

Katarzyna DOŁŻYK*
Politechnika Białostocka

NACISK ŁAWY FUNDAMENTOWEJ NA PIASKI

Streszczenie. W pracy przedstawiono rozkład naprężeń w podstawie fundamentu oraz strefy uplastycznienia podłoża dla ław fundamentowych „sztywnych” i „wiotkich” posadowionych na piaskach luźnych i zagęszczonych. Wykazano, że dla poziomego obciążenia stosowanego w praktyce inżynierskiej można przyjmować liniowy rozkład naprężeń w podstawie fundamentu.

THE PRESSURE OF STRIP FOUNDATION ON SANDS

Summary. The area plasticity of subsoil and the stress distribution in the base of „rigid” and „flexible” strip foundation on loose and compacted sand are showed in this paper. It was stated that linear stress distribution in the base of foundation is acceptable in engineering practice.

1. Wprowadzenie

W klasycznym, inżynierskim projektowaniu fundamentów bezpośrednich analizuje się stany graniczne nośności i stany graniczne użytkowania. Przy analizowaniu stanów granicznych nośności, graniczną nośność podłoża określa się z rozszerzonej formuły Terzagiego, traktując podłoże jako ośrodek sztywno-idealnie plastyczny. Wyznaczając prawidłowo wartości parametrów wytrzymałościowych: kohezji – c i kąta tarcia wewnętrznego – Φ , możliwe jest prawidłowe określenie nośności fundamentu.

Analizując stany graniczne użytkowania, zakłada się, że podłoże jest ośrodkiem „sprężystym”, a fundament jest idealnie wiotki. Obliczając naprężenia w podłożu (osiadania

* Opiekun naukowy: Dr hab. inż. Zenon Szpicio

fundamentu), przyjmuje się zwykle liniowy rozkład naprężeń w podstawie fundamentu. Powstaje naturalne pytanie, czy taka procedura postępowania umożliwia prawidłowe określenie wartości sił wewnętrznych w konstrukcji fundamentu.

W pracy przedstawiono rozkład naprężeń pionowych i stycznych w podstawie szorstkiej żelbetowej ławy fundamentowej o szerokości $B=2,0$ m i wysokości $h=60$ cm oraz $h=150$ cm, obciążonej osiowo. Ławę o wysokości $h=60$ cm nazwano „wiotką”, a ławę o wysokości $h=150$ cm – „sztywną”. Obliczenia wykonano korzystając z programu *PLAXIS 2D Version 8* [5] dla modelu sprężysto-idealnie plastycznego Coulomba-Mohra przy wykorzystaniu koncepcji średniej ważonej wartości kąta tarcia wewnętrznego piasku – Φ_{mw} [6].

2. Ława fundamentowa

Obliczenia wykonano dla dwóch żelbetowych ław fundamentowych z betonu klasy B20. Ława o wysokości $h=60$ cm, zwana dalej „wiotką”, o $EA=17400000$ kN/m i $EJ=522000$ kNm²/m oraz ława fundamentowa o wysokości $h=150$ cm, zwana dalej „sztywną”, o $EA=43500000$ kN/m i $EJ=8156250$ kNm²/m. Obie ławy będą traktowane jako szorstkie, obciążenie ławy jest liniowe i przyłożone jest w osi symetrii ławy. Obliczenia wykonano dla ław o zagłębieniu $D=0,1B$, gdyż takie zagłębienie zwykle obserwuje się przy badaniach nośności powierzchniowych ław fundamentowych [6].

3. Podłoże gruntowe

Podłoże stanowi jednorodny piasek (Piasek Toyoura) o stopniu zagęszczenia $I_D=0,80$ i $I_D=0,3$ oraz odpowiednio $\gamma = 15,7$ kN/m³ i $\gamma = 14,1$ kN/m³. Zakłada się, że zwierciadło wody gruntowej znajduje się poniżej strefy oddziaływania ławy fundamentowej i nie ma wpływu na rozwiązanie. W obliczeniach wykorzystano koncepcję średniej ważonej wartości kąta tarcia wewnętrznego, przedstawionej w pracy [6]. W koncepcji tej przyjmuje się, że korzystając z równania określającego nośność ławy fundamentowej zgodnie z propozycją Eurocodu 7

$$q_u = \gamma D N_q + 0,5\gamma B N_\gamma, \quad (1)$$

gdzie:

$$N_q = \exp(\pi \operatorname{tg} \Phi_{mw}) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_{mw}}{2} \right), \quad (2a)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \Phi_{mw}, \quad (2b)$$

