc. 3. Zależność modułu odkształcenia ( $E_{os}$ ) od wytrzymałości skał na ściskanie ( $R_{cs}$ ).

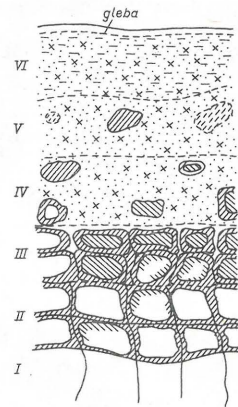
1 – piaskowce, 2 – iłowce, iłolupki, 3 – mułowce, łupki piaszczyste, 4 – wapienie i dolomity, 5 – węgle kamienne.

Fig. 3. Dependence of deformability modulus ( $E_{os}$ ) on strength of rocks to compression ( $R_{cs}$ ).

1 – sandstones, 2 – claystones, clay shales, 3 – siltstones, sandy shales, 4 – limestones and dolomites, 5 – hard coals.

$0,7 p_m$ . W każdym przypadku, gdy wartość minimalna jest mniejsza od  $0,7 p_m$  zalicza się pojedynczą szczelinę przecinającą otwór. Dodatkowo zalicza się szczelinę w przypadku, gdy obie wartości maksymalna i minimalna ciśnienia krytycznego są bliskie zeru.

Postępowanie powyższe jest uzasadnione następującym rozumowaniem. Spękanie w skale w ścianie otworu wiertniczego powoduje znaczny spadek ciśnienia krytycznego penetracji w najbliższym sąsiedztwie szczeliny, w przypadku zaś natrafienia tłoczkiem na samą szczelinę ciśnienie krytyczne jest bliskie zeru. Można przyjąć, że wartości maksymalne ciśnienia penetracji ( $p_m$ ) na poszczególnych głębokościach w otworze reprezentują parametry wytrzymałościowe skały nie spękaną (materiału skalnego). Z licznych badań laboratoryjnych wiadomo, że naturalny rozrzut wytrzymałości nie spękaných próbek tego samego typu i rodzaju skały sięgać może do 25–30%. Jeśli stwierdzona wytrzymałość punktowa jest mniejsza od wartości maksymalnej o więcej niż 30% jest to wynikiem osłabiającego wpływu występującej nieciągłości (spękania). Przy krótkim (0,05 m) kroku prowadzenia oznaczeń wytrzymałości wzdłuż otworu można przyjąć, że uchwycyony zostaje wpływ wszystkich spękań przecinających otwór na badanym odcinku, niezależnie od ich kierunku i nachylenia. Spękania ściśle poziome oznaczać się będą na wykresie bliskimi zeru wartościami wszystkich ciśnień krytycznych penetracji na danej głębokości, a więc zarówno maksymalnego, minimalnego, jak i 2 pozostałych wartości pośrednich. Ponieważ kierunek osi otworu (pionowy) jest zgodny z kierunkiem głównej siły przyszłego obciążenia badanego podłoża skalnego, spękania zliczane wzdłuż tego kierunku mają zasadnicze znaczenie dla nośności i odkształcalności podłoża.



Ryc. 4. Morfologiczna skala stopnia zwietrzienia skał (wg A.L. Little'a).

I – świeża spękana skała, II – nieznacznie zwietrzała, III – średnio zwietrzała (50–90% skały), IV – silnie zwietrzała, V – całkowicie zwietrzała, VI – grunt.

Fig. 4. Morphological scale of the degree of weathering of rocks (after A.L. Little)

I – freshly fracture rocks, II – slightly weathered, III – medium weathered (50–90% of rock), IV – strongly weathered, V – completely weathered, VI – soil.

