

# Uwagi dotyczące projektowania na wyciąganie pali pod fundamentami elektrowni wiatrowych

Specyfika fundamentów turbin wiatrowych polega m.in. na powstawaniu w palach sił wyciągających (duży moment wywracający). W niniejszym artykule omówiono problematykę projektowania pali pod obciążeniem wyciągającym, z uwzględnieniem autorskiej metody obliczeniowej przedstawionej w pracy [18]. Przeprowadzono analizę statystyczną wiarygodności metody w zakresie obliczania nośności i przemieszczeń, wykorzystując bazę danych 19 próbnymi obciążeniami statycznymi na wyciąganie. Na przykładzie elektrowni wiatrowej przeanalizowano wpływ błędów w oszacowaniu przemieszczenia pala na ocenę stanu przemieszczenia całego fundamentu.

## Wybrane problemy projektowania fundamentów palowych elektrowni wiatrowych

Zagadnienie projektowania elektrowni wiatrowych jest dość dobrze unormowane. Projektant ma do dyspozycji zarówno pozycje mające charakter wytycznych [2, 3] lub norm [6, 7], jak również inne publikacje. Z obserwacji autora wynika jednak, że niektóre aspekty projektowania fundamentów tych obiektów są regulowane lokalnymi zwyczajami lub subiektywną oceną projektanta. Przykładem może być założenie dotyczące wyporu wody. Jednym z niewielu dokumentów, w którym poruszono ten problem, są wytyczne [3]. Sformułowanie tam zawarte mówi (tłumaczenie własne): *Należy uwzględnić niekorzystne oddziaływanie wyporu wody w spodzie fundamentu. Jeśli nie można uzasadnić innej wartości, obliczeniowy poziom zwierciadła wody należy przyjąć w poziomie terenu [...]*. Wytyczne nie precyzują, w jakich kombinacjach obciążeniowych jest konieczne uwzględnienie wyporu. Należy domniemywać, że dotyczy to co najmniej obliczenia maksymalnych sił w palach oraz wyznaczenia wielkości fundamentu bezpośredniego spełniającego wymagania zasięgu strefy odrywania. W zgodzie z taką interpretacją, w niemieckiej i polskiej praktyce projektowej przy obliczaniu sił wyciągających w palach pod fundamentem wieży wiatrowej powszechnie jest przyjmowanie zwierciadła wody w poziomie terenu. Nieco inaczej przedstawia się sytuacja w przypadku fundamentów bezpośrednich na gruncie rodzimym lub na podłożu wzmocnionym. Autor zetknął się z projektami, w których przyjęto brak wyporu, np. ze względu na fakt, że fundament posadowiono w gruntach spoistych, gdzie badanie podłoża nie wykazało występowania wody. Jakkolwiek dyskusyjne jest podobne założenie, należy podkreślić, że wartość wyporu ma zasadniczy wpływ na wymiary fundamentu bezpośredniego spełniającego wymagania zasięgu odrywania oraz dotyczące maksymalnych sił wyciągających w palach.

Istotnym problemem w projektowaniu fundamentów palowych elektrowni wiatrowych jest praca pali pod obciążeniem cyklicznym. W świetle badań oddziaływania cykliczne mają wpływ zarówno na nośność pala, jak i na jego przemieszczenia. Choć w Wielkiej Brytanii, Francji i Niemczech są prowadzone intensywne badania w tym zakresie, zagadnienie wciąż trzeba uważać za mało zbadane.

• **Zagadnienie projektowania pali wyciąganych.** W światowej praktyce projektowej stosuje się kilkadziesiąt podejść dotyczących obliczania nośności tylko pali wbijanych. Przegląd niektórych z nich można znaleźć m.in. w [19]. Różnice w wynikach uzyskiwanych poszczególnymi metodami są znaczne.

Dotyczy to zarówno nośności pala, jak i rozdziału oporu pomiędzy podstawę i pobocznice [19]. Pomimo znacznej liczby badań oraz postępu w rozwoju metod obliczeniowych i modelowania numerycznego, nie istnieje zadowalająco wiarygodna metoda obliczania nośności pali. Z literatury wynika, że jedna z najczęściej stosowanych w praktyce metod [1] jest mało wiarygodna. Według analizy w pracy [15] średnia z  $R_c/R_m$  (gdzie:  $R_c$  – nośność obliczona,  $R_m$  – nośność mierzona w terenie) na podstawie 32 badań na wciskanie pali wbijanych w piaski wynosi 0,78, ze współczynnikiem zmienności 0,56. W przypadku 10 pali wyciąganych badacze otrzymali średnią  $R_c/R_m = 1,12$ , ze współczynnikiem zmienności 0,84. Autorzy uzyskali znacząco lepszą ocenę wiarygodności nowszych metod, wykorzystujących wyniki sondowań CPT. Największą dokładność obliczenia nośności pali wyciąganych autorzy pracy [15] stwierdzili, stosując metodę Imperial College ICP-05 [12] oraz własną metodę UWA-05 [16]. Pierwsza z nich wymaga określenia w terenie lub w laboratorium parametrów gruntu, takich jak kąt tarcia między gruntem a materiałem pala  $\delta$ , wrażliwość  $S_v$ , historia pozornej prekonsolidacji gruntu wyrażona współczynnikiem YSR (ang. yield stress ratio). Do określenia tych parametrów jest konieczne przeprowadzenie badań, które są rzadkością w projektach, a w polskich warunkach praktycznie nie są wykonywane. Druga z metod ma zastosowanie w piaskach. Obie metody, ze względu na wymienione ograniczenia, są mało przydatne w codziennej praktyce inżynierskiej.

