

Poradnik geotechniczny:

# BADANIE I UZDATNIANIE GRUNTÓW



PWN

**Zasady wykonywania badań presjometrycznych  
– Marek Tarnawski**

(fragment książki: *Badanie podłoża budowli.  
Metody polowe*)

**str. 4**

**Metody uzdatniania gruntów spoistych  
– Eugeniusz Dembicki**

(fragment książki: *Zagęszczanie gruntów metodą  
mikrowybuchów*)

**str. 8**

**Praktyczne metody obliczeń nośności pali  
na podstawie badań podłoża  
– Kazimierz Gwizdała**

(fragment książki: *Fundamenty palowe*)

**str. 13**

GEOTECHNIKA

# BADANIE PODŁOŻA BUDOWLI



Prowadzący: dr hab. inż.  
**TOMASZ GODLEWSKI**,  
prof. ITB



**CYKL SZKOLEŃ ONLINE  
Z ZAKRESU BADAŃ  
POLOWYCH**  
W RAMACH AKADEMII  
EKSPERTA BUDOWNICTWA

**24  
02**

Europejskie standardy i aspekty prawne badań terenowych

**24  
03**

Stosowanie sondowań w identyfikacji parametrów podłoża

**28  
04**

Praktyczne wykorzystanie metod polowych w projektowaniu geotechnicznym

**Dowiedz się więcej**

# ZASADY WYKONYWANIA BADAŃ PRESJOMETRYCZNYCH

Marek Tarnawski

**P**ierwsza faza badania presjometrycznego (rys. 5.4) nie jest badaniem gruntu, lecz odtwarzaniem w nim za pomocą ciśnienia wywieranego przez sondę parametrów in situ. Oczywiście, na ile jest to możliwe, jeśli otaczający sondę grunt nie został podczas wiercenia naruszony zbyt mocno. Wobec kluczowego znaczenia poprawności (średnica, nienaruszona ściana) wykonania wnęki w gruncie i starannego przygotowania samego sprzętu do uzyskania prawidłowych wyników badania, procedury realizacji badań presjometrycznych zostały już w 1971 r. skodyfikowane przez francuskie Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports (MELT). Nową wersję tych wytycznych wydano w 1993 r. W 1991 r. ukazała się norma 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 prezesa PKN w 2013 r. Polskie tłumaczenie (autora) PN-EN ISO 22476-4 Rozpoznanie i badania geotechniczne; Badania polowe; Część 4: Badania presjometrem Ménarda ukazało się w 2016 r.

Szczegóły poprawnej realizacji badań presjometrycznych można znaleźć w cytowanej wyżej normie, jak i w podręcznikach, w tym polskojęzycznych [Baguelin i in., 1984; Tarnawski, 2007]. Najnowsze wytyczne normowe tylko nieznacznie odbiegają od zaleceń podręcznikowych [Tarnawski, 2016b], dlatego szerzej omówione będą tylko istotne nowości. Należy natomiast podkreślić, że pominięcie którejkolwiek z zalecanych procedur skutkuje obniżeniem jakości uzyskanych wyników lub całkowicie nieudaniem badaniem.

Realizację badań presjometrycznych w danym terenie należy poprzedzić analizą dostępnych danych dotyczących litologii i warunków hydrogeologicznych strefy planowanego rozpoznania. Niezbędne jest również przyjęcie założeń w odniesieniu do spodziewanej wytrzymałości gruntów, które zamierza się badać. Jeśli program badawczy przewiduje różne badania polowe, w tym np. wiercenia rurowane czy rdzeniowe i sondowania CPT,

celowe jest wykonywanie ich w pierwszej kolejności, gdyż analiza ich wyników zdecydowanie ułatwi nie tylko prawidłową realizację badań presjometrycznych, ale też ich właściwe rozmieszczenie w profilach otworów presjometrycznych. Jest to istotne, gdyż są to badania punktowe, a nie ciągłe, jak choćby wspomniane sondowania CPT.

Aby uniknąć wpływu naruszenia gruntu poprzednim badaniem, minimalny odstęp pomiędzy badaniami nie może być mniejszy niż 0,75 m, a zalecane jest, by był to 1 m. Planowanie badań w równych odstępach, czyli co 1 m, 1,5 m lub 2 m jest częstą praktyką, zazwyczaj jednak nie jest rozsądne. Profile CPT są idealnym narzędziem, by zauważyć np. z jednej strony mało zróżnicowane, miększe serie gruntów (słabonośnych albo nośnych), a z drugiej strony cienkie (<1 m) wkładki gruntów kluczowych z jakiegoś powodu do prawidłowej oceny podłoża. Zatem wykonując kilka 10- czy 20-metrowych wierceń presjometrycznych na takim terenie, musimy w każdym z nich przeprowadzić badanie w tej istotnej, choć cienkiej warstwie. Jeśli w grubych seriach przeprowadzimy badania nawet w znacznych odstępach, to i tak uzyskamy statystycznie poprawne rozpoznanie parametrów presjometrycznych tych serii. Z drugiej strony w terenie zupełnie nierozpoznanym wykonanie badań co 1 m, przynajmniej w pierwszym zwiadowczym wierceniu presjometrycznym, będzie jak najbardziej uzasadnione.

Zespół kontrolno-pomiarowy presjometru (Control Unit CU; rys. 5.1) zawiera cylindryczny zbiornik cieczy połączony jednym z przewodów z centralną komorą pomiarową sondy, z wizjerem umożliwiającym obserwację zmian objętości sondy oraz urządzenia sprężania, pomiaru ciśnień i różnicowania ich odpowiednio na komorę centralną i komory ochronne sondy. Dodatkowo może być stosowane elektroniczne urządzenie rejestrujące. Sondy presjometryczne mają różne rozmiary, przy czym za standardowe uważa się sondy z elastyczną osłoną określane symbolami G lub BX o średnicy zewnętrznej 58 mm oraz 44 mm sondy AX, które używa się wewnątrz ochronnej,

stalowej rury szczelinowej. Jej znormalizowana średnica zewnętrzna to 59 mm. Stąd średnica wiercenia na potrzeby badań presjometrycznych powinna wynosić 60–66 mm.

Podręczniki i norma przedstawiają szerokie spektrum możliwości technicznych wykonywania wierceń (wnęk) na potrzeby badań presjometrycznych. Bliższa ocena tych możliwości wskazuje jednak, że większość technologii oceniana jest (zależnie jeszcze od warunków gruntowych) co najwyżej jako „odpowiednia” lub „zadowalająca”, natomiast zalecanymi technologiami są obrotowe wiercenie płuczkowe i wiercenie ciągłym świdrem spiralnym. Ta druga metoda sprawdza się w twardeplastycznych do zwartych gruntów spoistych i w co najmniej średnio zagęszczonych piaskach nieprzewodzących wody podziemnej, pierwsza zaś przede wszystkim w gruntach słabych i nawodnionych. W gruntach takich jak żwiry, nasypy gruzowe czy zwarte gliny z kamieniami, których ostre krawędzie mogą uszkodzić płaszcz i delikatną membranę sondy (rys. 5.1), zalecane jest stosowanie dodatkowej osłony sondy w postaci rury szczelinowej. Odnośnie do wierceń płuczkowych warto zauważyć, że dysze świdrów do presjometrycznych wierceń płuczkowych skierowane są inaczej niż np. w wierceniach rdzeniowych, tzn. nie ukośnie po obwodzie otworu, lecz na dno otworu. Zasadą tego specyficznego wiercenia nie jest bowiem ochrona gruntów w dnie otworu (co jest istotne, gdy z klasycznych wierceń zamierza się pobrać wartościowe próbki), ale dbałość o nienaruszenie jego ściany i stałą średnicę.