## GRANICZNA NOŚNOŚĆ SPĘKANEGO MASYWU SKALNEGO

We współczesnej geotechnice skalnej ściśle rozróżnia się wytrzymałość materiału skalnego (oznaczoną na małych próbkach lub metodą punktową, jak w przypadku penetrometru otworowego) od wytrzymałości masywu skalnego, będącego przedmiotem zainteresowań inżynierskich. Powodem tego są bardzo znaczne różnice obu wymienionych wielkości wynikające z występowania powierzchni osłabienia i nieciągłości (kliważ, cios, spękania, szczeliny), a także anizotropii wytrzymałościowej i niejednorodności masywów skalnych. Co więcej, nie można również mówić o wytrzymałości „małych” próbek i „dużego” masywu jako o 2 stałych dla danej skały wielkościach, bowiem wytrzymałość masywu zależy od jego wielkości poddanej obciążeniu. Należy przeto uwzględnić w ocenie wytrzymałości wielkość zamierzonego obiektu inżynierskiego, a konkretnie – jego charakterystyczny wymiar w płaszczyźnie obciążenia. Zagadnienie to nazywane ogólnie efektem skali nie występuje w gruntach luźnych oraz tworzywach inżynierskich, takich jak: beton, stal itp. – gdzie własności próbki laboratoryjnej utożsamia się bez zastrzeżeń z własnościami odpowiedniego elementu konstrukcji.

Wytrzymałościowy efekt skali związany z występowaniem w materiałach różnorodnych defektów strukturalnych formułuje równanie W. Weibulla (7):

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \left( \frac{v_2}{v_1} \right)^{1/m} \quad [2]$$

gdzie:  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  – naprężenia graniczne odpowiednio w małym i dużym elemencie materiału;

$v_1$ ,  $v_2$  – objętość odpowiednio małego i dużego elementu,

$m$  – stała doświadczalna.

Wartość stałej  $m$  dla masywów skalnych o różnej genezie i stopniu spękania została przebadana w szerokim przedziale wielkości masywu (4), od paru centymetrów do kilkuset metrów. Dla warunków interesujących nas

z punktu widzenia geologii inżynierskiej równanie [2] można napisać w postaci:

$$\frac{R_{cm}}{R_{cs}} = \bar{x} \left( \frac{V_s}{V_m} \right)^{1/m} \quad [3]$$

gdzie:  $R_{cm}$  – wytrzymałość masywu skalnego,  
 $R_{cs}$  – wytrzymałość skały (materiału skalnego),  
 $V_s, V_m$  – odpowiednio objętości: badanego elementu nie spękaną skałą oraz przestrzeni masywu skalnego objętej działaniem obciążenia obiektu budowlanego.

Zastępując po prawej stronie równania [3] wielkości trójwymiarowe – jednowymiarowymi, otrzymamy:

$$\frac{R_{cm}}{R_{cs}} = \left( \frac{l_s}{l_m} \right)^{3/m} \quad [4]$$

gdzie:  $l_s$  – średni odstęp między spękaniami (długość elementu bez spękań),  $m$   
 $l_m$  – maksymalna długość strefy objętej projekowanym obciążeniem podłoża,  $m$ .

Podstawiając we wzorze [4] zamiast  $l_s$  znaną nam z pomiarów wielkość  $L$  otrzymujemy ostatecznie:

$$R_{cm} = R_{cs} \left( \frac{1}{L \cdot l_m} \right)^{3/m} \quad [5]$$

Za pomocą wzoru [5] obliczać można dopuszczalne obciążenia jednostkowe na spękaną masywę skalną, przy czym ze względu na fakt, że  $R_{cm}$  oznacza wytrzymałość jednoosiową (bez skrępowania bocznego), w rzeczywistości zaś podłoże pracuje w warunkach półprzestrzeni – można pominąć wprowadzanie do wielkości obciążeń dopuszczalnych dodatkowego współczynnika bezpieczeństwa, czyli:

$$\sigma_{dop} = R_{cm} \quad [6]$$

Wielkości  $R_{cs}$  oraz  $L$  niezbędne do obliczeń otrzymuje się bezpośrednio z badań polowych omówionych poprzednio, jako  $l_m$  zaś należy przyjmować najdłuższy wymiar poziomy sztywnego elementu projektowanej budowli (długość budynku bez dylatacji lub najdłuższy element między dylatacjami – przy obiektach bardzo długich). To ostatnie zastrzeżenie wynika z kryteriów deformacyjnych spękanego podłoża skalnego w warunkach granicznego obciążenia. W mniejszym bowiem stopniu można tu mówić o wypieraniu podłoża spod budynku (jak w przypadku gruntów luźnych), natomiast w większym stopniu – o nierównomiernym i lokalnie dużym osiadaniu.

