

**Lidia FEDOROWICZ**

Wydział Budownictwa, Architektury i Sztuk Stosowanych, Wyższa Szkoła Techniczna w Katowicach  
ul. Rolna 43, Katowice; e-mail: [lidia.fedorowicz@wst.com.pl](mailto:lidia.fedorowicz@wst.com.pl)

**Jan FEDOROWICZ**

Politechnika Śląska w Gliwicach; e-mail: [Jan.Fedorowicz@polsl.pl](mailto:Jan.Fedorowicz@polsl.pl)

## **ROLA WSPÓŁCZYNNIKA PARCIA GEOSTATYCZNEGO $K_0$ W ANALIZACH GEOTECHNICZNYCH I SPOSOBY JEGO OCENY**

### STRESZCZENIE

W pracy przedstawiono możliwości oszacowania stanu naprężeń pierwotnych w gruncie dla potrzeb szeroko rozumianych numerycznych analiz geotechnicznych. Zebrano (na podstawie literatury) najczęściej używane wzory do obliczenia wartości współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$ . Wskazano na zakres możliwych zmian wartości współczynnika parcia w zależności od oceny niektórych parametrów określających stan gruntu oraz wytrzymałość. Zestawiono wzory pozwalające na oszacowanie wartości współczynnika parcia dla gruntów normalnie skonsolidowanych (30 wzorów) oraz prekonsolidowanych (29 wzorów). Dla wybranych zagadnień geotechniki przedstawiono zakres możliwych zmian wartości oszacowywanego współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$ , a także wpływ tych zmian na wyniki analiz numerycznych.

### SŁOWA KLUCZOWE

współczynnik parcia spoczynkowego, grunty normalnie skonsolidowane, grunty prekonsolidowane, modelowanie numeryczne w geotechnice.

### WPROWADZENIE

Podstawowe zadania geologii inżynierskiej i geotechniki można zapisać następująco:

- rozpoznanie budowy geologicznej podłoża i jego warunków hydrogeologicznych,
- ustalenie, właściwości fizycznych i mechanicznych gruntów oraz warunków wodnych, czyli utworzenie modelu podłoża budowlanego,
- ocena możliwego wpływu warunków geologicznych na bezpieczeństwo (stateczność) budowli – wynikający stąd wybór sposobu posadowienia (wykonawstwa robót ziemnych, fundamentowania, metod wzmocnienia podłoża itp.),
- wykonanie analiz obliczeniowych – projektowych.

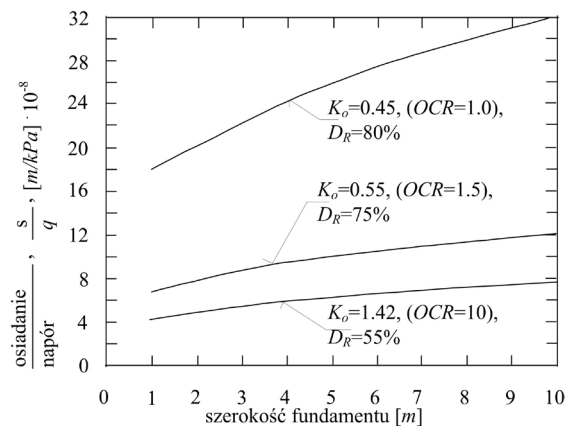
Znaczenie każdej z powyższych grup zagadnień zależy, w odniesieniu do konkretnego przypadku, od stopnia rozpoznania i złożoności budowy geologicznej oraz przeznaczenia projektowanej inwestycji zgodnie z kategoriami geotechnicznymi.

Dla opisu zachodzącej w profilach pionowych zmienności rodzajów i stanu gruntów, a także określenia ich cech mechanicznych coraz częściej wykonywane są badania polowe, traktowane jako alternatywa czasochłonnnych i drogich badań laboratoryjnych. Wyniki poszczególnych badań polowych różnią się pod względem jakościowym i ilościowym. Związane jest to zarówno z metodą badań, jak i interpretacją wyników przy stosowanych założeniach uproszczających

i wprowadzanych korelacjach empirycznych.

Stan naprężeń pierwotnych w podłożu gruntowym jest jednym z ważniejszych czynników wpływających na interpretację wyników badań polowych stosowanych do oceny parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntu w warunkach in situ. Pomijanie lub nieadekwatne uwzględnianie wpływu stanu naprężenia na rezultaty badań terenowych, takich jak przykładowo sondowanie statyczne CPTU lub sondowanie dylatometryczne DMT, może prowadzić do błędnej oceny parametrów mechanicznych gruntów i tym samym niewłaściwej oceny warunków geologiczno-inżynierskich w podłożu.

