

WSPÓŁCZYNNIK PARCIA SPOCZYNKOWEGO GRUNTU PRZY WARSTWOWYM ZAGĘSZCZENIU ZASYPKI

Bogdan Rymsza

Politechnika Warszawska, Warszawa

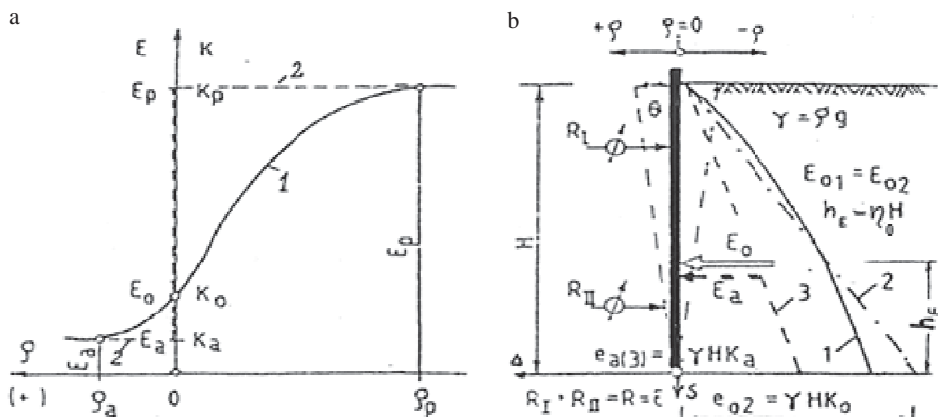
Streszczenie. Uwzględniając wskazania Eurocodu EC 7-1, dotyczące projektowania konstrukcji oporowych z zagęszczaną zasypką, w referacie omówiono metodę określania współczynnika parcia spoczynkowego (K_0). Szczegółowo zanalizowano parcie gruntu na pionową sztywną ścianę ($\rho = 0$), jakie jest wzbudzone przez przesuwaną się maszynę przy warstwowym zagęszczaniu zasyпки. W analizie przyjęto hysteretyczny model gruntu (HSM), określający zmienność współczynnika $K_0 = \sigma'_h : \sigma'_v$ dla gruntów normalnie skonsolidowanych (NC) i prekonsolidowanych (OC), wyznaczając 3 strefy parcia (rys. 5): H_I – strefę oporową dla zasyпки prekonsolidowanej mechanicznie (OC), gdzie współczynnik parcia $K_I = K_{0,OC} \approx 1$; H_{II} – strefę przejściową przy rezydualnym współczynniku parcia $K_{II} = \bar{K}_{0,OC} < K_I$; H_{III} – strefę zasyпки normalnie skonsolidowanej (NC), gdzie $K_{III} = K_{0,NC}$. Dodatkowe „wzbudzone” parcie gruntu należy uwzględnić również w przypadku obsypywanych ścianek płytowo-kątowych (w analizie wytrzymałościowej STR wspornika). W części wnioskowej zwrócono uwagę na zależność parcia gruntu od uwarunkowań technologicznych: rodzaju gruntu, grubości warstw, sposobu ich zagęszczania i wysokości ściany oporowej.

Słowa kluczowe: parcie gruntu w spokoju, prekonsolidacja mechaniczna, współczynnik parcia gruntu, ściana oporowa, zagęszczanie zasyпки, wzbudzone naprężenia poziome

WSTĘP

Współzależność parcia gruntu i przemieszczeń konstrukcji oporowej

Parcie gruntu w spokoju (E_0) – skrótowo nazywane parciem spoczynkowym – występuje przy sztywnej i nieulegającej przemieszczeniom konstrukcji ($\rho = 0$, rys. 1). Ten stan obciążenia zakłada się w przypadku podziemnych ścian zewnętrznych budynku, obsypywanych tuneli czy też monolitycznych murów oporowych posadowionych na podłożu skalistym lub na palach. Według Eurocodu 7 parcie spoczynkowe należy przyjmować,



Rys. 1. Współzależność parcia gruntu i przemieszczeń konstrukcji: a – zmienność parcia gruntu (1 – zależność rzeczywista, 2 – model sztywno-plastyczny), b – rozkład parcia gruntu i schemat przemieszczenia ściany [Terzaghi 1934] (1 – parcie spoczynkowe przy $\rho = 0$ i $\eta_0 = h_E : H$, 2 – rozkład porównawczy przy współczynniku K_0 , 3 – parcie czynne)

Fig. 1. Interdependence between earth pressure and displacements of the retaining wall: a – variability of earth pressure (1 – real dependence, 2 – rigid-plastic soil model), b – unit pressure distribution and the model wall [Terzaghi 1934] (1 – earth pressure at rest for $\rho = 0$ and $\eta_0 = h_E : H$, 2 – comparative linear distribution, 3 – active earth pressure)

gdy przewiduje się przemieszczenia ściany oporowej $\rho < \rho_0 - EC = 5 \cdot 10^{-4} \cdot H$ [PN-EN 1997-1:2008]; wskazanie to dotyczy gruntów normalnie skonsolidowanych. Proste konstrukcje oporowe o stosunkowo dużej podatności, zarówno tymczasowe (np. ścianki szczelne przy wykopach), jak i stałe (np. prefabrykowane ściany żelbetowe podtrzymujące naziom nasypowy), są z reguły wymiarowane na graniczne parcia gruntu: czynne (E_a) – działające w strefie naporu, oraz bierne (E_p) – mobilizowane w strefie odporowej.

