

Spis treści

Witold BOGUSZ, Stanisław ŁUKASIK

Prognoza nośności pali na podstawie badań polowych według norm PN-EN-1997 i PN-B-02482

Prediction of pile capacity based on geotechnical investigation according to PN-EN-1997 and PN-B-02482 177

Agnieszka DĄBSKA

Analiza podejścia projektowania posadowień bezpośrednich według PN-EN 1997-1:2008

na przykładzie ławy pierścieniowej pod pionowym stalowym zbiornikiem cylindrycznym

The analysis of the design approach of foundations according to PN-EN 1997-1:2008 on example

of ring shaped foundation of vertical cylindrical steel tank 185

Katarzyna DOŁŻYK, Zenon SZYPCIO, Iwona CHMIELEWSKA

Miękka podkładka pod centralną częścią fundamentu bezpośredniego elektrowni wiatrowej

Soft comprehensive layer under the central part of wind turbine shallow foundations 193

Angelika DUSZYŃSKA, Katarzyna BIAŁEK

Problemy związane z wymiarowaniem platform roboczych

Problems related with working platform designing 199

Grzegorz KACPRZAK, Pavel KRAVCHENKO, Wawrzyniec SMOLAK

Rozkład obciążenia na elementy fundamentu płytowo-palowego posadowionego na podłożu słabonośnym

Load distribution between elements of piled raft foundation in weak ground 205

Simon RABARIJOELY, Stanisław JABŁONOWSKI, Kazimierz GARBULEWSKI

Dobór parametrów gruntów w projektowaniu geotechnicznym z wykorzystaniem teorii Bayesa

Selection of soil parameters in geotechnical design with application of the Bayesian theory 211

Katarzyna STELMACH, Joanna BZÓWKA

Charakterystyka podłoża gruntowego na podstawie korelacji parametrów otrzymanych

z badań geofizycznych i geotechnicznych

Subsoil characteristics on the basis of parameter correlations estimated from geophysical

and geotechnical tests 219

Krzysztof STERNIK, Szymon KITA

Koszt realizacji jako kryterium wyboru sposobu posadowienia budynku

Costs of foundation construction as the selection criterion for the choice of foundation type 225

Krzysztof TROJNAR

Projektowanie fundamentów hybrydowych obciążonych poziomo

Design of hybrid foundations on lateral load 237

Wojciech TSCHUSCHKE

Identyfikacja konsystencji gruntów mało spoistych na podstawie charakterystyk penetracji

z badania statycznego sondowania

Identification of the state of consistency in loosely cohesive soils based on penetration characteristics

from cone penetration test 247

PROGNOZA NOŚNOŚCI PALI NA PODSTAWIE BADAŃ POŁOWYCH WEDŁUG NORM PN-EN-1997 I PN-B-02482

Witold BOGUSZ*, Stanisław ŁUKASIK

Zakład Geotechniki i Fundamentowania, Instytut Techniki Budowlanej, ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa

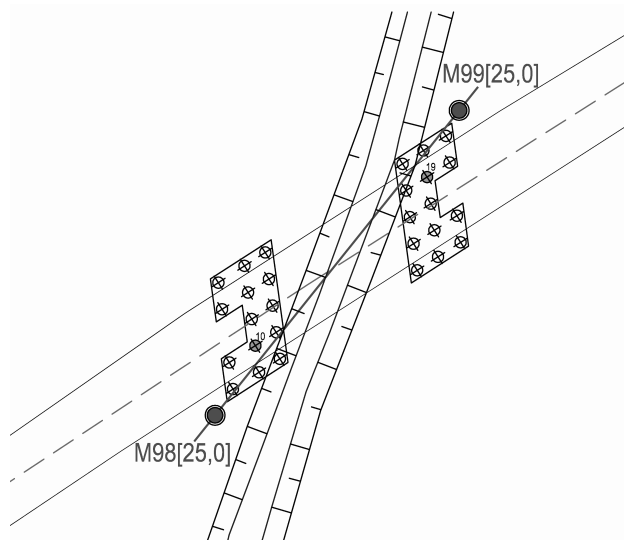
Streszczenie: W pracy przedstawiono analizę nośności wierconych pali wielkośrednicowych stanowiących fundament obiektu mostowego, w ujęciu Eurokodu 7 oraz PN-83/B-02482. Nośność pali wyznaczoną z obliczeń porównano z określoną na podstawie próbnych obciążeń statycznych.

Słowa kluczowe: Eurokod 7, nośność pali wielkośrednicowych, CPT, próbne obciążenie statyczne.

1. Wprowadzenie

Zgodnie z Eurokodem 7 najpewniejszą metodą oceny nośności pali są próbne obciążenia statyczne. W Polsce, pomimo wprowadzenia Eurokodu, często podstawą projektowania fundamentów palowych nadal pozostaje norma PN-83/B-02482 *Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych*. Prezentuje ona konserwatywne podejście do sprawdzenia stanu granicznego nośności pali, zapewniając odpowiedni zapas bezpieczeństwa, choć czasem kosztem stosowania nieuzasadnionych ekonomicznie rozwiązań. Projektowanie według PN-EN-1997-1:2008 *Eurokod 7. Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych* umożliwia większą optymalizację rozwiązań, lecz korzyści te są widoczne w przypadku dysponowania większą liczbą badań. Zwiększona liczba próbnych obciążeń statycznych, zrealizowanych we wstępnej fazie projektu, pozwala na wybranie rozwiązań bardziej ekonomicznych w późniejszej fazie wykonawczej. Podejście to ma jednak uzasadnienie w przypadku znacznej liczby projektowanych pali, gdy czas i koszty poświęcone na te badania pozwalają w sposób znaczący ograniczyć nakłady związane z realizacją projektu.

W artykule przedstawiono analizę nośności pali na podstawie PN-83/B-02482 oraz PN-EN-1997-1:2008 wykorzystując jako przykład posadowienie dwóch przyczółków mostu drogowego (rys. 1). Przyczółki posadowiono na palach o średnicy 120 cm i długości 18 m, wykonanych w rurach obsadowych z zastosowaniem iniekcji pod podstawą.



Rys. 1. Plan sytuacyjny (sondowania CPT w miejscu lokalizacji otworów M98 i M99)

Sprawdzenie stanu granicznego nośności GEO, zgodnie z załącznikiem krajowym do normy PN-EN-1997-1:2011 wymaga zastosowania podejścia obliczeniowego DA2*. Należy przyjąć następującą kombinację zestawów współczynników częściowych dla tego podejścia:

$$A1 + M1 + R3 \quad (1)$$

Sprawdzenie stanu granicznego nośności wymaga dla pala wciskanego spełnienia warunku:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (2)$$

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: w.bogusz@itb.pl

gdzie: $F_{c;d}$ jest obliczeniowym osiowym obciążeniem pala wciskanego, a $R_{c;d}$ jest wartością obliczeniową nośności pala wciskanego, obliczoną jako:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (3)$$

gdzie: $R_{c;d}$ jest wartością obliczeniową nośności pala wciskanego, a γ_t jest współczynnikiem częściowym do całkowitej nośności pala (tablica A.7 normy PN-EN-1997-1:2008, zestaw R2).

Z braku informacji dotyczących wartości charakterystycznych obciążeń przekazywanych przez przyczółki na grupę pali, porównano jedynie różnice w nośności badanych pali – wyznaczonych różnymi metodami. Dla kompleksowego sprawdzenia stanu granicznej nośności w celach projektowych należy jednak brać pod uwagę zapas bezpieczeństwa wynikający ze współczynników częściowych zarówno po stronie nośności, jak i obciążenia.

2. Warunki gruntowe

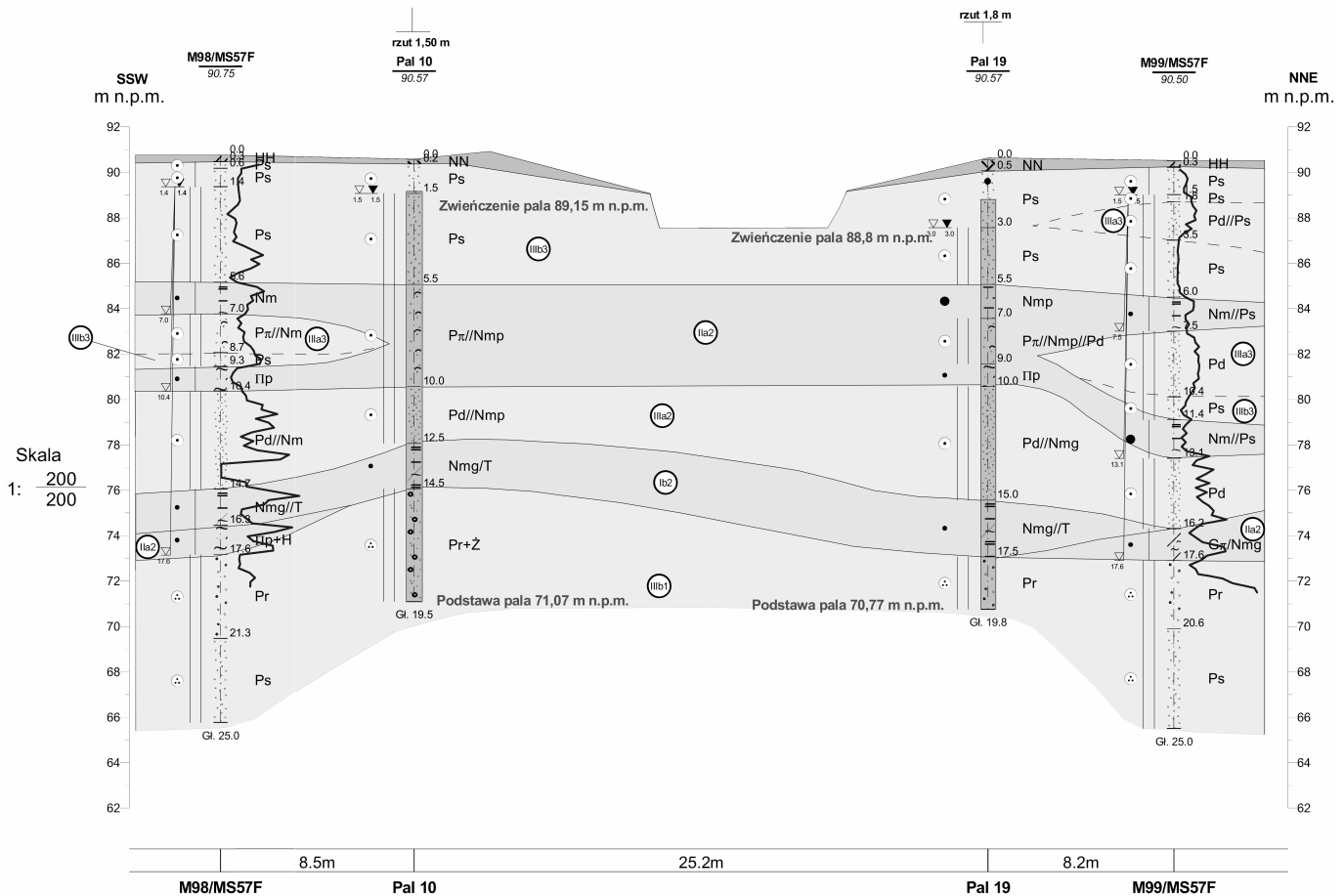
Warunki geotechniczne określono na podstawie dokumentacji w ramach, której na potrzeby projektu wykonano dwa otwory wiertnicze do głębokości 25 m poniżej poziomu terenu oraz dwa sondowania CPT

do głębokości 19 m poniżej poziomu terenu. Z badań wynika, że w podłożu występują czwartorzędowe osady rzeczne i rzeczno-zastoiskowe w postaci piasków rzecznych z przewarstwieniami gruntów słabonośnych (namuły i mady).

Na przekroju geotechnicznym (rys. 2) przedstawiono układ warstw występujących w podłożu z uwzględnieniem dodatkowych danych uzyskanych w trakcie wiercenia pali. W interpretacji przekroju należy jednak uwzględnić niedokładność rozpoznania rodzaju i stanu gruntu na podstawie urobku wydobywanego w trakcie wiercenia pali wielkośrednicowych. Na uwagę zasługuje fakt, że określenia profilu geologicznego podczas wiercenia dokonano dla jednego pala każdej podpory, niekoniecznie dla pala badanego w trakcie próbnego obciążenia.

Podstawy pali sięgają do warstwy zagęszczonych piasków grubych, pod którymi zalegają zagęzczone piaski średnie. Ponad podstawą występują średnio zagęzczone piaski drobne i średnie oraz przewarstwienia gruntów organicznych, głównie namułów w stanie twardoplastycznym.

Na przekroju (rys. 2) zamieszczono także wykresy oporu stożka q_c z sondowań CPT. Dla wykresu sondowania CPT M98 na rzędnej około 77 m nad poziomem morza spadek wartości wynika z wykonania podwiertu, udokumentowanego w karcie sondowania i nie świadczy o obecności słabszej warstwy.



Rys. 2. Przekrój geotechniczny z lokalizacją pali i sondowań CPT

3. Analiza nośności pali w oparciu o wyniki próbnych obciążeń statycznych

Próbne obciążenia statyczne pali numer 10 i 19 przeprowadzono zgodnie z wymaganiami normy PN-83/B-02482. Na podstawie otrzymanych zależności obciążenie-osiadanie (rys. 3) przeprowadzono analizę stanu granicznego nośności według norm PN-83/B-02482 oraz PN-EN-1997-1:2008. Maksymalne osiadanie osiągnięte dla pala numer 10 wynosiło 129,40 mm, a dla numer 19 – 87,74 mm. Maksymalne obciążenia dla których uzyskano stabilizację osiadań: pal 10 – 5195 kN; pal 19 – 7139 kN.

3.1. Analiza nośności pala według PN-83/B-02482

Warunek stanu granicznego nośności jest spełniony, gdy:

$$Q_r \leq k \cdot N_c^0 \quad (4)$$

gdzie: Q_r jest obciążeniem obliczeniowym działającym na pal, k jest współczynnikiem korelacyjnym zależnym od typu krzywej z wykresu pomocniczego (tablica 16

normy PN-B-02482:2008), a N_c^0 jest obciążeniem dopuszczalnym na pojedynczy pal ze względu na stan graniczny nośności.

Krzywa osiadania jest krzywą typu a, gdy spełniony jest warunek:

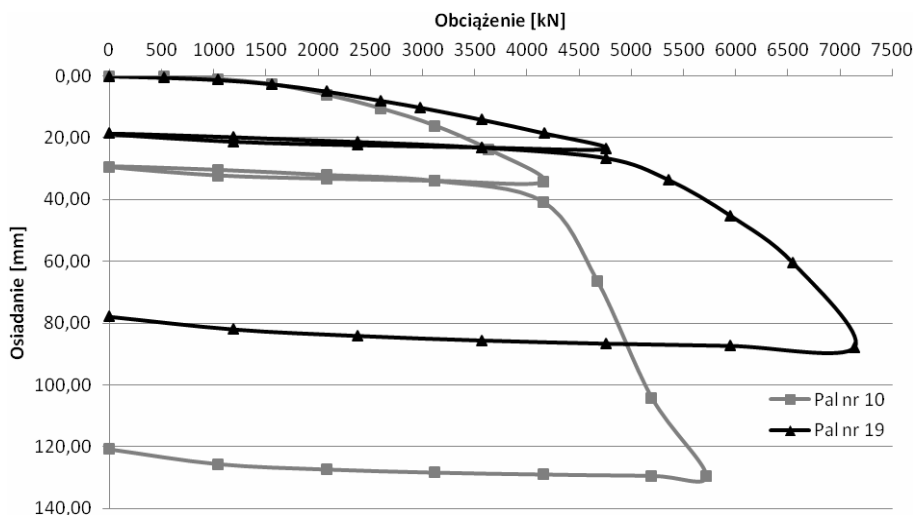
$$\frac{N_c^1}{N_g^1} \geq 0,4 \quad (5)$$

gdzie: N_c^1 jest początkiem pierwszego odcinka prostoliniowego krzywej wykresu pomocniczego; a N_g^1 jest punktem przecięcia pierwszego odcinka prostoliniowego z osią.

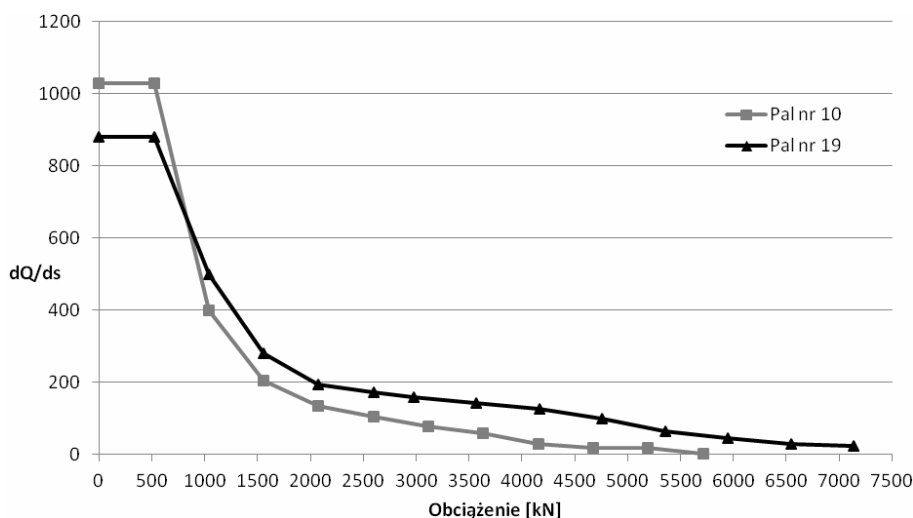
Dla krzywej typu a przyjmuje się:

$$N_c^0 = N_c^1 \quad (6)$$

Wykresy pomocnicze do analizy wyników próbnych obciążeń pokazano na rysunku 4. W tabeli 1 pokazano obliczenia nośności analizowanych pali na podstawie próbnych obciążeń według PN-83/B-02482.



Rys. 3. Wykresy zależności obciążenie-osiadanie z próbnych obciążeń statycznych



Rys. 4. Wykresy pomocnicze do analizy wyników próbnych obciążeń według PN-83/B-02482

Tab. 1. Nośność analizowanych pali na podstawie próbnych obciążeń według PN-83/B-02482

Nośność	Numer pala	
	10	19
Q_{max}	5195	7139
N_c^l	4156	5354
N_g^l	6600	8055
typ krzywej	a	a
k	1,00	1,00
N_c^o	4156	5354
$k \cdot N_c^o$	4156	5354

3.2. Analiza nośności pala według PN-EN-1997-1

Zgodnie z Eurokodem, za nośność graniczną przyjęto największe obciążenie, dla którego uzyskano stabilizację osiadań pala przed osiągnięciem wartości osiadania przekraczającego 10% jego średnicy. Nośność charakterystyczną pala wciskanego określa wzór:

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_1}, \frac{(R_{c;m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (7)$$

gdzie: $(R_{c;m})_{mean}$ jest średnią z wartości nośności pali wciskanych z próbnych obciążeń, $(R_{c;m})_{min}$ jest najniższą z wartości nośności pali wciskanych z próbnych obciążeń, ξ_1 , ξ_2 są współczynnikami korelacyjnymi do oceny wyników próbnych obciążeń statycznych pali według tablicy A.9 normy PN-EN-1997-1:2008.

Zwiększenie liczby próbnych obciążeń pozwala na zmniejszenie niepewności wyznaczenia nośności pali w danych warunkach. Według PN-EN-1997-1:2008 można wtedy zastosować niższe współczynniki korelacyjne do obliczenia wartości charakterystycznej nośności pali. W tabeli 2 przedstawiono analizę nośności pali dla rozpatrywanego przypadku.

Tab. 2. Nośność analizowanych pali na podstawie próbnych obciążeń według PN-EN-1997-1:2008

Nośność	Liczba badań		
	n = 1		n = 2
	Numer pala		
	10	19	10, 19
$R_{c;m}$	5195	7139	-
$(R_{c;m})_{mean}$	5195	7139	6167
ξ_1	1,4	1,4	1,3
$(R_{c;m})_{min}$	5195	7139	5195
ξ_2	1,4	1,4	1,2
$R_{c;k}$	3711	5099	4329
$R_{c;d}$	3374	4636	3935

Ze względu na zastosowanie pali tego samego rodzaju, długości i średnicy, w zbliżonych warunkach gruntowych, porównano obliczenia dla pali rozpatrywanych pojedynczo ($n = 1$) oraz analizowanych wspólnie ($n = 2$). Pomimo znacznej sztywności oczepu, nie zastosowano redukcji współczynników korelacyjnych. Wynika to z niewielkiej liczby pali występujących w podporze oraz sposobu ich rozmieszczenia.

4. Obliczenia nośności pali na podstawie wyników badań podłoża

Według PN-83/B-02482 obliczanie nośności pali należy wykonać w oparciu o znajomość profilu geotechnicznego oraz stopnia zagęszczenia I_D lub stopnia plastyczności I_L poszczególnych warstw podłoża. Z kolei, PN-EN-1997-1:2008 nie zawiera konkretnego sposobu wyznaczania nośności granicznej na podstawie badań podłoża. Wybór sposobu jej wyznaczenia należy do projektanta. Szeroki zakres metod określania nośności granicznej przedstawił Gwizdała (2011). Powszechne stosowanie sondowań statycznych CPTU dla celów rozpoznania podłoża zachęca w tym wypadku do bezpośredniego wykorzystywania wyników tych badań w celach projektowych. W warunkach polskich można spotkać się z zastosowaniem metody PN-EN-1997-2 (opartej na doświadczeniach holenderskich), metody Gwizdały oraz metody LCPC (Bustamante i Gianceselli, 1982).

Dla wyznaczenia nośności do analizy według normy PN-EN-1997-1:2008 wykorzystano metodę zaprezentowaną w załączniku D normy PN-EN-1997-2:2009. Należy ona do metod opartych na bezpośrednim wykorzystaniu wyników sondowań w postaci wartości oporu stożka q_c przy obliczaniu nośności, w odróżnieniu od metod wykorzystujących wartości parametrów określonych na podstawie cech wiodących I_L , I_D (uśrednionych dla wydzielonych warstw podłoża). Ponieważ długość pali przekracza nieco głębokość sondowań, w analizie przyjęto średnią wartość q_c pod podstawą, ekstrapolując na całą głębokość wartości uzyskane dla warstwy piasków zagęszczonych nad podstawą. W celach projektowych należy jednak wykonywać sondowania do głębokości, co najmniej 4 średnic pala poniżej jego podstawy.

4.1. Nośność obliczeniowa według PN-83/B-02482

Warunek stanu granicznego nośności jest spełniony, gdy:

$$Q_r \leq m \cdot N_t \quad (8)$$

gdzie: Q_r jest obciążeniem obliczeniowym działającym na pal, m jest współczynnikiem korekcyjnym (równym 0,9), a N_t jest obliczeniową nośnością pala wciskanego wyznaczoną według wzoru:

$$N_t = N_p + N_s = S_p q^{(r)} A_p + \sum S_{si} t_i^{(r)} A_{si} \quad (9)$$

gdzie: N_p jest oporem podstawy pala, N_s jest oporem poboczniczy pala wciskanego, S_p i S_{si} są współczynnikami technologicznymi, $q^{(r)}$ jest jednostkową obliczeniową

wytrzymałością gruntu pod podstawą, $t_i^{(r)}$ jest jednostkową obliczeniową wytrzymałością gruntu wzdłuż pobocznic, A_p jest polem przekroju poprzecznego podstawy pała, a A_{si} jest polem pobocznic pała.

Zgodnie z punktem 2.2.4 normy PN-83/B-02482, dla namulów w stanie innym niż zwarty i półzwarty, wartość jednostkowego oporu granicznego gruntu wzdłuż pobocznic pała należy przyjąć równą zero. Ponadto, gdy warstwa dla której $t = 0$ kPa ma miąższość większą od 0,5 m, zgodnie z zaleceniem normy należy sumować wartości oporu pobocznic jedynie dla warstw leżących poniżej jej spągu. Dla porównania przeprowadzono obliczenia nośności z uwzględnieniem tarcia tylko dla gruntów leżących poniżej warstw organicznych oraz z uwzględnieniem tarcia na całej pobocznic pała (dla warstw namulów $t = 0$ kPa). W obliczeniach nie uwzględniano tarcia negatywnego gruntu. Wyniki analizy przedstawiono w tabeli 3.

Tab. 3. Nośność analizowanych pali według PN-83/B-02482 w oparciu o wyniki badań podłoża

Nośność	Numer pała	
	10	19
N_s	549 (1970) ¹⁾	1043 (2074) ¹⁾
N_p	3504	3504
N_t	4053 (5474) ¹⁾	4547 (5578) ¹⁾
$m \cdot N_t$	3648 (4927) ¹⁾	4092 (5020) ¹⁾

1) Wartość wyznaczona z uwzględnieniem tarcia pozytywnego gruntu na całej długości pała; dla namulów ($I_L = 0, 10-0, 20$): $t = 0$ kPa

4.2. Nośność obliczeniowa według PN-EN-1997-1

Nośność charakterystyczna pała wciskanego wynosi:

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (10)$$

gdzie: $(R_{c;cal})_{mean}$ jest średnią z wartości nośności pali wciskanych wyznaczonych z obliczeń, $(R_{c;cal})_{min}$ jest najniższą z wartości nośności pali wciskanych wyznaczonych z obliczeń, ξ_3 i ξ_4 są współczynnikami korelacyjnymi do wyznaczenia wartości charakterystycznych na podstawie badań podłoża według tablicy A.10 normy PN-EN-1997-1:2008.

Wyniki nośności w oparciu o wyniki badań podłoża przedstawiono w tabeli 4.

Tab. 4. Nośność analizowanych pali według PN-EN-1997-1:2008 w oparciu o wyniki badań podłoża.

Nośność	Liczba badań		
	n = 1		n = 2
	Numer pała		
	10	19	10, 19
R_s	2611	2223	
R_b	4423	5368	-
$R_{c;cal}$	7034	7591	
$(R_{c;cal})_{mean}$	7034	7591	7313
ξ_3	1,4	1,4	1,35
$(R_{c;cal})_{min}$	7034	7591	7034
ξ_4	1,4	1,4	1,27
$R_{c;k}$	5024	5422	5417
$R_{c;d}$	4568	4929	4925

5. Wyniki analiz

Zestawienie wyników analiz nośności pali pokazano w tabeli 5.

Rozbieżność wyników uzyskanych w przypadku analizowanego pała numer 10 może wynikać z przeszacowanej w obliczeniach nośności jego podstawy, zarówno według normy PN-EN-1997-1:2008 jak i PN-83/B-02482. Możliwą przyczyną jest występowanie słabszej warstwy pod podstawą tego pała, która nie została udokumentowana sondowaniem ze względu na jego niedostateczną głębokość.

Pał numer 19 osiąga bardzo zbliżone wartości nośności obliczeniowych uzyskanych obiema metodami według obu norm, za wyjątkiem PN-83/B-02482, jeśli pominie się tarcie pozytywne części gruntów leżących powyżej przewarstwienia namulów zgodnie z wymaganiami normy.

Pominięcie tarcia pozytywnego na pobocznic pała, w obliczeniach zgodnie z zaleceniami normy PN-83/B-02482, skutkuje znaczną różnicą w otrzymywanych rezultatach. Uwzględniając tarcie pozytywne na pełnej długości pała, według PN-83/B-02482, wyznaczona wartość oporu na pobocznic osiąga wartości analogiczne do uzyskanych w obliczeniach na podstawie sondowania CPT. Przedstawiony w normie PN-83/B-02482 sposób uwzględniania występujących przewarstwień gruntów organicznych, jest w niniejszym przykładzie zbyt podatny na interpretację zastosowaną w dokumentacji oraz nie zawsze może być właściwy.

W przypadku obu analizowanych pali, obliczeniowa nośność, wyznaczona z pojedynczych próbnymi obciążeniami, według interpretacji Eurokodu 7, jest około 15% mniejsza od wyznaczonej według normy PN-83/B-02482 w oparciu o te same dane.

Dla porównania, rezultaty (tab. 6) przedstawiono także w postaci osiadań dla wartości obciążeń odpowiadających

Tab. 5. Zestawienie wyników analiz nośności pali

Norma	Nośność pala wciskanego [kN]				
	Liczba badań	n = 1		n = 2	
	Numer pala	10	19	10, 19	
Eurokod 7	Na podstawie badań podłoża	R_s	2611	2223	
		R_b	4423	5368	-
		$R_{c,cal}$	7034	7591	
		$R_{c;k}$	5024	5422	5417
		$R_{c;d}$	4568	4929	4925
	Na podstawie próbnego obciążenia statycznego	$R_{c;m}$	5195	7139	-
		$R_{c;k}$	3711	5099	4329
		$R_{c;d}$	3374	4636	3935
		N_s	549 (1970) ¹⁾	1043 (2074) ¹⁾	
		N_p	3504	3504	
PN-83/B-02482	Na podstawie badań podłoża	N_t	4053 (5474) ¹⁾	4547 (5578) ¹⁾	
		$m*N_t$	3648 (4927) ¹⁾	4092 (5020) ¹⁾	
		Q_{max}	5195	7139	
	Na podstawie próbnego obciążenia statycznego	N_g^l	6600	8055	
		$k*N_c^0$	4156	5354	

¹⁾ Wartość wyznaczona z uwzględnieniem tarcia pozytywnego gruntu na całej długości pala

Tab. 6. Osiadania wyznaczone z zależności obciążenie-osiadanie dla nośności obliczeniowych

Norma	Osiadanie s [mm]			
	Liczba badań	n = 1		n = 2
	Numer pala	10	19	10, 19
Eurokod 7	Na podstawie badań podłoża	60	27	85, 27
	Na podstawie próbnego obciążenia statycznego	20	25	30, 23
PN-83/B-02482	Na podstawie badań podłoża	24	25	
	Na podstawie próbnego obciążenia statycznego	40	34	

poszczególnym nośnościom obliczeniowym. Wartości osiadań podano na podstawie wyników próbnich obciążeń.

6. Podsumowanie

Obliczenia nośności wykonane bezpośrednio w oparciu o wyniki sondowania statycznego CPT, ze względu na dokładność samego badania, pozwalają na lepsze uwzględnienie zmienności podłoża gruntowego przy projektowaniu pali. Z kolei, opieranie analizy o wartości wyprowadzone jest obarczone błędem interpretacji i wynikającego z niej uśrednienia parametrów warstw podłoża. Należy pamiętać, że według Eurokodu 7 przeprowadza się sprawdzenie stanu granicznego nośności pali, ale samo wyznaczenie nośności granicznej na podstawie badań podłoża należy do projektanta.

W opisanym przykładzie wykorzystano metodę obliczenia przedstawioną w załączniku D normy PN-EN 1997-2:2009.

W dotychczasowej praktyce, wynikającej z zaleceń normy PN-83/B-02482, próbne obciążenia statyczne służyły głównie weryfikacji założeń projektowych i jakości wykonawstwa oraz stanowiły podstawę odbioru robót palowych. Według Eurokodu 7 są one jednak, najpewniejszą metodą wyznaczania nośności granicznej pali, stanowiącą podstawę do ich projektowania. Metodologia interpretacji próbnego obciążenia statycznego według PN-83/B-02482 jest bardziej złożona od przedstawionej w normie PN-EN-1997-1:2008, gdyż bierze pod uwagę cały przebieg badania. Dla badań odbiorczych obejmujących pojedyncze próbne obciążenia statyczne, może być ona jednak bardziej korzystna. W najczęstszym przypadku, gdy próbne obciążenia prowadzone są na palach konstrukcyjnych, rzadko

osiągana jest ich nośność graniczna odpowiadająca osiadowaniu $0,10D$. Przyjęcie wartości nośności niższej od granicznej i zastosowanie pojedynczego próbnego obciążenia może skutkować nieekonomicznym zaniżeniem otrzymanej nośności obliczeniowej. Według Eurokodu 7 dla takiego przypadku możliwe jest przeprowadzenie ekstrapolacji wykresu obciążenie-przemieszczenie dla pali wciskanych, jednak brakuje metod o wystarczająco potwierdzonej skuteczności dla jej zastosowania.

Ponadto, przy występowaniu widocznej różnicy w nośności, uzyskanej z łącznej analizy przynajmniej dwóch pali, w reprezentatywnych warunkach gruntowych, oddzielna ich analiza skutkuje lepszą optymalizacją projektu. Bauduin (2003) wskazuje, że już w przypadku współczynnika zmienności większego niż 10-12%, charakterystyczna wartość nośności pala będzie wynikała z najmniejszej z uzyskanych wartości. Wartość średnia będzie decydująca w przypadkach, gdy współczynnik zmienności będzie niższy. Gdy przekroczy on jednak 20%, zasadne jest zwiększenie liczby badań.

Literatura

- Bauduin Ch. (2003). Assessment of model factors and reliability index for ULS design of pile foundations. W: *Proc. of the 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent 2003, 16.
- Bustamente M., Gianceselli L. (1982). Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometr CPT. W: *Proc. of the 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amestrdam 1982, Vol. 2, 493-500.
- Gwizdała K. (2011). *Fundamenty Palowe. Technologie i obliczenia*. Tom 1. PWN, Warszawa.

PREDICTION OF PILE CAPACITY BASED ON GEOTECHNICAL INVESTIGATION ACCORDING TO PN-EN-1997 AND PN-B-02482

Abstract: The paper presents bearing capacity analysis for large diameter piles used as bridge foundation, according to Eurocode 7 and Polish National standard PN-83/B-02482. Calculated bearing capacity of those piles was compared with capacity derived from static load tests.

ANALIZA PODEJŚCIA PROJEKTOWANIA POSADOWIEŃ BEZPOŚREDNICH WEDŁUG PN-EN 1997-1:2008 NA PRZYKŁADZIE ŁAWY PIERŚCIENIOWEJ POD PIONOWYM STALOWYM ZBIORNIKIEM CYLINDRYCZNYM

Agnieszka DĄBSKA*

Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska, ul. Nowowiejska 20, 00-653 Warszawa

Streszczenie: W artykule przedstawiono wyniki analizy porównawczej projektowania posadowień bezpośrednich pod naziemny pionowy stalowy zbiornik cylindryczny w obliczeniach stanu granicznego nośności według norm PN-EN 1997-1:2008 i PN-81/B-03020. Dla zbiornika zaprojektowanego według norm PN-EN 1993-4-2 i PN-97/B-03210, przy tych samych założeniach projektowych, dla prostych warunków geotechnicznych, zaprojektowano fundament w postaci ławy pierścieniowej i dokonano sprawdzenia stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod fundamentu. Przeanalizowano wyniki obliczeń według podejścia obliczeniowego DA2* zgodnie z normą PN-EN 1997-1:2008 w odniesieniu do obliczeń wykonanych według normy PN-81/B-03020.

Słowa kluczowe: zbiornik stalowy cylindryczny, ława pierścieniowa, stan graniczny nośności, podejście obliczeniowe DA2*.

1. Wprowadzenie

Zbiorniki naziemne walcowe o osi pionowej, z dachem stałym, są zazwyczaj stosowane do magazynowania cieczy o niskim ciśnieniu par (na przykład oleju napędowego, ropy) w temperaturze otoczenia. Średnice zbiorników wynoszą od kilku do ponad 100 m, a wysokości do 25 m. Pojemności zbiorników dochodzą do 200 000 m³. Niezależnie od warunków geotechnicznych, w jakich są posadawiane te zbiorniki, ze względu na zagrożenie jakie stwarzają dla użytkowników i środowiska, należy zaliczyć je do trzeciej kategorii geotechnicznej, zgodnie z normą PN-EN 1997-2:2009 *Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego* oraz Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. Nr 0 z dnia 27 kwietnia 2012 r., poz. 463).

2. Projektowanie fundamentów zbiorników stalowych walcowych pionowych

Wymagania dotyczące projektowania fundamentów zbiorników stalowych walcowych zawiera norma

PN-97/B-03210 *Konstrukcje stalowe. Zbiorniki walcowane pionowe na cieczy. Projektowanie i wykonanie* oraz norma PN-EN 1993-4-2 *Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 4-2: Zbiorniki*.

Norma PN-97/B-03210 zaleca aby fundamenty zbiorników stalowych walcowych pionowych obliczać zgodnie z normą PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*.

Płaszcz zbiornika zaleca się opierać na pierścieniowym fundamencie betonowym, wewnątrz którego należy wykonać fundament piaskowy o wskaźniku zagęszczenia $I_s \geq 1,0$. Norma PN-B-03210:1997 błędnie podaje, że fundament piaskowy powinien być wykonany „o stopniu zagęszczenia I_D według normy PN-86/B-02480 nie mniejszym niż 1,0”. Norma PN-97/B-03210 dopuszcza posadawianie zbiorników naziemnych o średnicy do 12 m na fundamentach innego typu (na przykład na płycie fundamentowej).

Obecnie obowiązujące wytyczne dotyczące ogólnych zasad projektowania i konstruowania fundamentów zbiorników stalowych walcowych pionowych zawarte są w Załączniku I normy PN-EN 14015:2010 *Specyfikacja dotycząca projektowania i wytwarzania na miejscu zbiorników pionowych, o przekroju kołowym, z dnem płaskim, naziemnych, stalowych spawanych, na cieczy*

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: agnieszka.dabska@is.pw.edu.pl

o temperaturze otoczenia i wyższej. Norma zleca projektowanie fundamentu w taki sposób, aby:

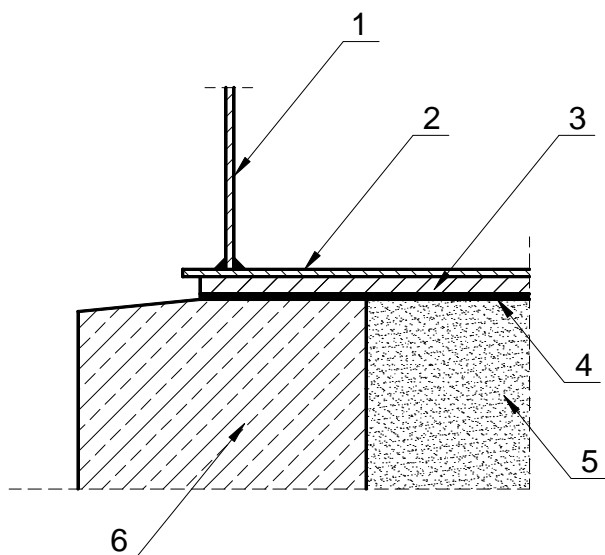
- przenosił wszelkie obciążenia do odpowiedniej warstwy nośnej (to znaczy był spełniony stan graniczny nośności);
- mógł przyjmować przewidywane różnice osiadań i osiadania całkowite bez stwarzania zagrożenia na bezpiecznej eksploatacji zbiornika (to znaczy był spełniony stan graniczny użyteczności).

W normie PN-EN 14015:2010 brak jest wyraźnego zalecenia, jak projektować posadowienie zbiorników według obecnie obowiązującej normy w zakresie projektowania geotechnicznego PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne, a podane wytyczne mają charakter ogólny.

Dla zbiorników magazynowych norma PN-EN 14015:2010 zaleca stosowanie jednego z następujących typów fundamentów:

- warstwowo-gruntowy,
- pierścieniowy,
- płytowy-powierzchniowy,
- płytowy oparty na palach.

Schemat fundamentu pierścieniowego przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Fundament betonowy pierścieniowy według normy PN-EN 14015:2010: 1 – płaszcz zbiornika, 2 – dno zbiornika, 3 – warstwa mieszaniny bitumiczno-piaskowej (50 mm), 4 – geomembrana, 5 – fundament piaskowy, 6 – fundament (pierścień żelbetowy)

3. Obciążenia działające na projektowany fundament pierścieniowy zbiornika

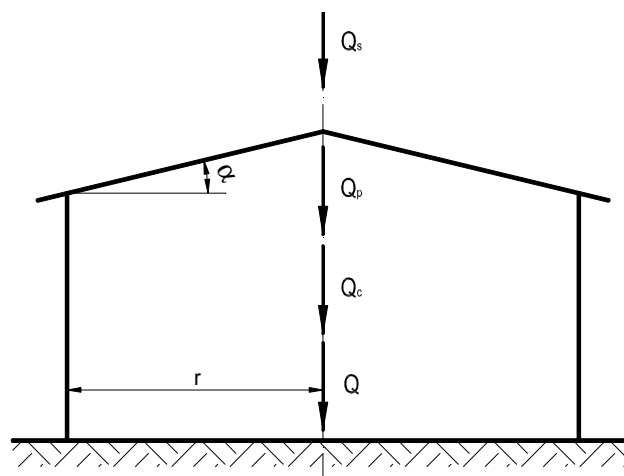
W artykule przeanalizowano podejście projektowe DA2* stanu granicznego nośności według PN-EN 1997-1:2008 w porównaniu do obliczeń według normy PN-81/B-03020 dla zbiornika walcowego stalowego, z dachem stałym w kształcie kopuły, zaprojektowanego według norm polskich PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie i PN-97/B-03210 oraz powiązanych ze sobą zharmonizowanych

norm europejskich PN-EN 14015: 2010, PN-EN 1990:2004 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji, PN-EN 1991-4 Oddziaływania na konstrukcje. Część 4: Silosy i zbiorniki, PN-EN 1993-1-1:2006 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków, PN-EN 1993-1-6:2009 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-6. Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych i PN-EN 1993-4-2. Zaprojektowano zbiornik o następujących parametrach (Machowska, 2011):

- średnicy wewnętrznej $D = 49,0$ m,
- wysokości płaszcza $H_p = 16,5$ m,
- strzałce kopuły $f = 4,9$ m,
- pojemności eksploatacyjnej $V_e = 28\,272$ m³.

W artykule przeanalizowano stan graniczny nośności sprawdzony dla warunku eksploatacji, to jest dla zbiornika Q wypełnionego cieczą Q_c , obciążonego podciśnieniem Q_p , przy obciążeniu śniegiem Q_s i z pominięciem działania wiatru. Zgodnie z normą PN-EN 1997-1:2008 warunek eksploatacji odpowiada trwałej sytuacji obliczeniowej, to jest sytuacji obliczeniowej, której miarodajny czas trwania jest tego samego rzędu co przewidywany okres użytkowania (dotyczy warunków zwykłego użytkowania konstrukcji – faza eksploatacji).

Schemat obciążeń fundamentu zbiornika dla warunku eksploatacji (sytuacji trwałej) przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Schemat obciążeń dla warunku eksploatacji (sytuacji trwałej): Q – obciążenie stałe od ciężaru własnego konstrukcji i technologiczne, Q_c – obciążenie stałe od ciężaru własnego cieczy, Q_p – obciążenie stałe od podciśnienia, Q_s – obciążenia zmienne od śniegu

Dla powyższej sytuacji obliczeniowej przyjęto podstawową kombinację obciążeń, dającą najbardziej niekorzystne efekty, zarówno według normy PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości, jak i normy PN-EN 1990:2004.

Zestawienie obliczeniowych wartości wypadkowych obciążeń działających na kierunku pionowym dla warunku eksploatacji według PN-82/B-02000 – trwałej sytuacji obliczeniowej według PN-EN 1990-1:2004 dla zestawu współczynników częściowych do oddziaływań A1 przedstawiono w tabelicy 1.