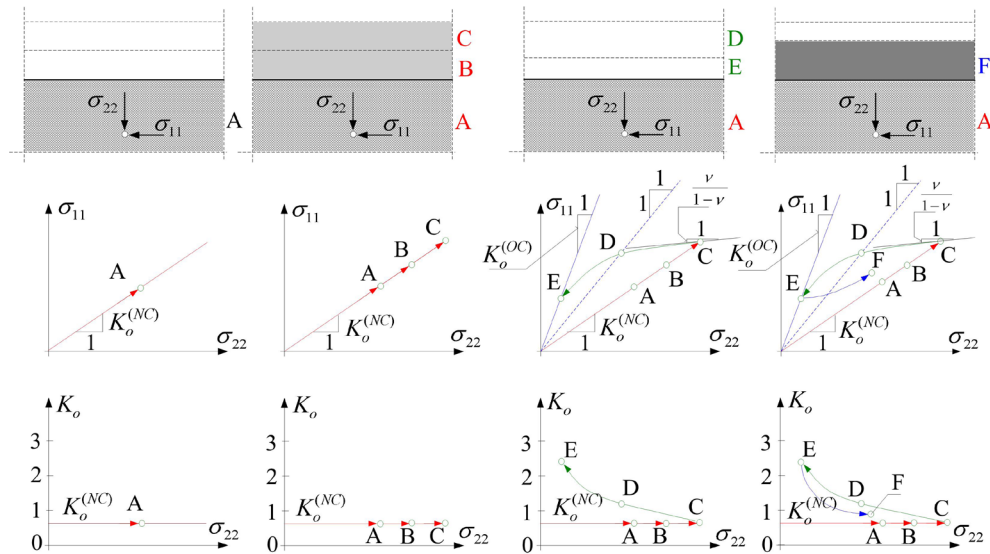
Jamiołkowski podsumowując wieloletnie doświadczenia stwierdził [24], że w większości przypadków prawidłowa interpretacja wyników sondowania statycznego wymaga uwzględnienia wpływu zarówno składowej poziomej, jak i składowej pionowej stanu naprężenia. Przykładowo, istotę różnic w otrzymywanych wynikach testów przy niewłaściwej ich interpretacji ilustruje rysunek podany przez Jamiołkowskiego i Pasqualiniego w [25] (rys. 1). Wykresy na rysunku 1 sporządzono przyjmując związek pomiędzy  $K_o^{(OC)}$ ,  $K_o^{(NC)}$  i  $OCR$  zgodny z wyrażeniem (32t) z tabeli 2, gdzie wprowadzone oznaczenia  $K_o^{(OC)}$ ,  $K_o^{(NC)}$ ,  $OCR$  to kolejno: parcie boczne w gruncie prekonsolidowanym, normalnie skonsolidowanym i współczynnik prekonsolidacji gruntu,  $D_R$  na rysunku 1 jest natomiast oznaczeniem stopnia zagęszczenia. Słuszność wniosku Jamiołkowskiego potwierdzili kilka lat później Wierzbiński i Waliński [71] kontynuując analizy wpływu stanu naprężenia oraz zagęszczenia gruntu na wyniki testów CPTU.



Rys. 1. Osiadanie fundamentu dla różnych kombinacji  $K_o - D_R$  za [25]

Fig. 1. Settlement versus foundation sizes for different  $K_o - D_R$  combinations, from [25]

Wspomniane powyżej problemy są w uproszczeniu skutkiem tego, że wielofazowy ośrodek gruntowy zachowuje się jak „materiał z pamięcią”. Istotnymi są zarówno stan obciążenia w przeszłości, jak również fakt, że przy zmianach stanu naprężenia w gruncie (powodowanych zmianami obciążenia) zmienia ulega również wartość współczynnika parcia bocznego. Zakres tych zmian można prześledzić na symulacji obciążenia edometrycznego [67]. Stan naprężenia w wyniku obciążenia i odciążenia podłoża może ulegać wahaniom w granicach pomiędzy stanem normalnej konsolidacji i stanem odpowiadającym ekstremalnej prekonsolidacji gruntu. Ideę tę przekazano na rysunku 2.



**Rys. 2.** Ścieżki naprężenia  $\sigma_{11}$ - $\sigma_{22}$  przy odciążeniu i ponownym obciążeniu półprzestrzeni gruntowej (za [67])  
**Fig. 2.** Stress paths  $\sigma_{11}$ - $\sigma_{22}$  during unloading and loading of soil half space, from [67]

Rozważając możliwości obliczeniowe wybieranego do analiz modelu konstytutywnego oddziela się często możliwości numerycznego odtworzenia obserwowanych (w laboratorium) zachowań gruntu od użytecznych potrzeb, odnoszonych do konkretnego zadania brzegowego.

Podejście takie wynika głównie z przyznawania pierwszeństwa modelom pozornie łatwym do parametrycznego zinterpretowania w analizach inżynierskich, jak modele sprężysto-plastyczne, które w fundamentalnym zapisie bazują (poza strefą sprężystą) jedynie na wytrzymałościowym opisie pracy materiału.

Prawidłowe zastosowanie modeli bardziej rozbudowanych, odtwarzających możliwie szeroko zachowania gruntów, wymaga odtworzenia historii obciążenia analizowanego podłoża. Oprócz oszacowania (na drodze badań laboratoryjnych lub badań in situ) wartości parametrów określających cechy fizyczno-mechaniczne gruntu konieczne jest zatem zdefiniowanie stanu in situ przez określenie rozkładu naprężenia w przeszłości i w chwili obecnej.

Celem pracy było przedstawienie – na tle krótkiej historii badań nad oceną stanu naprężenia in-situ – zebranych z literatury formuł oraz procedur pozwalających na oszacowanie wartości współczynnika parcia spoczynkowego  $K_o$ . Utworzenie takiego zbioru umożliwia optymalne i skuteczne podejście do określania pierwotnego stanu naprężenia dla potrzeb szeroko rozumianych analiz numerycznych. Podane wzory pozwalają na oszacowanie wartości współczynnika parcia poziomego zarówno dla gruntów normalnie skonsolidowanych jak i dla prekonsolidowanych. Dodatkowo przeanalizowano zakres zmian współczynnika  $K_o$  w zależności od zmian innych parametrów towarzyszących analizom numerycznym.