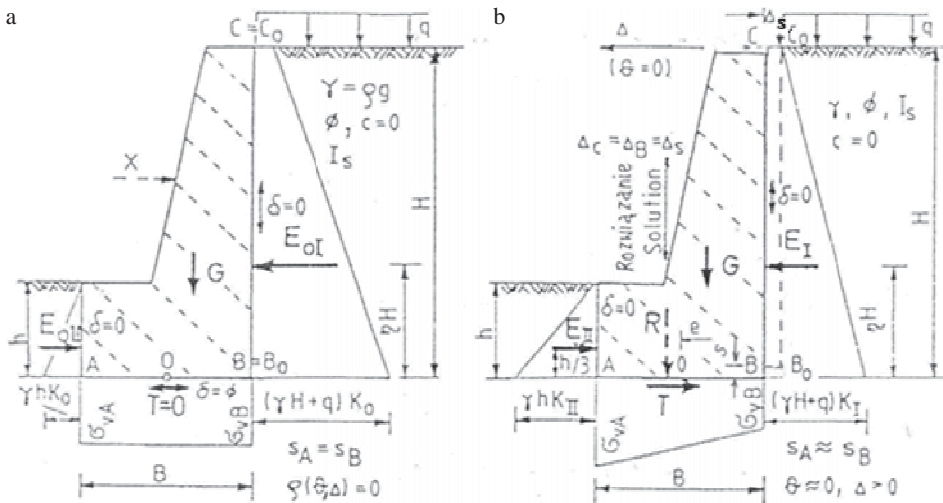
W artykule wykazuje się, że w przypadku prefabrykowanych ścianek kątowych założenie to może prowadzić do błędów na „niekorzyść bezpieczeństwa”.

Wysokie konstrukcje oporowe, zwłaszcza w terenie zabudowanym, gdy istotne są uwarunkowania użytkowe (np. ściany szczelinowe przy głębokich wykopach, mury przy trasach komunikacyjnych), są projektowane na parcia pośrednie [PN 83/B-03010, Rymysza 1997, 2008, PN-EN 1997-1:2008] (rys. 2):

$$E_{aI} < E_I(H_I, \rho) < E_{oI} - \text{napór górnego naziomu gruntowego o wysokości } H = H_I,$$

$$E_{oII} < E_{II}(H_{II}, \rho) < E_{pII} - \text{odpór gruntu w strefie obsypki fundamentu } H = H_{II}.$$

Zwraca się uwagę, że siły graniczne E_a , E_p , $T_{\max} = T_f$, według których określa się stopień bezpieczeństwa konstrukcji (np. na możliwość przesuwu $SF_{\Delta} = (\lambda E_p + T_f) : E_a$, gdzie: SF – Safety Factor, $0 < \lambda < 1$ – współczynnik urealnający wartość mobilizowanego odporu) lub gdy sprawdza się normowe/eurokodowe warunki stateczności $V_{dst,d} \leq R_{stb,d}$, uwzględniając obliczeniowe wartości parametrów oraz sił czynnych i oporowych [PN-EN 1997-1:2008]), nie mogą być podstawą do wyznaczania naprężeń pod fundamentem. Do obliczenia tych naprężeń, a zatem i przewidywanych przemieszczeń muru: osiadania $s = s_0$, przemieszczenia kąтового $\theta = (S_A - S_B) : B$ i poziomego odkształcenia podłoża $\Delta = f[\tau(T), B, G...]$, niezbędna jest znajomość sił działających w stanie równowagi



Rys. 2. Układ obciążeń: a – umowny stan początkowy ($\rho = 0, X = E_{OI} - E_{OII} > 0$), b – stan użytkowy ($X = 0, \rho = \Delta s, E_I = E_{OI} + T, 0 < T(\Delta_S) \leq T_f$) [Rymsza 1997, 2008]

Fig. 2. Loading schemes: a – initial at rest forces ($\rho = 0, X = E_{OI} - E_{OII} > 0$), b – serviceability state ($X = 0, \rho = \Delta s, E_I = E_{OI} + T, 0 < T(\Delta_S) \leq T_f$) [Rymsza 1997; 2008]

(rys. 2b). Jeżeli niezbędne jest dokładne prognozowanie stanu obciążenia i przemieszczenia konstrukcji w fazie użytkowania, to siły te wyznacza się, uwzględniając współzależność parcia gruntu i przemieszczeń ściany (rys. 1a, linia 1), gdzie przykładowy model interakcyjny, opracowany przy założeniu $S_A \approx S_B, \theta \approx 0, \Delta > 0$, jest przedstawiony we wcześniejszych pracach autora [Rymsza 1997, 2008]. Poprawność tych obliczeń jest w dużym stopniu determinowana dokładnością określenia parcia gruntu w spokoju. Wartości E_{OI}, E_{OII} (wyjściowy stan obciążenia w modelu interakcyjnym – rys. 2a) stanowią bowiem „wielkości bazowe” przy wyznaczaniu sił $E_I(\rho), E_{II}(\rho)$ i oporu $T(\Delta)$, jakie występują w stanie równowagi statycznej. Siły te (parcie pośrednie E_I , odpór pośredni E_{II} i opór tarcia/ścianania rozwijany pod fundamentem $0 < T(\Delta) < T_f = G \cdot \tan \phi + c^* B$) oraz odpowiadające im przemieszczenia $\rho_S(s, \Delta, \theta)$, wyznaczone współzależnie (metodą interakcyjną), określają warunki użytkowania obiektu (rys. 2b).