Standardowy presjometr Ménarda musi zapewniać możliwość stosowania podczas badań ciśnienia do 5 MPa oraz wprowadzenia do komory pomiarowej cieczy o objętości ponad 700 cm<sup>3</sup> [PN-EN ISO 22476-4]. Pierwszy warunek wynika z doświadczeń. Tak duże ciśnienia zapewniają skuteczne zbadanie nawet najmocniejszych gruntów, a także niektórych skał. Inaczej z maksymalną pojemnością sondy. Dodatkowe 700 cm<sup>3</sup> to więcej niż podwojenie objętości sondy, co jest bardzo bliskie wytrzymałości jej osłon. Rozrywanie sondy to duży kłopot dla operatora, strata czasu i dodatkowy koszt. Jednak ograniczenie objętości, przy której trzeba kończyć badanie, jest słabością tej metody badawczej. Nie zawsze bowiem udaje się rozpocząć badanie (ciśnienie  $p = 0$ ) od objętości  $V$  bliskiej zeru, a tylko wówczas ma się pewność wy-

konania poprawnego badania, o czym szczegółowo poniżej. W związku z tym pojawiają się próby konstruowania sond o większych nominalnych pojemnościach [Cour i in., 2005; Jacquard i in., 2013]. Sprzęt ten nie został jednak jeszcze wprowadzony do powszechnego użytku. Wymagałby też odpowiednich zmian w zespołach kontrolno-pomiarowych.

Na podstawie posiadanych już danych o podłożu, które zostało przeznaczone do badań terenu, do spodziewanej wytrzymałości gruntów należy dobrać sztywność płaszczu i membrany sondy, która powinna być możliwie mała w stosunku do oczekiwanej wartości naprężenia granicznego gruntu (szczegóły określa norma PN-EN ISO 22476-4). W razie potrzeby należy rozważyć zastosowanie rury szczelinowej. Drugą istotną kwestią jest ustalenie programu obciążeń (wielkość przyrostów ciśnienia) tak, aby badanie kończyło się po uzyskaniu około 10 odczytów (par ciśnienie – objętość) badania. Zdaniem autora normowe „około 10” należy rozumieć jako nie mniej niż 6 i nie więcej niż 14.

Za prawidłowy koniec badania rozumie się przekroczenie 600 cm<sup>3</sup> objętości cieczy wprowadzonej do centralnej komory pomiarowej sondy albo (rzadki przypadek) osiągnięcie ciśnienia  $p = 5$  MPa. Wydawać się może, że zaplanowanie odpowiednich stopni ciśnienia, by przy „około dziesiątym” przekroczyć wymagane 600 cm<sup>3</sup>, nie jest łatwym zadaniem. Zazwyczaj jednak doświadczony operator potrafi sobie z tym poradzić, dysponując wstępnymi danymi o warunkach gruntowych, obserwując postęp wiercenia presjometrycznego i analizując jego urobek. Pomocne mogą być wskazówki zawarte w tabeli 5.1.

Tabela 5.1. Przyrosty ciśnienia stosowane przy badaniach różnych rodzajów gruntu presjometrem Ménarda.

| Przyrost ciśnienia $\Delta p$ (MPa) | Rodzaj badanych gruntów                                                                                            |
|-------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0,02 lub 0,025                      | torfy, namuły organiczne, gytie, itp. - nieskonsolidowane, bardzo luźne<br>piaski, miękkoplastyczne grunty spoiste |
| 0,05                                | grunty organiczne skonsolidowane, luźne piaski, plastyczne grunty<br>spoiste                                       |
| 0,1                                 | twardoplastyczne pyły, ility i gliny zwałowe, średnio zagęszczone piaski                                           |
| 0,2 lub więcej                      | zwarte pyły, ility i gliny zwałowe, zagęszczone piaski                                                             |

Źródło: [opracowanie własne - M. Tarnawski]

Aby przeprowadzić poprawne badanie presjometryczne i uzyskać wartościowe wyniki, należy przedtem:

- podłączyć butlę z gazem (współcześnie używa się sprężony azot) i przewody łączące do zespołu kontrolno-pomiarowego, wyzerować (w razie potrzeby) manometry, przez pomocniczy zbiornik napełnić cieczą<sup>1</sup> objętościomierz i pod ciśnieniem 1 atm. spowodować wypływ cieczy z przewodów do momentu usunięcia zeń powietrza;
- nie zdejmując ciśnienia, kilkakrotnie podłączyć sondę do przewodów, do momentu, kiedy ciecz wypływająca pod ciśnieniem z sondy również pozbawiona będzie pęcherzyków powietrza<sup>2</sup> i wówczas scalić cały system;
- wykonać kilkakrotne próbne napełnienia sondy w celu sprawdzenia szczelności układu i uelastycznienia nowych (lub długo nieużywanych) osłon sondy; sztywność własna osłon staje się wystarczająco powtarzalna dopiero ich po pięciokrotnym rozszerzeniu [Baguelin i in., 1984];
- przeprowadzić tzw. cechowanie sprzętu (na straty ciśnienia i objętości) w celu ustalenia poprawek, które będą wprowadzone do surowych

(terenowych) wyników badania;

- wykonać wnękę (otwór) pod badanie (lub serię badań) o wysokiej jakości (średnica, nienaruszone ściany), dostosowując sprzęt wiertniczy oraz sposób i przebieg wiercenia do zakładanych warunków gruntowo-wodnych;
- wprowadzić sondę do otworu, delikatnie manewrując, by nie uszkodzić jego ściany, z zamkniętym zaworem obiegu wody w zespole kontrolno-pomiarowym;
- ustawić wszystkie zawory zespołu kontrolno-pomiarowego w odpowiedniej dla badania pozycji i zanotować początkowy odczyt objętości; poziom wody w dobrze zwymiarowanym otworze opada nieznacznie pod wpływem hydrostatycznego ciśnienia słupa wody, spadek  $>100 \text{ cm}^3$  oznacza, że otwór jest zbyt luźny, a  $>200 \text{ cm}^3$  praktycznie wyklucza wykonanie, a zwłaszcza prawidłowe zakończenie badania; w otworze zbyt ciasnym poziom wody podnosi się powyżej zera skali objętościomierza;
- ustalić poprawną dla danej głębokości różnicę ciśnień pomiędzy komorami ochronnymi i centralną komorą pomiarową sondy i utrzymywać ją podczas badania.

<sup>1</sup> Cieczą tą jest woda lub (przy pracy w temperaturach ujemnych) płyn niezamarzający o podobnej lepkości. Zaleca się ją zabarwić, by ułatwić odczyty na objętościomierzu.

<sup>2</sup> Usuwanie powietrza z obiegu cieczy ma istotne znaczenie dla dokładności pomiarów: woda jest praktycznie nieściśliwa, a powietrze bardzo ściśliwe.

Szczegóły techniczne tych czynności opisane są w instrukcjach technicznych producentów sprzętu oraz w cytowanych już wyżej specjalistycznych podręcznikach, natomiast dokładny opis samych procedur według współczesnych wymogów, w tym zwłaszcza cechowań i ustalania różnicy ciśnień pomiędzy komorami w normie PN-EN ISO 22476-4.