D – jest głębokością posadowienia,

γ – ciężarem objętościowym ośrodka,

natomiast

$$\Phi_{mw} = \Phi_{cv} + 0,82 + 7,65 I_D + 0,39 I_D (34^\circ - \Phi_{cv}) + 1,73 I_D^2 \left(\frac{1}{B} \right), \quad (3)$$

Φ_{cv} jest kątem tarcia wewnętrznego w stanie krytycznym, a szerokość łąwy B wyrażona jest w metrach. Dla piasku Toyoura $\Phi_{cv} = 34^\circ$ [3]. Parametry modelu sprężysto-idealnie plastycznego piasku określono korzystając z klasycznej już pracy Boltona [1]. Szczegółową procedurę określania tych parametrów przedstawiono w pracy [3], a ich wartości w tabeli 1.

Tabela 1

Parametry fizyczne i mechaniczne piasku Toyoura

I_D	γ	e_{max}	e_{min}	Φ_{cv}	c	Φ_{mw}	ψ	ν	E	G_o
	[kN/m ³]	—	—	[°]	[kPa]	[°]	[°]	—	MPa	—
0,8	15,7	0,973	0,612	34	1	41,5	8,6	0,3	108	35
0,3	14,1	0,973	0,612	34	1	37,2	0,5	0,3	55	35

Przy określaniu wartości kąta dylatacji $-\Psi$ i modułu sprężystości E korzystano z zależności podanych w pracy [3]

$$\sin \Psi = \frac{0,3 I_R}{2 + 0,3 I_R}, \quad (4)$$

gdzie:

$$I_R = I_D \left\{ 5 - \ln \frac{p}{150} \right\} - 1, \quad (5)$$

$$p = \frac{q_u}{1 + \sin \Phi_{mw}}, \quad (6)$$

$$E = 2(1 + \nu)G, \quad (7)$$

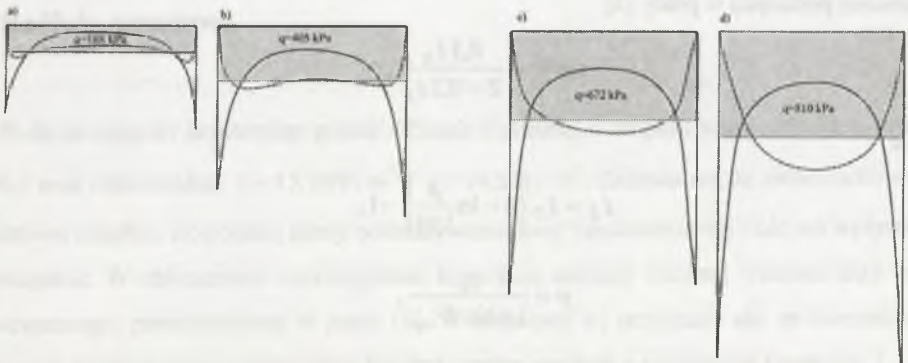
$$G = G_0 p_a \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{0,5}, \quad (8)$$

$$e = e_{\max} - I_D (e_{\max} - e_{\min}). \quad (9)$$

W powyższych wzorach $p_a = 100 \text{ kPa}$ jest ciśnieniem atmosferycznym, a q_u – wartością średnią nacisku ławy na podłoże obliczoną z równania (1). Zgodnie z koncepcją Boltona $c = 0$, ale autorzy programu PLAXIS wymagają, aby w obliczeniach przyjmować, pewną, małą wartość kohezji $c > 0,2 \text{ kPa}$. W pracy przyjęto $c = 1 \text{ kPa}$. Obliczenia wykonano również dla podłoża idealnie sprężystego. Aby wyniki mogły być w pełni porównywalne, wykorzystano program *PLAXIS 2D Version 8* z taką samą siatką podziału obszaru na elementy, a za sprężyste uważano podłoże o E i ν podanym w tabeli 1, przyjmując bardzo duże $c = 500 \text{ kPa}$ do obliczeń.

4. Rozkład naprężeń w podstawie fundamentu

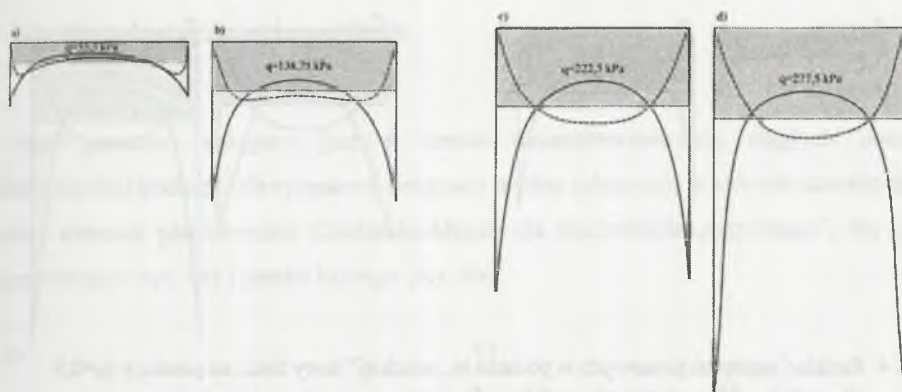
Na rysunkach 1 i 2 pokazano rozkład składowej pionowej tensora naprężenia dla różnych faz obciążenia: $q = 0,2q_u$; $q = 0,5q_u$; $q = 0,8q_u$ i $q = q_u$, gdzie q_u – jest graniczną wartością średnią naprężenia pionowego obliczoną dla fundamentu „sztywnego” posadwionego na piasku zagęszczonym ($I_D = 0,8$) i piasku luźnym ($I_D = 0,3$) o modelu sprężysto-idealnie plastycznym.



Rys. 1. Rozkład naprężeń pionowych w podstawie „sztywnej” ławy fund. na piasku $I_D = 0,8$:

a) $q = 0,2q_u$; b) $q = 0,5q_u$; c) $q = 0,8q_u$; d) $q = q_u$

Fig. 1. The vertical stress distribution in the base of “rigid” strip foundation placed on compacted sand $I_D = 0,8$: a) $q = 0,2q_u$; b) $q = 0,5q_u$; c) $q = 0,8q_u$; d) $q = q_u$



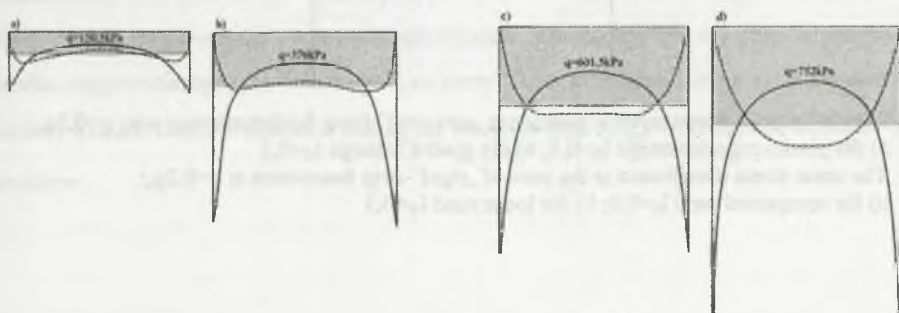
Rys. 2. Rozkład naprężeń pionowych w podstawie „sztywnej” ławy fund. na piasku o $I_D=0,3$:

a) $q = 0,2q_u$; b) $q = 0,5q_u$; c) $q = 0,8q_u$; d) $q = q_u$

Fig. 2. The vertical stress distribution in the base of “rigid” strip foundation placed on loose sand $I_D=0,3$: a) $q = 0,2q_u$; b) $q = 0,5q_u$; c) $q = 0,8q_u$; d) $q = q_u$

Na rysunkach 3 i 4 pokazano analogiczne rozkłady dla ławy „wiotkiej”. Linia przerywana reprezentuje rzeczywisty rozkład naprężeń otrzymany dla modelu sprężysto-idealnie plastycznego piasku, a linia ciągła dla podłoża idealnie sprężystego. Na rysunkach pokazano również wartość średnią naprężenia zwykle braną do obliczeń inżynierskich sił wewnętrznych w konstrukcji fundamentu.

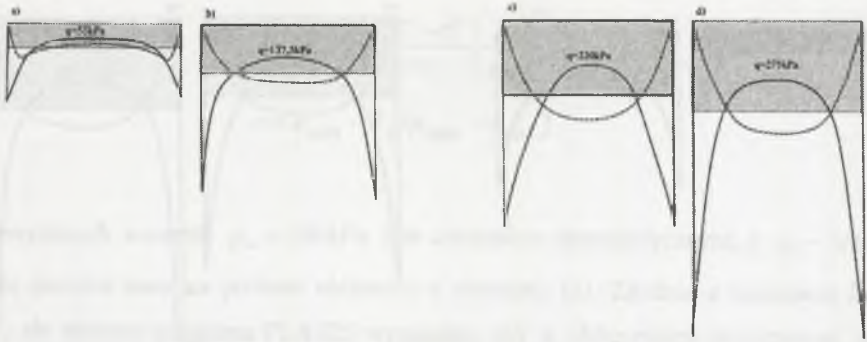
Globalny współczynnik bezpieczeństwa w obliczeniach nośności podłoża wynosi około 2 ($q = 0,5q_u$). Na tym poziomie obciążenia stosując model idealnie sprężysty, naprężenia przy krawędzi fundamentu są znacznie wyższe od rzeczywistych i średnich, zatem momenty w konstrukcji fundamentu obliczone dla takiego rozkładu są większe od rzeczywistych obliczonych dla rozkładu liniowego. Rzeczywisty rozkład naprężeń ma kształt zbliżony do płaskiej paraboli, zatem momenty rzeczywiste są nieco mniejsze niż otrzymane dla rozkładu liniowego.



Rys. 3. Rozkład naprężeń pionowych w podstawie „wiotkiej” ławy fund. na piasku o $I_D=0,8$:

a) $q = 0,2q_u$; b) $q = 0,5q_u$; c) $q = 0,8q_u$; d) $q = q_u$

Fig. 3. The vertical stress distribution in the base of “flexible” strip foundation placed on compacted sand $I_D=0,8$: a) $q = 0,2q_u$; b) $q = 0,5q_u$; c) $q = 0,8q_u$; d) $q = q_u$

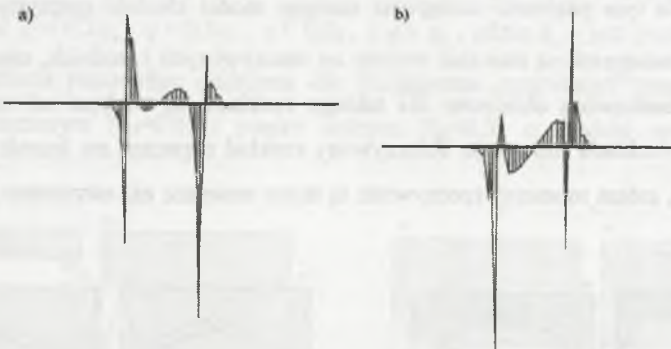


Rys. 4. Rozkład naprężeń pionowych w podstawie „wiotkiej” ławy fund. na piasku o $I_D=0,3$:

a) $q = 0,2q_u$; b) $q = 0,5q_u$; c) $q = 0,8q_u$; d) $q = q_u$

Fig. 4. The vertical stress distribution in the base of “flexible” strip foundation placed on loose sand $I_D=0,3$: a) $q = 0,2q_u$; b) $q = 0,5q_u$; c) $q = 0,8q_u$; d) $q = q_u$

Na rysunku 5 pokazano rozkład naprężeń stycznych w podstawie fundamentu „sztywnego” dla $q = 0,2q_u$ posadowionego na piasku zagęszczonym. Widoczna jest zmienność znaków tego naprężenia, co świadczy o początku formowania się „sztywnego” klina pod podstawą fundamentu. Przy większych obciążeniach ($q > 0,3q_u$) pod podstawą jest już uformowany „sztywny” klin i rozkład naprężeń stycznych jest bardziej równomierny.



