

Leopold JASTRZĘBSKI, Krzysztof GAJEWSKI
Politechnika Koszalińska

UWAGI DO ANALIZY GRANICZNEGO STANU NOŚNOŚCI FUNDAMENTÓW BEZPOŚREDNICH ELEKTROWNI WIATROWYCH

Streszczenie. W ostatnich kilku latach, na terenach Pomorza Zachodniego i Środkowego następuje gwałtowny rozwój źródeł energii odnawialnej w postaci zrealizowanych bądź projektowanych farm elektrowni wiatrowych. Jednym z zagadnień przy wznoszeniu takich obiektów jest projektowanie i wykonawstwo bezpiecznego posadowienia bezpośredniego wiatraków, poddawanych znacznym obciążeniom mimośrodowym.

W artykule zamieszczono uwagi na temat metodyki projektowania geotechnicznego takich fundamentów, wg zaleceń EN7 oraz normy PN-81/B-03020, zgromadzone m.in. podczas prac konsultacyjnych przy badaniach podłoża i projektowaniu posadowień elektrowni wiatrowych.

NOTES ON BEARING CAPACITY LIMIT STATE ANALYSIS FOR WINDMILL FARM'S SPREAD FOUNDATIONS

Summary. In the last few years a rapid development of the renewable energy sources such as a windmill farms is taking place in the area of the West and Middle Pomerania region, in Poland. A design and accomplishment of a safe spread foundation, subjected to the large eccentricity loads, is one of the problems to solve during such structures' raising. The paper contains some comments on geotechnical design methodology of square, flat foundations, according rules of "Eurocode 7" Standard, (EN7), and Polish Standard PN-81/B-03020, collected by authors acting as a consultant designer and soil investigator for windmill farms projects.

1. Wprowadzenie

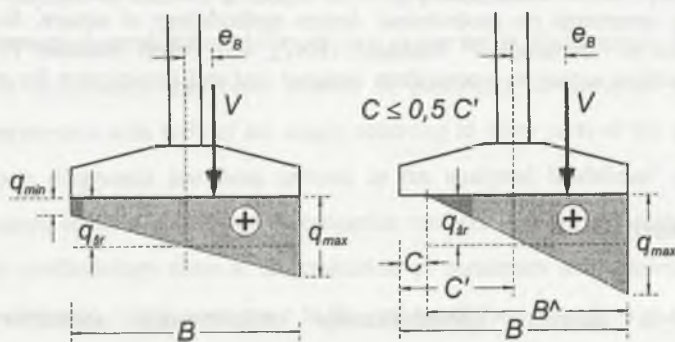
Podstawowym zadaniem geotechnicznego projektowania wymiarów fundamentu bezpośredniego jest porównanie naprężeń, które generują pod fundamentem działające nań obciążenia, z naprężeniem granicznym w podłożu gruntowym. W przypadku fundamentu obciążonego siłami pionowymi, działającymi na dużych mimośrodkach, oraz siłami

poziomymi powstaje pytanie, które naprężenia porównywać - średnie czy największe? W praktyce projektowej powszechnie przyjmuje się, że rozkład naprężeń pod stopą fundamentu sztywnego jest liniowy, również wtedy, gdy obciążenie jest mimośrodowe. Zakłada się przy tym, że pod stopą fundamentu powinny działać jedynie naprężenia ściskające. Jest to oczywiste uproszczenie, gdyż z założenia sztywnego fundamentu i liniowo odkształcalnego podłoża gruntowego wynika nieliniowy rozkład naprężeń pod fundamentem.

Założenie, że pod fundamentem mogą występować tylko naprężenia ściskające (dodatnie), prowadzi do tego, że na części stopy prostokątnej może powstać szczelina o szerokości C (patrz rys.1). Polska norma [5] zaleca wręcz, aby oś obojętna przekroju ściskanego mimośrodowo, jaki tworzy płaszczyzna podstawy fundamentu, nie leżała bliżej jego środka niż połowa odległości pomiędzy środkiem a narożem (rys.1). Dodatkowo narzuca też warunek dla budowli wysokich, iż wypadkowa obciążeń stałych oraz zmiennych; długo- i krótkotrwałych, nie może działać poza rdzeniem przekroju. Podobne wymagania, do 2000 r., stawiała norma europejska EN7, [3]. Ostatnia jej wersja, [4], nie wprowadza sztywnych warunków geometrycznych przyłożenia wypadkowej obciążenia, nakazując jednak uwzględnienie w obliczeniach „dużych” (tj. większych niż $B/3$) mimośrodków obciążeń.

Projektując fundamenty bezpośrednie budowli wysokich zwykle zakłada się grupę fundamentów płytowych lub blokowych (np. dla masztów) lub fundament pierścieniowy (pod kominą, chłodnie kominowe, itp.), aby zniwelować niekorzystny wpływ mimośrodków.

