

Podstawowe zasady i nowe możliwości wykorzystywania wyników badań presjometrycznych

Marek Tarnawski¹



Basic principles and new possibilities of using pressuremeter test results. Prz. Geol., 65: 725–736.

Abstract. This article is an attempt to briefly summarize the achievements of the pressuremeter research methodology and its development paths in over sixty years of its existence. The current rules for the tests execution and interpretation of their results as well as their application in the foundation design and in geological-engineering evaluation of the sites are discussed and subjected to critical analysis. Attention has been drawn to the unique ability to identify and estimate errors that may occur during testing, and the last chapter outlines the prospects for the development of this research technique. The author has also presented his accomplishments, such as the introduction of the concept of maximum and minimum settlement, a new way for determining the creep pressure, and a simplified way of defining the so-called standard settlement. In conclusion, the author has drawn attention to the numerous

advantages of the pressuremeter method. These include, in particular, a direct assessment of the two most important characteristics of the soil: strength (bearing capacity) and compressibility, reduction of scale effect and the ability to test the soil at any depth.

Keywords: pressuremeter tests, Ménard modulus, limit pressure, creep pressure, error analysis

Wyniki badań polowych, do których zaliczamy różnego typu sondowania (statyczne, dynamiczne, obrotowe), próbne obciążenia (presjometrem, dylatometrem, płytą), a także badania geofizyczne, różnią się pod względem jakościowym, ilościowym i możliwości ich wykorzystania. Teoretyczne podstawy tych badań często budzą wątpliwości. W większości przypadków teoria jest wsparta dodatkowymi założeniami, stosowane są uproszczenia, wzory przybliżone lub też w ogóle brak podstaw teoretycznych, a wykorzystuje się korelacje empiryczne (Atkinson, Sallfors, 1991). Nie przeszkadza to wysokiej ocenie danej metody, jeśli została udowodniona zadowalająca powtarzalność uzyskiwanych wyników. Stąd np. zaufanie do tak prostego badania, jak sondowanie cylindryczne (SPT) czy zaawansowanych rozwiązań technicznych i bogatej interpretacji sondowania statycznego (CPT). W efekcie badań polowych zwykle nie uzyskuje się liczbowych wartości parametrów mechanicznych gruntów, czyli takich, które określają ich wytrzymałość (ką tarcia wewnętrznego, spójność) i ścisłość (moduł odkształcenia lub ścisłości). Wyjątkami są: opór ścinania uzyskany sondą obrotową VT, choć jest on zwykle większy od wyznaczanego w aparacie trójosiowym i wymaga korekty (Bjerrum, 1973; Gołębiowska, 1976; Helenelund, 1976), oraz wyniki próbnych obciążeń. Natomiast na podstawie parametrów uzyskanych w toku badania presjometrycznego Ménarda – modułu presjometrycznego E_M i presjometrycznego naprężenia granicznego p_{IM} – można ustalić zarówno wytrzymałość podłoża, jak i spodziewane osiadanie pod dodatkowym obciążeniem budowli.

Skoro presjometr wydaje się być co najmniej obiecującym narzędziem badawczym, powstaje pytanie, dlaczego w wielu krajach nie jest popularny, w szczególności zaś w Polsce. Niewątpliwie trudności sprawia sama technologia wykonywania badań tą metodą. Głównym „przeciwnikiem” okazała się jednak... polska tradycja geotechniczna, dopuszczająca wywodzenie wartości mechanicznych parametrów gruntów mineralnych z tzw. parametrów wiodących,

którymi dla gruntów spoistych był stopień plastyczności I_L , a dla niespoistych stopień zagęszczenia I_D . To samo dotyczyło współczynników stosowanych w projektowaniu fundamentów palowych. Presjometr nie mógł konkurować z prostymi i tanimi metodami badawczymi służącymi wyznaczaniu parametrów wiodących, stąd niszami, w których znajdował zastosowanie, były grunty nietypowe: organiczne i antropogeniczne, a także badania podłoża znaczących inwestycji, dla których dokładność rozpoznania odgrywała większą rolę niż cena (Tarnawski i in., 2005).

Sytuacja zmieniła się na lepsze po wprowadzeniu normy europejskiej PN-EN 1997-1:2008 i 2:2009 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne (Część 1 – Zasady ogólne i Część 2 – Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego), która podkreśla znaczenie badań podłoża (Kłosiński, 2013). Jednocześnie boom inwestycyjny, wynikający m.in. z wykorzystywania dotacji unijnych, spowodował, że coraz większą uwagę zwraca się na jakość i wiarygodność badań podłoża. To nowa szansa dla presjometru Ménarda w Polsce. Dlatego celowe wydaje się przypomnienie pokrótce podstawowych zasad interpretacji i wykorzystywania wyników badań presjometrycznych, jak i zasygnalizowanie nowych możliwości tej techniki badawczej.

BADANIE PRESJOMETRYCZNE

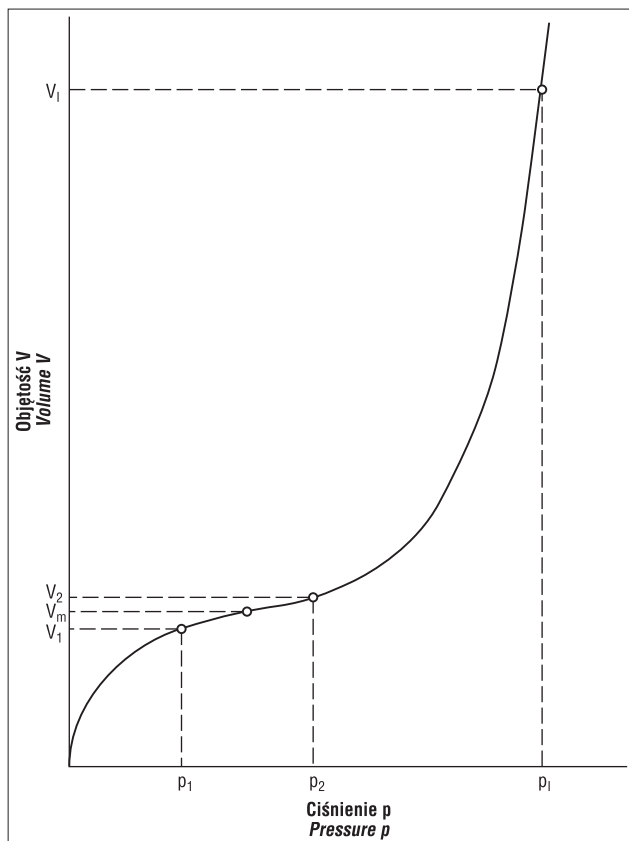
Badanie presjometryczne jest to próbne obciążenie gruntu na żądanej głębokości za pomocą sondy o kształcie walca, rozszerzanej radialnie pod wpływem zadawanego ciśnienia, jednolicie oddziałującego na ścianki otworu (Amar i in., 1991; Clarke, 1995) czy też specjalnie przygotowanej wnęki (Clarke, Gambin, 1998). Charakterystyczną cechą presjometru Ménarda, najpowszechniej znanej odmiany tego sprzętu, jest trójkomorowa sonda, której środkowa komora pomiarowa jest wypełniona wodą (lub inną cieczą), a komory ochronne – gazem. Sprężony gaz jest źródłem ciśnienia powodującego przemieszczanie się przewodami wody z pozostającego na powierzchni

¹ Wydział Budownictwa i Architektury, Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny, al. Piastów 50, 70-311 Szczecin, m.tarnawski@geoprojekt.szczecin.pl

urządzenia kontrolno-pomiarowego do umieszczanej w podłożu sondy.

Kluczowe znaczenie, jakie dla uzyskania prawidłowych wyników badania mają poprawność wykonania w gruncie wneki (średnica, nienaruszona ściana) i staranność przygotowania samego sprzętu, powodowało, że procedury związane z realizacją badań presjometrycznych już w 1971 r. zostały skodyfikowane przez francuskie *Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports*. W 1991 r. ukazała się pierwsza wersja normy AFNOR NFP NF P 94-110 *Essai pressiométrique Ménard*. Jej modyfikacja z 1999 r. stała się podstawą opracowania normy europejskiej (EN ISO), która została zatwierdzona przez Polski Komitet Normalizacyjny (PKN) w 2013 r., a jej polskie tłumaczenie – PN-EN ISO 22476-4 Rozpoznanie i badania geotechniczne; Badania polowe; Część 4: Badania presjometrem Menarda – ukazało się w 2016 r.

Szczegóły na temat poprawnej realizacji badań presjometrycznych można znaleźć w cytowanej normie, jak i w podręcznikach, w tym polskojęzycznych (Baguelin i in., 1984; Tarnawski, 2007). Wytyczne najnowszej normy ISO tylko nieznacznie odbiegają od zaleceń podręcznikowych (Tarnawski, 2016b), więc szczegółowe powtarzanie ich mijało by się z celem. Należy natomiast podkreślić, że pominięcie którejkolwiek z zalecanych procedur skutkuje obniżeniem jakości uzyskanych wyników lub całkowicie nieudanym badaniem.



Ryc. 1. Typowy kształt krzywej presjometrycznej i jej charakterystyczne punkty służące wyznaczeniu presjometrycznej nośności granicznej p_{LM} i modułu presjometrycznego E_M (Tarnawski, 2007)
Fig. 1. The typical shape of the pressuremeter curve and its characteristic points for determining the pressuremeter limit pressure p_{LM} and the pressuremeter modulus E_M (Tarnawski, 2007)

WYNIKI BADANIA PRESJOMETRYCZNEGO

Odczyty badania presjometrycznego (pary danych: ciśnienie p i objętość V) po redukcji ich wartości wynikających z uwzględnienia cech własnych sprzętu mogą posłużyć do sporządzenia wykresu zmian objętości w funkcji ciśnienia, czyli krzywej presjometrycznej (ryc. 1).

Sekwencje odczytów badania dzielą się na trzy kolejne grupy (zapis z normy PN-EN ISO 22476-4), stąd przebieg krzywej, który można odwzorować podwójnym modelem hiperbolicznym (Baud, Gambin, 2005), ma trzy fazy:

- początkową, gdy wartości V najpierw szybko wzrastają, a następnie krzywa przegina się wypukłością ku górze; jest to nieinterpretowalna faza dociskania sondy do ścianki otworu;
- pseudosprężystych odkształceń gruntu o kształcie zbliżonym do prostej;
- deformacji plastycznych (pełzania) gruntu, charakteryzującą się (nieproporcjonalnie) szybko wzrastającymi wartościami V .

MODUŁ PRESJOMETRYCZNY

Faza deformacji pseudosprężystych służy wyliczeniu modułu presjometrycznego badanego gruntu. Dzięki zapewnieniu przez komory ochronne wyłącznie poziomego kierunku odkształcania się komory pomiarowej sondy presjometrycznej (prostopadłego do pionowej ścianki otworu) punktem wyjścia do jego zdefiniowania był moduł odkształcenia postaciowego (ścianania) G .