Rys. 5. Rozkład naprężeń stycznych w podstawie „sztywnej” ławy fundamentowej przy $q=0,2q_u$:

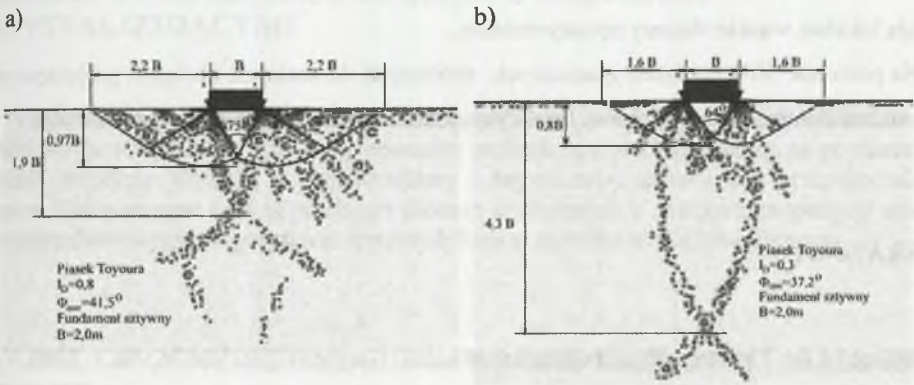
a) dla piasku zagęszczonego $I_D=0,8$; b) dla piasku luźnego $I_D=0,3$

Fig. 5. The shear stress distribution in the base of „rigid” strip foundation at $q=0,2q_u$:

a) for compacted sand $I_D=0,8$; b) for loose sand $I_D=0,3$

5. Strefy uplastycznienia podłoża

Stan graniczny osiągany jest w chwili ukształtowania się ciągłych obszarów uplastycznienia podłoża. Na rysunku 6 pokazano punkty (obszary), w których stan naprężenia spełnia warunek plastyczności Coulomba-Mohra dla fundamentu „sztywnego”, dla piasku zagęszczonego (rys. 6a) i piasku luźnego (rys. 6b).



Rys. 6. Strefy uplastycznienia podłoża pod sztywną ławą fundamentową: a) dla piasku zagęszczonego $I_D=0,8$; b) dla piasku luźnego $I_D=0,3$

Fig. 6. The plasticity area in the subsoil under „rigid” strip foundation: a) for compacted sand $I_D=0,8$; b) for loose sand $I_D=0,3$

Dla piasku zagęszczonego wyraźnie ukształtowana jest strefa uplastycznienia, której głębokość jest około $1B$, a szerokość około $2,2B$ poza obrys fundamentu. Dla podłoża luźnego obszar uplastycznienia ma inny charakter – niewidoczna jest strefa wypierania. Uplastycznia się głównie obszar pod fundamentem na znaczną głębokość ponad $4B$. Charakterystyczne jest to, że w obu przypadkach w podłożu kształtują się wąskie obszary uplastycznień sięgające do znacznych głębokości. Charakterystyczne jest, że zarówno dla ośrodka zagęszczonego, jak i luźnego „sztywny” klin ukształtowany pod fundamentem ma podobny kształt, chociaż znacznie różnią się wartości kąta Φ_{mv} wziętego do obliczeń dla obu ośrodków.

6. Wnioski

Rozkład naprężeń w podstawie fundamentu różni się znacząco dla ośrodka sprężystego i dla ośrodka sztywno-idealnie plastycznego. Przy obciążeniach większych od 20% obciążeń granicznych w podstawie fundamentu formuje się „sztywny” klin, poruszający się razem z fundamentem.

Strefy uplastycznienia mają ograniczony charakter, chociaż do znacznych głębokości sięgają lokalne, wąskie obszary uplastycznienia.

Na poziomie 50% obciążeń granicznych, zbliżonych do realnych obciążeń projektowych, z powodzeniem można przyjmować liniowy rozkład naprężeń w podstawie fundamentu.

LITERATURA

1. Bolton M.D.: The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, Vol.36, No.1, 1986.
2. Eurocode 7, Part 1. Geotechnical design. General rule. CEN European Committee of Standardization, Delft 1993.
3. Dołżyk K., Szypcio Z.: Osiadanie i obrót ław i stóp fundamentowych posadowionych na piaskach. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo*, Nr 28, 2006.
4. Mróz Z., Drescher A.: *Podstawy teorii plastyczności ośrodków rozdrobnionych*. Wydawnictwo PAN, 1972.
5. PLAXIS 2D Version 8, A.A. Balkema 2002.
6. Szypcio Z., Dembicki E.: The concept of weighted mean friction angle in the bearing capacity of footings on sands. *Archives of Civil Engineering*, Vol. 48, No. 4, 2002.
7. Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2000.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/10/05

Recenzent: Dr hab. inż. Jerzy Sękowski, prof. w Politechnice Śląskiej