WSKAZANIA DOTYCZĄCE WYZNACZANIA PARCIA GRUNTU

Wzory podawane w literaturze i normach w większości dotyczą granicznych wartości parcia E_a i E_p , które mają jednoznaczną interpretację w teoriach Coulomba i Rankinea. W teoriach tych, mimo wielu ich odmienności, wspólnym założeniem jest sztywno-plastyczny model gruntu; tym samym stan parcia spoczynkowego jest tu nieokreślony (rys. 1a, linia 2). Wskazania dotyczące parcia gruntu w spokoju są więc znacznie uboższe i w większości opierają się na ustaleniach empirycznych. Ze względu na odmienne „podejścia” badawcze wskazania te są często rozbieżne, nawet w ujęciu jakościowym. Rozbieżności najczęściej wynikają z niewłaściwego uogólniania współczynnika parcia spoczynkowego (K_0), przy którym stan naprężeń *in situ* utożsamia się ze stanem parcia

spoczynkowego na konstrukcję oporową. Z tych względów w normie PN-B/83-03010 wprowadzono uściślenia, różnicując współczynniki (K_0) w odniesieniu do gruntów rodzimych i do gruntów zasypowych [tamże, wzory (12) i (13)]. W projektowaniu konstrukcji z zagęszczoną zasypką pewne trudności może też sprawiać właściwe oszacowanie współczynników technologicznych, występujących w normowym wzorze (13). Już wkrótce trudności te mogą być większe ze względu na wymagania Eurokodu EC 7-1 [PN-EN 1997-1:2008]. Podane tam zalecenia dotyczące projektowania tego rodzaju konstrukcji [p. 9.5.5] obligują m.in. do określania:

- dodatkowego parcia gruntu, powstającego przy warstwowym zagęszczeniu zasypki,
- strefy nadciśnienia wytworzonego w górnej części ściany przy przejeździe maszyny,
- odpowiedniej technologii układania i zagęszczania zasypki, zapewniającej minimalizowanie dodatkowego parcia i fazowych odkształceń ściany.

Zalecenia te mogą być niejasne, zwłaszcza że do przyjętej w normach europejskich „filozofii” – odmiennej niż w dotychczasowych normach krajowych – w Eurokodzie drobniawo określa się zakres wymaganych analiz projektowych, często w ogóle nie podając żadnych wskazań obliczeniowych. Przykładowo – przy projektowaniu konstrukcji oporowych (EC 7-1 – rozdz. 9), analizując oddziaływania i sytuacje obliczeniowe, należy określić:

- „Wartość obliczeniową ciężaru objętościowego wody, uwzględniając, czy woda jest słodka, czy słona” [p. 9.3.1.4]. Tu uwaga autora: jaki sens ma „aptekarskie” oznaczenie ciężaru objętościowego wody (wpływ „kwadry księżycy” na wahania parcia wody może być większy), gdy siły parcia i oporu odpowiadające kolejnym modyfikacjom wzorów (C.1) i (C.2), 3-krotnie zmienianych w załączniku „C” – różnią się w zakresie liczbowym $\pm 15\%$ (parcie czynne) i $\pm 30\%$ (parcie bierne),
- „Wpływ wyjątkowych zmian temperatury w czasie i przestrzeni” [p. 9.3.1.6]. Tu niejasność: czy należy uwzględnić wpływ „ocieplenia klimatycznego”, czy też na przykład „uderzenie fali termicznej”?
- „Wpływ zagęszczania zasypki za konstrukcją oporową” [p. 9.3.3]. Żadnych wskazań, jak uwzględnić ten wpływ, nie podano (w tej kwestii jest wiele pytań przekazywanych z różnych biur projektowych).

To ostatnie zagadnienie (określanie parcia gruntu przy warstwowym zagęszczeniu zasypki) omawiano już w pracach autora [Rymśza 1997, 2004]), a analiza wytrzymałościowa „STR” wspornikowej ścianki katowej przejmującej parcie zagęszczanej zasypki, jest przedmiotem dalszej części artykułu.

PARCIE GRUNTU W SPOKOJU

Zróżnicowanie współczynnika parcia spoczynkowego

Wartość współczynnika K_0 na ogół określa się na podstawie zależności korelacyjnych, przy czym najczęściej stosowany jest wzór Jáky’ego podany dla gruntów niespoistych:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (1)$$

gdzie: φ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu (przy uogólnieniu $\varphi = \varphi'$).

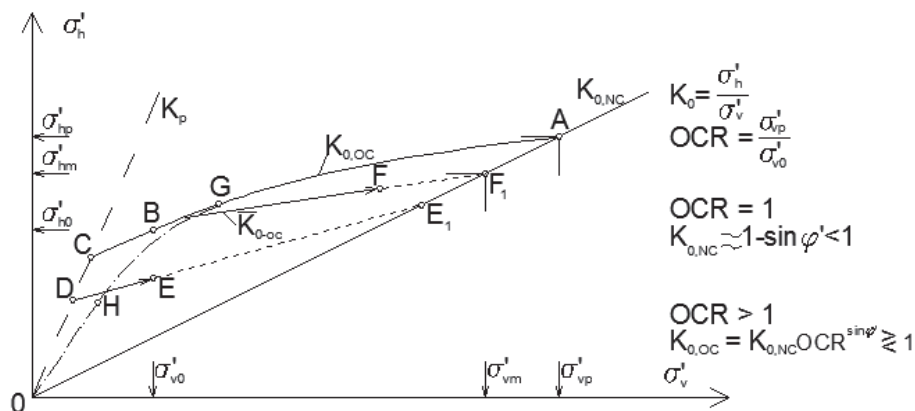
W przypadku oznaczeń bezpośrednich przeprowadza się badania polowe (sondowania MPM/PMT, DMT, CPTU, SBPT [PN-EN 1997-2:2008]) bądź też badania laboratoryjne (pomiary wyteżenia próbek gruntu w pierścieniach edometrycznych lub w zmodyfikowanych aparatach trójosiowych [Ingold 1979, Mayne i Kulhawy 1982]). Współczynnik parcia gruntu w spokoju określa się wówczas stosunkiem efektywnych naprężeń poziomych do pionowych:

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad (2)$$

gdzie kryterium definicyjne stanu parcia spoczynkowego stanowi warunek $\varepsilon_h = 0$.