Po przekształceniu modułu ścianania G na moduł sprężystości liniowej E (Younga), przyjęciu stałej, konwencjonalnej wartości współczynnika Poissona $\nu=0,33$ i wykorzystaniu do obliczeń niemal prostoliniowego odcinka krzywej presjometrycznej, ograniczonego punktami p_1, V_1 i p_2, V_2 (ryc. 1), wzór Ménarda na moduł presjometryczny E_M (Ménard, 1975) otrzymał ostateczną postać:

$$E_M = 2,66V_m \frac{p_2 - p_1}{V_2 - V_1}$$

gdzie: V_m jest sumą objętości początkowej komory pomiarowej i odczytanej z krzywej presjometrycznej wartości środka przedziału pomiędzy V_1 i V_2 („małe” v_m ; ryc. 1).

Wybór początkowego i końcowego punktu „strefy modułu” miał początkowo charakter subiektywny. Obecnie analizę krzywej rozpoczyna się od wyliczenia nachylenia m_i każdego odcinka pomiędzy dwoma sąsiednimi punktami danych:

$$m_i = \frac{V_i - V_{i-1}}{p_i - p_{i-1}}$$

gdzie: p_i i V_i to współrzędne początku odcinka i ($i \geq 1$). Najniższa (ale zawsze dodatnia) wartość m_i to m_E . W normie PN-EN ISO 22476-4 zaleca się włączać do strefy modułu te kolejne odcinki, które wykazują nachylenie mniejsze lub równe βm_E . Do wyliczenia współczynnika β stosuje się współrzędne początku odcinka m_E (p_E, V_E) i jego końca (p'_E, V'_E), jak następuje:

$$\beta = 1 + \frac{1}{100} \cdot \frac{p'_E + p_E}{p'_E - p_E} + \frac{2\delta V}{V'_E - V_E}$$

W normie PN-EN ISO 22476-4 wprowadzono do tego wzoru małą, ale istotną, zmianę w stosunku do poprzedniej wersji. W liczniku ostatniego członu wzoru wprowadzono $2\delta V$ (zamiast liczby „6” poprzednio), definiując δV jako tolerancję dla V przyjmowaną wstępnie jako 3 cm^3 . To tylko pozornie oznacza to samo, gdyż uzyskany rezultat traktujemy teraz jedynie jako pierwsze przybliżenie, wyznaczające współrzędne początku zakresu pseudospresjostego (p_1, V_1) i jego koniec (p_2, V_2). Jeśli uzyskana w ten sposób strefa modułu będzie zawierać „zbyt mało” odcinków (wg normy jest to $n < 3$) to, „kierując się osądem inżynierskim”, należy zwiększyć przedział tolerancji δV . W praktyce niemal zawsze będzie to oznaczać rozszerzenie strefy modułu, a więc i „przesunięcie w prawo”, co zazwyczaj spowoduje zbliżenie p_2 do p_{FM} , czyli do presjometrycznego naprężenia pełzania, co uważa się za właściwe z teoretycznego punktu widzenia. Uzyska się w ten sposób jednak niższą (bardziej konserwatywną) wartość modułu presjometrycznego. Zdaniem autora sugerowane w normie dążenie do włączenia do strefy modułu co najmniej trzech odcinków krzywej presjometrycznej jest przesadne, zwłaszcza jeśli w całym badaniu uzyskamy mniej niż 10 odczytów. Natomiast celowe wydaje się korzystanie z tej nowinki normowej wtedy, gdy w pierwszym przybliżeniu w strefie modułu znajdzie się tylko jeden odcinek krzywej (Tarnawski, 2016b). Wartość modułu presjometrycznego należy zgodnie z normą podawać w MPa z dokładnością do dwóch cyfr znaczących.

PRESJOMETRYCZNE NAPRĘŻENIE GRANICZNE

Graniczna (największa możliwa) wartość naprężenia zostałyby osiągnięta w przypadku nieskończonej ekspansji wneki. Takiej sytuacji nie można uzyskać podczas rzeczywistego badania presjometrycznego. Ménard zaproponował zastosowanie konwencjonalnej wartości naprężenia granicznego p_{LM} (które nazwał „presjometrycznym”), odpowiadającej podwojeniu początkowej objętości wneki. Za wartość początkową, od której liczy się owo podwojenie, uznaje się faktyczny początek badania, czyli objętość V_1 (ryc. 1) po zakończeniu fazy dociskania sondy do ścianki otworu. Ponieważ odczyty objętości nie zawierają początkowej objętości V_c centralnej komory pomiarowej (badanie rozpoczynamy od wartości V bliskiej lub równej zeru), wzór, którym wyliczamy objętość graniczną V_L , nie odpowiada podwojonej objętości wneki – gdyż ta wynosi $2(V_c + V_1)$ – lecz wyznacza odpowiadającą objętości granicznej, skorygowany odczyt na skali objętościomierza presjometru:

$$V_L = V_c + 2V_1$$

Gdy uzyskana podczas badania, końcowa, skorygowana objętość jest większa od V_L , naprężenie graniczne otrzymuje się z interpolacji liniowej. W przeciwnym wypadku wartość naprężenia granicznego ustala się poprzez ekstrapolację przebiegu krzywej presjometrycznej. Należy ją przeprowadzić dwoma zalecanymi i opisanymi w normie PN-EN ISO 22476-4 metodami: krzywej odwrotnej i dopasowania hiperbolicznego. Obecnie dopuszcza się interpretację wartości V_L poprzez ekstrapolację, gdy liczba stopni ciśnienia w trzeciej grupie odczytów (czyli w fazie deformacji plastycznych) wynosi co najmniej dwa. Druga istotna różnica w stosunku do dotychczasowych zasad polega

na tym, że poprzednio zalecano przyjąć ostrożniejszy wynik ekstrapolacji, obecnie zaś – wartość uzyskaną metodą dającą niższy średni błąd, wyliczany podaną w normie metodą.

ZASADY PROJEKTOWANIA POSADOWIEŃ L. MÉNARDA

Wydane w 1975 r. i uzupełnione w 1988 r. „Memorandum generalne” (Ménard, 1975) do dziś jest traktowane jako podstawowy zbiór wytycznych dotyczących zastosowania wyników badań presjometrem Ménarda w projektowaniu fundamentów. Zasady te przedstawiono w wielu podręcznikach, instrukcjach i artykułach przekrojowych (np.: Baguelin i in., 1984; Clarke, 1995; Dudycz, 1979; Amar i in., 1991; Clarke, Gambin, 1998), tylko nieznacznie zmieniając i uzupełniając niekiedy użytecznymi przykładami (Baguelin i in., 1984; Briaud, 1992; Tarnawski, 2007).

Dwa kryteria są analizowane w toku rozpatrywania sposobu posadowienia i wymiarowania fundamentów z uwzględnieniem wyników badań presjometrycznych: nośności podłoża i jego osiadania pod obciążeniem. Jest to możliwe, jako że dysponujemy presjometrycznym naprężeniem granicznym p_{LM} i modułem presjometrycznym E_M , czyli parametrami określającymi zarówno wytrzymałość gruntu, jak i jego ściśliwość.

Nośność podłoża

Punktem wyjścia do szacowania wielkości dodatkowego naprężenia od budowli, jakie może przenieść podłoże od stanu spoczynku (wyrażonego naprężeniem od nadkładu q_0) do momentu zniszczenia q_1 , jest uznanie, że ta nośność graniczna jest proporcjonalna do naprężeń dodatkowych, mierzonych od wartości poziomego parcia spoczynkowego p_0 do naprężenia granicznego p_{LM} , wyznaczonego podczas badania presjometrycznego:

$$q_1 - q_0 = k_p (p_{LM} - p_0)$$

gdzie wartość współczynnika nośności k_p nie jest stałą, lecz zależy od:

- rodzaju (kategorii, klasy) gruntu,
- głębokości posadowienia,
- rodzaju i kształtu fundamentu (uwzględniając jego długość L i szerokość B).

Interesującym aspektem wyznaczania współczynnika nośności jest określenie tzw. zastępczej głębokości posadowienia D_e . Różni się ona od rzeczywistej w zależności od stosunku średnich wartości presjometrycznego naprężenia granicznego „netto” p_{LM}^* ($= p_{LM} - p_0$) w strefie od powierzchni terenu do poziomu posadowienia do naprężenia granicznego w poziomie posadowienia i bezpośrednio poniżej. Ta druga wartość, nazwaną zastępczym (ekwiwalentnym) naprężeniem granicznym p_{LM}^* , jest średnią geometryczną wartości naprężeń granicznych netto pomierzonych od poziomu posadowienia do głębokości $1,5B$ poniżej tego poziomu, z pewnymi zastrzeżeniami, uwzględniającymi charakter zmienności tych wartości (Amar i in., 1991; Tarnawski, 2007).

Po ustaleniu wartości p_{LM}^* i k_p nośność graniczną wylicza się wzorem:

$$q_1 = k_p p_{LM}^* + q_0$$

Wartość nośności granicznej należy jednak skorygować, jeśli rozpatrujemy przypadki bardziej złożone niż posadawiany bezpośrednio fundament, obciążony osiową siłą pionową. Chodzi o fundamenty obciążone ukośnie, mimośrodowo, posadowione w pobliżu górnych krawędzi skarp i przypadków zbyt bliskości niezależnych fundamentów, których oddziaływanie na podłoże może się sumować (Baguelin i in., 1984; Briaud, 1992; Ménard, 1975).

W pierwotnym rozwiązaniu Ménarda (1975) obliczenia nośności kończono wyznaczeniem obciążeń dopuszczalnych q_a , co sprowadzało się do umieszczenia w poprzednio cytowanym wzorze współczynnika bezpieczeństwa 3. Chcąc dostosować metodykę Ménarda do wymogów normy PN-EN 1997-1 i 2: Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne, zaproponowano formułę określającą warunki, jakie musi spełnić średnie naprężenie pionowe q_{fm} , wywierane na grunt przez fundament (Gambin, Frank, 1995):

$$q_{fm} \leq \frac{1}{s_F} (p_{1Me} - p_o) i_{\delta\beta} + q_o$$

gdzie $i_{\delta\beta}$ to współczynnik redukcji, uwzględniający wyszczególnione wyżej specjalne przypadki, a s_F to współczynnik bezpieczeństwa równy 3 w rozważaniu stanu granicznego użyteczności SLS lub 2 dla stanu granicznego nośności ULS.

Odnotować należy nowsze propozycje dostosowania menardowskich reguł projektowania posadowień do wymogów Eurokodu 7, wskazujące sposób wyznaczania wartości charakterystycznych parametrów presjometrycznych oraz ich wykorzystanie do obliczeń nośności i osiadań fundamentów bezpośrednich (Baguelin, Kovarik, 2000; Baguelin, 2005). Należy także przypomnieć, że wyniki badań presjometrycznych mogą być wykorzystywane do projektowania posadowień pośrednich (Tarnawski, 2007).

Podatność podłoża

W praktyce inżynierskiej stosuje się najczęściej jedną z dwóch dobrze uzasadnionych teoretycznie metod obliczeń osiadań (np. Wiłun, 2000):

- metodę odkształceń jednowymiarowych albo
- metodę odkształceń trójwymiarowych półprzestrzeni gruntowej.