Model obliczeniowy proponowany w normie [9] jest trudny w ocenie, gdyż pojęcie nośności granicznej nie jest tam jasno określone. Można powiedzieć, że w polskich warunkach brakuje zweryfikowanej metody projektowania pali na wyciąganie.

Autorowi znana jest publikacja dotycząca przemieszczeń pali wbijanych pod obciążeniem wyciągającym [10], ale dotyczy ona pali w piaskach. W przypadku tzw. krzywych  $t$ -z i  $q$ -z [11] nie można mówić o jednej metodzie, gdyż każda z propozycji może być traktowana jako oddzielna. W publikacjach dotyczących krzywych  $t$ -z i  $q$ -z z reguły zakłada się, że krzywe dotyczą obciążenia wciskającego.

Niżej przedstawiono wyniki statycznych badań pali na wyciąganie, wraz z porównaniem z wynikami obliczeń własną metodą obliczeniową [18] i wynikami pomiarów.

• **Baza danych próbnymi obciążeniami na wyciąganie.** Baza danych obejmuje 19 pali prefabrykowanych wbijanych w 8 miejscach na terenie Polski. W ramach robót prowadzonych przez Aarsleff w latach 2006-2013 wykonano ponad 40 takich badań, jednak część wyników nie spełnia wymagań przyjętych na potrzeby niniejszego artykułu. Podstawowymi kryteriami w ocenie przydatności próbnego obciążenia do analizy były:

- dostępność sondowania CPT w odległości do 10 m od badanego pala;
- głębokość sondowania co najmniej do rzędnej stopy pala;
- osiągnięcie nośności granicznej lub uzyskanie charakterystyki obciążenie – osiadanie umożliwiającej interpretację nośności pala jedną z metod stosowanych w praktyce inżynierskiej;
- czas od wbicia pala do próbnego obciążenia przynajmniej 3 dni.

Jako kryterium nośności granicznej przyjęto przemieszczenie głowicy wynoszące  $0,1D_p$ , gdzie  $D_p$  – wymiar przekroju poprzecznego pala. Charakterystykę badanych pali zamieszczono w tabl. 1. Przedstawiona baza danych należy do najobszerniejszych opublikowanych zestawień badań nośności pali na wyciąganie w połączeniu z rozpoznaniem podłoża sondowaniami CPT.

Tablica 1  
Charakterystyka badanych pali

| Nr pala | Budowa | Wymiar boku pala, $D_p$ [m] | Zagłębienie pala $L_o$ [m] | Okres między wbiciem a badaniem, $T$ [dni] | Warunki grunto-we <sup>1)</sup> | Odległość między sondą CPT a palem badanym $B_o$ [m] | Rodzaj stożka sondy CPT |
|---------|--------|-----------------------------|----------------------------|--|---------------------------------|--|-------------------------|
| 1       | I      | 0,4                         | 14,6                       | 32/3 <sup>2)</sup>                         | B                               | < 10   | mechaniczny             |
| 2       | II     | 0,4                         | 11,8                       | 6  | C                               | <10  | elektryczny             |
| 3       | III    | 0,4                         | 6,0                        | 15   | C                               | <10  | elektryczny             |
| 4       | IV     | 0,4                         | 8,8                        | 8  | C                               | <10  | CPTu                    |
| 5       |        | 0,4                         | 9,5                        | 6  | C                               | <10  | CPTu                    |
| 6       |        | 0,4                         | 10,1                       | 9  | C                               | <10  | CPTu                    |
| 7       |        | 0,4                         | 13,8                       | 8  | B                               | <10  | CPTu                    |
| 8       | V      | 0,4                         | 19,8                       | 3  | C                               | <10  | elektryczny             |
| 9       | VI     | 0,3                         | 5,5                        | 8/0,25 <sup>3)</sup>                       | A                               | 2  | mechaniczny             |
| 10      | VII    | 0,4                         | 8,6                        | 8  | C                               | 5  | CPTu                    |
| 11      |        | 0,4                         | 6,6                        | 19   | C                               | 4  | CPTu                    |
| 12      |        | 0,4                         | 6,8                        | 7  | C                               | 5  | CPTu                    |
| 13      | VIII   | 0,4                         | 7,2                        | 43/16 <sup>3)</sup>                        | C                               | 1  | CPTu                    |
| 14      |        | 0,4                         | 7,2                        | 41/14 <sup>3)</sup>                        | C                               | 2  | CPTu                    |
| 15      |        | 0,4                         | 7,2                        | 42   | C                               | 2  | CPTu                    |
| 16      | VIII   | 0,4                         | 15,2                       | 578  | C                               | 2  | CPTu                    |
| 17      |        | 0,4                         | 15,2                       | 580  | C                               | 2  | CPTu                    |
| 18      |        | 0,4                         | 15,2                       | 496  | C                               | 1  | CPTu                    |
| 19      |        | 0,3                         | 11,2                       | 76   | C                               | 2  | CPTu                    |

<sup>1)</sup> A – wyłącznie grunty niespoiste, B – wyłącznie grunty spoiste, C – grunty uwarstwione.  
<sup>2)</sup>  $N_1/N_2$ , gdzie  $N_1$  – czas od wbicia,  $N_2$  – czas od badania statycznego na wciskanie.  
<sup>3)</sup>  $N_1/N_3$ , gdzie  $N_1$  – czas od wbicia,  $N_3$  – czas od badania dynamicznego.