## ODKSZTAŁCALNOŚĆ MASYWU SKALNEGO

Niezbędną do obliczeń osiadania budowli wielkość modułu odkształcenia masywu skalnego ( $E_{om}$ ) określa się wykorzystując zależność empiryczną między wytrzymałością skał (materiału skalnego) na ściskanie ( $R_{cs}$ ) a modułem odkształcenia skał ( $E_{os}$ ), a następnie wprowadzając do  $E_{os}$  poprawkę w postaci współczynnika upodatkowania ( $E_{om}/E_{os}$ ) związanego z zagęszczeniem szczelin ( $L$ ) w masywie skalnym.

W celu ustalenia wymienionej zależności autorzy zebrali wiele krajowych [6] oraz zagranicznych wyników jednoczesnych badań wytrzymałości na ściskanie oraz modułu odkształcenia skał – dla dokonania próby korelacji, obu wymienionych wielkości. Dane te naniesione na wykres (ryc. 3) wykazują istnienie liniowego związku, który można wyrazić następującym równaniem, dotyczącym wartości średnich:

$$E_{os} = B \cdot R_{cs} \quad [7]$$

gdzie:  $B$  – stała liczbowa.

Korzystając z tego równania oblicza się  $E_{os}$  na podstawie wartości  $R_{cs}$  określonych wzorem [1], według wyników badań przeprowadzonych penetrometrem otworowym.

Prowadzone od wielu lat w kraju (11) i za granicą (3, 2) badania nad współczynnikiem upodatkowania spękanego podłoża skalnego, tzn. stosunkiem modułu odkształcenia masywu ( $E_{om}$ ) do modułu odkształcenia nie spękaną skałą (materiału skalnego) –  $E_{os}$  wykazały, że istnieją ścisłe związki między tym współczynnikiem a parametrami spękań, z których najważniejsze jest średnie zagęszczenie spękań w masywie. Związki te ujmują charakterystykę spękań w postaci tzw. wskaźnika jakości masywu  $RQD$  – (3), bądź sumy punktów zebranych zgodnie z zaleceniami tzw. geomechanicznej klasyfikacji masywów skalnych (2). Ze względu na to, że parametr  $RQD$  wyznaczany jest z podzielności rdzenia wiertniczego, klasyfikacja geomechaniczna zaś odnosi się do stateczności tuneli a nie do płaskiego podłoża budowlanego – nie można wymienionych związków wykorzystać bezpośrednio dla celów określenia modułu odkształcenia skalnego podłoża budowli naziemnych. Między wielkością  $RQD$  a zagęszczeniem spękań  $L$  istnieje jednakże matematyczny związek w następującej postaci:

$$RQD = 100 e^{-tL} (tL + 1) \quad [8]$$

gdzie:  $t$  – wartość progowa przy liczeniu podzielności rdzenia (np. 0,1 m lub  $2d$ , gdzie:  $d$  – średnica rdzenia),  
 $e$  – podstawa logarytmów naturalnych (2,718).

Można więc bez utraty dokładności obliczeń aproksymować wymieniane związki za pomocą funkcji zależnej wyłącznie od  $L$ . Aproksymacja ta prowadzi do następującego równania:

$$\frac{E_{om}}{E_{os}} = e^{-0,1L} \quad [9]$$

skąd łatwo określić moduł odkształcenia masywu skalnego:

$$E_{om} = E_{os} \cdot e^{-0,1L} \quad [10]$$

## UWAGI KOŃCOWE

Reasumując przedstawiony wyżej tok rozumowania można stwierdzić, że na podstawie badań prowadzonych wyłącznie w otworach wiertniczych można określić jednocześnie wytrzymałość ( $R_{cs}$ ) i szczelinowatość ( $L$ ) skał, które to parametry umożliwiają obliczenie dopuszczalnych obciążeń jednostkowych ( $\sigma_{dop}$ ) oraz modułu odkształcenia masywu skalnego ( $E_{om}$ ). Obliczeń dokonuje się przy zastosowaniu prostych wzorów, mianowicie:

$$\sigma_{dop} = \frac{A \cdot p_m}{(L \cdot l_m)^{3/m}} \quad [11]$$

$$E_{om} = A \cdot B \cdot p_m \cdot e^{-0,1L} \quad [12]$$

gdzie – wartości  $p_m$  i  $L$  odczytuje się bezpośrednio z wykresów sondowania penetrometrem otworowym, wielkość  $l_m$  zaś ustala się na podstawie założeń projektowych przewidywanego obiektu budowlanego.