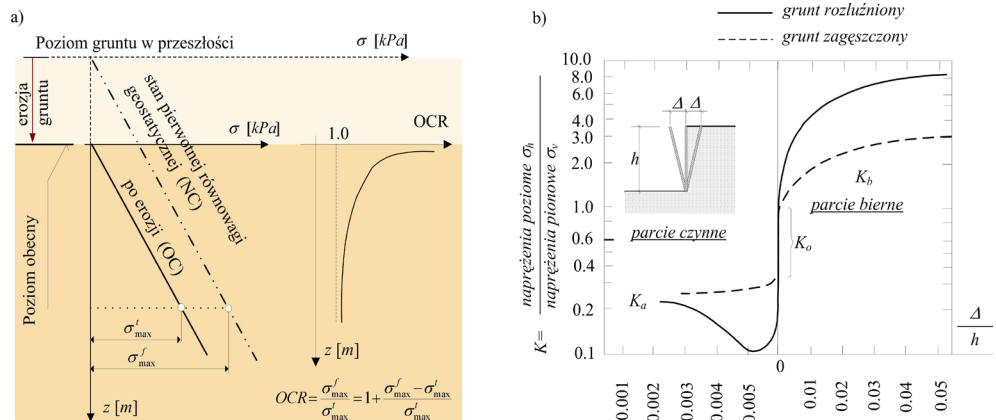
## 1. Stan in situ podłoża gruntowego

Pod pojęciem grunty prekonsolidowane rozumie się tu grunty, które w przeszłości poddawane już były obciążeniu większemu niż obciążenie aktualne. W ocenie gruntów posługujemy się zazwyczaj współczynnikiem prekonsolidacji  $OCR$ , wyrażającym stosunek maksymalnego naprężenia działającego w przeszłości  $\sigma_{max}^f$  do maksymalnego naprężenia działającego obecnie  $\sigma_{max}^t$ :

$$OCR = \frac{\sigma_{max}^f}{\sigma_{max}^t} \quad (1)$$

Ideę prekonsolidacji spowodowanej np. erozją gruntu schematycznie przedstawia rysunek 3a. Gruntom normalnie skonsolidowanym towarzyszy zatem współczynnik  $OCR < 1$ , gruntom słabo prekonsolidowanym  $1 \leq OCR < 5$  oraz gruntom silnie prekonsolidowanym  $OCR > 5$ .

Prawidłowa ocena stanu naprężenia in situ w podłożu gruntowym jest jednym z ważniejszych problemów w zagadnieniach, w których historia obciążenia podłoża ma istotne znaczenie dla oceny zachowania projektowanych obiektów inżynierskich. O ile wartości pionowych składowych stanu naprężenia można ustalić dość prosto, to określenie składowych poziomych jest o wiele trudniejsze i budzi wiele kontrowersji.



**Rys. 3.** a) Idea prekonsolidacji gruntu, b) wpływ ruchu ściany na wielkość parcia gruntu niespoistego, za [47, 48]

**Fig.3.** a) Soil pre-consolidation phenomenon, b) wall movement on earth in pressure in sand, from [47, 48]

Parametrem najczęściej wykorzystywanym przy uwzględnianiu historii obciążenia jest współczynnik parcia spoczynkowego  $K_o$ . Współczynnik ten reprezentuje podstawowy parametr w mechanice gruntu. Jego symbol  $K_o$  został (wg Tavenasa i in. [68]) wprowadzony przez Donata w 1891. Według Brookera i Irelanda [8] miał on definiować stosunek między poziomymi i pionowymi naprężeniami wywołanymi w gruncie przez pionowe obciążenie przy bocznym odkształceniu równym zero. We współczesnej mechanice gruntów współczynnik  $K_o$  reprezentuje efektywny warunek obciążenia gruntu i jest zdefiniowany jako stosunek efektywnych naprężeń geostatycznych (poziomych  $\sigma_h$  i pionowych  $\sigma_v$ ) w dowolnym punkcie półprzestrzeni gruntu nieruchomego:

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2)$$

Fizyczną ideę współczynnika parcia spoczynkowego  $K_o$  w gruntach niespoistych ilustruje (za pracami [47, 48]) rys. 3b, pokazując zmiany stosunku naprężenia poziomego do naprężenia pionowego, zachodzące w zależności od ruchu ściany oporowej i stopnia zagęszczenia gruntu. Z rysunku widać, że w przypadku zerowego przesunięcia ściany (grunt nieruchomy) wartość współczynnika  $K_o$  jest silnie zależna od jego zagęszczenia.

W praktyce do określenia parametru  $K_o$  wykorzystuje się zarówno badania in situ jak i badania laboratoryjne (np. [14, 20, 26, 38, 39, 40, 41]); nadmienić jednak należy, że żadna ze stosowanych w chwili obecnej metod nie jest w pełni zadowalająca. W badaniach in situ (w naturalnych warunkach ułożenia złóż górotworu) problemem okazuje się często właściwe rozpoznanie i wyróżnienie zmienności i niejednorodności w ułożeniu warstw.

W badaniach laboratoryjnych natomiast pojawiają się problemy spowodowane naruszeniem naturalnej struktury i stanu gruntu próbek pobranych do badań. Wartości  $K_o$  są określane często na próbkach odtworzonych (przerobionych), na co nakłada się wpływ błędów popętnionych w trakcie przeprowadzania testu.

Dodatkową ścieżkę, wykorzystywaną przy wyznaczaniu współczynnika  $K_o$  stanowią analizy teoretyczne. W tym jednak przypadku zasadniczym źródłem błędów jest przyjęty (wykoncypowany) model konstytutywny ośrodka gruntowego.

W chwili obecnej możemy zatem wyodrębnić trzy metody wyznaczania wartości współczynnika parcia spoczynkowego  $K_o$ :

- 1) metody in situ; wśród nich metody inwazyjne i metody bezinwazyjne,
- 2) metody laboratoryjne; w tym badania edometryczne oraz badania trójosiowe,
- 3) metody korelacyjne – w których na podstawie określonych związków (będących wynikiem badań laboratoryjnych), obserwacji in situ oraz rozważań teoretycznych – konstruowane są matematyczne zależności wiążące współczynnik  $K_o$  z innymi, zdefiniowanymi parametrami fizycznymi gruntu, takimi jak: kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$ , wskaźnik plastyczności  $I_p$ , stopień zagęszczenia  $I_D$ , współczynnik prekonsolidacji  $OCR$ .