Badano pale o przekroju kwadratowym. Próbné obciążenia wykonano zgodnie z metodą stałych stopni obciążenia według wytycznych [9]. Czas utrzymywania siły wynosił 20 min, niezależnie od stabilizacji przemieszczeń. Brak wymagania stabilizacji jest zasadny w przypadku pali wyciąganych w ogóle, a szczególnie pod fundamentami elektrowni wiatrowych, gdzie udział obciążenia krótkotrwałego zmiennego jest bardzo duży, a więc efekty związane z pełzaniem pod obciążeniem długotrwałym są pomijalnie małe.

W prezentowanym zestawieniu 2 pale miały przekrój poprzeczny  $0,3 \times 0,3$  m, a pozostałe 17 – przekrój  $0,4 \times 0,4$  m. Wszystkie pale wykonano z betonu klasy C45/50. Grunt piaszczysty na całej długości pala występował w jednym badaniu, a spoisty w dwóch. Pozostałe 16 pali wbito w grunty uwarstwione, lecz w przypadku 4 pali z tej liczby profil gruntowy był zdominowany przez piaski z niewielkimi przewarstwieniami gruntów spoistych lub organicznych. Żaden z pali nie był zagłębiony na całej długości w grunty słabonośne. Zagłębienie pali w gruncie wynosiło od 5,5 do 19,8 m. Okres stabilizacji w podłożu, tzn. czas pomiędzy wbiciem a badaniem, wynosił od 3 do

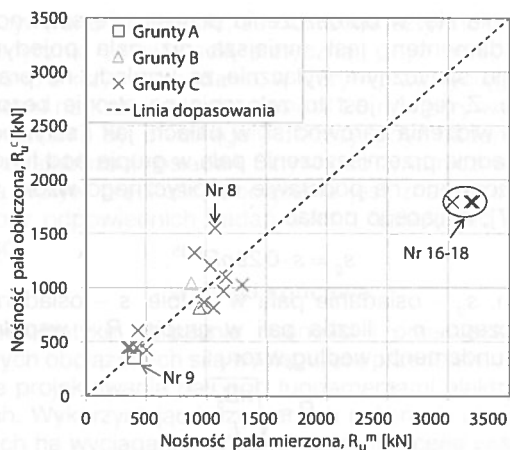
580 dni, jednak okresy przekraczające 50 dni dotyczą czterech przypadków. Pale, które zbadano po najkrótszych i najdłuższych okresach, są omówione bardziej szczegółowo. Na 15 palach próbne obciążenie wykonano do przemieszczenia głowicy  $0,1D_p$ . W pozostałych 4 przypadkach charakter wykresu osiadania pala umożliwił interpretację nośności granicznej przez ekstrapolację krzywej – zastosowano kryterium *Brinch-Hansena* 80%. W badaniach 16 pali siłę do głowicy przykładowo siłownikiem hydraulicznym przenoszącym obciążenie na układ belek zamocowanych do pali reakcyjnych. Odległość w świetle pomiędzy palem badanym i palami układu reakcji wynosiła od 2,0 do 2,8 m. W przypadku 3 pali (lokalizacja VII) układ reakcji zapewniono płytami żelbetowymi opartymi na gruncie. W tych przypadkach odległość między krawędzią płyty i krawędzią pala wynosiła 2,0 m. Większość sondowań statycznych wykonano stożkiem elektrycznym lub CPT-u, a jedynie 3 pale analizowano na podstawie pomiaru stożkiem mechanicznym. Odległość pomiędzy palami i punktami sondowania wynosiła od 1 do 10 m.