W menardowskiej metodzie obliczeń osiadań wprowadzono wyraźne rozróżnienie sytuacji, w których obciążenie powoduje wyłącznie pionowe przemieszczenia warstwy ściśliwej (konsolidację gruntu) i takich, gdy występują zarówno przemieszczenia pionowe ε_z , jak i poziome ε_x , a więc nie tylko objętościowe, ale również postaciowe odkształcenia gruntu, przy czym metodę odkształceń trójwymiarowych półprzestrzeni gruntowej uważa się za podstawową.

W podręcznikach (Baguelin i in., 1984; Tarnawski, 2007) można znaleźć opis ścieżki, którą L. Ménard doszedł do podstawowego wzoru na osiadanie z wykorzystaniem wyników badań presjometrycznych:

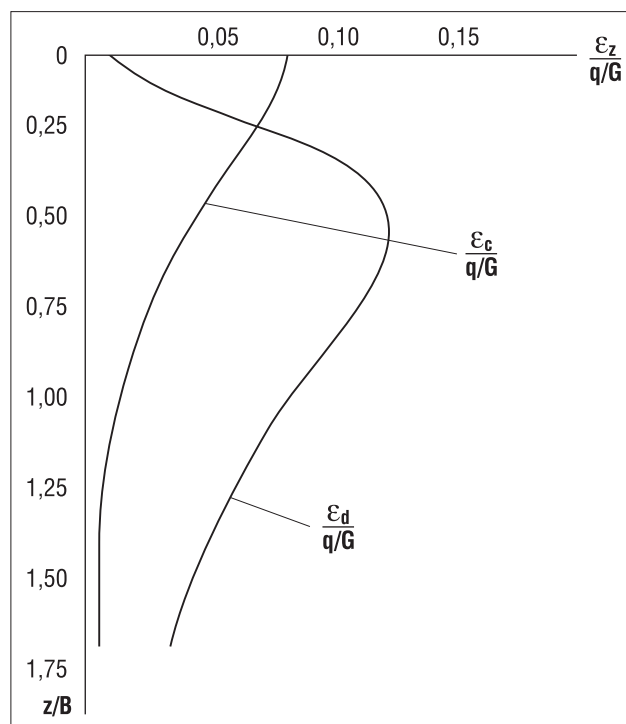
$$s = \frac{2}{9E_d} q' B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9E_c} q' \lambda_c B$$

Podstawowymi krokami tego rozumowania były:

- przyjęcie upraszczającej (ale i najbardziej typowej, przeciętnej) wartości współczynnika Poissona $\nu = 0,33$ (stąd nie występuje on już we wzorze na osiadanie);
- rozdzielenie osiadań całkowitych s na osiadania natychmiastowe (dewiatorowe) s_d i konsolidacyjne s_c , gdyż ich rola jest zróżnicowana i zmienia się z głębokością (ryc. 2);
- przyjęcie różnych wartości modułu presjometrycznego E_M dla osiadań natychmiastowych ($E_M = E_d$) i konsolidacyjnych ($E_M = E_c$).

Odnotować należy obecność w pierwszym członie wzoru porównawczej (zastępczej) szerokości fundamentu $B_0 = 0,6$ m oraz rolę współczynnika reologicznego α i współczynników kształtu fundamentu λ_d i λ_c (Ménard, 1975; Tarnawski, 2007).

Zbierając i analizując dane z badań, których jakość nie budziła wątpliwości, zwrócono uwagę, iż wartość liczbową stosunku pomiędzy E_M a p_{LM} wiąże się w charakterystyczny sposób z pewnymi cechami badanych gruntów, a więc z rodzajem gruntu, a następnie z jego stanem i stopniem skonsolidowania (tab. 1). Wartości niższe od podanych w tabeli raczej nie są akceptowane. Jednak każdy doświadczony operator spotykał sytuacje, kiedy stosunek ten był dużo wyższy, na przykład w scementowanych bądź bardzo starannie zagęszczanych piaskach, silnie prekonsolidowanych lub przesuszonych ilach albo w miękkich skałach, w których wartości stosunku E_M/p_{LM} równały się około 30–40 (Baguelin i in., 1984; Clarke, 1995). Takie nietypowo wysokie wartości stosunku E_M/p_{LM} , a więc i modułu presjometrycznego, dają do myślenia. Zauważono bowiem, że wartość modułu presjometrycznego jest zwykle mniejsza od uzyskanej inną metodą, a więc modułu edometrycznego, modułu określonego na podstawie wyni-



Ryc. 2. Rozkład odkształceń w strefie aktywnej pod fundamentem (Briaud, 1992)

Fig. 2. Distribution of deformations in the active zone under the foundation (Briaud, 1992)

Tab. 1. Związek stosunku E_M/p_{LM} z rodzajem i stanem gruntu (Baguelin i in., 1984; Clarke, 1995) ze zmianami autora (Tarnawski, 1992, 1998)

Table 1. Relationship of E_M/p_{LM} ratio with soil type and state (Baguelin et al., 1984; Clarke, 1995) with author changes (Tarnawski, 1992, 1998)

Rodzaj gruntu <i>Type of soil</i>	Stosunek E_M/p_{LM} <i>E_M/p_{LM} ratio</i>
Luźne piaski, zwłaszcza nawodnione <i>Loose, especially saturated sands</i>	4–7
Piaski średnio zagęszczone <i>Medium dense sands</i>	7–10
Piaski zagęszczone <i>Dense sands</i>	10–13
Plastyczne do twaroplastycznych pyły i gliny oraz grunty organiczne <i>Soft to stiff silts and loams as well as organic soils</i>	6–11
Zwarte pyły i gliny <i>Hard silts and loams</i>	11–15
Iły plastyczne i twaroplastyczne <i>Soft and stiff clays</i>	8–12
Iły zwarte <i>Hard clays</i>	12–20

ków badań w aparacie trójosiowym czy też uzyskanego podczas próbnego obciążenia płytą sztywną (Shields, Bauer, 1975; Baguelin i in., 1984). Był to poważny problem, skoro moduł presjometyczny miał być stosowany do obliczenia spodziewanych osiadań wzorami znanymi z mechaniki gruntów. Zaproponowane rozwiązanie empiryczne (Ménard, Rousseau, 1962), z biegiem lat korygowane (Ménard, 1975), polegało na zastosowaniu współczynnika korygującego, zwiększającego *de facto* wartość modułu (tab. 2). Pod pojęciem stopnia skonsolidowania jest niejako ukryta podatność poszczególnych klas gruntów na uszkodzenia podczas przygotowywania wnęki dla sondy, czyli wiercenia otworu presjometycznego.

Jak wspomniano, na dużą wartość stosunku E_M/p_{LM} mogą mieć wpływ także inne (poza prekonsolidacją) czynniki, a do grupy „normalnie skonsolidowanych” należy włączyć przeciętne warunki gruntowe. Mała wartość stosunku E_M/p_{LM} to w większości przypadków skutek naruszenia ścianki otworu podczas wiercenia, co najczęściej zdarza się w gruntach słabszych (luźnych, plastycznych). Na tym tle zaskakuje wartość współczynnika $\alpha = 1$ dla torfów, ale rzeczywiście wartości modułu presjometycznego są w nich zazwyczaj porównywalne, np. z modułem edometrycznym.

Tab. 2. Zależność wartości współczynnika reologicznego od rodzaju gruntu i stopnia jego skonsolidowania (Ménard, 1995). Kursywą wpisano uzupełnienia autora (Tarnawski, 2007)

Table 2. The dependence of the rheological coefficient on the soil type and the degree of its consolidation (Ménard, 1995). The author's supplements are written in italics (Tarnawski, 2007)

Rodzaj gruntu <i>Type of soil</i>	Tor <i>Peat</i>		Ił <i>Clay</i>		Pył <i>Silt</i>		Piasek <i>Sand</i>		Piasek i żwir <i>Sand and gravel</i>	
	E_M/p_{LM}	α	E_M/p_{LM}	α	E_M/p_{LM}	α	E_M/p_{LM}	α	E_M/p_{LM}	α
Prekonsolidowany <i>Preconsolidated</i>			> 16	1	> 14	$\frac{2}{3}$	> 12	$\frac{1}{2}$	> 10	$\frac{1}{3}$
Normalnie skonsolidowany <i>Normally consolidated</i>	<i>6–11</i>	1	9–16	$\frac{2}{3}$	8–14	$\frac{1}{2}$	7–12	$\frac{1}{3}$	6–10	$\frac{1}{4}$
Zwietrzały i naruszony <i>Weathered or altered</i>			7–9	$\frac{1}{2}$	6–8	$\frac{1}{2}$	5–7	$\frac{1}{3}$	4–6	$\frac{1}{4}$

Sytuacja, w której w całej strefie aktywnej pod fundamentem napotkamy grunty jednorodne pod względem podatności na osiadania, czyli charakteryzujące się stałą wartością modułu presjometycznego, jest wyidealizowana i nie zdarza się w praktyce. Wzór służący obliczeniu spodziewanych osiadań należało więc tak zmodyfikować, aby uwzględnić niejednorodność podłoża. Wzięto pod uwagę nie tylko samo zróżnicowanie wartości modułu, ale również zmieniającą się rolę podatności gruntu na różnych głębokościach poniżej poziomu posadowienia (ryc. 2). Analizowane pod fundamentem podłoże jest dzielone na pięć stref zależnych od szerokości fundamentu B , sięgających kolejno do głębokości: $0,5B$, B , $2,5B$, $4B$ i $8B$. Zasadnicze znaczenie dla osiadań konsolidacyjnych ma strefa podłoża bezpośrednio pod fundamentem, stąd moduł E_c jest równy E_1 . Wartość E_d , która ma uwzględnić rolę odkształceń i osiadań ze ścinania – początkowo szybko rosnącą z głębokością, a potem malejącą – wyznacza się według wzoru (średnia harmoniczna):

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}} \right]$$

Gdy zbadanie całej strefy aktywnej podłoża budowli posadawianych na fundamentach szerokich (płytach) okazało się zadaniem zbyt trudnym technicznie, nieekonomicznym lub nieuzasadnionym z geologiczno-inżynierskiego punktu widzenia (zwykle wartości modułów presjometycznych rosną wraz z głębokością) i brak danych o wartościach E_M do poziomu $8B$, możliwe jest przyjęcie (zachowawczo), że wartościami E_M na większej głębokości są wartości z ostatniej zbadanej strefy albo zastosowanie wzorów uproszczonych (Ménard, 1975 i np. Tarnawski, 2007), które pozwalają ograniczyć rozpoznanie do głębokości $2,5B$.