W dalszej części pracy przedstawione zostaną wyselekcjonowane z literatury przedmiotu najbardziej znane formuły pozwalające na praktyczne oszacowanie wartości współczynnika parcia spoczynkowego  $K_o$ ; gdzie dla skrócenia zapisu wprowadzono oznaczenia  $K_o^{(NO)}$  – dla gruntów normalnie skonsolidowanych oraz  $K_o^{(OC)}$  – dla gruntów prekonsolidowanych.

## 2. Określenie współczynnika parcia spoczynkowego $K_o$

### 2.1. Współczynnik parcia spoczynkowego $K_o^{(NO)}$ dla gruntu normalnie skonsolidowanego

Przez lata, dla gruntów normalnie skonsolidowanych, opracowane zostały liczne zarówno teoretyczne jak i empiryczne wyrażenia na określenie wartości współczynnika  $K_o^{(NO)}$ . W tabeli 1. zestawiono niektóre ze znanych zależności (1t)-(30t). W teorii sprężystości w przypadku jednoosiowego stanu odkształcenia współczynnik ten (1t) zależy wyłącznie od liczby Poissona  $\nu$ . Najpowszechniej chyba znanym wzorem jest proponowana przez Jaky w 1944 r. w [22] formuła (2t), a głównie jej aproksymacja (3t) podana przez Jaky w 1948 r. w [23]. Podstawowym parametrem jest tutaj efektywny kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$ . Formuła ta wielokrotnie badana i analizowana przez wielu badaczy [4, 5, 7, 14, 15, 24, 29, 39, 51, 64] potwierdziła swoją wyjątkową przydatność, pomimo, że odnosi się do pracy materiału w stanie dalekim od stanu przed zniszczeniem. W dalszym ciągu nie ma zgodności wśród badaczy [44, 39] co do interpretacji kąta  $\phi$ : czy ma to być wartość szczytowa kąta tarcia, czy też wartość rezydualna. W ostatnich latach, wnikliwą analizę teoretyczną i weryfikację tej formuły przeprowadził ponownie Yue w pracy [77]. Dla gruntów spoistych Brooker i Ireland [8] podają jedną z modyfikacji (4t) tej formuły, a dla przypadku naziomu nachylonego pod kątem  $\beta$  Kezdi [30] w 1972 r. podał formułę (6t), która dla niewielkiego kąta  $\beta$  jest uogólnieniem wzoru (3t).

Przy projektowaniu ścian, które mogą być poddane parciu gruntu w spoczynku, należy być ostrożnym przy ocenie wartości  $K_o$ . Sherif, Fang, i Sherif [62] na podstawie swoich badań laboratoryjnych wykazali, że równanie (3t) dla  $K_o$  daje dobre wyniki, gdy zasypką jest luźny piasek. W przypadku zagęszczonej zasypki z piasku wartość naporu gruntu w stanie spoczynku wyznaczona z równania (3t) może być rażąco niedoszacowana (co, jak sądzą autorzy, może wynikać z niedoszacowania zagęszczenia zasypki). Z tego powodu zalecają oni do projektowania przyjmować formułę zmodyfikowaną w postaci (7t); gdzie  $\gamma_d$  – ciężar objętościowy zagęszczonej suchej zasypki piaskowej,  $\gamma_{d(min)}$  – ciężar objętościowy suchej zasypki piaskowej w stanie najbardziej rozluźnionym. Inne wyrażenia uwzględniające zagęszczenie gruntu podawane są przez polską normę [52].

Wyrażenia te mają postać:

- dla gruntów rodzimych

$$K_o = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \xi_3 \cdot (1 - \sin \phi) \cdot (1 + 0.5 \cdot tg \varepsilon) \quad (3)$$

- dla gruntów zasypowych

$$K_o = [0.5 - \xi_4 + (0.1 + 2 \cdot \xi_4) \cdot (5 \cdot I_s - 4.15) \cdot \xi_5] \cdot (1 + 0.5 \cdot tg \varepsilon) \quad (4)$$

We wzorach (3) i (4) oznaczono:  $\phi$  – kąt tarcia wewnętrznego,  $\varepsilon$  – kąt nachylenia naziomu do poziomu,  $I_s$  – wskaźnik zagęszczenia gruntu zasypowego,  $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4, \xi_5$  – współczynniki normowe określające odpowiednio wpływy: spójności, genezy i reologii gruntów rodzimych oraz rodzaju i technologii układania gruntów zasypowych.

Jeszcze inne wyrażenia do obliczenia wartości współczynnika  $K_o^{(NO)}$ , zależne od kąta tarcia

wewnętrznego  $\phi$  podali w swoich pracach: (8t) – Fraser [18], (9t) – Rowe [54], (10t) – Hendron [21], (11t) – Schmidt [59], (14t) – Yamaguchi [75], (15t) – Sağlamer [56] oraz (16t) – Lazebnik [32]. Lazebnik we wzorze (16t) wykorzystał spostrzeżenie Bishopa z 1958 roku stwierdzające, że istnieje bezpośredni związek pomiędzy współczynnikiem parcia aktywnego gruntu  $K_o$  i współczynnikiem  $K_o^{(NC)}$ . We wzorze (16t) oznaczono przez:  $\alpha$  - bezwymiarowy parametr charakteryzujący okrągłości i kulistość cząsteczek piasku,  $\rho_s$  - gęstość właściwą gruntu,  $\rho_d$  - gęstość objętościową gruntu. Inne wyrażenia określające współczynnik parcia spoczynkowego  $K_o^{(NC)}$ , zależny od kąta tarcia wewnętrznego opracowali również: (19t) – Wenkow [70], (20t) – Wierzbicki wg [55], (21t) – Mayne i Kulhawy [38], dla piasków i żwirów (22t) – Biernatowski i inni [4], (25t) – Bolton [5], (26t) – Simpson [65] i (27t) – Burland oraz Federico [10].