Ze względu na trudności metodyczne jednolitej oceny własności podłoża o właściwościach pośrednich (skalno-gruntowych), na przykład przy dużym stopniu zwietrze-



nia skał lub też nierównej powierzchni kontaktu skała – luźny grunt (10), jak również ze względu na poważne niebezpieczeństwo nierównomiernych osiadań budowli w takich przypadkach – należy dążyć do oddzielnego charakteryzowania warstw gruntów luźnych oraz skał związanych w podłożu budowlanym – stosując dla każdego z tych ośrodków odpowiednią dla niego metodykę badania. Przy posadowieniu obiektów budowlanych natomiast należy unikać sytuowania ich w części na gruncie luźnym, w części zaś na skale, nawet gdyby musiało to pociągać za sobą konieczność wykonywania głębszych wykopów fundamentowych lub stosowania specjalnych metod fundamentowania. W charakteryzowaniu klasy podłoża z punktu widzenia stopnia jego zwietrzenia pomocna jest klasyfikacja A.L. Little'a (13), podająca w sposób opisowy oraz graniczny stopień rozkładu skał w trakcie zwietrzenia (ryc. 4). Wyżej sformułowane kryterium sytuowania obiektów budowlanych należy rozumieć w ten sposób, że cały fundament powinien być zlokalizowany na podłożu o tej samej klasie zwietrzenia, przy czym unikać należy klas III i IV.

### KIERUNEK DALSZYCH PRAC

Przedstawiona metoda, jakkolwiek – zdaniem autorów – jest wygodniejsza i dokładniejsza od sposobów stosowanych dotychczas, to jednak ma niedoskonałości, do których należy nieuwzględnianie rozwartości i kierunku szczeliny oraz rodzaju materiału wypełniającego szczeliny, stopnia zwietrzenia ścianek szczeliny itp. Opracowanie metody dokładnej oceny modułu odkształcenia spękanego podłoża skalnego jest możliwe do zrealizowania na podstawie ścisłej zależności matematycznej modułu odkształcenia od parametrów spękań (12). Związek ten ma następującą postać:

$$E_{om} = \frac{1}{\frac{1}{E_{os}} + \frac{1}{S_i \cdot K_{ni}}} \quad [13]$$

gdzie:  $S$  – odstęp spękań,  $m$

$K_n$  – sztywność normalna spękań,  $MPa/m$

$i$  – indeks dla danego spękania.

Ponieważ wielkości  $E_{os}$  i  $S$  można bez trudności określić za pomocą hydraulicznego penetrometru otworowego lub ewentualnie metodą impresjometryczną, jedynym parametrem wymagającym bezpośredniego pomiaru jest sztywność normalna spękań. Wielkość ta jest zdefiniowana w mechanice skał jako naprężenie normalne do powierzchni danej szczeliny przypadające na jednostkę przemieszczenia normalnego (czyli „zamykania” się szczeliny). Dalsze przeto starania dotyczące podniesienia dokładności wyznaczenia  $E_{om}$  dla skalnego podłoża fundamentowego powinny skupić się na metodyce bezpośredniego określania wielkości  $K_n$  dla poszczególnych szczelin w badanym podłożu.

### LITERATURA

1. BN-79/8950-11. Badanie wytrzymałości skał. Polowe wyznaczanie odkształcalności skał. Metoda jednoosiowych obciążeń.
2. Bieniawski Z.T. – Case studies. Prediction of rock mass behavior by the geomechanics classification, Proc. 2nd Australia – New Zealand Conf. on Geomechanics, Brisbane, 1975.