W przypadku gruntów normalnie skonsolidowanych (NC) oszacowania $K_{01}(1)$ i $K_{02}(2)$ są zbliżone. W gruntach prekonsolidowanych (OC) badanych *in situ* otrzymuje się natomiast wartości $K_{02} = K_{0,OC} > K_{01} = K_{0,NC}$. Zróżnicowania te wyjaśnia szkie poglądowy (rys. 3), ilustrujący zmienność stanu naprężenia w gruncie w warunkach *in situ* [Mayne i Kulhawy 1982], przy uściśleniach modelowych HSM [Seed i Duncan 1986]. W modelu gruntu HSM (*Hysteretic Stress Model*), zakładając jednoosiowy stan odkształcenia przy $\varepsilon_v(\Delta q_v) > 0$, $\varepsilon_h = \varepsilon_{x,y} = 0$, uwzględnia się cechy hysteretyczne gruntu: relaksację i zdolność do „zapamiętywania” naprężeń. Zależność $\sigma'_h = F(\sigma'_v)$ odwzorowują tu linie:

- a) przy pierwotnym obciążeniu gruntu, ścieżka $K_{0,NC}$ (odcinek 0-A),
- b) przy odprężeniu, zależnie od stopnia odciążenia:
 - ścieżka $K_{0,OC}$, przy $K_{0,NC} < K_{0,OC} < K_P$ (relaksacja quasi-sprężysta, linia A-B-C),
 - ścieżka K_P , określająca stan parcia biernego (relaksacja plastyczna, odcinek C-D),
- c) przy ponownym obciążeniu, zależnie od stopnia prekonsolidacji i zakresu wtórnych naprężeń pionowych:
 - ścieżka $\bar{K}_{0,OC}$, przy $K_{0,NC} \leq \bar{K}_{0,OC} < K_{0,OC}$ (odcinki D-E; E_1 , B-F; F_1),
 - ścieżka $K_{0,NC}$, przy przekroczeniu hysteretycznych naprężeń pierwotnej prekonsolidacji (odcinek E_1 ; F_1 -A $_1$).



Rys. 3. Zmienność naprężeń w gruncie według modelu HSM [Seed i Duncan 1986]; opis uproszczony [Rymsza 1997]

Fig. 3. Variability of stress state according to the HSM model [Seed and Duncan 1986]; simplified scheme [Rymsza 1997]

Współczynnik parcia spoczynkowego gruntów prekonsolidowanych (a zarazem opis analityczny krzywej A-B-C) określa wzór Schmidta [Mayne i Kulhawy 1982]:

$$K_{0,OC} = (1 - \sin\varphi')OCR^{\sin\varphi'} \quad (3)$$

gdzie: φ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu,

$OCR = \sigma'_{vp} : \sigma'_{vo}$ – wskaźnik prekonsolidacji, wyrażający stosunek efektywnych naprężeń pionowych w fazie przeciążenia gruntu lodowcem ($\sigma'_{vp} = \sigma'_{vo} + q_l$) do występujących obecnie naprężeń pierwotnych σ'_{vo} .

Przy określeniu współczynnika parcia K_0 (2), zakładając jednorodność gruntu i brak obciążenia naziomu ($q = 0$), otrzymuje się trójkątny rozkład jednostkowego parcia spoczynkowego $e_0 = \gamma h K_0$ (rys. 1b, linia 2). Z badań parcia gruntu przeprowadzonych na modelach wielkowymiarowych [Terzaghi 1934] wynika, że rozkład parcia spoczynkowego gruntu może być krzywoliniowy (rys. 1b, linia 1). Krzywoliniowość ta jest wyraźnie uchwytana przy dużym zagęszczeniu zasyпки, co badacz ten tłumaczył przesklepieniami, jakie przypuszczalnie tworzą się przy dolnej krawędzi ścianki. Ponieważ pomiary parcia były prowadzone przy różnych wysokościach naziomu, więc przy interpretacji wyników wyznaczał on współczynnik porównawczy:

$$K_0 = \frac{E_0}{0,5\gamma H^2} \quad (4)$$

gdzie: E_0 – parcie spoczynkowe (wartość pomiarowa przy przemieszczeniu ściany $\rho = 0$),