Dla fundamentów bezpośrednich elektrowni wiatrowych stosowanie warunków normy [5] prowadzi do projektowania bardzo dużych wymiarów fundamentu, pozornie nieracjonalnych pod względem nośności podłoża gruntowego. Niniejszy artykuł omawia ten problem.



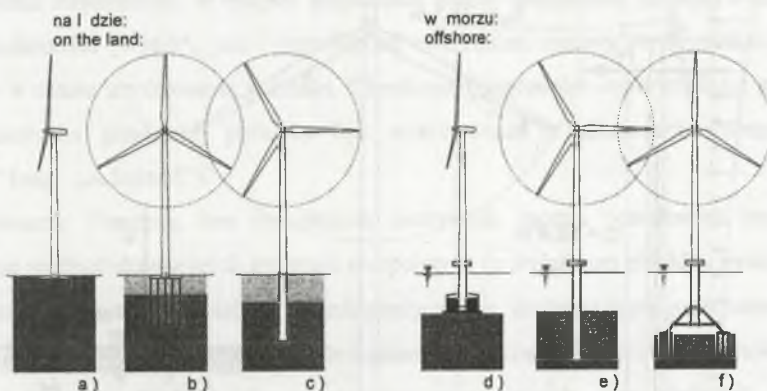
Rys. 1. Sposób przyjmowania rozkładu naprężeń pod fundamentem bezpośrednim obciążonym mimośrodowo według zaleceń normy PN-81/B-03020

Fig. 1. Stress distribution scheme for a spread foundation with eccentricity loads according to Polish Standard PN-81/B-03020

2. Specyfika posadowienia oraz obciążeń elektrowni wiatrowych

2.1. Typowe rozwiązania fundamentów wiatraków

Na rysunku 2 pokazano typowe rozwiązania posadowienia elektrowni wiatrowych [10]. Fundament bezpośredni stopowy jest najczęściej spotykany przy wiatrakach wykonywanych na lądzie. Występuje w dwóch odmianach. Pierwsza to płaska, kwadratowa płyta sztywna, o wymiarze boku do kilkunastu metrów, posadowiona płytko, na głębokości około 2,0 m, przysypana równo z dawną powierzchnią terenu. Druga postać to odmiana fundamentu blokowego, wystającego ponad teren i obsypanego kopcem nasypu. Drugi typ ma znacznie mniejsze wymiary w planie, lecz masa fundamentów jest mniej więcej taka sama. Istotne różnice występują w rozkładzie zbrojenia wewnętrznego. Fundament kołowy jest rzadko stosowany z uwagi na skomplikowane zbrojenie oraz niekorzystny rozkład naprężenia pod stopą, wywołany efektem „półksiężycy”.



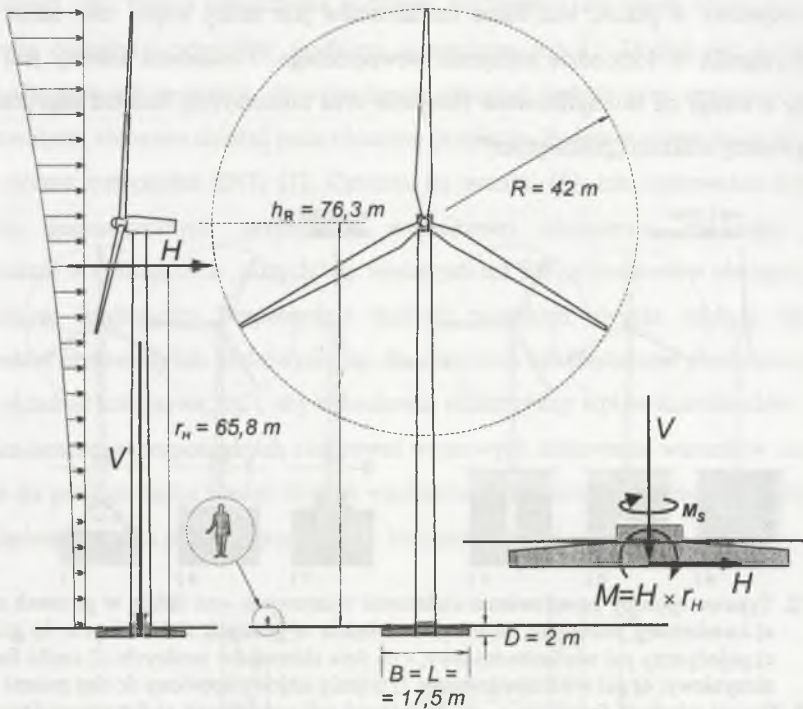
Rys. 2. Typowe sposoby posadowienia elektrowni wiatrowych - na lądzie w gruntach nośnych: a) kwadratowy fundament płytowy, - na lądzie w gruntach słabonośnych: b) grupa pali, c) pojedynczy pal wielkośrednicowy, - na dnie zbiorników wodnych: d) ciężki fundament skrzyniowy, e) pal wielkośrednicowy, f) trójnóg stalowy kotwiony do dna palami

Fig. 2. Typical windmill foundations - on land (good soil conditions): a) flat square foundation, - on land - (weak soils): b) pile group, c) large-diameter monopile, - offshore: d) steel or concrete gravity caisson, e) large-diameter monopile, f) steel tripod anchored with piles

2.2. Charakterystyka obciążeń konstrukcji wiatraków przekazywanych na fundament

Intuicyjnie na rysunku 2 widać, iż warunki współpracy płytowego fundamentu bezpośredniego wiatraka z podłożem gruntowym są najbardziej niekorzystne. Zasadnicze obciążenie podłoża stanowią: ciężar fundamentu, ciężar własny wiatraka oraz oddziaływanie dynamiczne wiatru (rys.3). Wartość oraz położenie siły poziomej H i płaszczyzny działania

momentu M , względem płaszczyzny fundamentu, są zmienne i zależne od siły i kierunku wiatru. Naprężenia pod fundamentem wywołane wiatrem przyrastają stosunkowo szybko. Mogą one podlegać pulsacjom, lecz nie zmieniają gwałtownie znaku. Nie ma więc efektu cyklicznej zmiany kierunku w rozumieniu, iż zmiana ta następuje w czasie porównywalnym do wzrostu naprężeń przy podmuchu wiatru. Wynika z tego wniosek, że fundament powinien być projektowany na szybki przyrost obciążenia, nie zaś na jego dynamiczne zmiany, powtarzające się szybko i noszące charakter drgań. Układy sterowania turbinami wiatraków wyłączają je przy prędkości wiatru większej niż 25 m/s, ustawiając łopaty wirnika neutralnie do wiatru, co ogranicza wartości ekstremalnych obciążeń wyjątkowych fundamentu.



Rys. 3. Proporcje wymiarów przykładowej elektrowni wiatrowej o mocy 2 MW oraz schemat obciążenia fundamentu bezpośredniego wiatraka, wg [6]

Fig. 3. The proportions for typical 2 MW windmill with diagram of load acting on flat foundation, acc. [6]

W praktyce projektowej firm duńskich i niemieckich, [6], obciążenia fundamentu wiatraków analizuje się w dwóch wariantach; jako zwykłe ($\gamma_g = 1,0$ dla ciężaru konstrukcji, oraz $\gamma_p = 1,0$ – dla wiatru) oraz wyjątkowe ($\gamma_g = 1,0$ dla ciężaru konstrukcji, oraz $\gamma_p = 1,3$ – dla wiatru). Przykładowe wartości obciążeń, dla dwóch typów wiatraków, zestawiono poniżej.

Tablica 1

Wartości obciążeń oraz wymiarów fundamentu przykładowych elektrowni wiatrowych

Typ wiatraka / moc	Wysokość wieży, [m]	Ciężar konstrukcji wraz z fundamentem V, [kN]	Siła pozioma (zwykła) H, [kN]	Siła pozioma (nadzwyczaj.) H, [kN]	Moment od wiatru (zwykły) M, [kNm]	Moment od wiatru (nadzwyczaj.) M, [kNm]	Wymiary fundamentu B x L [m]
V52 / 0,85 MW	47,1	6 102	321	417	20 214	26 278	11,3 x 11,3
V80 / 2,00 MW	76,3	16 129	978	1271	64 391	83 709	17,5 x 17,5

2.3. Podłoże gruntowe pod fundamentami bezpośrednimi wiatraków

Według [6], do posadowienia bezpośredniego wiatraków dopuszcza się jedynie grunty niespoiste, o charakterystycznym kącie tarcia wewnętrznego nie mniejszym niż 30° , lub też grunty spoiste, posiadające minimalną, charakterystyczną wytrzymałość podczas szybkiego ścinania, $\tau_F = c_U = 80$ kPa. Poziom zwierciadła wody powinien układać się poniżej poziomu posadowienia fundamentu. W innych wypadkach należy uwzględnić jej wpływ zarówno na ciężar fundamentu (wypór), jak i przewidzieć ewentualne zmiany wytrzymałości gruntów spoistych w czasie użytkowania wiatraka. Określanie parametrów wytrzymałości gruntu oraz analiza nośności granicznej powinny być wykonywane z założeniem warunków „bez odpływu” (ang. „undrained”).

Na obszarze Pomorza, bez specjalnych zastrzeżeń, można posadawiać bezpośrednio wiatraki na wodnołodowcowych gruntach niespoistych (z wyjątkiem piasków pylastych) oraz na morenowych gruntach spoistych, twardoplastycznych, zarówno typu genetycznego A, jak i B, wg [5], z wyłączeniem pyłów. Twardoplastyczne gliny morenowe mają bowiem dużą wytrzymałość, rzędu $80\div 150$ kPa, wyznaczaną w warunkach „bez odpływu”. Poza tym praktycznie nigdy nie są one całkowicie nasycone wodą, co sprzyja szybszemu rozpraszaniu ciśnienia porowego, podobnie jak i liczne, występujące w nich, przewarstwienia piaszczyste.

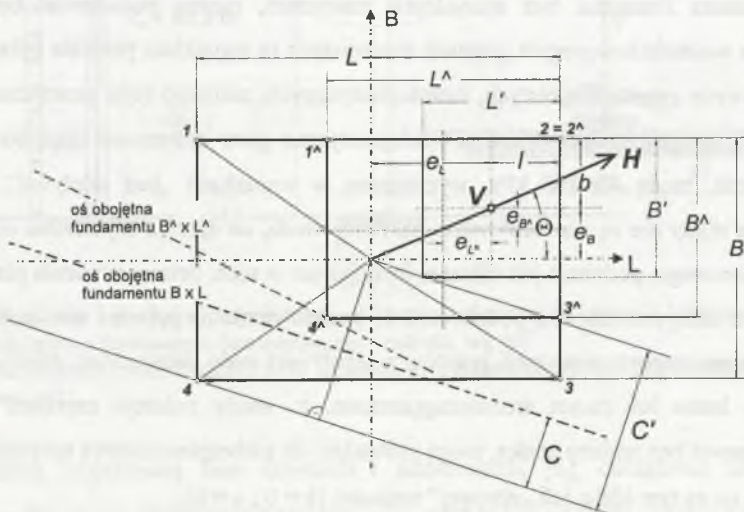
Należy z dużą ostrożnością podchodzić do posadowienia na pyłach i piaskach pylastych. Ustalenie stanu zagęszczenia tych gruntów z reguły jest mało wiarygodne. Jeżeli więc trafiają się grunty luźne lub nawet średniozagęszczone, to wtedy pulsacje naprężeń pod stopą wiatraka, nawet bez zmiany znaku, mogą prowadzić do niebezpieczeństwa upłynnienia takich gruntów, a co za tym idzie, ich „zerowej” nośności ($\phi = 0$; $c = 0$).

3. Szacowanie obciążenia oraz nośności podłoża pod fundamentami obciążonymi mimośrodowo

Określenie wymiarów fundamentu prostokątnego, który spełnia warunki geometrii przyłożenia obciążenia oraz warunki nośności podłoża, wymaga wykonywania wielokrotnie powtarzanych obliczeń rozkładu naprężeń pod stopą oraz szacowania nośności gruntu, dla różnych wartości wymiarów fundamentu i różnych wariantów obciążeń.

3.1. Analiza rozkładu naprężeń (obciążenia) w poziomie posadowienia

Wyznaczanie rozkładu naprężeń pod fundamentami obciążonymi mimośrodowo zwykle przedstawiane jest w literaturze w postaci nomogramów i wzorów (patrz [1, 2]), których stosowanie wymaga wykonywania stosunkowo nużących obliczeń ręcznych. Rozwiązanie tego zadania na potrzeby analizowanych elektrowni wiatrowych zostało zawarte w pakiecie kalkulacyjnych arkuszy obliczeniowych [9]. Rozkład naprężeń pod fundamentem wyznacza się w nich, opierając się na schemacie podstawy prostokątnej, przedstawionym na rysunku 4. Zakłada się w jednym cyklu obliczeń, iż płaszczyzna działania siły wypadkowej oraz momentu, określona kątem Θ , a także punkt przyłożenia wypadkowej, określony wielkościami l i b , pozostają stałe.



Rys. 4. Schemat podstawy fundamentu prostokątnej, obciążonego siłą pionową V na dużym mimośrodku oraz siłą poziomą H o zmiennym kierunku działania Θ

Fig. 4. A scheme of the base of rectangular flat foundation loaded with vertical force V with large eccentricity and horizontal force H , acting in a varying direction Θ

Poszukuje się wymiarów tzw. *fundamentu czynnego* ($B^{\wedge}; L^{\wedge}$), spełniających warunek, że przez naroże 4^{\wedge} przechodzi oś obojętna. Dla takiego fundamentu wyznacza się wartości naprężeń wywołanych obciążeniem. W narożniku $2=2^{\wedge}$ oznaczono te naprężenia jako q^{\wedge}_{max} , zaś w narożniku 4^{\wedge} , z założenia, naprężenie $q^{\wedge}_r = 0$. Pod wyznaczonym *fundamentem czynnym* panują więc jedynie naprężenia ściskające. Wyznaczanie wymiarów fundamentu czynnego odbywa się automatycznie, a obliczenia prowadzone są metodą iteracyjną, według algorytmu stworzonego w języku Visual Basic [9].

Ustalane są również wymiary *fundamentu obliczeniowego* ($L'; B'$) i naprężenia pod nim panujące - q_{robl} .

W pakiecie komputerowym [9] prowadzone są także; graficzna kontrola zmian wymiarów fundamentu czynnego i położenia osi obojętnej, dla danego kąta Θ , oraz tworzenie zestawów wyników obliczeń.

3.2. Szacowanie granicznej nośności podłoża pod wiatrakami, według PN i EN7

Wyznaczanie nośności granicznej podłoża (naprężenia) q_f , dla fundamentów wiatraków według obowiązującej normy polskiej PN-81/B-03020, [5], jest kłopotliwe z dwóch powodów. Po pierwsze, wzór normowy nie daje możliwości obliczenia nośności granicznej dla gruntów spoistych, w warunkach „bez drenażu”, tj. gdy $\tau_F = c_U$, a kąt $\phi = 0$. Nie można wówczas wyznaczyć z nomogramów normowych wartości współczynników zależnych od nachylenia wypadkowej obciążenia. Inne znane zależności dla tych współczynników, zaproponowane przez Motaka, [1], pochodzą właśnie z rozwiązań przyjętych w normie EN7. Dla podłoża, którego parametry wyznaczono w warunkach „z drenażem” (np. dla gruntów niespoistych), obliczenie naprężeń granicznych wg normy [5] nie przysparza trudności.

Po drugie, sztywne przestrzeganie zaleceń normy co do geometrii przyłożenia wypadkowej (patrz rozdz.1), dla obciążeń nadzwyczajnych, prowadzi do konieczności przyjmowania zawyżonych, nieracjonalnych statycznie i ekonomicznie, wymiarów fundamentu.

Obliczenia nośności podłoża, dla elektrowni wiatrowych projektowanych przez inżynierów duńskich i niemieckich [6], oparte są na zaleceniach normy europejskiej [4]. Prowadzi się je, stosując dla gruntów spoistych wzór D.1 (patrz EN7, [3]), na nośność graniczną wyznaczaną w warunkach „bez odpływu”, zaś dla gruntów niespoistych (warunki „z odpływem”) – wzór D.2. (patrz EN7, [3]). Dodatkowo przyjmowane jest założenie; że dla zwykłego obciążenia wiatrem mimośród powinien spełniać warunek $e < 0,3 (B=L)$. Nośność q_f wyznaczana jest wówczas dla parametrów obliczeniowych podłoża, $c^r = c / (1,40 \div 1,80)$, $\tan \phi^r = \tan \phi / 1,20$.

Dla nadzwyczajnego obciążenia wiatrem (wsp. 1,3) dopuszczony jest wyjątkowo większy mimośród, lecz wtedy naprężenia graniczne q_f wyznacza się przy założeniu, że głębokość posadowienia fundamentu $D = 0$ (!). To założenie jest dość dyskusyjne, bowiem głębokość posadowienia z jednej strony fundamentu jest równa projektowanej – D_{\min} , zaś od strony szczeliny bardziej racjonalne jest założenie, że $D_{\min} = 0$. Ta sprawa nie jest regulowana przepisami normowymi, pomija się ją również w literaturze. Dla gruntów spoistych zmniejsza to nieznacznie obliczaną wartość q_f . Dla gruntów niespoistych zmniejszenie q_f jest znaczne. Prawdopodobnie, aby nie przesadzać z ostrożnością, projektanci duńscy [6] stosują wówczas do obliczeń nośności parametry charakterystyczne gruntu, a nie obliczeniowe.

3.3. Przykładowe wyniki analizy projektowej fundamentu pod wiatrak 2MW

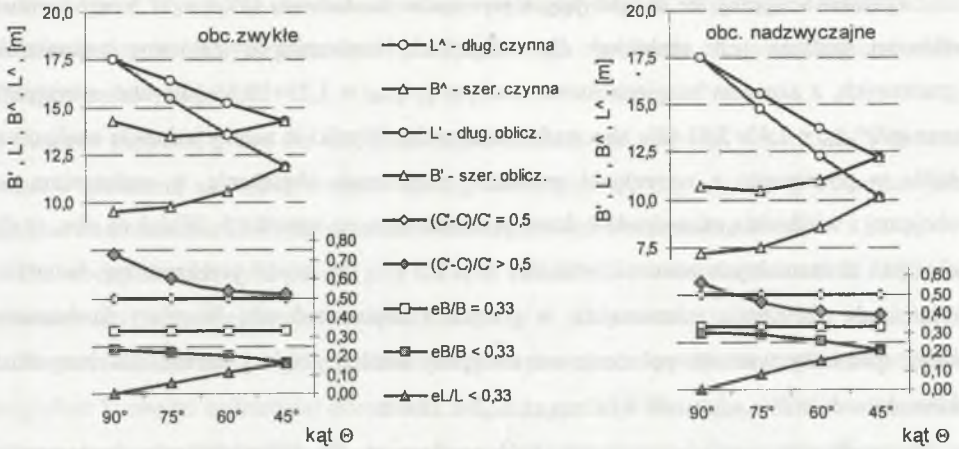
Jako ilustrację omówionych w rozdziałach 3.1. oraz 3.2. zagadnień, na rysunkach 5 i 6, przedstawiono wyniki obliczeń geometrii obciążenia, rozkładu naprężeń oraz nośności podłoża fundamentu kwadratowego (17,5 x 17,5 m) typowego wiatraka 2 MW, dla zmiennych kierunków Θ działania wiatru, (obciążenia) zwykłego i nadzwyczajnego (patrz tablica 1). Nośność oszacowano zgodnie z wymaganiami EN7, [4], oraz PN, [5], dla gruntu spoistego, w stanie twardoplastycznym ($I_L = 0,25$) oraz niespoistego, średniozagęszczonego.

Parametry geotechniczne gruntów, charakterystyczne i obliczeniowe, przyjęte do obliczeń, zestawiono w tablicy 2. Dla obciążeń zwykłych głębokość posadowienia wynosiła 2,0 m, dla nadzwyczajnych – założono w obliczeniach $D = 0$. Ciężar objętościowy gruntu, dla uproszczenia obliczeń, przyjęto stały, $\gamma_D = \gamma_B = 20 \text{ kN/m}^3$.

Tablica 2
Pakiety parametrów wytrzymałościowych podłoża, założone w obliczeniach przykładowych

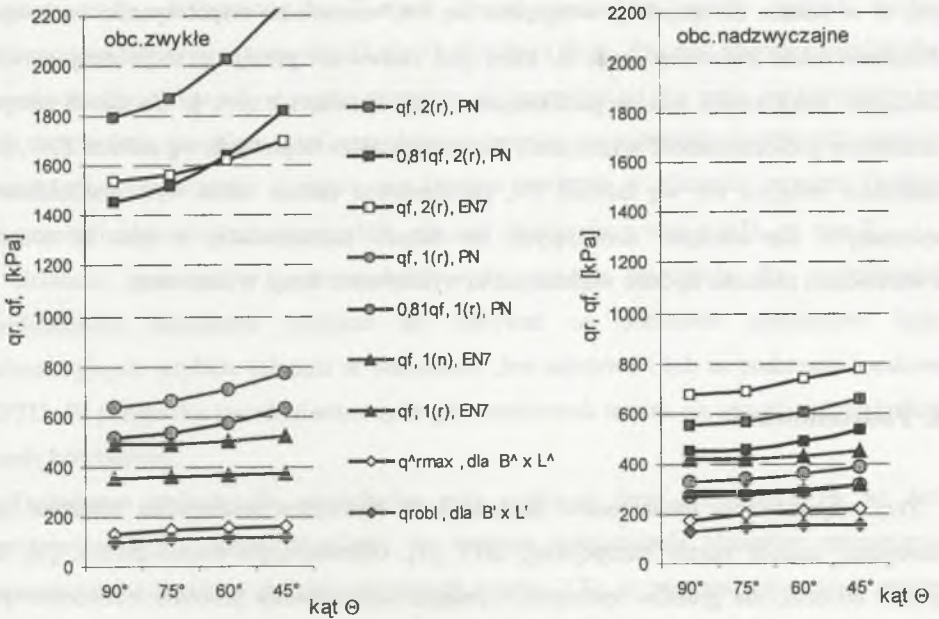
Oznaczenie	ϕ , [°]	c , [kPa]	Uwagi
1(n), EN7	-	90	$\tau_U = c_U$ „bez odplywu”
1(r), EN7	-	$90/1,4 = 65$	$\tau_U = c_U$ „bez odplywu”
1(r), PN	$17 \times 0,9 \approx 15,0$	$30 \times 0,9 = 27$	-
2(r), EN7	27,5	0	$\phi^n = 32^\circ$, $\phi^r = \arctan(\tan \phi^n / 1,20)$
2(r), PN	$32 \times 0,9 = 28,8$	0	$\phi^n = 32^\circ$,

Obliczeniowe parametry wytrzymałościowe gruntu w pakiecie „1(r), PN” dobrano tak, aby ich charakterystyczne wartości odpowiadały charakterystycznej wytrzymałości gruntu spoistego, wyznaczanej w warunkach „bez odplywu”, z parametrów pakietu „1(n), EN7”, przy średnim naprężeniu pod stopą fundamentową wiatraka, równym $q_r = 120 \text{ kPa}$.



Rys. 5. Wymiary fundamentu obliczeniowego i czynnego oraz geometria osi obojętnej i mimośrodków, dla obciążeń zwykłych oraz nadzwyczajnych

Fig. 5. Dimensions of evaluated and active foundation with geometry of neutral axis and eccentricities for normal (on left) and extreme loads (on right)



Rys. 6. Wyniki obliczeń nośności podłoża wg EN7 i PN oraz rozkładu naprężeń w gruncie, dla obciążeń zwykłych oraz nadzwyczajnych

Fig. 6. Results of bearing capacity calculations, according to EN7 and PN standards, compared with soil pressure, carried out for normal (on left) and extreme loads (on right)

Z rysunku 6 wynika, że dla przyjętych wymiarów fundamentu (17,5 x 17,5 m), warunek nośności podłoża jest spełniony dla wszystkich, rozważanych pakietów parametrów gruntowych, z zapasem bezpieczeństwa równym $q_f/q_{robl} = 3,23 \div 19,55$ (dla obc. zwykłych), oraz $q_f/q_{rmax} = 1,40 \div 3,91$ (dla obc. nadzwyczajnych). Wyniki te należy jednakże analizować ściśle w powiązaniu z warunkami geometrii przyłożenia obciążenia, tj. położeniem osi obojętnej i wielkością mimośrodków, które przedstawiono na rysunku 5. Widać na nim, iż dla obciążeń ekstremalnych warunek normy $C \leq 0,5 C'$, [5], został przekroczony, natomiast mimośrodowość obciążenia mieszczą się w granicach dopuszczalnych. Wymiary fundamentu, który spełniałby warunek położenia osi obojętnej według polskiej normy, dla wszystkich kierunków działania wiatru Θ , wynoszą aż 22,0 x 22,0 m.

Na podstawie wyników obliczeń, które wykonano dla kilkudziesięciu fundamentów wiatraków, można także stwierdzić, iż wzór normy, [5], na nośność daje szybszy przyrost obliczeniowej nośności podłoża pod fundamentem kwadratowym, dla zmiennego (w stosunku do B) kierunku działania siły poziomej Θ , w zakresie $0 \div 45^\circ$, niż rozwiązanie przyjęte w EN7, i to zarówno w gruntach spoistych jak i niespoistych. Jest to spowodowane prawdopodobnie tym, iż w normie europejskiej, uwzględnia się we wzorach na współczynniki nachylenia obciążenia także zmienność kąta Θ , który jest całkowicie pomijany w polskiej normie. Zależność, wskazywana min. w publikacjach [7, 8], mówiąca o tym, iż dla takich samych parametrów podłoża nośność wyznaczana dla fundamentów stopowych, wg założeń EN7, jest generalnie mniejsza niż wg założeń PN, potwierdzona została także wynikami obliczeń, wykonanych dla obciążeń działających na dużych mimośrodkach, z tym że różnice w wartościach nośności są dużo większe niż to wykazywano dotąd w literaturze.

4. Podsumowanie

Przy projektowaniu fundamentów bezpośrednich elektrowni wiatrowych wskazane jest stosowanie zaleceń normy europejskiej, EN7, [4]. Obowiązująca norma polska, [5], nie spełnia bowiem, dla gruntów spoistych, wymagań dostosowania procedur obliczeniowych oraz sposobu wyznaczania parametrów geotechnicznych, do rzeczywistych warunków współpracy fundamentu wiatraka z podłożem gruntowym. Sztwyne stosowanie warunków normy PN, [5], co do położenia osi obojętnej przekroju prowadzi do projektowania fundamentów stopowych o nieracjonalnie dużych wymiarach.

W doborze wymiarów fundamentu stopowego pod wiatrak decydujące znaczenie ma określenie dopuszczalnych mimośrodków wypadkowego obciążenia od wiatru, zwłaszcza dla obciążeń nadzwyczajnych.

Autorzy proponują, aby dla obciążeń zwykłych stosować warunek $e \leq 0,33 B$. Wówczas nośność graniczną należy sprawdzać według zależności $q_r \leq q_f$, gdzie q_f obliczane jest zgodnie z założeniami EN7, dla wymiarów obliczeniowych fundamentu $B' \times L'$.

Dla obciążeń nadzwyczajnych, przy których mimośrodek przekracza wartość $0,33 B$, nie powinien on jednocześnie być większy niż $0,4 B$. Odpowiada to bowiem warunkowi zachowania stateczności ogólnej fundamentu stopowego, z uwagi na możliwość obrotu względem krawędzi najbardziej obciążonej; $M_{wywracający} \leq 0,8 M_{utrzymujący}$. W takim wypadku autorzy proponują obliczanie nośności granicznej podłoża w dwóch wariantach. W wariantcie I - dla fundamentu obliczeniowego ($B' \times L'$), lecz przy założeniu, że posadowiony jest on na głębokości $D_{min} = 0$, wtedy $q_{robl} \leq q_f$ - wyznaczone w parametrach obliczeniowych. W II wariantcie - dla fundamentu czynnego ($B^{\wedge} \times L^{\wedge}$), przy rzeczywistym D_{min} - wtedy $q^{\wedge}_{rmax} \leq q_f$, gdzie q^{\wedge}_{rmax} - naprężenie pod narożem ekstremalnie obciążonym, q_f - nośność liczona w parametrach obliczeniowych. Z tych dwóch wariantów należy wybrać bardziej niekorzystny. Przyjęcie warunku $D_{min} = 0$ wynika z tego, iż przy dużych mimośrodkach szerokość obliczeniowa fundamentu stopowego B' może być na tyle mała, zaś naprężenia pod nim na tyle duże, że należy mieć uzasadnioną obawę co do potencjalnego kierunku wyparcia gruntu spod fundamentu - może ono bowiem nastąpić w kierunku otwartej (poprzez unoszenie fundamentu) szczeliny, gdzie „nie ma” obciążenia, a więc $q = D_{min} \times \gamma_D = 0$.

Ustalanie parametrów wytrzymałościowych gruntów spoistych dla projektowania fundamentów wiatraków powinno się odbywać na podstawie specjalnych badań laboratoryjnych (szybkie ścinanie w warunkach „bez odplywu”) lub na podstawie sondowań CPTU. W przypadku twardoplastycznych glin zwałowych można się ograniczyć do badania sondą krzyżakową.

Dodatkowe zadanie dla geotechnika przy realizacji farm wiatrowych (w jej fazie przygotowawczej - często pomijanej), to wstępne wytypowanie obszarów spełniających wymogi minimalnych warunków gruntowych (rozdz. 2.3), co przynosi najczęściej znaczne oszczędności na etapie projektowania i wykonawstwa fundamentów oraz dróg dojazdowych.

Ta tematyka, podobnie zresztą jak i kwestie wykonawstwa fundamentu, który wykazuje cechy konstrukcji specjalnej (obliczanej na zmęczenie, zbrojonej wysokiej klasy stalą), choć także interesujące, wykraczają poza zakres niniejszego artykułu.

LITERATURA

1. Motak E.: Fundamenty bezpośrednie. Wzory, tablice, przykłady. Arkady, Warszawa 1988.
2. Puła O., Rybak Cz., Sarniak Wł.: Fundamentowanie. Projektowanie posadowień. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 1998.
3. prEN 1997-1, Eurocode 7. Geotechnical Design, Part 1 General rules. Draft EN 1997-1, Annex D – A sample analytical method for bearing resistance calculation, CEN/TC 250/SC 7, 04.2000.
4. prEN 1997-1, Eurocode 7. Geotechnical Design, Part 1 General rules. Final draft, CEN/TC 250/SC 7PT 1, version h, 09.10.2001.
5. Polska Norma (PN-81/B-03020). Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. Standard foundation for windmill V80/2 MW, V52/0,85 MW, Vestas Wind Systems A/S – materiały wewnętrzne projektanta: Thisted ApS, Skanderborg, Denmark, 06.2000.
7. Wysokiński L., Motak E., Przysański J.: Projektowanie geotechniczne w Polsce. Problemy wprowadzania ENV 1997-1. Mat.Konf.Nauk.-Techn. pn.Harmonizacja polskich norm geotechnicznych z systemem norm europejskich, Pułtusk, 10.1998, s. 17-34.
8. Wysokiński L.: Dostosowanie polskich norm w geotechnice do systemu norm europejskich (EN 1997). Mat.Konf.Nauk.-Techn. pn.Harmonizacja polskich norm geotechnicznych z systemem norm europejskich, Mrągowo, 11.2000, s. 41-66.
9. Jastrzębski L.: Autorski pakiet zintegrowanych arkuszy kalkulacyjnych do analizy stateczności fundamentów bezpośrednich i nośności podłoża wg zaleceń EN7 oraz PN-81/B-03020, wersja MS Excel 2000 – VisualBasic 6.0, Koszalin 1998-2002.
10. Krohn S.: Guided tour to wind energy, Danish Wind Industry Association, <http://www.wind power.org>, 09.2000, (materiał z Internetu).

Recenzent: Prof. zw. dr hab. inż. Zygmunt MEYER

Abstract

The paper introduces the problem of determination of stress distribution and bearing capacity calculations for a spread, square foundations of windmills, loaded with large eccentricity. A method of fixing an “active base foundation” has been proposed using the MS Excel spreadsheets. Also the conditions for bearing resistance calculations, with extreme loads acting on eccentricity greater than $0,33B$ and less than $0,4B$ have been specified. It was recommended to carry out these calculations according to regulations of Eurocode 7 instead of Polish Standard PN-81/B-03020, in which the procedures do not correspond to the real “base-soil” interactions for windmills, either in calculation methods or in soil parameters qualifying.