3. Deere D.U. i in. – Design of surface and near-surface construction in rock, Proc. 8th Symp. on Rock Mechanics, Amer. Inst. of Mining, Metall. and Petr. Engineers, 1967.
4. Hult J., Hall B. – Slope stability in rock in connection with mining, Swedish Mining Assoc. 1965 Seria B, no. 72.
5. Kidybiński A. – Experience with hard-rock penetrometers used for mine rock stability predictions, Proc. 4th Intern. Congress on Rock Mechanics, Montreux, 1979 vol. 2.
6. Kidybiński A. – Mechaniczne własności skał karbońskich Zagłębia Górnośląskiego, Prz. Gór. 1967 nr 11.
7. Kidybiński A., Gwiazda J. – Hydrauliczny penetrometr otworowy, Urząd Patent. PRL, Patent Nr 75818, 1975.
8. Kidybiński A., Gwiazda J. – Sposób badania wytrzymałości skał w otworach wiertniczych i urządzenie do stosowania tego sposobu, Urząd Patent. PRL, Patent nr 59800, 1969.
9. Kidybiński A., Gwiazda J., Hładysz Z. – Ocena mechanicznych własności skał oraz stateczności górotworu hydraulicznym penetrometrem otworowym, Pr. Głównego Instytutu Górniczego, Komunikat – seria dodatkowa, 1976.
10. Kidybiński A., Łukaszek R. – Szybkościowa metoda wyznaczania nośności podłoża półskalnego. Prz. Geol. 1971 nr 12.
11. Kidybiński A., Łukaszek R., Thiel K. – Module profiles of rock foundation obtained by rebound method. Proc. 1st Session of the Intern. Assoc. of the Engineering Geology, Praha, 1968.
12. Kulhawy F.H. – Geomechanical model for rock foundation settlement, Journ. Geotechn. Eng. Div., vol. 104, no. GT 2, II/1978 (Proc. of the American Society of Civil Engineers).
13. Little A.L. – The engineering classification of residual tropical soils, Proc. Spec. Sess. Eng. Prop. of Lateritic Soils, 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico 1969.
14. Liszkowski J., Stochlak J. – Szczelinowatość masywów skalnych. Wyd. Geol. 1976.
15. PN-74/B-02480. Grunty budowlane. Podział, nazwy, symbole i określenia.
16. PN-74/B-03020. Grunty budowlane. Projektowanie i obliczenia statyczne posadowień bezpośrednich.
17. Weibull W. – A statistical theory of the strength of materials, IVA Handl. 1939 no. 151, Stockholm.
18. Wilun Z. – Zarys geotechniki, W.K.iŁ. 1976.

### SUMMARY

The authors proposed a method of estimating admissible unit loadings and deformability modulus for fractured rock massif on the basis of measurements of spacing of fractures and strength properties of rocks, taken with the use of hydraulic well penetrometer in drillings. The method was elaborated with the use of the W. Weibull's theory of structural defects and empirical dependence of susceptibility coefficient ( $E_{om}/E_{os}$ ) on spacing of fractures.

The proposed method increases accuracy of estimations of foundation rock in comparison with the hitherto used normative premises. It should be noted that costly and

time-consuming digging up of shafts for direct survey of fractures as well as cutting out rock samples for laboratory strength tests are eliminated in this method.

### РЕЗЮМЕ

В статье представлен, разработанный авторами, метод определения допустимых удельных нагрузок и модуля упругости трещиноватого скального массива — основании измерений концентрации трещин и прочности горных пород, проводимых в буровых

скважинах гидравлическим скважинным пенетрометром. Для разработки метода была использована теория структурных дефектов В. Вейбулля, а также эмпирическая зависимость коэффициента восприимчивости ( $E_{om}/E_{os}$ ) от концентрации трещин.

Предложенный авторами метод увеличивает точность оценки скального фундаментного основания в сравнении с применяемыми до сих пор нормативными заданиями, но прежде всего элиминирует дорогое и трудоёмкое проведение шпуров для обследования трещин, а также изготовление и лабораторное исследование образцов горных пород.