Tab. 1. Zestawienie obliczeniowych wypadkowych wartości obciążeń działających na fundament zbiornika dla warunku eksploatacji według PN-82/B-02000 i trwałej sytuacji obliczeniowej dla zestawu współczynników częściowych do oddziaływań A1 według PN-EN 1990:2004

Obciążenie	Składowa pionowa [kN]	
	Warunek eksploatacji	Trwała sytuacja obliczeniowa
		A1
Stałe	12542,5	13542,5
Zmienne	4410,5	4071,2
Wypadkowa	16953,0	17993,4

4. Warunki geotechniczne

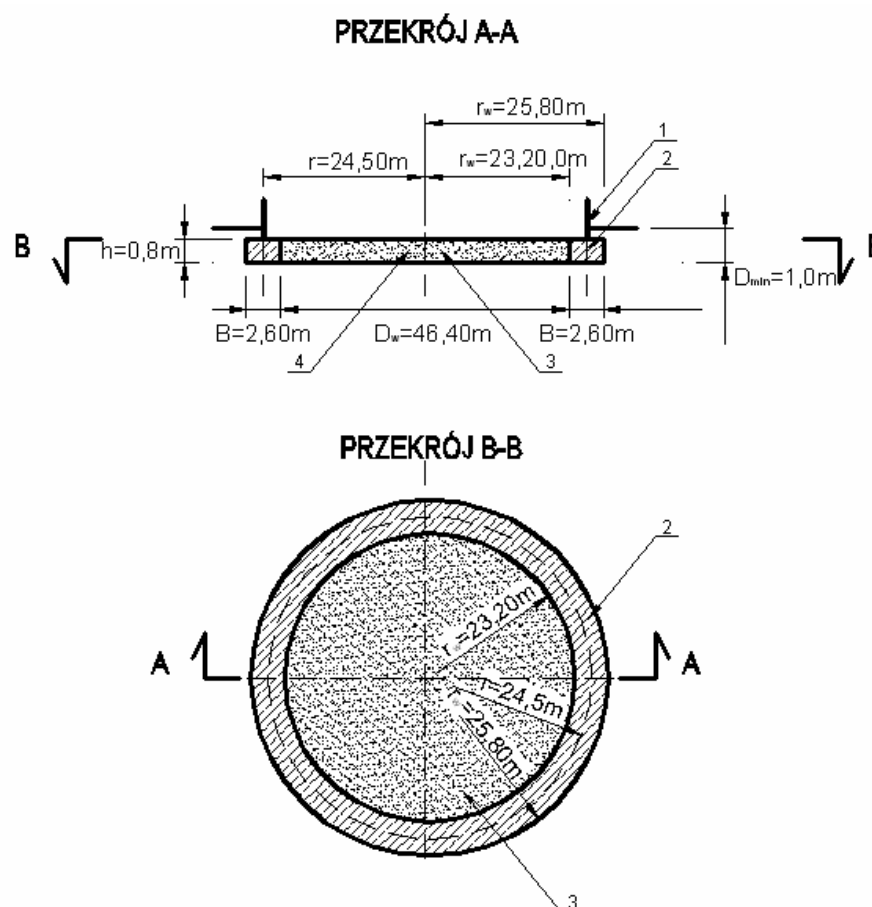
Stan graniczny nośności według normy PN-81/B-03020 i PN-EN 1997-1:2008 sprawdzono dla prostych warunków geotechnicznych, zakładając występowanie w podłożu gruntu jednorodnego i brak występowania zwierciadła wody gruntowej. Przeanalizowano 21 przypadków posadowienia na:

- gruntach niespoistych: żwirze, piasku grubym i piasku drobnym, o stopniach zagęszczenia $I_D = 0,3$, $I_D = 0,6$ i $I_D = 0,9$;
- gruntach spoistych: pyle piaszczystym (grupa A), glinie (grupa B), ile (grupa D) i glinie zwięzłej (grupa C), o stopniu plastyczności $I_L = 0,7$, $I_L = 0,4$ i $I_L = 0,1$, gdzie: A, B, C i D – grupy gruntów spoistych według normy PN-81/B-03020.

Parametry charakterystyczne gruntów przyjęto według normy PN-81/B-03020.

Pod zbiornik zaprojektowano fundament w postaci pierścieniowej łąwy żelbetowej wewnątrz wypełnionej piaskiem średnim, zagęszczonym do wskaźnika zagęszczenia $I_S \geq 0,97$. Przyjęto łąwę o wysokości $h = 0,8$ m, szerokości $B = 2,60$ m i promieniu w osi $r = 24,50$ m (o promieniu wewnętrznym $r_w = 23,20$ m i promieniu zewnętrznym $r_z = 25,80$ m). Fundament posadowiono na głębokości $D_{min} = 1,0$ m w stosunku do powierzchni terenu przyległego. Dla zaprojektowanego fundamentu pierścieniowego stan graniczny nośności na wypieranie gruntu spod fundamentu jest spełniony dla wszystkich analizowanych przypadków.

Schemat przyjętego fundamentu pierścieniowego przedstawiono na rysunku 3.



Rys. 3. Schemat fundamentu kołowego: 1 – płaszcz zbiornika, 2 – pierścieniowa łąwa żelbetowa, 3 – fundament gruntowy z piasku średniego zagęszczonego do $I_S \geq 0,97$, 4 – grunt rodzimy, r – promień osi łąwy pierścieniowej, r_w – promień wewnętrzny łąwy żelbetowej, promień fundamentu gruntowego, r_z – promień zewnętrzny fundamentu kołowego, B – szerokość łąwy pierścieniowej, h – wysokość fundamentu, D_w – średnica wewnętrzna łąwy pierścieniowej, średnica fundamentu gruntowego

W celu wyznaczenia obciążenia od fundamentu, przyjęto następujące gęstości objętościowe materiałów:

- łąwa żelbetowa pierścieniowa – beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony: $\rho_B = 2,40 \text{ t/m}^3$ według normy PN-82/B-02001 *Obciążenia budowli. Obciążenia stałe*,
- fundament gruntowy – piasek średni zagęszczony: $\rho_G = 1,80 \text{ t/m}^3$ według normy PN-81/B-03020.

Wartości obliczeniowe obciążenia stałego od ciężaru własnego fundamentu działającego na grunt w poziomie posadowienia wyniosły: 38440,8 kN – wyznaczone według polskich norm i 43245,9 kN – wyznaczone według zharmonizowanych norm europejskich.

5. Stan graniczny nośności podłoża

Warunek stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod fundamentu sprawdzono zgodnie z normą PN-81/B-03020 i normą PN-EN 1997-1:2008.

W przypadku wypierania gruntu spod fundamentu przy posadowieniu na gruncie jednorodnym zgodnie z normą PN-81/B-03020 warunek stanu granicznego nośności przyjmuje postać:

$$N_r \leq m \cdot Q_f \quad (1)$$

gdzie: N_r jest obliczeniową wartością składowej pionowej obciążenia w kN, m jest współczynnikiem korekcyjnym, przyjęto $m = 0,81$ dla metody B wyznaczania parametrów geotechnicznych gruntu, a Q_f jest pionową składową obliczeniowego oporu granicznego podłoża gruntowego w kN.

W przypadku normy PN-EN 1997-1:2008 za wypieranie gruntu spod fundamentu odpowiada stan graniczny nośności GEO (zniszczenie lub nadmierne odkształcenie podłoża gruntowego, gdy wytrzymałość gruntu lub skały jest decydująca dla zapewnienia nośności), a warunek stanu granicznego wypierania gruntu spod fundamentu przy posadowieniu na gruncie jednorodnym przyjmuje postać:

$$V_d \leq R_d \quad (2)$$

gdzie: V_d jest wartością obliczeniową obciążenia pionowego V (składowej pionowej) w kN, a R_d jest wartością obliczeniową oporu przeciw oddziaływaniu (obliczeniowy opór graniczny podłoża) w kN.

Opór przeciw oddziaływaniu R_d obliczono dopuszczoną w Załączniku D metodą analityczną dla sytuacji trwałej – warunków z odplywem dla podejścia obliczeniowego DA2*, stosując odpowiednią kombinację współczynników częściowych „A1+M1+R2”, zgodnie z normą PN-EN 1997-1:2008.

Zastosowanie podejść projektowych stanu granicznego nośności dla stalowego zbiornika walcowego o osi pionowej

Stan graniczny nośności na wypieranie gruntu spod fundamentu sprawdzono na bardziej niekorzystnej w tym przypadku sytuacji obliczeniowej to jest dla warunku

eksploatacji (trwałej sytuacji obliczeniowej według PN-EN 1997-1:2008).

Dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod fundamentu rozpatrzono 2 przypadki:

- wypieranie gruntu spod fundamentu jako całości,
- wypieranie gruntu spod łąwy pierścieniowej.

W przypadku wypierania gruntu spod fundamentu w obciążeniu całkowitym działającym na grunt w poziomie posadowienia uwzględniono obciążenie działające na fundament oraz obciążenie od ciężaru własnego fundamentu. Przyjęto osiowe przyłożenie całkowitej składowej pionowej obciążenia.

W przypadku wypierania gruntu spod łąwy pierścieniowej w obciążeniu całkowitym działającym na grunt w poziomie posadowienia uwzględniono obciążenie działające na fundament oraz obciążenie od ciężaru własnego pierścieniowej łąwy żelbetowej fundamentu. W tym przypadku obciążenie działające na fundament rozłożono na 1mb łąwy, przyjmując, że jest ono przyłożone w osi łąwy pierścieniowej i dodano do niego obciążenie przekazywane na grunt od ciężaru własnego 1mb łąwy żelbetowej.

Sprawdzenie stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod fundamentu według normy PN-EN 1997-1:2008 wykonano dla warunków z odplywem dla wszystkich rozpatrywanych przypadków.

W celu sprawdzenia stopnia wykorzystania nośności podłoża, dla wszystkich rozpatrywanych przypadków, wyznaczono tak zwany wskaźnik wykorzystania nośności Λ (Bond, 2008), definiowany jako:

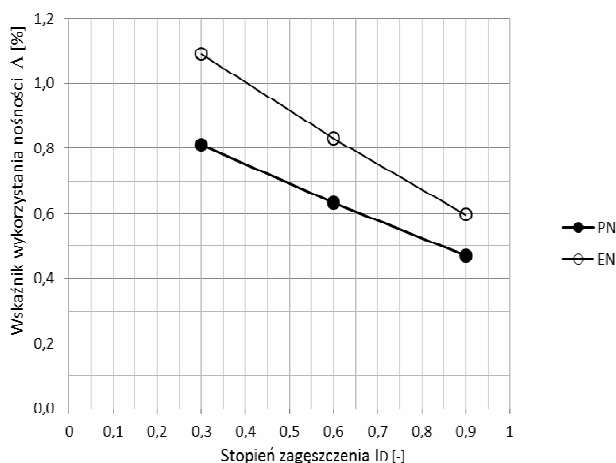
- dla oznaczeń jak w normie PN-81/B-03020:

$$\Lambda_{PN} = \frac{N_r}{m \cdot Q_f} \cdot 100\% \quad (3)$$

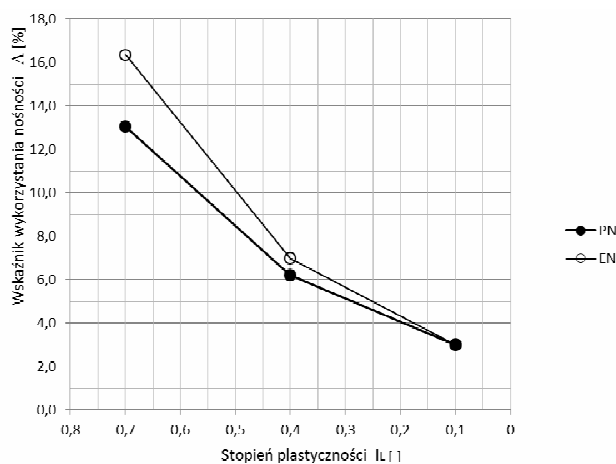
- dla oznaczeń jak w normie PN-EN 1997-1:2008:

$$\Lambda_{EN} = \frac{V_d}{R_d} \cdot 100\% \quad (4)$$

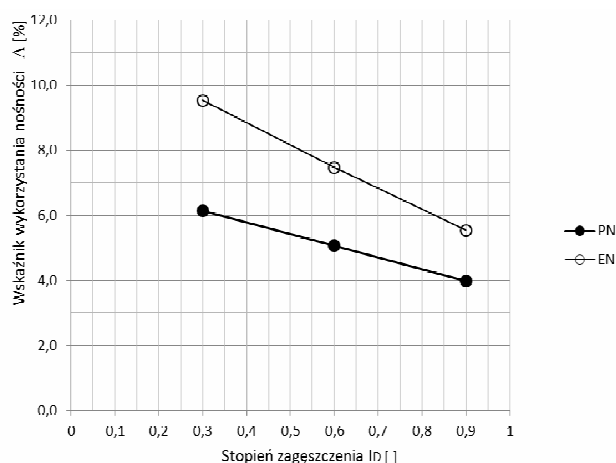
Średnie wskaźniki wykorzystania nośności Λ_{PNsr} i Λ_{ENsr} dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod całego fundamentu i wypieranie gruntu spod łąwy pierścieniowej w funkcji zastosowanego podejścia obliczeniowego, rodzaju gruntu oraz jego stopnia zagęszczenia lub stopnia plastyczności przedstawiono na rysunkach 6, 7, 8 i 9.



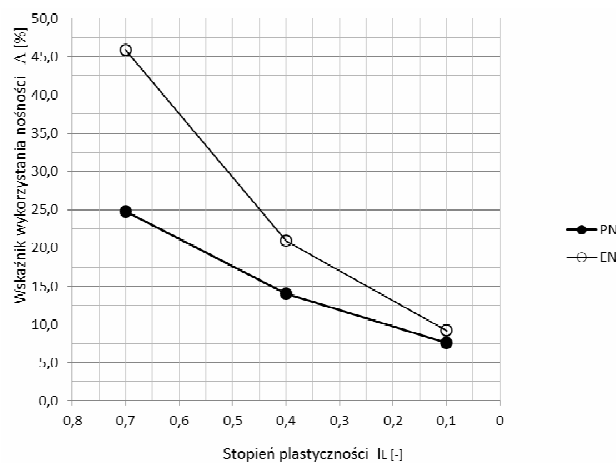
Rys. 6. Zależność średnich wskaźników wykorzystania nośności Λ_{PNsr} i Λ_{ENsr} dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod całego fundamentu od stopnia zagęszczenia I_D



Rys. 7. Zależność średnich wskaźników wykorzystania nośności Λ_{PNsr} i Λ_{ENsr} dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod całego fundamentu od stopnia plastyczności I_L



Rys. 8. Zależność średnich wskaźników wykorzystania nośności Λ_{PNsr} i Λ_{ENsr} dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod ławy pierścieniowej od stopnia zagęszczenia I_D

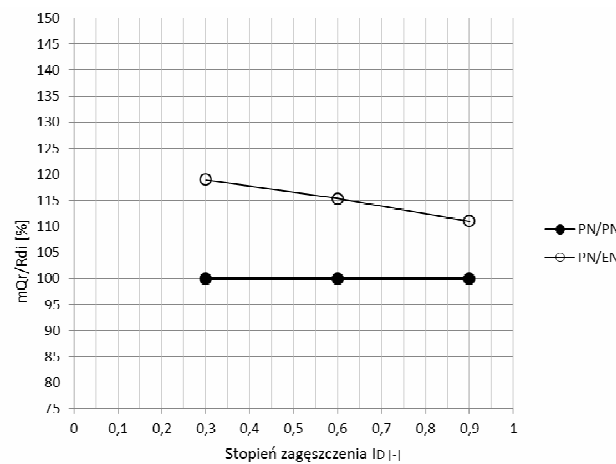


Rys. 9. Zależność średnich wskaźników wykorzystania nośności Λ_{PNsr} i Λ_{ENsr} dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod ławy pierścieniowej od stopnia plastyczności I_L

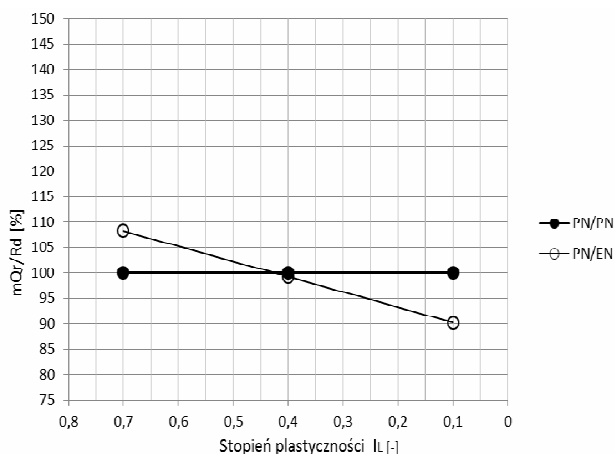
Dodatkowo porównano nośności podłoża wyznaczone według PN-EN 1997-1:2008 do nośności wyznaczonych według PN-81/B-03020 wyznaczając:

$$\frac{PN}{EN} = \frac{m \cdot N_r}{R_d} \cdot 100\% \quad (5)$$

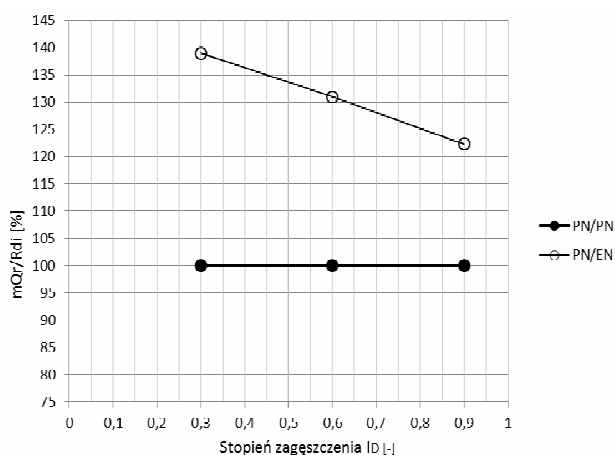
Średnie wskaźniki wyznaczone wzorem (5) dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod całego fundamentu i wypieranie gruntu spod ławy pierścieniowej $(PN/EN)_{sr}$ w funkcji zastosowanego podejścia obliczeniowego, rodzaju gruntu oraz jego stopnia zagęszczenia lub stopnia plastyczności przedstawiono na rysunkach 10, 11, 12 i 13.



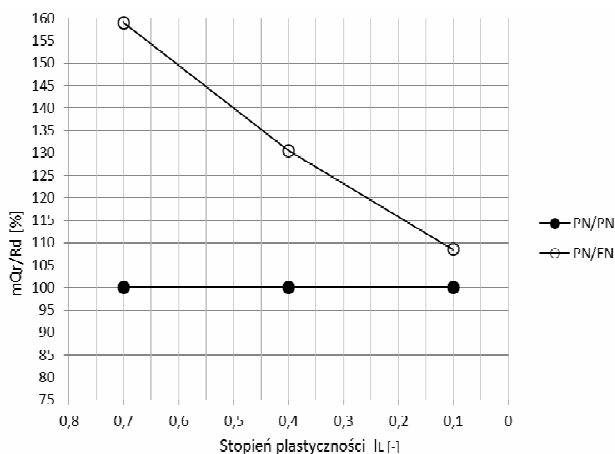
Rys. 10. Zależność średnich wskaźników $(PN/EN)_{sr}$ dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod całego fundamentu od stopnia zagęszczenia I_D



Rys. 11. Zależność średnich wskaźników $(PN/EN)_{sr}$ dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod całego fundamentu od stopnia plastyczności I_L



Rys. 12. Zależność średnich wskaźników $(PN/EN)_{sr}$ dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod łąwy pierścieniowej od stopnia zagęszczenia I_D



Rys. 13. Zależność średnich wskaźników $(PN/EN)_{sr}$ dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod łąwy pierścieniowej od stopnia plastyczności I_L

6. Analiza i wnioski

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że wartości wskaźników wykorzystania nośności Λ wynoszą:

- dla całego fundamentu:
 - dla gruntów niespoistych do 2 %,
 - dla gruntów spoistych do 32 %,
- dla łąwy pierścieniowej:
 - dla gruntów niespoistych do 15 %,
 - dla gruntów spoistych do 93 %.

Porównując uzyskane wartości dla sprawdzonych przypadków wypierania gruntu, wyższe wartości otrzymano dla stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod łąwy pierścieniowej, zarówno dla gruntów spoistych, jak i niespoistych. Wskaźnik wykorzystania nośności jest tym wyższy, im słabszy jest grunt, to znaczy im ma mniejszy stopień zagęszczenia lub większy stopień plastyczności. Porównując wartości wskaźników wykorzystania nośności w zależności od zastosowanego podejścia obliczeniowego, można stwierdzić, że wyższe wartości uzyskano dla obliczeń wykonanych zgodnie z normą PN-EN 1997-1:2008, dla wszystkich analizowanych przypadków.

Przy projektowaniu posadowień zbiorników cylindrycznych na łąwy pierścieniowej należy sprawdzać stan graniczny nośności na wypieranie gruntu spod łąwy pierścieniowej. Sprawdzenie stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod całego fundamentu (łąwy i fundamentu piaskowego) można pominąć.

Z analizy wskaźników wykorzystania nośności wynika, że najbardziej niekorzystnym jest posadowienie na gruntach grupy C (grunty o najniższych parametrach) przy zastosowaniu podejścia obliczeniowego DA2 do sprawdzenia stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod łąwy pierścieniowej (93 %).

Porównując wartości nośności granicznych oznaczonych na podstawie normy PN-EN 1997-1:2008 do wartości otrzymanych z obliczeń na podstawie normy PN-81/B-03020 można zauważyć, że uzyskuje się wartości:

- dla całego fundamentu:
 - dla gruntów niespoistych od 99 % do 126 %,
 - dla gruntów spoistych od 84 % do 132 %,
- dla łąwy pierścieniowej:
 - dla gruntów niespoistych od 101 % do 155 %,
 - dla gruntów spoistych od 94 % do 214 %.

Nośności gruntu określone według PN-EN 1997-1:2008 w stosunku do nośności oznaczonej według PN-81/B-03020 uzyskują zbliżone wartości w przypadku wypierania gruntu spod fundamentu jako całości i spod łąwy pierścieniowej dla gruntów niespoistych. W przypadku gruntów spoistych niższe wartości wskaźnika PN/EN uzyskano dla wypierania gruntu spod całego fundamentu. W przypadku wypierania gruntu spod całego fundamentu wskaźnik nie zależy od stanu gruntu, zarówno w przypadku gruntów spoistych jak i niespoistych, natomiast w przypadku wypierania gruntu spod łąwy pierścieniowej nieznacznie zależy od stanu gruntu i jest tym wyższy, im słabszy jest grunt, to znaczy

im ma mniejszy stopień zagęszczenia i większy stopień plastyczności.

Porównując wartości nośności określonych według PN-EN 1997-1:2008 do obliczeń wykonanych według PN-81/B-03020 w zależności od zastosowanego podejścia obliczeniowego, należy zauważyć, że wyższe wartości uzyskano dla podejścia obliczeniowego DA2*, średnio:

- dla gruntów niespoistych – około 115 % dla całego fundamentu i około 133 % dla ławy pierścieniowej,
- dla gruntów spoistych – około 99 % dla całego fundamentu i około 131 % dla ławy pierścieniowej.

Wartości nośności wyznaczonych dla podejścia obliczeniowego DA2* są zbliżone do wartości uzyskanych według PN-81/B-03020.

Literatura

- Bond A., Harris A. (2008). *Decoding Eurokode 7*. Taylor & Francis, London and New York.
- Machowska A. (2011). Projekt cylindrycznego zbiornika stalowego na substancje płynne według zharmonizowanych norm europejskich i norm polskich – porównanie. Praca magisterska. *Politechnika Warszawska*, Wydział Inżynierii Lądowej, Warszawa.

Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz. U. Nr 0 z dnia 27 kwietnia 2012 r., poz. 463)

THE ANALYSIS OF THE DESIGN APPROACH OF FOUNDATIONS ACCORDING TO PN-EN 1997-1:2008 ON EXAMPLE OF RING SHAPED FOUNDATION OF VERTICAL CYLINDRICAL STEEL TANK

Abstract: This paper presents the analysis of the possibility of the design approach DA2* for foundation design of the vertical cylindrical steel tank, in the calculation of the ultimate limit state according to PN-EN 1997-1:2008 with reference to PN-81/B-03020. The tank was designed according to PN-EN 1993-4-2 and PN-97/B-03210 with the same design assumptions. The ring shaped foundation was designed in simple geotechnical conditions, on the basis of the ultimate limit state. The results obtained for design approach DA2*, recommended in PN-EN 1997-1:2008, were analysed and compared with calculations obtained for PN-81/B-03020.

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.

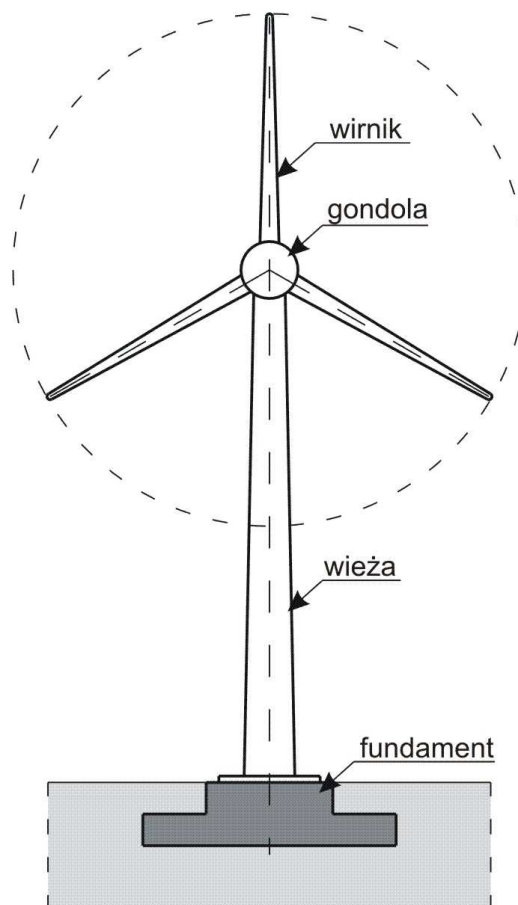
Słowa kluczowe: elektrownie wiatrowe, fundamenty bezpośrednie, obciążenie wiatrem.

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 energetykę 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 trójłatowy 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. Osiedzenia 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

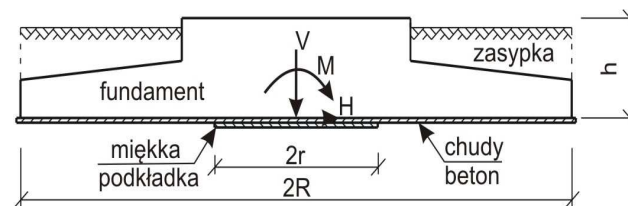
Elektrownie wiatrowe projektowane na nośnym podłożu zaliczane są do kategorii II budowli, zgodnie z Eurokodem 7 (PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7.

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 Eurokodemem 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 Eurokodemem 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

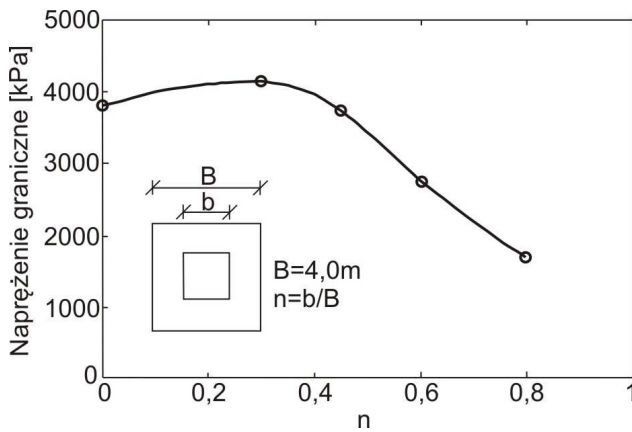
Zgodnie z badaniami wykonanymi w wirówce (Clark, 1998) identyczne zależności występują również dla fundamentów pierścieniowych. Jeżeli przez b oznaczymy bok otworu kwadratowego fundamentu pierścieniowego a przez r promień otworu kołowego fundamentu pierścieniowego to:

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

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).

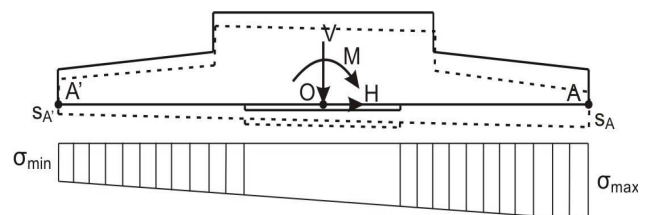
3.2. Osiadanie fundamentu

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:

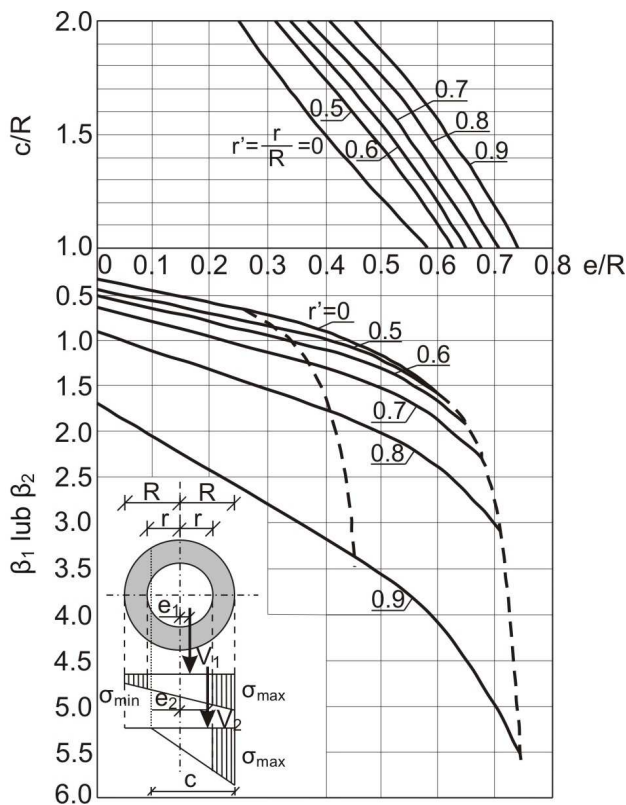
$$\sigma_{\max} = \frac{V}{\pi R^2} \frac{2}{(1-n)^2} \frac{e}{r_{e1}} \cdot \left\{ 1 - 0,7 \left(\frac{e}{r_{e1}} - 1 \right) \left(1 - \frac{e}{r_{e2}} \right) (1+n) \right\} = \frac{V}{R^2} \beta_2 \quad (6)$$

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.
- Buscarera 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.

PROBLEMY ZWIĄZANE Z WYMIAROWANIEM PLATFORM ROBOCZYCH

Angelika DUSZYŃSKA, Katarzyna BIAŁEK*

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Politechnika Gdańska, ul. Narutowicza 11/12, 80-233 Gdańsk

Streszczenie: W pracy przedstawiono problem wymiarowania konstrukcji służących tymczasowemu wzmocnieniu podłoża, umożliwiającemu prowadzenie robót fundamentowych na gruntach słabonośnych. Omówiono dostępne metody obliczeniowe, kładąc szczególny nacisk na metodę projektowania platform roboczych pod ciężki sprzęt do robót ziemnych przedstawioną w poradniku BRE 470 „Working platforms for tracked plant”. Analiza ma na celu określenie niezbędnej miąższości platformy roboczej przy założonych warunkach geotechnicznych. Zastosowano analizę porównawczą wykorzystując metodę Jewella oraz symulacje numeryczne przy użyciu programu Plaxis bazującego na MES.

Słowa kluczowe: platformy robocze, geosyntetyki, podłoże słabonośne.

1. Wprowadzenie

Platformy robocze są to konstrukcje tymczasowe, które stosuje się w celu powierzchniowego wzmocnienia i przygotowania słabonośnego podłoża gruntowego na wjazd sprzętu używanego do docelowej jego modyfikacji. Wydawać by się mogło, że nie potrzebują one specjalnego projektu, w którym oszacowano by, w jaki sposób naciski od działających na platformach urządzeń wpłyną na ich nośność, a ich wykonanie nie przysparza większych problemów. Taki sposób myślenia spotykany jest na większości placów budowy w Polsce, czego wynikiem są awarie czy niezdatność do użytku powodująca przestoje na budowie. Podejście takie może być związane ze zbyt dużym skupieniem nad utrzymaniem tempa robót i „oszczędnością czasu” na zbędne badania i projekty.

Standardowo przyjmuje się, że platformę roboczą może stanowić warstwa istniejącego nasypu budowlanego, jeżeli pozwoli ona na stabilne poruszanie się sprzętu w każdych warunkach pogodowych. Przyjmuje się, że powierzchnia platformy roboczej powinna znajdować się 1,0 m (0,5 m w przypadku pracy lekkiego sprzętu) powyżej poziomu wody gruntowej.

Platformy tworzy się często z materiałów miejscowych, na przykład gruzu z rozbiórki. Najczęściej z góry zakłada się warstwę nasypową o grubości od 50 do 100 cm. Jeżeli podłoże jest „problematyczne” stosuje się dodatkowo geotekstylię lub wyroby pokrewne w celu separacji materiału platformy od podłoża słabonośnego lub/i wzmocnienia podłoża.

Chociaż poważne wypadki, w których platformy robocze mają swój udział są stosunkowo rzadkie, zdarzają się jednak bardzo często awarie. Analizując sytuację na polskich placach budów zlokalizowanych na terenach o podłożu gruntowym charakteryzującym się niską wytrzymałością, zauważyć można tendencję do przerzucania całkowitej odpowiedzialności za przygotowanie frontu robót, w tym odpowiednio dostosowanych platform roboczych umożliwiających wjazd ciężkiego sprzętu budowlanego, na wykonawcę robót fundamentowych. Szczegółowe analizy zaistniałych sytuacji awaryjnych wskazują na konieczność wprowadzenia obowiązku projektowania i wyceniania platform roboczych w ramach projektów realizowanych przez biura projektów. Generalni wykonawcy będą budować odpowiednie platformy w sytuacji, kiedy będą one częścią projektu i wyceny realizacji robót, a ich wykonanie będzie egzekwowane przez nadzór inwestorski. W dzisiejszej praktyce platformy robocze nie są elementami, które wycenia się odrębnie. Dlatego generalni wykonawcy unikają wykonania platform z oszczędności. Całe ryzyko związane z prowadzeniem robót przechodzi w takiej sytuacji na firmy fundamentowe. Z drugiej strony, brakuje prostych metod obliczeniowych, pozwalających na szybkie ustalenie bezpiecznej i ekonomicznej miąższości platformy, stąd może wynikać problem unikania obliczeń platform na etapie projektu budowlanego.

W zagranicznej praktyce projektowej przy wymiarowaniu platform roboczych bazuje się na klasycznych metodach projektowania dróg

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: katarzyna.bialek@wilis.pg.gda.pl

tymczasowych w oparciu o mechanizm ścięcia przy przebiciu, co stanowi znaczne uproszczenie rzeczywistej sytuacji. W związku z tym, należy przeprowadzić szczegółowe analizy istniejących metod obliczeń, jak również podjąć szerokie badania terenowe i laboratoryjne platform roboczych, celem wskazania metody umożliwiającej wyznaczenie takiej grubości platformy, która nie tylko byłaby bezpieczna, ale i nie generowała dodatkowych niepotrzebnych kosztów.

W Laboratorium Geotechniki Politechniki Gdańskiej przeprowadzono w latach 2010-2012 dwa rodzaje badań modelowych. W przyszłości planuje się wykonanie serii badań w warunkach przestrzennych oraz kalibrację dobranej metody poprzez badania terenowe.

W artykule dokonano próby porównania dostępnych metod obliczeniowych. Analiza ma na celu obliczenie niezbędnej miąższości platformy roboczej, przy znanych warunkach geotechnicznych. W tym celu wykorzystano metodę Jewella i zalecenia obliczeniowe poradnika BRE 470 „Working platforms for tracked plants” (Skinner, 2004) oraz symulacje numeryczne przy użyciu programu Plaxis bazującego na metodzie elementów skończonych.

2. Metody obliczania platform roboczych

Za początki projektowania konstrukcji tymczasowych, pełniących funkcję adekwatną do dzisiejszych platform roboczych, można uznać badania prowadzone przez armię amerykańską. Poniżej w porządku chronologicznym omówione zostały najpopularniejsze, dotychczas stosowane metody mogące służyć do projektowania platform roboczych.

Pierwsza z nich, dająca podwaliny do dalszych rozważań – metoda Hammita (1970) oparta jest głównie na rezultatach badań empirycznych. Po wykonaniu szerokiej serii badań terenowych ustalono wzór na obliczanie minimalnej miąższości niezbędnej do zachowania nośności podłoża pod planowanym tymczasowym obciążeniem ruchem. W metodzie uwzględniono liczbę przejazdów oraz parametry podłoża słabonośnego, jednak całkowicie pominięto parametry charakteryzujące podłoże. To samo podejście zaobserwować można w metodzie Girouda i Noiray’a (1981). Wprowadzili oni jednak dwa współczynniki nośności odpowiadające odpowiednio konstrukcjom tymczasowym wzmocnionym i niewzmocnionym. Przełomowa pod względem uwzględnienia parametrów wytrzymałościowych nasypu wzmocniającego była metoda Houlsby’ego (Houlsby i in., 1989), następnie rozwijana przez Jewella (1996). Należy zauważyć, że w metodzie tej kluczowym parametrem jest kąt rozkładu naprężenia. Jego odpowiedni dobór ma istotny wpływ na wartości uzyskanych miąższości tymczasowych warstw wzmocniających podłoże słabonośne. W zaleceniach do swojej metody Jewell (1996) proponuje, aby do tymczasowego projektowania przyjmować bezpieczną wartość kąta wynoszącą $26,6^\circ$. Podkreśla jednak, że kąt rozkładu naprężenia,

w przypadku użycia materiałów o lepszych parametrach wytrzymałościowych, osiągać może wartość nawet 45° .

Kolejną (w porządku chronologicznym) ważną pozycją poświęconą projektowaniu platform roboczych jest wydany w 2002 roku w Hong Kongu poradnik Geoguide 6 (Colin, 2002). W poradniku zawarto szczegółowe informacje o przygotowaniu placu budowy oraz wykonawstwie konstrukcji z gruntu zbrojonego. W części projektowej autorzy skupili się na obliczaniu wytrzymałości na zerwanie oraz oporu na wyciągnięcie elementów wzmocniających. Brak jednak wskazówek dotyczących obliczeń nośności konstrukcji tymczasowych.

W 2004 roku opublikowano poradnik całkowicie poświęcony tematyce platform roboczych – BRE 470 „Working platforms for tracked plants” (Skinner, 2004). Zawarto w nim zalecenia dotyczące przygotowania placu budowy, badań wstępnych, wykonawstwa, utrzymania i konserwacji platform roboczych oraz metodę obliczania ich bezpiecznej miąższości. Jest to nowe podejście, bazujące na normach brytyjskich, uwzględniające nie tylko parametry słabego podłoża i materiału nasypowego platformy roboczej, ale również dodatkową nośność uzyskaną dzięki zastosowaniu wzmocnienia geosyntetycznego.

3. Analiza sposobu projektowania platform roboczych pod ciężki sprzęt do robót ziemnych według poradnika BRE „Working platforms for tracked plant”

W celu sprawdzenia poprawności procedury obliczeniowej proponowanej w BRE 470 dla założonego przypadku dokonano obliczeń platformy roboczej przy użyciu metod: BRE 470, Jewella oraz elementów skończonych (Białek, 2010).

W przyjętym przypadku obliczeniowym układ warstw gruntowych przedstawia się następująco:

- warstwa materiału platformy – w analizie zastosowano dwa rodzaje materiałów: kruszywo łamane oraz piasek średni (pierwszy z materiałów jest analogiczny do materiału stosowanego w przykładzie obliczeniowym poradnika BRE 470, natomiast drugi odpowiada materiałowi często stosowanemu w praktyce w warunkach polskich);
- warstwa podłoża słabonośnego – przyjęto glinę „tiel clay”, której parametry określono na podstawie wyników badań opisanych w pracy Bauduina i in. (1999);
- warstwa podłoża nośnego (zalegająca głębiej) – założono piasek średni o ustalonych parametrach. Zestawienie danych geotechnicznych znajduje się w tabelach 1 i 2.

W projektowanej platformie roboczej przyjęto zbrojenie z geotkaniny Wigolen o wytrzymałości na rozciąganie $T_{ult} = 37,57$ kN/m. Zbrojenie geosyntetyczne scharakteryzowane jest w programie Plaxis poprzez sztywność osiową (moduł styczny) EA,

Tab. 1. Zestawienie parametrów warstw gruntowych

Parametr gruntu		Kruszywo łamane	P _S (platforma)	G (tiel clay)	P _S (podłoże)
I _D /I _L	[-]	0,70	0,82	-	0,50
Φ _u	[°]	40	35	19	33
c _u	[kPa]	-	0,00	34,66	-
Φ'	[°]	40	35	20	33
c'	[kPa]	-	-	10	-
γ _s	[kN/m ³]	26,00	26,00	26,19	26,00
w _n	[%]	3	4	16	14
γ	[kN/m ³]	20,00	18,64	15	18,15
E ₀	[MPa]	180	133,1	-	79,9
E	[MPa]	180	147,9	-	88,8
M ₀	[MPa]	200	159,0	-	105,2
M	[MPa]	200	176,7	-	116,9
γ'	[kN/m ³]	12,09	11,16	8,09	9,91
γ _{sr}	[kN/m ³]	21,90	20,97	17,90	19,72

Tab. 2. Zestawienie parametrów gruntowych użytych w symulacjach numerycznych

Parametr gruntu			Kruszywo łamane	P _S (platforma)	G (tiel clay)	P _S (podłoże)
			Model Coulomb- Mohr	Model Coulomb- Mohr	Model Soft Soil	Model Coulomb- Mohr
			Z odpływem	Z odpływem	Bez odpływu	Z odpływem
Ciężar objętościowy gruntu powyżej zwg	γ _{unsat} (γ)	kN/m ³	20,00	18,64	15,00	18,15
Ciężar objętościowy gruntu poniżej zwg	γ _{sat} (γ')	kN/m ³	21,90	20,97	17,90	19,17
Współczynnik filtracji w kierunku poziomym	k _x	m/dzień	1	1	0,0013	1,0
Współczynnik filtracji w kierunku pionowym	k _y	m/dzień	1	1	0,0013	1,0
Moduł Younga	E _{ref}	kPa	200 000	159 030	-	105 210
Współczynnik Poissona	ν	-	0,20	0,25	0,35	0,25
Spójność	c _{ref}	kPa	1	1	12	1
Kąt tarcia wewnętrznego	Φ	°	40	35	23	33
Kąt dylatacji	ψ	°	3	3	0	2
Zmodyfikowany współczynnik ścisłości	λ*	-	-	-	0,07	-
Zmodyfikowany współczynnik odprężenia	κ*	-	-	-	0,015	-

którą określa się przez pomnożenie modułu Younga geosyntetyku przez jego grubość. Zatem, aby możliwe było wykonanie obliczeń niezbędne jest wcześniejsze określenie sztywności osiowej geotkaniny. Na podstawie badań wytrzymałości na rozciąganie, zgodnie z kierunkiem produkcji ustalono wartość $EA = 176 \text{ kN/m}$.