Wartość współczynnika reologicznego także należy ustalać odrębnie dla członu z E_d i dla członu z E_c wzoru na osiadania, wybierając wartości dominujące w odpowiedniej strefie podłoża. Wzór na osiadania opracowano przy założeniu, iż zastępcza głębokość posadowienia D_e jest większa od szerokości fundamentu B . Jeśli warunek $D_e > B$ nie jest spełniony, wartość osiadań należy zwiększyć, stosując mnożnik m_s :

$$m_s = 1 + 0,2 \left(1 - \frac{D_e}{B} \right)$$

Jeśli pod fundamentem zalega stosunkowo cienka warstwa gruntów zdecydowanie słabszych od zalegających

głębiej, należy oczekiwać głównie osiadań konsolidacyjnych tej warstwy. Uważa się, że proces taki zachodzi wtedy, gdy miąższość słabej warstwy nie przekracza połowy szerokości fundamentu, czyli gdy $Z/B < 0,5$, jako że głębiej rola osiadań konsolidacyjnych wyraźnie maleje (por. ryc. 2). Posadowienie bezpośrednie często wymaga w takich sytuacjach posadowienia na płycie, problem może dotyczyć też np. szerokich nasypów drogowych, a więc miąższość tej „stosunkowo cienkiej” warstwy może wynosić kilka metrów, a nawet więcej. Przez grunty słabe można rozumieć te, których moduł presjometryczny E_M jest mniejszy od 3000 kPa (Amar i in., 1991). Głębsze podłoże, gdzie wartości modułów są już wyraźnie (co najmniej dwukrotnie) większe, traktuje się wtedy jako nieodkształcalne. Całkowite osiadanie fundamentu posadowionego na warstwie słabej wylicza się wzorem:

$$s = \int_0^z \frac{\alpha_{(z)} \beta_{(F)} q_{(z)}^*}{E_{M(z)}} dz$$

gdzie:

$q_{(z)}^*$ – dodatkowe naprężenie pionowe na głębokości „z”, wywołane obciążeniem fundamentem z uwzględnieniem rozkładu naprężeń,

$E_{M(z)}$ – moduł presjometryczny z głębokości „z”,

$\alpha_{(z)}$ – współczynnik reologiczny gruntu na głębokości „z” (korespondujący z $E_{M(z)}$),

$\beta_{(F)}$ – współczynnik zwiększający (lub równy jedności) zależny od współczynnika bezpieczeństwa F występującego na głębokości „z”.

Wzór ten wywodzi się niejako z metody odkształceń jednowymiarowych, jednak wprowadzając współczynnik β nie zakłada się (zdaniem autora) niemożności bocznej rozszerzalności, jak ma to miejsce w metodzie edometrycznej. Znane jest też wyjaśnienie, iż dzięki β staramy się uwzględnić przyrost ściśliwości w przypadku działania naprężeń większych od prekonsolidacyjnych (Baguelin i in., 1984; Briaud, 1992). Współczynnik $\beta_{(F)}$ wylicza się wzorem:

$$\beta_{(F)} = \frac{2}{3} \frac{F}{F - 1}$$

w którym współczynnik bezpieczeństwa F to stosunek naprężenia granicznego do naprężenia dodatkowego od fundamentu, wywieranego na danej głębokości „z”.

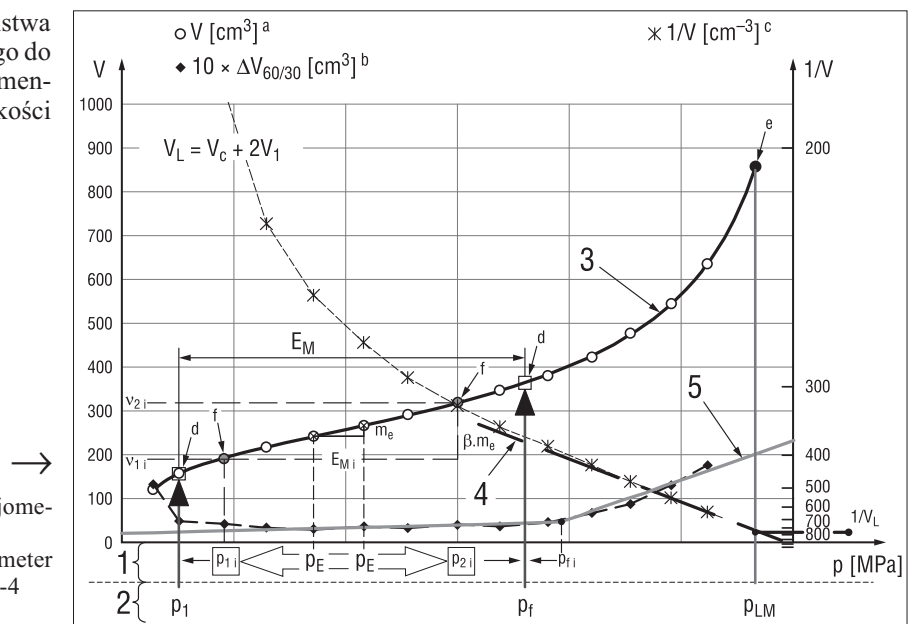
Ryc. 3. Przykład analizy krzywej presjometrycznej z normy PN-EN ISO 22476-4
Fig. 3. An example of the pressuremeter curve analysis from PN-EN ISO 22476-4

Należałoby sądzić, że w pobliżu umownych granic zastosowania różnych metod uzyskiwane wyniki osiadań obliczeniowych będą podobne. Tak jednak nie jest. Zmieniając w uzasadnionych przypadkach formułę szacowania wielkości osiadań uzyskamy ich skokowy wzrost lub spadek, co nie powinno mieć miejsca. Na podstawie analizy przykładów numerycznych autor zasugerował korekty zasad stosowalności metod obliczeniowych, wprowadzając pojęcia „osiadań minimalnych” i „maksymalnych” (Tarnawski, 2006). Niezależnie od tej krytyki należy zauważyć podkreślaną zgodność osiadań obliczeniowych z rzeczywistymi, pomierzonymi geodezyjnie (np. Witte, 2005).

NAPRĘŻENIE PEŁZANIA

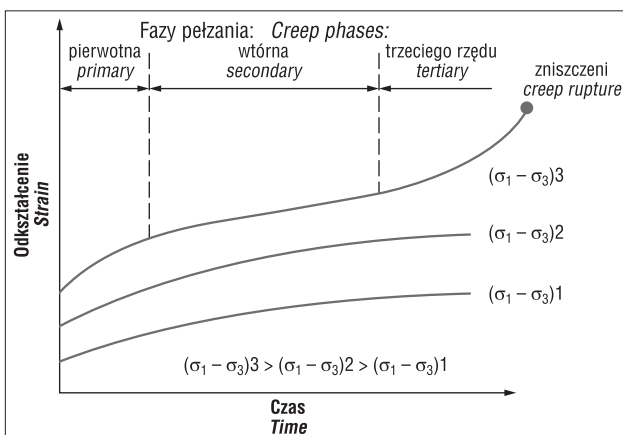
Odnotowując na skali objętościomierza wartości objętości odczytane w połowie okresu, w którym było przyłożone dane ciśnienie, czyli po trzydziestu sekundach (V_{30}) i na koniec tego okresu (V_{60}), a następnie porównując ze sobą kolejne różnice wartości $V_{60} - V_{30}$, zauważamy pewne prawidłowości. Druga różnica jest niemal zawsze mniejsza od pierwszej, po czym kilka kolejnych jest do siebie zbliżonych, a przy tym bardzo niewielkich (bliskich zeru). Mniej więcej w połowie badania różnice zaczynają stopniowo (ale niekoniecznie regularnie) rosnać. Krzywa łącząca punkty oznaczające różnice $V_{60} - V_{30}$ dla poszczególnych wartości ciśnienia p to krzywa pełzania, którą umieszcza się na rysunku poniżej krzywej presjometrycznej (ryc. 3). Służy ona wyznaczeniu naprężenia pełzania p_{FM} .

Według normy PN-EN ISO 22476-4 należy dysponować co najmniej dwoma punktami w drugiej grupie odczytów i dwoma w trzeciej grupie (wymóg łagodniejszy, niż w poprzedniej, „francuskiej” wersji normy, kiedy tych punktów musiało być trzy), by móc określić wszystkie trzy parametry presjometryczne, tj. moduł presjometryczny E_M i presjometryczne naprężenie graniczne p_{LM} oraz naprężenia pełzania p_{FM} . Zalecana w normie procedura wyznaczenia tego ostatniego parametru jest dwuetapowa. Najpierw, dysponując zbiorem ($p, \Delta V_{60/30}$), należy przeprowadzić „analizę graficzną”, polegającą na wrysowaniu dwóch prostych z punktami ($p, \Delta V_{60/30}$), włączając do jednej punkty grupy drugiej, a do drugiej punkty grupy trzeciej (wykres 5 na ryc. 3). Wartość, jaką daje odcięta przecięcia tych dwóch



prostych, jest wstępną wartością p_{fM} , oznaczaną p_{fMi} . Kolejnym krokiem jest analiza zbioru $(p, \Delta V_{60})$ w celu (znów) wstępnego (1) określenia granicy p_{2i} pomiędzy drugą grupą odczytów (faza pseudo-sprężysta) krzywej presjometrycznej i trzecią grupą odczytów (duże odkształcenia). Chodzi tu o przyjęcie w pierwszym przybliżeniu, iż δV („tolerancja dla V ”) obecna we wzorze na wyliczenie współczynnika β , służącego wyznaczeniu granic strefy modułu presjometrycznego E_M , wynosi 3 cm^3 , a $2\delta V = 6$, jak zalecała poprzednia wersja normy. Sposób prowadzenia dalszej analizy, uściślającej wartość p_{fM} jest niejednoznaczny. Sprowadza się do stwierdzenia: „Napężenie pełzania powinno znaleźć się pomiędzy p_{fMi} i p_{2i} . Im bliżej znajdują się punkty p_{fMi} i p_{2i} , tym lepsza jest jakość badania.” Przykład z normy („sprawdzian ostateczny nr 2 na ryc. 3) idzie dalej i utożsamia p_{fM} z p_2 (koniec strefy E_M), przy czym to graficzne przedstawienie sytuuje punkt (d) pomiędzy punktami badania, co wydaje się dopuszczalne jedynie dla p_{fM} , ale nie dla p_2 , gdyż granicami strefy modułu są zawsze punkty pomiarowe (Tarnawski, 2016b). Niewłaściwe, zdaniem autora, jest „poprawianie” interpretacji według normowego zalecenia: „Należy kierować się osądem inżynierskim, na przykład rozważając przesunięcie p_2 bliżej lub do wartości p_{fMi} .” Wykonuje się to poprzez zwiększenie tolerancji δV . Skutkiem jest jednak zarówno przesunięcie w prawo – ku p_{fMi} – końca strefy modułu, jak i w lewo – jego początku. Na przykładzie wziętym z normy widać (punkt d z lewej strony na ryc. 3), że możemy wówczas wejść do pierwszej grupy odczytów (faza dociskania sondy do ścianki otworu), przez co znacznie zaniżamy wartość modułu! Niezależnie od tego, mocno wątpliwego, skutku słabość propozycji zdaje się wynikać z nieuzasadnionego przyjęcia, że zalecana normą wstępna analiza graficzna zbioru $(p, \Delta V_{60/30})$ jest merytorycznie poprawna. Podobna wersja wyznaczenia p_{fM} funkcjonowała w normie francuskiej, jednak nie starano się wówczas wiązać p_{fM} z p_2 .