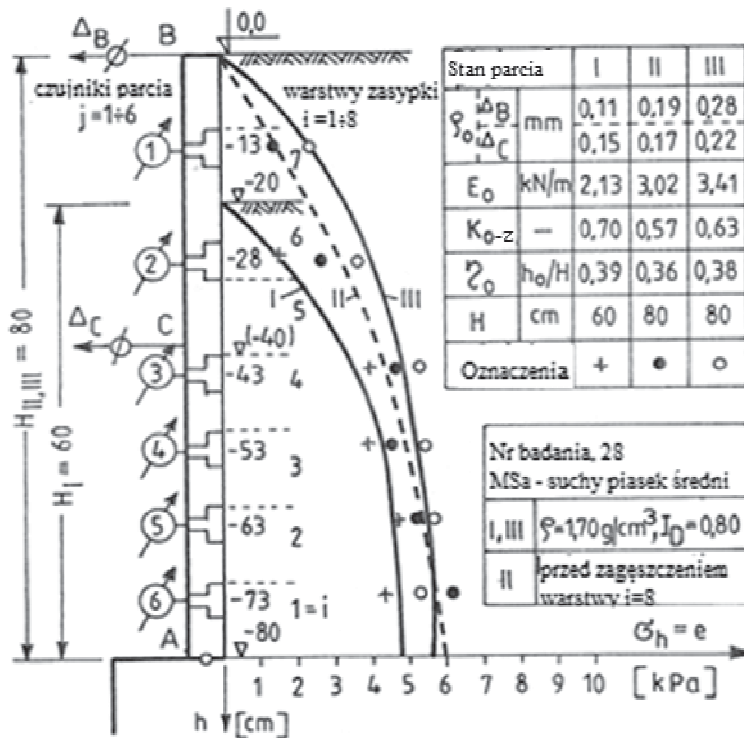
γ – ciężar objętościowy gruntu,

H – wysokość ścianki oporowej w strefie parcia.

Według K. Terzagiego współczynnik parcia spoczynkowego K_0 (4) zwiększa się wraz ze zwiększeniem stopnia zagęszczenia zasyпки (I_D), co – uwzględniając zależność rosnącą $\Phi(I_D)$ – jest jakościowo rozbieżne ze wskazaniami wynikającymi ze wzoru korelacyjnego (1). Badania przeprowadzone przez K. Terzagiego były później wielokrotnie weryfikowane w skali modelowej i półtechnicznej. Na rysunku 4 przedstawiono przykładowe wyniki badań modelowych przeprowadzonych przez autora [Rymśza 1997]. W badaniach tych analizowano m.in. wyjściowe parcie gruntu działające na sztywną ściankę oporową ($\Delta_A \approx \Delta_B \approx 0$). Zwraca się tu uwagę na stosunkowo niewielki wzrost parcia gruntu w wyniku nadkładu (por. linie I, II, gdzie II – po ułożeniu warstw 7 i 8), znacząco zwiększony po zagęszczeniu górnych warstw zasyпки (linia III – po strefowym ubijaniu warunkującym $I_D = 0,8$).

Zestawienie porównawcze wyników badań, prowadzonych przy różnych gruntach i różnym zagęszczeniu zasyпки, wskazuje na trzy prawidłowości:

- współczynnik parcia spoczynkowego jest funkcją rosnącą $K_0(I_D)$; $K_0(I_S)$,
- krzywoliniowość rozkładu parcia i odpowiadający współczynnik położenia wypadkowej $\eta_0 = h_E : H$ (rys. 1b) są tym większe, im większe jest zagęszczenie zasyпки gruntu, a mniejsza wysokość ściany,
- przy gruntach w stanie luźnym rozkład parcia jest liniowy przy współczynniku $K_0 \approx K_{0,NC}$.



Rys. 4. Fazowe zmiany parcia spoczynkowego gruntu przy warstwowym zagęszczeniu zasypki [Rymsza 1997]

Fig. 4. Earth pressure at rest in successive backfilling stages [Rymsza 1997]

W celu wyjaśnienia tych prawidłowości, a zarazem zaleceń podawanych w Eurokodyzie EC 7-1 [PN-EN 1997-1:2008, p. 9.5.5], przedstawiono algorytm ideowy zwiększania parcia gruntu i jego redystrybucji w kolejnych fazach układania zasypki. W analizie przyjęto hysteretyczny model gruntu HSM (rys. 3), uwzględniając ogólne wskazania interpretacyjne [Seed i Duncan 1986] i wprowadzając korektę urealnijającą układ ścieżki naprężeń w końcowej fazie odciążenia (rys. 3 – linia G-H-O, $K_{0,OC}(\sigma_v \rightarrow 0) \approx 1$) [Rymsza 1997].

Założenia algorytmu

1. We wszystkich fazach nadbudowy naziomu, określanych wysokością obsypki $0 < z \leq H$, gdzie H – wysokość projektowana, ściana oporowa jest sztywna i nie ulega przemieszczeniu ($\rho = 0$).

2. Warstwowe zagęszczanie gruntu przeprowadza się w powtarzalnych cyklach technologicznych ($\Delta H_i = \text{const}$, $q = \text{const}$), uzyskując w stanie końcowym jednorodność gruntu (stałe parametry γ , Φ , c – gdzie, rozpatrując grunt niespoisty, $c = 0$).

3. Przy określeniu naprężeń pionowych $\sigma_v(q)$ i poziomych $\sigma_h(q)$, spowodowanych przesuwanym się obciążeniem q , mają zastosowanie wzory wynikające z teorii Bousinesqa, przy czym w płaszczyźnie ściany pomija się naprężenia styczne.

4. Przyrosty naprężeń $\Delta\sigma_v(q) = \Delta v$ i $\Delta\sigma_h(q) = \Delta_h$ traktuje się jako prekonsolidację mechaniczną, przyjmując, że po wycofaniu maszyny zagęszczającej następuje pełne odprężenie pionowe $\bar{\Delta}_v = \Delta_v$ i częściowa relaksacja naprężeń poziomych $0 < \bar{\Delta}_h < \Delta_h$.

5. W dowolnej fazie technologicznej naprężenia całkowite przekazane na masę gruntową są równe naprężeniom efektywnym przejmowanym przez szkielet (przy $\sigma_{v,h} = \sigma'_{v,h}$ i $u = \sigma - \sigma' - \text{ciśnienie porowe } u = 0$).