Obciążenie od maszyny przyjęto w sposób podobny jak w przykładzie obliczeniowym poradnika BRE 470 dla maszyny Liebherr LBR 155 z zainstalowanym siłownikiem hydraulicznym do wciskania ścianek szczelnych Model 4080. Według zaleceń FPS (*Federation of Piling Specialists*), do obliczeń metodą proponowaną w BRE 470 należy przyjąć określone w poprawny sposób naciski od gąsienic, to znaczy przez wyliczenie momentów wywołanych przez ciężar własny bądź pracę poszczególnych części maszyny oddziałujących na powierzchnię kontaktową maszyna-platforma robocza. Daje to zazwyczaj dużo wyższe naciski od określonych w prosty, klasyczny sposób, przez obliczenie stosunku całkowitego obciążenia od maszyny do całkowitego pola podstawy gąsienic. Na stronie internetowej FPS znaleźć można ogólnodostępny arkusz kalkulacyjny (*Microsoft Office Excel*), przy pomocy którego wyliczyć można naciski od gąsienic oraz efektywną długość gąsienic dla dwóch przypadków obliczeniowych podanych w poradniku BRE 470. W rozpatrywanym przypadku otrzymano wartości: $q_1 = 169 \text{ kPa}$ oraz $q_2 = 248 \text{ kPa}$. Do analizy platformy roboczej w programie Plaxis przyjęto najbardziej niekorzystny przypadek obciążenia – przypadek drugi obciążenia wyznaczony zgodnie z zaleceniami poradnika BRE. Poszukiwano platformy roboczej o najmniejszej miąższości będącej w stanie przenieść obciążenia od sprzętu, przy jednoczesnym uwzględnieniu bezpiecznej granicy osiadań.

3.1 Modelowanie platform roboczych w programie Plaxis

Analizę numeryczną mechanizmu ścicia przy przebicciu platformy roboczej z wykorzystaniem programu Plaxis (v 8.6) przeprowadzono w warunkach płaskiego stanu odkształcenia, dla dwóch przypadków materiału platformy – piasku średniego oraz kruszywa łamanego.

Obliczenia wykonywane są w układzie płaskim. Do modelowania warstwy platformy roboczej oraz nośnego podłoża wykorzystano model Coulomba-Mohra. W rozważanym przypadku obliczeniowym sprowadza się to głównie do wykorzystania sprężystej części tego modelu opierającej się na liniowym prawie Hooke'a. Otrzymane w ten sposób wartości osiadania będą więc przede wszystkim zależne od wartości modułu odkształcenia/ściśliwości. Wartość modułu Younga pozostaje stała w czasie całej symulacji numerycznej w programie Plaxis. Metoda ta jest powszechnie stosowana, jednakże prowadzi z reguły do przeszacowania osiadań jakim może ulec podłoże gruntowe.

Do symulacji zachowania się warstwy podłoża słabonośnego wykorzystano bardziej zaawansowany model gruntu – Soft Soil. Podstawową cechą tego modelu materiałowego jest wprowadzenie zmienności sztywności

szkieletu gruntowego z naprężeniem średnim, jak również uwzględnienie różnych wartości sztywności w przypadku obciążenia i odciążenia rozpatrywanego elementu gruntowego. Zmodyfikowane współczynniki dla gruntu słabego opisujące sztywność λ^* oraz κ^* zostały przyjęte według Baudouina i Vermeera (1999).

W związku z tym, że nad gruntem słabonośnym zalegała warstwa innego gruntu, uległ on prekonsolidacji i należało określić współczynnik OCR (Verruijt, 2001). Został on przyjęty dla ekstremalnego przypadku obciążenia:

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_{yy}^0} = \frac{90}{76,31} \cong 1,2 \quad (1)$$

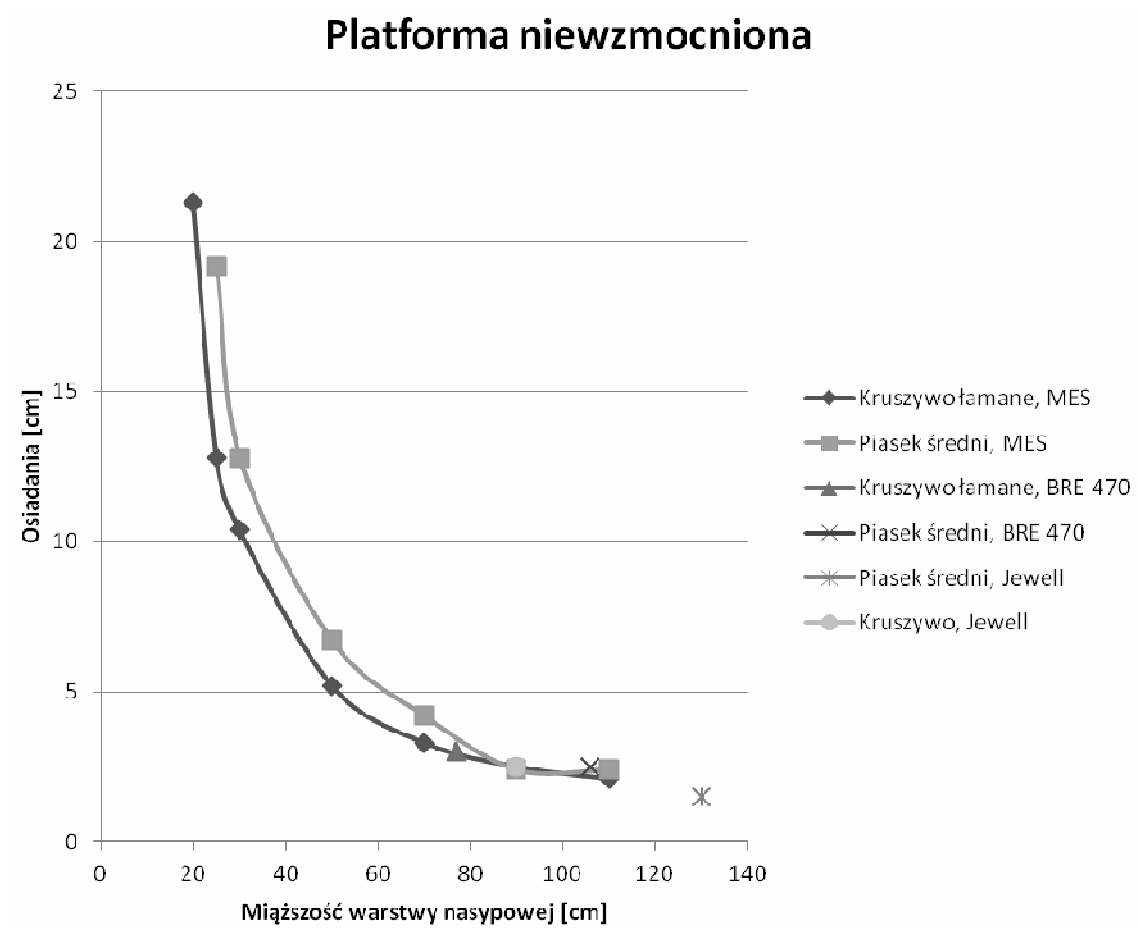
Natura wybranego do obliczeń gruntu związana jest z możliwością powstania tak zwanej „skorupy” gruntowej, która zwiększa nośność warstwy gruntowej. W celu jej odzwierciedlenia przyjęto wskaźnik $POP = 20 \text{ kPa}$ (*Pre-Overburden Pressure*).

Do opisu strefy kontaktu pomiędzy gruntem a geotkaniną użyto dostępnych w programie Plaxis elementów *interface* o zerowej grubości. W celu scharakteryzowania tarcia pomiędzy gruntem i geosyntetykami przyjęto współczynnik redukcyjny dla parametrów wytrzymałościowych interfejsu $R_{inter} = \tan \Phi$, gdzie Φ jest kątem tarcia wewnętrznego danej warstwy gruntu.

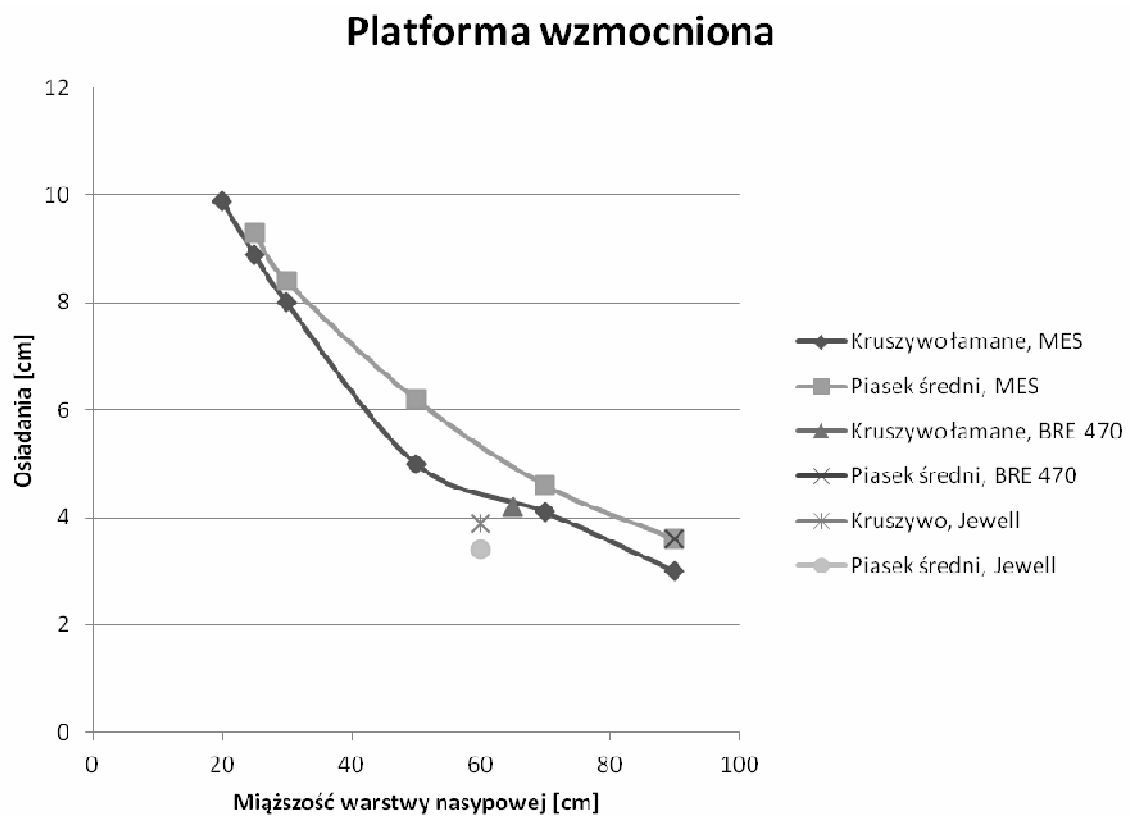
3.2 Wyniki analizy

Wyniki analizy zestawiono w tabeli 3 oraz na wykresach (rys. 1 i 2). Z przeprowadzonej analizy porównawczej wynika, że w przedstawionym przypadku obliczeniowym metoda BRE 470 okazała się bardziej zachowawcza, a w konsekwencji nieekonomiczna. Wyliczone przy jej użyciu miąższości platform roboczych, znacznie przewyższają miąższości platform wyznaczone przy użyciu metody elementów skończonych. W każdej kombinacji obliczenia numeryczne wykazały, że dla danych parametrów gruntowych platforma o miąższości 50 cm daje optymalne osiadania, umożliwiające uznanie platformy roboczej za bezpieczną pod względem użyteczności. Porównanie z metodą Jewella również wskazuje na zbyt dużą zachowawczość metody BRE470 w przypadku platform z zastosowaniem wzmocnienia geosyntetycznego.

Potwierdzono korzystne działanie geotkaniny w konstrukcji platformy roboczej. Użycie geosyntetyku skutkuje redukcją przemieszczeń w wyniku rozłożenia sił na większy obszar, przez co otrzymano mniejsze przemieszczenia na większej powierzchni. W efekcie obserwuje się zmniejszenie osiadań.



Rys. 1. Zestawienie obliczeń platformy niewzmocnionej przy użyciu 3 metod: MES, Jewella oraz BRE 470



Rys. 2. Zestawienie obliczeń platformy wzmocnionej przy użyciu 3 metod: MES, Jewella oraz BRE 470

Tab. 3. Skład chemiczny popiołu fluidalnego

Metoda	Miąższość platformy [cm]	Osiedlenia [cm]			
		Platforma niewzmocniona		Platforma wzmocniona	
		Kruszywo łamane	P _s	Kruszywo łamane	P _s
MES	15	awaria	awaria	awaria	awaria
	20	21,3	11,17	9,9	awaria
	25	12,8	19,2	8,9	9,3
	30	10,4	12,8	8	8,4
	50	5,2	6,7	5	6,2
	70	3,3	4,2	4,1	4,6
	90	2,5	2,4	3	3,6
BRE 470	110	2,1	2,4	-	-
	65	-	-	4,2	-
	77	3,0	-	-	-
	90	-	-	-	3,6
Jewell	106	-	2,5	-	-
	60	-	-	4,4	5,0
	90	2,5	-	-	-
	130	-	1,5	-	-

4. Wnioski

Przedstawiona w pracy analiza dostępnych metod obliczeniowych platform roboczych oraz wyników obliczeń wykonanych przy użyciu metody elementów skończonych wykazała spore rozbieżności. W wyniku prostych metod obliczeniowych otrzymuje się większe miąższości od wyliczonych przy użyciu programu Plaxis.

Metoda projektowa zaproponowana w poradniku BRE 470 (Skinner, 2004), oparta została na wielu upraszczających założeniach i nie reprezentuje w pełni faktycznego zachowania gruntu. Stanowi jednak podstawę do obliczeń bezpiecznych. W prasie branżowej spotkać się można z zarzutami, że jest ona zbyt zachowawcza i nieekonomiczna, jednak umożliwiła obliczenie w prosty sposób miąższość platformy roboczej, która zapewni stateczność maszyn budowlanych.

Projektując platformy można bazować na symulacjach numerycznych zagadnienia z wykorzystaniem MES, jednakże nie jest to metoda tak przystępna dla przeciętnego projektanta jak metody opisane w poradniku BRE 470 oraz przez Jewella. Wymaga odpowiedniej znajomości programów, często dosyć wrażliwych na niewielkie zmiany we wprowadzanych danych.

Wymiarowanie platform roboczych wymaga zatem dobrania odpowiedniej metody obliczeniowej przez osobę posiadającą wiedzę ekspercką i umiejącą w sposób krytyczny ocenić otrzymane wyniki.

Literatura

Bauduin C. M., De Vos M., Vermeer P. A. (1999). Back analysis of staged embankment failure: The Case study streefkerk. W: *Proceedings Plaxis Symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics"*, Amsterdam, Rotterdam: Balkema, 1999, 79-90.

Białek K. (2010). Projektowanie platform roboczych z zastosowaniem geosyntetyków. Praca dyplomowa magisterska (promotor Duszyńska A.), *Politechnika Gdańska*.

Colin J. F. (2002). Geoguide 6. Hong Kong. *The Government of the Hong Kong Special Administrative Region*.

Giroud J. P., Noiray L. (1981). Geotextiles-reinforced unpaved road design. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 107, No. 9, 1233-1253.

Hammit G. (1970). Thickness Requirements for unsurfaced Roads and Airfields Bare Base Support. Technical report. *Vicksburg M.S. US Army Engineer Waterway Experiment Station*.

Houlsby G. T., Milligan G., Jewell R. A., Burd H. J. (1989). A new approach to the design of unpaved roads: Part I. *Ground Engineering*, Vol. 22, No. 5, 25-29.

Jewell R. A. (1996). Working Platforms and unpaved roads. Soil Reinforcement with geotextiles. *CIRIA Special Publication 123*, Chapter 12, 235-289.

Skinner H. (2004). Working platforms for tracked plant: good practice guide to the design, installation, maintenance and repair of ground-supported working platforms. BRE 470, Garston, Watford: *BRE Press*.

Verruijt A. (2001). Soil Mechanics. *Delft University of Technology*.

PROBLEMS RELATED WITH WORKING PLATFORM DESIGNING

Abstract: The problem of designing of temporary constructions used for weak subgrade strengthening is presented in the paper. Firstly available designing methods are briefly talked over. Next analysis of BRE "Working platforms for tracked plant" guide is submitted in detail. The aim of the analysis was to calculate the necessary thickness of working platform, over well-known conditions. It was decided to use Jewell's and numeric analysis with use of the Plaxis programme which base on FEM for this aim.

ROZKŁAD OBCIĄŻENIA NA ELEMENTY FUNDAMENTU PŁYTOWO-PALOWEGO POSADOWIONEGO NA PODŁOŻU SŁABONOŚNYM

Grzegorz KACPRZAK^{a*}, Pavel KRAVCHENKO^b, Wawrzyniec SMOLAK^b

^a Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Warszawska, Al. Armii Ludowej 16 00-637 Warszawa, Polska

^b Wydział Mostów i Tuneli, Petersburski Państwowy Uniwersytet Komunikacyjny, 190031,
Moskowsky Prospekt 9, Sankt Petersburg, Rosja

Streszczenie: Artykuł prezentuje wyniki badań modelowych układu płyta-pale posadowionego na podłożu słabonośnym – luźnym piasku pylastym, charakteryzującym warunki gruntowe rejonu Petersburga. W czasie zwiększania obciążenia na układ płyta-pale zaobserwowano trzy etapy rozdziału obciążenia: początkowa dominująca rola pali, wzrastający udział płyty, stabilizacja rozdziału przy dalszym wzroście obciążenia.

Słowa kluczowe: fundament płytowo-palowy, badania modelowe.

1. Wprowadzenie

Szybka urbanizacja dużych aglomeracji miejskich, których przykładem są Warszawa i Petersburg, powoduje stały wzrost cen gruntów, wymuszając jednocześnie na inwestorach budowanie na ograniczonej powierzchni działki budowlanej. Wyższe budynki wywierają zwiększone obciążenie przekazywane na podłoże gruntowe, które niejednokrotnie posiada ograniczoną nośność i dużą odkształcalność, determinując sposób posadowienia jako pośredni. Tradycyjne oparcie fundamentu tylko na palach jest jednak kosztowne i zmusza do poszukiwania nowych metod posadowienia. Jedną z nich, jest kombinacja różnych sposobów fundamentowania, to jest posadowienia bezpośredniego na płycie współpracującej z grupą pali, popularnie nazywana kombinowanym fundamentem płytowo-palowym (niemiecki KPP – *Kombinierte Pfahl-Plattengrundungen*, angielski CPRF – *Combined Pile-Raft Foundation*).

Temat włączenia płyty do współpracy z palami w układzie płyta-pal był już wcześniej wielokrotnie prezentowany: Zeevaert (1957), Davis and Poulos (1972), Hooper (1973,1979), Burland i in. (1977), Sommer i in. (1985), Price i Wardle (1986), Franke (1991), Bartolomey i in. (1994), Gandhi i Maharaj (1995), Borel i Combarieu (1998), Kurillo i in. (2003), Tejchman i in. (2004), Ulickiy i in. (2004), Fioravante i Jamiolkovski (2006), Mirsayapov i Artemev (2009), jak również wielu innych.

Pomimo przeprowadzenia wielu badań i analiz teoretycznych, nie można wciąż jednoznacznie określić udziału elementów fundamentu płytowo-palowego w przenoszeniu przyłożonego obciążenia, jak również nie w pełni można wyjaśnić wzajemnego wpływ, jaki wywierają na siebie elementy fundamentu płytowo-palowego. W Rosji i w Polsce brakuje właściwych wytycznych normowych umożliwiających uwzględnienie współpracy pali i płyty.

Ze względu na trójwymiarową naturę problemu, szczegółowa analiza fundamentu płytowo-palowego jest bardzo złożona i zmusza do prowadzenia symulacji numerycznych lub badań modelowych układu płyta-pale. Stąd, w celu ilościowego zbadania zjawiska współpracy płyty i pali autorzy niniejszego artykułu przedstawiają obserwacje dotyczące procentowego udziału pali i płyty w przenoszeniu obciążenia dla układu płytowo-palowego, gdzie zastosowanie mają pale krótkie o długości $L = 2B$ (podwójna szerokość fundamentu).

2. Model zastosowany w badaniach laboratoryjnych

2.1. Opis modelu

W laboratorium Katedry Podłoża Gruntowych i Fundamentowania Petersburskiego Państwowego Uniwersytetu Komunikacyjnego wykonano trzy serie eksperymentów laboratoryjnych na specjalnie zaprojektowanym

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: g.kacprzak@il.pw.edu.pl

stanowisku badawczym odwzorującym układ płytowo-palowy. Badania były przeprowadzone w zbiorniku stalowym o średnicy 0,71 m i wysokości 1,3 m, przygotowanym z dwóch zespawanych beczek (rys. 1). Za model gruntu posłużył piasek pylasty luźny.

Dla oceny rozkładu obciążeń pomiędzy palami a płytą oczepu (płytą sztywną) rozpatrzono system złożony z czterech pali połączonych ze sobą płytą wykonaną ze szkła akrylowego o grubości 50 mm i wymiarach w rzucie poziomym 150×150 mm. Za model pali posłużyły rurki aluminiowe o średnicy 16 mm, grubości ścianki 1,5 mm i długości 300 mm.

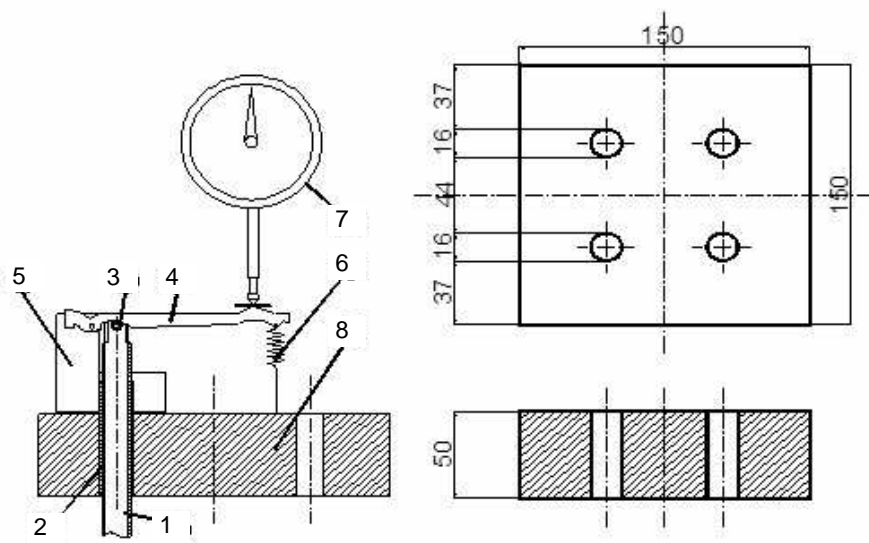
Schemat aparatury pomiarowej pozwalającej określić rozkład obciążeń między płytą sztywną, a palami przedstawiono na rysunku 2. W płycie sztywnej (8) umieszczono prowadnice (2), w których zamontowano pale (1). W górnej części każdej pala zainstalowano element obrotowy (3) w postaci aluminiowej rurki o średnicy 6 mm. Stalowe ramię (4), zamocowane z jednej strony w ramie (5) oparto na elemencie obrotowym. Zawiasowe mocowanie ramienia w ramie umożliwiło ruch obrotowy ramienia w płaszczyźnie przemieszczenia pala. Drugi koniec ramienia połączono z płytą sztywną za pomocą sprężyny (6).

Obciążenie na płytę sztywną przenoszone było poprzez trzpień zamocowany w głównej stalowej ramie zbiornika. Trzpień sprzężony był z głównym wskaźnikiem zegarowym mierzącym osiadania płyty sztywnej. Przy włączeniu się pala w pracę obciążenie przenosiło się na ramię (4). Działanie tej siły powodowało kątowe przemieszczenie ramienia w zawiasie. Przemieszczenie mierzone było czujnikiem zegarowym (7).

Przyłożenie obciążenia przeprowadzano etapami; przy czym, każdy etap uznano za zakończony przy określonej stabilizacji osiadań. Jako kryterium stabilizacji osiadań płyty sztywnej przyjęto wartość 0,01 mm w czasie 15 minut. Przy stopniowym wzroście ogólnego obciążenia obserwowano prawidłowości w postaci interwałów zmian stosunku badanego obciążenia przenoszonego przez pale i płytę oczepu.



Rys. 1. Widok ogólny stanowiska badawczego



Rys. 2. Schemat aparatury pomiarowej. 1 – pal, 2 – prowadnica, 3 – element obrotowy, 4 – stalowe ramię, 5 – rama, 6 – sprężyna, 7 – czujnik zegarowy, 8 – płyta sztywna

2.2. Kalibracja modelu dla oceny rozkładu obciążenia pomiędzy palami a płytą

Przed rozpoczęciem serii eksperymentów, aparatura podlegała specjalnej procedurze kalibracji tak, aby powiązać kątowe przemieszczenia ramienia z obciążeniami pala.

Zastosowana zasada pomiaru obciążenia przekazywanego na pal, polega na ocenie przemieszczeń przy znanej sztywności sprężyny. Przy założeniu, że pal nie może się przemieszczać, wykonano kalibrację aparatury (rys. 3 i 4), to znaczy wyznaczono sztywność sprężyny (oznaczony jako 6 na rysunku 2) prowadząc pomiar odkształcenia na wskaźniku zegarowym (wydłużenia sprężyny) dla zadanej siły przyłożonej na sprężynę (rys. 5).

Podczas kalibracji zwiększano stopniowo nacisk na płytę i rejestrowano przemieszczenie płyty, jak i każdej sprężyny. Osiągnięto znacząca powtarzalność rezultatów.

Dla połączenia szeregowo sprężyny z palem,



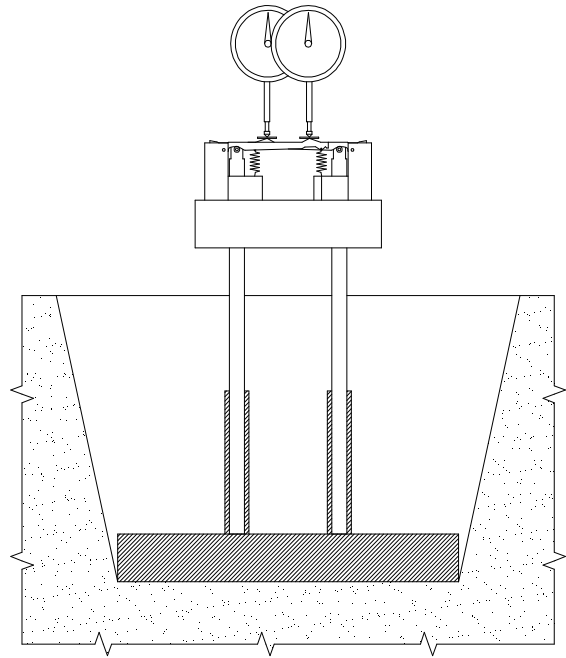
Rys. 3. Model fundamentu płytowo-palowego w czasie kalibracji

którego zachowanie można opisać zależnością wynikającą z teorii sprężystości, siła w palu jest identyczna jak w sprężynie i równa się iloczynowi sprężystości sprężyny i jej odkształcenia.

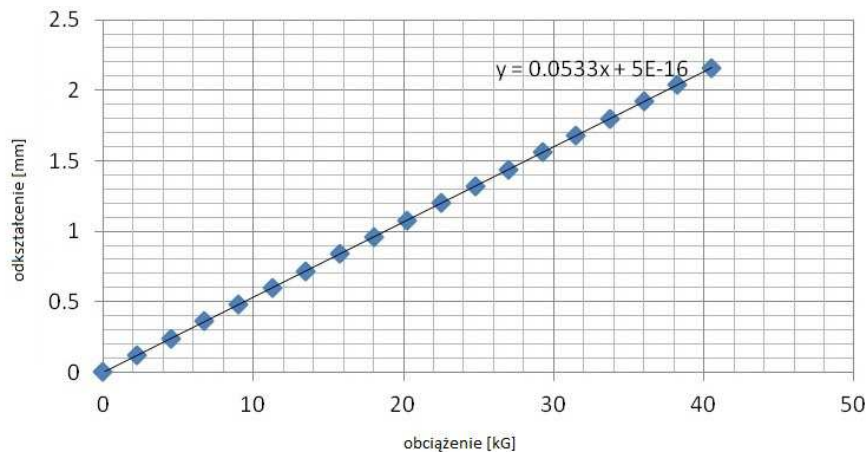
Na podstawie obserwacji układu płytowo-palowego przeprowadzonych w czasie badań laboratoryjnych wyznaczono sumaryczne obciążenie przejmowane przez pale.

3. Wyniki badań laboratoryjnych

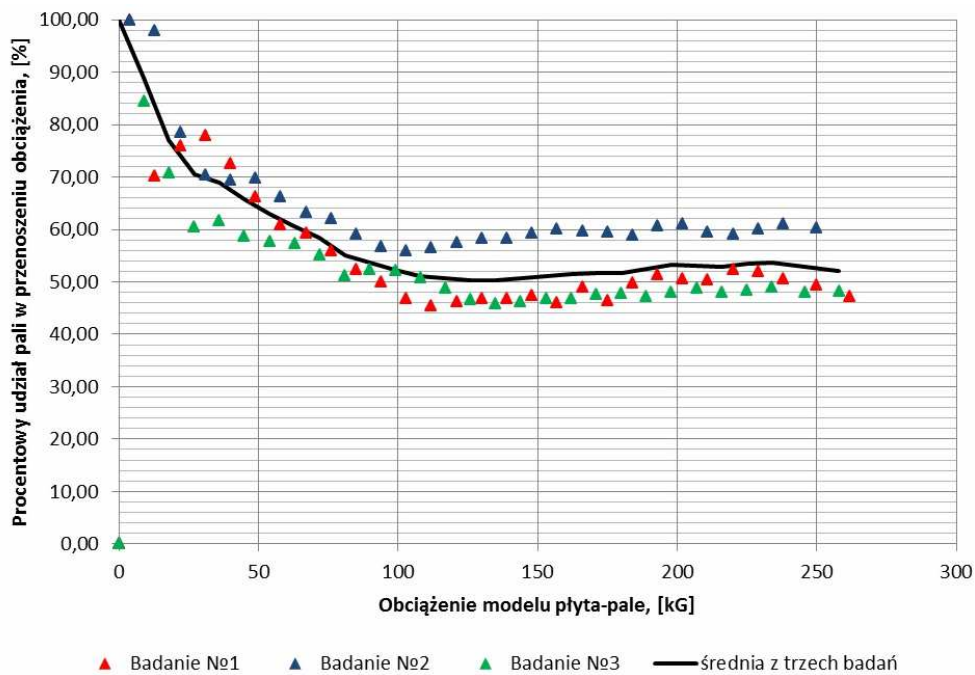
Bazując na wartościach średnich pomiarów, można stwierdzić, że podczas obciążania układu płyta-pale w zakresie do 1 kN udział pali w przenoszeniu obciążenia zmniejsza się od 100% do około 50%, utrzymując się na stałym poziomie dla większych wartości obciążenia (rys. 6).



Rys. 4. Schemat pracy modelu fundamentu w czasie kalibracji – blokada pali na specjalnym steżaku



Rys. 5. Wykres uśrednionej zależności zmiany długości sprężyny od obciążenia przekazywanego na nią



Rys. 6. Procentowy udział pali w przenoszeniu obciążenia przyłożonego na układ płyta-pale

4. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań modelowych fundamentu płytowo-palowego stwierdzono, że proces przejmowania obciążenia przekazywanego na fundament przez pale można podzielić na trzy etapy:

- początkowy duży udział pali wynikający ze zdecydowanie większej sztywności grupy pali od płyty;
- drugi płynny spadek obciążenia przejmowanego przez pale w zakresie obciążenia od 0,2 kN do 1 kN na układ płyta-pale wynikający ze wzrastającej sztywności płyty;
- trzeci etap stabilizacji rozkładu obciążenia na płytę i pale świadczący o zaistnieniu trwałej relacji obciążeń pomiędzy elementami fundamentu płytowo-palowego.

Literatura

- Bartolomey A. A., Omelchak I. M., Yushkov B. S. (1994). Prognoz osadok svajnyh fundamentov, pod red. Bartolomeya A.A., *Stroyizdat*, Moskwa, 30-72.
- Borel S., Combarieu O. (1998). Some Observations on Pile Footings. W: *Proc. 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering*, Budapest 1998.
- Davis E. H., Poulos H. G. (1972). The analysis of piled raft systems. *Australia Geotechnique Journal*, Vol. No. 1, 21-27.
- Burland J. B., Broms B. B., De Mello V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. W: *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Foundn Engng*, Tokyo 1977, Vol. 2, 495-546
- Fioravante V., Jamiolkowski M. B. (2006). Fizicheskoe modelirovanie plitno-svajnyh fundamentov. *Razvitie gorodov i geotekhnicheskoe stroitelstvo*, Vol. 10, 200-206
- Franke E. (1991). Measurements beneath piled rafts. W: *Key note lecture to the ENPC Conf. on Deep Foundations*, Paris 1991, 1-28
- Gandhi S. R., Maharaj D. K. (1995). Behavior of Piled Raft Under Uniform Loading. W: *Proc. Indian Geotechnical Conference (IGC-95)*, Bangalore, Vol. 1, 169-172
- Hooper J. A. (1973). Observations on the behaviour of piled-raft foundation on London Clay. W: *ICE Proceedings*. Vol. 55, No. 4., Ice Virtual Library, 855-877.
- Hooper J. A. (1979). Review of behaviour of piled raft foundations. Rep. No. 83, *Construction Industry Research and Information Association*, London.
- Kurillo S. V., Skorohodov A. G., Fedorovskiy V. G. (2003). K raschetu osadok svajnyh i svajno-plitnyh fundamentov. *NIOSP*, Moskwa.
- Mirsayapov I. T., Artemev D. A. (2009). Modelirovanie napryazhenno-deformirovannovo sostoyania plitno-svajnovogo fundamenta pri sovместnom deformirovanii s okružhayushchim gruntovym massivom. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*, 19, 77-82.
- Price G., Wardle I. F. (1986). Queen Elizabeth II Conference Centre: monitoring of load sharing between piles and raft. W: *ICE Proceedings*. Vol. 80, No. 6., Ice Virtual Library, 1505-1518.
- Sommer H., Wittmann P., Ripper P. (1985). Piled raft foundation of tall building in Frankfurt Clay. W: *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco 1985, Vol. 4, 2253-2257.
- Tejchman A., Gwizdała K., Ślabek A. (2004). Obliczanie fundamentów płytowo-palowych, W: *II Problemowa Konferencja Geotechniki „Współpraca budowl z podłożem gruntowym”*, Tom 1, Białystok-Białowieża 2004, 232-334.
- Ulickiy V. M., Shashkin A. G., Shashkin K. G., Vasenin V. A. (2004). Rekonstrukciya gorodov i geotekhnicheskoe stroitelstvo, Vol. 8, 68-82.
- Zeevaert L. (1957). Compensated friction-pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of Mexico City, W: *Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics*, London 1957, 81-86.

**LOAD DISTRIBUTION BETWEEN ELEMENTS
OF PILED RAFT FOUNDATION IN WEAK GROUND**

Abstract: This paper presents results of a piled-raft foundation model experiment in loose sand, which is typical soil for Saint Petersburg region. While increasing the load on the analysed system, three stages of load distribution between the elements were observed: the initial dominance of the piles, increasing role of the raft, stabilisation of load transfer into piles and raft.

DOBÓR PARAMETRÓW GRUNTÓW W PROJEKTOWANIU GEOTECHNICZNYM Z WYKORZYSTANIEM TEORII BAYESA

Simon RABARIJOELY^{a*}, Stanisław JABŁONOWSKI^b, Kazimierz GARBULEWSKI^a

^a Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

^b Wydział Zastosowań Informatyki i Matematyki, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa

Streszczenie: W projektowaniu geotechnicznym według zasad i reguł podanych w Eurokodzie 7, jednym z najważniejszych zadań inżynierskich jest dobór parametrów do sprawdzenia wszystkich stanów granicznych, możliwych do wystąpienia w projektowanych budowlach. Doboru parametrów należy dokonać etapami. Najczęściej wyróżnia się cztery następujące etapy: etap 1 – określenie parametrów pomierzonych, etap 2 – określenie parametrów wyprowadzonych, etap 3 – określenie parametrów charakterystycznych, etap 4 – określenie parametrów obliczeniowych. Etap 3 należy uznać za strategiczny w doborze parametrów, które zostaną zastosowane do sprawdzenia stanów granicznych nośności i użyteczności projektowanych obiektów budowlanych. W określaniu wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych, w tym wytrzymałościowych i odkształceniowych, należy w sposób ostrożny i przemyślany zastosować metody statystyczne, zarówno klasyczne, jak i „bayesowskie”. Analiza statystyczna Bayesa uzasadniona jest w przypadku dysponowania i uwzględniania w doborze parametrów wartości „*a priori*”, na przykład wartości eksperckich parametrów geotechnicznych lub w przypadku możliwości powiększania liczebności zbiorów parametrów i danych geotechnicznych, co stanowi podstawę projektowania metodą „*obserwacyjną*”. W artykule przedstawiono zasady analizy statystycznej danych geotechnicznych, a zwłaszcza parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntów spoistych z wykorzystaniem teorii Bayesa. Do analizy statystycznej zastosowano opracowany w ramach projektu badawczego numeryczny pakiet *BAYANAL*. Pakiet *BAYANAL* powinien znaleźć szerokie zastosowanie w praktyce projektowania geotechnicznego w Polsce i umożliwić dobór parametrów geotechnicznych miarodajnych do projektowania bezpiecznych obiektów budowlanych.

Słowa kluczowe: projektowanie geotechniczne, parametry gruntów, Eurokod 7, analiza bayesowska.

1. Wprowadzenie

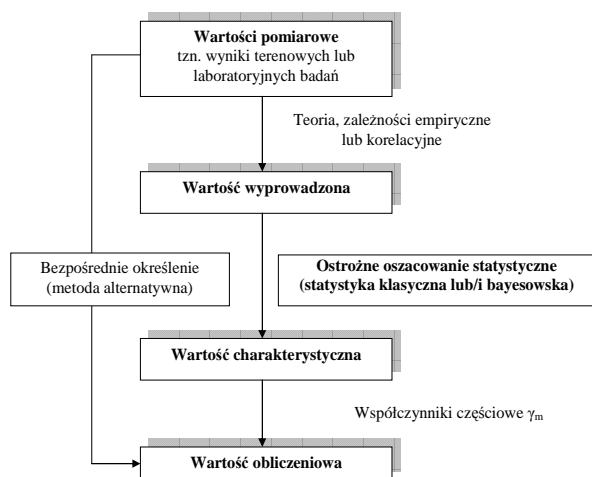
W projektowaniu geotechnicznym według zasad i reguł podanych w Eurokodzie 7 (EN 1997: 2004: *Eurocode 7 – Geotechnical design. Part 1: General rules. Part 2: Ground investigation and testing*), normie zalecanej do stosowania od 2010 roku w krajach Unii Europejskiej, jednym z najważniejszych zadań inżynierskich jest dobór parametrów do sprawdzenia wszystkich, możliwych do wystąpienia w projektowanych budowlach stanów granicznych. Zadanie to należy przeprowadzać etapami (Wysokiński i in., 2011). Poza nielicznymi wyjątkami, wyróżnia się cztery następujące etapy doboru parametrów (rys. 1): etap 1 – zestawienie (baza) danych zawierające wartości pomierzone, etap 2 – określenie parametrów wyprowadzonych, etap 3 – określenie parametrów charakterystycznych, etap 4 – określenie parametrów obliczeniowych (projektowych). Etap 3 powszechnie

uznaje się za strategiczny w doborze parametrów, które zostaną zastosowane do sprawdzenia stanów granicznych nośności (ULS) i użyteczności (SLS) projektowanych obiektów budowlanych. W określaniu wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych, w tym wytrzymałościowych i odkształceniowych, należy w sposób ostrożny i przemyślany zastosować metody statystyczne, zarówno klasyczne, jak i podejście bayesowskie (Frank i in., 2004; Garbulewski i in., 2007). Analiza statystyczna Bayesa uzasadniona jest szczególnie w przypadku dysponowania i uwzględniania w doborze parametrów wartości *a priori*, na przykład wartości eksperckich parametrów geotechnicznych lub w przypadku możliwości powiększania liczebności zbiorów parametrów i danych geotechnicznych, co stanowi podstawę projektowania metodą obserwacyjną.

W artykule przedstawiono zasady analizy statystycznej danych geotechnicznych z wykorzystaniem teorii Bayesa.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: simon_rabarijoely@sggw.pl

Do analizy statystycznej zaproponowano stosowanie, opracowanego w ramach projektu badawczego NCN (NN 506 432436), numerycznego pakietu *BAYANAL*. W artykule podano wymagania programu, sposób jego realizacji i przykład analizy statystycznej.



Rys. 1. Etapy określania wartości parametrów gruntowych w projektowaniu geotechnicznym

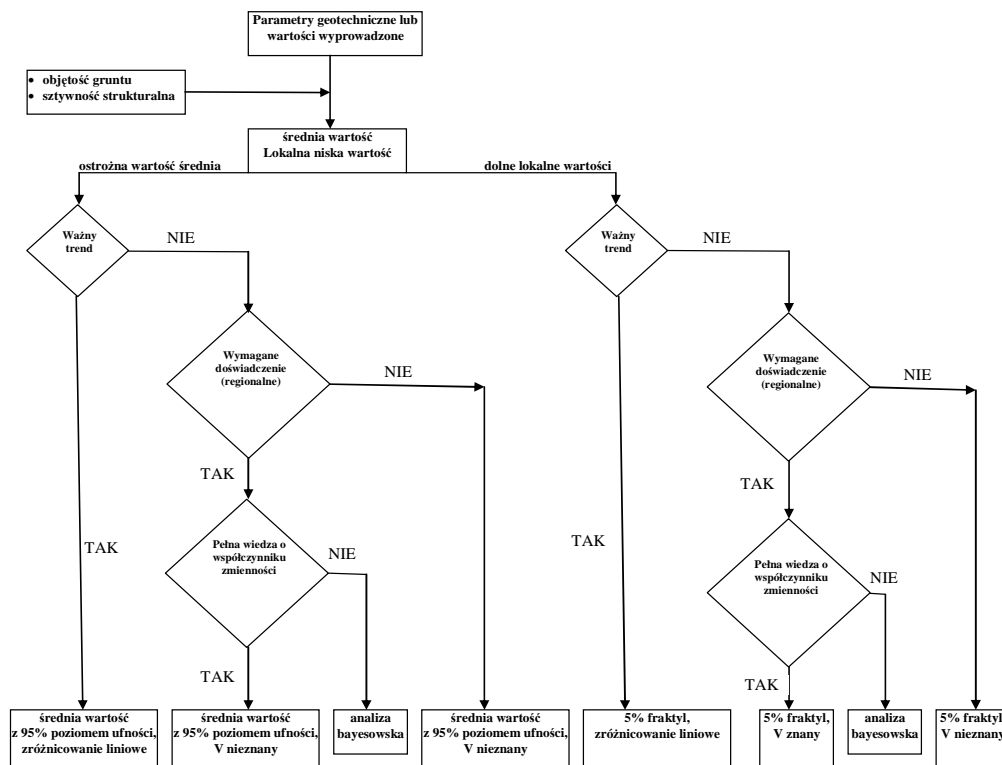
2. Zasady doboru wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych

2.1. Wprowadzenie

W doborze wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych, w tym wytrzymałościowych i odkształceniowych powszechnie zaleca się stosować

metody statystycznej analizy (Frank i in., 2004; Bond i Harris, 2008; Pieczyrak, 2009; Schuppener i in., 2009). W przypadku zastosowania wnioskowania klasycznego zakłada się, że do szacowania nieznanymi wartości parametrów wykorzystuje się jedynie informacje pochodzące z próby statystycznej zawierającej wyniki badań. Na podstawie analizy próby określa się niektóre potrzebne informacje o populacji w postaci ocen informacji prawdziwych, przykładowo oceny wybranego parametru pewnej cechy populacji. Parametrem może być: wartość oczekiwana, odchylenie standardowe, frakcja elementów określonego typu. W celu przeprowadzenia takiej oceny tworzone są estymatory punktowe i przedziałowe. Eurokod 7 nie podaje jakie metody analizy powinno się stosować, aby uzyskać właściwą wartość charakterystyczną, poza tym że „charakterystyczną wartość parametru geotechnicznego należy wybrać jako ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego”. W Eurokodzie 7 podano również, że „jeśli stosowane są metody statystyczne, to zaleca się wyznaczyć taką wartość charakterystyczną, aby obliczone prawdopodobieństwo wystąpienia mniej korzystnej wartości, decydującej o powstaniu rozpatrywanego stanu granicznego, nie było większe niż 5%. W ten sposób ostrożne oszacowanie polega na ustaleniu wartości średniej z ograniczonego zbioru wartości parametrów geotechnicznych na poziomie ufności 95%, czyli ostrożne oszacowanie wartości dolnej odpowiadające fraktylowi 5%.”

Na rysunku 2 przedstawiono schemat analizy statystycznej oraz czynniki wpływające na dobór wartości charakterystycznej parametrów geotechnicznych.



Rys. 2. Schemat wyboru metody statystycznej do oszacowania wartości charakterystycznej parametrów geotechnicznych za Frank i in. (2004)

W doborze parametrów geotechnicznych można zastosować klasyczne wnioskowanie statystyczne (Schuppener i in., 2009; Pieczyrak; 2009) lub coraz częściej wykorzystywane w zadaniach geotechnicznych wnioskowanie zaproponowane w XVIII wieku przez brytyjskiego matematyka i duchownego prezbiteriańskiego Thomasa Bayesa (1702-1761).

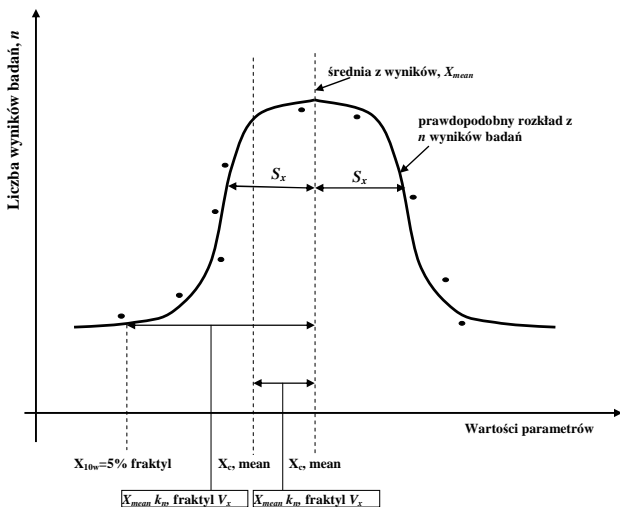
2.2. Klasyczne wnioskowanie statystyczne

W klasycznej analizie statystycznej do oszacowania wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych X_k należy stosować następujący wzór (Frank i in., 2004):

$$X_k = X_m [1 - k_n V_x] \tag{1}$$

gdzie: X_m jest średnią arytmetyczną wartość parametru, V_x jest współczynnikiem zmienności, a k_n jest współczynnikiem statystycznym (tablicowym).

Na rysunku 3 pokazano określanie wartości charakterystycznych z wyników prób, gdzie n jest liczbą prób, a x_i to wartości parametrów w jednorodnej warstwie. Założono, że parametr ma rozkład normalny i dane są niepełne, przykładowo nieznany jest współczynnik zmienności V_x . Z parametrów prób wyznaczono wartość średnią X_m i odchylenie standardowe S_x . Wartość charakterystyczną $X_{c,mean}$ określono ze wzoru (1) z prawdopodobieństwem 95% tak, że średnia wartość wpływająca na występowanie stanu granicznego w podłożu jest większa niż wartość charakterystyczna. Na rysunku 3 oznaczono również 5% fraktyl wartości dolnej X_{low} . Wartość tę obliczono korzystając ze wzoru (1), w którym wartość k_n zastąpiono przez $k_{n,fractile}$. Wartość ta zależy od wiedzy o współczynniku zmienności V_x i należy ją odczytać z odpowiednich tablic. Wartość $k_{n,fractile}$ jest znacznie większa od $k_{n,mean}$ dla 95 % poziomu ufności w określaniu średniej wartości. Dlatego też, wartość X_{low} jest znacznie mniejsza niż 95% poziom ufności dla średniej wartości oszacowanej $X_{c,mean}$.



Rys. 3. Ostrożne oszacowanie wartości średniej $X_{c,mean}$ i lokalnej wartości dolnej X_{low} dla 5% fraktyla w przypadku nieznanej wartości $V_{x,unknown}$ (Frank i in., 2004)

Jako przykład wykorzystania analizy statystycznej przedstawiono wyniki obliczenia wartości charakterystycznych modułów ścisłości M określonych na podstawie badań dylatometrycznych DMT dla wydzielonej w podłożu Kampusu SGGW warstwy geologicznej zawierającej: pyły piaszczyste, gliny piaszczyste i piaski pylaste (tab. 1). W celu porównania przedstawiono również wyniki obliczeń modułów M zgodnie z zasadami podanymi w normie PN-81/B-03020 *Projektowanie posadowień bezpośrednich metoda A* (Kopacz, 2011).

Tab. 1. Wartości charakterystyczne modułów ścisłości M na podstawie badań dylatometrycznych DMT według Eurokodu 7 i PN-81/B-03020 (metoda A)

Nr DMT	Głębokości [m]	M [MPa]	N [-]	$x_i - x^{(n)}$	$(x_i - x^{(n)})^2$
DMT 2	1,20	45,07	22	-90,83	8249,30
	1,40	26,12		-109,78	12051,66
	1,60	26,32		-109,58	12007,97
	1,80	22,98		-112,92	12751,26
	2,00	28,73		-107,17	11485,34
	2,20	15,02		-120,88	14612,33
DMT 3	1,00	26,72		-109,18	11920,70
	1,20	34,76		-101,14	10229,82
	1,40	44,06		-91,84	8433,89
	1,60	24,38		-111,52	12436,77
	1,80	24,07		-111,83	12505,32
	2,00	32,82		-103,08	10624,96
	2,20	16,98	-118,92	14141,82	
	2,40	16,46	-119,44	14265,32	
DMT 4	2,40	240,78	104,88	10999,82	
	2,60	316,75	180,85	32706,65	
	2,80	362,23	226,33	51224,93	
	3,00	315,47	179,57	32246,15	
	3,20	484,35	348,45	121420,69	
	3,40	384,87	248,97	61984,94	
	3,60	301,42	165,52	27395,93	
	3,80	199,36	63,46	4027,60	

Obliczenia parametru M według Eurokodu 7:

$$x^{(n)} = \frac{\sum x_i}{N} = \frac{298,73}{22} = 135,90 \quad \sum (x_i - x^{(n)})^2 = 507723,18$$

$$k = 1 - \frac{1}{x^{(n)}} \cdot \left[\frac{1}{N} \sum (x_i - x^{(n)})^2 \right]^{\frac{1}{2}} =$$

$$1 - \frac{1}{135,90} \cdot \left[\frac{1}{22} \cdot 507723,18 \right]^{\frac{1}{2}} = 1 - 0,68 = 0,32$$

$$M^r = M^{(n)} \cdot k = 135,90 \cdot 0,32 = 43,91 \text{ MPa}$$

2.3. Statystyka Bayesa

W podejściu bayesowskim pewna wstępna wiedza na temat rozkładu wartości parametrów jest modyfikowana po skonfrontowaniu z danymi. Korzystając z rozkładu *a priori* i wiedzy o pobranej próbie określa się nowy rozkład parametrów, który uwzględnia zarówno pierwotne przekonania (*a priori*), jak i uzyskane dane empiryczne. Istotną właściwością podejścia bayesowskiego jest to, że sekwencyjne modyfikowanie wiedzy na temat rozkładu badanego parametru daje taki sam rezultat, jak w przypadku gdy wszystkie dawki informacji są włączone do wnioskowania naraz, to znaczy jeśli pobierane kolejno próby są potraktowane jako jedna większa próba. Z tego też wynika, że kolejność dołączania nowych porcji informacji jest dowolna. Pozostaje odpowiedzieć na pytanie, kiedy podejście bayesowskie warto stosować w praktyce, to znaczy kiedy podejście klasyczne nie da lepszych wyników? Podejście klasyczne nie daje lepszych wyników, gdy informacje *a priori* są jedynie rezultatami analiz, ale próby, na podstawie których były robione te analizy już nie są dostępne. Zatem nie da się rozszerzyć próby danych, na bazie której dokonywane jest wnioskowanie klasycznym sposobem.

Dla zmiennych losowych o ciągłym rozkładzie prawdopodobieństwa twierdzenie Bayesa można przedstawić następująco (Garbulewski i in., 2007):

$$f(\theta|x) = \frac{f(x|\theta) \cdot f(\theta)}{\int_{\Omega} f(x|\theta) \cdot f(\theta) d\theta} \quad (2)$$

gdzie: $f(\theta)$ oznacza funkcję gęstości prawdopodobieństwa *a priori* parametru θ , natomiast $f(\theta|x)$ jest funkcją wiarygodności, czyli funkcją gęstości warunkowego wyniku obserwacji przy danej wartości θ . Symbol Ω użyty pod całką oznacza zbiór możliwych wartości szacowanego parametru θ . Po lewej stronie wzoru znajduje się funkcja gęstości aposteriorycznego prawdopodobieństwa parametru θ , po zaobserwowaniu wyniku x z próby. Tak więc, na podstawie twierdzenia Bayesa aktualizuje się funkcję gęstości apriorycznego prawdopodobieństwa parametru θ , przy wykorzystaniu informacji z próby. Niestety, wyznaczenie aposteriorycznej gęstości prawdopodobieństwa określonego parametru jest, poza niektórymi przypadkami, trudne. Nie dotyczy to rozkładów normalnych, które często występują w praktyce. Przedstawione twierdzenie Bayesa daje bardzo cenną w praktyce możliwość sekwencyjnego włączania nowych informacji, pochodzących z kolejno pobieranych prób losowych, do wnioskowania na temat parametru. Wiedzę na temat aposteriorycznego prawdopodobieństwa parametru θ traktuje się na kolejnym etapie jako aprioryczne prawdopodobieństwa tego parametru. W związku z tym, podejście bayesowskie nazywane jest często procesem uczenia.

Częstym przypadkiem jest szacowanie nieznanego parametru θ , który jest średnią w populacji normalnej, dla której znane jest odchylenie standardowe σ_0 . Jeśli skorzysta się z wiedzy *a priori* odnośnie średniej θ tej

populacji, z której wynika, że θ jest zmienną losową o rozkładzie normalnym z parametrami m_1 i σ_1 , natomiast średnia z wylosowanej n -elementowej próby wynosi m_2 , to aposterioryczny rozkład zmiennej losowej θ jest też normalny o średniej m i odchyleniu standardowym σ , obliczonym następująco:

$$m = \frac{\left(\frac{1}{\sigma_1^2}\right) \cdot m_1 + \left(\frac{n}{\sigma_0^2}\right) \cdot m_2}{\left(\frac{1}{\sigma_1^2}\right)_1 + \left(\frac{n}{\sigma_0^2}\right)} \quad (3)$$

$$\sigma = \frac{1}{\left(\frac{1}{\sigma_1^2}\right)_1 + \left(\frac{n}{\sigma_0^2}\right)} \quad (4)$$

3. Program BAYANAL do analizy statystycznej z wykorzystaniem podejścia bayesowskiego

3.1. Wymagania wstępne programu

Podstawowymi wymaganiami dla aplikacji jest:

- pełna integracja z programem Excel 2003 (lub wyższej wersji) pracującego w środowisku Windows,
- intuicyjny interfejs graficzny,
- możliwość automatycznego testowania hipotezy zerowej („H 0”) o normalności rozkładu zmiennej losowej na podstawie poszczególnych prób,
- możliwie największa niezależność kodu aplikacji od danych źródłowych,
- brak ingerencji programu w dane źródłowe,
- łatwe przenoszenie aplikacji na różne stacje komputerowe,
- niezależność od organizacji danych wejściowych w plikach i arkuszach,
- elastyczny sposób wyboru i zaznaczania danych do analizy,
- możliwość pracy tak interaktywnej, jak i automatycznej,
- generowanie szczegółowych raportów z przeprowadzonych analiz.

3.2. Sposób realizacji aplikacji

Ze względu na pierwsze dwa wymagania wybrano realizację aplikacji w oparciu o arkusz kalkulacyjny Excel 2003 ze wsparciem kodu w języku Visual Basic for Application oraz użyciu systemowych bibliotek obiektów MS Office (biblioteki Visual Basic for Application oraz Microsoft Office Object Library wersja 11.0). Zastosowanie formularzy/okienek dialogowych z obszernym opisem przycisków i funkcji z nimi związanymi, zależnych od kontekstu i aktualnie realizowanego wątku w aplikacji, zapewniło przejrzysty i intuicyjny interfejs graficzny. Wszystkie obliczenia niezbędne do wykonania analizy wykonywane są przez

odpowiednie formuły wpisane na stałe do roboczego arkusza kalkulacyjnego (niewidocznego dla użytkownika). Wszystkie dane wejściowe niezbędne do wykonania obliczeń danej iteracji są kopiowane do wspomnianego arkusza roboczego celem pełnej separacji danych źródłowych i aplikacji.

Automatyczne testowanie hipotezy H_0 dla poszczególnych prób losowych wymaga integracji takiej funkcjonalności z Excelem. Program Excel nie ma zaimplementowanej funkcji „Test Shapiro-Wilka” (ten test najlepiej odpowiada sytuacji, gdy próby mogą być niewielkie). W związku z tym, realnie możliwe są 2 rozwiązania:

- dołączenie do aplikacji gotowego dodatku realizującego taką funkcjonalność;
- stabilizowanie współczynników do testu Shapiro-Wilka, dołączenie tablic do aplikacji na dodatkowym arkuszu roboczym oraz obliczanie wyniku testu z wykorzystaniem tablicy i standardowych wzorów.

Wybrano rozwiązanie pierwsze ze względu na prostszą implementację i możliwość osiągnięcia dużo większej dokładności niż w przypadku tablicowania i aproksymacji wartości w arkuszu kalkulacyjnym Excel. Z aplikacją zintegrowano dodatek do programu Excel o bezpłatnej licencji dla zastosowań niekomercyjnych. Ma on nazwę „PopTools”. Pozostałe wymagania zostały osiągnięte poprzez realizację poniższego algorytmu działania aplikacji:

- podanie danych początkowych przez użytkownika, w tym możliwość wyboru pracy automatycznej;
- wskazanie pliku (ów) z danymi przez użytkownika (standardowe okno otwarcia zbioru);
- otwarcie pierwszego pliku, aktywacja pierwszego arkusza;
- wskazanie (lub oczekiwanie wskazania) danych do analizy na podstawie parametrów wstępnych;
- analiza wskazanych danych, ewentualna obsługa błędów wskazanego zakresu danych;

- wykonanie testu Shapiro-Wilka dla wskazanej próby losowej, określenie akcji w razie niespełnienia testu Shapiro-Wilka;
- przejście do kolejnej próby/arkusza/pliku w trybie interaktywnym lub automatycznym;
- przejście do fazy generowania raportu po rezygnacji z otwarcia kolejnego zbioru do analizy statystycznej (przycisk „Anuluj” w oknie dialogowym otwierania zbiorów);
- zamknięcie zbiorów źródłowych (z opcją: pomiń zmiany) oraz utworzenie raportu.

4. Przykład analizy statystycznej

Głównym arkuszem aplikacji jest pokazany na rysunku 4 arkusz „Start” (Pole 1 – P1). Aplikacja zawiera też raporty z wykonanych wcześniej analiz statystycznych stanowiące kolejne arkusze (P2). Nazwy tych arkuszy tworzone są automatycznie według schematu: „nazwa analizowanego parametru” oraz „data” (bez roku) i „czas” wykonanej analizy i sformatowane jak pokazano na polu P2. Arkusze raportów z przeprowadzonych analiz można przesłać, kopiować i usuwać standardowymi poleceniami Excela. Pracę z aplikacją rozpoczyna się przyciskiem P3.

Na rysunku 5 podano sekwencję kroków od P4 do P8.

Rys. 5. Formularz do wprowadzania parametrów wejściowych analizy

Rys. 4. Widok arkusza startowego aplikacji do bayesowskiej analizy statystycznej

Po zaznaczeniu zbioru(ów) naciska się przycisk otwórz (P9) i następnie przyciski P10 i P11: P10 – zakres arkusza stanowiący obszar danej próby, P11 – przycisk do potwierdzenia wybranego zakresu dla jednej próby

Przykład zaakceptowanej próby numer 3 (kolor zaznaczenia fioletowy) pokazano w tabeli 2.

W tabeli 3 przedstawiono przykładowy raport analizy statystycznej dla 3 prób umieszczonych w 2 plikach, jedna i dwie próby na osobnych arkuszach (jeden arkusz z 1 próbą w pierwszym pliku, drugi arkusz z 2 próbami w drugim pliku). Raport uzupełniony jest wykresami umieszczonymi w jednym układzie współrzędnych.

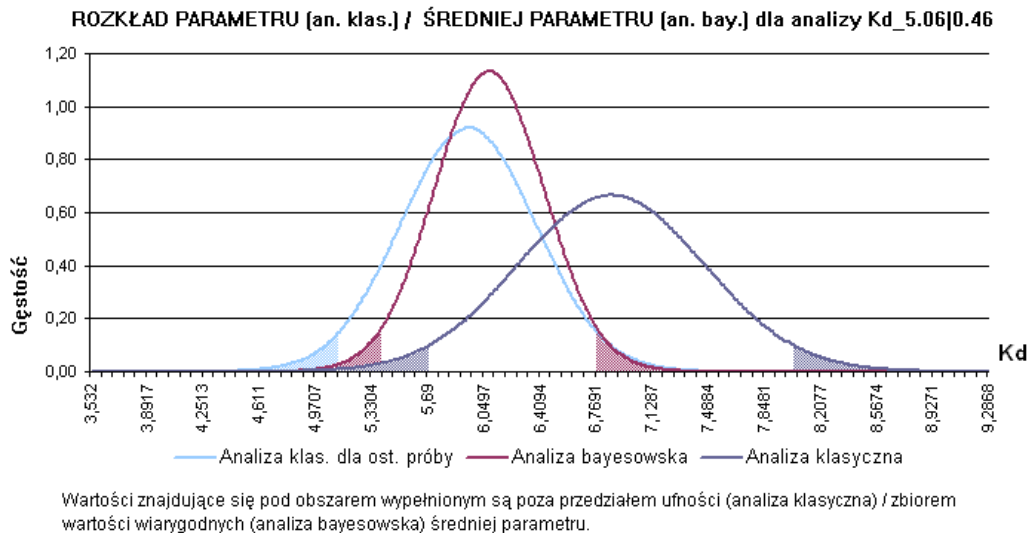
Ilustrują one wyniki przeprowadzonych analiz. Stanowią 3 krzywe, które pokazują wzajemne relacje pomiędzy wartościami średnimi oraz przedziałami ufności/wiarygodności szacowanymi z pomocą analizy klasycznej w oparciu o tylko ostatnią próbę oraz z pomocą analizy klasycznej i analizy bayesowskiej w oparciu o wszystkie próby. Zakresy wartości dla osi x i y ustawiane są automatycznie na podstawie danych otrzymanych z analizy. Wykresy umieszczane są na tym samym arkuszu co wynikowy raport. Przykładowe wykresy dla opisanych wyżej analiz przedstawione są na rysunku 6.

Tab. 2. Zaznaczenie próby w arkuszu źródłowym, która jest wskazana w formularzu z rysunku 5

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
49	4,0	20,50	0,0748	0,010	0,0548	3,30	17,00		13,700	0,291	1,852		1,381	4,848	4,332	47,220
50	4,1	20,50	0,0769	0,011	0,0559											
51	4,2	19,50	0,0788	0,012	0,0568	2,00	13,00		11,000	0,174	1,252		1,077	6,842	2,428	37,382
52	4,3	19,50	0,0807	0,013	0,0577											
53	4,4	19,50	0,0827	0,014	0,0587	7,60	12,00		4,400	0,767	1,152		0,384	0,510	10,964	13,336
54	4,5	19,50	0,0846	0,015	0,0596											
55	4,6	19,50	0,0866	0,016	0,0708	4,00	7,90		3,900	0,410	0,742		0,332	0,843	5,576	11,513
56	4,7	19,50	0,0885	0,017	0,0715											
57	4,8	19,50	0,0905	0,018	0,0725	3,00	8,60		5,000	0,384	0,812		0,447	1,292	4,775	15,521
58	4,9	19,50	0,0924	0,019	0,0734											
59	5,0	19,50	0,0944	0,020	0,0744	4,10	8,40		4,300	0,418	0,792		0,374	0,940	5,345	12,971
60	5,1	19,50	0,0963	0,021	0,0753											
61	5,2	19,50	0,0983	0,022	0,0763	4,20	8,60		4,400	0,427	0,812		0,384	0,948	5,311	13,336
62	5,3	19,50	0,1003	0,023	0,0772											
63	5,4	19,50	0,1022	0,024	0,0782	3,30	8,50		5,200	0,333	0,802		0,468	1,515	3,954	16,250
64	5,5	19,50	0,1042	0,025	0,0791											
65	5,6	19,50	0,1061	0,026	0,0801	5,60	10,00		4,400	0,567	0,952		0,384	0,710	0,757	13,336
66	5,7	19,50	0,1081	0,027	0,0810											
67	5,8	19,50	0,1100	0,028	0,0820	4,80	9,50		4,700	0,486	0,902		0,416	0,908	5,582	14,428
68	5,9	19,50	0,1120	0,029	0,0829											
69	6,0	19,50	0,1139	0,030	0,0839	4,85	9,00		4,150	0,493	0,852		0,358	0,773	5,524	12,424
70	6,1	19,50	0,1159	0,031	0,0848											
71	6,2	19,50	0,1178	0,032	0,0858	5,80	10,30		4,500	0,587	0,982		0,395	0,712	0,495	13,700
72	6,3	19,50	0,1198	0,033	0,0867											
73	6,4	19,50	0,1217	0,034	0,0877	5,70	10,30		4,600	0,576	0,982		0,405	0,748	0,182	14,054
74	6,5	19,50	0,1237	0,035	0,0886											
75	6,6	19,50	0,1256	0,036	0,0896	5,50	9,90		4,400	0,557	0,942		0,384	0,737	5,817	13,336
76	6,7	19,50	0,1276	0,037	0,0905											
77	6,8	19,50	0,1295	0,038	0,0915	6,00	10,50		4,500	0,607	1,002		0,395	0,894	6,215	13,700
78	6,9	20,00	0,1315	0,039	0,0925											
79	7,0	20,00	0,1335	0,040	0,0935	5,50	10,50		5,000	0,554	1,002		0,447	0,870	5,499	15,521
80	7,1	20,00	0,1355	0,041	0,0945											
81	7,2	20,00	0,1375	0,042	0,0955	8,30	13,00		4,700	0,836	1,252		0,416	0,524	8,311	14,428
82	7,3	20,00	0,1395	0,043	0,0965											
83	7,4	20,00	0,1415	0,044	0,0975	9,70	14,70		5,000	0,974	1,422		0,447	0,481	9,541	15,521
84	7,5	20,00	0,1435	0,045	0,0985											
85	7,6	20,00	0,1455	0,046	0,0995	8,00	11,00		5,000	0,604	1,052		0,447	0,801	5,610	15,521
86	7,7	20,00	0,1475	0,047	0,1005											
87	7,8	20,00	0,1495	0,048	0,1015	5,55	11,00		5,450	0,557	1,052		0,495	0,972	5,014	17,161
88	7,9	20,00	0,1515	0,049	0,1025											
89	8,0	20,00	0,1535	0,050	0,1035	4,7	8,5		3,800	0,480	0,802		0,321	0,747	4,157	11,149
90	8,1	20,00	0,1555	0,051	0,1045											
91	8,2	20,00	0,1575	0,052	0,1055	5,0	8,5		4,150	0,533	0,802		0,358	0,773	5,524	12,424
92	8,3	20,00	0,1595	0,053	0,1065											
93	8,4	20,00	0,1615	0,054	0,1075	5,0	8,5		4,150	0,533	0,802		0,358	0,773	5,524	12,424
94	8,5	20,00	0,1635	0,055	0,1085											
95	8,6	20,00	0,1655	0,056	0,1095	5,0	8,5		4,150	0,533	0,802		0,358	0,773	5,524	12,424
96	8,7	20,00	0,1675	0,057	0,1105											
97	8,8	20,00	0,1695	0,058	0,1115	5,0	8,5		4,150	0,533	0,802		0,358	0,773	5,524	12,424
98	8,9	20,00	0,1715	0,059	0,1125											
99	9,0	20,00	0,1735	0,060	0,1135	5,0	8,5		4,150	0,533	0,802		0,358	0,773	5,524	12,424
100	9,1	20,00	0,1755	0,061	0,1145											

Tab. 3. Przykładowy raport z przeprowadzonej bayesowskiej analizy danych

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N		
1	Analiza statystyczna wykonana w dniu 5.06 godz. 0:46 dla par.: Kd															
2	Poz. istotności: 5%				liczba prób: 3				liczba danych: 79							
3	Test Sh.-Wilka: H0: NIE				W-stat.: 0,5793				p-val.: 1,1E-13							
4	Podejście Bayesowskie						Podejście klasyczne									
5	wartość średnia: 6,086						wartość średnia: 6,867									
6	odchylenie średniej: 0,352						odchylenie std.: 5,296									
7	zbiór wiarygodny: 5,395						przedział ufności: 5,700									
8	(poz. pr. 0,95) 6,776						(poz. ufn. 0,95) 8,035									
9																
10	Próba nr: 1						Liczba danych w próbie: 47						31,4179	4,23626	5,11317	7,02793
11	Zbiór: D:\Bayes\DMT2_s.xls						utfw.: 24:10:2011						19,8223	3,3235	6,20452	6,95548
12	Zakres: Arkusz1!O17:O49;O59:O117															
13	Test Sh.-Wilka: H0: NIE				p-value: 4E-12						4,67041	3,08493	5,8762	3,79582		
14	Bayes - wynik a posteriori po próbie: 1						Analiza klasyczna dla próby: 1						2,78597	3,4865	6,36047	4,44382
15	wartość średnia: 6,0496						wart. średnia: 6,050		przedz. ufn. od: 4,763				2,21115	5,44926	6,58897	6,41226
16	odchylenie std. średniej: 0,6562						odchylenie std.: 4,499		przedz. ufn. do: 7,336				5,05415	5,42824	6,04447	5,7354
17	6,25287															
18	5,10134															
19	5,53621															
20	5,16057															
21	4,48603															
22	5,08645															
23	5,74324															
24	5,18103															
25	4,24893															
26	5,77957															
27	5,56274															
28	5,93788															
29	4,91931															
30	5,36859															
31	4,86931															
32	5,45161															
33	3,99494															
34	5,59353															
35	6,63411															
36	Próba nr: 2						Liczba danych w próbie: 12						31,049	13,8852	8,45212	3,38068
37	Zbiór: D:\Bayes\DMT3_s.xls						utfw.: 14:03:2012						22,5328	13,4776	5,8706	3,05567
38	Zakres: Arkusz1!O15:O37															
39	Test Sh.-Wilka: H0: TAK				p-value: 9,39%											
40	Bayes - wynik a posteriori po próbie: 2						Analiza klasyczna dla próby: 2									
41	wartość średnia: 6,3891						wart. średnia: 11,597		przedz. ufn. od: 6,560							
42	odchylenie std. średniej: 0,6358						odchylenie std.: 8,903		przedz. ufn. do: 16,634							
43	Próba nr: 3						Liczba danych w próbie: 20						2,42814	5,31062	6,46503	8,31099
44	Zakres: Arkusz1!O51:O89						utfw.: 14:03:2012						10,9636	3,95396	6,18244	9,54051
45	Test Sh.-Wilka: H0: NIE				p-value: 2,85%						5,57649	6,75655	5,81696	5,61005		
46	Bayes - wynik a posteriori po próbie: 3						Analiza klasyczna dla próby: 3						4,77517	5,58171	6,2153	5,01429
47	wartość średnia: 6,0858						wart. średnia: 5,951		przedz. ufn. od: 5,122				5,34543	5,52384	5,49947	4,15652
48	odchylenie std. średniej: 0,3523						odchylenie std.: 1,893		przedz. ufn. do: 6,781							
49	Start \ Kd_5.06 0.46 Kd_18.05 6.32 /															



Rys. 6. Wykresy ilustrujące wyniki podane w raporcie

5. Podsumowanie i wnioski

Do określenia wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych zaleca się ostrożne stosowanie metod statystycznych. W dotychczasowej praktyce do określenia wartości średniej, odchylenia standardowego, wartości z wymaganym poziomem ufności (na przykład 95%) zakłada się skończoną populację zbioru wartości wyprowadzonych parametrów geotechnicznych.

Do określania wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych, zwłaszcza wytrzymałościowych i odkształceniowych, proponuje się wykorzystać analizę Bayesa, w której istnieje możliwość ciągłego powiększania zbioru danych wyprowadzonych parametrów, zgodnie z następującym wzorem:

$$P(\theta | x) = \frac{P(x | \theta) \cdot P(\theta)}{\sum_i P(x | \theta_i) \cdot P(\theta_i)} \quad (2)$$

gdzie: x oznacza wynik badania (wartości wyprowadzanej parametru geotechnicznego), θ jest szacowanym parametrem populacji, natomiast θ_i są to wszystkie możliwe wartości parametru θ , po których przebiega sumowanie w mianowniku. Przyporządkowanie warunkowych prawdopodobieństw $P(x|\theta_i)$ wszystkim możliwym wartościom nieznanego parametru θ nazywa się funkcją wiarygodności. Mając zatem wynik obserwacji x oraz znając funkcję wiarygodności (dla zaobserwowanego wyniku x , a nie dla wszystkich możliwych wyników obserwacji), a także znając aprioryczne prawdopodobieństwa $P(\theta_i)$ przyjęcia przez parametr θ możliwych wartości – można obliczyć prawdopodobieństwo aposterioryczne przyjęcia określonej wartości przez ten parametr. Zatem można wyznaczyć aposterioryczny rozkład prawdopodobieństwa tego parametru.

Metoda bayesowska jest korzystniejsza gdy chce się uwzględnić nietendencyjne informacje *a priori* o parametrze. Nie można wykorzystać ich w podejściu klasycznym, gdzie jedynie analizuje się pobraną próbę

losową. Korzystne jest także zastosowanie podejścia bayesowskiego, gdy można stopniowo włączać do analizy nowe dane (idea metody obserwacyjnej); może to przykładowo pomóc w wyborze liczby sondowań niezbędnych do uzyskania zadowalającą precyzji danych. Przy analizie kolejnych prób nie jest konieczne dysponowanie pełną wiedzą o próbach, z których pochodzą informacje aprioryczne.

Pakiet *BAYANAL* powinien znaleźć szerokie zastosowanie w praktyce projektowania geotechnicznego w Polsce i umożliwić dobór parametrów geotechnicznych miarodajnych do projektowania bezpiecznych obiektów budowlanych.

Literatura

- Bond A. J., Harris A. J. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Taylor and Francis, London.
- Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvas M., Krebs Ovesen N., Orr T. L. L., Schuppener B. (2004). *Designers' Guide to EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General rules*. Thomas Telford, London.
- Garbulewski K., Jabłonowski S., Rabarijoely S. (2007). Zastosowanie analizy bayesowskiej w projektowaniu geotechnicznym. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 2007, 3, 163-169.
- Kopacz K. (2011). *Hybrydowa metoda określania parametrów geotechnicznych do projektowania budowli według Eurokodu 7*. Praca magisterska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, SGGW, Warszawa.
- Pieczyrak J., (2009). *Stany graniczne i warunki obliczeniowe w geotechnice*. W: *Materiały XXIV Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji*, Wiśła 2009, Tom I, 247-270.
- Schuppener B., Simpson B., Orr T. L. L., Frank R., Bond A. J. (2009). *Loss of static equilibrium of a structure – definition and verification of limit state EQU*. W: *Proc. 2nd Int. Symp. on Geotechnical Safety and Risk*, Gifu, Japan. 2009.
- Wysokiński L., Kotlicki W., Godlewski T. (2011). *Projektowanie geotechniczne według Eurokodu 7*. Poradnik. Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa.

**SELECTION OF SOIL PARAMETERS
IN GEOTECHNICAL DESIGN WITH APPLICATION
OF THE BAYESIAN THEORY**

Abstract: This paper presents the application of statistical approaches to the determination of geotechnical parameters required in the geotechnical designing. Besides the classical approach the Bayesian theory was described and recommended in selection of soil parameters. The paper contains example of using the classical and the Bayesian approach in estimation of

characteristic values of geotechnical parameters. Finally, description of the numerical program *BAYANAL* with user manual to select geotechnical parameters with application of the Bayesian theory was included.

Praca naukowa finansowana ze środków na naukę w latach 2009-2015 z dwóch projektów badawczych NCN: N N506 218039 i UMO-2011/03/D/ST8/04309.

CHARAKTERYSTYKA PODŁOŻA GRUNTOWEGO NA PODSTAWIE KORELACJI PARAMETRÓW OTRZYMANÝCH Z BADAŃ GEOFIZYCZNYCH I GEOTECHNICZNYCH

Katarzyna STELMACH^{a*}, Joanna BZÓWKA^b

^a Przedsiębiorstwo Podstawowych Badań i Robót Geotechnicznych GEOSTANDARD Sp. z o.o., ul. Biała 22, 54-044 Wrocław

^b Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

Streszczenie: W pracy podjęto próbę korelacji wybranych parametrów otrzymanych z badań geofizycznych i geotechnicznych. Zestawiono wyniki geofizycznych sondowań oraz profilowań elektrooporowych z sondowaniami CPT, stanowiącymi podstawę do rozpoznania warunków gruntowo-wodnych podłoża. Badania geofizyczne i geotechniczne zostały wykonane pod projektowaną autostradę A1 w rejonie Częstochowy w województwie śląskim.

Słowa kluczowe: badania geofizyczne, badania geotechniczne, sondowania geofizyczne, profilowania elektrooporowe, sondowania CPT.

1. Wprowadzenie

Badania geotechniczne mają na celu dostarczenie w szybki sposób wiarygodnych i miarodajnych informacji dotyczących oceny podłoża gruntowego. Badania geofizyczne pozwalają na sporządzenie przekrojów i map rozmieszczenia gruntów o jednakowych właściwościach, a także na wstępne rozpoznanie podłoża i wskazanie miejsc do szczegółowego badania za pomocą sondowań statycznych. Badania geofizyczne bazują na pomiarach fizycznych właściwości gruntów i skał. W rozpoznaniu ośrodków gruntowych i warunków hydrogeologicznych podstawową metodą badawczą jest metoda geoelektryczna-elektrooporowa, która wykorzystuje zróżnicowanie wielkości oporu właściwego materiału budującego podłoże gruntowe i polega na pomiarze pozornego oporu elektrycznego określonego wycinka przestrzeni geologicznej.

Sondowania statyczne CPT są wykorzystywane do rozpoznania budowy geologicznej podłoża gruntowego oraz bezpośredniego wyznaczania parametrów wytrzymałościowych gruntów. Zaletą sondowań statycznych jest określenie stratyfikacji warstw gruntu oraz ocena podłoża gruntowego w sposób ciągły.

Celem pracy jest przedstawienie zastosowania pomiarów geofizycznych i sondowań CPT oraz korelacji tych wyników badań w celu rozpoznania warunków gruntowo-wodnych podłoża.

2. Teren wykonanych badań

Teren badań jest położony w rejonie Częstochowy i stanowi część autostrady A1 (w fazie projektowej), zlokalizowany od km 434+000 do km 442+500 w części województwa śląskiego (Dokumentacja, 2011), co zostało pokazane na rysunku 1.

Pod względem geologicznym na rozpatrywanym terenie występują często wychodnie skał jurajskich, iły, mułowce piaszczyste z wkładkami piaskowców oraz syderytami. Iły i mułowce piaszczyste łącznie z ilastymi osadami batonu (trzeci wiek środkowej jury) w rejonie częstochowskim są nazywane iłami rudonośnymi. Przypowierzchniowe warstwy stanowią piaski średnie, miejscami piaski pylaste oraz gliny zwałowe.

Analizowany teren znajduje się w rejonie częstochowskiego obszaru rudonośnego, w którym była prowadzona przez kilkadziesiąt lat eksploatacja złóż rud żelaza. Eksploatację, którą prowadzono do głębokości 20 i 30 m poniżej poziomu terenu zakończono, a kopalnie uległy zatopieniu.

Z analizy lokalizacji zakładów górniczych i obszarów eksploatacji złóż syderytowych wynika, że na odcinku trasy km 434+600 – km 442+225 podziemna eksploatacja górnicza złóż rud żelaza spowodowała naruszenie stanu równowagi górotworu (rys. 1). Pod wpływem zawału poeksploatacyjnego wyrobisk wystąpiły widoczne na powierzchni terenu niecki obniżeniowe, czasami wypełnione wodą. Część obniżenia górotworu wystąpiła

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: k.stelmach@geostandard.pl



Rys. 1. Obszar wykonywanych badań geofizycznych i geotechnicznych wraz z przebiegiem planowanej autostrady A1 km 434 + 000 – km 442 + 500 (Dokumentacja, 2011)

krótko po zakończeniu eksploatacji złoża, a część ujawniła się dopiero po pewnym czasie.

Na znacznej części terenu i w okolicach Częstochowy występują szkody górnicze związane z zakończoną eksploatacją rud żelaza. Łączna długość analizowanego terenu wynosi około 7,6 km.

3. Metody badań

Wstępne ustalenia oraz badania geotechniczne wskazały w niektórych miejscach, na niekorzystne warunki gruntowe. Stanowiło to podstawę do wykonania badań w celu weryfikacji lokalizacji potencjalnych zagrożeń występowania pustek poeksploatacyjnych bądź rozluźnień w naruszonym przez wpływy górnicze górotworze.

Badania geofizyczne wykonano metodą profilowań elektrooporowych EP (*Electrical Profiling*) oraz metodą pionowych sondowań elektrooporowych VES (*Vertical Electrical Sounding*). Dodatkowo wykonano sondowania statyczne CPT.

W metodzie elektrooporowej przedmiotem pomiaru są właściwości pola elektrycznego wytworzonego w podłożu w sposób sztuczny przez system elektrod, na których utrzymywana jest stała różnica potencjałów. Metodą tą wykonuje się pomiary oporności elektrycznej ośrodka gruntowego znajdującego się w obrębie wytworzonego pola elektrycznego i dokonuje się pomiaru zróżnicowania oporności elektrycznej ρ różnych litologicznych osadów, a w szczególności wysokooporowych osadów piaszczysto-żwirowych i niskooporowych osadów gliniasto-ilastych. Czynniki niekorzystnie wpływającymi na dokładność i jednoznaczność interpretacji geologicznej są oddziaływujące na oporność elektryczną zmienne nawodnienie i mineralizacja wody nasycającej ośrodek (Bestyński, 2011).

Metoda profilowania elektrooporowego EP polega na wykorzystaniu zjawiska deformacji rozkładu pola elektrycznego spowodowanego poziomym zróżnicowaniem

w oporności ośrodka gruntowego. Profilowanie elektrooporowe ma za zadanie zbadanie pozornego oporu właściwego wzdłuż obranego kierunku za pomocą układu o stałych wymiarach, przesuwanego o określone odstępstwa, zwane krokiem profilowania. Pozwala to na wyodrębnienie warstw leżących na stałej głębokości, czyli na określeniu poziomych zmian oporności elektrycznej (Dzwiniel, 1978).

Pionowe sondowanie elektrooporowe VES polega na mierzeniu w obranym punkcie pozornego oporu właściwego, przy stopniowym zwiększeniu odległości między elektrodami, w celu zbadania przekroju geologicznego w pionie. Proces sondowania opiera się na pomiarze oporności pozornej, jako funkcji zmiany wielkości rozstawu pomiarowego elektrod (Barlik, 1986). Sposób ten pozwala na wyznaczenie głębokości występowania kolejnych warstw. Interpretacja wyników z pomiarów polega na wydzieleniu w ośrodku układu warstw fizycznych o określonej miąższości i oporności elektrycznej, a interpretacja geologiczna pomiarów polega na przyporządkowaniu kompleksów litologicznych wydzielonym warstwom fizycznym (Bestyński, 2011).

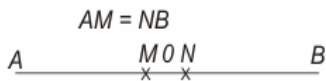
Sondowania statyczne CPT polegają na wciskaniu w podłoże gruntowe stożkowej sondy ze stałą prędkością 2 cm/s, wyposażonej w elektroniczne układy miernicze. W trakcie badania dokonuje się pomiaru dwóch podstawowych parametrów, którymi są: siła oporu penetracji względem powierzchni przekroju poprzecznego końcówki stożka oraz siła tarcia powierzchni bocznej końcówki. Odczyt dokonywany jest metodą elektroniczną, poprzez ciągły pomiar na czujnikach umieszczonych w sondzie i jest przekazywany z końcówki sondy do specjalnego odbiornika. Każdy mierzony parametr rejestrowany jest w odrębnym kanale, w programie rejestrującym dane w postaci pliku, co poddawane jest dalszej interpretacji (Sikora, 2006).

Profilowania elektrooporowe były wykonane w celu potwierdzenia miejsc rozluźnień górotworu, wywołanych płytką eksploatacją górniczą. Wykonane profilowania

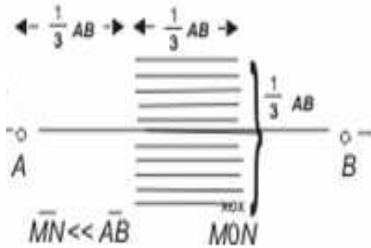
przeprowadzono metodą średniego gradientu na głębokości 30 m.

W badaniach polowych do wykonywania pomiarów oporu pozornego, zarówno przy sondowaniu oraz profilowaniu, stosuje się różne typy układów pomiarowych. Różnice między nimi polegają na różnej liczbie elektrod zasilających AB i pomiarowych MN, sposobie ich rozmieszczenia na powierzchni terenu oraz sposobie zmiany położenia elektrod przy wykonywaniu kolejnych pomiarów oporu pozornego.

W przedmiotowych badaniach zastosowano w sondowaniach elektrooporowych rozmieszczenia elektrod w układzie Schlumbergera (rys. 2), a w profilowaniach elektrooporowych układ średniego gradientu (rys. 3).



Rys. 2. Układ symetryczny Schlumbergera



Rys. 3. Układ średniego gradientu

Podstawą interpretacji wyników badań elektrooporowych jest uzyskanie oporności górotworu według następującego wzoru:

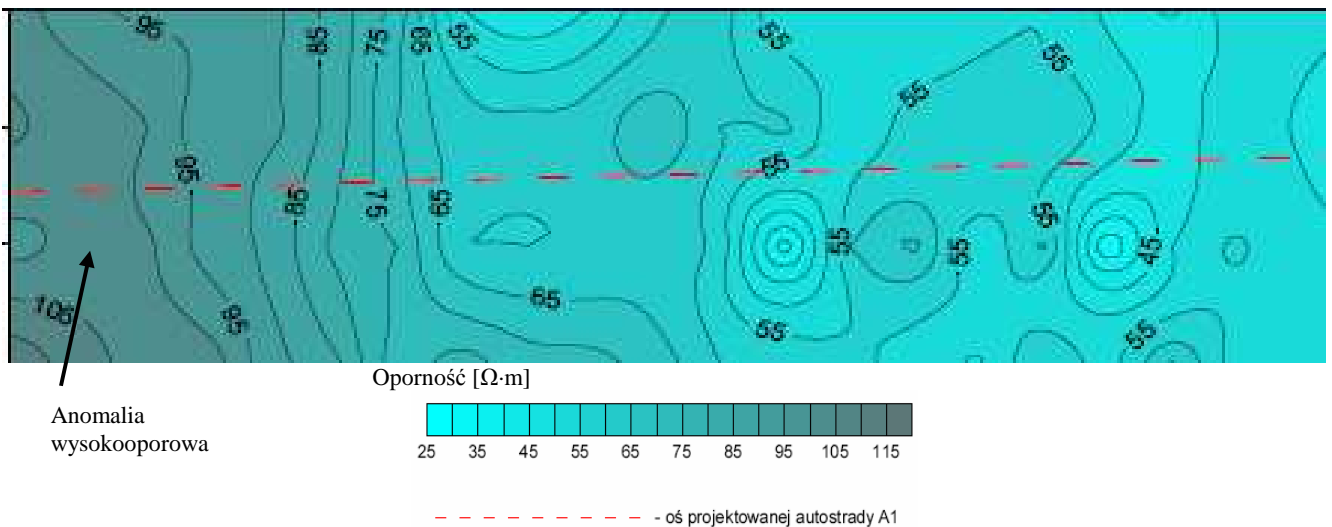
$$\rho_k = K \cdot \frac{V}{I} \quad (1)$$

gdzie: ρ_k jest opornością górotworu w $\Omega\cdot m$, K jest współczynnikiem geometrycznym układu pomiarowego w m, V jest różnicą potencjałów między elektrodami M,N w V, a I jest natężeniem prądu płynącego przez górotwór i elektrody A, B w A.

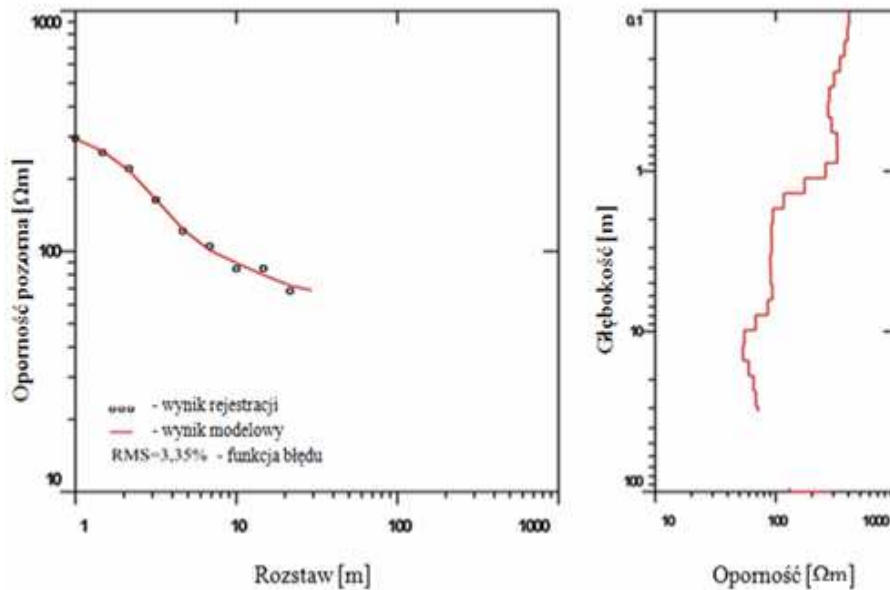
Profilowania elektrooporowe EP przedstawiają mapę rozkładu oporności w zakresie od 45-105 $\Omega\cdot m$ (rys. 4). Na przedstawionej mapie oporność w granicach od 100-105 $\Omega\cdot m$ jest opornością podwyższoną w stosunku do całości „tła”, informującą o występowaniu anomalii wysokooporowej, wskazującej na występowanie rozluźnień lub ewentualnych pustek w górotworze.

Wartości oporności są sumą „tła” i poszukiwanej anomalii, gdzie pod pojęciem „tła” określa się jednolity górotwór o stałych wartościach oporności, uzyskanych na jednym poziomie pomiarowym. W przypadku, gdy w górotworze mamy do czynienia z układem fizycznie niejednorodnym (pustki, spękania, szczeliny), wykres oporności jest linią o zmiennym przebiegu. Wszelkie zniekształcenia, których wartość przekracza poziom „tła”, nazywane są anomaliami. Wartość oporności w strefach anomalnych zależy od oporności skał, w obrębie których one występują oraz intensywności spękań (Dokumentacja, 2011).

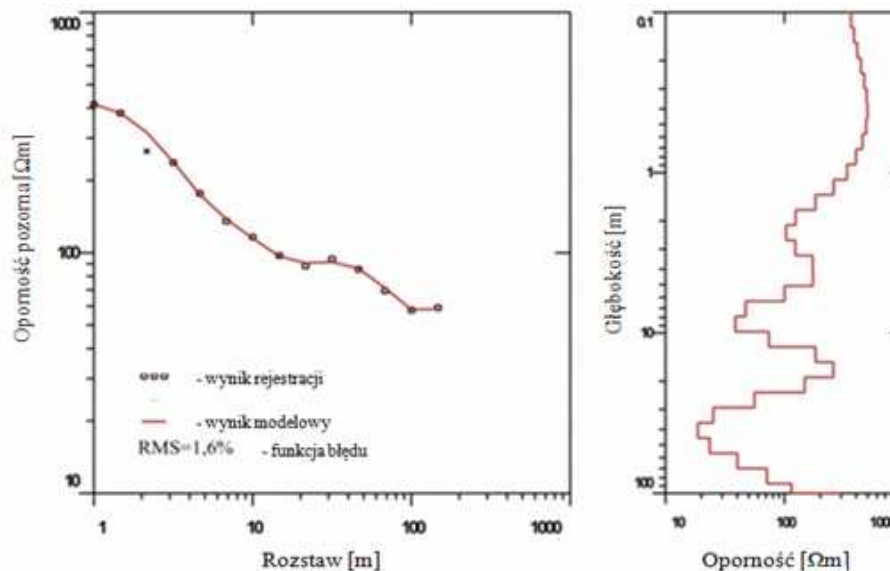
Interpretację pionowych sondowań elektrooporowych VES wykonano metodą Occama (rys. 5 i 6). Metoda Occama jest metodą iteracyjną. Interpretacja polega na automatycznej modyfikacji parametrów modelu 1D (miąższości i oporności warstw) poprzez minimalizację funkcji błędów $RMS > \min$. RMS czyli funkcji określającej stopień dopasowania krzywej teoretycznej do krzywej polowej. Do interpretacji użyto programu IX1D firmy Interpex. W metodzie Occama model wyjściowy jest modelem półprzestrzeni podzielonym na warstwy, których miąższość rośnie z głębokością w skali logarytmicznej. W czasie interpretacji geometria pozostaje stała, zmienia się tylko oporność warstw. Stąd, w wyniku interpretacji uzyskujemy model gładki, niezbyt precyzyjny, ale za to obiektywny.



Rys. 4. Anomalia wysokooporowa w km 435+460 (Dokumentacja, 2011)



Rys. 5. Wynik sondowania elektrooporowego VES s1 – km 435 + 460



Rys. 6. Wynik sondowania elektrooporowego VES s2 – km 435 + 440

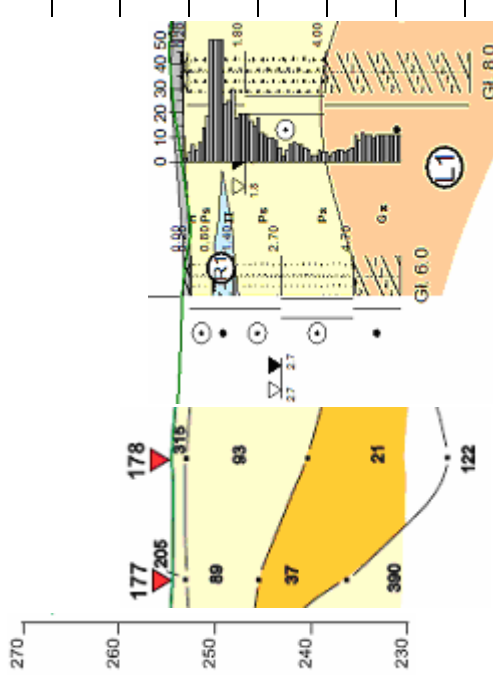
Testy CPT stanowiły dodatkowe badania uzupełniające do wykonanych geofizycznych profilowań elektrooporowych. Badania CPT wykonano w miejscach anomalii geofizycznych. Do przeprowadzenia badań penetracyjnych wykorzystano ciężką sondę statyczną Hyson 200 kN z osprzętem (system rejestracyjny i stożek). Zgodnie z instrukcją „International Test Procedure for Cone Penetration Test CPT, CPTU”, opracowaną przez Komitet Techniczny TC-16 (ISSMGE, 1999) w badaniach zastosowano piezostożek elektryczny, który umożliwiał ciągłe mierzenie i zapisywanie w miarę zwiększania się głębokości trzech charakterystyk penetracji: opór stożka q_c , tarcie na tulei ciernej f_s i nadwyżkę ciśnienia porowego u_c . Według instrukcji TC-16, jak i normy PN-B-04452:2002 *Geotechnika. Badania polowe* w badaniach wykorzystano stożek charakteryzujący się standardową geometrią: powierzchnią podstawy 10 cm^2 , powierzchnią tulei ciernej

150 cm^2 i kątem wierzchołkowym stożka 60° . Stożek wciskano w podłoże ze stałą prędkością 2 cm/s .

Podstawę do interpretacji wykresów charakterystyk testów statycznego sondowania są dane zapisane w oryginalnej formie elektronicznej.

Do wyznaczenia parametrów geotechnicznych wydzielonych w podłożu warstw gruntów niezbędna jest standaryzacja i normalizacja zarejestrowanych parametrów sondowania do postaci współczynników i wskaźników, które wykorzystuje się w systemach klasyfikacyjnych i procedurach interpretacyjnych (ISSMGE, 1999). Zestawienie wyników sondowań CPT przedstawia tabela 1 (Dokumentacja, 2011).

Tab. 1. Zestawienie wyników badań podłoża gruntowego (Dokumentacja, 2008 i 2011)

Sondowania elektrooporowe		Przekrój geologiczny	Przelot warstwy [m]	Rodzaj gruntu	Domieszki	Opór stożka q_c [MPa]	Naprężenie pionowe σ_{vo} [kPa]	Parametry stanu	Parametry sondowania	
km 435+400 – 435+500 rzędna 256+71 m n.p.m. skala 1:100								I_D [-]	I_L [-]	$q_c - \sigma_{vo}$ [MPa]
			0,0-0,2	H	-	-	-	-	-	-
			0,2-0,5	Ps	/Pr	0,5	2	0,40	-	4,29
			0,5-0,8	II	//Pd	4,3	6	-	0,32	2,29
			0,8-1,3	Ps	//Pd, II	2,3	12	0,45	-	4,78
			1,3-2,1	Ps	//Pd	4,8	20	0,70	-	10,87
			2,1-3,1	Ps	//Żg	10,9	30	0,30	-	3,45
			3,1-3,7	Ps	//II	3,5	46	>0,15	-	2,04
			3,7-8,6	II	//H, G _{II}	2,1	62	-	0,52	1,08
			8,6-11,2	Ps	/Pr	1,2	118	0,70	-	14,91
			11,2-20,4	Pr	/Ps/Po	15,1	194	0,50	-	11,83
			20,4-22,0	Ps	//Pr	12,2	312	0,65	--	20,58
			22,0-33,0	Po	/Ż/Pr	21,0	420	0,55	-	17,35

Pionowe sondowania elektrooporowe VES s1 i VES s2 wykonano w miejscu występowania wysokooporowej anomalii geofizycznej (rys. 4). Wyniki sondowań pokazują, że do głębokości 1 m występuje warstwa wysokooporowa (piaski suche), a następnie do głębokości około 5-7 m poniżej poziomu terenu warstwa niskooporowa (rys. 5 i 6). Wynik sondowania VES s1 pokazuje brak danych dla większych rozstawów, czyli brak danych dla głębiej zalegających warstw gruntu (rys. 5).

Poniżej do kilkunastu metrów występuje warstwa zawodniona. Dla sondowania VES s1 ta warstwa jest wyraźnie rozmyta.

Głębiej oporność wzrasta dla obu krzywych, jednakże w sondowaniu VES s2 na głębokości od 20-30 m do kilkudziesięciu metrów poniżej poziomu terenu występuje warstwa niskooporowa. Obniżenie oporności jest spowodowane występowaniem wody gruntowej lub ilów/glin.

Poniżej, na głębokości od 60 m poniżej poziomu terenu występuje podłoże wysokooporowe, co wskazuje na występowanie pustki.

4. Podsumowanie

W artykule wykazano przydatność badań geofizycznych, jak również sondowań statycznych do identyfikacji występowania stref anomalii oraz przyczyny ich występowania dla płytkich wyrobisk górniczych.

Wyniki badań geofizycznych stanowią dobrą podstawę do wskazania miejsc, w których należy wykonać sondowania statyczne. Taki sposób postępowania pozwala na zmniejszenie liczby sondowań statycznych i liczby wykonywanych badań geotechnicznych na terenach objętych wpływami eksploatacji złóż rud żelaza.

Jednocześnie pojawia się konieczność korelacji wyników badań geofizycznych z badaniami geotechnicznymi, a w szczególności z sondowaniami statycznymi. Analizy korelacyjne są na etapie doświadczalnym. Przedmiotem dalszych badań oraz analiz będzie okonturowanie, za pomocą sondowań elektrooporowych, miejsc wystąpienia stref anomalnych, w celu uzyskania szczegółowych fizycznych zależności.

Wykorzystanie badań geofizycznych – profilowań i sondowań elektrooporowych – oraz sondowań

statycznych, pozwoli na uzyskanie ciągłego wielowarstwowego obrazu ośrodka geologicznego, zawierającego informację o rzeczywistej budowie geologicznej i miarodajnych wartościach parametrów geotechnicznych.

Literatura

- Barlik M. (1986). Wybrane Zagadnienia z Geofizyki. Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- Bestyński Z. (2011). Metody geofizyczne w geologii inżynierskiej. *Biuletyn PIG*, Warszawa.
- Dzwinel J. (1978). Geofizyka. Pomiary geoelektryczne. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.
- ISSMGE (1999). Test procedures for Cone Penetration (CPT) and Cone Penetration with Pore Pressure (CPTU). A report prepared by the Technical Committee TC-16.
- Państwowy Instytut Geologiczny, Instytut Techniki Budowlanej, Instytut Badawczy Dróg i Mostów (2008). Dokumentacja geologiczno-inżynierska na potrzeby projektowania autostrady A1 na odcinku od granicy województwa łódzkiego do węzła „Pyrzowice” (z węzłem), od km 399+742,51 do km 475+327,65 wraz z odcinkiem drogi ekspresowej S1 od węzła „Pyrzowice” do węzła „Lotnisko”, Warszawa.
- P.P.B.iR.G. Geostandard Sp. z o.o. (2011). Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla oceny warunków geologiczno-inżynierskich podłoża pod projektowane przepusty, drogi dojazdowe oraz obiekty inżynierskie na odcinku od granicy województwa łódzkiego i śląskiego do węzła „Zawodzie” (z węzłem) projektowanej autostrady A1 (km 399+742,51 – 442+500), Wrocław.
- Sikora Z. (2006). Sondowanie Statyczne. WNT, Warszawa.

SUBSOIL CHARACTERISTICS ON THE BASIS OF PARAMETER CORRELATIONS ESTIMATED FROM GEOPHYSICAL AND GEOTECHNICAL TESTS

Abstract: In the paper there is a correlation sample of selected parameters estimated from geophysical and geotechnical tests. The comparison of geophysical sounding and elektroresistance profiling with CPT tests is the basis for recognizing subsoil conditions. Geophysical and geotechnical tests were carried out for a new designed A1 motorway at the area of Częstochowa in the Silesia region..

KOSZT REALIZACJI JAKO KRYTERIUM WYBORU SPOSOBU POSADOWIENIA BUDYNKU

Krzysztof STERNIK^{a*}, Szymon KITA^b

^a Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

^b Primtech Szymon Kita, ul. Wiejska 9, 42-680 Tarnowskie Góry

Streszczenie: W praktyce inżynierskiej występują przypadki, w których ze względów technicznych możliwe jest przyjęcie alternatywnych sposobów posadowienia. Wówczas o sposobie posadowienia decyduje koszt jego realizacji. W artykule przedstawiono zestawienie kosztów zaprojektowanego posadowienia bezpośredniego i pośredniego hali z zadaniem łukowym. Zadaszenie oparte jest na ścianach o zróżnicowanej wysokości. Rozważa się dwie wysokości ścian ponad poziom terenu: 60 cm i 370 cm. Od wysokości ścian uzależnione są przede wszystkim wielkości sił poziomych oraz mimośrodków obciążenia fundamentów. To wpływa na wymiary i ciężar fundamentów, a w konsekwencji na koszty realizacji posadowienia. Zestawienie kosztów pokazuje, że nawet w gruntach nośnych bardziej opłacalny może okazać się fundament palowy.

Słowa kluczowe: analiza kosztów, posadowienie, zadaszenie łukowe hali.

1. Wprowadzenie

Koszt wykonania robót fundamentowych uzależniony jest od wielu czynników. Zwykle za najtańsze uznaje się fundamenty bezpośrednie. Stopy i ławy fundamentowe są najbardziej rozpowszechnione w dobrych i przeciętnych warunkach gruntowych. W trudnych warunkach gruntowych stosuje się zwykle pale lub płyty fundamentowe (Glinicki, 1984; Biernatowski i in., 1987; Grabowski i in., 1993; Das, 2007). Bywają jednak sytuacje, w których możliwe i uzasadnione jest wykonanie zarówno posadowienia bezpośredniego, jak i pośredniego. Warunki gruntowo-wodne nie mają wówczas decydującego znaczenia, a o sposobie posadowienia decyduje sposób obciążenia fundamentów. Siły przekazywane na fundamenty determinują ich wymiary. W ślad za tym zmieniają się koszty wykonania posadowienia.

Powszechnie w literaturze odnajduje się reguły poprawnego technicznie projektowania i wykonawstwa fundamentów (Cios i Garwacka-Piórkowska, 1999; Gwizdała, 2010; Pieczyrak, 1985; Rybak i in., 1997; Sieczka i Steckiewicz, 1982; Tomlinson, 1994; Wiłun, 1987). Różny jest również stopień zaawansowania algorytmów i metod do projektowania posadowień (Kosecki, 2006; Gwizdała, 2010; Mosher i Dawkins, 2000; Potts i Zdravković, 2001). Coraz liczniejsza jest również literatura omawiająca projektowanie posadowień

zgodnie z zasadami nowych norm europejskich (Pieczyrak, 2006; Kotlicki, 2009; Świeca, 2009; Mendera i in., 2012; Starosolski, 2012). Zauważa się jednak brak analiz techniczno-ekonomicznych rozwiązań posadowień pomocnych w codziennej pracy projektantów.

Celem artykułu jest porównanie kosztów wykonania fundamentów bezpośrednich i pośrednich, budynków z zadaniem łukowym, przy różnych wielkościach obciążenia oraz różnych charakterystykach podłoża. Obliczenia zostały przeprowadzone w oparciu o zalecenia zawarte w polskich normach dotyczących posadowienia bezpośredniego PN-81/B-03020 *Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie* i pośredniego PN-83/B-02482 *Nośność pali i fundamentów palowych*. Do wyceny materiałów i prac budowlanych związanych z posadowieniem korzystano z cenników SEKOCENBUD na IV kwartał 2011 roku oraz oferty firmy Keller Polska. Porównanie cen fundamentów pokazuje, że nawet w gruntach nośnych bardziej ekonomiczne może okazać się posadowienie na palach.

2. Założenia do analiz

2.1. Warunki gruntowe

Dla porównania przyjętych rozwiązań założono, że podłoże gruntowe jest jednorodne. Rozważano

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: Krzysztof.Sternik@polsl.pl

posadowienie zarówno w gruncie spójnym, jak i niespójnym. Przyjęto szeroki zakres stanów gruntów, charakteryzujący się odpowiednimi wskaźnikami:

- dla gruntu spójnego (głina piaszczysta) stopień plastyczności zmienia się w zakresie $I_L = 0,0-0,7$ co $0,1$;
- dla gruntu niespójnego (piasek średni wilgotny) stopień zagęszczenia zmienia się w zakresie $I_D = 0,2-0,8$ co $0,1$.

Wartości parametrów gruntów przyjęto za normą PN-81/B-03020 zależnie od I_D lub I_L .

2.2. Opis konstrukcji hali i rodzajów posadowienia

Rozważano posadowienie hali o wymiarach w osiach ścian 24×45 m. Do analiz przyjęto dwie wysokości ścian mierzone od poziomu terenu: 60 cm (ściana niska) oraz 370 cm (ściana wysoka). Na ścianach oparte zostało zadaszanie łukowe.

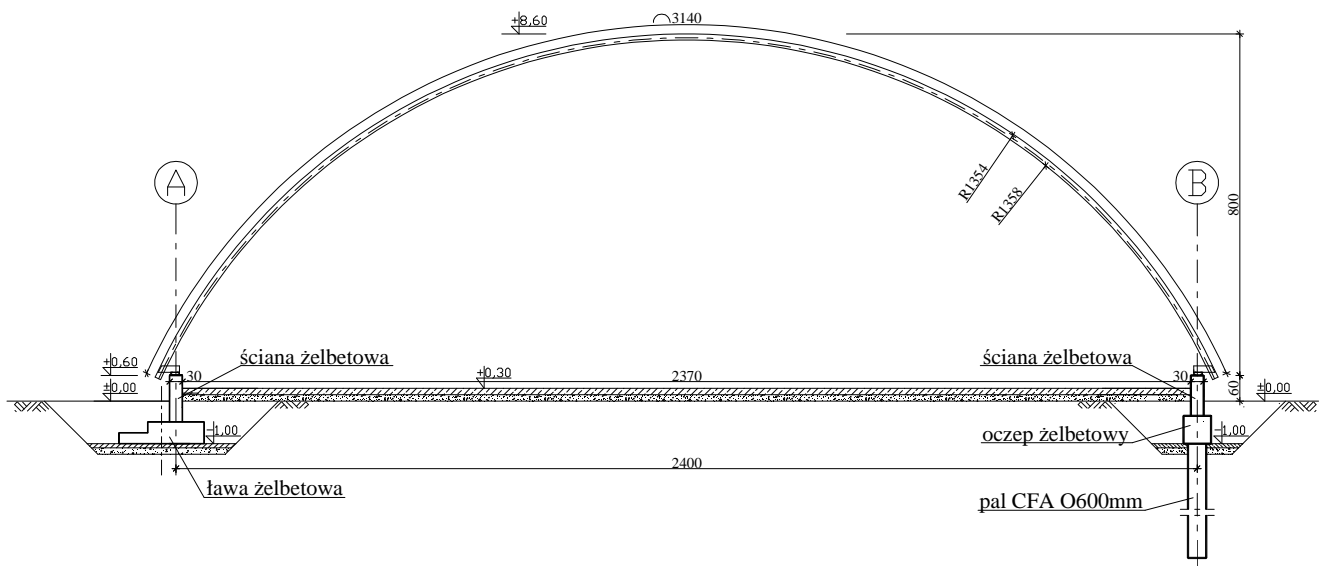
Z przyjęcia różnych wysokości ścian bocznych wynikają różne schematy statyczne konstrukcji hal oraz różne wartości obciążeń działających na fundamenty i różne wartości mimośrodów działania wypadkowej obciążenia $e = M_{max}/N_{max}$.

Przypadek I – ściana niska

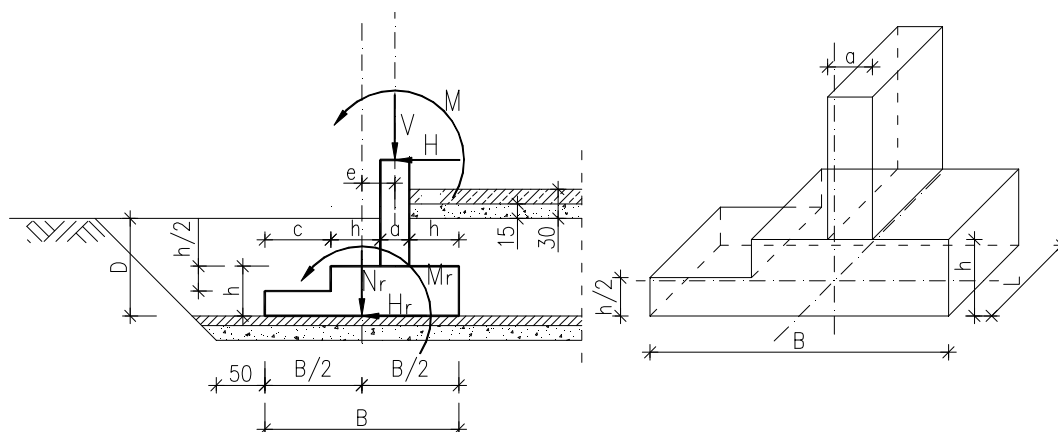
Wysokość, na której zamocowane jest zadaszanie łukowe mierzona od poziomu terenu, wynosi 60 cm. Ściana boczna, stanowiąca podparcie zadaszania, jest żelbetowa o grubości 30 cm, ciągła na całej długości hali. Pod ścianą, dla posadowienia bezpośredniego (przypadek Ia), zakłada się ławę żelbetową. Ława jest wysunięta nieco na zewnątrz budynku, aby zminimalizować wpływ momentu obracającego fundament pochodzącego od reakcji poziomej działającej na ramieniu równemu wysokości ściany. Rozwiązanie to przedstawione jest w osi „A” na rysunku 1.

Głębokość posadowienia ławy wynosi 1,0 m. W celu ograniczenia zużycia materiałów ława jest schodkowa (rys. 2). W obliczeniach jako stałe przyjęto następujące wymiary:

- $L = 1,0$ m – rozważana długość ławy,
- $a = 0,30$ m – szerokość ściany,
- $e = 0,31$ m – odległość osi ściany od osi podstawy ławy,
- $c = 0,62$ m – szerokość odsadzki.



Rys. 1. Przyjęte rozwiązania posadowienia dla hali o niskiej ścianie bocznej



Rys. 2. Założenia geometryczne dla ławy fundamentowej hali niskiej ścianie bocznej

Ze względu na rozważane bardzo zróżnicowane stany gruntów podłoża szerokość ławy B zależna jest od spełnienia warunku nośności oraz odrywania fundamentu od podłoża. W przypadku hali o niskiej ścianie bocznej szerokość ławy wynosi 1,85 m dla posadowienia w piasku bez względu na jego stan, zaś dla posadowienia w glinie zawierała się w granicach $B = 1,80-4,65$ m w zależności od rosnącej wartości stopnia plastyczności.

W obliczeniach założono, że nie wystąpi odrywanie fundamentu od podłoża, co oznacza, że wypadkowa obciążenia pozostaje w rdzeniu podstawy fundamentu. Dlatego mimośród obciążenia nie może być większy niż $e_{max} = B/6$.

W każdym przypadku wysokość ławy przyjmowana była jako $h = 0,3(B - a)$.

Jako alternatywne posadowienie hali o niskiej ścianie zakłada się posadowienie na palach CFA o średnicy 600 mm. Pale rozmieszczone są w jednym rzędzie w rozstawie co 1,0 m. Nad palami zakłada się oczep ciągły na całą długość ściany. Oczep jest usytuowany w osi ściany, a całość reakcji poziomej przekazywana jest na pale. Rozwiązanie to przedstawione jest w osi „B” na rysunku 1.

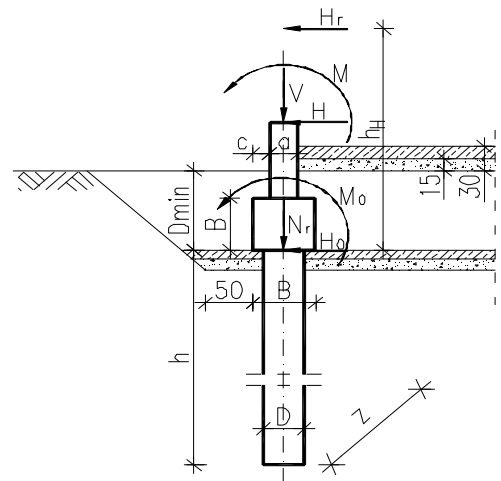
Połączenia między palami a oczepem oraz między żelbetową ścianą a oczepem zakłada się jako sztywne. Zakłada się głębokość posadowienia oczepu $D_{min} = 1,00$ m (jako $\pm 0,00$ przyjęto poziom terenu).

Pod oczepem przewiduje się następujące warstwy podbudowy:

- beton podkładowy grubości 10 cm,
- podsypka piaskowa grubości 15 cm (tylko w gruntach spoistych).

Do analizy przyjęto następujące wymiary fundamentu (rys. 3):

- $D = 0,60$ m – średnica pała,
- $B = D + 2 \times 0,10$ m = 0,80 m – szerokość oczepu,
- $z = 1,00$ m – osiowy rozstaw pali w oczepie,
- $a = 0,30$ m – szerokość ściany,
- $c = 0,25$ m – szerokość odsadzki.



Rys. 3. Założenia geometryczne dla posadowienia pośredniego hali o niskiej ścianie bocznej

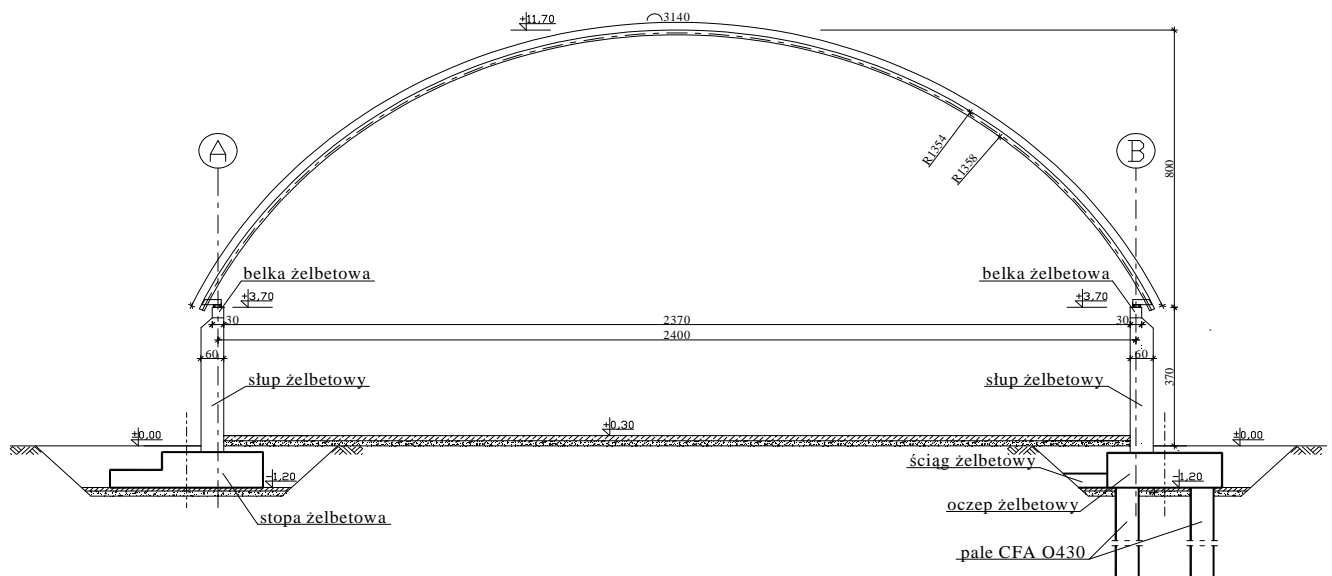
W zależności od rodzaju i stanu gruntów podłoża spełnienie warunku nośności poziomej pali wymaga przyjęcia zróżnicowanej ich długości:

- $h = 3,20-3,55$ m – długość pała w piasku,
- $h = 2,90-5,80$ m – długość pała w glinie.

Przypadek II – ściana wysoka

Wysokość, na której zamocowane jest zadaszanie łukowe, mierzona od poziomu terenu, wynosi 370 cm. Konstrukcja nośna, na której opiera się zadaszanie, to żelbetowa rama składająca się ze słupów o przekroju 30×60 cm w rozstawie 3,0 m oraz opierającej się na nich belki żelbetowej o przekroju 30×30 cm. Wypełnienie ramy stanowi ściana murowana o grubości 30 cm.

Pod słupami, dla posadowienia bezpośredniego, zakłada się stopy żelbetowe. Stopy są wysunięte nieco na zewnątrz, aby tak jak w przypadku posadowienia na ławach, zminimalizować wpływ momentu obracającego. Zakłada się, że połączenie słupa z fundamentem jest sztywne. Głębokość posadowienia założono 1,2 m poniżej poziomu terenu. Rozwiązanie to przedstawione jest w osi „A” na rysunku 4. Ściana



Rys. 4. Przyjęte rozwiązania posadowienia dla hali o wysokiej ścianie bocznej

wypełniająca posadowiona jest na ławach o wymiarach 60×30 cm pomiędzy stopami.

Pod stopą przewiduje się dwie warstwy podbudowy:

- beton podkładowy grubości 10 cm,
- podsypka piaskowa grubości 15 cm (tylko przy gruntach spoistych).

W obliczeniach jako stałe przyjęto następujące wymiary (rys. 5):

- $L = 4,00$ m – długość stopy,
- $h = 0,3(L - a) = 1,02$ m – wysokość stopy,
- $a = 0,60$ m – wysokość przekroju słupa,
- $b = 0,30$ m – szerokość przekroju słupa,
- $e = 0,68$ m – odległość osi słupa od osi podstawy stopy,
- $c = 1,36$ m – szerokość odsadzki.

Podobnie, jak w przypadku hali o niskiej ścianie bocznej, szerokość stopy B przyjmowano tak, aby spełnione były dwa warunki: nieprzekroczenia nośności podłoża oraz pozostawiania wypadkowej obciążenia w rdzeniu przekroju (brak odrywania fundamentu od podłoża). Posadowienie stóp w piasku w całym zakresie rozważanych stanów ($I_D = 0,2-0,8$) nie wymagało zróżnicowania szerokości stóp. W każdym przypadku wynosiła ona $B = 1,33$ m. Posadowienie w glinie wymagało zróżnicowania szerokości w zależności od stanu gruntu. W tym przypadku szerokość zmieniała się w zakresie $B = 1,33-2,85$ m.

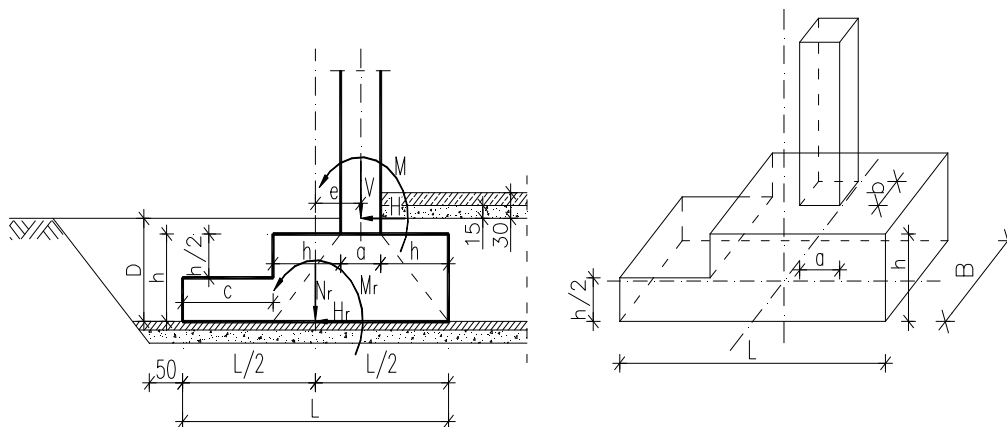
Również w przypadku hali o wysokiej ścianie rozważa

się posadowienie pośrednie. Ze względu na znaczne wartości momentu obracającego zakłada się posadowienie na dwóch palach CFA o średnicy 430 mm pod każdym słupem. Każda para pali zwieńczona jest odrębnym oczepem żelbetowym posadowionym na głębokości $D_{min} = 1,20$ m poniżej poziomu terenu. Dla przeniesienia siły poziomej zakłada się ściągi żelbetowe o wymiarach 40×40 cm. Dzięki założeniu dwóch pali, można zamienić moment wywracający na parę sił, zatem pale będą pracować wyłącznie na osiowe wciskanie lub wyciąganie. Rozwiązanie to przedstawione jest w osi „B” na rysunku 4. Ścianę wypełniającą opiera się na belkach żelbetowych opartych na oczepach.

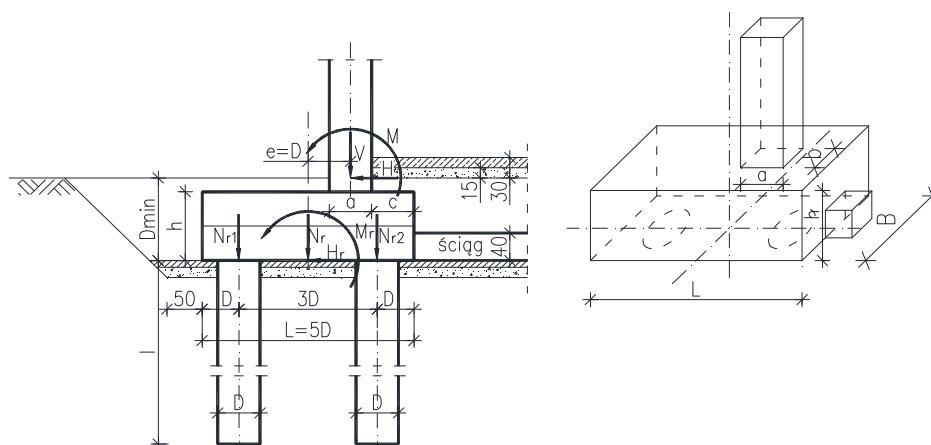
Pod oczepem przewiduje się podbudowę w dwóch warstwach: betonu podkładowego grubości 10 cm oraz w gruntach spoistych podsypkę piaskową grubości 15 cm. Założono stałe wymiary fundamentu (rys. 6):

- $D = 0,43$ m – średnica pala,
- $B = 2 \times D = 0,86$ m – szerokość oczepu,
- $L = 5 \times D = 2,15$ m – długość oczepu,
- $h = L / 4 = 0,54$ m – wysokość oczepu,
- $a = 0,60$ m – wysokość przekroju słupa,
- $b = 0,30$ m – szerokość przekroju słupa,
- $c = 0,345$ m – szerokość odsadzki.

Długość pali zmienia się w zależności od rodzaju i stanu gruntów. W piasku długość pali zawiera się w przedziale $l = 2,30-5,90$ m, zaś w glinie $l = 4,50-14,0$ m.



Rys. 5. Założenia geometryczne dla stóp fundamentowych hali o wysokiej ścianie bocznej



Rys. 6. Założenia geometryczne dla posadowienia pośredniego hali o wysokiej ścianie bocznej

3. Określenie nośności podłoża fundamentów

3.1. Hala o niskiej ścianie

Zestawienie obciążeń dla hali o niskiej ścianie przeprowadzono wyodrębniając powtarzalny wycinek hali, którego długość wynosi 1 m. W zestawieniu obciążeń wzięto pod uwagę ciężary: powłoki stalowej, ocieplenia, instalacji zgodnie z normą PN-82/B-02001 *Obciążenia budowli. Obciążenia stałe* oraz obciążenie wiatrem i śniegiem zgodnie z normami PN-77/B-02011/Az1 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem* i PN-EN 1991-1-3:2005 *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenia śniegiem*. Schemat statyczny konstrukcji przyjęto jako łuk podparty przegubowo-nieprzesuwnie (rys. 7).

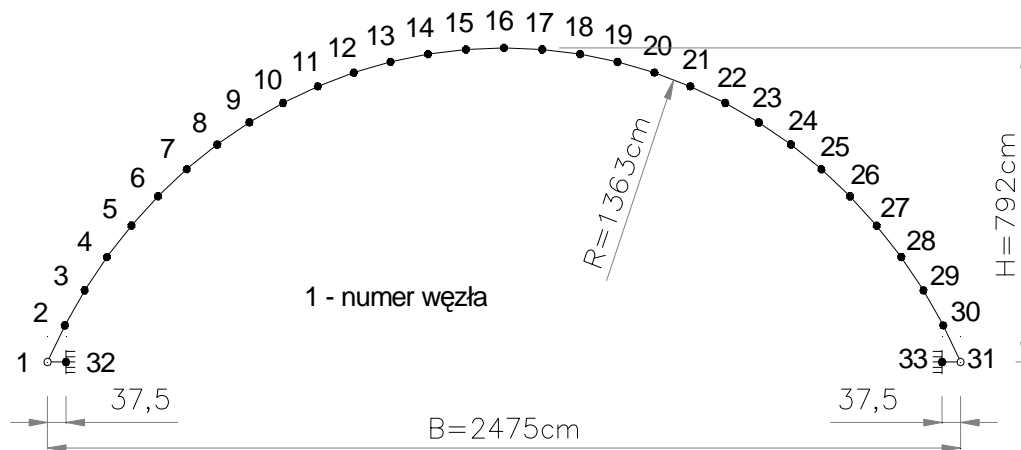
Reakcje w miejscach podparcia zadaszania, to jest w węzłach 32 i 33, uwzględniając kombinacje obciążeń działające na konstrukcję, wyznaczono za pomocą programu RM-WIN. Największe wartości reakcji są w obu węzłach jednakowe co do wartości bezwzględnej

i wynoszą:

- $H = 17,30$ kN – reakcja pozioma,
- $V = 25,25$ kN – reakcja pionowa,
- $M = 8,94$ kNm – moment zginający,
- $e = M / V = 0,354$ m – mimośród działania wypadkowej obciążenia.

W przypadku posadowienia bezpośredniego, po uwzględnieniu ciężarów: łąwy N_s , ściany N_{sc} , naziomu N_G , podsypki pod posadzką N_{P1} , posadzki N_{P2} wzrosło obciążenie pionowe N_r sprowadzone do poziomu posadowienia oraz wartość momentu M_r . Wartość składowej poziomej obciążenia H_r pozostała bez zmian. Zmieniła się wartość mimośrodu działania wypadkowej obciążenia $e_s = M_r / N_r$ i jej kąt odchylenia od pionu $\delta = \arctg(H_r / N_r)$. Są to dwie wielkości, które decydują o przyjętej szerokości łąwy fundamentowej.

Wartości obliczeniowego oporu granicznego podłoża dla gruntu niespoistego o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,2-0,8$ oraz spoistego o stopniu plastyczności $I_L = 0,0-0,7$ wyznaczono zgodnie z normą PN-81/B-03020. Wyniki obliczeń są zestawione w tabelach 1 i 2.



Rys. 7. Schemat statyczny zadaszania hali o niskiej ścianie

Tab. 1. Wyniki obliczeń posadowienia bezpośredniego w piasku dla hali o niskiej ścianie

Stan gruntu	Założenia			Wyniki obliczeń								
	Wymiary łąwy		Obciążenie	Mimośrody			Szerokość zredukowana	Obliczeniowy opór gruntu		Wykorzystanie nośności [%]		
I_D [-]	B [m]	h [m]	N_r [kN]	M_r [kNm]	H_r [kN]	e_s [cm]	e_{max} [cm]	e_s/e_{max} [%]	B [m]		$\text{tg } \delta (\text{tg } \phi^{(r)})$ [-]	$m Q_{fN}$ [kN]
0,2			78,7	22,7		28,9	30,8	93,8	1,27	0,41	397	19,8
0,3			78,7	22,7		28,9	30,8	93,8	1,27	0,40	419	18,8
0,4			79,3	22,8		28,7	30,8	93,2	1,28	0,39	487	16,3
0,5	1,85	0,47	79,3	22,8	17,3	28,7	30,8	93,2	1,28	0,38	529	15,0
0,6			79,3	22,8		28,7	30,8	93,2	1,28	0,37	572	13,9
0,7			79,8	22,8		28,6	30,8	92,9	1,27	0,36	608	13,1
0,8			79,8	22,8		28,6	30,8	92,9	1,27	0,35	654	12,2

Tab. 2. Wyniki obliczeń posadowienia bezpośredniego w glinie dla hali o niskiej ścianie

Stan gruntu	Założenia					Wyniki obliczeń						Wykorzystanie nośności [%]
	Wymiary stopy		Obciążenie			Mimośrod			Szerokość zredukowana	Obliczeniowy opór gruntu		
I_L [-]	B [m]	h [m]	N_r [kN]	M_r [kNm]	H_r [kN]	e_s [cm]	e_{max} [cm]	e_s/e_{max} [%]	B [m]	$tg\delta tg\phi^{(r)}$ [-]	mQ_{fN} [kN]	
0,7	4,65	1,0	162	19,0	17,3	11,8	77,5	15,2	4,41	0,999	167	96,7
0,6	3,5	0,96	132	4,5		3,41	58,3	5,85	3,43	0,993	162	80,9
0,5	2,8	0,75	111	13,3		12,5	46,7	25,8	2,56	0,988	159	69,4
0,4	2,3	0,60	95,4	18,6		19,5	38,3	50,8	1,91	0,984	146	65,3
0,3	1,9	0,48	83,6	22,5		27,0	31,7	85,2	1,36	0,984	124	67,4
0,2	1,8	0,48	81,8	23,6		28,9	30,0	96,2	1,22	0,893	172	47,5
0,1	1,8	0,48	81,8	23,6		28,9	30,0	96,2	1,22	0,803	258	31,7
0,0	1,8	0,48	81,8	23,6		28,9	30,0	96,2	1,22	0,728	353	23,2

W celu wyznaczenia obciążeń działających na 1 m długości fundamentu palowego do reakcji podporowych ze schematu statycznego zadania należy doliczyć obliczeniowe wartości ciężarów: pala G_p , oczepu N_o , ściany N_s , naziomu N_G , podsypki pod posadzką N_{p1} , posadzki N_{p2} . Uwzględnienie tych obciążeń powoduje wzrost obciążenia pionowego N_r oraz obciążenia momentem działającymi na oczep w poziomie posadowienia M_r , zaś obciążenie poziome H_r pozostaje niezmiennione. Ze względu na założony rozstaw pali równy 1,0 m obliczeniowe wartości momentu i obciążenia poziomego działające na jeden pal są równe obciążeniom działającym na 1 m oczepu.

Wartości obliczeniowej nośności fundamentu palowego posadowionego w gruncie niespoistym o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,2-0,8$ oraz spoistym o stopniu plastyczności $I_L = 0,0-0,7$ wyznaczono zgodnie z normą PN-83/B-02482. W każdym przypadku określono nośność pionową i poziomą pali. Wyniki obliczeń są zestawione w tabelach 3 i 4.

3.2. Hala o wysokiej ścianie

Schemat statyczny zadania hali o wysokiej ścianie bocznej to łuk oparty przegubowo na wspornikowych słupach z niewielkimi wspornikami (37,5 cm). Łuk podzielono na 30 równych odcinków, połączonych sztywno ze sobą (rys. 8). Obliczenia statyczne przypadku II wykonano za pomocą programu RM-WIN zestawiając obciążenia dla odcinka hali o długości 3,0 m.

Kombinacje obciążeń uwzględnione jak w przypadku I hali o niskiej ścianie bocznej prowadzą do ekstremalnych wartości reakcji w węzłach 34 i 35:

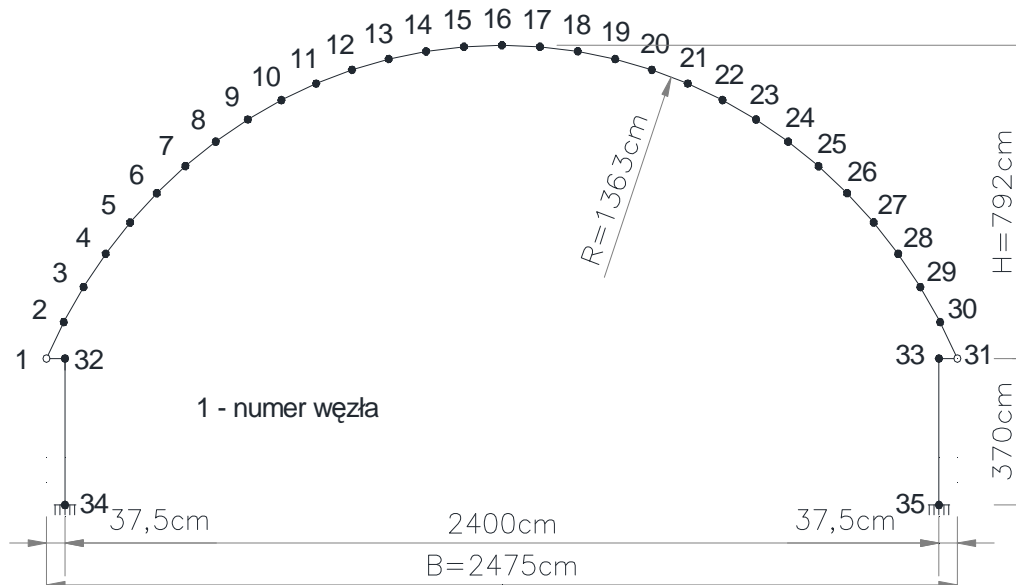
- $H = 46,0$ kN – reakcja pozioma,
- $V = 96,8$ kN – reakcja pionowa,
- $M = 184,9$ kNm – moment zginający,
- $e = M / V = 1,91$ m – mimośród działania wypadkowej obciążenia.

Tab. 3. Wyniki obliczeń posadowienia pośredniego w piasku dla hali o niskiej ścianie

Stan gruntu	Założenia				Wyniki obliczeń		Wykorzystanie nośności	
	Długość pala	Siły działające na pal			Nośność pala		pionowej [%]	poziomej [%]
		h [m]	N_r [kN]	H_r [kN]	mN_t [kN]	mH_f [kN]		
I_D [-]	h [m]	N_r [kN]	H_r [kN]	mN_t [kN]	mH_f [kN]	pionowej [%]	poziomej [%]	
0,2	3,55	81,2	17,3	135	17,45	60,3	99,2	
0,3	3,50	80,8		175	17,37	46,2	99,6	
0,4	3,45	80,5		208	17,43	38,8	99,3	
0,5	3,40	80,1		239	17,42	33,9	99,3	
0,6	3,35	79,7		264	17,32	30,2	99,9	
0,7	3,30	79,4		299	17,46	26,6	99,1	
0,8	3,20	78,6		345	17,37	22,8	99,6	

Tab. 4. Wyniki obliczeń posadowienia pośredniego w glinie dla hali o niskiej ścianie

Stan gruntu	Założenia			Wyniki obliczeń		Wykorzystanie nośności	
	Długość pala	Siły działające na pal		Nośność pala		pionowej [%]	poziomej [%]
		N_r [kN]	H_r [kN]	pionowa	pozioma		
I_D [-]	h [m]			mN_l [kN]	mH_f [kN]		
0,7	5,80	98,9		126	17,47	78,3	99,0
0,6	5,25	94,7		148	17,46	63,9	99,1
0,5	4,60	89,7		154	17,36	58,4	99,6
0,4	4,30	87,4		161	17,47	54,2	99,1
0,3	4,00	85,1	17,3	165	17,41	51,5	99,4
0,2	3,60	82,1		160	17,45	51,4	99,1
0,1	3,20	78,9		150	17,45	52,5	99,1
0,0	2,90	76,6		145	17,39	52,9	99,5



Rys. 8. Schemat statyczny zadania hali o wysokiej ścianie bocznej

Zestawienia obciążeń działających na stopy fundamentowe uzupełniają wartości ciężarów: stopy N_s , słupa N_{st} , naziomu N_G , podsypki posadzki N_{p1} , posadzki N_{p2} . Ich uwzględnienie zwiększa obciążenie pionowe oraz moment działające w poziomie posadowienia. Wartość siły poziomej działającej na fundament pozostaje bez zmian. Zmienia się zatem, tak jak w przypadku hali o niskiej ścianie bocznej, wartość mimośrodów e_s oraz kąt nachylenia wypadkowej obciążenia δ . I tym razem są to wielkości decydujące o wymiarach stóp fundamentowych.

Wyniki obliczeń nośności stóp fundamentowych posadowionych w piasku i glinie o założonych stanach są przedstawione odpowiednio w tabeli 5 i 6.

W przypadku posadowienia pośredniego obciążenia działające na oczepy pali pod każdym słupem hali należało uzupełnić o wartości ciężarów: pali G_{rp} , oczepu N_o , słupa poniżej poziomu terenu (poziomu $\pm 0,00$) N_s ,

naziomu N_G , podsypki posadzki N_{p1} , podłogi N_{p2} . Uwzględnienie powyższych obciążeń powoduje wzrost wartości siły pionowej działającej na oczep w poziomie posadowienia. Wzrasta również wartość momentu obracającego oczep.

Dzięki zastosowaniu pary pali pod każdym słupem hali moment obracający oczep można w obliczeniach zastąpić parą sił. W efekcie pale pracują jako wciskane bądź wyciągane. Ze względu na zastosowanie ściągu żelbetowego można przyjąć, że na oczep nie działa siła pozioma.

Wyniki obliczeń nośności fundamentów palowych hali o wysokiej ścianie bocznej posadowionych w piasku i glinie o założonych stanach są przedstawione odpowiednio w tabeli 7 i 8.

Tab. 5. Wyniki obliczeń posadowienia bezpośredniego w piasku dla hali o wysokiej ścianie

Stan gruntu	Założenia					Wyniki obliczeń					Wykorzystanie nośności [%]
	Wymiary stopy		Obciążenie		H_r [kN]	Mimośrodry			Obliczeniowy opór gruntu		
I_D [-]	B [m]	h [m]	N_r [kN]	M_r [kNm]		e_s [cm]	e_{max} [cm]	e_s/e_{max} [%]	$tg\delta/tg\phi^{(r)}$ [-]	mQ_{fNB} [kN]	
0,2			250	164,8					0,35	1265	19,7
0,3			250	164,8					0,34	1362	18,3
0,4			251	165,5					0,33	1473	17,0
0,5	1,33	1,02	251	165,5	46,0	66,0	66,7	99,0	0,32	1571	16,0
0,6			251	165,5					0,31	1676	15,0
0,7			252	166,2					0,31	1832	13,8
0,8			252	166,2					0,30	1979	12,7

Tab. 6. Wyniki obliczeń posadowienia bezpośredniego w glinie dla hali o wysokiej ścianie

Stan gruntu	Założenia					Wyniki obliczeń					Wykorzystanie nośności [%]
	Wymiary stopy		Obciążenie		H_r [kN]	Mimośrodry			Obliczeniowy opór gruntu		
I_L [-]	B [m]	h [m]	N_r [kN]	M_r [kNm]		e_s [cm]	e_{max} [cm]	e_s/e_{max} [%]	$tg\delta/tg\phi^{(r)}$ [-]	mQ_{fNB} [kN]	
0,7	2,85		433	160,8		37,2	66,7	55,7	0,99	671	64,5
0,6	2,15		350	164,0		46,8	66,7	70,2	0,99	482	72,7
0,5	1,65		294	168,0		57,1	66,7	85,7	0,99	369	79,7
0,4	1,33	1,02	256	169,1	46,0	66,1	66,7	99,1	0,97	307	83,5
0,3	1,33		256	169,1		66,1	66,7	99,1	0,85	456	56,3
0,2	1,33		258	170,5		66,1	66,7	99,1	0,75	620	41,7
0,1	1,33		258	170,5		66,1	66,7	99,1	0,68	825	31,4

Tab. 7. Wyniki obliczeń posadowienia pośredniego w piasku dla hali o wysokiej ścianie

Stan gruntu	Założenia					Wyniki obliczeń		Wykorzystanie nośności	
	Długość pala l	Obciążenie		Siły działające na pale		Nośności pali		wciśkany [%]	wyciągany [%]
		N_r [kN]	M_r [kNm]	N_{r1} [kN]	N_{r2} [kN]	wciśkany mN_t [kN]	wyciągany mN_w [kN]		
0,2	5,90	153,2	194,9	251	- 50,9	252	129,6	99,7	39,3
0,3	4,75	153,2	194,9	247	- 55,5	249	116,3	99,1	47,7
0,4	4,05	153,9	194,9	244	- 58,0	246	106,8	99,2	54,3
0,5	3,55	153,9	194,9	242	- 60,0	244	99,4	99,3	60,3
0,6	3,15	153,9	194,9	241	- 61,6	242	93,1	99,4	66,1
0,7	2,75	154,5	194,9	239	- 62,8	241	87,4	99,4	71,9
0,8	2,30	154,5	194,9	238	- 64,6	239	81,5	99,3	79,3

Tab. 8. Wyniki obliczeń posadowienia pośredniego w glinie dla hali o wysokiej ścianie

Stan gruntu	Założenia					Wyniki obliczeń		Wykorzystanie nośności	
	Długość pala	Obciążenie		Siły działające na pale		Nośności pali		wciśkany [%]	wyciągany [%]
		N_r [kN]	M_r [kNm]	N_{r1} [kN]	N_{r2} [kN]	wciśkany	wyciągany		
I_D [-]	l [m]					mN_t [kN]	mN_w [kN]		
0,7	14,0	155,8	194,9	285	- 17,2	287	189,5	99,3	9,10
0,6	8,70	155,8	194,9	264	- 38,4	265	163,8	99,7	23,4
0,5	7,00	157,1	194,9	258	- 44,6	260	158,7	99,3	28,1
0,4	6,30	157,1	194,9	255	- 47,3	256	148,4	99,6	31,9
0,3	5,75	157,1	194,9	253	- 49,5	254	140,8	99,3	35,2
0,2	5,30	158,4	194,9	251	- 50,7	254	134,6	98,9	37,7
0,1	4,90	158,4	194,9	250	- 52,7	253	128,6	98,7	40,7

4. Przedmiary i kosztorysy

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń projektowych przedstawionych w punkcie 3 oraz zwymiarowania zbrojenia sporządzono przedmiary robót fundamentowych i zestawienie kosztów wykonania wszystkich wariantów posadowień. Do sporządzenia kosztorysów posłużono się programem Norma Pro.

W przypadku hali o ścianie niskiej posadowionej na ławie fundamentowej przedmiar i kosztorys robót uwzględniał wykonanie konstrukcji fundamentu (ławy fundamentowej lub pali wraz z oczepem oraz ich zbrojenie), roboty ziemne (wykonanie wykopu, zasyp, wywóz, utylizację, pokrycie humusem), podbudowę z piasku i betonu podkładowego, izolację przeciwwilgociową poziomą i pionową, izolację termiczną. Przedmiar i koszty dotyczyły wycinka hali o długości 1 m.

W przypadku hali o ścianie wysokiej zmieniają się pozycje dotyczące konstrukcji fundamentu. Uwzględniono przedmiar i koszty wykonania stopy fundamentowej, ławy pod ścianę. Pozostałe pozycje kosztorysowe były analogiczne, jak dla hali o niskiej ścianie bocznej.

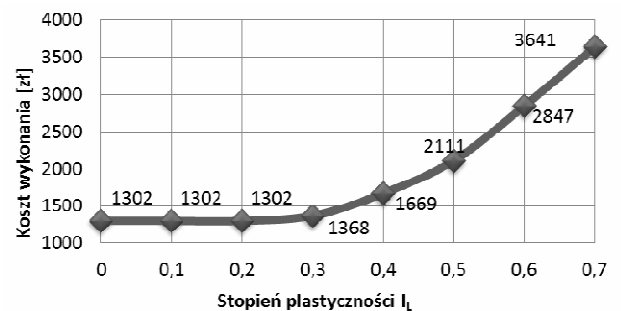
4.1. Koszt realizacji posadowienia hali o niskiej ścianie

Wymiary ław fundamentowych posadowienia w piasku nie różnią się bez względu na jego stan. Zatem również koszt wykonania jest stały i wynosi według sporządzonego kosztorysu 1341 zł.

Koszt wykonania 1 m ław fundamentowych posadowienia w glinie w stanie twaroplastycznym ($I_L < 0,3$) jest nieco niższy niż przy posadowieniu w piasku i wynosi 1302 zł. Jednak, wraz z pogarszającym się stanem gliny szerokość ławy, a co za tym idzie i jej koszt rośnie. W skrajnym przypadku, dla $I_L = 0,7$, koszt wykonania fundamentu wzrasta prawie trzykrotnie stosunku do kosztów przy niskim I_L .

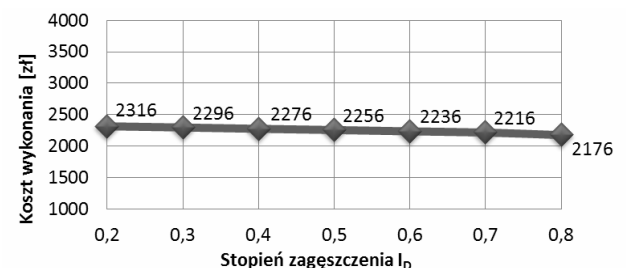
W tych rozważaniach pominięty został techniczny aspekt możliwości wykonania fundamentu na bardzo słabym gruncie. Nie bierze się pod uwagę kosztów

ewentualnego wzmocnienia powierzchniowego podłoża, jak na przykład wykonania platformy roboczej z materiału gruboziarnistego zagęszczonego mechanicznie lub powierzchniowego wzmocnienia geosyntetykami. Szczegółowe zestawienie kosztów wykonania posadowienia w glinie hali o niskiej ścianie bocznej przedstawia wykres na rysunku 9.



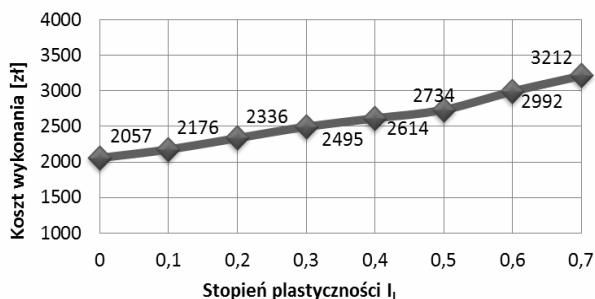
Rys. 9. Koszty realizacji posadowienia bezpośredniego w glinie hali o niskiej ścianie

Koszt posadowienia pośredniego w piasku hali o niskiej ścianie bocznej zmienia się tylko nieznacznie wraz z pogarszającym się stanem podłoża. Jediną pozycją, która wpływa na koszty jest zmieniająca się nieznacznie długość pali (od 3,20 m przy $I_D = 0,8$ do 3,55 m przy $I_D = 0,2$). Różnica kosztów w skrajnych warunkach wynosi około 6%. Zmianę kosztów wykonania posadowienia pośredniego w piasku o zmieniającym się stanie pokazują wykres na rysunku 10.



Rys. 10. Koszt realizacji posadowienia pośredniego w piasku hali o niskiej ścianie

W przypadku posadowienia pośredniego projektowanego w glinie różnice w kosztach wykonania są znaczące dla różnych stanów gruntu podłoża. Wynika to ze znacznego wzrostu długości pali. Długość pali w glinie o $I_L = 0,0$ jest o połowę mniejsza niż w glinie o $I_L = 0,7$. W związku z tym koszt wykonania fundamentu w glinie w stanie miękkoplastycznym jest o 56% wyższy niż w glinie w stanie półzwardym (rys. 11).

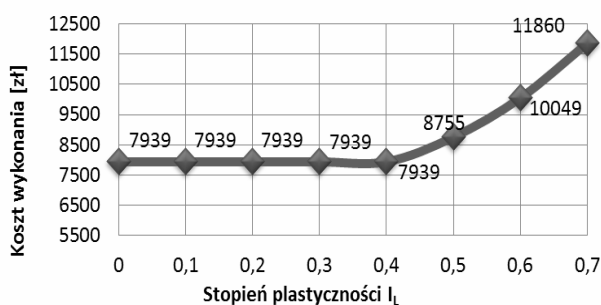


Rys. 11. Koszt realizacji posadowienia pośredniego w glinie hali o niskiej ścianie

4.2. Koszt realizacji posadowienia hali o wysokiej ścianie

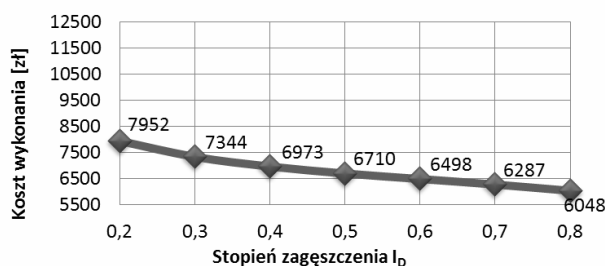
Niezależnie od stopnia zagęszczenia piasku w podłożu stopy fundamentowe hali o wysokiej ścianie bocznej mają te same wymiary. Tym samym koszty wykonania posadowień bezpośrednich na tych gruntach są stałe i wynoszą według sporządzonego kosztorysu 7939 zł dla powtarzalnej sekcji hali o długości 3 m.

Koszt posadowienia bezpośredniego w glinie w stanie twardoplastycznym i plastycznym ($I_L \leq 0,4$) nie zmienia się i wynosi tyle samo co koszt posadowienia bezpośredniego w piasku, to jest 7939 zł. Dla podłoża o stopniu plastyczności $I_L > 0,4$ wykonanie fundamentów drożeje ze względu na zwiększające się wymiary stóp (rys. 12).



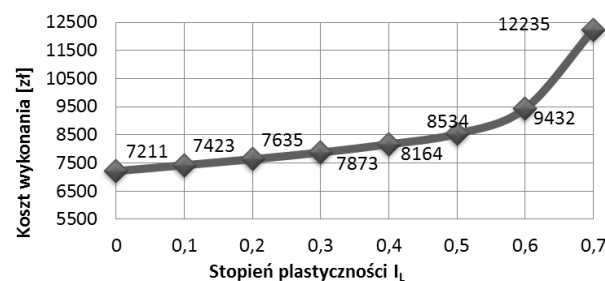
Rys. 12. Koszt realizacji posadowienia bezpośredniego w glinie hali o wysokiej ścianie

Podobnie, jak w przypadku posadowienia hali o niskiej ścianie bocznej, koszt realizacji posadowienia pośredniego w piasku hali o wysokiej ścianie uzależniony jest od długości pali. Ponownie, różnica kosztów w rozważanych skrajnych przypadkach nie jest duża i wynosi około 6% (rys. 13). Niemniej, cena wykonania fundamentów pośrednich hali o wysokiej ścianie jest około trzykrotnie wyższa niż dla hali o niskiej ścianie.



Rys. 13. Koszty realizacji posadowienia pośredniego w piasku hali o wysokiej ścianie bocznej

Przy posadowieniu w glinie wzrost kosztów wykonania posadowienia pośredniego wzrasta wraz ze wzrostem stopnia plastyczności. Różnica kosztów przy skrajnych wartościach stopnia plastyczności ($I_L = 0,0-0,7$) wynosi około 70%. Przy czym gwałtowny wzrost kosztów obserwuje się w stanie miękkoplastycznym, to jest od $I_L = 0,6$ do $I_L = 0,7$ (rys. 14).

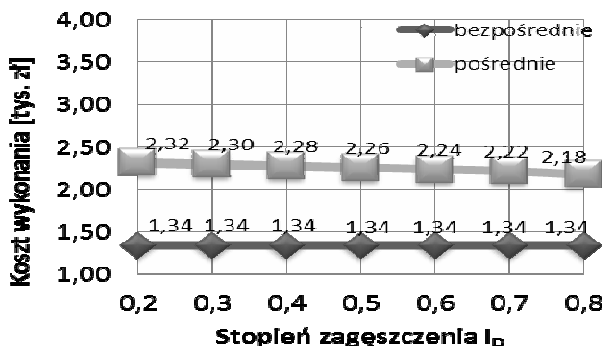


Rys. 14. Koszty realizacji posadowienia pośredniego w glinie hali o wysokiej ścianie

4.3. Porównanie kosztów posadowień

Ogółem przeanalizowano 60 wariantów posadowień przy różnych obciążeniach i w różnych warunkach gruntowych.

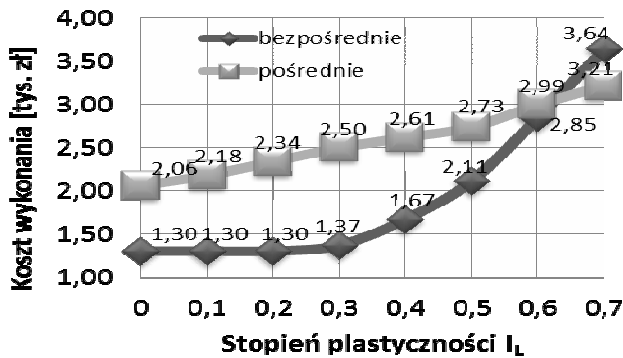
W większości przypadków posadowienia hali o niskiej ścianie bocznej koszty fundamentów bezpośrednich były znacząco niższe niż koszty fundamentów pośrednich. Wykazano, że w gruntach niespoistych zastosowanie posadowienia pośredniego jest droższe o około 60-70%, niezależnie od stopnia zagęszczenia gruntu (rys. 15).



Rys. 15. Porównanie kosztów posadowienia w piasku hali o niskiej ścianie

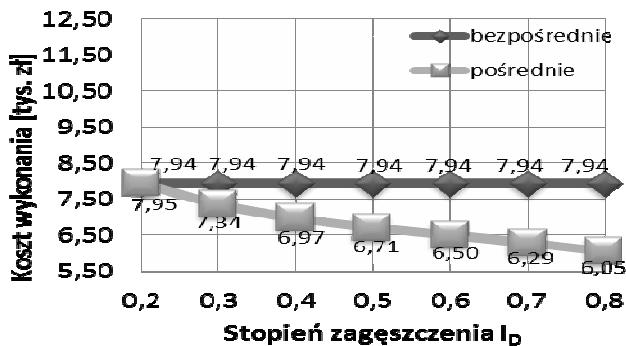
Relacje odwracają się w przypadku posadowienia w glinie w stanie miękkoplastycznym. Koszty są porównywalne dla stanów charakteryzujących się

stopniem plastyczności $I_L > 0,60$, przy czym gdy $I_L > 0,65$ posadowienie pośrednie jest bardziej ekonomiczne (rys. 16).



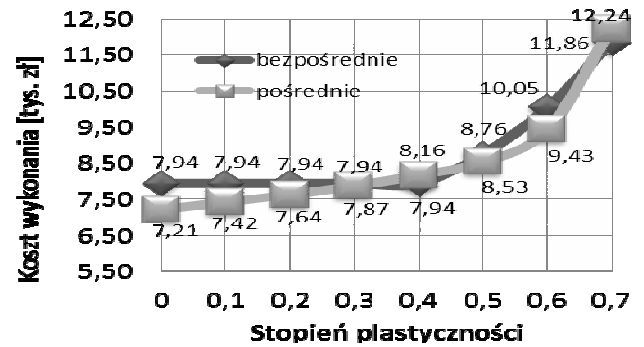
Rys. 16. Porównanie kosztów posadowienia w glinie hali o niskiej ścianie

W przypadku hali o wysokiej ścianie bocznej uwidacznia się przewaga ekonomiczna posadowienia pośredniego. Niemal w całym analizowanym zakresie stanów piasku posadowienie na palach okazało się tańsze niż posadowienie bezpośrednie. Różnica na korzyść posadowienia pośredniego przekracza 30% w gruncie o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,8$. Jedynie w przypadku gruntu o najmniejszym stopniu zagęszczenia, to jest $I_D = 0,2$, długość pali jest na tyle duża, że nieznacznie przekracza koszt stóp fundamentowych (rys. 17). Podobnie jest w przypadku posadowienia hali o wysokiej ścianie bocznej w glinie.



Rys. 17. Porównanie kosztów posadowienia w piasku hali o wysokiej ścianie

Fundament palowy okazał się być tańszy niemal w całym zakresie rozważanych stanów podłoża. Wyraźnie korzystniej pale wypadają w glinie w stanie twaroplastycznym na pograniczu półzwarłego. Niemniej, różnice w kosztach nie przekraczają 10% dla obu sposobów posadowień (rys. 18). Są one na tyle małe, iż niewielka zmiana założeń geometrycznych przy obliczaniu fundamentów, mogłaby dać wynik odwrotny od uzyskanego. Zatem nie można jednoznacznie określić, który ze sposobów posadowienia jest bardziej ekonomiczny.



Rys. 18. Porównanie kosztów posadowienia w glinie hali o wysokiej ścianie

5. Podsumowanie i wnioski

W artykule przeanalizowano posadowienie dwóch konstrukcji hal z zadaszeniem łukowym: ze ścianą boczną niską o wysokości 60 cm i ścianą boczną wysoką o wysokości 370 cm. Wysokość ścian hali wpływa na wielkość obciążeń przekazywanych na fundamenty. Rozważano dwa sposoby posadowienia: bezpośrednie i pośrednie, w zmieniających się warunkach gruntowych. Dla uproszczenia przyjęto, że podłoże hal jest jednorodne, zbudowane w jednym wariancie z gliny, a w drugim z piasku. Pod uwagę wzięto szeroki zakres stanów podłoża: dla piasku $I_D = 0,2-0,8$, dla gliny $I_L = 0,0-0,7$.

Posadowienie bezpośrednie hali o niskiej ścianie rozważano w postaci łańcuchów fundamentowych, zaś hali o wysokiej ścianie – stóp fundamentowych, pomiędzy którym założono wykonanie łańcuchów pod ścianę wypełniającą przestrzeń między słupami hali. Posadowienie pośrednie hali o niskiej ścianie założono w postaci pojedynczego rzędu pali CFA zwieńczonego oczepem. Dla hali o wysokiej ścianie bocznej założono po dwa pale pod każdym słupem. Oczepy wieńczące pale są prostokątne w rzucie, a na nich opiera się belka podwalinowa stanowiąca oparcie ściany między słupami. Dodatkowa różnica w schemacie statycznym między halą o niskiej ścianie a halą o wysokiej ścianie polega na zastosowaniu w tej ostatniej ściąągów poprzecznych między słupami ramy przejmujących obciążenia poziome działające na oczepy.

W przypadku hali o niskiej ścianie większość rozpatrywanych wariantów wskazywała na posadowienie bezpośrednie jako bardziej ekonomiczne, bez względu na rodzaj gruntu. Natomiast dla hali o ścianie wysokiej korzystniejsze cenowo okazały się być fundamenty pośrednie. Na koszty realizacji posadowienia ma wpływ głównie wielkość i charakter obciążenia, a dokładniej mimośród działania wypadkowej obciążenia $e = M/N$ oraz jej odchylenie od pionu $\delta = \arctg(H/N)$. Wartości mimośródów wynikających z analizy reakcji podporowych schematów statycznych części nadziemnych hal, nie uwzględniających ciężarów fundamentów, wyniosły w przypadku hali o niskiej ścianie $e_I = 0,354$ m, a w przypadku hali o ścianie wysokiej $e_{II} = 1,91$ m.

Zadaszenie łukowe jest konstrukcją lekką, ale dającą spore wartości poziomych sił podporowych. Dlatego, gdy

wzrasta wysokość ściany, wartości momentów obracających na podporach rosną znacznie szybciej, niż obciążeń pionowych, co w konsekwencji daje wzrost mimośrodów działania wypadkowej obciążenia.

Przy niedużej wartości mimośrodów (niska ściana boczna) w zasadzie zawsze korzystniej jest posadawiać halę bezpośrednio. Różnica w cenie między fundamentami bezpośrednimi i palami zmienia się bardzo niewiele w piaskach, które generalnie charakteryzują się wysokimi wartościami kąta tarcia wewnętrznego. W tym przypadku odchylenie wypadkowej od pionu $\delta < \phi$.

Wraz ze spadkiem nośności podłoża cena posadowienia bezpośredniego zaczyna gwałtownie zbliżać się do ceny pali. Tendencja ta jest szczególnie widoczna w przypadku podłoża gliniastego. Mała wartość kąta tarcia wewnętrznego w gruntach spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym sprawia, że decydującą rolę w doborze wymiarów fundamentu zaczyna odgrywać nachylenie wypadkowej obciążenia. Aby utrzymać relację $\delta < \phi$ należy zwiększyć składową pionową obciążenia zwiększając ciężar fundamentu. Tym samym zwiększa się koszt posadowienia bezpośredniego. Obniżenie nośności podłoża powoduje również wzrost ceny pali, jednak nie jest on tak gwałtowny.

Gdy mimośród obciążenia ma dużą wartość, jak w przypadku hali o wysokiej ścianie, korzystniejsze jest posadowienie pośrednie. Bardzo dobrze wypada posadowienie na palach w piaskach, niezależnie od ich stanu. Jest ono niemal zawsze tańsze od stóp fundamentowych. Stopy fundamentowe muszą być na tyle duże, aby utrzymać wypadkową obciążenia w rdzeniu przekroju. Ten warunek czyni posadowienie bezpośrednio mniej atrakcyjnym finansowo.

W gruntach spoistych koszty wykonania fundamentów pośrednich i bezpośrednich przy dużym mimośrodku obciążenia są bardzo zbliżone. Można jednak zauważyć, że nawet w glinie twardoplastycznej posadowienie na palach może okazać się tańsze.

Koszty wykonania fundamentów mogą ulegać zmianie w zależności od przyjmowanych rozwiązań geometrycznych, konstrukcyjnych i materiałowych. Na to, które posadowienie będzie bardziej ekonomiczne, mogą mieć wpływ również warunki i ceny lokalne. Być może optymalnym rozwiązaniem mogłoby być połączenie posadowienia bezpośredniego z palami pełniącymi rolę kotew zapobiegających odrywaniu fundamentu. Uzyskanych wyników nie można uważać za ściśle wytyczne, a jedynie za wskazówkę, na jakie zależności należy zwrócić uwagę przy doborze sposobu posadowienia konstrukcji, gdy technicznie możliwe są różne sposoby, a ostatecznym kryterium jest cena.

Literatura

Biernatowski K., Dembicki E., Dzierżawski K., Wolski W. (1987). Fundamentowanie. Projektowanie i Wykonawstwo. *Arkady*, Warszawa.

- Cios I., Garwacka-Piórkowska S. (1999). Projektowanie Fundamentów. *OWPW*, Warszawa.
- Das B. M. (2007). Principles of Foundation Engineering. *Thomson Learning*, London.
- Glinicki S. P. (1984). Fundamentowanie. *Wydawnictwo Politechniki Białostockiej*, Białystok.
- Grabowski Z., Pisarczyk S., Obrycki M. (1993). Fundamentowanie. *Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej*, Warszawa.
- Gwizdała K. (2010). Fundamenty Palowe. Technologie i Obliczenia. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Kotlicki W. (2009). Projektowanie posadowień bezpośrednich w EC 7. W: *Materiały XXIV Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji*, Wisła 2009, 205-245.
- Kosecki M. (2006). Statyka Ustrojów Palowych. *PZITB*, Szczecin.
- Mendera Z., Szojda L., Wandzik G. (2012). Stalowe Konstrukcje Wsporcze. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Mosher R. L., Dawkins W. P. (2000). Theoretical Manual for Pile Foundations. ERDC/ITL TR-00-5, *U.S. Army Corps of Engineers*, Washington.
- Pieczyrak J. (1985). Projektowanie Posadowień Fundamentów Bezpośrednich. Kryterium Nośności Podłoża Gruntowego. *Gliwickie Biuro Projektów Budownictwa Przemysłowego*, Gliwice.
- Pieczyrak J. (2006). Nośność graniczna podłoża gruntowego według PN-81/B-03020 i Eurokodu 7. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*, Budownictwo, Z. 28, Tom 2, 197-212.
- Potts D. M., Zdravković L. (2001). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. *Thomas Telford*, London.
- Rybak Cz., Puła O., Sarniak W. (1997). Fundamentowanie. Projektowanie Posadowień. *DWE*, Wrocław.
- Sieczka H., Steckiewicz R. (1982). Projektowanie Fundamentów. *Wydawnictwo Politechniki Białostockiej*, Białystok.
- Starosolski W. (2012). Konstrukcje Żelbetowe według Eurokodu 2 i Norm Związanych. Tom 3. *Wydawnictwo Naukowe PWN*, Warszawa.
- Świeca M. (2009). Projektowanie pali wg Eurokodu 7 – przykłady obliczeń. W: *Materiały XXIV Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji*, Wisła 2009, t. 1, 271-290.
- Tomlinson M.J. (1994). Pile Design and Construction Practice. *E & FN Spon*, London.
- Wiłun Z. (1987). Zarys Geotechniki. *WKŁ*, Warszawa.

COSTS OF FOUNDATION CONSTRUCTION AS THE SELECTION CRITERION FOR THE CHOICE OF FOUNDATION TYPE

Abstract: In engineering practice there are cases in which, for technical reasons, it is possible to adopt alternative ways of foundation. Then, the final decision on the type of foundation is taken based on the cost of its implementation. The paper presents a bill of costs for shallow and deep foundations designed for a hall with vaulted roof. Roofing is based on the walls of various heights. Two wall heights are considered: 60 cm and 370 cm. It determines the magnitude and eccentricities of forces acting on the foundations as well as foundations' dimensions. The consequence is the changing costs of the foundations. As the result of the cost comparison the advantage of a deep foundation is exhibited even in the case of good ground conditions.

PROJEKTOWANIE FUNDAMENTÓW HYBRYDOWYCH OBCIĄŻONYCH POZIOMO

Krzysztof TROJNAR*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, ul. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów

Streszczenie: W referacie podano zasady obliczania fundamentu hybrydowego wraz z przykładem liczbowym. Przedstawiono sposób budowy ściany oporowej posadowionej na fundamencie hybrydowym i przeanalizowano zachowanie się konstrukcji w gruncie. Podano algorytm obliczania pali hybrydowych, uwzględniający redukcję przemieszczeń bocznych palisady oraz zmniejszenie wartości momentu zginającego w trzonach pali. W przykładzie obliczeniowym porównano uzyskane wyniki z danymi pochodzącymi z badań terenowych uzyskując zadowalającą zgodność wartości obliczonych z pomierzonymi.

Słowa kluczowe: pal zginany, fundament hybrydowy, obciążenie poziome.

1. Wprowadzenie

Projektowanie palisadowych ścian oporowych wymaga uwzględnienia w obliczeniach współpracy pali z podłożem gruntowym. W tym przypadku prawidłowe oszacowanie sztywności układu fundament – podłoże gruntowe ma pierwszorzędne znaczenie przy ustalaniu racjonalnej długości pali w gruncie oraz ich ugięcie. Pozioma płyta wspornikowa, umieszczona na dnie wykopu, współpracująca z rzędem pali może być ważnym elementem zwiększającym sztywność boczną palisady. Efekt działania płyty polega na zredukowaniu przemieszczeń bocznych palisady oraz na zmniejszeniu wartości momentu zginającego w trzonach pali. Wynika to w szczególności z następstw obrotu płyty wywołanego ugięciem pali. Przemieszczenie kątowe płytowego wspornika pełniącego rolę zwieńczenia i umieszczonego na dnie wykopu wpływa na mobilizowanie dodatkowej reakcji podłoża przed pionowym rzędem pali. Przedstawioną ideę kształtowania i obliczania fundamentu hybrydowego zastosowano w praktyce przy zabezpieczaniu stateczności uskoku terenu w Krynicy.

2. Charakterystyka projektowanych pali hybrydowych

Rozwiązanie projektowe ściany oporowej posadowionej na palach hybrydowych okazało się przydatne w Krynicy, w sytuacji, gdy nie było możliwe stosowanie trwałych

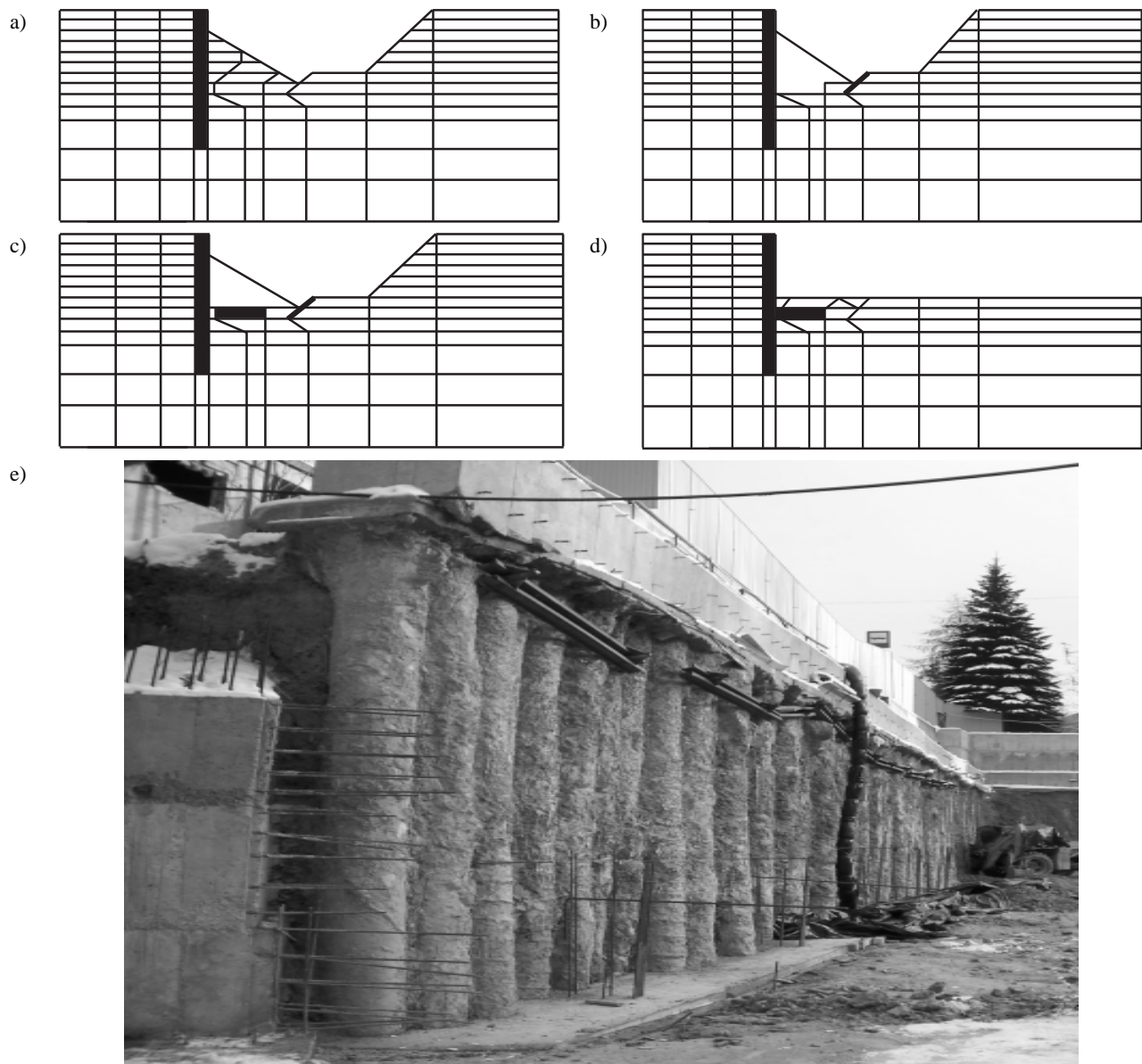
rozpór lub zakotwień w gruncie. Konstrukcję ściany oporowej stanowiły pale wiercone o średnicy 0,8 m. Budowa ściany oporowej polegała na wykonaniu z górnego poziomu terenu rzędu pali o długości 8 m, w rozstawie 1,2 m, które następnie odkopano z jednej strony, formując uskok terenu o wysokości 5 m. Na dnie wykopu, w bezpośrednim sąsiedztwie pali wykonano odcinkowo żelbetową płytę wspornikową o szerokości 1 m, zamocowaną jednym końcem do palisady. Trzony pali powyżej dna wykopu stanowiły ścianę, której powierzchnię w końcowym etapie robót pokryto betonową okładziną. Etapy budowy ściany oporowej na fundamencie hybrydowym pokazano na rysunku 1.