Po ustabilizowaniu się poziomu wody w wizjerze objętościomierza badanie rozpoczyna się wprowadzeniem pierwszego przyrostu ciśnienia o wielkości wynikającej z założonego programu. Dla każdego stopnia ciśnienia zapisuje się objętość wprowadzanej do sondy cieczy po 15 s, 30 s i 60 s, licząc od momentu, gdy zakładane ciśnienie zostało osiągnięte. Z uwagi na długość przewodu łączącego zespół kontrolno-pomiarowy z sondą trwa to kilka lub kilkanaście (do 20) sekund od zadania ciśnienia, a w przypadku przewodów o długości >50 m nawet dłużej. Przy korzystaniu z rejestratora zapisy odbywają się automatycznie z dodatkowym zapisem już po 1 sekundzie.

W trakcie badania należy monitorować ciśnienia cieczy i gazu oraz ciśnienie różnicowe. Ich nadmierne (w stosunku do wymogów normowych) odchylenia należy odnotować. W przypadku stwierdzenia po zanotowaniu i analizie 2-3 pierwszych odczytów, że zastosowany program badawczy okazał się niewłaściwy, norma PN-EN ISO 22476-4 pozwala go zmienić w celu uzyskania zalecanych około 10 odczytów badania i prawidłowego jego zakończenia. W praktyce dotyczy to (zdaniem autora) zbyt ostrożnego zaprogramowania badania. Gdy popełnimy błąd w drugą stronę, czyli zastosujemy zbyt duży przyrost ciśnienia przy drugim lub trzecim odczycie, miniemy już fazę odkształceń pseudosprężystych i na korektę będzie raczej za późno.

Po dokonaniu ostatniego odczytu badania należy odciąć dopływ gazu i zmniejszać ciśnienie, doprowadzając do wypchnięcia wody z sondy z powrotem do objętościomierza. Ta procedura – jeśli nie ma trwać zbyt długo i ma nie spowodować uszkodzenia sondy – wymaga pewnego sprytu i doświadczenia operatora. Dzięki wyciśnięciu nadmiaru wody z sondy nabiera ona ponownie walcowatego kształtu i można nią swobodnie manewrować w otworze. Jeśli ostatni odczyt badania

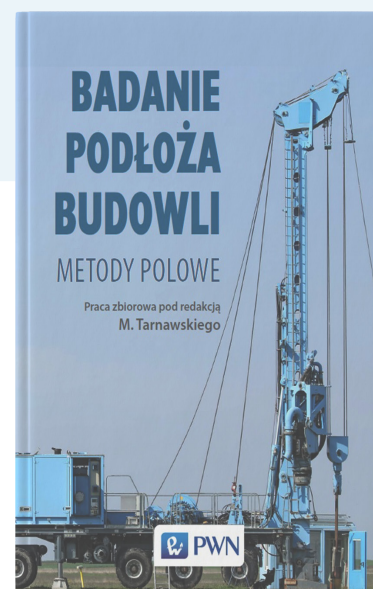
był większy od 700 cm<sup>3</sup>, początek tej operacji należy wykonać błyskawicznie, gdyż uplastyczniony grunt szybko ustępuje pod ciśnieniem, które może wyprzeć płyn z objętościomierza w ciągu kilku sekund i spowodować rozerwanie osłon sondy.

Tempo realizacji badań presjometrem Ménarda zależy od warunków gruntowych, programu badawczego i doświadczenia operatora. Łatwiej, a więc i szybciej wykonuje się je w gruntach jednorodnych, gdyż można wówczas używać jednej technologii wierceń i jednego typu sondy. To, czy grunty są słabe, czy mocne, ma już mniejsze znaczenie. Najbardziej ekonomiczne są wiercenia, których wykonanie wraz z badaniami jest możliwe podczas jednej zmiany roboczej. Są to otwory o głębokości od kilkunastu do dwudziestu paru metrów. W takich otworach można wykonać dziennie około 15 badań. Konieczność wykonywania otworów bardzo płytkich (30 m), stosowania (w trudnych warunkach gruntowych) krótkich marszy wiercenia i wymiany sondy obniża tą optymalną wydajność.

**Fragment pochodzi z książki:**  
**Badanie podłoża budowli. Metody polowe**

Autorzy: Marek Tarnawski,  
Zbigniew Frankowski,  
Tomasz Godlewski, Kazimierz  
Gwizdała, Jerzy Kłosiński,  
Radosław Mieszkowski,  
Anna Nowosad, Jakub Saloni,  
Andrzej Słabek, Tomasz  
Szczepański, Monika Ura,  
Jędrzej Wierzbicki, Michał  
Wójcik

Wydawnictwo Naukowe  
PWN, 2020



**SPRAWDŹ**

# METODY UZDATNIANIA GRUNTÓW SPOISTYCH

Eugeniusz Dembicki

Dotyczą one gruntów miękkich: łąw, glin i gruntów organicznych. Metody te są liczne i można je podzielić na dwie grupy:

1. Metody przeznaczone do ulepszania właściwości gruntów spoistych poprzez wstępne obciążenie. Uzyskuje się uzdatnianie gruntu poprzez przyspieszenie konsolidacji za pomocą:
  - drenów pionowych,
  - pionowych warstw drenujących,
  - elektroosmozy.
2. Metody polegające na wzmacnianiu podłoża spoistego o małej nośności i sztywności poprzez:
  - wykonanie kolumn wzmacniających (kolumny balastowe lub wapienne),
  - wzmocnienie struktury gruntu (zamrażanie, elektroiniekcja),
  - wzmocnienie i uszczelnienie gruntu metodą mieszania in situ (soil mixing),
  - mikrowybuchy.



## UZDATNIANIE GRUNTÓW SPOISTYCH ZA POMOCĄ PRZECIĄŻENIA

Wszystkie metody uzdatniania gruntów spoistych opierają się na technikach pozwalających na zmniejszenie wskaźnika porowatości i zmniejszenie objętości wody w porach gruntu całkowicie lub częściowo nawodnionego.

W stosowanej tu metodzie uzyskuje się wzrost stopnia konsolidacji podłoża o małej nośności i sztywności.

W praktyce istnieją dwie metody tej grupy:

- wstępne obciążenie (przeciążenie),
- wstępne obciążenie połączone z siatką odwadniającą odpowiednio usytuowaną w gruncie obciążonym.

### Wstępne obciążenie

Wstępne obciążenie polega na zastosowaniu obciążenia występującego w podłożu naprężenia równego obciążeniu końcowemu.

Celem wstępnego obciążenia jest:

- przyspieszenie prędkości osiadania,
- zwiększenie wytrzymałości na ścinanie (zwiększenie nośności).

Na grunt przykładą się obciążenie równe obciążeniu końcowemu, zwiększone o obciążenie naziomu przyszłej budowli, wywołujące:

- szybki wzrost osiadań konsolidacji pierwotnej,
- pojawienie się (i to bardzo szybko) osiadań i ścisłości pierwotnej,
- zwiększenie spójności nieodwodnionej w gruncie.

Pierwsze dwa czynniki decydują o uzdatnianiu gruntu tą metodą. Trzeci czynnik przyczynia się do zwiększenia wytrzymałości początkowej i pozwala na etapowe przykładanie obciążeń.