### Analiza porównawcza

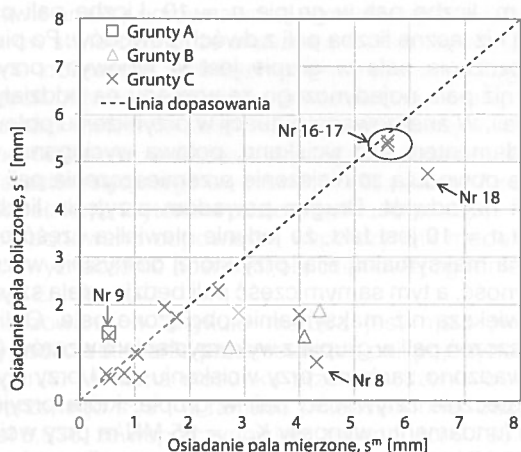
Wykorzystując przedstawioną bazę danych dokonano weryfikacji własnej metody obliczeniowej przedstawionej w [18]. Żadne z próbných obciążeń ujętych w tabl. 1 nie było wykorzystane w pracy [18], choć obciążenia na wciskanie na palach 1 i 2 stanowiły część bazy 37 badań będących podstawą metody. Niemniej metoda została opracowana wyłącznie na podstawie wyników próbných obciążeń statycznych pali na wciskanie. W przypadku części danych z tabl. 1 powstają pewne wątpliwości w odniesieniu do miarodajności wyniku próbnego obciążenia. Istotnym zagadnieniem jest to, czy czas od wbicia pala do wykonania badania na wyciąganie jest miarodajnym okresem stabilizacji pala w gruncie. W większości metod obliczeniowych przyjmuje się czas stabilizacji w podłożu wynoszący około 28 dni, jednak rygorystyczne spełnienie tego wymagania znacząco ograniczyłoby większość baz próbných obciążeń przedstawionych w literaturze. Dlatego autorzy publikacji traktują to kryterium z pewną swobodą. W przypadku pala nr 1 badanie na wyciąganie przeprowadzono 3 dni po zakończeniu badania na wciskanie, w którym pal osiadł ponad 40 mm. Pal był wbito w grunty spoiste zwięzłe i zdaniem autora badanie na wciskanie wykonane 3 dni przed badaniem na wyciąganie powoduje, że nośność pala z badania na wyciąganie jest zaniżona, a przemieszczenie zawyżone. Wątpliwości względem miarodajnego okresu stabilizacji powstają w przypadku pala nr 9, gdzie zaburzenie stabilizacji stanowiło badanie dynamiczne wykonane 6 h przed badaniem na wyciąganie. W przypadku pala nr 8 okres stabilizacji jest jasno określony i wynosił 3 dni. Profile gruntowe na długości pali nr 8 i 9 były zdominowane przez grunty piaszczyste i wyniki przeprowadzonych badań nośności uznano za miarodajne ze względu na okres stabilizacji.

Drugą grupę, która wymaga omówienia, stanowią pale nr 16, 17 i 18. Są one częścią programu badawczego firmy Aarsleff i były intensywnie obciążane w latach 2010-2011. W pierwszej serii badań na wyciąganie w roku 2010 nie udało się uzyskać nośności granicznej. Związane to było z problemami z układem obciążenia. Badania były wykonane po 46, 48 i 52 dniach od momentu wbicia w przypadku odpowiednio pali nr 16, 17 i 18. Nośność graniczną osiągnięto w badaniach przeprowadzonych prawie 1,5 roku później, tj. po okresach wymienionych w tabl. 1. Pale te wykazywały największe zapasy nośności.

Wyniki porównania obliczonych nośności pali z wynikami badań terenowych przedstawiono na rys. 1, a przemieszczenia – na rys. 2. Jako przemieszczenie miarodajne do porównania przyjęto wartość odpowiadającą obciążeniu  $0,4R_u$ , gdzie  $R_u$  jest nośnością graniczną pala otrzymaną z badania statycznego.



Rys. 1. Porównanie mierzonych i obliczonych nośności granicznych pali



Rys. 2. Porównanie mierzonych i obliczonych przemieszczeń pali

Uzyskano dobrą zgodność wyników nośności obliczonych z mierzonymi. Mediana  $R_u^c/R_u^m$  wynosi 0,904, z odchyleniem standardowym 0,293, co daje współczynnik zmienności 0,324. Wartość ta jest porównywalna z najbardziej wiarygodnymi metodami obliczeniowymi pali przy wyciąganiu (por. np. [15]). Zgodność wyników obliczonych w stosunku do pomierzonych w terenie jest jednak niezadowolająca w przypadku analizy przemieszczeń. Mediana  $s^c/s^m$  wynosi 0,836, a odchylenie standardowe 0,663, co daje współczynnik zmienności wynoszący 0,793. Może być wiele przyczyn takiego wyniku. Najbardziej oczywistą jest mała wiarygodność samej metody. Wśród czynników, które nie są uwzględnione w modelu obliczeniowym, a mogą mieć wpływ na dokładność wyniku, są długość pala badanego i zarysowanie betonu w trzonie podczas obciążenia. Mechanizmem, który nie ma bezpośredniego związku z metodą obliczeniową, a może wpływać na korelację między wynikiem obliczeń i wynikiem pomiaru, jest wpływ pali reakcyjnych 0.

W analizowanej metodzie [18] zagadnienie wydłużenia trzonu jest powiązane z problematyką zarysowania betonu. Podejście opiera się na uproszczonych krzywych  $t$ - $z$ , które w efekcie pominięcia odkształcalności trzonu są sprowadzone do poziomu głowicy. O ile błąd wynikający z takiego podejścia jest z reguły drugorzędny w przypadku pali wciskanych, o tyle może on być istotny przy obciążeniu wyciągającym. Zagadnienie zarysowania trzonu nie sprowadza się wyłącznie do wyznaczenia siły rysującej, gdyż w przypadku pala wbijanego beton w trzonie może być w różnym stopniu spękany w wyniku wbijania przed przyłożeniem siły do głowicy.

