# Zmienność parcia spoczynkowego gruntu przy wykonywaniu wykopów

# Prof. dr hab. inż. Eugeniusz Dembicki – Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska Dr inż. Bogdan Rymsza – Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

W artykule przedstawiono algorytm obliczeniowy umożliwiający określenie wartości i rozkładu parcia spoczynkowego gruntu, jakie działa na sztywną obudowę wykopu w kolejnych fazach technologicznych. Znajomość zmian parcia gruntu występujących przy pogłębianiu wykopu i umacnianiu obudowy jest szczególnie istotna przy projektowaniu wykopów w rejonie zabudowanym ze względu na uwarunkowania użytkowe pobliskich budowli i infrastruktury (SGU). W tych przypadkach, dążąc do zminimalizowania odkształceń obudowy i uwzględniając współzależność parcia gruntu i przemieszczenia konstrukcji  $E_a \leq E(\rho) \leq E_p$ , ściany wykopów i system umocnień (rozpory, kotwie) na ogół wymiaruje się na parcie gruntu w stanie spoczynku  $E(\rho = 0) = E_0$ . Należy podkreślić, że według Eurokodu 7-1 stan parcia spoczynkowego należy przyjmować przy przewidywanych bądź dopuszczalnych przemieszczeniach ściany oporowej [10]

$$\rho_0 \equiv v_0 < 5 \cdot 10^{-4} H \tag{1}$$

gdzie:  $\rho_0 \equiv v_0 - uogólnione przemieszczenie ściany (oznaczenia: <math>\rho - ogólnie przyjęte$ w literaturze i w normie [9],  $\nu - stosowane w Eurokodzie [10]),$ 

H – wysokość ściany.

Z analizy dokumentacji projektowych wynika, że wartości obliczeniowe parcia spoczynkowego są często bardzo rozbieżne. Naświetlenie tych zróżnicowań poprzedza się przypomnieniem niektórych pojęć i określeń dotyczących parcia gruntu i wspomnianej zależności interakcyjnej  $E(\rho)$ .

### ZMIENNOŚĆ PARCIA GRUNTU

#### Graniczne stany parcia i odporu gruntu

Na podstawie klasycznej teorii Coulomba (1773) lub Rankine'a (1857) można określić jedynie ekstremalne wartości parcia gruntu:

- $E_{\min} = E_a \text{parcie czynne}$  (najmniejszy napór gruntu na konstrukcję),
- $E_{\text{max}} = E_p \text{największy możliwy odpór gruntu, tak zwane parcie "bierne".}$

Niezależnie od zróżnicowań wynikających z odmiennych założeń teorii Coulomba (graniczna równowaga sztywnych klinów odłamu) i teorii Rankine'a (graniczny stan naprężenia przy plastycznych poślizgach gruntu) w obu ujęciach występuje jedno, niejako tożsamościowe, założenie: sztywno-plastyczny model ośrodka gruntowego (rys. 1a, linia 1).

Klasyczne rozwiązania dotyczyły przypadku podstawowego: ściana oporowa pionowa i gładka ( $\alpha = 0, \delta = 0$ ), naziom poziomy, nieobciążony ( $\beta = 0, q = 0$ ), grunt niespoisty ( $\gamma > 0$ ,  $\phi > 0, c = 0$ ). Przy tych założeniach otrzymuje się zależności:

$$E_a = 0.5\gamma H^2 K_{aC} \tag{2}$$

$$E_p = 0.5 \gamma H^2 K_{pC} \tag{3}$$

gdzie (rys. 1b):  $\gamma = \rho g$  – ciężar objętościowy gruntu , H – wysokość ściany,  $\phi$  – kąt tarcia wewnętrznego gruntu,  $K_{aC} = tg^2(45^\circ - \phi/2)$  – współczynnik parcia czynnego,  $K_{pC} = tg^2(45^\circ + \phi/2)$  – współczynnik granicznego odporu.

W oznaczeniach współczynników parcia dodano indeks *C*, wskazując, że odpowiadają one schematowi muru rozpatrywanemu przez Coulomba. W późniejszych latach były przedstawiane różne rozwiązania uogólnione. Rozwiązania te i uogólnione współczynniki parcia  $K_a$  ( $\phi$ ,  $\delta$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ),  $K_p$  ( $\phi$ ,  $\delta$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ) przedstawiono w literaturze, między innymi w pracach [1, 2, 3, 7].