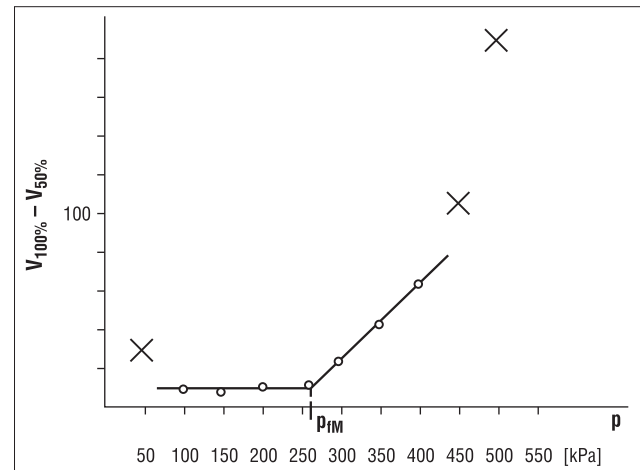
Chcąc zwiększyć znaczenie presjometrycznego napężenia pełzania, należy poddać metodę jego wyznaczenia głębszej analizie (Tarnawski, Ura, 2015, Tarnawski, 2016b). Gdy przyjrzymy się bliżej układowi punktów $(p, \Delta V_{60/30})$ z trzeciej grupy wyników (łączonych prostą ukośną), zauważymy, że wartości $\Delta V_{60/30}$ rosną, ale zwykle nieregularnie.



Ryc. 4. Zwiększanie napężenia dewiatorowego skutkujące przejściem przez kolejne fazy pełzania: pierwotną, wtórną i trzeciego rzędu, która kończy się zniszczeniem (Soga, 2005)

Fig. 4. Increasing the deviatoric pressure resulting in progressive creep phases: primary phase, secondary phase and tertiary phase which ends with creep rupture (Soga, 2005)

Niemal zasadą jest – zwłaszcza gdy badanie jest doprowadzone poza punkt V_b, p_l – że jedna lub dwie czy trzy ostatnie różnice rosną gwałtowniej w stosunku do poprzednich. Próbą zbadania przyczyny takiej sytuacji może być analiza procesu pełzania zachodzącego po przekroczeniu obciążeń krytycznych (Tarnawski, 2015). Zasadniczą rolę zaczynają wówczas odgrywać deformacje plastyczne, nazywane też ściśliwością lub konsolidacją wtórną. W jej ramach wyróżnia się trzy fazy: pełzanie pierwotne „zanikające”, następnie wtórne „o stałej prędkości” lub „nie zanikające” i wreszcie deformacje trzeciego rzędu, podczas których prędkość odkształceń zwiększa się aż do momentu zniszczenia (Soga, 2005; ryc. 4).



Ryc. 5. Schemat wyznaczenia napężenia pełzania wg Tarnawskiego (2016b)

Fig. 5. Scheme of the creep pressure determination according to the author (Tarnawski, 2016b)

Badanie presjometryczne trwa krótko, jednak proces pełzania jest w nim zauważalny. Prawdopodobnie te dwa odcinki prostej ukośnej spotykają się w punkcie odpowiadającym fazie przegięcia wykresu deformacji wtórnych pierwszego i trzeciego rzędu, czyli w fazie pełzania „nie zanikającego”. Wracając do kwestii graficznego wyznaczenia presjometrycznego napężenia pełzania p_{fM} , autor proponuje uwzględnić tylko mniej nachylony odcinek prostej ukośnej (ryc. 5), dzięki czemu nastąpi racjonalne zbliżenie wartości p_{fM} do wyznaczonego tradycyjnie ($2\delta V = 6$) końca strefy pseudo-sprężystej p_2 . Możliwość tę autor wprowadził przed laty do polskiego programu komputerowego PRESJOMETR 2.0 (Tarnawski, Tarnawski, 2005). W rutynowych badaniach uzyskano wielokrotne potwierdzenie słuszności tej koncepcji.

WSTĘP DO ANALIZY BŁĘDÓW

Słabością badania presjometrycznego Ménarda jest początkowa, nieinterpretowalna faza dociskania sondy do ściany otworu. Odpowiada ona prostoliniowemu odcinkowi krzywej presjometrycznej. Jednak tylko w pewnym stopniu odzwierciedla on pseudosprężyste zachowania się gruntu, będąc raczej wypadkową trzech nakładających się na siebie procesów (ryc. 6):

- przeciwdziałania odprężeniu skierowanemu ku środkowi otworu, wywołanemu różnicą pomiędzy wartością pierwotnego napężenia poziomego, a ciśnieniem

hydrostatycznym (lub zerowym w suchym otworze)

- do osiągnięcia wartości p_o ,
- malejących wraz ze wzrostem ciśnienia odkształceń naruszonej strefy gruntu o krzywiźnie zbliżonej do krzywej edometrycznej, gdyż pierścień gruntu nienaruszonego niemal do końca zachodzenia tego zjawiska pozostanie nieruchomy,
- odkształceń pierwotnych gruntu nienaruszonego, rosnących po przekroczeniu wartości p_o .

Jeśli straty objętości związane z naruszeniem ścian otworu nie wyczerpią się do osiągnięcia p_o , będą miały istotny wpływ na zmniejszenie wartości modułu presjometrycznego.

Świadomość niemożności uzyskania „rzeczywistej” wartości modułu odkształcenia, wyrażona już u zarania rozwoju tej metody wprowadzeniem do obliczeń osiadań współczynnika reologicznego α , zachęcała do analiz poprawności wszystkich elementów badania. Wnioski wynikające z tych analiz umożliwiają stwierdzenie, że wynik badania presjometrycznego zawsze jest obciążony jakimiś błędami. Ich powodem są:

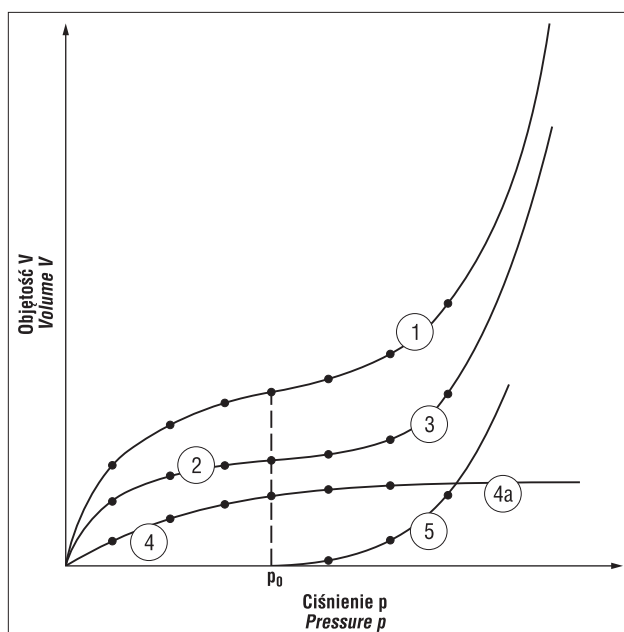
- przyczyny nieusuwalne, związane z możliwym do uzyskania stopniem dokładności pomiaru,
- przyczyny usuwalne zależne od szeroko rozumianej jakości sprzętu, sposobu wiercenia i umieszczenia sondy w otworze, przebiegu badania i jego interpretacji (Tarnawski, 1985).

Błędy z przyczyn nieusuwalnych powinny być i są minimalizowane poprzez stosowanie urządzeń (manometry, osłony sondy) najlepiej odpowiadających oczekiwanym warunkom gruntowym. Minimalizowanie przyczyn błędów zaliczonych do drugiej grupy to podstawowe zadanie operatora. Wskaźnikami, na ile ten efekt zostaje osiągnięty, są: wielkość stosunku E_M/p_{LM} (tab. 1 i 2) i odchylenia kształtu krzywej presjometrycznej od kształtu idealnego. Za wzorzec należałoby uznać krzywą „2–3” z ryciny 6. Kształt pierwszych dwóch faz tej krzywej zależy wyłącznie od dwóch czynników: odtwarzania pierwotnego naprężenia poziomego (krzywizna malejąca) oraz odkształceń sprężystych i mikroplastycznych ścianek otworu, dających w efekcie powoli rosnącą krzywiźnie. Zapewne niewielki procent wykonywanych badań spełnia ten ideał. Potocznie za krzywą „idealną” będzie się uważać zarówno krzywą „2–3”, jak i krzywą „1” z ryciny 6.

Rozpoznawanie kształtów krzywych będących efektem badań całkowicie nieudanych, względnie zrealizowanych w specyficznych warunkach, jest oczywiście ważne, niemniej równie ważne, a może jeszcze ważniejsze, jest zauważanie drobniejszych odchylenia od normy i zdawanie sobie sprawy z kierunku błędu, jakie te odchylenia za sobą niosą (Tarnawski, 1985, 1998, 2007). Odbiegający od ideału kształt krzywej może wskazywać, że:

- otwór ma zbyt dużą średnicę (jest zbyt luźny),
- otwór ma zbyt małą średnicę (jest zbyt ciasny),
- rozmiar otworu wydaje się właściwy, ale jego ścianki są uszkodzone,
- czynnik zakłócający jest bardziej skomplikowany.

Doświadczenia zebrane przez ponad 60 lat stosowania techniki presjometrycznej (np. Pioline, Kreziack, 2005) zachęcają, jak się wydaje, do podjęcia próby oszacowania wielkości błędów, jakie można popełnić w badaniach formalnie, według wymogów normowych, uznanych za poprawne. Należy podkreślić, że takich możliwości nie dają ani inne badania *in situ*, ani laboratoryjne badania cech mechanicznych gruntów.