### **Wstępne obciążenie związane z odwodnieniem za pomocą siatki drenażowej**

Siatkę odwadniającą tworzą pionowe dreny lub pionowe warstwy drenażowe założone przed uzdatnianiem podłoża (przed obciążeniem).

Pod działaniem samego parcia spoczynkowego założone dreny są nieaktywne, a stają się one skuteczne dopiero przy obciążeniu. Celem siatki drenażowej jest przyspieszenie działania konsolidacyjnego wywołanego wstępnym obciążeniem. Badania wykazują jednak, że skuteczność drenów jest coraz mniejsza, im więcej w gruncie znajduje się części organicznych. W związku z tym należy spodziewać się konsolidacji wtórnej. W celu określenia na budowie skuteczności drenów i ich parametrów (rozstaw drenów, rodzaj, głębokość założenia itp.) należy wykonać badania na dwóch odcinkach: z drenami i bez drenów. Skuteczność metody jest tym większa, im wyższy jest stosunek uzyskanego naprężenia przez działanie obciążenia prekonsolidującego i im stosunek osiadania konsolidacji pierwotnej do całkowitego osiadania jest bliższy jedności.

## **UZDATNIANIE GRUNTÓW DROBNYCH**

Wzmocnienie gruntów drobnych uzyskuje się przez:

- częściową ich wymianę materiałem o lepszych właściwościach,
- przekształcenie struktury gruntu.

Do metod realizacji należą:

1. częściowa wymiana i wykonanie kolumn pionowych przechodzących przez cały maszyn gruntu, które wykonuje się z:
  - materiału ziarnistego (sortowanego), bardziej przepuszczalnego, o dużym kącie tarcia wewnętrznego na miejscu ich wykonania (kolumny balastowe),
  - materiału miejscowego, wzmacnianego na miejscu najczęściej za pomocą wapna,
2. przekształcenie struktury uzyskanego gruntu poprzez:
  - działanie czasowe na wodę w porach gruntu za pomocą temperatury (zamrażanie),
  - działanie elektroiniekcji.

### **Wzmocnienie kolumnami balastowymi**

Kolumny balastowe przeznaczone są do wzmacniania iłów i glin. Średnica kolumny zależy od konsystencji naturalnego gruntu otaczającego; im słabsza jego konsystencja, tym większa średnica kolumny.

Do metod wykonania kolumny należą:

1. stosowanie wibratora zewnętrznego przymocowanego do rury,
2. intensywne ubijanie.

Kolumny rozstawiane są tak, aby jedna kolumna przypadała na 5 m<sup>2</sup> wzmacnianej powierzchni. Kolumny stosuje się w celu polepszenia stateczności w trudnych przypadkach lub znacznego zmniejszenia osiadań powierzchni gruntu. Kolumny balastowe cechuje duży koszt ich wykonania.

## **Wzmacnianie kolumnami gruntowymi uzdatnianymi wapnem palonym**

W przypadku miękkich lub mało zwartych iłów, a także glin, na miejscu budowy można wykonywać kolumny uzdatniane wapnem palonym (niegaszonym). Rozpuszczenie wapna palonego wywołuje:

- reakcję hydratacji (tworzenie się  $\text{CaH}_2\text{O}$ ) szybkiej i silnie egzotermicznej (wprowadzenie kalorii ciepła wywołuje zmniejszenie wilgotności);
- natychmiastową zmianę właściwości geotechnicznych gruntu wynikającą z wprowadzenia jonów Ca, flokulację (kłaczkowanie) cząstek ilastych (zwiększenie wytrzymałości na ścinanie i zmniejszenie ścisłości) i zmniejszenie wskaźnika plastyczności gruntu;
- » powolną zmianę struktury iłu przez tworzenie się glinianów i silikatów wapnia hydratyzowanego.

## **WZMOCNIENIE GRUNTU ZA POMOCĄ ZAMRAŻANIA**

Zamrożenie wody w porach gruntu prowadzi do powstania materiału, którego właściwości są chwilowo polepszone, tak długo jak utrzymywane jest zamrożenie. Metoda zamrażania jest bardzo skuteczna, ale kosztowna. Stosuje się ją, gdy inne metody zostały wyeliminowane. Zamrażanie wykonuje się za pomocą dwóch metod:

1. cyrkulacji i użycia solanki z ewentualnym cyklem rozprężenia gazu oziębionego;
2. cyrkulacji i przejścia w fazę gazową ciekłego azotu.

Uwzględniając stosowaną bardzo niską temperaturę zamrażania ( $\approx 196^\circ\text{C}$ ), zastosowana technologia pozwala na bardzo szybkie tworzenie się lodu i dużą elastyczność w utrzymywaniu strefy zamrożonej.

Kontrola w tej metodzie dotyczy głównie temperatury strefy zamrożonej w funkcji zastosowanych temperatur.

## **WZMACNIANIE I USZCZELNIANIE GRUNTU METODĄ MIESZANIA IN SITU**

Metoda mieszania gruntu in situ (soil mixing) polega na poprawieniu właściwości gruntów zalegających

w podłożu, głównie wytrzymałości i/lub szczelności przez ich wymieszanie z materiałem wiążącym. Materiały te wchodzi w reakcje chemiczne z gruntem i wodą gruntową. Jako materiały wiążące stosuje się różne rodzaje cementów i wapna, a także specjalnie opracowane, mieszane z dodatkiem żużlu, gipsu, popiołów i innych materiałów. Metodę mieszania gruntu zastosowano po raz pierwszy w latach 50. ubiegłego wieku w USA do mieszania gruntu z cementem za pomocą mieszadła obrotowego i formowania kolumny wzmocnionego gruntu. W Polsce w 1968 r. R. Hoffman, T. Cielenkiewicz, K. Dzierżawski, E. Maciąg, A. Paszkowski i J. Wielochowski z Zakładu Badań i Doświadczeń przy Zjednoczeniu Budownictwa Wodno-Inżynierskiego w Warszawie zgłosili patent na sposób uszczelnienia i wzmocnienia gruntu polegający na mieszaniu gruntu rodzimego z włączaniem do niego zaczynu cementowo-iłowego, wraz z projektem urządzenia do realizacji proponowanej metody mieszania gruntu.

Metoda mieszania gruntów najbardziej rozwinęła się w latach 60. ubiegłego wieku w Japonii oraz niezależnie, w latach późniejszych, w Szwecji i Finlandii. Intensywny rozwój różnych metod mieszania gruntu nastąpił w latach 80. ubiegłego wieku w USA, w Europie Centralnej i Północnej (Skandynawii) oraz w Azji. Powstało wtedy wiele metod mieszania gruntów, zarówno wgłębnego, jak i powierzchniowego opracowanych przez firmy wykonawcze robót ziemnych.

W zależności od sposobu dostarczania spoiwa do gruntu metody mieszania gruntu można podzielić na:

- wgłębne mieszanie mechaniczne gruntu na sucho, w którym materiał wiążący dostarczany jest na sucho,
- wgłębne mieszanie mechaniczne na mokro, w którym materiał wiążący mieszany jest z wodą i dostarczany na miejsce wzmacniania,
- powierzchniowe wzmacnianie gruntu za pomocą specjalnych obrotowych głowic, które przeciąga się przez grunt w kierunku pionowym i poziomym w celu całkowitego wymieszania gruntu z podawanym równocześnie materiałem wiążącym,
- kombinowane (hybrydowe) mieszanie mechaniczno-hydrauliczne, w którym połączono mechaniczne mieszanie gruntu z metodą iniekcji strumieniowej.