#### Parcie spoczynkowe oraz współzależność parcia gruntu i przemieszczenia konstrukcji

Na zależność parcia gruntu od przemieszczenia ściany oporowej  $E_a \leq E(\rho) \leq E_n$  (rys 1a, linia 2) zwrócił uwagę K. Terzaghi, który w latach 1934-35 przeprowadził szerokie badania zmienności parcia gruntu w skali modelowej i półtechnicznej [16]. Badacz ten zdefiniował również parcie spoczynkowe jako stan naporu gruntu na sztywną i nie ulegającą przemieszczeniu ścianę oporową  $E_0 \equiv E \ (\rho = 0)$ . Prowadząc badania przy różnych gruntach oraz przy różnej wysokości ściany H i różnym zagęszczeniu zasypki  $(D_r \equiv I_p)$ , na podstawie analizy układu i wartości sił pomiarowych  $R_{I}$ ,  $R_{II}$  wykazał, że rozkład jednostkowego parcia spoczynkowego  $e_0(z)$  może być krzywoliniowy (rys. 1b, linia 1). Wyznaczył też współczynnik położenia wypadkowej  $\eta_0 = h_0$ :  $H = 0.33 \div 0.42$ , stwierdzając, że wartość  $\eta_0$  jest tym większa, im większe jest zagęszczenie zasypki. Wyjaśniając tę zależność Terzaghi wskazywał na możliwość powstawania przesklepień przy dolnej krawędzi ścianki. W rzeczywistości "mechanizm podnoszenia się" wypadkowej  $E_0$  jest inny, co wykazali później Seed i Duncan [15] oraz Rymsza [12, 14], analizując powstawanie składowej poziomej naprężenia przy warstwowym zagęszczeniu zasypki.

Terzaghi określił również przemieszczenia  $\rho_a$  warunkujące zmniejszenie parcia spoczynkowego do minimalnej wartości parcia czynnego (rys. 1a), wykazując, że zależą one od rodzaju i stanu gruntu oraz od schematu ruchu ściany (w badaniach porównawczych różnicował:  $\rho = \theta$  – obrót kątowy wokół dolnej krawędzi,  $\rho = \Delta$  – przesuw równoległy). Wartości  $\rho_p$  były oszacowane orientacyjnie, gdyż ze względu na ograniczenia techniczne badanie mobilizowania odporu przerywano przy  $E(\rho_{II}) = (3 \div 4) E_0$  [16].

Badania zmienności parcia gruntu były też prowadzone przez wielu późniejszych autorów. Wyniki tych badań, w tym wartości przemieszczeń  $\rho_a$ ,  $\rho_p$ , można znaleźć w literaturze, między innymi w pracach [1, 11, 17]. Znajomość granicznych wartości parcia/odporu  $E_a$ ,  $E_p$  i warunkujących ich wystąpienie



Rys. 1. Współzależność parcia gruntu i przemieszczeń konstrukcji oporowej:

a) zmienność parcia gruntu (1 – model sztywno-plastyczny, 2 – zależność rzeczywista);

b) rozkład parcia gruntu i schemat ściany oporowej w badaniach przeprowadzonych przez Terzaghiego [16] (1 -rozkład parcia spoczynkowego  $e_0(z)$ , 2 – liniowy rozkład porównawczy, 3 – rozkład jednostkowego parcia czynnego  $e(\rho_a)$ , 4 – rozkład jednostkowego odporu  $e(\rho_{II})$ )

przemieszczeń ściany  $\rho_a$ ,  $\rho_p$  oraz parcia spoczynkowego gruntu  $E_0$  (wielkości bazowej) jest niezbędna w celu właściwego określenia parcia pośredniego  $E_a < E(\rho_1) = E_1 < E_0$  i pośredniego odporu  $E_0 < E(\rho_{II}) = E_{II} < E_p$ . Analizę porównawczą wskazań normowych dotyczących wyznaczania parć pośrednich ([9] vs. [10]) przedstawiono w artykułach konferencyjnych [4, 5].

