

Włodzimierz Brząkała\*, Julien Blanc\*\*

## DYSKUSJA I KALIBRACJA HIPOTEZY MEYERHOFA

---

### 1. Wprowadzenie

Określanie nośności łąw fundamentowych bezpośredniego posadowienia jest zagadnieniem stosunkowo dobrze rozpoznany. W klasycznym rozwiązaniu granicznego stanu naprężenia dla równomiernie pionowo obciążonej półpłaszczyzny stosuje się rozwiązanie Prandtla, jeśli ośrodek jest nieważki. Wpływ ciężaru własnego uwzględnia się natomiast w sposób przybliżony, nieco zróżnicowany w różnych źródłach. Większa różnorodność rozwiązań — czy wręcz rozbieżność opinii — dotyczy uwzględniania kształtu fundamentu w przypadku stóp fundamentowych (zagadnienie przestrzenne), nachylenia podstawy fundamentu, nachylenia naziomu, padowienia na skarpie, szorstkości w płaszczyźnie kontaktu, uwzględniania poziomej składowej obciążenia, czy uwarstwienia podłoża.

Wyjątkiem w tej grupie zagadnień jest uwzględnianie mimośrodowego obciążenia fundamentu, które G.G. Meyerhof [3] sprowadził do redukcji szerokości  $\bar{B} = B - 2e < B$ . Ta prosta hipoteza nigdy nie była poważnie kwestionowana, ale dopiero stosunkowo niedawno znalazła teoretyczne potwierdzenie [4]. Pewne wątpliwości jednak pozostają i można je przeanalizować za pomocą symulacji numerycznej (PLAXIS® 2D).

Przykładowo:

- wzrost mimośrodu obciążenia  $e > 0$  powoduje nierównomierność rozkładu oporu gruntu, zbliżoną do trapezu lub nawet trójkąta, podczas gdy hipoteza Meyerhofa przyjmuje konsekwentnie rozkład równomierny (prostokątny, z rozwartą szczeliną o zasięgu  $2e$ );
- rzeczywista szorstkość powierzchni kontaktu fundamentu z podłożem podwyższa nośność, ale niestowarzyszone prawo plastycznego płynięcia może ją w praktyce znacznie obniżyć;
- rozwiązania teoretyczne [4] dotyczą wyłącznie ośrodka nieważkiego i obciążenia wiotkiego; obecność sztywnego fundamentu zmienia naprężenia kontaktowe;

---

\* Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska, Wrocław

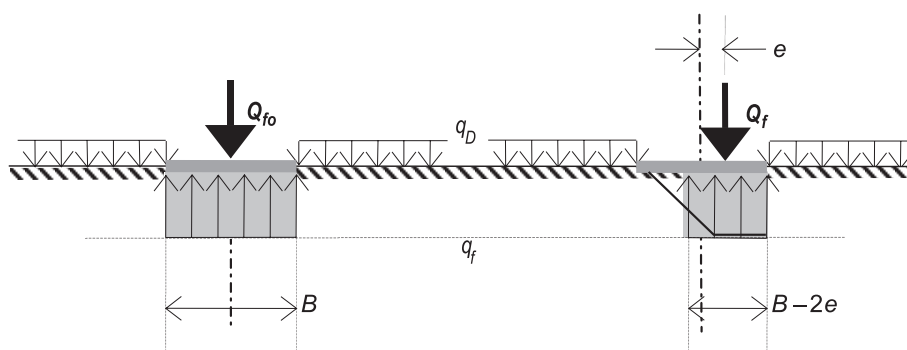
\*\* Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, Ecole Centrale de Nantes, Nantes

- generalnie, w rozwiązaniach teoretycznych stosuje się górne oszacowanie nośności (kinematyczne), ale tylko w najprostszycy sytuacjach wiadomo, że jest ono dokładne;
- sprowadzenie obciążeń momentowych do redukcji obliczeniowej szerokości fundamentu wymagałoby może zastosowania dodatkowego cząstkowego współczynnika bezpieczeństwa, czego z reguły nie robi się w odniesieniu do wymiarów fundamentu.