Rozwój różnych technologii mieszania gruntu spowodował powstanie wielu metod opracowanych przez firmy wykonawcze. Klasyfikację tych metod utworzył M. Topolnicki (2003), opierając się na ich trzech głównych charakterystykach:

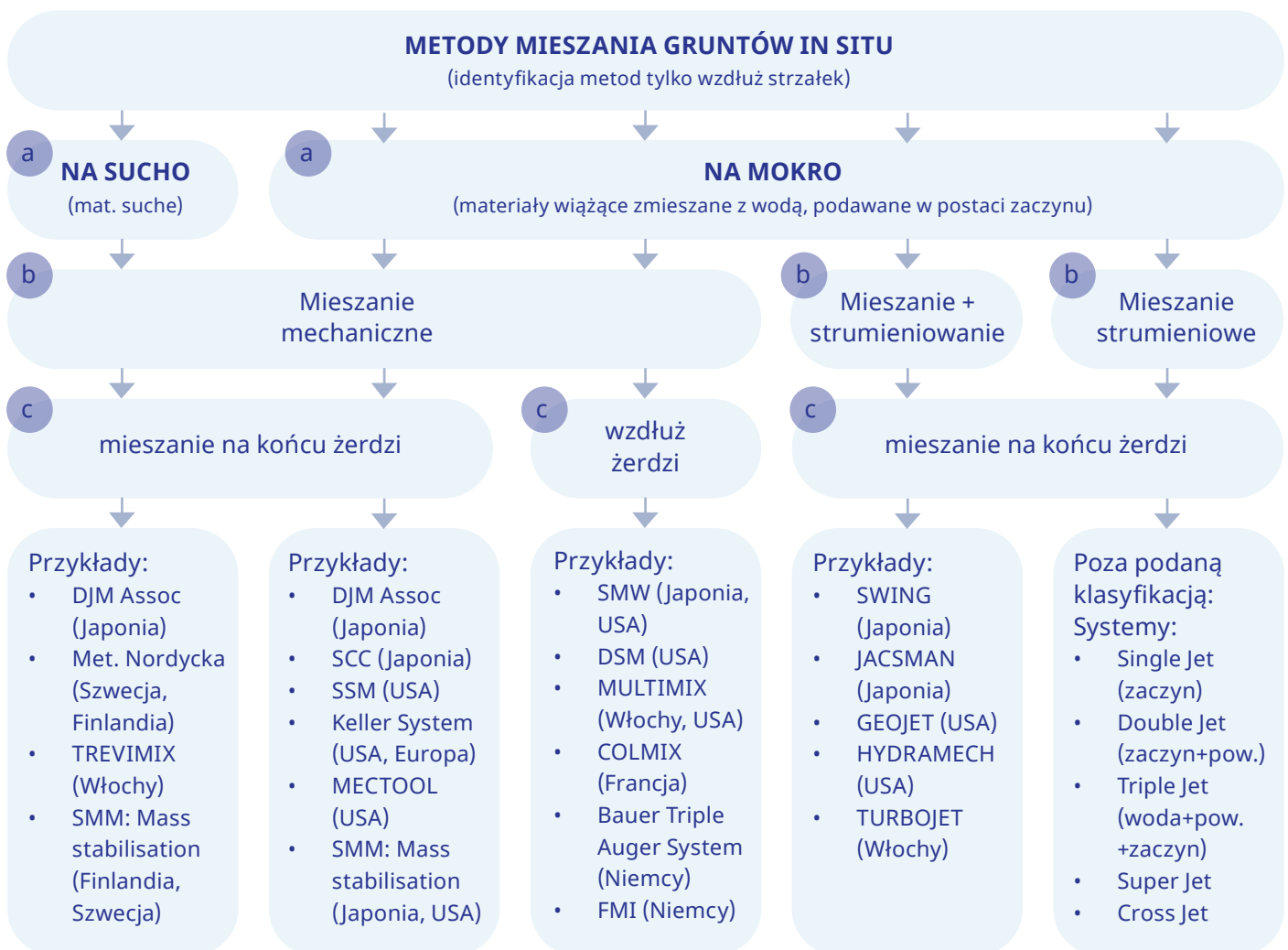
1. sposobie podawania w postaci suchej lub na mokro;
2. sposobie mieszania gruntu, który obejmuje mieszanie mechaniczne, strumieniowe lub hybrydowe (jednoczesne mieszanie mechaniczne i strumieniowe);
3. budowie mieszadła do mieszania gruntu: tylko na części (na ogół dolnej) lub całej długości żerdzi wiertniczej.

Klasyfikację tę podano za M. Topolnickim (2003) na rysunku 1.16.

### Wgłębne mieszanie mechaniczne na sucho

Tę metodę stosuje się do stabilizacji gruntów o bardzo dużej wilgotności, np. refulatu, osadów, płynnego namułu, gruntów organicznych. Proces mieszania obejmuje całą objętość gruntu słabego. Stosuje się przy tym mieszadła o bardzo dużej średnicy (od 1,8 do 3,7 m), a głębokość mieszania dochodzi do 10 m. W celu ograniczenia pylenia sproszkowanego spoiwa, podawanego pneumatycznie, końcówkę mieszadła pokrywa się od góry walcową pokrywą.

Wgłębne mieszanie mechaniczne na sucho



Rys. 1.16 Ogólna klasyfikacja metod mieszania gruntu in situ oparta na trzech kryteriach podziału według M. Topolnickiego (2003): a) materiał wiążący (spoiwo), b) sposób mieszania, c) lokalizacja procesu mieszania wzdłuż żerdzi wiertniczej

Tę metodę stosuje się do stabilizacji gruntów o bardzo dużej wilgotności, np. refulatu, osadów, płynnego namułu, gruntów organicznych. Proces mieszania obejmuje całą objętość gruntu słabego. Stosuje się przy tym mieszadła o bardzo dużej średnicy (od 1,8 do 3,7 m), a głębokość mieszania dochodzi do 10 m. W celu ograniczenia pylenia sproszkowanego spoiwa, podawanego pneumatycznie, końcówkę mieszadła pokrywa się od góry walcową pokrywą.

### **Wgłębne mieszanie gruntu na mokro**

Istnieje duża różnorodność rozwiązań konstrukcyjnych maszyn do mieszania gruntu na mokro. Wspólnymi elementami tych rozwiązań i podstawowego zestawu urządzeń do mieszania na mokro jest stacja przygotowania i podawania zaczynu obejmująca silosy, zbiornik na wodę, mieszalnik, zbiornik zaczynu, pompę i agregat prądotwórczy, wiertnicę wyposażoną w specjalistyczne mieszadło (pojedyncze lub wielokrotne) oraz przewody do podawania zaczynu. Do stabilizacji gruntów mieszanych na mokro stosuje się różne rodzaje cementu, a zwłaszcza cementu hutniczego, który ma opóźniony i przedłużony proces wiązania. W celu podwyższenia szczelności cementogruntu dodaje się często bentonit lub mączkę wapienną.

### **Wgłębne hybrydowe mieszanie gruntu na mokro**

W hybrydowym mieszaniu gruntu wykorzystuje się możliwości powiększenia średnicy mechanicznie formowanej kolumny dzięki umieszczeniu na końcu belek poprzecznych mieszadła lub na samej żerdzi dysz wylotowych do iniekcji strumieniowej. Wykorzystane mogą być przy tym wszystkie trzy systemy iniekcji strumieniowej, od pojedynczej (zaczyn) do potrójnej (woda + powietrze + zaczyn).