Stateczność konstrukcji oporowych posadowionych na krótkich palach można obliczać z warunku równowagi oporu gruntu pod płytą oraz wartości zmobilizowanego tarcia na pobocznicach pali, przy uwzględnieniu ich wciskania w podłoże. Obliczanie pali hybrydowych o większym zagłębieniu w gruncie wymaga dokładniejszej analizy współpracy fundamentu z podłożem gruntowym (Trojnar, 2013). Podstawowe schematy zachowania się w gruncie konstrukcji oporowych posadowionych na fundamencie hybrydowym pokazano na rysunku 2.

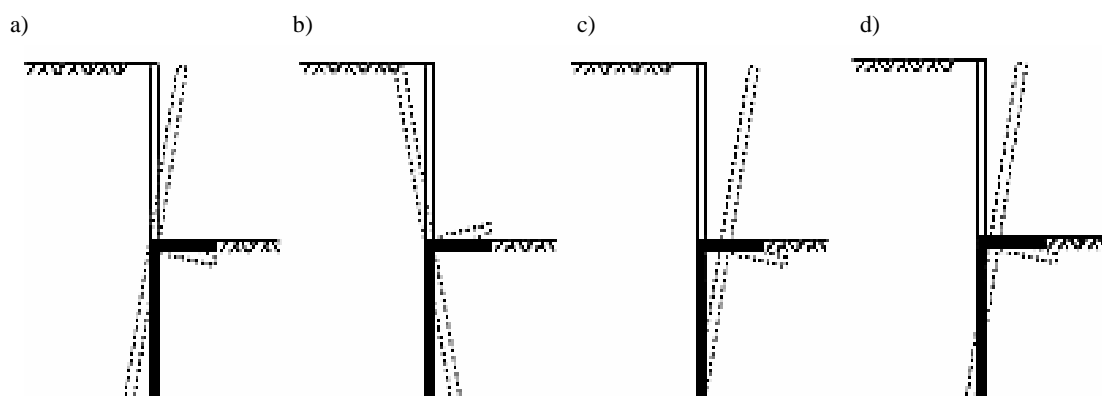
3. Założenia do obliczeń pali hybrydowych

W autorskiej propozycji obliczania pali hybrydowych ze sztywnym trzonem wykorzystano ogólne założenia modeli teoretycznych opisujących współdziałanie

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: ktrojnar@prz.edu.pl



Rys. 1. Etapy budowy ściany oporowej posadowionej na fundamencie hybrydowym: a) wykonanie palisady, b) tymczasowe podparcie ściany z pogłębieniem wykopu, c) wykonanie poziomej płyty wspornikowej na dnie wykopu, d) połączenie części składowych fundamentu i demontaż tymczasowego podparcia, e) widok ściany oporowej przed wykonaniem okładziny betonowej



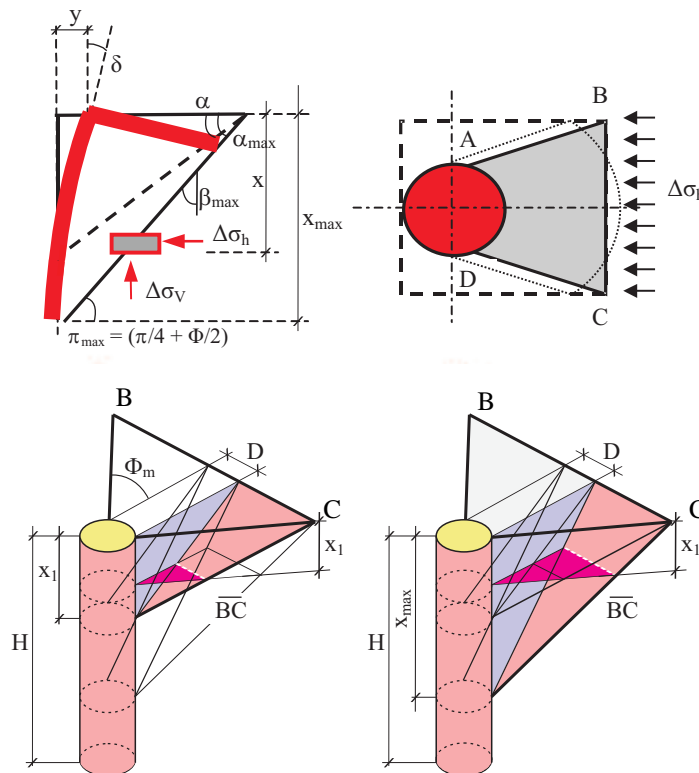
Rys. 2. Schematy zachowania się w gruncie wspornikowej konstrukcji oporowej: a) i b) schematy charakterystyczne dla ścian oporowych z poziomą rozporą umieszczoną na dnie wykopu, c) i d) schematy odpowiadające pracy fundamentów hybrydowych

zginanego pala z gruntem (Odrobiński, 1990; Ashour i Norris, 2000) i uwzględniono w szerszym zakresie efekt przestrzennego stanu naprężenia w ośrodku gruntowym przed zginanym palem, wywołany działaniem płyty. Kształt aktywnej strefy gruntu pod płytą można traktować jako klin ABCD pokazany na rysunku 3. Na podstawie własnych badań i analiz ustalono, że przestrzenne oddziaływanie *quasi*-sztywnego klina na ośrodek gruntowy przed palem można opisać za pomocą miary długości odcinka BC, charakteryzującego szerokość klina na głębokości x poniżej spodu płyty. W ustalonym zakresie przemieszczeń pala hybridowego wysokość klina zmienia się z głębokością, zależnie od ugięcia głowicy fundamentu. Nacisk boczny pala hybridowego na grunt zależy od stanu naprężenia w aktywnej strefie podłoża pod płytą. Wartość naprężenia $\Delta\sigma_h$ w tej strefie zależy głównie od pionowego nacisku płyty, który zwiększa się wraz z ugięciem pala. Na podstawie wyników badań modelowych (Trojnar, 2004) ustalono, że maksymalny zasięg *quasi*-sztywnego klina gruntu pod płytą wyznacza kąt α_{max} zawarty pomiędzy tworzącą klina i spodem płyty. Jego największa wartość wynosi: $\alpha_{max} = (\pi/4 + \Phi/2)$. W zakresie większych obciążeń bocznych przemieszczenie pala hybridowego y nie zależy bezpośrednio od stanu naprężenia w gruncie w obrębie klina pod płytą, lecz wyłącznie od jego kształtu i wymiarów.

Wpływ zmiany rozmiarów klina gruntu pod płytą na wartość graniczną przemieszczenia pala hybridowego analizowano na modelach numerycznych MES 3D

(Trojnar, 2007). Korzystając z wyników tych analiz ustalono zależność opisującą wpływ formowania się klina gruntu na zmianę ugięcia sztywnego pala hybridowego, przy zadanym obciążeniu siłą poziomą Q i momentem zginającym M . Przyjęto, że kąt α wyznaczający zasięg *quasi*-nieodkształcalnego klina gruntu pod płytą w płaszczyźnie zginania pala może przyjmować wartości w zakresie od 0 do α_{max} . Przyjęto, że efekt działania płyty wspornikowej można zastąpić ekwiwalentnym odpowiednim zredukowaniem wartości momentu zginającego M_o i siły poziomej Q_o , stanowiących obciążenie głowicy pala bez płyty. W obliczeniach pala hybridowego przyjęto następujące założenia dodatkowe:

- efekt działania płyty można zastąpić w uproszczeniu reakcją oporu podłoża, przyłożoną od spodu płyty w postaci siły skupionej;
- kierunek działania wypadkowej reakcji oporu gruntu pod płytą jest odchylony od pionu o kąt α , którego wartość zmienia się wraz z ugięciem pala; wynika to z formowania się pod płytą klina gruntu; to założenie jest istotnym uproszczeniem, ale nie wpływa na wynik obliczeń, ponieważ uwzględniono w nim ekwiwalentną redukcję wartości obciążenia głowicy pala hybridowego;
- pomija się na korzyść bezpieczeństwa wartość poziomego oporu gruntu przed czołową powierzchnią płyty, ze względu na ewentualną możliwość wykonania przypadkowego wykopu przed płytą;



Rys. 3. Założenia do obliczeń pala hybridowego metodą *quasi*-nieodkształcalnego klina gruntu

- zakłada się, że płyta jest zginana wyłącznie wskutek działania pionowej składowej reakcji podłoża wywołanej obrotem trzonu pala; obciążenie pionowe działające na pal jest przekazywane na grunt przez pobocznicy i stopę; w przypadku niewystarczającej długości pala hybrydowego może wystąpić wyciąganie go z gruntu, spowodowane pokonaniem oporu tarcia na pobocznicy;
- grunt pod płytą charakteryzuje się parametrami o stałych wartościach.

4. Propozycja obliczania pala hybrydowego ze sztywnym trzonem

Przyjęto, że przy obciążeniu pala hybrydowego momentem zginającym M_o i siłą poziomą Q_o , jego głowica obraca się w poziomie terenu o kąt δ . Wskutek obrotu pala w gruncie następuje też obrót płyty. Kąt obrotu płyty i pala jest taki sam, ze względu na sztywne połączenie obu tych elementów. Założono, że opór podłoża pod płytą ma rozkład trójkątny, a maksymalny nacisk płyty na grunt występuje przy końcu wspornika. Pionowe przemieszczenie końca wspornika można obliczyć uwzględniając naprężenie występujące w gruncie pod cząstkowymi powierzchniami płyty według wzoru:

$$s = \sum \frac{\sigma_{vi} \cdot x_i}{E} \quad (1)$$

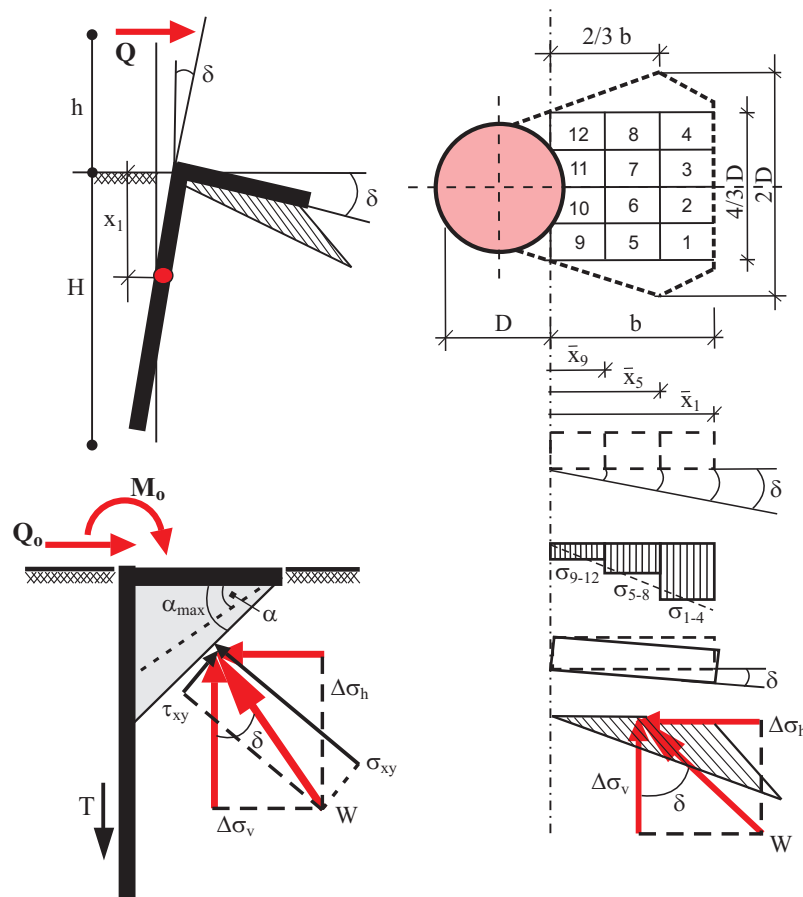
gdzie: s jest osiadaniem końca wspornika płyty w m, σ_{vi} jest naprężeniem w podłożu pod powierzchnią cząstkową w warstwie i w kPa, E jest modułem odkształcenia podłoża w kPa, a x_i jest miąższością warstwy i w m.

Przy obrocie płyty jej koniec przemieszcza się w dół o wartość s i wywiera nacisk na podłoże $\Delta\sigma_v$. Ze względu na małą wartość kąta obrotu płyty można przyjąć, że pionowe przemieszczenie końca wspornika płyty wynosi:

$$s = b \cdot \delta \quad (2)$$

gdzie: s jest pionowym przemieszczeniem końca wspornika płyty w m, b jest wysięgiem wspornika płyty w m, a δ jest kątem obrotu głowicy pala w poziomie terenu w radianach.

Zgodnie z przyjętymi założeniami, wypadkową oporu podłoża płyty W można zastąpić siłą skupioną skierowaną ukośnie do podstawy i zaczepioną do spodu płyty w odległości $2/3$ wysięgu wspornika. Pochylenie wypadkowej reakcji podłoża pod płytą zmienia się wraz z ugięciem trzonu pala. Na podstawie badań modelowych i analiz teoretycznych ustalono, że największe nachylenie wypadkowej występuje przy maksymalnym zasięgu klina (Trojnar, 2009). W tym przypadku kąt odchylenia od pionu linii tworzącej czołową powierzchnię klina gruntu pod płytą wynosi $\beta_{max} = (\pi/4 - \Phi/2)$. Schemat obliczeniowy układu sił pokazano na rysunku 4. Wyniki badań i analiz obliczeniowych wykonanych przez autora



Rys. 4. Schemat obliczeniowy układu sił w podłożu pala hybrydowego ze sztywnym trzonem

umożliwiły porównanie nacisku bocznego na grunt pala z płytą i bez płyty. Stosunek wartości składowych poziomego naprężenia w gruncie przed palem z płytą i bez płyty można opisać współczynnikiem f_p . Parametr ten charakteryzuje zmianę nachylenia wypadkowej reakcji oporu gruntu pod płytą wskutek przyrostu ugięcia pala. Na podstawie analiz obliczeniowych i badań pali hybrydowych ustalono, że w zakresie przemieszczeń głowicy pala 0,01-0,06 m efekt zwiększania sztywności pala płytą można aproksymować za pomocą wielomianu drugiego stopnia $f_p = f(y)$. Przebieg tej funkcji pokazano na rysunku 5. Opór podłoża wywołany naciskiem płyty powoduje redukcję obciążenia pala hybrydowego o wartość dM_o i dQ_o . Znając parametry płyty wspornikowej i jej podłoża można obliczyć wypadkową wartość reakcji podłoża W , w zależności od znanego przemieszczenia y i kąta obrotu głowicy pala δ . Stosując dowolną metodę obliczeń pala zginanego i zaproponowaną procedurę iteracyjną opartą na stopniowym redukowaniu obciążenia pala, można wyznaczyć przemieszczenie głowicy pala hybrydowego i jej kąt obrotu. W tym celu należy w każdym kolejnym kroku obliczeń iteracyjnych obciążać pal innymi siłami o zredukowanych wartościach:

$$M_i = M_o - dM_i \quad [\text{kNm}] \quad (3)$$

$$Q_i = Q_o - dQ_i \quad [\text{kN}] \quad (4)$$

Porównanie wzorów (1) i (2) z uwzględnieniem podziału płyty na 12 powierzchni cząstkowych, przy założeniu, że wysięg płyty odpowiada średnicy pala D , umożliwia wyznaczenie pionowej składowej oporu podłoża płyty według wzoru:

$$\Delta\sigma_v = \frac{D^2 \cdot E \cdot \delta'}{0,429} = 2,331D^2 \cdot E \cdot \delta' \quad (5)$$

gdzie: $\Delta\sigma_v$ jest pionową składową oporu podłoża pod płytą w kPa, D jest średnicą pala w m, E jest modułem odkształcenia gruntu pod płytą, δ' jest kątem obrotu płyty wyznaczonym w kolejnym kroku iteracji w radianach.

Wartość poziomej składowej oporu gruntu pod płytą $\Delta\sigma_h$ zmienia się wraz z powiększaniem się quasi-szywnego klina gruntu. Przyjmując, że parametr f_p charakteryzuje nieliniowy przyrost poziomej składowej naprężenia w gruncie pod płytą, można obliczyć wartość $\Delta\sigma_h$ według wzoru:

$$\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_v \cdot f_p \cdot \text{tg}(\delta') = 2,331D^2 \cdot E \cdot \delta' \cdot f_p \cdot \text{tg}(\delta') \quad (6)$$

Siły składowe oporu podłoża płyty wspornikowej $\Delta\sigma_h$ i $\Delta\sigma_v$ powodują redukcję odciążenia głowicy pala hybrydowego dM i dQ wywołane oddziaływaniem oporu podłoża płyty można wyliczyć w kolejnych krokach iteracji wzorów, w zależności od aktualnej wartości ugięcia pala δ' :

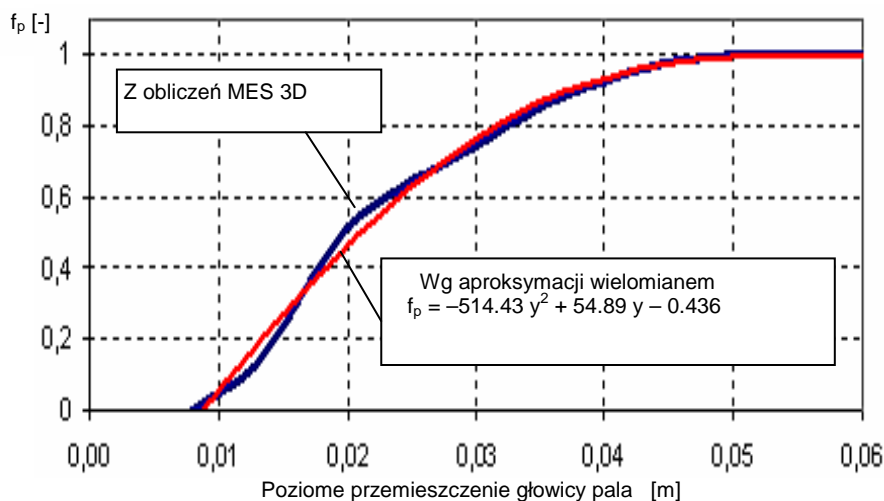
$$dM = 2/3b \cdot \Delta\sigma_v = 2/3D \cdot \Delta\sigma_v = 1,554D^3 \cdot E \cdot \delta' \quad (7)$$

$$dQ = \Delta\sigma_h \quad (8)$$

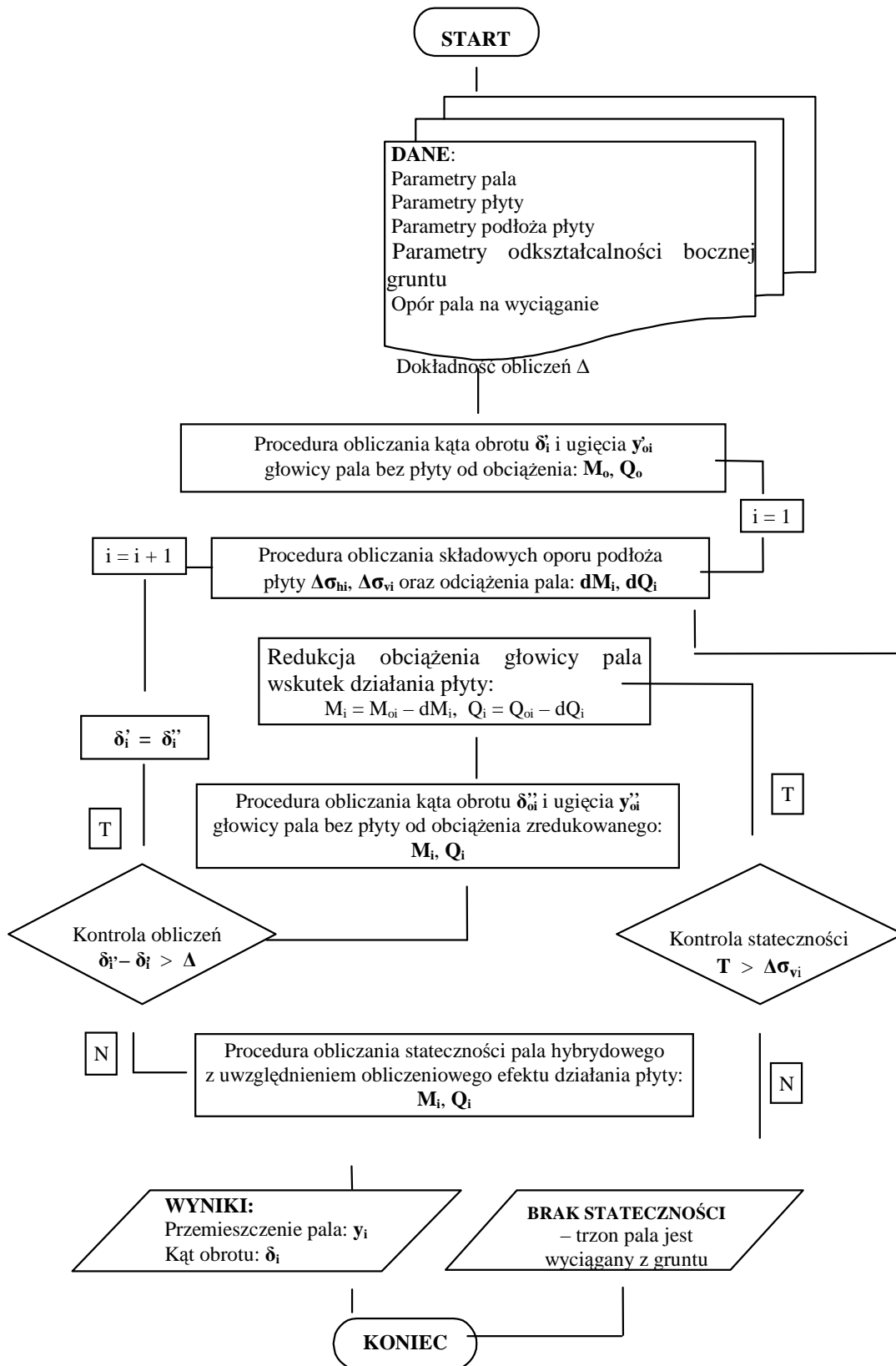
5. Procedura iteracyjnego obliczania pala hybrydowego

Algorytm obliczeń iteracyjnych pala hybrydowego podano w formie schematu blokowego na rysunku 6:

1. obliczyć wartość początkową kąta obrotu δ'_{oi} pala bez płyty, obciążonego w głowicy momentem zginającym M_o i siłą poziomą Q_o ;
2. obliczyć wartości składowych oporu podłoża płyty $\Delta\sigma_{hi}$, $\Delta\sigma_{vi}$ oraz efekt redukcji obciążenia głowicy pala dM_i , dQ_i – przy założeniu pionowego oddziaływania płyty na grunt przed palem;



Rys. 5. Przebieg zmiany nachylenia wypadkowej oporu podłoża płyty, opisany parametrem f_p , w zależności od przemieszczenia głowicy pala hybrydowego w gruncie niespoistym



Rys. 6. Algorytm obliczania stateczności pala hybridowego ze sztywnym trzonem

3. obliczyć tacie T na poboczniczy pała i sprawdzić warunek wyciągania pała z gruntu: $T < \Delta\sigma_{vi}$;
4. obliczyć zredukowane wartości obciążenia pała: $M_i = M_o - dM_i$ oraz $Q_i = Q_o - dQ_i$;
5. ponownie obliczyć kąt obrotu głowicy pała δ_i'' od obciążenia zredukowanego M_i oraz Q_i ;
6. porównać wartości kątów obrotu pała: δ_i' i δ_i'' uzyskane w ostatnich dwóch krokach iteracji:
 - a) w przypadku gdy różnica wartości kątów jest większa niż zadana dokładność obliczeń Δ , należy powtórzyć postępowanie według punktów 2-6 w nowym etapie iteracji ($i + 1$), biorąc do wyznaczenia efektów redukcji obciążenia (dM_{i+1} i dQ_{i+1}) ostatnio wyznaczoną wartość kąta δ_i'' ;
 - b) uzyskanie zgodności kątów δ_i' i δ_i'' w dwóch kolejnych krokach iteracji z założoną dokładnością Δ oznacza, że stopień zredukowania obciążenia głowicy pała określony wartościami dM_i , dQ_i odpowiada rzeczywistemu efektowi działania płyty E_p .

6. Przykładowe obliczenia pała hybrydowego ze sztywnym trzonem

W celu wykazania poprawności przedstawionego sposobu obliczania stateczności pojedynczego pała hybrydowego zestawiono ważniejsze wyniki dla pała o średnicy $D = 1,2$ m i długości 5 m oraz porównano je z badaniami terenowymi pali o takich samych wymiarach. W obliczeniach zginania trzonu pała korzystano ze standardowego programu komputerowego LPILE.

Parametry geometryczne płyty

- moment bezwładności trapezowej płyty względem jej krawędzi połączonej z trzonem pała $I_1 = 0,583 \text{ m}^4$,
- obliczeniowy wysięg zastępczej płyty prostokątnej $b = 0,9$ m,

- obliczeniowa szerokość zastępczej płyty na końcu wspornika $L = 2,4$ m,
- stosunek wymiarów boków zastępczej płyty $L/b = 2,7$,
- moduł odkształcenia podłoża pod płytą $E = 60\,000$ kPa.

Naprężenia w podłożu płyty wspornikowej

W tabeli 1 zestawiono wyniki obliczeń składowej pionowej naprężenia w aktywnej strefie podłoża płyty. W obliczeniach uwzględniono współczynniki rozkładu naprężeń η podane przez Motaka (1988) dla fundamentu prostokątnego $L/b = 2,7$ z trójkątnym obciążeniem powierzchniowym.

Przemieszczenie pionowe i kąt obrotu wspornika płyty

Przemieszczenie i kąt obrotu wspornika płyty ustalono z wzorów (1) i (2) z uwzględnieniem naprężenia z tabeli 1:

$$s = b \cdot \delta' = \sum \frac{\sigma_{vi} \cdot x_i}{E} = \frac{0,80775 \cdot b^2 \cdot \Delta\sigma_v}{E} \quad [\text{m}] \quad (9)$$

$$\delta' = \frac{0,80775 \cdot b \cdot \Delta\sigma_v}{E} = \frac{0,80775 \cdot 0,9 \cdot \Delta\sigma_v}{E} \quad [\text{rd}] \quad (10)$$

Wartości sił redukujących obciążenie pała wskutek oddziaływania płyty

Wartość pionowej składowej oporu gruntu pod płytą oraz sił redukujących obciążenie głowicy pała hybrydowego otrzymano po przekształceniu równania (10) i podstawieniu do wzorów (6), (7), (8):

$$\Delta\sigma_v = 1,3756E \cdot \delta' \quad [\text{kN}] \quad (11)$$

$$dQ = \Delta\sigma_h = 1,3756E \cdot \delta' \cdot f_p \cdot \text{tg}(\delta') \quad [\text{kN}] \quad (12)$$

$$dM = \Delta\sigma_v \cdot 2/3b = 0,8254E \cdot \delta' \quad [\text{kNm}] \quad (13)$$

Tab. 1. Obliczenia składowych pionowych naprężenia w podłożu płyty wspornikowej

Względne zagłębienie x/b	Zagłębienie warstwy pod płytą	Współczynniki rozkładu naprężenia η	Mięgkość warstwy gruntu x_i	Naprężenie w warstwie $\sigma_{vi}(b^2 \cdot \Delta\sigma_v)$	$[\sigma_{vi}(b^2 \cdot \Delta\sigma_v)] \cdot x_i$
-	m	-	m	kN/m ²	kN/m ²
0,25	0,23	0,591	0,45	0,676	0,3042
0,75	0,68	0,409	0,45	0,346	0,1638
1,25	1,13	0,200	0,45	0,229	0,1035
1,75	1,58	0,136	0,45	0,156	0,0702
2,25	2,03	0,100	0,45	0,114	0,0513
2,75	2,48	0,073	0,45	0,083	0,0374
3,25	2,93	0,055	0,45	0,063	0,0284
3,75	3,38	0,041	0,45	0,047	0,0212
4,25	3,83	0,032	0,45	0,037	0,0167
4,75	4,28	0,023	0,45	0,026	0,0117
$\sum \sigma_{vi} \cdot x_i = 0,80775 b^2 \cdot \Delta\sigma_v$					

Obliczenia ugięcia głowicy pala hybrydowego z uwzględnieniem efektu współdziałania płyty

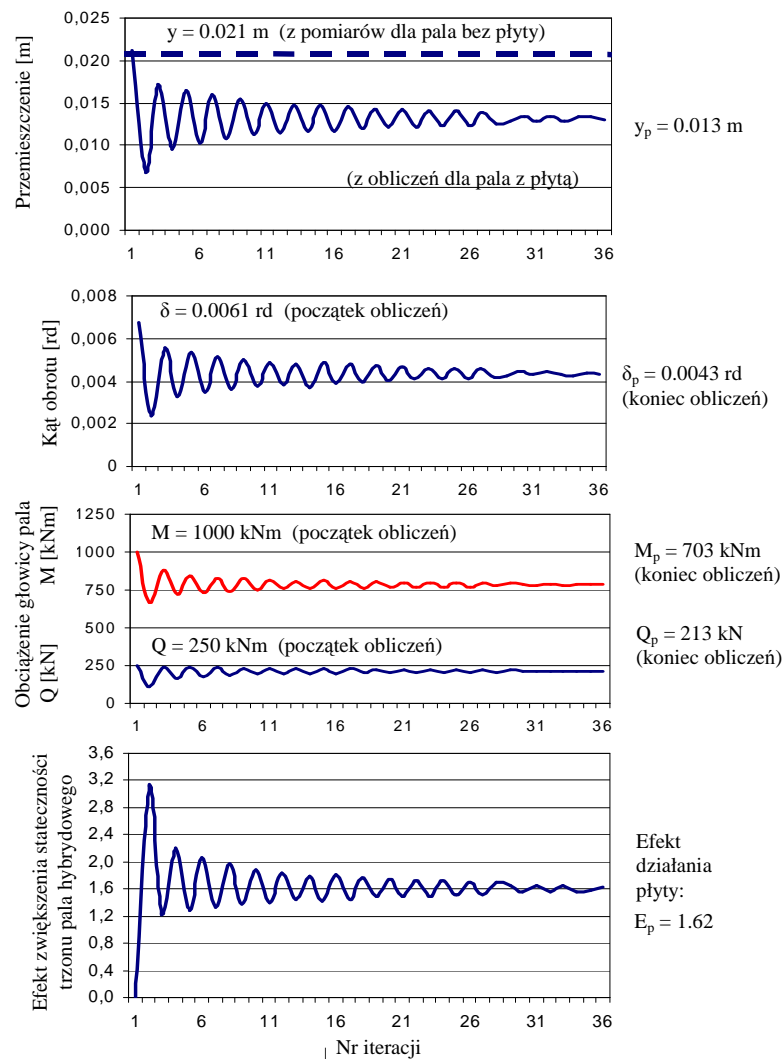
Korzystając z programu LPile, obliczono ugięcie głowicy pala y i kąt obrotu δ od obciążenia: $Q_o = 250$ kN i $M_o = 1000$ kNm. Założono poziom dokładności obliczeń $\Delta = 0,01$ %. Wykorzystując w kolejnych 35-ciu iteracjach wzory (11)-(13) obliczono ugięcie głowicy pala hybrydowego y' oraz odpowiadający kąt

obrotu δ' od obciążeń zredukowanych: $Q_p = Q_o - dQ_i$ i $M_p = M_o - dM_i$.

Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 2 w wybranych krokach iteracji, a cały przebieg obliczeń pokazano graficznie na rysunku 7. Efektem obliczeń jest ustalenie adekwatnego obciążenia bocznego pala hybrydowego: $Q_{35} = 213$ kN, $M_{35} = 783$ kNm oraz rzeczywistego przemieszczenia głowicy $y = 13$ mm i kąta obrotu

Tab. 2. Wyniki obliczeń pala hybrydowego w wybranych krokach iteracji

Krok iteracji i	Q_i kN	M_i kNm	y_i m	δ_i rd	$\Delta\sigma_{vi}$ kN	dM_i kNm	f_p -	dQ_i kN	Δ -	E_p -
1	250	1000	0,0211	0,00676	558	335	0,493	137	0	0
5	178	736	0,0102	0,00347	286	172	0,070	10	0,00186	2,07
10	232	814	0,0150	0,00489	404	242	0,272	55	0,00114	1,41
15	197	760	0,0116	0,00389	321	193	0,132	21	0,00095	1,82
20	225	800	0,0142	0,00465	384	230	0,240	46	0,00061	1,49
25	206	773	0,0124	0,00412	340	204	0,166	28	0,00047	1,70
30	212	781	0,0129	0,00428	353	212	0,187	33	0,00015	1,64
35	213	783	0,0130	0,00431	356	213	0,191	34	0,00007	1,62



Rys. 7. Przebieg obliczeń iteracyjnych pala hybrydowego: — — pal konwencjonalny (bez płyty), — pal hybrydowy

$\delta = 0,00431$ rd. Obliczona efektywność działania płyty wyniosła $E_p = 1,62$, co oznacza, że ugięcie pala hybridowego jest mniejsze o 62 % w porównaniu z zachowaniem się w gruncie pala konwencjonalnego (bez płyty).

7. Porównanie wyników obliczeń i pomiarów z badań polowych pali

Ugięcie i kąt obrotu głowicy pala konwencjonalnego (bez płyty), obciążonego siłą poziomą $Q_o = 250$ kN i momentem zginającym $M_o = 1000$ kNm wyznaczone na podstawie obliczeń wynosi odpowiednio: $y = 21,1$ mm i $\delta = 0,00676$ rd. Obliczone wartości są bliskie wartościom uzyskanym z badań polowych pala średnicy 1,2 m i długości 5 m, gdzie przy takim samym obciążeniu pala zmierzone ugięcie głowicy wyniosło $y = 18$ mm.

W 35 krokach obliczeń iteracyjnych pala hybridowego wyznaczono zredukowaną wartość obciążenia głowicy pala: $Q_p = 213$ kN, $M_p = 703$ kNm, która jest równoważna efektowi działania płyty wspornikowej. Obliczone przemieszczenie pala wywołane tym obciążeniem wyniosło $y_p = 13$ mm i wartość tę można przyjąć jako ostateczny wynik ugięcia głowicy pala hybridowego.

Efektywność działania płyty pala hybridowego opisana wartością współczynnika efektywności działania płyty $E_p = 1,62$ jest porównywalna z wynikiem 1,70 uzyskanym z porównania ugięć pala z płytą i bez płyty w badaniach terenowych. Nieco większa wartość współczynnika może wskazywać na większy odpór gruntu na czołowej powierzchni płyty badanego pala hybridowego.

8. Podsumowanie

Na przykładzie budowy ściany oporowej w Krynicy pokazano, że oddziaływanie ośrodka gruntowego na pal hybridowy, to znaczy połączony z poziomą płytą wspornikową, zmniejsza przemieszczenia poziome palisadowej konstrukcji oporowej oraz redukuje moment zginający w trzonach pali. Uwzględnienie współpracy płytowego zwieńczenia z palisadą i podłożem gruntowym umożliwia przekazanie na fundament większego obciążenia poziomego niż w przypadku pomijania tej współpracy.

Racjonalne projektowanie fundamentów hybridowych wymaga dokładniejszego rozpoznania ich stateczności, z określeniem rzeczywistych wartości przemieszczeń, gdyż to one zwykle decydują o warunkach użytkowania budowli oporowych. Ustalanie przebiegu zmian przemieszczeń fundamentu hybridowego z uwzględnieniem jego współdziałania z gruntem zalegającym w strefie wpływu płytowego wspornika jest możliwe z zastosowaniem procedury iteracyjnej zaproponowanej w referacie.

Literatura

- Ashour M., Norris G. (2000). Modeling lateral soil-pile response on soil-pile interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 5, 420-427.
- Motak E. (1988). Fundamenty Bezpośrednie – Wzory, Tablice, Przykłady. *Arkady*, Warszawa.
- Odrobiński W. (1990). Poziome Obciążenie Pali. Analiza Nośności i Przemieszczeń. *Prace IBW PAN*, Gdańsk.
- Trojnar K. (2004). Badania modelowe współpracy z podłożem fundamentów hybridowych obciążonych poziomo. W: *Materiały Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 2004*, 265-272.
- Trojnar K. (2007). Współpraca fundamentów hybridowych z podłożem pod obciążeniem bocznym. Modelowanie numeryczne. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 6/2007, 374-379.
- Trojnar K. (2009). Stateczność Fundamentów Hybridowych Obciążonych Poziomo. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej*, Rzeszów.
- Trojnar K. (2013). Lateral stiffness of hybrid foundations – field investigations and 3D FEM analysis. *Géotechnique*, Vol. 63, No. 5, 341-353.

DESIGN OF HYBRID FOUNDATIONS ON LATERAL LOAD

Abstract: Efficient design of retaining structures needs defining the stability of the piles and their actual displacement values as they decide the use of the building. Consideration of the soil – pile – cap interaction makes it possible to put more horizontal load on the pile foundation, than when such interaction is ignored. Since it is not possible to completely define such problems, the effect of the pile cap on load capacity is omitted while analysing soil embedded constructions subjected to high lateral load. The paper presents problems of design of horizontally loaded foundations with regard to their interaction with soil in the three dimensional state of strain.

IDENTYFIKACJA KONSYSTENCJI GRUNTÓW MAŁO SPOISTYCH NA PODSTAWIE CHARAKTERYSTYK PENETRACJI Z BADANIA STATYCZNEGO SONDOWANIA

Wojciech TSCHUSCHKE*

Katedra Geotechniki, Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu, ul. Piątkowska 94, 61-649 Poznań

Streszczenie: W pracy przedstawiono procedurę identyfikacji stanu konsystencji gruntów mało spoistych na podstawie parametrów penetracji z badania sondowania statycznego. Wskazano na czynniki, których pominięcie w analizie prowadzić może do błędnej interpretacji wyników badania. Zaproponowano postać związku empirycznego umożliwiającego oszacowanie stopnia plastyczności gruntów mało spoistych na podstawie znormalizowanego oporu stożka, przez uwzględnienie czynników zewnętrznych. Wiarygodność związku korelacyjnego zweryfikowano na podstawie wyników badań laboratoryjnych.

Słowa kluczowe: grunty mało spoiste, stan konsystencji, parametry CPTU.

1. Wprowadzenie

Identyfikacja rodzaju gruntu pod względem uziarnienia zazwyczaj prowadzi do wyboru miarodajnej cechy wskaźnikowej służącej charakterystyce gruntów z uwagi na ich stan. W przypadku gruntów niespoistych identyfikatorem stanu jest najczęściej stopień zagęszczenia, podczas gdy dla gruntów spoistych powszechnie stosuje się stopień plastyczności (Wiłun, 2000). Sytuacja niejednoznacznej oceny właściwej cechy wskaźnikowej pojawia się w tak zwanych gruntach przejściowych – gruntach o uziarnieniu z pogranicza spoistych i niespoistych. Do grupy tej doskonale wpisują się grunty potocznie określane w opisie makroskopowym jako zaglinione piaski, czy silnie spiaszczone pyły. Charakterystyczną cechą tych gruntów jest to, że z jednej strony wykazują cechy spoistości, z drugiej zaś – są na tyle mało spoiste, że często nie kwalifikują się do próby wałeczowania. Bardzo niska wartość wskaźnika plastyczności sprawia, że niewielka nawet zmiana wilgotności gruntu jest przyczyną dużych niepewności oszacowania stopnia plastyczności w standardowej procedurze oceny tego parametru.

W tej sytuacji *quasi*-ciągłe badanie *in situ*, w którym rejestruje się zmiany oporów stożka może być z powodzeniem wykorzystane do określenia stanu konsystencji gruntów spoistych (Tschuschke i Wierzbicki, 1998). Warunkiem miarodajnej oceny stopnia plastyczności na podstawie oporu stożka, szczególnie

w przypadku gruntów mało spoistych, jest uwzględnienie kilku czynników związanych z uziarnieniem i pochodzeniem gruntu, stanem naprężenia oraz warunkami drenażu. Do oceny tych czynników wykorzystać można pozostałe parametry penetracji badania CPTU.

Celem niniejszej pracy było wyznaczenie takiego związku korelacyjnego.

2. Podejście tradycyjne

Dokumentacja standardowych badań geotechnicznych, bazujących na wynikach analizy makroskopowej i badań laboratoryjnych próbek gruntów pobranych z otworów badawczych, obejmuje w zakresie ustalenia stanu gruntów spoistych, jakościową lub ilościową ocenę stopnia plastyczności. Formalnie, w celu ustalenia wartości tego parametru, wystarczy odnieść wilgotność naturalną gruntu do granic konsystencji, zgodnie z równaniem:

$$I_L = \frac{w_n - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w_n - w_p}{I_p} \quad (1)$$

gdzie: w_n jest wilgotnością naturalną gruntu, w_L i w_p są granicami konsystencji – odpowiednio granicą płynności i granicą plastyczności, a I_p jest wskaźnikiem plastyczności.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: wtsch@up.poznan.pl

W przypadku gruntów, charakteryzujących się bardzo niską wartością wskaźnika plastyczności, kłopotliwa może okazać się procedura oznaczenia granicy plastyczności na podstawie próby waleczkowania. Zdarza się bowiem, że w celu niedopuszczenia do zniszczenia waleczka przed osiągnięciem wymaganej normy średnicy, próbę waleczkowania kończy się przedwcześnie, co prowadzi do oznaczenia granicy plastyczności o wartości większej niż rzeczywista. Skutkiem takiego postępowania jest zazwyczaj niedoszacowanie wartości wskaźnika i stopnia plastyczności.

Wysokie niepewności pomiarowe związane z wyznaczeniem granicy plastyczności mogą być wyeliminowane wówczas, gdy standardowe oznaczenia granic Atterberga zastąpi się badaniem stożkiem opadowym (PN-EN 1997-2:2007 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego). Wynikiem takiego badania jest określenie wskaźnika konsystencji – parametru, który zastępuje granice konsystencji w ocenie stopnia plastyczności:

$$I_{LN} = A \frac{w_n}{I_c} - B \quad (2)$$

gdzie: w_n jest wilgotnością naturalną gruntu, I_c jest wskaźnikiem konsystencji gruntu, A oraz B są współczynnikami empirycznymi zależnymi od wskaźnika konsystencji (PN-88/B-04481 Grunty Budowlane. Badania próbek gruntów).

Porównanie wyników obydwu metod wskazuje, że w silnie spiaszczonych gruntach mało spoistych badanie stożkiem opadowym przeszacowuje ocenę stopnia plastyczności w odniesieniu do tradycyjnej metody bazującej na granicach konsystencji i odwrotnie – niedoszacowuje ocenę stanu konsystencji w przypadku gruntów o uziarnieniu zdominowanym przez frakcję pyłową.

Doraźne, znacznie mniej precyzyjne oszacowanie stopnia plastyczności można uzyskać na podstawie badania penetrometrem tłoczkowym. W badaniu tym, parametrem na podstawie którego dokonuje się oceny stopnia plastyczności jest opór wciskania końcówki penetrometrem w próbkę gruntu.

$$I_L = 0,038q_f^2 - 0,312q_f + 0,666 \quad (3)$$

gdzie q_f jest oporem wciskania końcówki trzpienia penetrometru. Instrukcja obsługi penetrometru (1974) nie zaleca jednak stosowania tej metody do badania gruntów o zawartości frakcji ilowej poniżej 10%.

Najbardziej zgrubną z omawianych, metodą umożliwiającą określenie stanu konsystencji gruntów spoistych jest metoda bazująca na próbie waleczkowania, stosowana powszechnie w ramach analizy makroskopowej. Podstawą, wyłącznie jakościowej w tym przypadku, oceny stanu konsystencji gruntu jest określenie liczby cykli kulka – waleczek w próbie waleczkowania, do momentu gdy po osiągnięciu przez waleczek średnicy 3 mm ulega on zniszczeniu. O szczególnie niskiej skuteczności tej metody świadczyć

może fakt, że w przypadku gruntów mało spoistych pomyłka w wynikach próby o jeden tylko cykl waleczkowania zmienia jakościowo kwalifikację, przesuując wynik oceny do innego stanu.

W podsumowaniu omówionych powyżej, powszechnie znanych i stosowanych w praktyce, prostych metod oceny stanu konsystencji gruntów spoistych należałoby stwierdzić, że zwłaszcza w przypadku gruntów mało spoistych żadna z tych metod nie gwarantuje wiarygodnej oceny stopnia plastyczności. Z uwagi na liczne ograniczenia odnoszące się do gruntów charakteryzujących się niską wartością wskaźnika plastyczności jako preferencyjną należałoby wskazać metodę stożka opadowego, która wykorzystuje do określenia wartości stopnia plastyczności gruntu parametr pośredni, a mianowicie wskaźnik konsystencji.

3. Podejście niekonwencjonalne

W praktyce inżynierskiej powszechnie wykorzystuje się procedury umożliwiające ocenę stopnia zagęszczenia gruntów niespoistych na podstawie oporu stożka (Sikora, 2006; Tschuschke, 2006; Mayne, 2007). Stosunkowo łatwo można wykazać, że uzasadnionym jest również poszukiwanie zależności korelacyjnej pomiędzy oporem statycznie wciskanego w podłoże stożka, a stanem konsystencji gruntu spoistego (Liszkowski i in., 2004). Jeżeli bowiem z jednej strony, odnieść się do wytrzymałościowej definicji wskaźnika konsystencji, na podstawie którego szacuje się wartość stopnia plastyczności (2), z drugiej zaś strony przytoczyć liczne przykłady związków korelacyjnych pomiędzy wytrzymałością na ścinanie bez odpływu a oporem stożka, to w sposób oczywisty poszukiwać można bezpośredniej zależności pomiędzy oporem stożka i stopniem plastyczności. Różnica w ocenie stopnia plastyczności i wytrzymałości na ścinanie bez odpływu na podstawie oporu stożka, wynika z warunków badania. W pierwszym przypadku badanie jest wykonywane dla pozbawionej struktury pasty gruntowej, natomiast w przypadku drugim – gruntu w złożu o naturalnej makrostrukturze, w określonych warunkach drenażu i rzeczywistym stanie naprężenia. Zdefiniowanie i uwzględnienie w analizie czynników różnicujących te badania ma na celu podniesienie wiarygodności poszukiwanego związku.

W standardowym badaniu sondowania statycznego (CPTU) rejestrowane są w sposób *quasi*-ciągły, z przyrostem głębokości sondowania trzy charakterystyki penetracji: opór stożka – q_c , tarcie na tulei ciernej – f_s i nadwyżka ciśnienia wody w porach – u_c (rys. 1). Rejestrowane parametry testu są parametrami obciążonymi i wymagają zazwyczaj normalizacji i standaryzacji.

Geometria piezostożka powoduje, że ciśnienie wody w porach wpływa na rejestrowaną wartość oporu stożka. W celu wyeliminowania tego wpływu, opór stożka normalizuje się zgodnie z formułą zapisaną równaniem:

$$q_t = q_c + (1 - a)u_c \quad (4)$$

gdzie: q_t jest znormalizowanym oporem stożka, q_c jest wartością oporu stożka zarejestrowaną podczas badania, a jest współczynnikiem powierzchni stożka netto, natomiast u_c jest zarejestrowanym w badaniu ciśnieniem wody w porach.

Istotność normalizacji tego parametru sondowania ma tym większe znaczenie im niższe są mierzone wartości oporów stożka oraz im wyższe są nadwyżki ciśnienia wody w porach. Zazwyczaj normalizacja oporu stożka ze względu na wpływ nadwyżki ciśnienia wody w porach może być pominięta w gruntach niespoistych.

Zmianę stanu naprężenia w podłożu wynikającą ze zmieniającej się głębokości sondowania, uwzględnia się normalizując opór stożka przez składową pionową naprężenia geostatycznego:

$$q_n = q_t - \sigma_{vo} \quad (5)$$

gdzie: q_n jest oporem stożka netto, a σ_{vo} jest składową pionową naprężenia geostatycznego.

Wynik łącznej normalizacji (4) i (5) w przypadku rejestracji negatywnych wartości ciśnienia wody w porach prowadzić może do znacznej niekiedy redukcji wartości oporów stożka, podczas gdy rejestrowane wysokie nadwyżki ciśnienia wody w porach powodują wzajemne znoszenie się efektów normalizacji.

Istotnym elementem procedury oceny stanu konsystencji gruntu na podstawie parametrów testu CPTU jest identyfikacja rodzaju gruntów budujących analizowane podłoże. Najczęściej wykorzystywanym w systemach klasyfikacyjnych metody sondowania statycznego identyfikatorem jest współczynnik tarcia:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100\% \quad (6)$$

gdzie: f_s jest rejestrowaną wartością tarcia na tulei ciernej, a q_c jest znormalizowanym oporem stożka (4).

Większość systemów klasyfikacyjnych identyfikuje jako grunty niespoiste takie, dla których współczynniki tarcia nie przekraczają zazwyczaj wartości 1,5%. Natomiast grunty spoiste charakteryzują współczynniki tarcia zdecydowanie większe od jedności. W dużym uproszczeniu takie są założenia teoretyczne, w praktyce obserwuje się jednak, że grunty mało spoiste często wykraczają poza ramy kryteriów klasyfikacyjnych (Mayne, 2007). Doskonałym przykładem obrazującym niestandardowe, w kontekście przyjętych kryteriów klasyfikacyjnych, wyniki badania sondowania statycznego jest profil geotechniczny zilustrowany na rysunku 2. Analiza rozkładu współczynnika tarcia z głębokością wskazuje jednoznacznie, że w prezentowanym przykładzie poniżej głębokości 10 m ($0,4 < R_f < 1,1$) należałoby zidentyfikować w podłożu strefę zalegania gruntów niespoistych, podczas gdy wyniki kontrolnych badań laboratoryjnych dokumentują występowanie głównie piasków gliniastych. Pomocnym w podobnym przypadku, pod warunkiem wykonania sondowania techniką CPTU, jest drugi parametr testu, tak zwany parametr ciśnienia porowego (7), umożliwiający weryfikację wyników analizy wstępnej:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} = \frac{\Delta u}{q_n} \quad (7)$$

gdzie: u_2 jest ciśnieniem wody w porach rejestrowanym przez filtr umieszczony bezpośrednio za ostrzem stożka, u_0 jest ciśnieniem wody w porach *in situ* w poziomie penetracji stożka przed badaniem, q_t jest znormalizowaną wartością oporu stożka (4), σ_{vo} jest składową pionową naprężenia geostatycznego, Δu jest nadwyżką ciśnienia wody w porach, a q_n jest oporem stożka netto (5).

W gruntach niespoistych, które charakteryzują warunki pełnego drenażu, nie rejestruje się nadwyżki ciśnienia wody w porach podczas penetracji stożka, a mierzone w badaniu ciśnienia wody odpowiadają ciśnieniu hydrostatycznemu ($u_2 \approx u_0$). W gruntach mało spoistych warunki częściowego drenażu prowadzą do rejestracji różnych od hydrostatycznych wartości ciśnienia wody w porach, które wyrażone parametrem ciśnienia porowego umożliwiają określenie kryterium identyfikującego te grunty: $B_q < 0$ lub $B_q > 0,1$ (Mayne, 2007). Uwzględniając powyższe kryteria w analizowanym wcześniej przykładzie (rys. 2) weryfikuje się wyniki wstępnej analizy do oceny zgodnej z oceną dokonaną na podstawie badań laboratoryjnych. Weryfikacja taka możliwa jest jednak wyłączenie wówczas, gdy badanie sondowania statycznego wykonane jest techniką CPTU. Badanie CPT bez pomiaru ciśnienia wody w porach nie gwarantuje wiarygodnej identyfikacji rodzaju i stanu gruntów w podłożu. Przydatnym wskaźnikiem jakościowej oceny stanu konsystencji gruntów spoistych może być również wartość zarejestrowanego w badaniu ciśnienia wody w porach odniesiona do ciśnienia hydrostatycznego (u_2 / u_0).

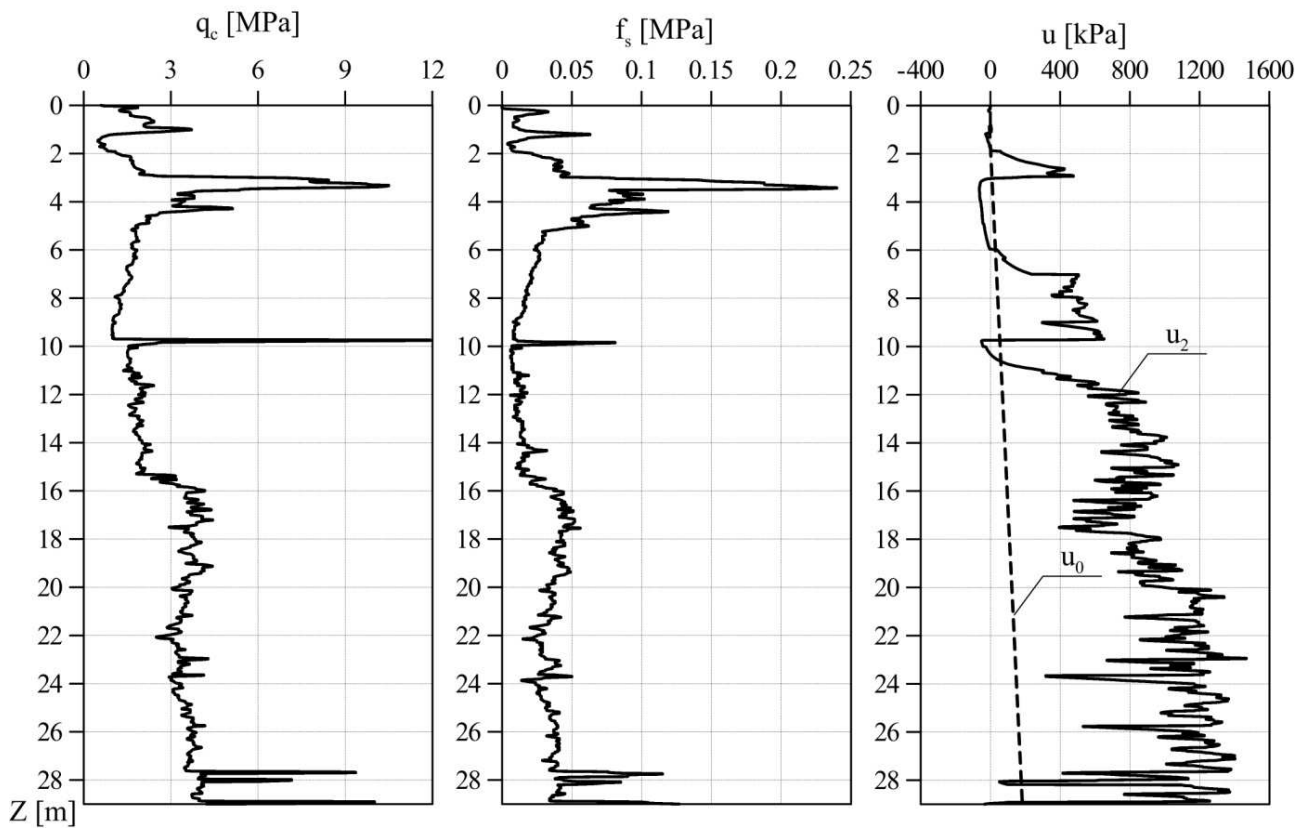
Literatura dotycząca problematyki wykorzystania wyników badania sondowania statycznego w celu określenia stopnia plastyczności gruntów spoistych podłoża nie jest bogata. W odróżnieniu bowiem od praktyki krajowej, parametr ten nie znalazł w innych krajach tak powszechnego zastosowania. Znane z literatury związki ograniczają się wyłącznie do zależności empirycznych, często o charakterze lokalnym. Zagadnienie regionalności w przypadku analizowanego związku ma istotne znaczenie na jego wiarygodność (Sikora, 2006).

Liszkowski i in. (2004) podają ogólną postać związku korelacyjnego pomiędzy stopniem plastyczności i oporem stożka, różnicując wartości współczynników regresji dla poszczególnych rodzajów i grup genetycznych gruntów spoistych:

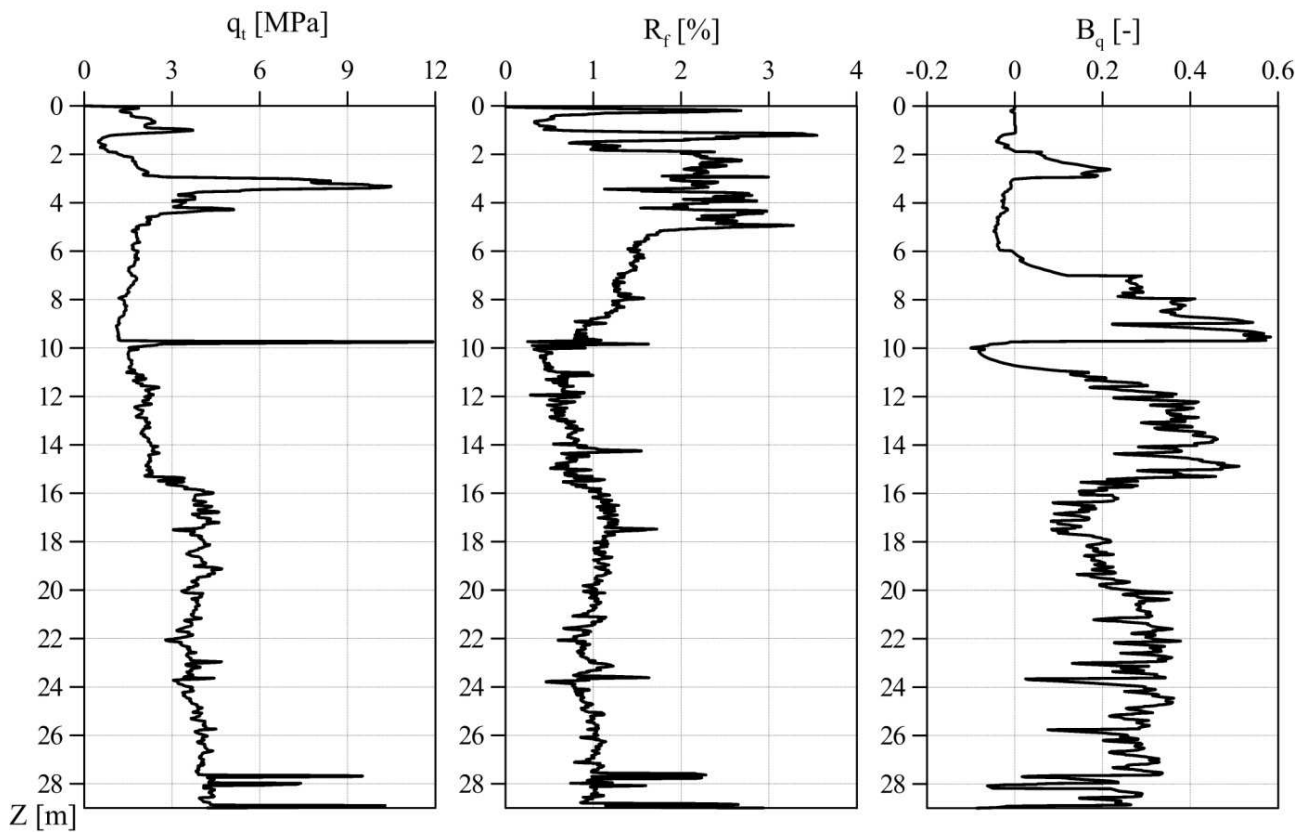
$$I_L = a - b \ln(q_n) \quad (8)$$

gdzie: a i b są współczynnikami regresji, a q_n jest oporem stożka netto (5).

Dla gruntów bardzo spoistych, charakteryzujących się średnią wartością współczynnika tarcia $R_f = 5,83\%$, bez uwzględnienia genezy tych gruntów, współczynniki regresji wynoszą: $a = b = 0,235$, natomiast różnicując tę grupę gruntów ze względu na pochodzenie,



Rys. 1. Standardowe parametry penetracji zarejestrowane w badaniu sondowania statycznego CPTU



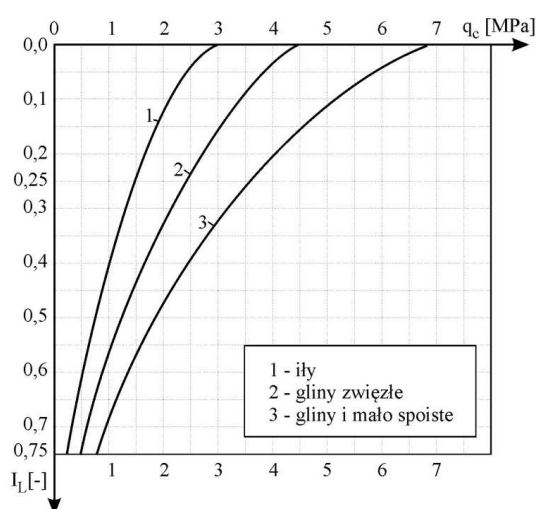
Rys. 2. Znormalizowane parametry penetracji dla badania CPTU

współczynniki regresji zmieniają się w zakresie: $a = 0,230-0,265$ i $b = 0,213-0,247$. Dla grupy gruntów związła spoistych, wyróżniających się średnią wartością współczynnika $R_f = 3,53\%$, współczynniki regresji bez podziału na grupy genetyczne wynoszą: $a = 0,304$ i $b = 0,194$ oraz w przypadku uwzględnienia genezy tych gruntów ich wartości zmieniają się w zakresie $a = 0,271-0,375$ i $b = 0,147-0,254$. Dla ostatniej z analizowanych grup, gruntów średnio spoistych ($R_f = 2,65\%$) współczynniki regresji wynoszą odpowiednio: $a = 0,416$ i $b = 0,284$ oraz w przypadku uwzględnienia genezy tych gruntów $a = 0,344-0,500$ i $b = 0,238-0,333$. Przedstawiona powyżej analiza nie uwzględnia grupy gruntów mało spoistych.

Wprowadzając do rozwiązania drugą zmienną, która może być również jednym z parametrów sondowania związanym z uziarnieniem, uzyskuje się bardziej ogólną postać związku, kosztem jednak utraty poziomu jego istotności (Tschuschke i Wierzbicki, 1998). Ograniczeniem do stosowania zależności wyrażonej równaniem (9) jest wymagana wartość współczynnika tarcia $R_f > 2\%$, co w zasadzie wyklucza z analizy grupę gruntów mało spoistych.

$$I_L = 1,34 \cdot q_n^{(-1,72)} \cdot R_f^{(-2,04)} \quad (9)$$

Starsze zależności korelacyjne cytowane w literaturze prezentowane są zazwyczaj w postaci diagramów interpretacyjnych. Przykład takiego diagramu przedstawia rysunek 3 (Wiłun, 2000). Wspólną cechą powyższych rozwiązań jest to, że stopień plastyczności gruntu określa się na podstawie oporu stożka wyznaczonego w badaniu stożkiem mechanicznym Begemanna, a więc w warunkach znacznie odbiegających od standardu badania testu CPTU.

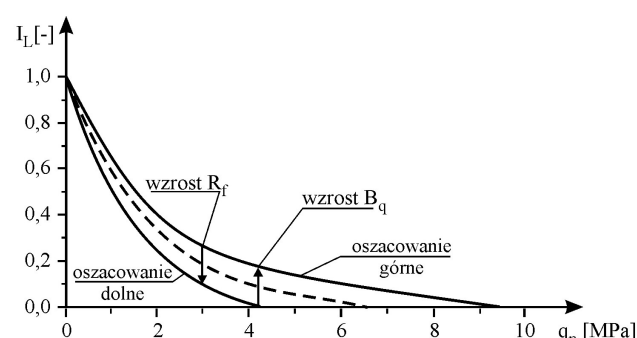


Rys. 3. Wykres zależności pomiędzy oporem stożka i stopniem plastyczności (Wiłun, 2000)

4. Wyniki badań

Wiele zrealizowanych na przestrzeni ostatnich lat w kraju inwestycji, w tym również drogowych, w istotny sposób

przyczyniło się do znacznej intensyfikacji badań geotechnicznych. Duża część tych badań wykonana była metodą sondowania statycznego przy współudziale kalibracyjnych badań laboratoryjnych. Powstała w ten sposób obszerna baza danych, która wykorzystana została do skonstruowania systemu interpretacyjnego oceny stanu konsystencji gruntów mało spoistych na podstawie parametrów penetracji z badania sondowania statycznego. Na powyższą bazę danych składało się ponad 650 wyników badań laboratoryjnych służących ocenie stopnia plastyczności oraz ponad 400 diagramów badania sondowania statycznego, z których do analizy statystycznej wyselekcjonowano 170 testów CPTU, zrealizowanych dla podłoża geotechnicznych, w obrębie których udokumentowano występowanie gruntów mało spoistych. Podjęta próba skonstruowania takiego związku podyktowana została faktem niskiej precyzji oceny stopnia plastyczności gruntów mało spoistych na podstawie związków korelacyjnych dostępnych w literaturze. Wyniki przeprowadzonej analizy wskazały zakres obszaru zmienności związku korelacyjnego dla grupy gruntów mało spoistych. Związek korelacyjny wyznacza zależność (8) pomiędzy stopniem plastyczności określonym na podstawie badania laboratoryjnego stożkiem opadowym i wartością oporu stożka netto, znormalizowanego o wpływ ciśnienia wody w porach zarejestrowanego w badaniu CPTU (rys. 4). Współczynniki regresji równania (8) dla wszystkich analizowanych wyników badań gruntów mało spoistych bez względu na ich pochodzenie wynoszą odpowiednio: $a = 0,27$ i $b = 0,55$. Oszacowanie górne zależności, dla którego wartości współczynników regresji równania (8) wynoszą: $a = 0,25$ i $b = 0,60$, odnosi się do gruntów prekonsolidowanych o uziarnieniu z pogranicza piasków gliniastych i piasków.

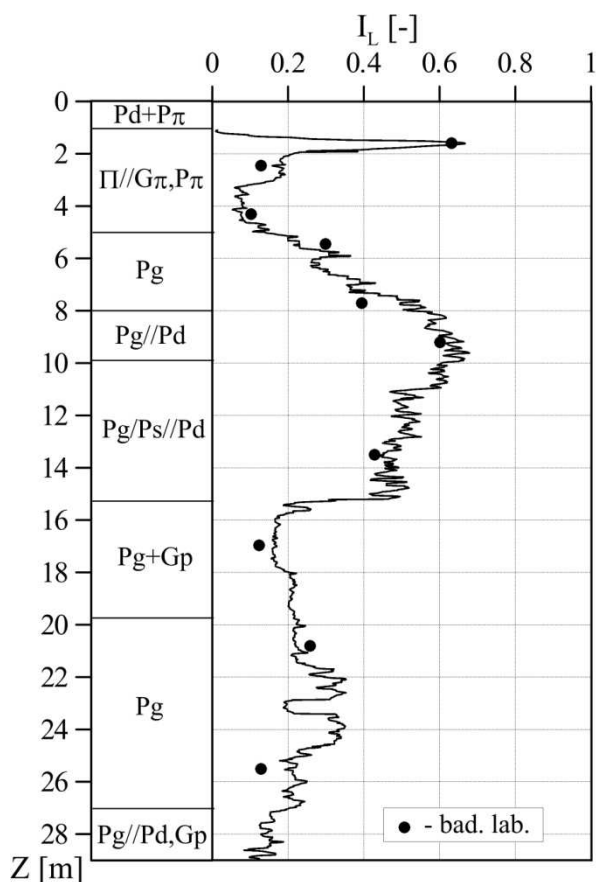


Rys. 4. Graficzna interpretacja związku korelacyjnego pomiędzy oporem stożka netto i stopniem plastyczności dla gruntów mało spoistych

Grunty tego rodzaju wyróżniają wartości współczynników tarcia $R_f = 0,5-1,5\%$ oraz wysokie wartości parametru ciśnienia porowego $B_q > 0,2$. Grunty mało spoiste normalnie konsolidowane lub nieznacznie prekonsolidowane o uziarnieniu zdominowanym przez frakcję pyłową wyróżniają wyższe wartości współczynnika tarcia $R_f = 2,5-3,0\%$ oraz wartości parametru ciśnienia porowego $B_q \gg 0$ z możliwością rejestracji negatywnych wartości ciśnienia wody

w porach. Dla gruntów o zbliżonych wartościach parametrów penetracji właściwszym rozwiązaniem jest dolne oszacowane zależności, dla której wyznaczono wartości współczynników regresji na poziomie: $a = 0,25$ i $b = 0,44$.

Wiarygodność związku korelacyjnego zweryfikowana została na analizowanych diagramach badania CPTU. W tym celu wyznaczono rozkłady stopnia plastyczności oszacowane na podstawie zależności korelacyjnej, a następnie porównano z odpowiednimi wartościami stopnia plastyczności określonymi z badań laboratoryjnych. Przykład analizy porównawczej odnoszącej się do wyników badania CPTU przedstawionych na rysunkach 1 i 2 prezentuje rysunek 5.



Rys. 5. Przykład analizy porównawczej oszacowania stopnia plastyczności gruntów na podstawie metody CPTU oraz z badań laboratoryjnych

5. Podsumowanie

Analiza wyników badań sondowań statycznych oraz wyników kalibracyjnych badań laboratoryjnych wykazała, że do oceny stopnia plastyczności gruntów mało spoiстых mogą być wykorzystane parametry sondowania statycznego. Zaproponowany związek empiryczny wyznaczono dla próby statystycznej o dużej liczebności, obejmującej grunty o zróżnicowanym pochodzeniu, uziarnieniu i stanie konsystencji. Ocena wiarygodności analizowanego związku wykazała, że ze względu na specyficzne właściwości gruntów mało spoiстых oraz

trudności metodyczne związane z oceną stanu konsystencji tych gruntów, niezbędna jest normalizacja i standaryzacja parametrów penetracji. Uwolnienie rejestrowanych parametrów sondowania od wpływu czynników zewnętrznych wymaga przeprowadzenia badania sondowania statycznego techniką CPTU z pomiarem ciśnienia wody w porach. Z wniosku tego wynika kolejny wniosek praktyczny, że badanie techniką CPT nie gwarantuje poprawności oceny rodzaju i stanu konsystencji gruntów, szczególnie z grupy gruntów mało spoiстых. Niewątpliwą zaletą oceny stopnia plastyczności na podstawie metody statycznego sondowania jest uzyskanie ciągłego rozkładu z głębokością wyników oszacowania analizowanej cechy oraz identyfikacja trendu zmian w podłożu stanu konsystencji, z ewentualnym wskazaniem lokalizacji i zasięgu stref gruntów charakteryzujących się uplastycznieniem wywołanym lokalnym kontaktem z wodą gruntową

Literatura

- Instrukcja obsługi penetrometru wciskowego PW-1. (1974). Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Techniki Geologicznej. Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa
- Liszowski J., Tschuschke M., Młynarek Z., Tschuschke W. (2004). Statistical evaluation of the dependence of the liquidity index and undrained shear strength of CPTU parameters in cohesive soils. W: *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. A. V. Fonseca and P. W. Mayne (Eds.). Millpress, Rotterdam, Vol. 1, 979-985.
- Mayne P.W. (2007). Cone Penetration Testing. A Synthesis of Highway Practice. *Transportation Research Board*, NCHRP 368, Washington D.C.
- Sikora Z. (2006). Sondowania Statyczne. Metody i Zastosowanie w Geoinżynierii. *Wydawnictwo Naukowo-Techniczne*, Warszawa
- Tschuschke W. (2006). Sondowania Statyczne w Odpadach Poflotacyjnych. *Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Budownictwo* nr 110, Gliwice.
- Tschuschke W., Wierzbicki J. (1998). Zastosowanie techniki statycznego sondowania do oceny parametrów geotechnicznych podłoża. W: *Współczesne Problemy Geologii Inżynierskiej w Polsce*. WIND, Wrocław. 107-114
- Wiłun Z. (2000). Zarys Geotechniki. *Wydawnictwo Komunikacji i Łączności*. Warszawa

IDENTIFICATION OF THE STATE OF CONSISTENCY IN LOOSELY COHESIVE SOILS BASED ON PENETRATION CHARACTERISTICS FROM CONE PENETRATION TEST

Abstract: The paper presents a procedure for the identification of the state of consistency for loosely cohesive soils based on penetration parameters from cone penetration tests. Factors were indicated, which elimination from the analysis may lead to an erroneous interpretation of testing results. A form was proposed for an empirical relationship facilitating estimation of the liquidity index for loosely cohesive soils based on cone resistance normalized by incorporation of the effect of external factors. Reliability of the correlation relationship was verified based on laboratory testing results.

Abstracts Vol. 4 No. 3

Witold BOGUSZ, Stanisław ŁUKASIK

Prognoza nośności pali na podstawie badań polowych według norm PN-EN-1997 i PN-B-02482
Prediction of pile capacity based on geotechnical investigation according to PN-EN-1997 and PN-B-02482

W pracy przedstawiono analizę nośności wierconych pali wielkośrednicowych stanowiących fundament obiektu mostowego, w ujęciu Eurokodu 7 oraz PN-83/B-02482. Nośność pali wyznaczoną z obliczeń porównano z określoną na podstawie próbnych obciążeń statycznych.

The paper presents bearing capacity analysis for large diameter piles used as bridge foundation, according to Eurocode 7 and Polish National standard PN-83/B-02482. Calculated bearing capacity of those piles was compared with capacity derived from static load tests.

Agnieszka DĄBSKA

Analiza podejścia projektowania posadowień bezpośrednich według PN-EN 1997-1:2008 na przykładzie ławy pierścieniowej pod pionowym stalowym zbiornikiem cylindrycznym
The analysis of the design approach of foundations according to PN-EN 1997-1:2008 on example of ring shaped foundation of vertical cylindrical steel tank

W artykule przedstawiono wyniki analizy porównawczej projektowania posadowień bezpośrednich pod naziemny pionowy stalowy zbiornik cylindryczny w obliczeniach stanu granicznego nośności według norm PN-EN 1997-1:2008 i PN-81/B-03020. Dla zbiornika zaprojektowanego według norm PN-EN 1993-4-2 i PN-97/B-03210, przy tych samych założeniach projektowych, dla prostych warunków geotechnicznych, zaprojektowano fundament w postaci ławy pierścieniowej i dokonano sprawdzenia stanu granicznego nośności na wypieranie gruntu spod fundamentu. Przeanalizowano wyniki obliczeń według podejścia obliczeniowego DA2* zgodnie z normą PN-EN 1997-1:2008 w odniesieniu do obliczeń wykonanych według normy PN-81/B-03020.

This paper presents the analysis of the possibility of the design approach DA2* for foundation design of the vertical cylindrical steel tank, in the calculation of the ultimate limit state according to PN-EN 1997-1:2008 with reference to PN-81/B-03020. The tank was designed according to PN-EN 1993-4-2 and PN-97/B-03210 with the same design assumptions. The ring shaped foundation was designed in simple geotechnical conditions, on the basis of the ultimate limit state. The results obtained for design approach DA2*, recommended in PN-EN 1997-1:2008, were analysed and compared with calculations obtained for PN-81/B-03020.

Katarzyna DOŁŻYK, Zenon SZYPCIO, Iwona CHMIELEWSKA

Miękka podkładka pod centralną częścią fundamentu bezpośredniego elektrowni wiatrowej
Soft comprehensive layer under the central part of wind turbine shallow foundations

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.

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.

Angelika DUSZYŃSKA, Katarzyna BIAŁEK

Problemy związane z wymiarowaniem platform roboczych

Problems related with working platform designing

W pracy przedstawiono problem wymiarowania konstrukcji służących tymczasowemu wzmocnieniu podłoża, umożliwiającemu prowadzenie robót fundamentowych na gruntach słabonośnych. Omówiono dostępne metody obliczeniowe, kładąc szczególny nacisk na metodę projektowania platform roboczych pod ciężki sprzęt do robót ziemnych przedstawioną w poradniku BRE 470 „Working platforms for tracked plant”. Analiza ma na celu określenie niezbędnej miąższości platformy roboczej przy założonych warunkach geotechnicznych. Zastosowano analizę porównawczą wykorzystując metodę Jewella oraz symulacje numeryczne przy użyciu programu Plaxis bazującego na MES.

The problem of designing of temporary constructions used for weak subgrade strengthening is presented in the paper. Firstly available designing methods are briefly talked over. Next analysis of BRE “Working platforms for tracked plant” guide is submitted in detail. The aim of the analysis was to calculate the necessary thickness of working platform, over well-known conditions. It was decided to use Jewell’s and numeric analysis with use of the Plaxis programme which base on FEM for this aim.

Grzegorz KACPRZAK, Pavel KRAVCHENKO, Wawrzyniec SMOLAK

Rozkład obciążenia na elementy fundamentu płytowo-palowego posadowionego na podłożu słabonośnym

Load distribution between elements of piled raft foundation in weak ground

Artykuł prezentuje wyniki badań modelowych układu płyta-pale posadowionego na podłożu słabonośnym – luźnym piasku pylastym, charakteryzującym warunki gruntowe rejonu Petersburga. W czasie zwiększania obciążenia na układ płyta-pale zaobserwowano trzy etapy rozdziału obciążenia: początkowa dominująca rola pali, wzrastający udział płyty, stabilizacja rozdziału przy dalszym wzroście obciążenia.

This paper presents results of a piled-raft foundation model experiment in loose sand, which is typical soil for Saint Petersburg region. While increasing the load on the analysed system, three stages of load distribution between the elements were observed: the initial dominance of the piles, increasing role of the raft, stabilisation of load transfer into piles and raft.

Simon RABARIJOELY, Stanisław JABŁONOWSKI, Kazimierz GARBULEWSKI

Dobór parametrów gruntów w projektowaniu geotechnicznym z wykorzystaniem teorii Bayesa

Selection of soil parameters in geotechnical design with application of the Bayesian theory

W projektowaniu geotechnicznym według zasad i reguł podanych w Eurokodzie 7, jednym z najważniejszych zadań inżynierskich jest dobór parametrów do sprawdzenia wszystkich stanów

granicznych, możliwych do wystąpienia w projektowanych budowlach. Doboru parametrów należy dokonać etapami. Najczęściej wyróżnia się cztery następujące etapy: etap 1 – określenie parametrów pomierzonych, etap 2 – określenie parametrów wyprowadzonych, etap 3 – określenie parametrów charakterystycznych, etap 4 – określenie parametrów obliczeniowych. Etap 3 należy uznać za strategiczny w doborze parametrów, które zostaną zastosowane do sprawdzenia stanów granicznych nośności i użyteczności projektowanych obiektów budowlanych. W określaniu wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych, w tym wytrzymałościowych i odkształceniowych, należy w sposób ostrożny i przemyślany zastosować metody statystyczne, zarówno klasyczne, jak i „bayesowskie”. Analiza statystyczna Bayesa uzasadniona jest w przypadku dysponowania i uwzględniania w doborze parametrów wartości „*a priori*”, na przykład wartości eksperckich parametrów geotechnicznych lub w przypadku możliwości powiększenia liczebności zbiorów parametrów i danych geotechnicznych, co stanowi podstawę projektowania metodą „*obserwacyjną*”. W artykule przedstawiono zasady analizy statystycznej danych geotechnicznych, a zwłaszcza parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntów spoistych z wykorzystaniem teorii Bayesa. Do analizy statystycznej zastosowano opracowany w ramach projektu badawczego numeryczny pakiet *BAYANAL*. Pakiet *BAYANAL* powinien znaleźć szerokie zastosowanie w praktyce projektowania geotechnicznego w Polsce i umożliwić dobór parametrów geotechnicznych miarodajnych do projektowania bezpiecznych obiektów budowlanych.

This paper presents the application of statistical approaches to the determination of geotechnical parameters required in the geotechnical designing. Besides the classical approach the Bayesian theory was described and recommended in selection of soil parameters. The paper contains example of using the classical and the Bayesian approach in estimation of characteristic values of geotechnical parameters. Finally, description of the numerical program *BAYANAL* with user manual to select geotechnical parameters with application of the Bayesian theory was included.

Katarzyna STELMACH, Joanna BZÓWKA

Charakterystyka podłoża gruntowego na podstawie korelacji parametrów otrzymanych z badań geofizycznych i geotechnicznych

Subsoil characteristics on the basis of parameter correlations estimated from geophysical and geotechnical tests

W pracy podjęto próbę korelacji wybranych parametrów otrzymanych z badań geofizycznych i geotechnicznych. Zestawiono wyniki geofizycznych sondowań oraz profilowań elektrooporowych z sondowaniami CPT, stanowiącymi podstawę do rozpoznania warunków gruntowo-wodnych podłoża. Badania geofizyczne i geotechniczne zostały wykonane pod projektowaną autostradą A1 w rejonie Częstochowy w województwie śląskim.

In the paper there is a correlation sample of selected parameters estimated from geophysical and geotechnical tests. The comparison of geophysical sounding and elektroresistance profiling with CPT tests is the basis for recognizing subsoil conditions. Geophysical and geotechnical tests were carried out for a new designed A1 motorway at the area of Częstochowa in the Silesia region.

Krzysztof STERNIK, Szymon KITA

Koszt realizacji jako kryterium wyboru sposobu posadowienia budynku

Costs of foundation construction as the selection criterion for the choice of foundation type

W praktyce inżynierskiej występują przypadki, w których ze względów technicznych możliwe jest przyjęcie alternatywnych sposobów posadowienia. Wówczas o sposobie posadowienia decyduje koszt jego realizacji. W artykule przedstawiono zestawienie kosztów zaprojektowanego posadowienia bezpośredniego i pośredniego hali z zadaniem łukowym. Zadanie oparte jest na ścianach o zróżnicowanej wysokości. Rozważa się dwie wysokości ścian ponad poziom terenu: 60 cm i 370 cm. Od wysokości ścian uzależnione są przede wszystkim wielkości sił poziomych oraz mimośrodków obciążenia fundamentów. To wpływa na wymiary i ciężar fundamentów, a w konsekwencji na koszty realizacji posadowienia. Zestawienie kosztów pokazuje, że nawet w gruntach nośnych bardziej opłacalny może okazać się fundament palowy.

In engineering practice there are cases in which, for technical reasons, it is possible to adopt alternative ways of foundation. Then, the final decision on the type of foundation is taken based on the cost of its implementation. The paper presents a bill of costs for shallow and deep foundations designed for a hall with vaulted roof. Roofing is based on the walls of various heights. Two wall heights are considered: 60 cm and 370 cm. It determines the magnitude and eccentricities of forces acting on the foundations as well as foundations' dimensions. The consequence is the changing costs of the foundations. As the result of the cost comparison the advantage of a deep foundation is exhibited even in the case of good ground conditions.

Krzysztof TROJNAR

Projektowanie fundamentów hybrydowych obciążonych poziomo

Design of hybrid foundations on lateral load

W referacie podano zasady obliczania fundamentu hybrydowego wraz z przykładem liczbowym. Przedstawiono sposób budowy ściany oporowej posadowionej na fundamencie hybrydowym i przeanalizowano zachowanie się konstrukcji w gruncie. Podano algorytm obliczania pali hybrydowych, uwzględniający redukcję przemieszczeń bocznych palisady oraz zmniejszenie wartości momentu zginającego w trzonach pali. W przykładzie obliczeniowym porównano uzyskane wyniki z danymi pochodzącymi z badań terenowych uzyskując zadowalającą zgodność wartości obliczonych z pomierzonymi.

Efficient design of retaining structures needs defining the stability of the piles and their actual displacement values as they decide the use of the building. Consideration of the soil – pile – cap interaction makes it possible to put more horizontal load on the pile foundation, than when such interaction is ignored. Since it is not possible to completely define such problems, the effect of the pile cap on load capacity is omitted while analysing soil embedded constructions subjected to high lateral load. The paper presents problems of design of horizontally loaded foundations with regard to their interaction with soil in the three dimensional state of strain.

Wojciech TSCHUSCHKE

Identyfikacja konsystencji gruntów mało spoiстых na podstawie charakterystyk penetracji z badania statycznego sondowania

Identification of the state of consistency in loosely cohesive soils based on penetration characteristics from cone penetration test

W pracy przedstawiono procedurę identyfikacji stanu konsystencji gruntów mało spoiстых na podstawie parametrów penetracji z badania sondowania statycznego. Wskazano na czynniki, których pominięcie w analizie prowadzić może do błędnej interpretacji wyników badania. Zaproponowano postać związku empirycznego umożliwiającego oszacowanie stopnia plastyczności gruntów mało spoiowych na podstawie znormalizowanego oporu stożka, przez uwzględnienie czynników zewnętrznych. Wiarygodność związku korelacyjnego zweryfikowano na podstawie wyników badań laboratoryjnych.

The paper presents a procedure for the identification of the state of consistency for loosely cohesive soils based on penetration parameters from cone penetration tests. Factors were indicated, which elimination from the analysis may lead to an erroneous interpretation of testing results. A form was proposed for an empirical relationship facilitating estimation of the liquidity index for loosely cohesive soils based on cone resistance normalized by incorporation of the effect of external factors. Reliability of the correlation relationship was verified based on laboratory testing results.