W swojej pracy [11] Burland i Roscoe w 1969 roku opublikowali formułę (28t) pozwalającą na wyznaczenie  $K_o^{(NC)}$  na podstawie zachowania się ośrodka gruntowego odwzorowanego konstytutywnym modelem Modified Cam-Clay; gdzie przez  $\kappa, \lambda$ , oznaczono parametry materiałowe w modelu MCC, a  $C_s$  i  $C_c$  jest nachyleniem linii ściśliwości przy obciążeniu pierwotnym i odciążeniu oraz:

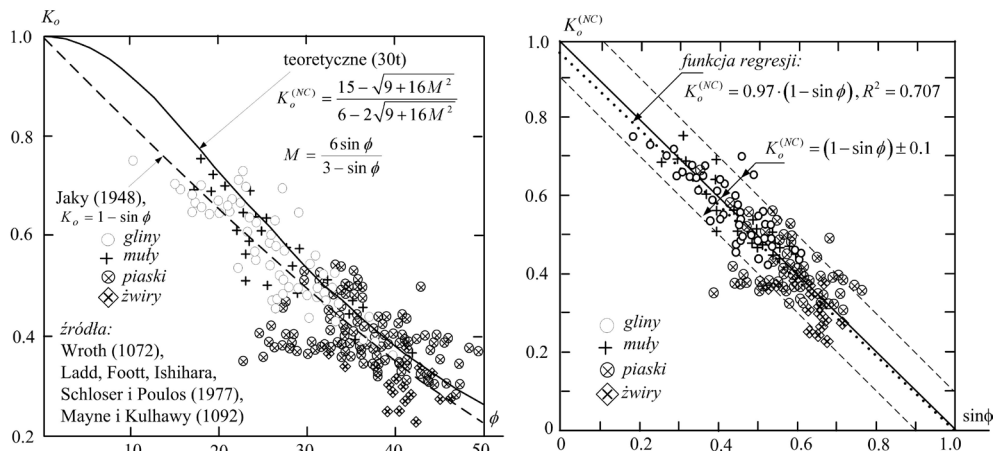
$$n_o = \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda}\right) = \left(1 - \frac{C_s}{C_c}\right) \quad (5)$$

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (6)$$

W 1999 roku Burland i in. w [9, 10] przekształcili zależność (28t) do postaci (29t), uzależniając wartość współczynnika spoczynkowego parcia  $K_o$  od dwóch wielkości: efektywnego kąta tarcia wewnętrznego gruntu  $\phi$  oraz współczynnika ciśnienia porowego Skemptona  $A_f$  przy zniszczeniu; gdzie we wzorze (29t) oznaczono:

$$n_1 = \ln \left[ \frac{1 - (1 - 2A_{f,i}) \cdot \sin \phi}{1 - (\sin \phi) / 3} \right] \frac{1}{\ln 2}, \quad n_2 = \frac{4 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (7)$$

Obie wielkości we wzorach (7) można wyznaczyć na podstawie jednego testu trójosiowego ściskania bez drenażu przy próbce skonsolidowanej izotropowo.



**Rys. 4.** Związek między  $K_o^{(NC)}$  i kątem tarcia wewnętrznego  $\phi$  wg różnych źródeł [38, 39, 40, 41, 47, 48, 51]  
**Fig. 4.** Relationship between  $K_o^{(NC)}$  and the angle of internal friction  $\phi$  acc. to [38, 39, 40, 41, 47, 48, 51]

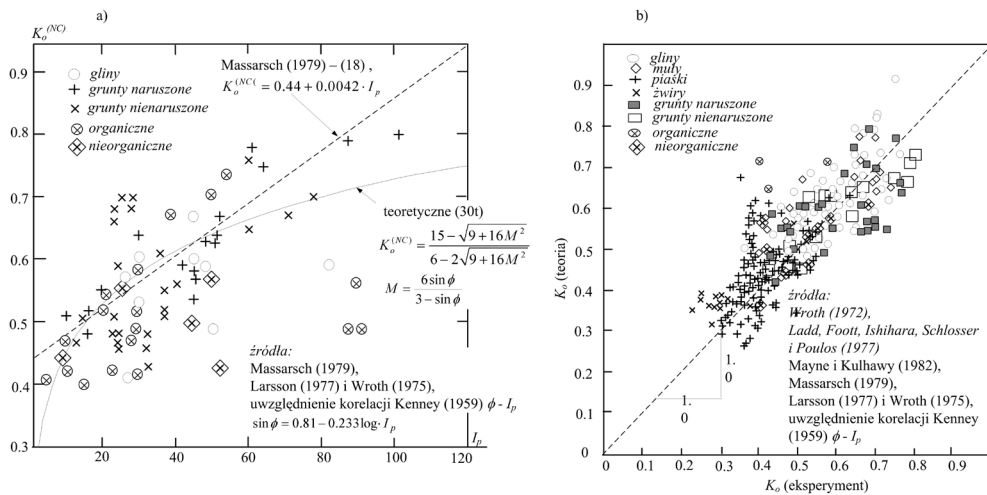
Korelacje empiryczne, – w których wartości współczynnika  $K_o^{(NC)}$  uzależniono nie od kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$  ale od wskaźnika plastyczności  $I_p$  – podali w swoich pracach między innymi: (12t) – Alpan [2], (13t) – Kenney [28], (5t) – Brooker i Ireland [7, 8], (17t) – Hardin [20], dla rozdrobionych normalnie skonsolidowanych gruntów (18t) – Massarsch [37], (23t) – Lee i Jin [33], (24t) – Flavigny [17]. Pipatpongsa i inni [51] w 2007 r. analizując znane w literaturze zależności  $K_o^{(NC)}$  od  $\phi$  oraz  $K_o^{(NC)}$  od  $I_p$  sformułowali ocenę dokładności teoretycznego oszacowania

współczynnika  $K_o^{(NC)}$  w odniesieniu do oszacowania empirycznego.