#### Współczynnik parcia spoczynkowego gruntu

Terzaghi oraz późniejsi badacze (Peck, Duddeck, Weissenbach i inni) przy krzywoliniowym rozkładzie parcia oraz przy porównywaniu wyników badań prowadzonych przy różnej wysokości zasypki przyjmowali wypadkowy (porównawczy) współczynnik parcia gruntu, gdzie w odniesieniu do parcia spoczynkowego  $E_{01} = E_{02} = E_0$  (rys. 1b, linie 1; 2):

$$K_0 = \frac{E_0}{0.5 \,\gamma \, H^2} \tag{4}$$

Rozpatrując stan naprężenia *in situ* i nawiązując do teorii Rankine'a, współczynnik parcia gruntu w spoczynku określa się stosunkiem efektywnych składowych poziomych i pionowych naprężenia

$$K_0 = \sigma'_h : \sigma'_v \tag{5}$$

gdzie: kryterium definiujące stan parcia spoczynkowego stanowi warunek  $\varepsilon_h = 0$ .

Wartość współczynnika  $K_0$  (5) może być określana bezpośrednio na podstawie badań polowych (sondowanie DMT, PMT/MPM, SBPT, CPTU) lub badań laboratoryjnych (pomiary wytężenia próbek gruntu w specjalnych pierścieniach edometrycznych lub w zmodyfikowanych aparatach trójosiowego ściskania). Znane są też różne wzory korelacyjne umożliwiające określenie wartości  $K_0$  ( $p_m$ , p) na podstawie parametrów mechanicznych i/lub fizycznych. W praktyce inżynierskiej najczęściej stosowany jest uproszczony wzór Jáky'ego dla gruntów niespoistych, z czasem uogólniony dla wszystkich gruntów normalnie skonsolidowanych (NC) [2, 7, 8, 11]:

$$K_{0-NC} = 1 - \sin\phi \tag{6}$$

gdzie:

 $\phi = \phi' - efektywny$  kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

W gruntach prekonsolidowanych (OC) współczynnik parcia spoczynkowego jest większy:  $K_{0-OC} \approx (1,5 \div 2,5)K_{0-NC}$  – zależnie od rodzaju gruntu i stopnia jego prekonsolidacji [8]. Powiązania te uwzględnia wzór korelacyjny Schmidta [8, 13, 15]:

$$K_{0-OC} = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'}$$
(7)

gdzie:

 $OCR = \sigma'_{vp} : \sigma'_{v0} -$  wskaźnik prekonsolidacji określany stosunkiem efektywnej składowej pionowej naprężenia w fazie największego przeciążenia w przeszłości do występującego obecnie naprężenia pierwotnego.

W Eurokodzie 7-1 współczynnik parcia spoczynkowego zaleca się wyznaczać według wzoru

$$K_{0-OC} = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR} (1 + \sin \beta)$$
(8)

gdzie:

β- kąt nachylenia powierzchni terenu za ścianą do poziomu, określający zarazem kierunek działania wypadkowej siły parcia spoczynkowego. Wprowadzony w Eurokodzie warunek  $0 \le \beta \le \phi'$  i ukierunkowanie parcia ([10] tamże p. 9.5.2) jest nawiązaniem do ogólnego przypadku granicznego stanu parcia czynnego rozpatrywanego przez Rankine'a.

## ALGORYTM OBLICZENIOWY ZMIENNOŚCI PARCIA SPOCZYNKOWEGO GRUNTU PRZY WYKONYWANIU WYKOPU

#### Istota zagadnienia i rozbieżności interpretacyjne

Mimo jednoznacznych warunków definiujących stan parcia spoczynkowego ( $\rho = 0, \varepsilon_h = 0$ ) przy obliczaniu parcia spoczynkowego gruntu E<sub>0</sub> występują pewne rozbieżności interpretacyjne. Naświetlając te rozbieżności, a zarazem istotę algorytmu obliczeniowego opracowanego przez autorów, przykładowo rozpatruje się wykop zabezpieczony ścianami szczelinowymi usztywnianymi przez rozpory w miarę pogłębiania wykopu (rys. 2). Zakładając, w celu jaśniejszego przedstawienia algorytmu: jednorodność gruntu ( $\gamma$ ,  $\phi$ , c – const), pomijalne obciążenie naziomu ( $q \approx 0$ ), pogłębianie wykopu bez konieczności jego odwadniania i przyjmując, że w strefie stykowej "grunt ściana" składowa ewentualnego naprężenia prekonsolidacyjnego ( $\sigma'_{h-OC}$  – *in situ*) jest niszczona przy zawiesinowym głębieniu i betonowaniu szczeliny (stąd umownie wyjściowy współczynnik parcia  $K_0 \approx K_{0-NC}$ ) – jako początkowy stan (p) obciążenia ściany szczelinowej przyjmuje się obustronne działanie parcia spoczynkowego o rozkładzie trójkątnym (rys. 2a):

$$e_{0p} = \gamma \, z \, K_0 \tag{9}$$

$$E_{0p} = 0,5\gamma H^2 K_0 \tag{10}$$

gdzie:

z – głębokość poniżej powierzchni terenu,

H = h + t - wysokość ściany określona przez docelową głębokość wykopu h i strefę utwierdzenia t.