W celu sprawdzenia, na ile dodatkowe czynniki mogłyby wpłynąć na dokładność oszacowania przemieszczeń, przeprowadzono dodatkowo analizę statystyczną istotności kilku paramet

trów. Wśród zbadanych czynników znalazły się:

- 1) łączna energia zastosowana przy wbijaniu pala;
- 2) całkowita długość pala;
- 3) stosunek siły w głowicy do teoretycznej siły rysującej

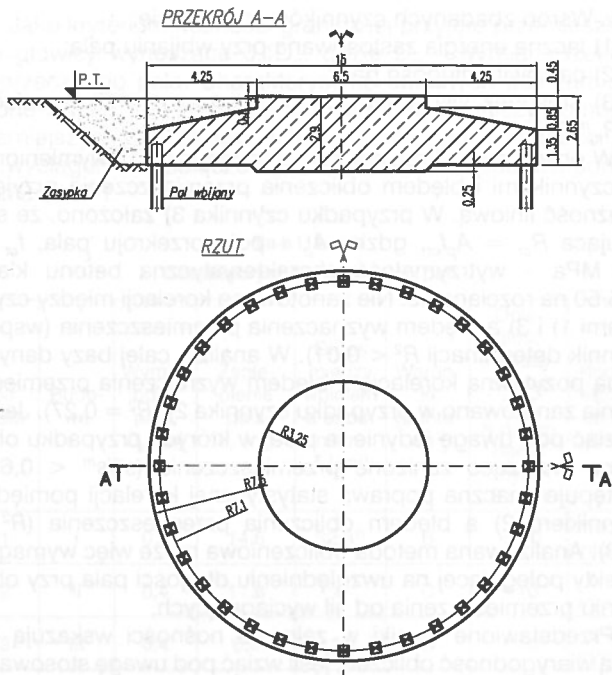
$$0,4R_u^m/F_{cr}$$

W obliczeniach korelacji statystycznej między wymienionymi czynnikami i błędem obliczenia przemieszczenia przyjęto zależność liniową. W przypadku czynnika 3) założono, że siła rysująca  $R_{cr} = A_p f_{ct}$ , gdzie:  $A_p$  – pole przekroju pala,  $f_{ct} = 2,9$  MPa – wytrzymałość charakterystyczna betonu klasy C45/50 na rozciąganie. Nie zanotowano korelacji między czynnikami 1) i 3) a błędem wyznaczenia przemieszczenia (współczynnik determinacji  $R^2 < 0,01$ ). W analizie całej bazy danych słabą pozytywną korelację z błędem wyznaczenia przemieszczenia zanotowano w przypadku czynnika 2) ( $R^2 = 0,27$ ). Jeżeli wziąć pod uwagę jedynie te pale, w których przypadku obliczono znacząco zaniżone przemieszczenia ( $s^c/s^m < 0,65$ ), następuje znaczna poprawa statystycznej korelacji pomiędzy czynnikiem 2) a błędem obliczenia przemieszczenia ( $R^2 = 0,73$ ). Analizowana metoda obliczeniowa może więc wymagać korekty polegającej na uwzględnieniu długości pala przy obliczaniu przemieszczenia od sił wyciągających.

Przedstawione wyniki w zakresie nośności wskazują na dużą wiarygodność obliczeń, jeśli wziąć pod uwagę stosowane w światowej praktyce metody obliczeń. Należy jednak zauważyć, że nośność graniczna obliczona omówioną metodą nie stanowi nośności charakterystycznej, tj. nie spełnia kryterium poziomu ufności  $p_f \geq 95\%$  w odniesieniu do analizowanej bazy danych. Spośród 19 pali nośność obliczona 8 z nich jest większa niż mierzona w terenie. Tak więc przy wyznaczaniu nośności obliczeniowej w przypadku stosowania współczynnika częściowego  $\gamma_R = 1,15$  według [8] jest konieczne przyjęcie dodatkowego współczynnika modelowego. Obliczenia, których wyniki przedstawiono na rys. 1 i 2 przeprowadzono, zakładając, że nośność graniczna poboczniczy przy wciskaniu jest miarodajna również przy wyciąganiu. Warto wspomnieć, że znaczna część badań przedstawianych w literaturze wskazuje na mniejszą nośność poboczniczy pali przy wyciąganiu w stosunku do wciskania. Przykładowo w metodzie ICP05 [12] założono, że stosunek  $R_u/R_{cu}$  wynosi 0,7, a w metodzie UWA05 [16] przyjęto  $R_u/R_{cu} = 0,65$ . Przy  $R_u/R_{cu} = 0,67$  współczynnik modelu w myśl [8] wynosiłby  $g_m = 1,50$  i wówczas wszystkie pale z bazy danych miałyby nośność obliczoną mniejszą niż zmierzona w terenie.

Przedstawiona ocena statystyczna wskazuje na przesunięcie w kierunku zaniżenia osiadań w obliczeniach w stosunku do przemieszczeń mierzonych. Na przykładzie fundamentu elektrowni wiatrowej przeanalizowano rolę takiego błędu w ocenie sił w palach oraz sztywności fundamentu palowego na obrót. Przyjęto fundament o wymiarach jak na rys. 3, obciążony siłami według tabl. 2. Wartości obciążeń są zgodne ze specyfikacją turbiny Vestas V90 o mocy 2 MW [5], przy założeniu ekstremalnej kombinacji obciążeń. Nie jest to kombinacja odpowiadająca pracy statycznej pali, gdyż obciążenie momentem wywracającym w tej kombinacji ma z założenia charakter chwilowy. Sztywności pali przy obciążeniu krótkotrwałym są znacząco większe niż przy obciążeniu statycznym i podobnie większa jest też najczęściej ich nośność graniczna [14]. Niemniej przyjęte założenia są wystarczające w celach poglądowych.

Obliczenia sił w palach i obrotu fundamentu wykonano, wykorzystując program Robot, modelując fundament jako płytę na podporach sprężystych. Przyjęto przegubowe podparcie płyty palami. Uwzględniono wypór wody o zwierciadło w poziomie terenu w przypadku obliczania maksymalnej siły wyciągającej w palach i brak wyporu wody przy obliczaniu siły wciskającej. W obliczeniach sztywności dynamicznej na obrót przyjęto zwierciadło wody w terenie, przy czym wszystkie obciążenia



Rys. 3. Wymiary fundamentu elektrowni wiatrowej przyjęte do obliczeń

Tablica 2

Zestawienie obciążeń charakterystycznych działających 0,6 m powyżej wierzchu cokołu fundamentu

| Przypadek obciążenia         | Siła pionowa<br>$F_z$ | Siła pozioma<br>$F_{res}$ | Moment skręcający<br>$M_z$ | Moment wywracający<br>$M_{res}$ | Współczynnik częściowy<br>$\gamma_f$ |
|------------------------------|-----------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
|                              | kN                    | kN                        | kN·m                       | kN·m                            | —                                    |
| 1.5 (15GrE-ogVr2.int) wg [5] | -3 422,0              | 621,0                     | -243,0                     | 62 850,0                        | 1,35                                 |

ze współczynnikiem częściowym 1,0. Sztywność osiową pala pojedynczego przy wciskaniu i wyciąganiu oszacowano na podstawie krzywej osiadania pala nr 14 zgodnie z tabl. 1. Choć pal ten miałby zbyt małą nośność z punktu widzenia analizowanego fundamentu, uproszczenie to jest dopuszczalne, gdyż celem analizy jest pokazanie wpływu względnej zmiany sztywności pala wyciąganego. Same wartości sztywności osiowych są drugorzędne, pod warunkiem, że mieszczą się w realnym zakresie. Pal został wybrany ze względu na dostępność krzywych obciążenie – przemieszczenie, zarówno przy wciskaniu, jak i wyciąganiu. Sztywności osiowe pali pojedynczych odczytano z odpowiednich krzywych siła – przemieszczenie przy obciążeniu głowicy siłą  $0,4R_u^m$ . Sztywność osiowa pala jest określana jako

$$K_z = \frac{Q}{s}, \quad (1)$$

gdzie:  $K_z$  – sztywność osiowa pala,  $Q$  – siła pionowa na głowicy pala,  $s$  – osiadanie głowicy.

Uzyskano sztywności osiowe pali pojedynczych  $K_{zc} = 250$  MN/m przy wciskaniu i  $K_{zt} = 130$  MN/m przy wyciąganiu. Tak rozumiana sztywność nie jest miarodajna w odniesieniu do pali pod fundamentem elektrowni wiatrowej. Kilka mechanizmów powoduje, że pal pod takim obiektem może mieć inną sztywność niż określono na podstawie próbnego obciążenia statycznego. Są to wpływy układu reakcji w badaniu statycznym [13], pracy pali w grupie [17], obciążeń cyklicznych na przemieszczenie pala, prędkości obciążenia na sztywność osiową. Dwa ostatnie czynniki są trudne do oszacowania. Ze względu na to, że czynniki te mają tendencję do wzajemnego

niwelowania się, w uproszczeniu przyjęto, że sztywność pali pod fundamentem jest mniejsza niż pala pojedynczego w badaniu statycznym wyłącznie ze względu na pracę pali w grupie. Z reguły jest to założenie po stronie bezpiecznej z punktu widzenia zarówno sił w palach, jak i sztywności na obrót. Średnie przemieszczenie pala w grupie pod fundamentem oszacowano na podstawie empirycznego wzoru według pracy [17], mającego postać

$$s_g = s \cdot 0,29nR^{0,35}, \quad (2)$$

w którym:  $s_g$  – osiadanie pala w grupie,  $s$  – osiadanie pala pojedynczego,  $n$  – liczba pali w grupie,  $R$  – współczynnik kształtu fundamentu według wzoru

$$R = \sqrt{\frac{nB_s}{L}}, \quad (3)$$

w którym:  $B_s$  – rozstaw pali w grupie,  $L$  – długość pala.