W nawiązaniu do założeń 2. i 5. nadmienia się, że obsypki konstrukcji oporowych najczęściej wykonuje się z gruntów niespoistych ($c = 0$). W gruntach tych, nawet przy wilgotności $w \approx w_{opt}$ i obciążeniach dynamicznych, wzbudzone ciśnienie porowe jest pomijalnie małe, co uzasadnia przyjęcie w dalszej analizie $\sigma = \sigma'$.

Uwzględniając, że algorytm ideowy wzbudzenia parcia gruntu przy zagęszczaniu zasyпки był przedstawiony dokładnie we wcześniejszych pracach autora [Rymśza 1997, 2004], w niniejszym artykule podaje się jedynie główne stwierdzenia i zależności.

Wartość i rozkład parcia gruntu przy warstwowym zagęszczaniu zasyпки

Jednostkowy nacisk przekazywany na ścianę $e = \sigma_h(\gamma) + \sigma_h(q, x)$ jest efektem działania sił masowych nadkładu $e_\gamma = \sigma_h(\gamma)$ i naprężeń poziomych $e_q = \sigma_h(q, x)$, spowodowanych obciążeniem komprymacyjnym (q) przesuwanym się po naziomiu (zmienna $0 < X \leq X_{max}$). Jakkolwiek naprężenia $e_{max}(\gamma, q, x)$ ulegają częściowej relaksacji, są one w dużym stopniu „zapamiętywane”, zmieniając ścieżkę naprężenia $K = \Delta_h : \Delta_v$ w kolejnym cyklu obciążenia. W ogólnym przypadku można wydzielić trzy strefy parcia.

Strefa I (rys. 5a-I). Przy przesuwanym się obciążeniu q w poszczególnych punktach ściany, określanych głębokością z_i ($i = 1, 2, \dots$), są wzbudzone naprężenia poziome $\sigma_{hi}(\gamma, z_i, q, x)$, których rozkład – rozpatrując każdorazowo położenie x_i determinujące $[\sigma_{hi}(q, z_i, x)]_{max}$ – obrazują linie „1 – i”. Obwiednią rodziny krzywych „1 – i” jest linia „2”. Przy obciążeniu naziomu (po wyjeździe maszyny zagęszczającej) następuje pełne odprężenie pionowe $\bar{\Delta}_v = \Delta_v(q)$, warunkujące stan naprężenia $\sigma_{vi} = \sigma_v(\gamma, q) - \bar{\Delta}_v = \lambda z$, oraz częściowa dekompresja boczna $0 < \bar{\Delta}_h < \Delta_h(q)$, przy której naprężenia poziome zmniejszają się do wartości:

$$e_I = \sigma_{hr} - \bar{\Delta}_h - p = \sigma_v K_I \quad (5)$$

gdzie: e_I – jednostkowe parcie gruntu na ścianę z uwzględnieniem ograniczeń dotyczących możliwego stanu odporowego (rys. 5a – linie 4),

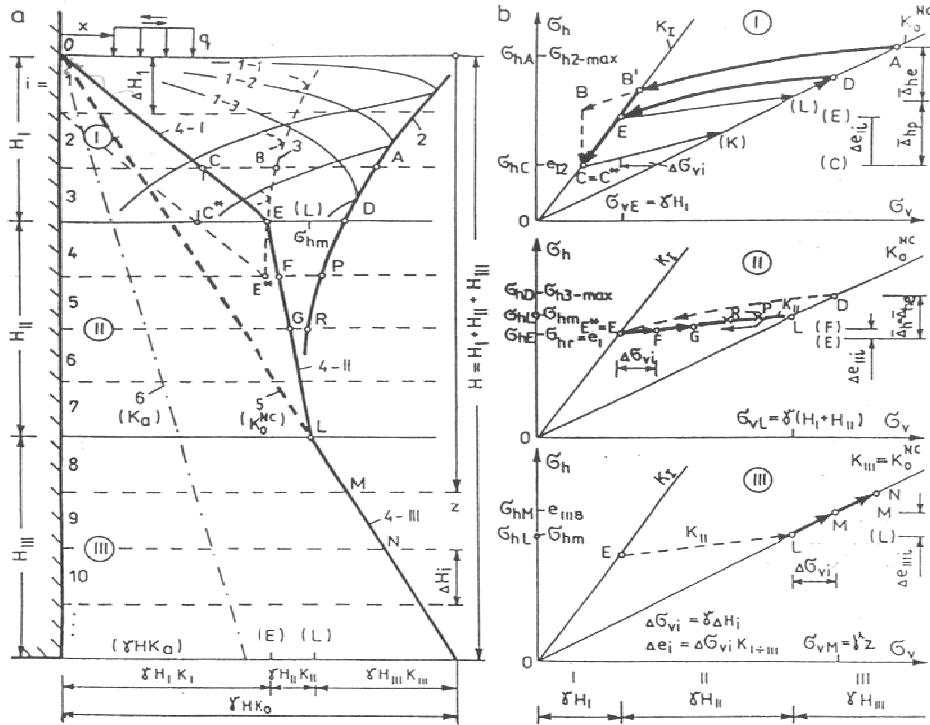
σ_{hr} – rezydualne naprężenia porównawcze,

$\bar{\Delta}_h - p$ – relaksacja plastyczna,

$\sigma_v = \gamma z$ – naprężenia pionowe (baza porównawcza przed i po zjeździe maszyny),

K_I – współczynnik odporu wzbudzonego na skutek zagęszczenia zasyпки $1 \leq K_I < K_p$.