## 2. Weryfikacja hipotezy Meyerhofa

Wzorując się na pełnym wykorzystaniu nośności ściskanego przekroju stalowego lub betonowego i wprowadzając siłę graniczną  $Q_{f0}$  [kN/m] można postulować istnienie stałej jednostkowej nośności gruntu  $q_f$  [kPa], a wtedy  $Q_{f0} = B \cdot q_f$ . Dla mimośrodru  $e > 0$  wystąpi pod fundamentem nierównomierny odpór podłoża. W klasie odporów o kształcie trapezowym (prawa część rys. 1) lub trójkątnym, obu ograniczonych przez  $q_f$ , największą nośność  $Q_f$  osiąga się dla rozkładu prostokątnego.

Z warunku symetrii (równanie momentów):  $Q_f = (B - 2e) \cdot q_f = \bar{B} \cdot q_f$ .



Rys. 1. Hipotetyczny odpór graniczny gruntu pod ławą fundamentową

Zakres „dużych” mimośrodów, tj.  $e > B/4$  lub  $e > B/3$ , nie ma praktycznego znaczenia i jest zwykle wykluczany przez przepisy normowe, ponieważ generalnie fundamenty bezpośrednio nie nadają się do przenoszenia tego rodzaju obciążeń. Można zatem przyjąć, że  $e < B/3$ . Wartości mimośrodu zbliżone do  $B/6$ , a zwłaszcza większe, wskazują na możliwość oderwania części fundamentu od podłoża, a przynajmniej tak byłoby, gdyby rozkład odporu gruntu pod fundamentem miał być liniowy (trójkątny). Rozwiązanie Prandtla dla gruntu nieważkiego daje:

$$q_f = c \cdot N_c + q_D \cdot N_D \quad (1)$$

gdzie:

$$N_D = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \exp\{\pi \cdot \operatorname{tg} \phi\},$$

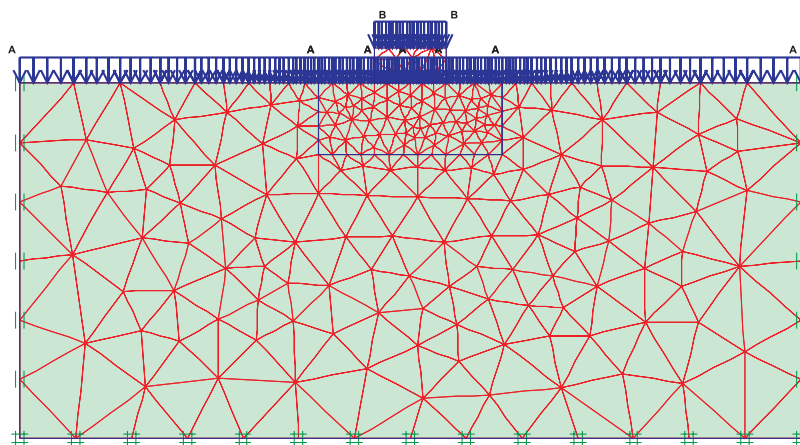
$$N_c = \operatorname{ctg} \phi \cdot (N_D - 1).$$

skąd wynika wyrażenie  $Q_f = \bar{B} \cdot q_f$ . Nośność jednostkowa  $q_f$  rzeczywiście tutaj istnieje, zależąc wyłącznie od parametrów wytrzymałościowych podłoża. W przypadku przybliżonego uwzględniania ciężaru objętościowego gruntu  $\gamma_B$  pod fundamentem otrzymuje się wzór normowy:

$$Q_{fNB} = \bar{B} \cdot (c \cdot N_c + q_D \cdot N_D + \gamma_B \cdot \bar{B} \cdot N_B) \quad (2)$$

Normy do projektowania przyjmują wyrażenia:  $N_B = 0,75 \cdot (N_D - 1) \cdot \tan \phi$  według PN-81/B-03020 oraz odpowiednio  $N_B = (N_D - 1) \cdot \tan \phi$  według EC7. Różnice nie są duże, zwłaszcza dla małych kątów tarcia wewnętrznego  $\phi$  (grunty spoiste). Widać jednak, że wzory normowe (2) nie spełniają warunku istnienia jednostkowej nośności  $q_f$ , zależnej tylko od parametrów ośrodka oraz od obciążenia  $q_D$ , a zatem słuszność hipotezy Meyerhofa nie jest tutaj oczywista.