Na podstawie tych spostrzeżeń, wychodząc z równań modelu Sekiguchi-Otha sformułowali wniosek o funkcyjnej zależności (30t) współczynnika  $K_o^{(NC)}$  od parametru modelu  $M$  (wzór (6)) w stanie krytycznym gruntu. Przyjmując zaś za Kenney'em [28] zależność pomiędzy kątem tarcia wewnętrznego  $\phi$  i wskaźnikiem plastyczności  $I_p$  w postaci (8) wyrazili parametr  $M$  przez wskaźnik plastyczności  $I_p$  uzależniając w ten sposób współczynnik  $K_o$  od wartości  $I_p$  (28t).

$$\sin \phi = 0.81 - 0.233 \log I_p \quad (8)$$

Interpretację graficzną zależności współczynnika  $K_o^{(NC)}$  od wartości kąta  $\phi$  oraz wskaźnika plastyczności  $I_p$ , a także związek wartości współczynnika  $K_o^{(NC)}$  pomierzonego z wartościami obliczonymi teoretycznie pokazano za [38, 39, 40, 41, 47, 48, 51] na rysunkach 4, 5 i 6.



**Rys. 5.** a) Zależność  $K_o$  od  $I_p$ , b) Współczynnik  $K_o$  obliczony teoretycznie i wyznaczany doświadczalnie; wg [38, 39, 40, 41, 47, 48, 51]

**Fig. 5.** a) Relationship between  $K_o$  and  $I_p$  b)  $K_o$  coefficient calculated theoretically and experimentally determined; from [38, 39, 40, 41, 47, 48, 51]

Tab. 1. Współczynnik parcia spoczynkowego  $K_o$  dla gruntu normalnie skonsolidowanego

Tab. 1. The coefficient of pressure at rest  $K_o$  for the normal consolidated soil

Nr wzoru	Autor	Postać formuły	Pozycja bibliografii
(1t)	teoria sprężystości	$K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$	[4, 7]
(2t)	Jàky (1944)	$K_o^{(NC)} = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi\right) \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}\right)$	[22]
(3t)	Jàky (1948)	$K_o^{(NC)} = 1 - \sin \phi$	[23]
(4t)	Brooker i Ireland (1965)	$K_o^{(NC)} = 0.95 - \sin \phi$	[8]
(5t)	Brooker i Ireland (1965)	$K_o^{(NC)} = 0.4 + 0.007 \cdot I_p$ dla $0 \leq I_p \leq 30$ , $K_o^{(NC)} = 0.68 + 0.001 \cdot (I_p - 40)$ dla $40 < I_p \leq 80$	za [8] i [7]
(6t)	Kezdi (1972)	$K_o^{(NC)} = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\beta)}$	[2] i [30]



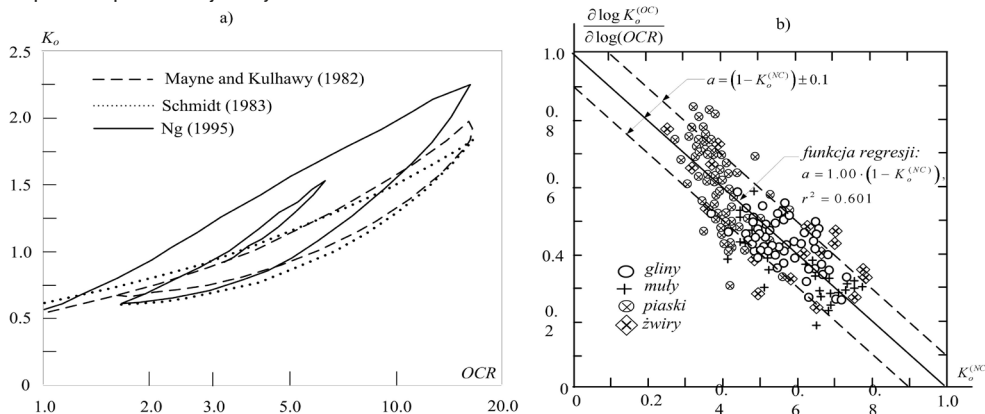
(7t)	Sherif M.A., Fang, Sherif R.I. (1984)	$K_o^{(NC)} = (1 - \sin \phi) + 5.5 \cdot \left( \frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right)$	[62]
(8t)	Fraser (1957)	$K_o^{(NC)} = 0.9 \cdot (1 - \sin \phi)$	za [18]
(9t)	Rowe (1957) Hvorslev (1960), Hold i Krizek (1971), Hold i Krizek (1971)	$K_o^{(NC)} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_e}{2} \right)$ gdzie $\varphi_e = 1.15 \cdot (\phi - 9)$ $\varphi_e = 0.86 \cdot (\phi - 9)$ dla iłóv, $\varphi_e = 1.15 \cdot (\phi - 5.5)$ dla glin, $\varphi_e = 0.86 \cdot (\phi - 5.5)$ dla piaskóv	[54] oraz [1]
(10t)	Hendron (1963)	$K_o^{(NC)} = \frac{1}{2} \cdot \left[ \frac{1+n-3 \cdot n \cdot \sin \phi}{1+n+3 \cdot n \cdot \sin \phi} \right]$ gdzie $n = \frac{\sqrt{5}}{8}$	[21] i za [41]
(11t)	Schmidt (1967)	$K_o^{(NC)} = 1 - 1.2 \cdot \sin \phi$	[59]
(12t)	Alpan (1967)	$K_o^{(NC)} = 0.15 + 0.233 \cdot \log(I_p)$	[2]
(13t)	Kenney (1959)	$K_o^{(OC)} = 0.19 + 0.233 \cdot \log(I_p)$	[28] i za [57]
(14t)	Yamaguchi (1972)	$K_o^{(NC)} = \frac{1 - 0.404 \cdot \operatorname{tg}(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$	[75]
(15t)	Sağlamer (1972)	$K_o^{(NC)} = 0.97 \cdot (1 - 0.94 \cdot \sin \phi)$	[56]
(16t)	Lazebnik (1974)	$K_o^{(NC)} = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \left( \rho_s \cdot \operatorname{tg} \phi + \frac{\alpha}{\rho_d} \right)$	[32]
(17t)	Hardin (1978)	$K_o^{(NC)} = 0.045 + 0.006 \cdot I_p$	[20]
(18t)	Massarsch (1979)	$K_o^{(NC)} = 0.44 + 0.0042 \cdot I_p$ ( $I_p$ w %)	[37]
(19t)	Wenkow (1979)	$K_o^{(NC)} = \operatorname{tg}(45 - \phi/2) = 1 - \operatorname{tg} \phi$ - dla glin	[70] i za [49]
(20t)	Wierzbicki (1979)	$K_o^{(NC)} = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/3)$	wg [55]
(21t)	Mayne i Kulhawy (1982)	$K_o^{(NC)} = 1 - 0.987 \cdot \sin \phi$ - dla glin, $K_o^{(NC)} = 1 - 0.998 \cdot \sin \phi$ - dla piaskóv	[38]
(22t)	Biernatowski i inni (1987)	$K_o^{(NC)} = \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi}$ - dla piaskóv i żwiróv	[4]
(23t)	Lee i Jin (1979)	$K_o^{(NC)} = 0.24 + 0.31 \cdot \log_{10} I_p$	[33]
(24t)	Flavigny (1980)	$K_o^{(NC)} = 0.42 + 0.004 \cdot I_p$	[17]
(25t)	Bolton (1991)	$K_o^{(NC)} = \frac{1 - \sin(\phi - 11.5)}{1 + \sin(\phi - 11.5)}$	[5]
(26t)	Simpson (1981 i 1992)	$K_o^{(NC)} = \frac{\sqrt{2} - \sin \phi}{\sqrt{2} + \sin \phi}$	[65]