Interpretując zmiany naprężeń w spągu kolejnych warstw przy powtarzalnych cyklach „obciążenie – odciążenie” (n -krotne przejazdy maszyny), przykładowo wskazano (rys. 5b-I):



Rys. 5. Schemat ideowy wzbudzenia parcia gruntu przy warstwowym zagęszczaniu zasypki za sztywną ścianą oporową: a – wykresy naprężeń poziomych w poszczególnych fazach nadbudowy nasypu (linie 1–6 objaśnione w tekście), b – ścieżki naprężeń odpowiadające strefowym wydzieleniom I–III

Fig. 5. Computational scheme of earth pressure at rest for granular backfill compacted in layers: a – horizontal stress distributions in respective loading – unloading – reloading phases (lines 1–6 explained in the paper), b – stress paths corresponding with earth pressure zones I–III

- $i = 2$ – ścieżkę C-K-A-B-C = C-K-A-B'-C (relaksacja dwufazowa $\bar{\Delta}_{h-s} = \bar{\Delta}_{h-s} + \bar{\Delta}_{h-p}$),
- $i = 3$ – ścieżkę E-L-D-E (relaksacja quasi-sprężysta, $\bar{\Delta}_{h-s} > 0, \bar{\Delta}_{h-p}$), gdzie warunek $\sigma_{hr} = e_1$ przy $\Delta_{h-p} = 0$ determinuje zasięg strefy odporowej H_1 .

Strefa II (rys. 5a-II). Zwracając uwagę na odmienny mechanizm „kodowania naprężeń” wzbudzonych w strefach I i II, na rysunku 5a zilustrowano fazowe zmiany naprężeń poziomych w stopniu i spągu warstwy $i = 4$, gdzie: $\sigma_{hE} = e_{1E}$ – początkowe naprężenia poziome na głębokości $z_4 = H_1 + \Delta H_1$ przed ułożeniem warstwy $i = 1$, równe końcowym naprężeniom rezydualnym na głębokości $z_3 = H_1$, $\sigma_{hE} = e_{1E}$, – jednostkowe parcie gruntu na ścianę na głębokości $z_4 = H_1 + \Delta H_1$, po ułożeniu i zagęszczeniu warstwy $i = 1$.

Fazowe zmiany naprężeń na głębokości z_4 w cyklu „obciążenie – odciążenie” ilustruje ścieżka E-F (ΔH₁)-P-F (rys. 5b-II), gdzie odcinek E*-F odwzorowuje przyrost naprężeń poziomych w spągu warstwy $i = 4$ w wyniku nadkładu ΔH₁. Przy nadbudowie naziemu i zanikających wraz z głębokością z impulsach sprężystych Δ_(v,h)(q, z), gdzie

$\Delta_4^{EF} > \Delta_5^{RG} > \dots \Delta_{v,h}^L \approx 0$ – według wskazanej tu prawidłowości otrzymuje się w strefie II liniowy rozkład parcia (rys. 5a – linia 4-II)

$$e_{II} = e_{I_{max}} + (z - H_I) \gamma K_{II} \quad (6)$$

gdzie: $e_{I_{max}}$ – maksymalne naprężenia odporowe wzbudzone w strefie I (5),

K_{II} – strefowy współczynnik parcia (rys. 5b – ścieżka E-L).

Uwzględniając warunek brzegowy $e_{II_{max}} = \gamma(H_I + H_{II})K_{0,NC}$, można określić zasięg strefy przejściowej H_{II} .

Strefa III (rys. 5a-III). Przy dalszej nadbudowie naziomu przesuujące się obciążenia powierzchniowe q , powodujące zagęszczanie górnych warstw nakładowych, nie ma wpływu na stan naprężenia w gruncie, występujący na głębokości $z > H_I + H_{II}$. W strefie III, której zasięg $H_{III} = H - (H_I + H_{II})$ wynika z wysokości nasypu (obsypki ściany), naprężenia od ciężaru nadkładu przekraczają uprzednio „zakodowane” naprężenia odpowiadające prekonsolidacji mechanicznej. W tej części ściany występuje liniowy rozkład parcia spoczynkowego, jak przy gruntach normalnie skonsolidowanych (NC, rys. 5a – linia 4-III; rys. 5b – ścieżka L-M-N...):

$$e_{III} = e_{I_{max}} + \gamma(z - H_I - H_{II})K_{III} \equiv \gamma z K_{III} \quad (7)$$

gdzie: $K_{III} = K_{0,NC}$ – współczynnik parcia spoczynkowego w ujęciu (1) i (2).

Wskazania aplikacyjne

Zasięg stref zwiększonego parcia gruntu w istotny sposób zależy od grubości układanych warstw, rodzaju maszyn i wymaganego zagęszczenia zasypki [Ingold 1979, Rymśza 1997]. Orientacyjnie można przyjąć następujące wskazania:

- $H_I = 0,3-0,5$ m – odpowiednio przy cienkich warstwach ($\Delta H_i \approx 0,2$ m) i lekkim sprzęcie mechanicznym, zwiększając strefę H_I przy grubych warstwach ($\Delta H_i \approx 0,4$ m) i ciężkich walcach wibracyjnych,
- $H_{II} = (8-12)H_I$ – odpowiednio przy piaskach drobnych i małym wskaźniku zagęszczenia ($I_s \leq 0,95$) oraz przy piaskach grubych i żwirach bardzo zagęszczonych ($I_s \geq 1,0$).

Zwiększone parcie gruntu należy uwzględnić nie tylko przy sztywnych konstrukcjach, które nie ulegają przemieszczeniom w fazie zagęszczania zasypki, ale również przy wymiarowaniu wytrzymałościowym wspornika (przy sprawdzaniu stanu granicznego STR) w stosunkowo podatnych ściankach płytowo-kątowych (rys. 6). Zwraca się bowiem uwagę, że jakkolwiek odkształcenia ścianki wspornikowej zmniejszają parcie gruntu, częściowo „wygaszając” efekt nadciśnienia wzbudzonego w warstwach dolnych, to górne warstwy układane i zagęszczone przy występujących już odkształceniach ponownie zwiększają docisk gruntu do ściany. W efekcie końcowym parcie gruntu i moment zginający M_α (rys. 6 – przekrój C-C’) mogą być dużo większe od wartości zazwyczaj przyjmowanych w obliczeniach projektowych, na co wskazują stosunkowo częste awarie tego rodzaju ścianek. Traktując parcie zasypki (E_{oz}) jako siłę strukturalną powiązaną z blokiem gruntowym CKB’B, przy sprawdzeniu stateczności konstrukcji i/lub analizowaniu przemieszczeń $\rho(s, \Delta, \theta)$ należy uwzględnić parcie i odpór zewnętrzny (rys. 6 – linie 3 i 4).

3. Przy wysokich konstrukcjach, postępując jak w przypadku 2. otrzymuje się rozkład parcia, w którym strefy nadciśnienia są stosunkowo małe; przy wyznaczaniu wypadkowego parcia można przyjmować współczynnik $K_0 \approx K_{0,NC}$.

4. Przy takiej samej wysokości ściany i równym stopniu zagęszczenia gruntu wartość i rozkład parcia mogą być różne, zależnie od sposobu zagęszczania zasypki (por. p. 1. i 2.). Wyjaśnia to stosunkowo dużą rozbieżność wyników badań podawanych w literaturze, zarówno co do wartości współczynnika parcia (K_0), jak i współczynnika położenia wypadkowej (η_0).

5. Z przedstawionej analizy wynikają przesłanki teoretyczne potwierdzające krzywoliniowość rozkładu parcia spoczynkowego gruntu. Uwzględniając warunki rzeczywiste i „płynną” redystrybucję naprężeń poziomych, strefowe wydzielenia I–III należy tu traktować jako aproksymacyjny schemat analityczny. Przy krzywoliniowym rozkładzie parcia przyjmowanie w obliczeniach projektowych współczynnika parcia spoczynkowego w ujęciu definicyjnym K_0 (2) nie ma uzasadnienia.

6. Wymiarowanie prefabrykowanych ścian żelbetowych na parcie czynne nie jest właściwe. Ponieważ są to niskie ścianki ($H_s < H_I + H_{II}$), więc w obliczeniach wytrzymałościowych płyty wspornikowej należy uwzględnić zwiększone parcie gruntu, a tym samym również większe wartości momentu zginającego i sił ścinających.

PIŚMIENNICTWO

- Ingold T.S., 1979. Retaining Wall Performance during Backfilling. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 105–5, 613–626.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H., 1982. K_0 -OCR Relationships in Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 108–6, 851–872.
- PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1 – Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2 – Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- Rymśza B., 1997. Determination of loading and displacements of the backfilled retaining wall due to soil-structure interaction. *Proc. XIV Int. Conf. SMFE, Hamburg*, 2, 1245–1248.
- Rymśza B., 2004. Parcie spoczynkowe gruntu przy warstwowym zagęszczeniu zasypki. *Inżynieria i Budownictwo* 6, 339–342.
- Rymśza B., 2008. Projektowanie masywnych ścian oporowych z uwzględnieniem współzależności parcia gruntu i przemieszczeń konstrukcji. *Proc. XVII Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Eng, University of Žilina*, 213–221.
- Seed R.B., Duncan J.M., 1986. FE Analyses: Compaction – Induced Stresses and Deformations. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112–1, 23–43.
- Terzaghi K., 1934. Large Retaining Wall Tests (I) – Pressure of Dry Sand. *Engineering News Record* 112, 136–140.

COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE AT REST FOR BACKFILL COMPACTED IN LAYERS

Abstract. Taking into account general design recommendations given in the Eurocode EC 7-1 for backfilled retaining structures, the problem of determination of the coefficient of earth pressure at rest K_0 is discussed. The case of compaction-induced earth pressure acting on the vertical rigid wall ($\rho = 0$) – wherein compaction of fill layers ($\Delta H = \text{const}$, $I_S = \text{const}$) is realized by removal mechanical loading – is analyzed in details. In accordance with the hysteretic stress model HSM, where $K_0 = \sigma'_h : \sigma'_v$ is determined for normally consolidated (NC) and for over-consolidated (OC) soils (Fig. 3), three zones of earth pressure are presented (Fig. 5): H_I – reaction zone for OC-soil, where the coefficient $K_I = K_{0,OC} \approx 1$; H_{II} – mediate zone with residual stress coefficient $K_{II} = K_{0,OC} < K_I$; H_{III} – typical zone for NC-soil, where $K_{III} = K_{0,NC}$. Additional compaction-induced earth pressure should be considered even in case of plate – cantilever retaining walls (in the STR – analysis). The relationship between lateral pressure and technical conditions of backfill compaction as well as height of the retaining structure are pointed out in final conclusions.

Key words: earth pressure at rest, mechanical preconsolidation, coefficient of earth pressure, retaining wall, compaction of backfill, compaction-induced horizontal stresses

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 22.07.2013