Przy sztywnej obudowie, w kolejnych fazach wykopu "f" (0 <  $h_f < h$ ), parcie gruntu od strony górnego naziomu ("parcie zewnętrzne"  $E_{0Z}$ ,  $e_{0Z}$ ) nie ulega zmianie (przy  $\rho = 0, E_{0Z} = E_{0p} = \text{const}$ ); parcie zaś od strony wykopu ("parcie wewnętrzne"  $E_{0W}$ ,  $e_{0W}$ ) odpowiednio maleje (przy  $t_f < H$ ,  $E_{0W}(t_f) < E_{0p}$ ). Znajomość wartości parcia wewnętrznego gruntu  $(E_{0W})$  i jego rozkładu  $(e_{0W})$  jest niezbędna, gdyż zależy od niej (rys. 2b):

- właściwe oszacowanie sił w rozporach  $R_f$  współokreślających stan równowagi statycznej (przy  $R_f = R_I$ ,  $\Delta L \cdot E_{0W} + R_I = \Delta L \cdot E_{0Z}$ , gdzie  $\Delta L$  rozstaw rozpór wzdłuż wykopu),
- sprawdzenie i ewentualne skorygowanie głębokości utwierdzenia ściany (równowaga momentów sił:  $\Sigma M_{RI}[E_{0Z}, E_{0W}(t_{f})] = 0),$
- określenie przekroju  $\alpha \alpha$  (głębokość  $z_{\alpha}$ ), gdzie występuje największy fazowy moment zginający, miarodajny w analizie wytrzymałościowej ściany (zmiana znaku siły poprzecznej:  $T_{\alpha} = 0$ ,  $M_{\alpha} = M_{fmax}$ ).

I właśnie to parcie – wypadkowe i jednostkowe parcie spoczynkowe ( $E_{0W}$ ,  $e_{0W}$ ) – jest różnie przyjmowane w obliczeniach projektowych, gdzie skrajne ujęcia (strefa  $h_f < z \le H$ , rys. 2b):



Rys. 2. Rozbieżności w ujęciach parcia gruntu przy wykonywaniu wykopu:
a) stan początkowy (1, 1' – rozkład jednostkowego parcia spoczynkowego e<sub>0p</sub>);
b) faza wykopu (1 – rozkład parcia zewnętrznego e<sub>0Z</sub> = e<sub>0p</sub>), I, II – wariantowe rozkłady parcia wewnętrznego e<sub>0WI</sub> > e<sub>0WI</sub>)

 $E_{0W1} = 0.5 \gamma t_f^2 K_0$ ,  $e_{0W1} = \gamma (z - h_f) K_0$  – parcie o rozkładzie trójkątnym (w nawiązaniu do rozkładu odporu przy wymiarowaniu ścianek szczelnych metodą Bluma [1, 11]),

 $E_{0WII} = 0.5\gamma(H^2 - h_f^2)K_0$ ,  $e_{0WII} = \gamma z K_0$  – parcie o rozkładzie trapezowym (zakładając niezmienność składowej poziomej naprężenia przy odciążeniu pionowym w nawiązaniu do hipotezy Bromsa [15]).

Ze względu na duże rozbieżności w ujęciach obliczeniowych "parcia wewnętrznego" ( $E_{0WII} : E_{0WI} = 3 \div 7 -$ odpowiednio przy  $h_f : t_f = 1 \div 3$ ) – a zatem i możliwość błędnych ustaleń projektowych – wskazana jest dokładniejsza analiza tego zagadnienia.

### Zmienność stanu naprężenia w gruncie według modelu HSM

Warunkiem poprawnego określenia parcia spoczynkowego jest znajomość zmian stanu naprężenia i odkształcenia gruntu, jakie zachodzą przy obciążeniu i odciążeniu podłoża. Powiązania te wyjaśnia szkic poglądowy (rys. 3) ilustrujący zmienność składowych naprężenia  $\sigma'_h = F(\sigma'_v)$  według modelu HSM (*Hysteretic Stress Model*) opracowanego przez Seeda i Duncana [15] w nawiązaniu do hipotezy Maynego-Kulhawy'ego [8]. Na szkicu wskazano też poprawkę modyfikacyjną przyjętą przez Rymszę [12, 14].

W modelu HSM skutki fazowych zmian obciążenia pionowego  $\Delta \sigma_v = \pm q$  rozpatruje się przy założeniu trójosiowego stanu naprężenia ( $\sigma_v(q) = \sigma_{vf} > 0$ ,  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_{hf} = \sigma_{vf} K_{0f}$ ) i jednoosiowego stanu odkształcenia ( $\varepsilon_{vf}(q) > 0$ ,  $\varepsilon_{hf} = 0$ ), uwzględniając w analizie cechy histeretyczne gruntu: relaksację i zdolność do "zapamiętywania" naprężenia. Zmiany warunków obciążenia i odpowiadające im zmiany stanu naprężenia w gruncie mogą być rozpatrywane w skali makro (przy prekonsolidacji lodowcowej, gdzie  $\sigma'_{vp} = \sigma'_{v0} + q_l$ ,  $\sigma'_{v0} = \gamma h$ ), lokalnie (przy wykopach budowlanych i drogowych, gdzie analizuje się skutki odciążania  $\Delta \sigma_{\nu} = \Delta h_{\nu} \gamma$ ) i w skali mikro (na przykład przy badaniu próbek gruntu w edometrze, gdzie  $\sigma'_{\nu} = q$ ). Graficzną interpretacją tych zmian są linie (rys. 3):

- L (Loading) pierwotnego obciążenia, określająca ścieżkę  $K_{0L} = K_{0.NC}$  (odcinek 0 – A);
- U (*Unloading*) odciążenia, której odpowiada współczynnik parcia  $K_{0U} = K_{0-OC} > K_{0-NC}$ , gdzie różnicując założenia modelowe uwzględnia się:
  - relaksację dwufazową (quasi-sprężystą przy  $K_{0-OC} < K_p$  – odcinek A – C, plastyczną przy  $K_{0-OC} = K_p$  – odcinek C – 0 według linii  $U_M$  [15],
  - relaksacji quasi-sprężystą w całym zakresie odciążenia przy ograniczeniu  $K_{0-OC} \le K_{0 max} \approx 1 -$  według zmodyfikowanej linii  $U_m$  [12] ,, $A - B_{1,2} - 0$ ,
- **R** (*Reloading*) wtórnego obciążenia, gdzie zależnie od zakresu odciążenia i obciążenia wtórnego  $q_R$  przyjmuje się:
  - współczynnik parcia  $K_{0R}$  według ścieżki  $B_1 A_1, B_2 A_2,$
  - współczynnik  $K_{0R} = K'_{0-NC}$  według ścieżki  $A_{1,2} A D$ , po przekroczeniu histeretycznych ("zapamiętanych") naprężeń pierwotnej prekonsolidacji.

Faza "R" nie ma związku z omawianym zagadnieniem zmienności parcia gruntu na obudowę wykopu. Przedstawiono ją w celu pełniejszego naświetlenia modelu HSM. Uściślając założenia dotyczące współczynnika parcia spoczynkowego w fazach "L" i " $U_m$ " (uwzględniane dalej w algorytmie), przyjmuje się:

- ścieżka L,  $K_{0L} = K_{0.NC}$  = const. według wzoru (6),
- ścieżka  $U_m, K_{0U} = K_{0-OC}$  według wzoru (7) przy ograniczeniu  $K_{0 \max} = 1$ .

Przesłanki uzasadniające poprawkę modyfikacyjną są następujące:

- relaksacja dwufazowa  $(U_M)$ , a zatem nieciągłość zależności  $\sigma'_h = F(\sigma'_v)$  przy zmniejszaniu obciążenia pionowego nie ma uzasadnienia fizycznego;
- założenie modelowe  $(U_M)$  przy przyjęciu  $K_{0 \max} = K_p$  jest równoważne ze wskazaniem, że parcie spoczynkowe warstwy gruntu zalegającej bezpośrednio poniżej dna wykopu jest równe granicznej sile odporu. Pomijając sprzeczność fizyczną (niemożliwość wzbudzenia granicznego odporu przy odkształceniu gruntu  $\varepsilon_h = 0$ ), założenie  $K_0 = K_p$  w odniesieniu do siły utrzymującej (stabilizującej) jest skrajnie niebezpieczne;



Rys. 3. Zmienność składowych naprężenia w gruncie według modelu HSM: L – ścieżka obciążenia pierwotnego, U – ścieżka odciążenia ( $U_M$  – wariant wyjściowy [8, 15],  $U_m$  – ujęcie zmodyfikowane [12, 14]),  $R_1$ ,  $R_2$  – ścieżki obciążenia wtórnego

wyniki badań wytężeniowych próbek gruntu prowadzonych przy  $\varepsilon_h = 0$  wskazują, że ukierunkowaniu ścieżki "U" w końcowej fazie odciążenia odpowiada współczynnik  $K_{0U} = 0,80 \div 1,25 - zależnie od rodzaju i stanu$  $gruntu [6]. Warunek <math>K_{0 \max} \approx 1$  ma zatem potwierdzenie empiryczne.

## Wyznaczanie parcia spoczynkowego gruntu przy projektowaniu wykopu

Rozpatrując wykop przedstawiony na rys. 4 i uwzględniając założenia ogólne dotyczące obudowy (rys. 2), parcie wewnętrzne (wartość charakterystyczną  $E_{0W}$ ) wyznacza się przy uwzględnieniu zmienności współczynnika parcia spoczynkowego w fazie odciążenia (rys. 3, ścieżka  $U_m$ ). Usuwanie górnych warstw gruntu ( $i = 1 \div 4 - rys$ . 4a,  $i = 4 \div 7 - rys$ . 4b) traktuje się jako stopniowe odciążanie podłoża poniżej dna wykopu, przy którym zwiększa się wskaźnik lokalnej prekonsolidacji gruntu w strefie utwierdzenia ściany (dotyczy warstw, odpowiednio  $f = 5 \div 10$ ,  $f = 8 \div 10 - gdzie przykładowo i + f = 10$ ). Analizując stan naprężenia w bezpośrednim sąsiedztwie ścian szczelinowych i utożsamiając składową poziomą naprężenia z jednostkowym parciem spoczynkowym ( $\varepsilon_h = 0, \sigma'_h = e_0$ ) – w algorytmie obliczeniowym wyznacza się (interpretacja graficzna – rys. 4):

- 1. Rozkład składowej pionowej naprężenia po stronie zewnętrznej wykopu (Z) i wewnętrznej (W):
  - w stanie początkowym (p)  $\sigma'_{vZ} = \sigma'_{vW} = \sigma'_{vp} = \gamma z \text{linie 1, 1'}$
  - w fazie pośredniej (f)  $\sigma'_{vZ} = \sigma'_{vp} = \text{const} \text{linia } 1,$  $\sigma'_{vWT} = \gamma(z - h_i) - \text{linia } 2.$



Rys. 4. Zmienność parcia gruntu przy wykonywaniu wykopu – interpretacja graficzna algorytmu obliczeniowego: a) faza pośrednia, b) stan końcowy (linie 1 ÷ 4 objaśnione w tekście)

2. Rozkład jednostkowego parcia gruntu w stanie początkowym

 $e_{0Z} = e_{0W} = \gamma z K_{0-NC} - \text{linie 3, 3'}$ 

3. Wskaźnik prekonsolidacji gruntu poniżej dna wykopu  $OCR = \sigma'_{vp} : \sigma'_{vWf} = z : (z - h_i)$ 

$$OCR_f = (f - 0, 5) : (f - i - 0, 5)$$

gdzie wartości  $OCR_f$  w środku poszczególnych warstwf podano w zestawieniu tabelarycznym (rys. 4a, b).

4. Współczynniki parcia spoczynkowego gruntu w środku warstw *f* wyznaczane przy uwzględnieniu wpływu odciążenia i założeniu, że wzory (7), (8) (tożsamościowe przy  $\phi' = 30^\circ$ ,  $\beta = 0$ ) odwzorowują układ linii  $U_m$  (rys. 3), gdzie zachowując ograniczenie  $K_{0 \text{ max}} = 1$ :

$$K_{0-OC} = K_{0-Wf} = K_{0-NC} \cdot OCR^{0,5} \le 1;$$

przykładowe wartości  $K_{0.Wf}$  obliczone przy  $\phi' = 30^{\circ}$  przedstawiono w zestawieniu (rys. 4a, b).

5. Rozkład jednostkowego parcia spoczynkowego w strefie utwierdzenia ściany  $t_f$ 

 $e_{0Wf} = \gamma(z - h_i) K_{0-Wf} - \text{linia 4};$ 

Wartości porównawcze  $e_{0Wf}$ :  $\gamma t_f$  dla  $f = 5 \div 10$  (rys. 4a),  $e_{0Wf}$ :  $\gamma t$  dla  $f = 8 \div 10$  (rys. 4b) – wyznaczone w środku warstw fprzy uwzględnieniu  $h + 0.5\Delta h \le z \le H - 0.5\Delta h$ , gdzie miąższość warstw w przykładowych obliczeniach iteracyjnych  $\Delta h = H/10$ – przedstawiono w zestawieniu tabelarycznym.

Znajomość wartości i rozkładu jednostkowego parcia spoczynkowego gruntu  $e_{_{0W}}$  umożliwia wyznaczenie parcia spoczynkowego  $E_{_{0W}}$  (w interpretacji graficznej pole  $C_4 - G - D - rys.$  4a, pole  $C_7 - G - D - rys.$  4b), jak również położenia siły wypadkowej. Nawiązując do skrajnie rozpatrywanych rozkładów parcia spoczynkowego (rys. 2 – linie I, II; rys. 4a – linie  $C_4 - F$ ,  $C'_4 - F'$ ; rys. 4b – linie  $C_7 - F$ ,  $C'_7 - F'$ ), którym odpowiadałyby odpowiednio siły  $E_{_{0WI}}$ ,  $E_{_{0WII}}$  – wyznaczone parcie spoczynkowe ( $E_{_{0W}}$  – według linii 4) ma wartość pośrednią  $E_{_{0WI}} < E_{_{0WI}} < E_{_{0WI}}$ .

## PODSUMOWANIE I UWAGI KOŃCOWE

1. Z przedstawionej analizy wynika, że rozkład jednostkowego spoczynkowego parcia gruntu działającego na sztywną ścianę od strony wykopu  $e_{0W}^{(z)}$  (rys. 4, linie 4) jest krzywoliniowy, co jest sprzeczne z ogólnymi wskazaniami podawanymi przez niektórych autorów i w normach. Zwraca się uwagę, że wskazania te – określające przy jednorodnym gruncie liniowy (przy q = 0 - trójkątny)rozkład parcia spoczynkowego – dotyczą warunków in situ przy umownym założeniu niezmienności współczynnika parcia  $K_0$  = const. Przy wykonywaniu wykopu - przyjmując nawet nieodkształcalność poziomą ściany oporowej i gruntu ( $\rho = 0$ ,  $\varepsilon_h = 0$ ) – zmienia się współ-czynnik parcia spoczynkowego  $K_0$  (5) odpowiednio do zmiany stanu naprężenia w gruncie spowodowanej lokalnym odciążeniem podłoża. Następstwem tych zmian jest krzywoliniowy rozkład parcia poniżej dna wykopu. Poza sygnalnymi informacjami o możliwości krzywoliniowego rozkładu parcia gruntu w strefie utwierdzenia ściany szczelinowej [11, 17] autorzy nie znaleźli udokumentowanych wyników badań, które potwierdziłyby empirycznie przedstawioną tu analizę.

- W algorytmie obliczeniowym można zauważyć pewne nieścisłości interpretacyjne:
  - W fazie wykopu poprzedzającej założenie pierwszej rozpory ( $R_{\rm I}$  – rys. 4a) niemożliwe jest zrównoważenie obciążeń przy założeniu działania parcia spoczynkowego ( $E_{\rm 0z} = E_{\rm 0p} > E_{\rm 0w}$ ). Ze względu na fakt, że w tej fazie zróżnicowanie sił naporowych jest niewielkie, można przyjąć, że przed założeniem rozpory wystąpi pomijalne przemieszczenie ściany  $\rho_0$  (1), przy którym – stosownie do ustaleń Eurokodu 7 ([10], tamże p. 9.5.2) – przyjmuje się stan parcia spoczynkowego. Niewielkie zmiany parcia przy przemieszczeniach  $\rho_0$ (zmniejszenie parcia zewnętrznego (w górnej części ściany i odpowiednie zwiększenie parcia gruntu od strony wykopu) są "wyrównywane" przy klinowaniu rozpór  $R_{\rm I}$ .
  - Przy pogłębianiu wykopu, odpowiednio do zwiększającej się różnicy wysokości naziomów (H<sub>z</sub> = H > t<sub>f</sub> ≥ t
     rys. 4 a, b) zwiększa się zróżnicowanie naprężenia występującego na tym samym poziomie po stronie zewnętrznej (Z) i wewnętrznej (W) ściany. Skrajne nieciągłości stanu naprężenia występują w końcowej fazie wykopu pod spodem ściany szczelinowej (p. D
     rys. 4b):

$$\sigma_{vDZ} = \gamma H > \sigma_{vDW} = \gamma t;$$

$$e_{0DZ} = \sigma_{vDZ} K_{0-NC} > e_{0DW} = \sigma_{vDW} K_{0W}$$

W przypadku obliczeń inżynierskich nieciągłości w opisie stanu naprężenia są mało istotne. W rozważaniach teoretycznych (rozpatrując graniczne stany parcia gruntu, graniczną nośność gruntu przy krawędzi fundamentu itp.) "punktowe" nieciągłości zastępuje się strefą "lokalnego płynięcia" (strefą odkształceń plastycznych) [3].

3. Przedstawiony algorytm umożliwia inżynierskie oszacowanie wartości parcia spoczynkowego gruntu, jakie działa na sztywną obudowę wykopu w fazach pośrednich i w stanie docelowym. Zwraca się uwagę, że kryteria definiujące stan parcia spoczynkowego ( $\rho = 0, \varepsilon_h = 0$ ) w rzeczywistości są niemożliwe do spełnienia. W przypadkach, gdy wymagana jest duża dokładność ustaleń projektowych, a przy założeniu wyjściowego (spoczynkowego) stanu obciążenia wyznacza się przemieszczenia obudowy wykopu  $\rho > \rho_0(1)$ – uściślone obliczenia należy przeprowadzić metodą kolejnych przybliżeń, uwzględniając współzależność parcia gruntu i przemieszczenia konstrukcji oporowej.

## LITERATURA

 Biernatowski K., Dembicki E., Hera E., i inni: Fundamentowanie: t. 2 Posadowienie budowli (t. 1, 2 – pod red. E. Dembickiego). Arkady, Warszawa 1988.

2. Dembicki E.: Parcie odpór i nośność gruntu. Arkady, Warszawa 1979.

3. Dembicki E.: Stany graniczne gruntu. Teoria i zastosowanie. Gdańskie Towarzystwo Naukowe, Gdańsk 1971.

4. Dembicki E., Rymsza B.: Obliczanie parcia i odporu gruntu według Eurokodu 7. (Postęp czy regres?). Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/2015, 237-246.

5. Dembicki E., Rymsza B.: Determination of earth pressure and displacement of the retaining structure according to the Eurocode 7-1. Proc. of the 13<sup>th</sup> Baltic Sea Geotechnical Conference, Vilnius 2016, 179-186.

6. Hryciw R. D., Thomann T. G.: Stress-history based model for  $G^c$  of cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, nr 7/1993.

7. Kézdi Á.: Handbook of soil mechanics. Vol 1. Soil physics. Akadémia Kiadó, Budapest 1974.

8. Mayne P. W., Kulhawy F. H.:  $K_0 - OCR$  relationships in soil. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, nr 6/1982, 851-871.

9. PN-83/B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKNMiJ, 1983.

10. PN-EN 1997-1:2008. Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.

11. Recommendations on excavations. Ernst & Sohn, Berlin 2003.

12. Rymsza B.: Determination of loading and displacement of the backfilled retaining wall due to soil – structure interaction. Proc. 14<sup>th</sup> International Conference on SMFE, Vol. II, Hamburg 1997, 1245-1248.

13. Rymsza B.: Parcie gruntu w spokoju. Proc. XXII Slovak – Polish – Russian Seminar on Theoretical Foundation of Civil Engineering, Moscow 2013, 509-520.

14. Rymsza B.: Współczynnik parcia spoczynkowego gruntu przy warstwowym zagęszczaniu zasypki. Acta Scientiarum Polonorum – Architektura, nr 12(3)/2013, 85-97.

15. Seed R. B., Duncan J. M.: FE analyses: Compaction-induced stresses and deformations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, nr 1/1986, 23-43.

16. Terzaghi K.: Large retaining wall tests – Presssure of dry sand. Engineering News Record, nr 112/1934, 136-140.

17. Weissenbach A.: Baugruben. Teil II. Berechnungsgrundlagen. Ernst & Sohn, Berlin – Düsseldorf 1975.