W kontrolnych obliczeniach MES wystarczającą dokładność zapewniła siatka przedstawiona na rysunku 2, ograniczona do obszaru  $11B \times 5B$ , ze sztywnym fundamentem o szerokości  $B = 1$  m.



**Rys. 2.** Siatka MES dla obciążenia bez mimośrod

Siatka jest niesymetryczna, co częściowo rzutuje na wyniki w tabeli 1, gdzie widoczne są wpływy takiej dyskretyzacji MES — pierwsze cztery pary wykresów powinny być odpowiednio symetryczne i antysymetryczne.

TABELA 1

## Ewolucja naprężeń kontaktowych pod sztywnym i szorstkim fundamentem

Obciążenie $Q$ mimośród $e$	Naprężenia kontaktowe pionowe $q$ [kPa]	Naprężenia kontaktowe styczne $\tau$ [kPa]
$Q = 100$ kN/m $e = 0$ $q_{\max} = 301$ kPa $\tau_{\max} = 33$ kPa		
$Q = 250$ kN/m $e = 0$ $q_{\max} = 384$ kPa $\tau_{\max} = 13$ kPa		
$Q = 500$ kN/m $e = 0$ $q_{\max} = 604$ kPa $\tau_{\max} = 60$ kPa		
<u>zniszczenie</u> $Q_{fo} = 680$ kN/m $e = 0$ $q_{\max} = 777$ kPa $\tau_{\max} = 321$ kPa		
<u>zniszczenie</u> $Q_f = 370$ kN/m $e = 0,20$ m $q_{\max} = 718$ kPa $\tau_{\max} = 297$ kPa		

Utratę stateczności wymuszano poprzez zwiększanie trapezowego obciążenia fundamentu. Wcześniej jednak całą powierzchnię (łącznie z fundamentem) obciążono w sposób wiotki  $q_D = 20$  kPa. Następnie określano graniczne obciążenie  $Q_{fo}$  dla mimośrodu  $e = 0$ , w kolejnych obliczeniach przykładano pewną część tego obciążenia, a na końcu zwiększano również mimośród  $e$  — aż do numerycznej utraty stateczności. Zaobserwowano pewną zależność wyników od ścieżek obciążenia, szczególnie w sytuacji, gdy obciążenie momentem „znacznie wyprzedzało” obciążenie siłą pionową.

Parametry ośrodka odpowiadają piaskom średnim:  $\varphi = 32^\circ$ ,  $c = 1$  kPa, założono niestożarszone prawo plastycznego płynięcia z kątem dylatacji  $\psi \cong \varphi - 30^\circ = 2^\circ$ ,  $\gamma_B = 18$  kN/m<sup>3</sup>,  $E = 50$  MPa,  $\nu = 0,27$ . Na kontakcie fundamentu z podłożem przyjęto naprężenia ścinające maksymalnie do 70% wytrzymałości gruntu na ścinanie ( $R = 0,7$ ).

Ostatni zestaw wynikowych wykresów w tabeli 1 nie potwierdza prostokątnego kształtu odporu według Meyerhofa, [3, 4]. Chociaż założenia są nieco inne ( $\psi \ll \varphi$ ,  $R \gg 0$ ), to jednak maksymalne wartości naprężeń kontaktowych są zbliżone (777 kPa, 718 kPa) oraz rzeczywiście następuje niemal liniowa redukcja nośności:  $Q_f = 370 \text{ kN/m} \approx 408 \text{ kN/m} = 680 \cdot (1 - 2 \cdot 0,2) = Q_{f0} \cdot \bar{B}/B$ .

Dla przyjętych danych, wpływ współczynnika  $R$  na nośność fundamentu okazał się mały i mieścił się w granicach kilku procent (największa wartość nośności dla  $R = 1$ ). Natomiast kąt dylatacji  $\psi$  ma znacznie większy wpływ: dla  $\psi = 2^\circ$  nośność maleje o ok. 20% w porównaniu ze stowarzyszonym prawem płynięcia, w którym  $\psi = \varphi = 32^\circ$ .