Dzięki dodatkowej energii strumieniowej uzyskuje się:

- większe średnice kolumn,
- większą wydajność i jakość mieszania,
- możliwość wykonywania mieszania gruntu bezpośrednio w pobliżu ścian szczelinowych, ścianek szczelnych lub fundamentów.

Fragment pochodzi z książki:

### **Zagęszczanie gruntów metodą mikrowybuchów**

Autor:  
Eugeniusz  
Dembicki

Wydawnictwo  
Naukowe PWN,  
2018



**SPRAWDŹ**

# PRAKTYCZNE METODY OBLICZEŃ NOŚNOŚCI PALI NA PODSTAWIE BADAŃ PODŁOŻA

Kazimierz Gwizdała

Charakterystyczną nośność obliczeniową pala  $R_c$ , k jako sumę oporu pod podstawą pala  $R_b$ , k i oporu pobocznicy  $R_s$ , k przedstawiono we wzorach (5.4), (5.8) i (5.9).

Najważniejsze do miarodajnego określenia nośności jest prawidłowe oszacowanie jednostkowego oporu pod podstawą pala  $q_{b, k}$  i jednostkowego oporu pobocznicy pala  $q_{s, k}$ , j.

W dalszej części pracy, w celu uproszczenia zapisu i wygody Czytelnika, będziemy posługiwali się zapisem

$$q_{b, k} \equiv Hq, \quad (5.12)$$

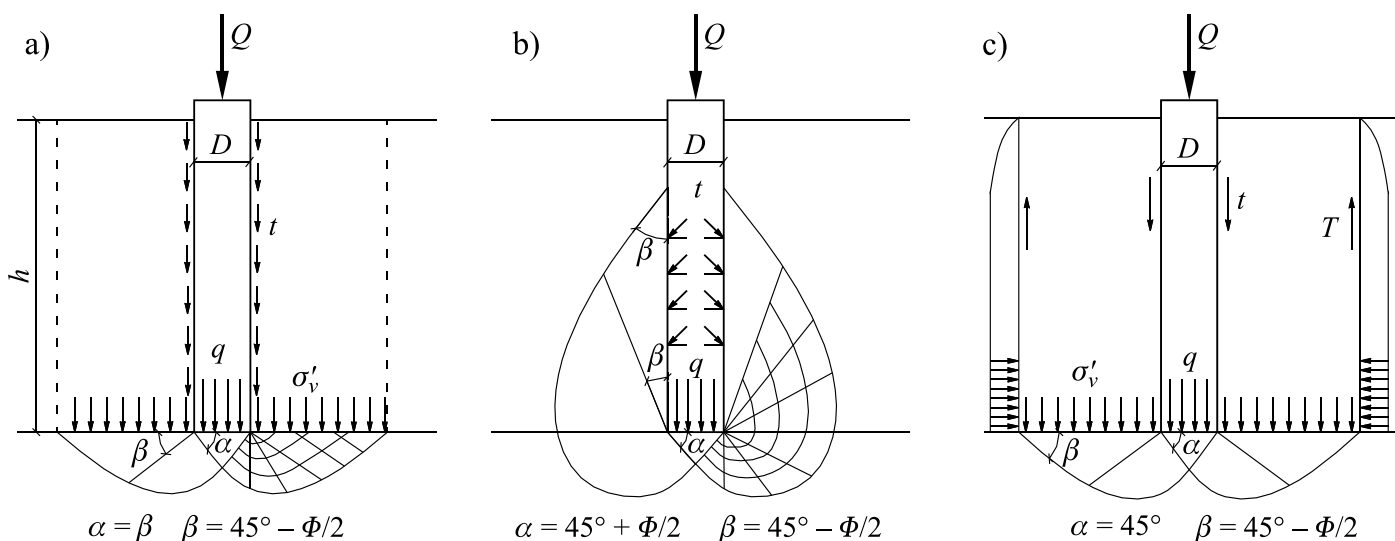
$$q_{s, i, k} \equiv Ht. \quad (5.13)$$

## Opór pod podstawą pala przy zastosowaniu parametrów geotechnicznych podłoża

Opór jednostkowy pod podstawą pala jest obliczany na podstawie klasycznego wzoru na nośność fundamentu z uwzględnieniem cech geometrycznych pala, technologii wykonania i wpływów efektu jego zagłębienia na znaczną głębokość.

Na rysunku 5.5 przedstawiono trzy podstawowe schematy obszarów stanu granicznego w otoczeniu podstawy pala według Terzagiego, Meyerhofa i Caquot-Kereisela oraz Bierzancewa.

Opór jednostkowy pod podstawą pala jest liczony dla dwóch przypadków (patrz również Gwizdała, Jacobsen, 1992):



Rys. 5.5. Schematy obszarów stanu granicznego w otoczeniu pala według: a) Terzagiego, b) Meyerhofa, c) Bierzancewa

- warunki bez odpływu, w naprężeniach całkowitych, z uwzględnieniem charakteru oraz szybkości obciążenia;
- warunki z odpływem, z zastosowaniem parametrów efektywnych gruntu i uwzględnieniem charakteru i szybkości obciążenia. Warunki bez odpływu, grunty spoiste:

$$q = N_c c_u s_c d_c + q_v \leq q_l, \quad (5.14)$$

gdzie:  $N_c$  – współczynnik nośności, dla  $\phi \approx 0$ ,  $N_c = \pi + 2$ ;  $c_u$  – wytrzymałość na ścinanie bez odpływu według Eurokodu 7, w polskiej normie [N13] przyjęto oznaczenie  $s_u$ , czyli  $c_u \equiv s_u$ ;  $s_c$  – współczynnik kształtu fundamentu,  $s_c = 1,2$  dla przekroju kwadratowego i kołowego;  $d_c$  – współczynnik głębokości,  $d_c \approx 1,35$  dla  $h/D > 1$  według propozycji Brinch Hansena;  $q_v$  – całkowite naprężenie od nadkładu gruntu lub obciążania, w poziomie posadowienia podstawy;  $q_l$  – opór graniczny, opór maksymalny po przekroczeniu głębokości krytycznej.

Uwzględniając rozwiązania analityczne i wyniki wieloletnich próbnych obciążeń statycznych pali w gruntach spoistych, w praktyce inżynierskiej stosuje się zależność od wielu już lat obecną w [N13]

$$q = 9c_u \leq q_l. \quad (5.15)$$

Warunki z odpływem:

- dla gruntów spoistych

$$q = c' N_{cp} s_c d_c + q' N_{qp} s_q d_q \leq q_l, \quad (5.16)$$

- dla gruntów niespoistych

$$q = q' N_{qp} s_q d_q \leq q_l, \quad (5.17)$$

gdzie:  $c'$  – efektywna spójność gruntu z odpływem;  $s_c, s_q$  – współczynniki kształtu dla przekroju kwadratowego i kołowego;  $q'$  – efektywne naprężenie nadkładu w poziomie podstawy pala, dla zagłębienia powyżej głębokości krytycznej;  $N_{cp}, N_{qp}$  – współczynniki nośności zależne od kąta tarcia wewnętrznego gruntu i zagłębienia względnego pala  $h/D$  (patrz np. Meyerhof, 1976; Gwizdała, Jacobsen, 1992);  $q_l$  – opór graniczny, wartość maksymalna niezależna od dalszego zagłębienia pala.