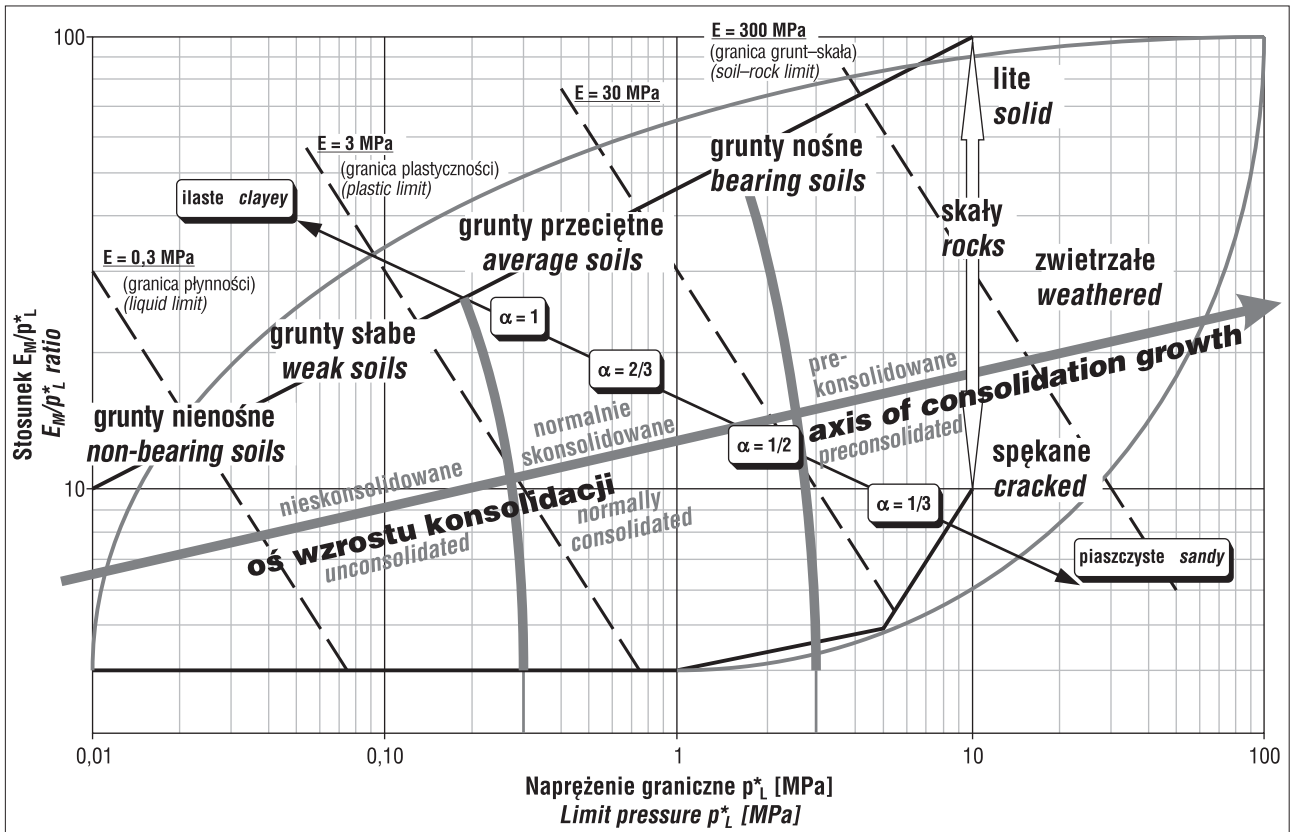
Ryc. 6. Czynniki wpływające na kształt krzywej presjometrycznej (1): straty objętości zużyte na przeciwdziałanie odprężeniu (2) oraz wynikające ze ściskania pierścienia gruntu naruszonego (4). Idealną krzywą (2–3) uzyskamy, jeśli ściana otworu nie jest wcale naruszona. Jako (4a) zaznaczono poziomy odcinek wykresu strat objętości ze względu na naruszenie ścianek otworu, oznaczający brak wpływu tego zjawiska na kształt końcowej fazy krzywej. Gdyby nie straty objętości, krzywa (5) rozpoczynałaby się od ciśnienia równego pierwotnemu naprężeniu poziomemu p_o (Tarnawski, 2003, 2004)

Fig. 6. Factors influencing the shape of the pressuremeter curve (1): loss of volume used to resist relaxation (2) and resulting from compression of the disturbed soil ring (4). The ideal curve (2–3) will be obtained if the wall of the hole is not disturbed at all. A horizontal section of the volume loss graph (4a) indicates no effect of this phenomenon on the shape of the terminal phase of the curve. If it was not for volume losses, the curve (5) would start with pressure equal to the primary horizontal stress p_o (Tarnawski, 2003, 2004)

PERSPEKTYWY ROZWOJU

Rozwój techniki presjometrycznej, jaki nastąpił w latach 70. XX w. w Europie, a także i w Polsce (Tarnawski i in., 2005), zahamowała przedwczesna śmierć L. Ménarda w 1978 r. Od tamtego czasu wyznacznikami nowych kierunków tej metody badawczej stały się przede wszystkim międzynarodowe sympozja presjometryczne. Pierwsze odbyło się w 1982 r. w Paryżu, a siódme i jak dotąd ostatnie w 2015 r. w Hammamecie (Tunezja).

Powtarzalność wyników badań presjometrycznych w różnych typowych gruntach skłaniała do prezentowania zbiorów takich danych, jak również korelacji parametrów presjometrycznych z wynikami innych badań (Cassan, 2005; Retamosa, 2013), także w Polsce (Frankowski, 1994; Tarnawski, 2007). Rozwijając koncepcję osiadania standardowego Ménarda (Ménard, 1975), autor zaproponował wykorzystywanie jej na potrzeby rejonizacji geologiczno-inżynierskiej, stosując prostszy i tańszy, a dostatecznie dokładny, sposób szacowania tego osiadania (Tarnawski, 1983). Dysponując większą liczbą danych presjometrycznych, można stosować metodę definiującą tzw. klasy gruntu poprzez wartości presjometrycznej nośności granicznej



Ryc. 7. Wykres rozkładu cech presjometrycznych do klasyfikacji gruntów i skał (wg Baud, 2005)

Fig. 7. Graph of pressuremeter features distribution for soil and rock classification (wg Baud, 2005)

p_{LM} oraz stosunku modułu presjometrycznego E_M do presjometrycznej nośności granicznej (Reiffsteck i in., 2013b). Należy też wspomnieć o propozycji klasyfikacji gruntów i skał w formie wykresu $[\log(p), \log(E_M/p)]$ nazwanego „Pressiorama”, pozwalającego między innymi z większą precyzją wyznaczać, jakże istotną do prawidłowego wyliczenia spodziewanych osiadań, wartość współczynnika reologicznego α (Baud, 2005; Baud, Gambin, 2013; ryc. 7).

Parametry presjometryczne można też wykorzystywać do konstruowania powszechnie znanego w Polsce podziału podłoża na warstwy geotechniczne. Do stosowanego w naszym kraju programu komputerowego „Presjometr 2.0” (Tarnawski, Tarnawski, 2005) wprowadzono opisaną w Polskiej Normie PN-81/B-03020 tzw. metodę A bezpośredniego wyznaczania (uśredniania) parametrów geotechnicznych, co znacznie ułatwia analizę zmienności podłoża budowlanego na podstawie wyników badań presjometrycznych. Ostatnio popularne stało się wykorzystywanie w tym samym celu analizy skupień (grupowania, klasteryzacji; Młynarek i in., 2005). Polega ona na łączeniu ze sobą obiektów (i oddzielaniu ich od innych klas) na podstawie wyliczonych „odległości” między nimi. Należy uzyskać homogeniczność w obrębie skupień, natomiast obiekty należące do różnych grup powinny się od siebie różnić (Strojny, 2004). Pierwszym krokiem analizy jest właściwy wybór zmiennych.

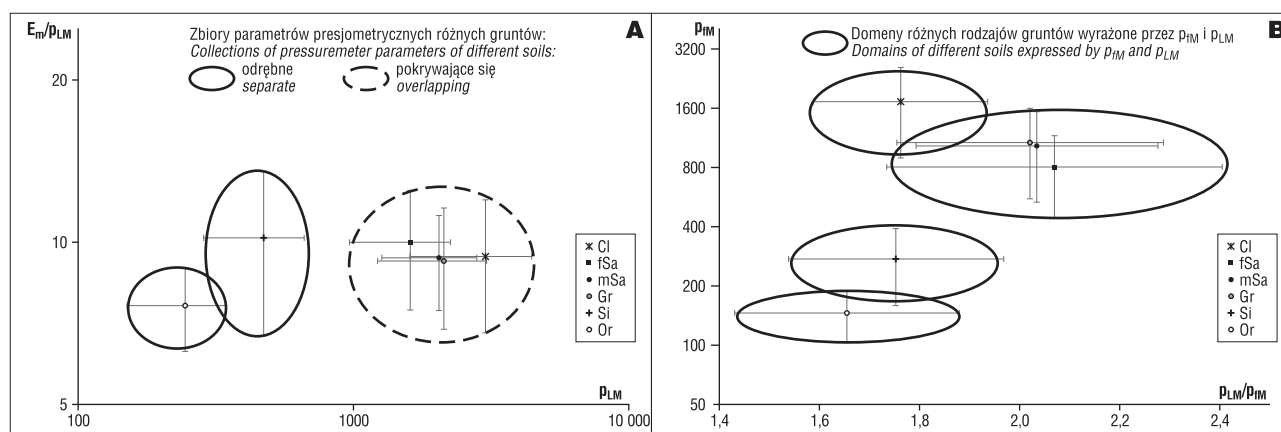
W przypadku wyników badań presjometrycznych (by uniknąć wpływu różnych jednostek) zaproponowano (Monnet i in., 2015) znormalizowane wartości: presjometrycznej nośności granicznej p_{LM} , modułu odkształcenia (Younga), pomierzonego w cyklu odciążenie-obciążenie E_e oraz stosunek E_e/p_{LM} . Aspektem, na który warto zwrócić uwagę, jest wątpliwa wartość co najmniej dwóch para-

metrów (p_{LM} i E_e) z trzech rozpatrywanych jako parametry różnicujące. Niedoceniana w tym względzie jest rola presjometrycznego naprężenia pełzania p_{fM} , jednak pod warunkiem wyliczania go metodą proponowaną przez autora (Tarnawski, 2016a; Tarnawski, Ura, 2015; ryc. 8).

W omawianym przykładzie (Monnet i in., 2015) należy rozważyć rolę przyjętego w obliczeniach algorytmu. Rozpoczyna się on od wyliczenia znormalizowanych danych z_{ij} (i – numer identyfikacyjny badania, j – zmienna) odpowiadających danym x_{ij} wzorem:

$$z_{ij} = \frac{x_{ij} - \bar{x}_j}{S(x_j)}$$

gdzie \bar{x}_j to wartość średnia, a $S(x_j)$ odchylenie standardowe zmiennej j . Komentując zastosowanie tego wzoru autorzy uznają, że logicznym krokiem jest stosowanie danych, których średnia wynosi zero, a odchylenie standardowe – jeden. Argument ten nie jest przekonujący. Zaproponowana normalizacja gubi bowiem istotną część informacji o różnorodności danych wejściowych i prowadziłaby np. do jednakowego potraktowania zestawu danych [5; 10; 15], zasługujących na rozrzucenie do trzech różnych klastrów, oraz zestawu [9,95; 10; 10,05], z którego wszystkie dane powinny trafić do tego samego klastra. Gdybyśmy zastąpili wartości zmiennych ich logarytmami albo normalizowali je wzorem $z_{ij} = x_{ij}/\bar{x}_j$, uzyskamy zawężony przedział wartości, nie tracąc informacji o zróżnicowaniu wartości parametrów. Dalej autorzy wymieniają siedem metod oceny podobieństwa dwóch różnych serii danych, powtarzając za danymi z literatury (np. Młynarek i in., 2005) opinię o przewadze metody kosinusowej (będącej *de*



Ryc. 8. Zbiory wyników badań presjometrycznych w: Cl – morskich iłach miocenijskich, fSa, mSa, Gr – plejstocenijskich, wodnolodowcowych piaskach i żwirach (Rybnik), Si – holocenijskich pyłach o genezie rzecznej lub jeziornej, Or – holocenijskich namulach (północna Polska). Rozrzut danych jest zilustrowany przez odchylenie standardowe; **A** – prezentacja wg pomysłu „Pressiorama” (Baud, 2005): słabe grunty holocenijskie tworzą odrębne zbiory dzięki malejącemu p_{LM} ; mimo zróżnicowanej litologii starsze utwory występują blisko siebie (brak zróżnicowania); **B** – dzięki wykorzystaniu p_{fM} różne grunty nośne (iły albo piaski i żwiry) tworzą odrębne zbiory

Fig. 8. Collections of pressuremeter test results in: Cl – maritime Miocene clays, fSa, mSa, Gr – Pleistocene, fluvioglacial sands and gravels (Rybnik), Si – Holocene silts of river or lake origin, Or – Holocene organic muds (Northern Poland). Data scatterplot is illustrated by standard deviation; **A** – presentation according to “Pressiorama” idea (Baud, 2005): weak Holocene soils form separate sets thanks to descending p_{LM} ; despite the varied lithology, older deposits are close together (no differentiation); **B** – thanks to the use of p_{fM} the various bearing soils (clays vs. sands and gravels) form separate sets

facto zastosowaniem współczynnika korelacji Pearsona) nad innymi, zwłaszcza nad normą euklidesową. W proponowanej przez autorów (ale dyskusyjnej) metodzie normalizacji ma to swoje uzasadnienie. Zmiana sposobu normalizacji wymagałaby natomiast także rewizji zastosowanej miary podobieństwa i wówczas intuicyjnie można by wskazać jako poprawniejszą normę Czebyszewa, czyli zaproponować wzór:

$$d_{ij} = \max_k |z_{ik} - z_{jk}|$$

(przy d_{ij} będącym miarą odległości między zestawami wyników i -tym oraz j -tym), ale z zastrzeżeniem, że skuteczność należy sprawdzić na dużej liczbie danych.

W opisywanej metodzie (Monnet i in., 2005) zastąpiłoby moduł presjometryczny E_M modułem uzyskanym w cyklu odciążenie–obciążenie E_e jako parametrem bardziej „stabilnym”, mniej podatnym na wpływ niedostatecznej jakości wiercenia presjometrycznego. Ten kierunek badań jest wieloaspektowo dyskutowany (np. Reiffsteck i in., 2013a; Failmetzger, Sedran, 2013), gdyż badania w cyklach odciążenie–obciążenie są często stosowanym, specjalnym (nie objętym normą PN-EN ISO 22476-4) badaniem presjometrycznym – ale nie w Polsce. Ograniczone w związku z tym doświadczenia autora w tej dziedzinie (Tarnawski, 2017) potwierdzają, że moduł wtórny charakteryzuje się wartością zawsze większą niż moduł pierwotny. Jednak zachowanie się badanych gruntów w kolejnych cyklach odciążenie–obciążenie nie zawsze jest jednakowe, czyli wartości modułów nie zawsze rosną w kolejnych cyklach. Co najmniej dwukrotnie (a niekiedy wielokrotnie) większe wartości wtórnych modułów presjometrycznych od pierwotnych potwierdzają (gdy porównamy np. ze zdefiniowanym w normie PN-81/B-03020 stosunkiem pierwotnych do wtórnych modułów edometrycznych $\beta = 0,6 - 1,0$), że straty objętości podczas badania, spowodowane niemożliwym do całkowitego uniknięcia naruszeniem ścian otworu wiertniczego, pojawiające się w dwóch pierwszych

fazach badania (Tarnawski, 2003, 2004), wpływają na zaniżenie wartości pierwotnego modułu presjometrycznego. Jest to niwelowane w menardowskiej metodzie obliczania osiadań przez wprowadzenie współczynnika reologicznego α .

Wskazuje się też inne opcje, w tym wykorzystanie tzw. krzywej modułu sieciowego do korygowania wartości modułu (Caquineau, Dumolard, 2013). Próby te ukazują, że uzyskiwanie wiarygodnych wartości modułów presjometrycznych do dziś jest problemem nie do końca rozwiązany. Na tym tle interesująco przedstawia się próba wyprowadzenia pojedynczych krzywych hiperbolicznych, polegająca na odpowiednim przekształcaniu „zwykłych” krzywych presjometrycznych, które można przybliżyć jako sumę dwóch hiperboli (Baud, Gambin, 2005). W efekcie, poprzez redukcję efektu odprężenia i naruszenia gruntu w otworze wiertniczym, poprawie ulega początkowa faza badania. Niewykluczone, że tą metodą można by doprowadzić do eliminacji potrzeby stosowania współczynników reologicznych.

Wspomniano już o niedocenianej roli presjometrycznego naprężenia pełzania p_{fM} i trudnościach w poprawnym szacowaniu jego wartości. Jeszcze słabiej jest rozpoznane przez badania presjometryczne zachowanie się gruntu pod obciążeniem dodatkowym w strefie $p_{fM} < p_{LM}$, czyli w przedziale obciążeń, w którym dominują zjawiska pełzania (por. ryc. 4). Pomocne w badaniu tych zjawisk mogą być tzw. długotrwałe badania presjometryczne. Znane są przynajmniej dwie metody, których ta nazwa dotyczy. Pierwsza, zdefiniowana w rosyjskiej normie GOST 20276 - 85, polega na utrzymywaniu wartości ciśnienia przez czas dłuższy niż wymagana normą PN-EN ISO 22476-4 jedna minuta, mianowicie (zależnie od rodzajów gruntów: od piaszczystych, przez pylaste i gliniaste do iłów i gruntów organicznych) od 15 do 90 min w tzw. trybie powolnym lub od 3 do 10 min w trybie szybkim. Druga metoda jest związana z użyciem specjalnie skonstruowanego urządzenia nazwanego Diflupress-LD (Bufi, 1990; Leidwanger-Rabis, Flavigny, 1995; Catel, Jourjon, 2005). Tym

presjometrem można prowadzić jedno badanie przez okresy mierzone w tygodniach lub nawet miesiącach. Wyniki długotrwałych badań presjometrycznych prowadzonych w 2016 r. pod kierunkiem Tarnawskiego (2017), zapewne pierwszych w Polsce, wykazały, że stabilizacja odczytów objętości w fazie deformacji pseudosprężystych następowała po około 1–3 min w piaskach, 3–6 min w pyłach i po nieco dłuższym czasie w glinach pylistych z humusem, co mniej więcej odpowiada idei trybu szybkiego według normy rosyjskiej. Liczbowo wartość objętości była większa od uzyskiwanej w czasie normowym (1 min) tylko o 1 czy 2 cm³, a więc wpływ powolniejszej procedury był minimalny. Zazwyczaj po przekroczeniu wartości odpowiadającej wyinterpretowanemu później ciśnieniu pełzania p_M czas stabilizacji wyraźnie (dwu- lub trzykrotnie) zwiększał się, natomiast pod koniec badania stabilizacja nie następowała w ogóle. Oznacza to, że badania długotrwałe mogą znaleźć zastosowanie w poszukiwaniu granic pomiędzy pierwszą i drugą oraz drugą i trzecią fazą pełzania (Soga, 2005) dla przypadków znacznego przeciążania podłoża budowlą. Wydaje się, że badania trwające np. kilkadziesiąt minut (*vide* norma rosyjska GOST 20276 - 85) nie mają waloru badań długotrwałych, natomiast z drugiej strony prowadzenie obserwacji przez tygodnie czy miesiące może być przesadne. Autor planuje kontynuację prac nad wynikami badań długotrwałych, prowadzonych klasycznym presjometrem Ménarda, celem z jednej strony zoptymalizowania metodologii, a z drugiej sprawdzenia poprawności koncepcji trzech faz pełzania.

PODSUMOWANIE

Wybitny amerykański inżynier konstruktor Clyde N. Baker stwierdził, że presjometr i zasady projektowania na bazie wyników badań presjometrycznych wprowadzone przez Louisa Ménarda zwiększyły możliwości przewidywania deformacji podłoża pod obciążeniem, co ułatwiło wprowadzanie nowocześniejszych i bardziej ekonomicznych sposobów fundamentowania (Baker, 2005).

W geotechnice światowej badania presjometryczne służą głównie ocenie gruntów nośnych, gdy pytanie brzmi „jak bardzo” są one nośne. W Polsce na przeszkodzie szerokiemu rozwojowi tej metody stanęła znacznie tańsza metoda „B” z normy PN-81/B-03020. Początkowo badania presjometryczne wykonywano więc głównie w celu oceny gruntów „nienormowych”, takich jak nasypy czy grunty organiczne (Tarnawski, Junik, 1984). Stosowano je również celem wykrycia w profilu gruntów o ekstremalnie dużej nośności, których okonturowanie nie było możliwe sondowaniami, z uwagi na zbyt duży opór penetracji (Tarnawski, Ura, 2013). Dopiero rozwój gospodarczy w XXI w. spowodował wzrost zainteresowania metodą presjometryczną (czy szerzej – przeprowadzaniem dokładnego rozpoznania podłoża) w celu zwiększenia bezpieczeństwa projektowania kosztownych i trudnych technologicznie obiektów wysokościowych.

Oceniając wady i zalety metody presjometrycznej nie sposób nie zauważyć wpływu jakości wiercenia na wyniki badania czy trudności, z jakimi przychodzi badać niektóre rodzaje gruntu oraz wykorzystywać wyniki badań, np. do projektowania ścian oporowych czy oceny stateczności zboczy. Z drugiej strony trudności techniczne są pokonywane (np. poprzez stosowanie rury szczelinowej w gruntach kamienistych). Z krzywej presjometrycznej można odczytać wiele istotnych parametrów gruntowych, a jej

kształt pozwala ocenić jakość badania. Wyniki badań można wykorzystać w projektowaniu zarówno posadowień bezpośrednich, jak i fundamentów palowych (Briaud, 2005). Należy też zauważyć, że badanie presjometryczne jest jednym z niewielu, jeśli nie jedynym badaniem *in-situ*, którego wyniki można stosować bezpośrednio (czyli bez poszukiwania korelacji lub dokonywania przeliczeń na inne parametry) do projektowania posadowień (Młynarek, Wierzbicki, 2017).

Zdaniem autora, należy wymienić następujące zalety metody presjometrycznej:

- łatwa, tania i szybka odmiana próbnego obciążenia (w stosunku do badań wielkoskalowych),
- wykorzystanie oporu gruntu jako przeciwwagi (czego brak ogranicza stosowalność sond CPT),
- możliwość zbadania gruntu na dowolnej głębokości (w przeciwieństwie np. do badań płytą czy sondowań ciągłych, których problemem często bywa zbyt duży opór penetracji),
- ograniczenie efektu skali (powierzchnia komory pomiarowej sondy presjometrycznej jest wielokrotnie większa od powierzchni stożka dowolnej sondy czy kształtki badanej w aparacie trójosiowym bądź edometrze),
- podstawy teoretyczne (ekspansja cylindrycznej wnęki),
- bezpośrednia (nie wymagająca stosowania korelacji) ocena dwóch najważniejszych cech gruntu: wytrzymałości (nośności) i ściśliwości,
- łatwa ocena poprawności wykonanego badania presjometrycznego,
- wykorzystanie wyników badań w menardowskiej metodzie projektowania posadowień lub w podejściach klasycznych,
- zgodność (po odpowiedniej, prostej modyfikacji) menardowskiej metody projektowania posadowień z wymogami Eurokodu 7,
- możliwość charakteryzowania serii geologiczno-inżynierskich (warstw geotechnicznych) parametrami presjometrycznymi.

Zalety te upoważniają do oczekiwania bardziej dynamicznego rozwoju zastosowań metodyki presjometrycznej w przyszłości.

Autor dziękuje profesorowi Ryszardowi Kaczyńskiemu i anonimowemu Recenzentowi za cenne dla ostatecznej wersji artykułu uwagi.

LITERATURA

- AFNOR NFP NF P 94-110 Essai pressiométrique Ménard.
 AMAR S., CLARKE B.G.F., GAMBIN M.P., ORR T.L.L. 1991 – The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe. A-state-of-the-art report by ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters, Part I: Predrilled pressuremeters and self-boring pressuremeters. Balkema, Rotterdam.
 ATKINSON J.H., SALLFORS G. 1991 – Experimental determination of stress strain time characteristics in laboratory and *in situ* tests. Proc. 10th European Conf. SMFE, Florence: 915–956.
 BAGUELIN F. 2005 – Le calcul des semelles au pressiomètre et l'Eurocode 7. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 1: 413–432.
 BAGUELIN F., KOVARIK J.B. 2000 – Une méthode de détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques. Revue Française de Géotechnique, 93: 35–41.
 BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.F., SHIELDS D.H. 1984 – Badania presjometryczne a fundamentowanie. Wyd. Geol., Państw. Inst. Geol.
 BAKER C.N. 2005 – The use of Menard pressuremeter in innovative foundation design from Chicago to Kuala Lumpur. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 2: 63–100.

- BAUD J.-P. 2005 – Analyse des résultats pressiométriques Ménard dans un diagramme spectral [$\log(p_{LM})$, $\log(E_M/p_{LM})$] et utilisation des regroupements statistiques dans la modélisation d'un site. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 1: 167–174.
- BAUD J.-P., GAMBIN M. 2005 – Dédution d'une loi de réponse hyperbolique unique par compilation de courbes pressiométriques dans un sol de litologie homogène. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 1: 175–186.
- BAUD J.-P., GAMBIN M. 2013 – Détermination du coefficient rhéologique a de Ménard dans le diagramme Pressiorama®. 18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISP6, Paris: 4–2; 1–4.
- BJERRUM L. 1973 – Problemy mechaniki gruntów na gruntach słabych. Proc. of the 8th Int. Conf. SMFE, Moscow; tłum. polskie z 1977 r., wyd. NOT, Warszawa.
- BRIAUD J.-L. 2005 – The preboring pressuremeter: some contributions. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 2: 103–124.
- BRIAUD J.-L. 1992 – The Pressuremeter. Balkema, Rotterdam.
- BUFI G. 1990 – New long-term pressuremeter creep test. Third International Symposium on Pressuremeters. T. Telford (ed.), London: 95–104.
- CAQUINEAU X., DUMOLARD B. 2013 – Module pressiométrique Ménard: aides pratiques à l'interprétation. 18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISP6, Paris: 3–2; 1–6.
- CASSAN M. 2005 – Le pressiomètre et la résistance au cisaillement des sols – Cas particulier des Argiles saturées. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 1: 699–714.
- CATEL O., JOURJON A. 2005 – Le Diflupress-LD. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 1: 47–54.
- CLARKE B.G. 1995 – Pressuremeters in Geotechnical Design. Blackie Academic, Professional, London.
- CLARKE B.G., GAMBIN M.P. 1998 – Pressuremeter testing in onshore ground investigations: A report by the ISSMGE Committee 16. Int. Conf. on Site Characterization Atlanta.
- DUDYCZ D. 1979 – Wytyczne wykonywania i interpretacji badań presjometrycznych. Geoprojekt, Warszawa.
- FAILMETZGER R. A., SEDRAN G. 2013 – New Method to Compute Reload and Unload Pressuremeter Moduli. 18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISP6, Paris: 3–3; 1–4.
- FRANKOWSKI Z. 1994 – Charakterystyka typowych gruntów Polski na podstawie wyników badań polowych. Arch. Państw. Inst. Geol.
- GAMBIN M.P., FRANK, R.A. 1995 – The present design rules for foundations based on Ménard PMT results. The Pressuremeter and its New Avenues. 4th Int. Sym. on Pressuremeters, Sherbrooke, Canada, Balivy (ed.). Balkema, Rotterdam: 425–432.
- GOŁĘBIEWSKA A. 1976 – Analiza stosowalności sondy obrotowej do badania wytrzymałości gruntów organicznych. Pr. doktorska SGGW-AR, Warszawa.
- GOST 20276 – 85 Grunty. Metody polowego opredieleniya charakteristik dieformirujemosti. (Soils. Field methods for determining deformation characteristics).
- HELENELUND K.V. 1976 – Methods for reducing undrained shear strength of soft clay. Swedish Geotechnical Institute, Rep. No 3.
- KŁOSIŃSKI B. 2013 – Ocena i przyszłość Eurokodu 7 – Projektowanie geotechniczne. Prz. Nauk. Inż., Kszt. Środ., 60: 222–235.
- LEIDWANGER-RABIS C., FLAVIGNY E. 1995 – Field creep test by pressuremeter „Diflupress L.D.”. The Pressuremeter and its New Avenues, 4th Int. Sym. on Pressuremeters, Sherbrooke, Canada, Balivy (ed.). Balkema, Rotterdam: 433–439.
- MÉNARD L. 1975 – Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design. Sols-Soils, 26.
- MÉNARD L., ROUSSEAU J. 1962 – L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. Sols-Soils, 1.
- MŁYNAREK Z., WIERZBICKI J. 2017 – Perspektywy rozwoju i wykorzystania badań *in-situ* w dokumentowaniu geotechnicznym. XXXII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji Wisła, t. II: 71–89.
- MŁYNAREK Z., WIERZBICKI J., WOŁYŃSKI W. 2005 – Use of cluster method for in situ tests. Studia Geotechnica et Mechanica, XXVII 3–4: 15–27.
- MONNET J., HUGHES J., DAFNI J. 2015 – The use of cluster analysis for identification of soil layer – The Grays Harbor Pontoon construction project. ISP7 – Pressio. International Symposium 60 years of Pressuremeters; Tunisian Association of Soil Mechanics, Hammamet, Tunisie: 249–260.
- PIOLINE M., KREZIACK C. 2005 – Évolution de la pratique des forages pressiométriques dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 1: 101–111.
- PN-74/B-04452 Grunty budowlane; Badania polowe.
- PN-81/B-03020 Grunty budowlane; Posadowienie bezpośrednie budowli; Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne, Część 1 – Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne, Część 2 – Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- PN-EN ISO 22476-4 Rozpoznanie i badania geotechniczne; Badania polowe, Część 4: Badania presjometrem Menarda.
- REIFFSTECK P., FANELLI S., TACITA J.L., DUPLA J.C., DESANNEUX G. 2013a – Utilisation des essais d'expansion cyclique pour définir des modules élastiques en petites deformations. 18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISP6, Paris: 2–3; 1–4.
- REIFFSTECK P., MARTIN A., PERINI T. 2013b – Application et validation d'abaque pour la classification des sols épartir des résultats pressiométriques. 18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISP6, Paris: 4–6, 1–7
- RETAMOSA M. 2013 – Undrained Shear Strength of Overconsolidated Clays Based on Creep Pressure Results from Pressuremeter Tests. 18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISP6, Paris: 3–5, 1–5.
- SHIELDS D., BAUER G. 1975 – Determination of the Modulus of Deformation of Sensitive Clay using Laboratory and In Situ Tests. Proc. ASCE Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties; Raleigh, North Carolina, I: 395–421.
- SOGA K. 2005 – Time Effects Observed in Granular Materials. The COE Workshop on Evaluation of Mechanical Behavior of Granular Materials, Lecture 3, Hokkaido University, Sapporo.
- STROJNY J. 2004 – <http://matrix.ur.krakow.pl/~jstrojny/Matrix/Analiza/Metody/cluster/cluster.html>
- TARNAWSKI M. 1983 – Wykorzystanie badań presjometrycznych dla rejonizacji geologiczno-inżynierskiej. Inżynieria Morska, 2: 254–256.
- TARNAWSKI M. 1985 – Błędy w badaniach presjometrycznych. Prz. Geol., 33: 38–41.
- TARNAWSKI M. 1992 – Relations between pressuremeter parameters. II Międzynarodowe seminarium na temat ochrony środowiska – Problemy regionalne, Kalmar (Szwecja): 101–106.
- TARNAWSKI M. 1998 – Doświadczenia „Geoprojektu Szczecin” w stosowaniu presjometru w badaniach inżyniersko-geologicznych. Współczesne Problemy Geologii Inżynierskiej w Polsce; II Ogólnopolskie Sympozjum w Kiekrzu k. Poznania: 97–105.
- TARNAWSKI M. 2003 – Shapes of Ménard Pressuremeter Curves. Proc. 13th Reg. African Conf. of Soil Mech. and Geotech. Eng.: „The Involvement of Geotechnical Engineering in Infrastructure Development in Africa”. Marrakech, Morocco: 183–190.
- TARNAWSKI M. 2004 – The Perfect Ménard Pressuremeter Curve. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics; Polish Academy of Sciences, Gdańsk, 4: 387–402.
- TARNAWSKI M. 2006 – The Problem of Discontinuity of Settlement Values Computed According to the Ménard Pressuremeter Approach. Archives of Civil Engineering; Polish Academy of Sciences, Warszawa LII, 3: 519–544.
- TARNAWSKI M. 2007 – Zastosowanie presjometru w badaniach gruntu. PWN, Warszawa.
- TARNAWSKI M. 2015 – Pelzanie gruntu pod obciążeniem. Inżynieria i Budownictwo, 5: 254–257.
- TARNAWSKI M. 2016a – The right way to define pressuremeter creep pressure. Inżynieria Morska i Geotechnika, 5: 287–295.
- TARNAWSKI M. 2016b – Zmiany w wykonywaniu i interpretacji badań presjometrycznych wprowadzone w normie PN-EN ISO 22476-4. Inżynieria Morska i Geotechnika, 3: 151–161.
- TARNAWSKI M. 2017 – Niestandardowe badania presjometryczne. Inżynieria i Budownictwo, 5: 266–268.
- TARNAWSKI M., FRANKOWSKI Z., DUDYCZ D. 2005 – Pressuremeter: the enfant terrible of Polish geotechnics. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 2: 445–454.
- TARNAWSKI M., JUNIK J. 1984 – Badania presjometryczne gruntów organicznych konsolidowanych nasypem. Inżynieria Morska, 4: 168–169.
- TARNAWSKI M., TARNAWSKI T. 2005 – „PRESJOMETR 2.0”: a comfortable and prospective tool for pressuremeter test interpretation. ISP5 International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 1: 369–376.
- TARNAWSKI M., URA M. 2015 – Towards soil profile from pressuremeter data. ISP7 – Pressio. International Symposium 60 years of Pressuremeters; Tunisian Association of Soil Mechanics, Hammamet, Tunisie: 281–288.
- TARNAWSKI M., URA M. 2013 – Pressuremeter Test as the Only Characterization Tool for Very Dense Sands. 18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISP6, Paris: 5–5, 1–3.
- WIŁUN Z. 1976; 2000 – Zarys geotechniki. Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa, wyd. I–IV.
- WITTE M. 2005 – The pressuremeter in geotechnical engineering – relation between laboratory and field tests. ISP5 – International Symposium 50 years of pressuremeters, Marne-la-Vallée, 1: 731–737.