Wpływ mimośrodowość obciążenia na nośność przeanalizowano stosując wartości charakterystyczne parametrów ośrodka oraz pomijając tzw. współczynnik korekcyjny  $m$ , czyli bezpośrednio na podstawie wzoru (2).

W wersji bezwymiarowej:

$$Q_f^* = (1 - 2 \cdot e^*) \cdot [c^* \cdot N_c + q_D^* \cdot N_D + (1 - 2 \cdot e^*) \cdot N_B], \quad (3)$$

gdzie:

$$Q_f^* = Q_{fNB} / (\gamma_B \cdot B^2),$$

$$e^* = e/B,$$

$$c^* = c / (\gamma_B \cdot B),$$

$$q_D^* = q_D / (\gamma_B \cdot B).$$

Górna seria wykresów na rysunku 3 odpowiada piaskowi o parametrach jak poprzednio, natomiast dolna seria wykresów odpowiada glinie o parametrach:

$$\varphi = 12,5^\circ,$$

$$c = 30 \text{ kPa},$$

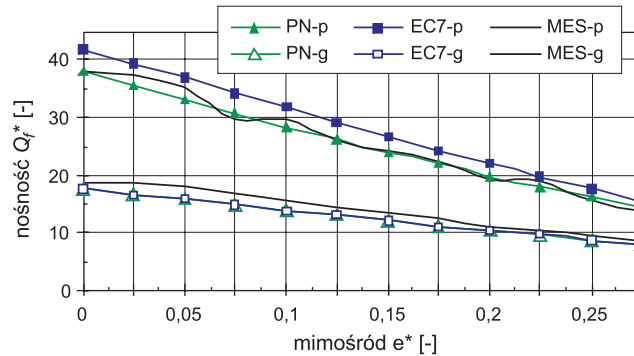
$$\psi = 0^\circ,$$

$$\gamma_B = 20 \text{ kN/m}^3,$$

$$E = 20 \text{ MPa},$$

$$\nu = 0,35,$$

$$R = 0,7.$$



Rys. 3. Nośności normowe oraz wyniki kontrolnych obliczeń MES (wykresy górne „-p” dla piasku, wykresy dolne „-g” dla gliny)

W odniesieniu do wyników MES, zgodność wzorów PN-81/B-03020 oraz eurokodu EC7 jest bardzo dobra, co potwierdza dopuszczalność stosowania hipotezy Meyerhofa o redukcji nośności ławy fundamentowej poprzez wprowadzenie jej efektywnej szerokości  $\bar{B} = B - 2e < B$ . Widoczna „pulsacja” wyników MES dla piasku wynika z występującej zależności od ścieżki obciążenia fundamentu (w minimalnym stopniu ma ona związek z dokładnością algorytmów numerycznych).

Niniejsza praca nie dotyczy łącznego działania na fundament obciążenia mimośrodowego i nachylonego, które z kilku powodów wymagałoby obszerniejszej analizy. Chociaż zarówno mimośród obciążenia, jak i nachylenie wypadkowej, powodują znaczną redukcję nośności, to jednak nie musi tak być, gdy działają one łącznie. Od strony praktycznej, bardzo istotne są wówczas również siły odporu gruntu powyżej poziomu posadowienia, a zatem np. też ścisłkana posadzka, wysokość i szorstkość fundamentu itp.

### 3. Przykładowa kalibracja cząstkowych współczynników bezpieczeństwa

Niżej przedstawione obliczenia wykazują, że uzmiennienie  $\bar{B}$ , poprzez wprowadzenie dodatkowej zmiennej losowej  $e$ , mieści się w granicach bezpieczeństwa wyznaczonych przez cząstkowe współczynniki bezpieczeństwa  $\gamma = 1,30$  dla obciążeń zmiennych oraz  $\gamma = 1,25$  dla parametrów wytrzymałości gruntów (tzw. Case C w eurokodzie EC7, por. [5]).