W odniesieniu do gruntów niespoistych wzór (5.17) upraszcza się do postaci

$$q = q' N_{qp} \leq q_l, \quad (5.18)$$

gdzie wartości odpowiednich współczynników zawartych we wzorach (5.14)–(5.18) można znaleźć w normach krajowych, zaleceniach i wytycznych szczegółowych do obliczeń inżynierskich oraz w licznych artykułach technicznych i monografiach.

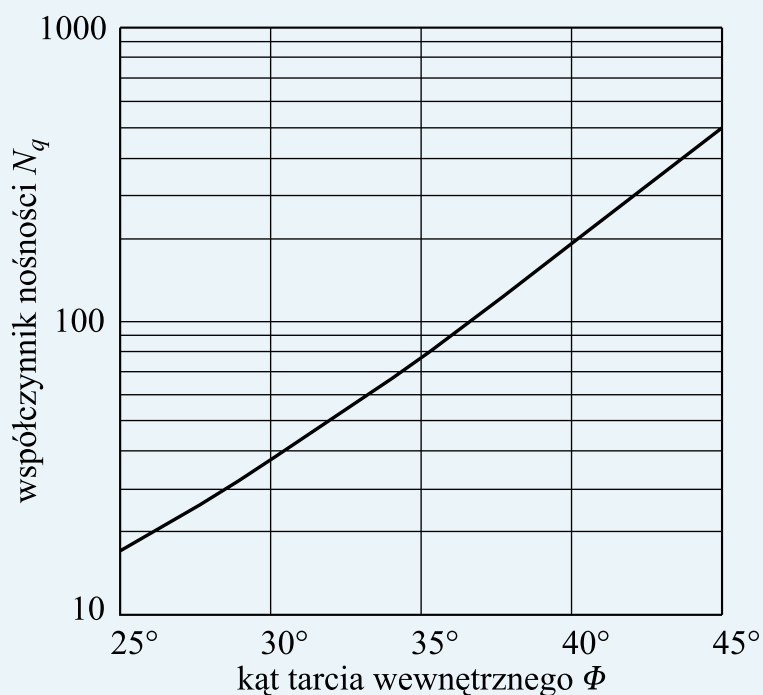
Przykładowe wartości, według DNV-OS-J101:2007 (*Det Norske Veritas*), przedstawiono w tablicy 5.1.

Tablica 5.1. Parametry obliczeniowe dla oporu pali wbijanych w piaskach

| Rodzaj gruntu             | $N_q$ | $q_l$ | $t_l$ | $\phi$  |
|---------------------------|-------|-------|-------|---------|
|                           | -     | MPa   | kPa   | stopnie |
| piasek bardzo luźny       | 8     | 1,9   | 48    | 15      |
| piasek luźny              | 12    | 2,9   | 67    | 20      |
| piasek średniozagęszczony | 20    | 4,8   | 81    | 25      |
| piasek zagęszczony        | 40    | 9,6   | 96    | 30      |
| żwir zagęszczony          | 50    | 12    | 115   | 35      |

Teoretycznie wartości  $N_q$  podawane przez różnych autorów są dość zróżnicowane. Duży wpływ zagłębienia względnego pala  $h/D$  na wartości współczynnika nośności można zaobserwować u Meyerhofa (1976). Porównanie obliczonych oporów pod podstawą z wynikami badań terenowych wskazuje, że dobre rezultaty uzyskuje się, stosując wartości współczynników nośności  $N_q$  podane przez Berezancewa (1961).

W formie graficznej wartości  $N_q$  przedstawiono na rysunku 5.6.



Rys. 5.6. Współczynnik nośności podstawy pala w funkcji kąta tarcia wewnętrznego według propozycji Berezancewa (1961)

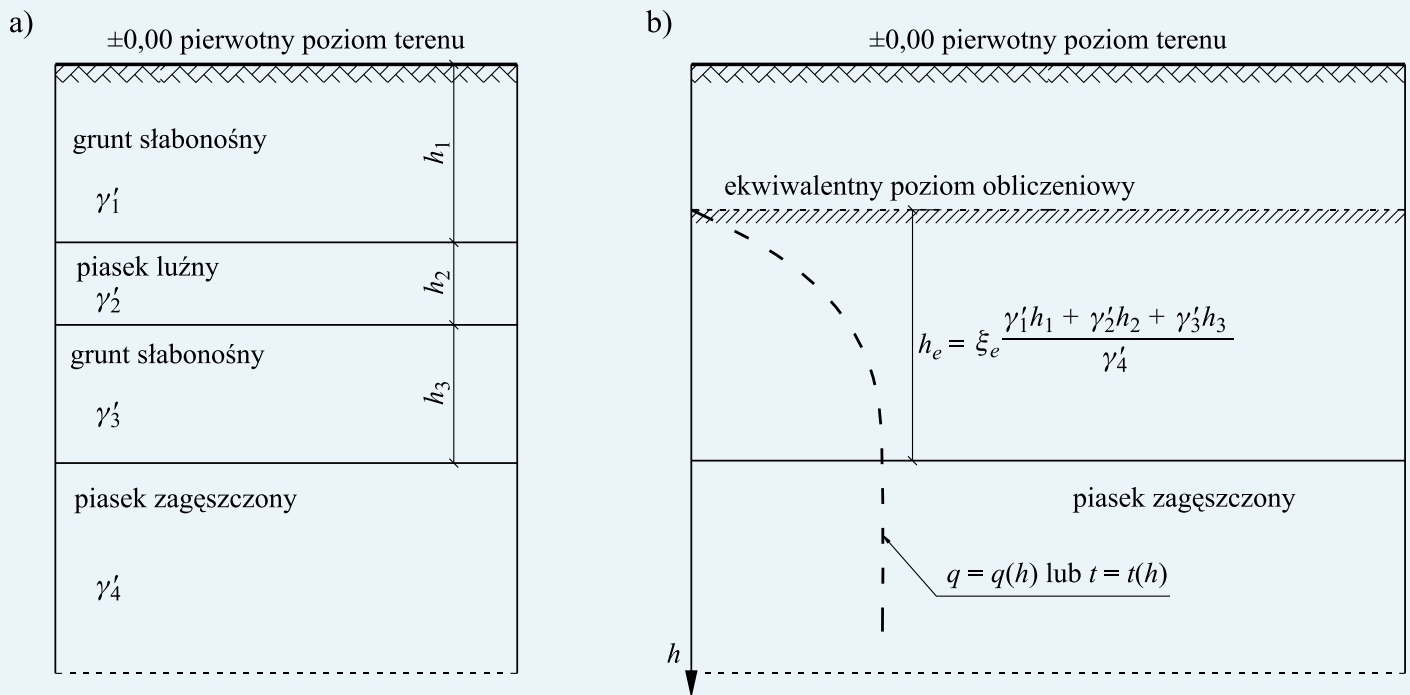
Szczegółową analizę oporu pod podstawą wraz z wartościami współczynników nośności według Teraghiego, Caquot-Kerisela, Meyerhofa, Brinch Hansena i Berezancewa można znaleźć w pracy Gwizdały, Tejchmana i Kłosa, 1975.