Przyjęto rozstaw pali w grupie  $B_s = 1,25$  m, długość pala  $L = 10$  m, liczbę pali w grupie  $n = 10$ . Liczbę pali przyjęto mniejszą niż łączna liczba pali z dwóch powodów. Po pierwsze przemieszczenie pala w grupie jest w typowym przypadku większe niż pala pojedynczego ze względu na oddziaływanie innych pali. W analizowanej sytuacji w przybliżeniu połowa pali pod fundamentem jest wciskana, połowa wyciągana, a pale wciskane powodują zmniejszenie przemieszczenia pali wyciąganych i na odwrót. Drugim powodem przyjęcia liczby pali w grupie  $n = 10$  jest fakt, że jedynie niewielka część pali jest obciążona maksymalną siłą, przy której domyślnie wyznaczono sztywność, a tym samym część pali będzie miała sztywność osiową większą niż maksymalnie obciążone pale. Obliczenia przemieszczeń pali w grupie z wykorzystaniem wzorów (2) i (3) przeprowadzono zarówno przy wciskaniu, jak i przy wyciąganiu. Ostatecznie sztywności pali w grupie, które przyjęto do obliczeń fundamentu wynosiły  $K_{zc1} = 85$  MN/m przy wciskaniu i  $K_{zt1} = 45$  MN/m przy wyciąganiu. Obliczenia sił w palach oraz obliczenie sztywności fundamentu, na obrót wykonano w dwóch wariantach. W pierwszym przyjęto podane wyżej wartości, a w drugim przyjęto sztywność na wyciąganie zmniejszoną do  $K_{zt2} = 25$  MN/m zgodnie z tendencją widoczną na rys. 2. Wyniki obliczeń zestawiono w tabl. 3.

Tablica 3

Wyniki obliczeń fundamentu palowego

| Wersja obliczeń | Maksymalne obciążenie obliczeniowe pala przy wciskaniu<br>$E_d^c$ | Maksymalne obciążenie obliczeniowe pala przy wyciąganiu<br>$E_d^t$ | Sztywność dynamiczna na obrót<br>$C_{dyn}$ |
|-----------------|---|--|--|
|                 | kN  | kN   | N·m/rad                                    |
| 1               | 1224,0  | -387,0   | $6,83 \cdot 10^{10}$                       |
| 2               | 1228,0  | -331,0   | $5,88 \cdot 10^{10}$                       |

Na podstawie uzyskanego wyniku można stwierdzić, że zawiązanie w obliczeniach sztywności osiowej pali przy wyciąganiu spowoduje otrzymanie większej siły wyciągającej w palu i podobnej siły wciskającej. Wynik ten jest po stronie bezpiecznej, a faktyczny zapas nośności pali na wyciąganie będzie większy m.in. ze względu na wpływ prędkości obciążenia pala w konstrukcji. Uzyskano sztywność fundamentu na obrót większą niż minimalna wymagana, która zgodnie z zaleceniami producenta turbiny wynosi  $5,0 \cdot 10^{10}$  N·m/rad. Należy zwrócić uwagę, że zawiązanie przemieszczenia pala w obliczeniach o 44% powoduje zmniejszenie obliczanej sztywności na obrót o 14%. Wpływ pomyłki jest więc nieproporcjonalnie mały, co w głównej mierze wynika z redystrybucji obciążeń pomiędzy palami. Gdy pale są modelowane bardziej realistycznie w postaci podpór o charakterystyce nieliniowej, wpływ podobnego błędów w oszacowaniu charakterystyki pala jest jeszcze



mniejszy. Warto podkreślić, że obliczona sztywność na obrót jest faktycznie sztywnością statyczną, gdyż osiadania pala odczytano z krzywej z badania, w którym przy wyciąganiu czas obciążenia na każdym kroku wynosił 20 min przy wyciąganiu. Przy wciskaniu był on z reguły dłuższy, gdyż badanie prowadzono ze stabilizacją osiadań. Sztywność dynamiczna uwzględniająca wpływ prędkości obciążenia jest znacząco większa, choć bez odpowiednich badań trudno oszacować konkretną wartość.

### Wnioski końcowe

Problematykę obliczania nośności i przemieszczeń pali wbijanych obciążonych siłą wyciągającą przedstawiono w kontekście projektowania pali pod fundamentami elektrowni wiatrowych. Wykorzystując bazę danych próbnych obciążeń statycznych na wyciąganie, przeprowadzono ocenę wiarygodności własnej metody obliczeniowej. Baza danych obejmuje próbne obciążenia 19 pali z 8 miejsc na terenie Polski. Na podstawie analizy porównawczej wyników obliczeń z wynikami pomiarów stwierdzono, że analizowana metoda umożliwi wiarygodne obliczenie nośności granicznej na wyciąganie pali wbijanych. Mediana  $R_{u^c}/R_{u^m}$  wynosi 0,904, a współczynnik zmienności 0,324. W świetle przeprowadzonej analizy statycznej obliczona nośność na wyciąganie nie stanowi parametru charakterystycznego w rozumieniu Eurokodu 7 ze względu na niespełnienie kryterium poziomu ufności  $p_f \geq 95\%$ . W artykule zaproponowano odpowiedni współczynnik modelu umożliwiający wyznaczenie nośności obliczeniowej zgodnie z wymaganiami Eurokodu 7.

Analizowana w artykule metoda jest mało wiarygodna w przypadku obliczania przemieszczeń pali pojedynczych przy wyciąganiu. Mediana stosunku przemieszczenia obliczonego do mierzonego  $s^c/s^m$  w ramach przedstawionej bazy danych wynosi 0,836, ze współczynnikiem zmienności 0,793. Na przykładzie fundamentu elektrowni wiatrowej przeanalizowano wpływ błędu obliczenia przemieszczenia pala pojedynczego na sztywność fundamentu na wywrócenie, która jest podstawowym kryterium przy analizie stanu granicznego użyteczności w tego rodzaju obiektach. Stwierdzono, że zmniejszenie sztywności pala przy wyciąganiu o 44% powoduje zmniejszenie sztywności fundamentu na obrót jedynie o 14%. Przyczyną drugorzędowego wpływu przemieszczeń pali wyciąganych jest redystrybucja obciążeń pomiędzy palami.

\* \* \*

Autor dziękuje dyrekcji firmy Aarsleff za zgodę na prezentację wyników pomiarów, a dr. inż. *Dariuszowi Sobali* za wnikliwe przejrzanie artykułu i uwagi.

### PIŚMIENNICTWO

- [1] American Petroleum Institute (API). RP2A: Recommended practice of planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design, 21st edition, 2000.
- [2] Det Norske Veritas (DNV). Guidelines for Design of Wind Turbines, 2002.
- [3] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). Richtlinie für Windenergieanlagen. Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung, 2012.
- [4] DIN 1054:2005-01 Baugrund. Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Januar 2005.
- [5] Foundation Loads V90 2.0MW VCS HH 105m IEC3A ELR. Item no.: 0003-7946.V07 2011.09.06. Vestas Wind Systems A/S, Hedeager 42, 8200 Aarhus N, Denmark.
- [6] IEC 61400-1:2005. Wind turbines. Part 1: design requirements.
- [7] IEC 61400-3:2009. Wind turbines. Part 3: design requirements for offshore wind turbines.
- [8] PN-EN 1997-1:2-3/Ap2 Poprawka do normy PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- [9] PN-B-02482:1983 Fundamenty budowlane – Nośność pali i fundamentów palowych.
- [10] Alawneh A.S.: Modelling load-displacement response of driven piles in cohesionless soils under tensile loading. "Computers and Geotechnics", 32, 2005.
- [11] Gwizdała K.: Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej nr 532, Budownictwo wodne, Gdańsk 1996.
- [12] Jardine R.J., Chow F., Oprey R., Standing J.: ICP Design method for driven piles in sands and clays. Thomas Telford Ltd., London 2005.
- [13] Kitiyodom P., Matsumoto T., Kanefusa N.: Influence of reaction piles on the behaviour of a test pile in static load testing. "Canadian Geotechnical Journal", 41, 2004.
- [14] Kraft L.M., Cox W.R., Verner E.A.: Pile load tests: cyclic loads and varying load rates. "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.", Vol. 129, No. 6, 1981.
- [15] Lehane B.M., Schneider J.A., Xu X.: A review of design methods for offshore driven piles in siliceous sand. University of Western Australia Report GEO 05358, Perth 2005.
- [16] Lehane B.M., Schneider J.A., Xu X.: The UWA05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand. Proc. 1<sup>st</sup> Int Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics. Perth, Australia, 2005.
- [17] Mandolini A., Russo G., Viggiani C.: Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design. Proc. XVI ICSMGE, Osaka, Millpress, Rotterdam, 2005.
- [18] Sahajda K.: Obliczanie nośności i osiadań pali na podstawie sondowań statycznych CPT. „Inżynieria i Budownictwo”, nr 2/2010.
- [19] Witzel M.: Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 15, 2004.

7



Forum Przemysłowe Miejskie

## Ogólnopolska konferencja naukowa pt. Budownictwo infrastrukturalne – miejskie w programach finansowych Unii Europejskiej

Konferencja odbędzie 12 czerwca 2015 r. w Katowicach (aula główna Uniwersytetu Ekonomicznego). Organizatorami są: firma ART M – konferencje i szkolenia, wraz ze Stowarzyszeniem Polski Ruchu Czystszej Produkcji i Instytutem Kultury Miejskiej. Współorganizatorami są m.in.: Stowarzyszenie Polskich Architektów Krajobrazu, Instytut Architektury w Krakowie, Krajowa Izba Urbanistów, Instytut Badawczy Dróg i Mostów oraz Stowarzyszenie Nowoczesne Budynki.

Forum obejmować będzie głównie tematykę związaną z budownictwem infrastrukturalnym – miejskim w programach finansowych Unii Europejskiej.

### Główne cele konferencji:

– zbudowanie platformy wymiany myśli i doświadczeń wszystkich odpowiedzialnych za jakość życia w przestrzeniach miejskich – władz samorządowych, architektów, projektantów, socjologów oraz przedsiębiorców i producentów;

– ocena rozwiązań polskiej przestrzeni miejskiej i wielu jej funkcji w aspekcie – sukcesów, porażek oraz nowych wyzwani;  
– zapoznanie się i próba oceny – projektu Krajowej Polityki Miejskiej;  
– przygotowanie się do nowej perspektywy finansowej 2014-2020.

### Kontakt:

Biurowo Prasowe, Forum Przemysłowe Miejskie  
ul. Orkana 17c/34, 40-552 Katowice  
Agnieszka Nowak – dyrektor projektu  
„Forum Przemysłowe Miejskie”  
tel.: +48 502 772 363  
e-mail: agnieszkanowak@artmedios.pl  
www.forumprzemyslowemiejskie.pl