Dla  $q_D = 20$  kPa,  $\gamma_B = 18$  kN/m<sup>3</sup>,  $c = 0$  kPa oraz  $B = 2$  m,  $e = 0$  m przyjmuje się wartość oczekiwaną kąta tarcia wewnętrznego  $\mu_\varphi = 32^\circ$  oraz odchylenie standardowe  $\sigma_\varphi = 3,2^\circ$  [1, 2], czyli współczynnik zmienności wynosi  $v_\varphi = \sigma_\varphi/\mu_\varphi = 10\%$ . Wartość charakterystyczna  $\varphi_k$ , oszacowana metodą Schneidera [4, 5], wynosi  $\varphi_k = \mu_\varphi \cdot (1 - 0,5 \cdot v_\varphi) = 30,4^\circ$ , a wartość obliczeniowa  $\varphi_d = \arctan(\tan(\varphi_k)/\gamma_{\tan\varphi}) = 25,1^\circ$  dla zaleconego w EC7 cząstkowego współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_{\tan\varphi} = 1,25$ . Nośność graniczną z równania (2) w wersji EC7 otrzymuje się równą  $Q_{fNB} = 760$  kN/m. Dla obciążenia  $Q$  można w pierwszym przybliżeniu przy-

jąc współczynnik zmienności  $v_Q = 30\%$ ; ta wartość jest zawyżona, ponieważ ściśle rzecz biorąc  $v_Q = 0,30$  stosuje się do obciążeń zmiennych, a nie łącznie do stałych i zmiennych, [1, 2]. Wartość cząstkowego współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_Q = 1,30$  przyjęto za wytycznymi [5]. Dla tych danych wartość oczekiwaną maksymalnego obciążenia fundamentu szacuje się metodą Schneidera następująco:

$$\mu_Q = Q_d / \gamma_Q / (1 + 0,5 \cdot v_Q) = Q_{NB} / \gamma_Q / (1 + 0,5 \cdot v_Q) \cong 500 \text{ kN/m.}$$

W ogólniejszym przypadku, kalibrację cząstkowych współczynników bezpieczeństwa dla trzech zmiennych losowych  $\phi$ ,  $Q$  oraz  $e$  przeprowadza się metodą Hasofera-Linda [1]. Założono dużą wartość współczynnika zmienności losowego mimośrodu  $v_e = 50\%$ ,  $\sigma_e = 0,50 \cdot \mu_e$ .

Szerokość ławy  $B$  jest losowa (tolerancja wykonawcza), z niewielkim odchyleniem standardowym  $\sigma_B = 0,02$  m, a zatem  $\mu_{\bar{B}} = \mu_B - 2\mu_e$ ,  $\sigma_{\bar{B}} = \sqrt{(0,02^2 + 4\sigma_e^2)}$ . Dopuszcza się możliwość dowolnego skorelowania zmiennych  $Q$ ,  $e$ , czyli również zmiennych  $Q$  oraz  $\bar{B}$ , tj.  $-1 < r_{Q\bar{B}} < +1$ .

Trzy rozpatrywane zmienne losowe  $\phi$ ,  $Q$  oraz  $e$  można wyrazić za pomocą trzech nieskorelowanych standaryzowanych zmiennych losowych  $Z_1, Z_3, Z_4$ :

$$\begin{aligned} \phi &= \sigma_\phi \cdot Z_1 + \mu_\phi, \\ Q &= \sigma_Q \cdot Z_3 + \mu_Q, \\ \bar{B} &= \sigma_{\bar{B}} \cdot r_{Q\bar{B}} \cdot Z_3 + \sigma_{\bar{B}} \cdot \sqrt{1 - r_{Q\bar{B}}^2} \cdot Z_4 + \mu_{\bar{B}}. \end{aligned} \quad (4)$$

gdzie:  $E\{Z_i\} = 0$ ,  $\sigma_{Z_i} = 1$ , zmienna losowa  $Z_2$ , związana z losową spójnością  $c$ , nie występuje w tym przykładzie.

Miarą bezpieczeństwa  $\beta$  jest odległość od zera hiperpowierzchni warunku granicznego  $(Q - Q_{NB}) = 0$  według (2), rozpatrywanej jako funkcja trzech zmiennych  $Z_i$ . Punkt  $(z_{1d}, z_{3d}, z_{4d})$  z hiperpowierzchni, w którym ta minimalna odległość jest osiągnięta, nazywa się punktem obliczeniowym [1] — jest to najbardziej prawdopodobny zestaw parametrów w stanie granicznym; jest on zazwyczaj poszukiwany numerycznie — jako warunkowe minimum wyrażenia  $\sum (z_{id})^2$  (autorzy zastosowali procedurę „minimize” w programie Maple®). Punkt ten zapisuje się za pomocą odległości (promienia)  $\beta$  oraz cosinusów kierunkowych  $\alpha_i$ , czyli  $(z_{1d}, z_{3d}, z_{4d}) = \beta \cdot (\alpha_1, \alpha_3, \alpha_4)$ , gdzie  $\sum (\alpha_i)^2 = 1$ ,  $\sum (z_{id})^2 = \beta^2$ . Parametry  $\alpha_i$  mają ważną interpretację niezawodnościową: określają względny wpływ danej zmiennej na bezpieczeństwo. Na podstawie reprezentacji (4), punkt obliczeniowy wyznacza odpowiednie wartości obliczeniowe losowych parametrów, tj.  $\phi_d$ ,  $Q_d$  oraz  $e_d$ . Może on zatem służyć do wyznaczenia lub kalibracji cząstkowych współczynników obciążenia. Przykładowo, dla  $\gamma_Q$  jest z definicji  $Q_d = Q_k \cdot \gamma_Q$ , a z drugiej strony  $Q_d = \sigma_Q \cdot z_{3d} + \mu_Q$ , stąd  $\gamma_Q = (1 + v_Q \cdot \beta \cdot \alpha_3) / (1 + 0,5v_Q)$ , stosując wzór Schneidera [4, 5].

Dla rozpatrywanych danych, korelacja zmiennych  $Q$  oraz  $\bar{B}$  okazała się mało istotna, (por. tab. 2) bez dużego błędu i z braku innych danych przyjmowano dalej  $r_{Q\bar{B}} = 0$ .

TABELA 2

**Przykładowa zależność wskaźnika bezpieczeństwa  $\beta$  od współczynnika korelacji  $r_{Q\bar{B}}$  dla  $\mu_B = 2$  m,  $\mu_e = 0,1$  m,  $\mu_Q = 500$  kN/m**

$r_{Q\bar{B}}$	-1	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
$\beta$	1,95	1,98	2,01	2,04	2,08	2,11	2,15	2,19	2,23	2,28	2,33

W miarę wzrostu mimośrodków, w tym przypadku wzrostu wartości oczekiwanej  $\mu_e$  przy stałej wartości oczekiwanej  $\mu_B$ , maleje bezpieczeństwo fundamentu oraz szybko wzrasta wpływ mimośrodu na bezpieczeństwo, mierzony wskaźnikami  $\beta$  oraz  $\alpha_i$  w tabeli 3. Z tego powodu przykład opracowano dla zmniejszonej wartości oczekiwanej obciążenia z 500 do 300 kN/m.

TABELA 3

**Przykładowa zależność wskaźnika bezpieczeństwa  $\beta$  oraz cosinusów kierunkowych od średniego mimośrodu  $\mu_e$  dla  $\mu_B = 2$  m,  $\mu_Q = 300$  kN/m**

$\mu_e$ [m]	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40
$\beta$	4,21	3,47	2,75	2,08	1,41
$\alpha_1$	-0,67	-0,74	-0,76	-0,67	-0,50
$\alpha_2$	0	0	0	0	0
$\alpha_3$	0,74	0,61	0,49	0,40	0,33
$\alpha_4$	-0,07	-0,27	-0,43	-0,62	-0,81

W praktyce projektowej częstsze są sytuacje, gdy wyznaczana jest średnia (nominalna) szerokość fundamentu  $\mu_B$ , przy znanych pozostałych charakterystykach statystycznych, co przedstawiono w tabeli 4. Zazwyczaj warunkom projektowym odpowiada wtedy  $\beta \sim 2,0$  oraz  $\alpha_i \cong \text{const}$ .

TABELA 4

**Przykładowa zależność wskaźnika bezpieczeństwa  $\beta$  oraz cosinusów kierunkowych od nominalnej szerokości ławy  $\mu_B$  dla  $\mu_e = 0,1$  m,  $\mu_Q = 300$  kN/m**

$\mu_B$ [m]	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
$\beta$	1,54	2,04	2,50	2,97	3,47
$\alpha_1$	-0,82	-0,83	-0,82	-0,79	-0,74
$\alpha_2$	0	0	0	0	0
$\alpha_3$	0,49	0,50	0,52	0,56	0,61
$\alpha_4$	-0,27	-0,24	-0,24	-0,24	-0,27



#### 4. Podsumowanie

- 1) Hipoteza Meyerhofa zakłada redukcję nośności łąwy fundamentowej obciążonej mimośrodowo poprzez wprowadzenie jej efektywnej szerokości  $\bar{B} = B - 2e < B$ . Dla celów praktycznych (obliczeń projektowych) w pełni potwierdza się dopuszczalność tej hipotezy.
- 2) Kontrolne obliczenia na podstawie wyników z tabel 3 i 4 nie wykazały dużych różnic wobec wartości cząstkowych współczynników bezpieczeństwa wg EC7 (Case C):
  - otrzymane współczynniki bezpieczeństwa  $\gamma_\phi$  dla kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$  gruntu niespoistego mieszczą się w przedziale  $1,05 < \gamma_\phi < 1,30$ ; dla parametru wytrzymałości  $\tan \phi$  jest podobnie:  $1,06 < \gamma_{\tan \phi} < 1,36$ . Eurokod EC7 zaleca w tym miejscu  $\gamma_{\tan \phi} = 1,25$ ;
  - otrzymane współczynniki bezpieczeństwa  $\gamma_Q$  dla obciążenia  $Q$  mieszczą się w przedziale  $1,08 < \gamma_Q < 1,66$ . W obliczeniach przyjęto jednak zawyżony współczynnik zmienności  $v_Q = 0,30$  (jak dla 100% obciążeń zmiennych), podczas gdy realistyczne szacowanie jest na poziomie  $v_Q = 0,15$  (50% obciążeń zmiennych + 50% obciążeń stałych). Wówczas otrzymuje się  $1,03 < \gamma_Q < 1,36$ . Eurokod EC7 zaleca w tym miejscu  $\gamma_Q = 1,30$ ;
  - otrzymane współczynniki bezpieczeństwa  $\gamma_{\bar{B}}$  dla efektywnej szerokości łąwy mieszczą się w przedziale  $1,02 \div 1,17$ . Eurokod EC7 nie analizuje zmienności tego parametru.
- 3) Bezpieczeństwo przy projektowaniu według zestawu współczynników z EC7 jest większe, niż mogłoby się wydawać z powyższego porównania. Obliczenia wykazują bowiem, że dużym wartościom  $\gamma_{\tan \phi}$  towarzyszą w zestawach małe wartości  $\gamma_Q$  i odwrotnie, co wynika z równości  $\sum(\alpha_i)^2 = \text{const}$ . A zatem uogólnione wartości maksymalne  $\gamma_{\tan \phi} = 1,25$  oraz  $\gamma_Q = 1,30$  w EC7 są rodzajem obwiedni. Poza przypadkami „bardzo dużych” mimośródów  $e/B \sim 1/4 \div 1/3$ , postulowanie wprowadzenia dodatkowego współczynnika  $\gamma_{\bar{B}}$  nie byłoby celowe.

#### LITERATURA

- [1] *Baecher G.B., Christian J.T.*: Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. New York: J.Wiley & Sons, 2003
- [2] *Cardoso A.S., Fernandes M.M.*: Characteristic values of ground parameters and probability in design according to Eurocode 7. Géotechnique, 51(2001), 6, 519–531
- [3] *Meyerhof G.G.*: The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. “3rd ICSMFE”, Zürich 1953, Vol.1, 440–445
- [4] *Michalowski R.L.*: Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. Computers and Geotechnics, 23(1998), 237–253
- [5] *Orr T.L., Farrell E.R.*: Geotechnical Design to Eurocode 7. London: Springer–Verlag, 1999