Opory jednostkowe pod podstawą pala zwiększają się nieliniowo do pewnej głębokości krytycznej  $h_c$  (Meyerhof, 1976; Gwizdała, Jabobsen, 1992). Przyjmuje się, że po przekroczeniu głębokości krytycznej  $h_c$  opory jednostkowe pod podstawą nie zależą od dalszego zagłębiania pala. Głębokość krytyczna zależy od efektywnego naprężenia pionowego  $\sigma'_v$  oraz średnicy pala  $D$ . Efektywne naprężenie pionowe jest ściśle związane z uwarstwieniem gruntu. Słabonośny grunt organiczny ma zdecydowanie mniejszy efektywny ciężar objętościowy niż nośny grunt mineralny. W obliczeniach nośności podstawy należy stosować ekwiwalentny poziom obliczeniowy.

Na rysunku 5.7 przedstawiono sposób interpretacji dla podłoża uwarstwowionego.

Ekwiwalentny poziom obliczeniowy przyjmuje się na wysokości  $h_e$  nad stropem warstwy nośnej. Zależy on od:

- efektywnych ciężarów objętościowych gruntów słabonośnych  $\gamma'_i$ ,
- grubości warstw gruntów słabonośnych  $h_i$ ,
- efektywnego ciężaru objętościowego warstwy nośnej  $\gamma'_4$ ,
- niejednorodności uwarstwienia gruntu charakteryzowanej przez współczynnik  $\beta_e$  (np. Kosecki, 1988).



Rys. 5.7. Poziom obliczeniowy dla oporów jednostkowych pod podstawą pała: a) profil geotechniczny, b) przyjmowany ekwiwalentny poziom obliczeniowy

Szczegółowe propozycje interpretacji tego zagadnienia przedstawiono w [N13]. Opór pod podstawą w dużym stopniu zależy również od technologii wykonania pała. Dotyczy to zmian stanu gruntu i stanu naprężenia w sąsiedztwie podstawy.

Należy uwzględnić następujące wpływy:

- zmiany stanu gruntu w bezpośrednim sąsiedztwie podstawy pała, np. dogęszczanie podłoża w wyniku wbijania, rozluźnienie podłoża w wyniku wiercenia i działania ciśnienia spływowego, zmiany wilgotności i generację ciśnienia wody w porach gruntu;
- zwiększenie efektywnych naprężeń pionowych w poziomie posadowienia podstawy pała w wyniku tarcia na pobocznicy w czasie jego przemieszczania;
- wpływ szorstkości pobocznicy w strefie do wysokości trzech średnic podstawy;
- wpływ kształtu zakończenia pała, np. pali wierconych z poszerzoną podstawą;
- wpływ kształtu pobocznicy w dolnej części pała, np. zamierzone lokalne poszerzenie pobocznicy.

## Opór pobocznicy pała na podstawie parametrów geotechnicznych podłoża

Przekazywanie obciążenia poprzez pobocznicę na podłoże gruntowe jest bezpośrednio związane ze zjawiskiem tarcia występującym na styku: boczna powierzchnia pała-podłoże.

Nośność pobocznicy bardzo silnie zależy od zastosowanej technologii i od:

- pionowego naprężenia efektywnego dla gruntu w naturalnym stanie zalegania  $\sigma'_v$ ;
- stopnia zmiany stanu gruntu w czasie wbijania pała:
  - pale całkowicie zamknięte powodują dogęszczenie gruntów niespoistych luźnych i średniozagęszczonych oraz zmianę struktury, wilgotności i wytrzymałości gruntów spoistych,

- pale rurowe otwarte mogą pracować jako całkowicie zamknięte lub rurowe z korkiem gruntowym, powodując zmiany struktury i wytrzymałości w strefie bezpośrednio przyległej do płaszcza rury;
- stopnia rozluźnienia podłoża gruntowego dla pali wierconych z częściowym lub całkowitym wydobywaniem gruntu;
- kształtu przekroju poprzecznego pala: pale o przekroju kołowym, kwadratowym, trójkątnym, stalowe pale rurowe, przekroje stalowe dwuteowe i ceowe, przekroje stalowe złożone;
- szorstkości poboczniczy pala: pale stalowe, żelbetonowe prefabrykowane, wiercone w rurze osłonowej, wiercone w zawieszinie bentonitowej, wiercone częściowo i w pełni przemieszczeniowe (CFA, FDP, Atlas), pale w technologii iniekcji strumieniowej, pale z iniekcją poboczniczy;
- stopnia przekonsolidowania podłoża: grunty normalnie skonsolidowane (NC) lub grunty przekonsolidowane ( $OCR \geq 1$ );
- składowej poziomej parcia gruntu;
- ciśnienia świeżego betonu i metody betonowania: metoda kontraktor, betonowanie pod ciśnieniem.

Czynniki wymienione powyżej mają wpływ na wartość i rozkład oporu poboczniczy pala. Jednostkowe opory poboczniczy zwiększają się nieliniowo wraz z głębokością aż do głębokości krytycznej. Klasyczne, proste rozkłady oporu tarcia przedstawiono na rysunku 5.8. W praktyce najczęściej występuje rozkład łączony: schemat a+b lub schemat d.

W praktycznych metodach obliczeń nośności poboczniczy szeroko wykorzystano wyniki badań dużej liczby próbnych obciążeń statycznych wykonanych w odniesieniu do pali o różnej technologii w różnych warunkach gruntowych.

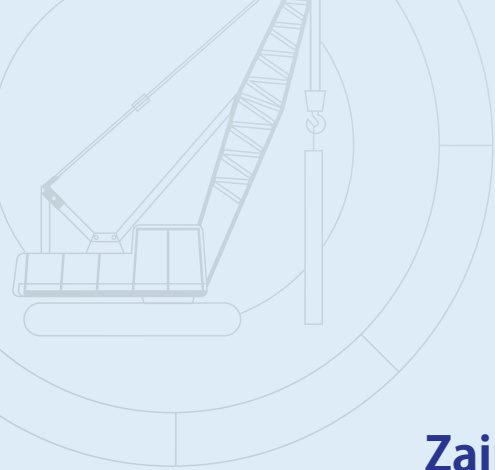
Fragment pochodzi z książki:

## Fundamenty palowe. Tom 1 i 2

Autor: Kazimierz Gwizdała  
Wydawnictwo Naukowe PWN, 2011

**SPRAWDŹ**





## Zainteresowały Cię nasze książki?

Znajdziesz je na:



IBuk Libra to czytelnia on-line czynna całą dobę. Dostępne w niej są tysiące e-booków oraz e-czasopism z niemal każdej dziedziny. Do IBUKA Libry możesz zalogować się z dowolnego miejsca, o każdej porze. Korzystanie z IBUKA Libry jest bezpłatne - poproś o dostęp w swojej bibliotece.

[Przejdź do IBUK Libra](#)



IBUK.pl jest platformą pozwalającą kupować i wypożyczać e-booki. Można je wypożyczać zarówno pojedynczo - już od 4,92 PLN na dobę oraz w abonamentach - ceny zaczynają się nawet od 19,90 PLN miesięcznie. W ofercie dostępne są także audiobooki.

[Przejdź do Ibuk.pl](#)



Księgarnia Internetowa PWN oferuje szeroki zakres publikacji: podręczniki akademickie, książki naukowe i popularnonaukowe, słowniki języka polskiego i słowniki języków obcych. Znajdziesz w niej zarówno publikacje papierowe, jak i książki w wersji elektronicznej – e-booki i audiobooki.

[Przejdź do Księgarni Internetowej PWN](#)

Śledź nas na Facebooku:

