

MIĘKKA PODKŁADKA POD CENTRALNĄ CZĘŚCIĄ FUNDAMENTU BEZPOŚREDNIEGO ELEKTROWNI WIATROWEJ

Katarzyna DOŁŻYK*, Zenon SZYPCIO, Iwona CHMIELEWSKA

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy omówiono niektóre problemy fundamentowania bezpośredniego elektrowni wiatrowych. Elektrownie wiatrowe są bardzo specyficznymi budowlami. Główne siły przekazywane na fundament są wywołane działaniem wiatru. Wiatr wieje o różnej sile z różnych kierunków, zatem fundament musi mieć dużą sztywność. Zwykle fundamentem jest płyta kołowa o różnej grubości i średnicy kilkunastu metrów. W pracy wykazano, że celowym jest wykonanie miękkiej podkładki w centralnej części fundamentu, znacząco eliminującej różnice osiadań nieodwracalnych części środkowej i brzegów fundamentu. Miękka podkładka o promieniu mniejszym niż 0,3 promienia fundamentu nie zmniejsza jego nośności i sztywności na obrót.

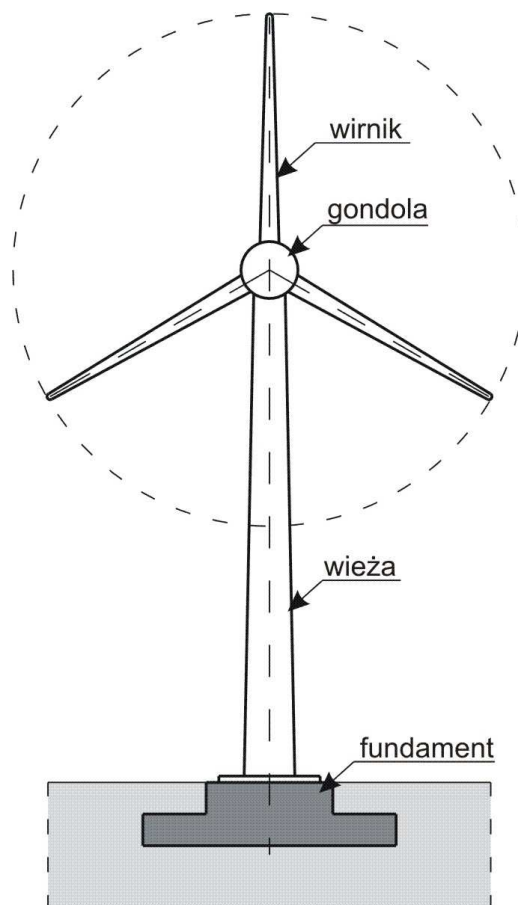
Słowa kluczowe: elektrownie wiatrowe, fundamenty bezpośrednie, obciążenie wiatrem.

1. Wprowadzenie

Energia wiatru jest jedną z najczęściej wykorzystywanych przez człowieka energii odnawialnych. Pierwsze wiatraki pojawiły się w VIII wieku w Holandii i wykorzystywane były do wypompowywania wody z polderów położonych poniżej poziomu morza. W Polsce wiatraki pojawiły się w XIV wieku i wykorzystywane były głównie jako młyny. Po odkryciu elektryczności energia wiatru znalazła nowe zastosowania. Do lat 60-tych ubiegłego wieku budową elektrowni wiatrowych interesowali się pasjonaci i hobbyści. W latach 70-tych XX wieku, w związku z drastycznymi podwyżkami cen surowców energetycznych, nastąpił gwałtowny wzrost zainteresowania elektrowniami wiatrowymi. Pod koniec dwudziestego wieku w wyniku postępu technologicznego cena energii wiatrowej stała się konkurencyjna w stosunku do energii produkowanej metodami tradycyjnymi.

W latach 1985-2005 moc elektrowni wiatrowych wzrosła z 50 kW do 6 MW. Największe elektrownie wiatrowe zostały zaprojektowane przez firmę ENERCON (rys. 1) o generatorze 6-7 MW, wirniku średnicy 126 m i wysokości 135 m. Według Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej na około 30% powierzchni Polski średnia prędkość wiatru przekracza 4 m/s i opłacalne jest inwestowanie w energię wiatrową.

Wieże współczesnych elektrowni wiatrowych są rurami stalowymi o malejącej wraz z wysokością średnicy. Średnica rury w podstawie może wynosić nawet



Rys. 1. Schemat elektrowni wiatrowej

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: k.dolzyk@pb.edu.pl

6 m. Wieże takiej konstrukcji mają dużą sztywność i wytrzymałość przy minimalnym zużyciu stali. Zwykle wirnik jest trójłpatowy o zmiennych kątach ustawienia, zapewniający stałą moc elektrowni wiatrowej dla szerokiego zakresu zmian prędkości wiatru. Centralnym mechanizmem elektrowni wiatrowej jest gondola zwana głowicą, osadzona obrotowo na szczycie wieży. Gondola ma kształt opływowy, może obracać się wokół osi ustawiając się automatycznie zgodnie z kierunkiem wiatru. Wieża elektrowni wiatrowej zamocowana jest sztywno w fundamencie. Fundamentem najczęściej jest kołowa płyta żelbetowa o zmiennej grubości (rys. 1) i średnicy nawet kilkunastu metrów. Duża masa fundamentu wraz z zasypką zapewnia stateczność i sztywność fundamentu, nawet w ekstremalnych warunkach. Głównym obciążeniem, wywołanym siłą wiatru, przekazywanym przez konstrukcję na fundament jest siła pozioma i moment działający w płaszczyźnie pionowej. Wyjątkowo, przy starcie i hamowaniu turbiny generatora, powstają momenty działające w płaszczyźnie poziomej. Przy projektowaniu fundamentów elektrowni wiatrowych zwykle zakłada się, że wiatry wieją z jednakową częstotliwością i prędkością, równomiernie ze wszystkich kierunków, stąd fundament zwykle jest płytą kołową o osi pokrywającej się z osią wieży elektrowni wiatrowej. Znaczną eliminację mimośrodów uzyskuje się projektując fundament o dużej średnicy i dużej masie.

Obciążenia wiatrem wywołują narastające w czasie odkształcenia nieodwracalne w podłożu, których wielkość zależy głównie od amplitudy zmian dewiatora naprężenia (Li i Seling, 1996; Świdziński, 2006; Duku i inni, 2008; Buscarnera i in., 2010; Sawicki, 2012). Maksymalne wartości skumulowanych odkształceń (osiadań) nieodwracalnych podłoża występują przy krawędziach fundamentu, a minimalne w centralnej jego części. Osiedlenia nieodwracalne podłoża pod fundamentem mogą znacząco zmienić rozkład naprężeń w podstawie fundamentu. W ekstremalnym przypadku pomiędzy fundamentem a podłożem może powstać stała szczelina. W takiej sytuacji sztywność układu fundament-podłoże znacząco maleje. Celowym jest, zgodnie z doświadczeniem, wbudowanie w podłożu pod centralną częścią fundamentu, miękkiej podkładki umożliwiającej występowanie osiadań trwałych centralnej części fundamentu równocześnie z osiadaniem krawędzi. Miękka podkładka znacząco minimalizuje różnice osiadań nieodwracalnych części brzegowej i centralnej fundamentu.

W pracy pokazano, że miękka podkładka o średnicy mniejszej niż 0,3 średnicy fundamentu nie zmniejsza jego nośności i tylko nieznacznie zmniejsza sztywność na obrót układu fundament-podłoże.

2. Nośność fundamentu

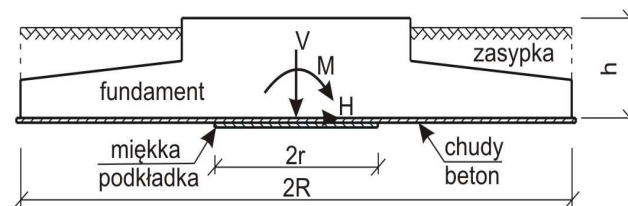
Elektrownie wiatrowe projektowane na nośnym podłożu zaliczane są do kategorii II budowli, zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7.

Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego).

Jeżeli obciążenia cykliczne nie powodują spadku cech wytrzymałościowych gruntu i nie generują wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu, nośność fundamentu bezpośredniego może być liczona metodami podanymi w Eurokodemie 7. Głównym czynnikiem zmniejszającym nośność jest mimośród. Zgodnie z Eurokodem 7 przy projektowaniu fundamentów bezpośrednich kołowych maksymalny mimośród powinien być mniejszy od 0,3 średnicy fundamentu. Zwiększając masę fundamentu i masę zasypki można znacząco zmniejszać mimośród. Przy zachowaniu tego warunku w podstawie fundamentu nie występują naprężenia rozciągające (Smolczyk, 2003) Wbudowanie miękkiej podkładki w podłożu pod centralną częścią fundamentu (rys. 2) zamienia fundament kołowy na fundament pierścieniowy. Zgodnie z Eurokodem 7 oraz badaniami (Bowles, 1996; Clark, 1998) nośność fundamentu kołowego jest równa nośności fundamentu kwadratowego o tym samym polu podstawy. Bok B równoważnego fundamentu kwadratowego oblicza się z równania:

$$B = \sqrt{\pi R} \quad (1)$$

gdzie R jest promieniem fundamentu kołowego.



Rys. 2. Typowy fundament elektrowni wiatrowej

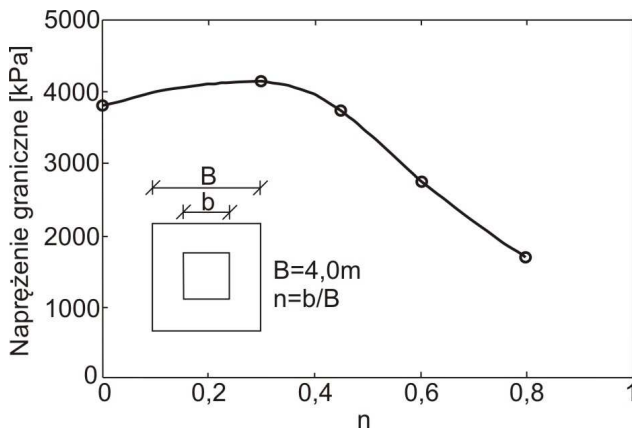
Zgodnie z badaniami wykonanymi w wirówce (Clark, 1998) identyczne zależności występują również dla fundamentów pierścieniowych. Jeżeli przez b oznaczymy bok otworu kwadratowego fundamentu pierścieniowego a przez r promień otworu kołowego fundamentu pierścieniowego to:

$$b = \sqrt{\pi r} \quad (2)$$

i wielkość charakteryzująca geometrię fundamentu pierścieniowego:

$$n = \frac{r}{R} = \frac{b}{B} \quad (3)$$

jest identyczna dla fundamentu o kształcie kwadratu i koła. Badania nośności fundamentów pierścieniowych (Clark, 1998) dowodzą, że dla $n < 3$ nośność fundamentu pierścieniowego nie jest mniejsza niż nośność pełnego fundamentu (rys. 3).



Rys. 3. Nośność fundamentu pierścieniowego (Clark, 1998)

Zatem wbudowanie miękkiej podkładki w centralnej części fundamentu o średnicy mniejszej niż 0,3 średnicy fundamentu nie zmniejsza jego nośności. Powyższe spowodowane jest faktem, że pod fundamentem pierścieniowym, posadowionym na nośnym podłożu, formuje się klin gruntu, który osiada wraz z fundamentem.

Opory na przesunięcie nie zależą od tego, czy fundament jest kołowy czy pierścieniowy, zatem z punktu widzenia nośności wbudowanie w podłoże miękkiej podkładki pod centralną częścią fundamentu nie zmniejsza jego nośności.

3. Osiadania i obrót fundamentu

3.1. Odkształcenia nieodwracalne przy obciążeniach cyklicznych

Znajomość odkształceń plastycznych (nieodwracalnych) wywołanych cyklicznymi obciążeniami jest ważnym zagadnieniem przy projektowaniu nawierzchni drogowych, torowisk linii kolejowych, elektrowni wiatrowych. Można przyjąć, że sumaryczne odkształcenia plastyczne mogą być wyrażone równaniem (Li i Seling, 1996):

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s} \right)^m N^b \quad (4)$$

gdzie: a , m , b są parametrami materiałowymi zależnymi od rodzaju i stanu gruntu, σ_d jest amplitudą dewiatora tensora naprężenia, σ_s jest naprężeniem określającym wytrzymałość gruntu dla średniego poziomu naprężeń, a N jest liczbą cykli obciążenia.

Istotny wpływ amplitudy części cyklicznej dewiatora naprężenia na wartość sumarycznych odkształceń plastycznych piasków przedstawiono w pracach Świdzińskiego (2006) i Sawickiego (2012). Wartości σ_d i σ_s są funkcją obciążeń przekazywanych przez fundament na podłoże i położenia rozpatrywanego punktu w podłożu. Dla gruntów spoiстых znaczący wpływ na wzrost odkształceń plastycznych ma wzrost wilgotności gruntu (Li i Seling, 1996).

Odkształcenia plastyczne narastają znacząco tylko przy początkowych cyklach obciążenia (Li i Seling, 1996; Buscarnery i in., 2010). Po pewnej, małej liczbie cykli

obciążenia, odkształcenia nieodwracalne są małe i znacząca część odkształceń jest odwracalna. W wielu przypadkach można założyć, że cykle obciążenia o amplitudach dewiatora naprężenia mniejszych niż wcześniej występujących nie wywołują znaczących dodatkowych odkształceń plastycznych (Li i Seling, 1996).

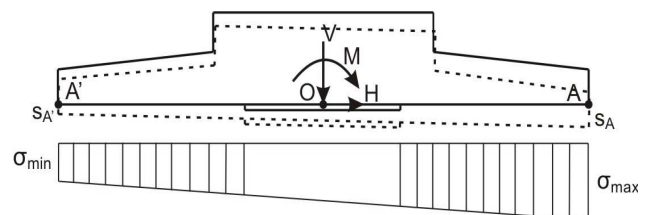
3.2. Osiadanie fundamentu

Wielkość dewiatora naprężenia σ_d i naprężenia charakteryzującego wytrzymałość gruntu σ_s są funkcją naprężeń w podstawie fundamentu i położenia punktu w podłożu. Osiadania podłoża pod fundamentem są sumą osiadań poszczególnych warstw podłoża pod tym fundamentem. Dla dużych fundamentów miąższość warstwy aktywnej jest równa 1-2-krotnej szerokości fundamentu (Bowles, 1996; Clark, 1998). W przybliżeniu można założyć, że osiadania podłoża są proporcjonalne do naprężeń w podstawie fundamentu.

Ciekawą propozycję obliczeń osiadań fundamentów elektrowni wiatrowych przedstawiono w pracy Buscarnery i innych (2010) na gruncie teorii sprężysto-plastycznej sformułowanej dla makroelementu (całego fundamentu) o wzmocnieniu odkształceniowym. W pracy tej dowiedziono również, że dla spotykanych obciążeń wiatrem efekt dynamicznego oddziaływania wiatru może być pomijany, a uwzględniany jedynie efekt cyklicznego oddziaływania wiatru.

W PN-EN 1997-2 podano przykład uwzględnienia wzrostu osiadań w czasie dla gruntów niespoistych przez wprowadzenie współczynnika zwiększającego, którego wartość dla 30-letniego okresu eksploatacji budowli przy obciążeniach cyklicznych wynosi nawet 2,5.

Przyjmując, że pod fundamentem kołowym z wbudowaną w podłożu miękką podkładką (rys. 4)



Rys. 4. Rozkład naprężeń i osiadania fundamentu elektrowni wiatrowej

rozkład naprężeń jest liniowy, wartości naprężeń na krawędziach fundamentu przy rozkładzie trapezowym są równe (Smolczyk, 2003):

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{V}{\pi R^2} \frac{1}{(1-n)^2} \left(1 \pm \frac{e}{r_{e1}} \right) = \frac{V}{R^2} \beta_1 \quad (5)$$

dla $R < r_{e1}$ i przy rozkładzie trójkątnym:

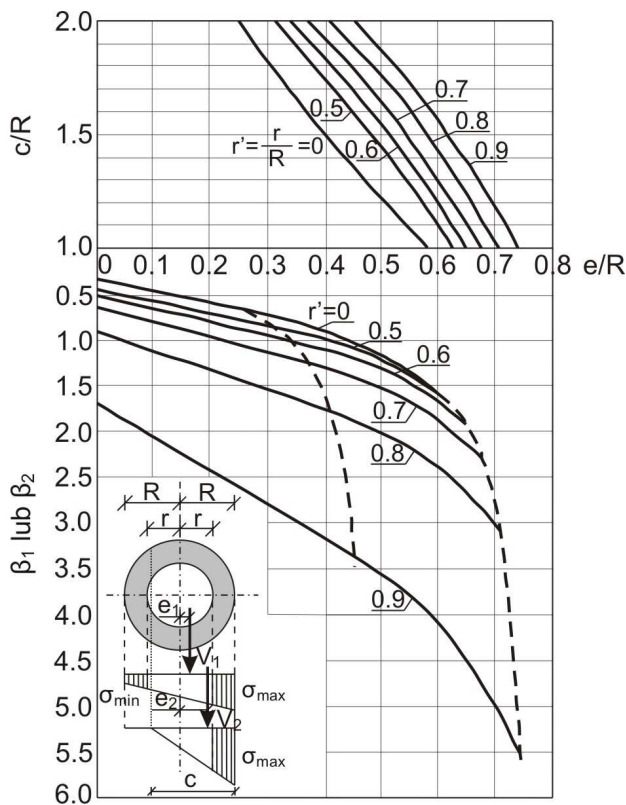
$$\sigma_{\max} = \frac{V}{\pi R^2} \frac{2}{(1-n)^2} \frac{e}{r_{e1}} \cdot \left\{ 1 - 0,7 \left(\frac{e}{r_{e1}} - 1 \right) \left(1 - \frac{e}{r_{e2}} \right) (1+n) \right\} = \frac{V}{R^2} \beta_2 \quad (6)$$

dla $r_{e1} < e < r_{e2}$, gdzie:

$$r_{e1} = \frac{R}{4} (1+n^2) \quad (7a)$$

$$r_{e2} = 0,59R \frac{1-n^4}{1-n^3} \quad (7b)$$

Wartości β_1 i β_2 oraz wielkości szczeliny pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Naprężenia i wielkość szczeliny pod fundamentem pierścieniowym obciążonym mimośrodowo (na podstawie: Smolczyk, 2003)

Amplituda zmian naprężeń (dewiatora) jest maksymalna na krawędzi fundamentu, a minimalna w części centralnej fundamentu. Zatem osiadania plastyczne (nieodwracalne) podłoża wywołane oddziaływaniem wiatru są duże na krawędzi, a małe w osi fundamentu. Wbudowanie miękkiej podkładki w podłożu pod częścią środkową fundamentu znacząco zmniejsza różnice osiadań pod krawędzią i środkiem fundamentu.

Miękka podkładka zamieniając fundament kołowy na pierścieniowy powoduje wzrost wartości średniej naprężeń pod fundamentem, ale nie jest to istotne dla budowli.

3.3. Obrót fundamentu

Momenty wywołane oddziaływaniem wiatru powodują zmienne wielkości i kierunki obrotów fundamentu. Zakładając, że skumulowane osiadania nieodwracalne nie wywołują istotnych zmian rozkładu naprężeń pod fundamentem oraz przyjmując, że fundament jest sztywny można zapisać, że kąt obrotu fundamentu mierzony w radianach jest równy:

$$\varphi = \frac{s_A - s_{A'}}{2R} \quad (8)$$

gdzie s_A i $s_{A'}$ są osiadaniami przeciwległych punktów krawędzi fundamentu (rys. 4).

Jeżeli współczynnik sztywności podłoża jest oznaczony jako k to:

$$s_A = \frac{\sigma_{\max}}{k} \quad (8a)$$

$$s_{A'} = \frac{\sigma_{\min}}{k} \quad (8b)$$

Zatem:

$$\varphi = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2kR} \quad (9)$$

Oznaczając jako φ^* kąt obrotu fundamentu kołowego, zaś przez φ^0 kąt obrotu fundamentu z miękką podkładką (pierścieniowego), można określić odpowiednie sztywności na obrót dla fundamentu kołowego:

$$k_{\varphi^*} = \frac{M}{\varphi^*} \quad (10a)$$

i dla fundamentu pierścieniowego:

$$k_{\varphi^0} = \frac{M}{\varphi^0} \quad (10b)$$

Oznaczając jako:

$$n_{\varphi} = \frac{k_{\varphi^*}}{k_{\varphi^0}} \quad (11)$$

stosunek odpowiednich sztywności na obrót, korzystając z równań (5) i (9):

$$n_{\varphi} = 1 - n^4 \quad (12)$$

Wartości n_{φ} dla $0 \leq n \leq 0,6$ pokazano w tabeli 1.

Tab. 1. Wartości n_{φ} dla $0 \leq n \leq 0,6$

n	0	0,1	0,2	0,3
n_{φ}	1	0,9999	0,9989	0,9919
n	0,4	0,5	0,6	
n_{φ}	0,9744	0,9375	0,8704	

Zakładając zatem, że fundament jest sztywny, rozkład naprężeń pod fundamentem jest liniowy i liniowa jest zależność osiadań podłoża od naprężeń, sztywność na obrót fundamentu pierścieniowego (kołowego z miękką podkładką) o $n = r / R < 0,4$ jest tylko nieznacznie mniejsza od sztywności obrotowej analogicznego fundamentu kołowego.

3.4. Przesunięcie fundamentu

Jeżeli w podstawie fundamentu nie występują grunty, których wytrzymałość jest zredukowana obciążeniami cyklicznymi – o stateczności na przesunięcie decyduje ciężar własny fundamentu wraz z zasypką. Zwiększając głębokość posadowienia znacząco zwiększa się ciężar fundamentu wraz z zasypką i stateczność fundamentu na przesunięcie. Fundamenty bezpośrednie elektrowni wiatrowych projektowane są na nośnych podłożach i zwykle nie zachodzi potrzeba sprawdzania stateczności na przesunięcie w wyniku ścięcia w niższych warstwach podłoża.

4. Wypór hydrostatyczny

Jeżeli warunki gruntowe umożliwiają, nawet chwilowe, zatopienie fundamentu to wypór powinien być uwzględniony w obliczeniach nośności fundamentów elektrowni wiatrowych. Wypór znacząco redukuje stabilizujące oddziaływanie ciężaru fundamentu wraz z zasypką, zatem jeżeli zakłada się możliwość zatopienia fundamentu, to zachodzi konieczność powiększenia jego wielkości. Zwykle dąży się, aby siła wyporu nie wystąpiła. Zalecenia firmy ENERCON nie pozwalają na zastosowanie aktywnego drenażu przy projektowaniu fundamentów elektrowni wiatrowych.

5. Podsumowanie

Oddziaływania wiatru wywołują znaczne siły poziome i momenty przekazywane na fundament. Zapewnienie nośności fundamentu bezpośredniego elektrowni wiatrowej wymaga zatem znacznych wymiarów (kilkanaście metrów średnicy) fundamentu. Zwykle ciężar fundamentu z zasypką znacząco przekracza ciężar konstrukcji elektrowni wiatrowej. Ze względu na cykliczne oddziaływania wiatru i kumulację osiadań nieodwracalnych celowym jest wykonanie w centralnej części pod fundamentem miękkiej podkładki, niwelującej znacząco różnice osiadań plastycznych krawędzi i środka

fundamentu. Miękka podkładka o średnicy mniejszej niż 0,3 średnicy fundamentu posadowionego na nośnym podłożu nie zmniejsza jego nośności i sztywności na obrót. Stosowanie miękkiej podkładki zalecanej przez firmę ENERCON, przy posadowieniu bezpośrednim elektrowni wiatrowych, jest zatem bardzo celowe.

Literatura

- Bowles J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Publishing Company, New York.
- Buscarnera G., Nova R., Vecchiotti M., Tamagnini C., Salciarini D. (2010). Settlement analysis of wind turbines. W: *Soil-Foundation-Structure Interaction*, Chow & Pande (eds.), Taylor & Francis Group, London, 163-170.
- Clark J. I. (1998). The settlement and bearing capacity of very large foundations on strong soils: 1996 R. M. Hardy keynote address. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, No. 1, 131-145.
- Duku P. M., Stewart J. P., Whang D. H., Yee E. (2008). Volumetric strains of clean sands subject to cyclic loads. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 134, No. 8, 1073-1085.
- Li D., Seling E. T. (1996). Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 12, 1006-1013.
- Sawicki A. (2012). *Zarys Mechaniki Gruntów Sypkich*. Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk.
- Smolczyk U. (2003). *Geotechnical Engineering Handbook. Volume 3: Elements and Structures*. Ernst & Sohn. A Willey Company, Berlin.
- Świdziński W. (2006). *Mechanizmy Zagęszczania i Uplynniania Gruntów Sypkich*. Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk.

SOFT COMPRESHESIVE LAYER UNDER THE CENTRAL PART OF WIND TURBINE SHALLOW FOUNDATIONS

Abstract: The paper discusses some problems relating to shallow foundations of wind turbines. Wind turbines are very specific buildings. Main actions transmitted onto foundations are produced by wind. The power of wind varies as it blows from different directions and at a different speed so the foundation must be very stiff. Usually, the foundation is a circular plate of different thickness and a diameter of more than ten meters. It has been shown in this study that it is reasonable to build soft compressive material under the central part of the foundation. The compressive material significantly eliminates irreversible settlement differences of the center and edge of the foundation. The soft compressive material which radius is smaller than 0,3 of foundation radius does not reduce its bearing capacity and rotational stiffness.