(27t)	Burland i Federico (1999)	$K_o^{(NC)} = \frac{1 - \sin(0.64 \cdot \phi)}{1 + \sin(0.64 \cdot \phi)}$	[10]
(28t)	Burland i Roscoe (1969)	$K_o^{(NC)} = \frac{1 + 0.5 \cdot n_o - \sqrt{(n_o/2)^2 + (M/3)^2}}{1 + n_o + \sqrt{(n_o/2)^2 + (M/3)^2}} = f(\lambda, \kappa, \phi)$	[11]
(29t)	Burland i Federico (1999)	$K_o^{(NC)} = \frac{1 + 0.5 \cdot n_1 - 0.5 \cdot \sqrt{n_1^2 + n_2^2}}{1 + n_1 + \sqrt{n_1^2 + n_2^2}}$	[9, 10]
(30t)	Pipatpongsa i in. (2007)	$K_o^{(NC)} = \frac{15 - \sqrt{9 + 16 \cdot M^2}}{6 + 2\sqrt{9 + 16 \cdot M^2}}$ gdzie $M$ – wg (6) i (8)	[51]

## 2.2. Określenie współczynnika parcia spoczynkowego $K_o$

Powszechnie uważa się, że współczynnik  $K_o^{(OC)}$  jest zależny od współczynnika prekonsolidacji OCR [4, 7, 13, 24, 25, 53, 60, 72]. Przykładowo, Ng w pracy [47] zależność tę przedstawił graficznie w postaci pokazanej na rys. 6a.



**Rys. 6.** a) Graficznie przedstawiony związek pomiędzy OCR a  $K_o$ , za [47,48], b) związek współczynnika  $K_o^{(OC)}$  i  $K_o^{(NC)}$  dla gruntu (OC) w badaniach, za [41]

**Fig. 6.** a) Graphically given relationship between OCR and  $K_o$ ; from [47,48], b) Relationship: coefficient  $K_o^{(OC)}$  and  $K_o^{(NC)}$  for the ground (OC) tests; from [41]

Wielu badaczy uważa, że współczynnik  $K_o^{(OC)}$  zależny jest także od kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$  oraz od wartości współczynnika parcia dla gruntu normalnie skonsolidowanego  $K_o^{(NC)}$ . Nieraz zmiany współczynnika  $K_o^{(OC)}$  wiąże się ze zmianami wskaźnika plastyczności  $I_p$ .

Wyniki badań terenowych wskazują jednak, że również dość duży wpływ na wartość współczynnika prekonsolidacji ma obecność wilgoci czy też wody w gruncie. W 1993 roku Fredlund i Rahardjo w [19] zaproponowali rozszerzenie wyrażenia na  $K_o^{(NC)}$  z teorii sprężystości (wzór (1t) z tablicy 1.) o wpływ ciśnienia wody i powietrza. Uwzględniając trójfazową budowę gruntu zaproponowali dla wyznaczenia współczynnika  $K_o^{(OC)}$  wyrażenie w postaci (31t). We wzorze tym oznaczono przez:  $C_s$  – nachylenie linii w układzie  $e-(\sigma_v-u_a)$  (wskaźnik ściśliwości),  $C_m$  – nachylenie linii w układzie  $e-(u_a-u_w)$  (wskaźnik pęcznienia),  $u_a$  – ciśnienie powietrza w porach,  $u_w$  – ciśnienie wody w porach,  $\sigma_v$  – naprężenie pionowe w badanym punkcie. Wykorzystując poczynione obserwacje z badań terenowych oraz analizę teoretyczną zagadnienia Lytton w 1994 roku [35] przedstawił w formie wzoru zbiór sugerowanych wartości współczynnika  $K_o^{(OC)}$  w postaci:

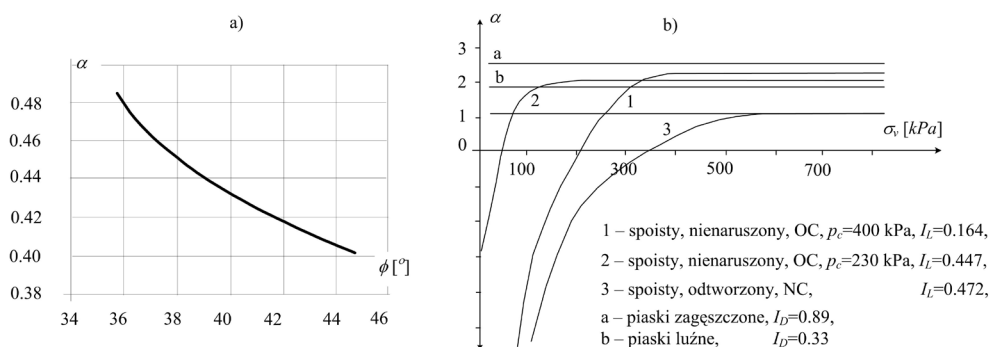
$$(9) \quad K_o = \begin{cases} 0 & \text{- grunt suchy i spękaný,} \\ 0.333 & \text{- grunt suchy i spękaný, a pęknięcia otwarte,} \\ 0.5 & \text{- pęknięcia są zamknięte, a podciśnienie wody stałe,} \\ 0.667 & \text{- grunt wilgotny, pęknięcia zamknięte,} \\ 1.0 & \text{- grunt wilgotny, stan hydrostatyczny naprężenia,} \\ 2.0 \div 3.0 & \text{- grunt bliski stanu parcia biernego.} \end{cases}$$

W 1965 roku Brooker i Ireland [8] podali dla gruntów prekonsolidowanych wyrażenia (32t) na określenie współczynnika  $K_o^{(OC)}$  uzależniając go od wartości  $K_o^{(NC)}$  dla gruntów normalnie skonsolidowanych. W 1966 r. Schmidt [59] wychodząc z opracowanej zależności (33t) i uwzględniając, że dla wartości kąta  $\phi$  mniejszych niż  $35^\circ$  wartość  $\sin(1.2\phi)$  niewiele różni się od wartości  $1.2\sin(\phi)$ , przekształca wyrażenie (33t) do postaci (32t) przyjmując, że wartość wykładnika  $\alpha$  jest równa:

$$\alpha = 1.2 \cdot \sin \phi \quad (10)$$

i traktując ją jako stałą materiałową.

Na przestrzeni wielu lat zależność (32t) jest przedmiotem szczegółowych analiz wielu badaczy. Oszacowano, że wartość parametru  $\alpha$  jest w przedziale  $0.25 \div 1.25$  [7]. Dla prekonsolidowanych piasków można ją przyjmować za [2] na podstawie rysunku 7a. Dla gruntów spoistych Wroth i Houlsby [73] proponują formułę (39t).



Rys. 7. a) Wykres zmian wykładnika  $\alpha$  we wzorze (32t) za [2], b) Zmiany współczynnika  $\alpha$  w zależności od pionowego naprężenia efektywnego  $\sigma_v$  za [69]

Fig. 7. a) Graph of the exponent  $\alpha$  in the formula (32t), from [2], b) Changes  $\alpha$  coefficient depending on the vertical effective stress  $\sigma_v$ ; from [69]

W zależności od rodzaju gruntu proponowane są różne empiryczne formuły oszacowania wartości parametru  $\alpha$ . Meyerhof w roku 1976 [45], a w roku 1990 Wood [72] podobnie jak Brooker i Ireland [8] potwierdzili, że właściwą wartością jest  $\alpha = 0.5$ . Mayne i Kulawy [38] oszacowali wartość parametru  $\alpha$  w zależności od kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$  i  $K_o^{(NC)}$  (wzory (36t) i (37t)) jak również w zależności od wartości  $K_o^{(NC)}$ ,  $K_o^{(OC)}$  i OCR przy odciążeniu w postaci:

$$\alpha = \frac{\log(K_{o(unloading)}) - \log(K_o^{(NC)})}{\log(OCR)} \quad (11)$$

a następnie na podstawie własnych badań podali oszacowanie wielkości (11) w postaci (35t).

Zależność (32t) szczegółowo przebadali Cherubini i in. w [12]. W 1994 roku przeprowadzili szerokie laboratoryjne badania glin na specjalnym edometrze przy wskaźniku plastyczności 30-40% i wilgotności 25-29% i stwierdzili zgodność wyników ze wzorem na  $\alpha$  podanym przez Mayne i Kulawy w pracy [38]. Inne oszacowania parametru  $\alpha$  podają: (38t) – Al-Tabbaa [3], (40t) – Alpan [2] i (41t) – Parry wg [31, 60].

W 1970 roku Sherif i Koch [63] sformułowali dla gruntów o  $OCR < 12$  zależność (42t)  $K_o^{(OC)}$  od wskaźnika OCR oraz dwóch parametrów  $\alpha$  i  $\lambda$  traktowanych jako stałe materiałowe określające granice płynięcia gruntu. W 1973 roku Pruška [53] uzależnił wartość  $K_o^{(OC)}$  od OCR i wartości

parcia granicznego  $K_a$  Rankine'a (43t), a więc od kąta  $\phi$ . W 1983 roku Schmidt [58] proponuje przy powtórnym obciążeniu glin zależność (44t), w której współczynnik  $\alpha$  można przyjmować według zasad omówionych wcześniej (wzory (34t)-(41t)). Podobnie skonstruowali zależność na współczynnik  $K_o^{(OC)}$  Mayne i Kulhawy [38], a także w [41] podając w 1982 roku wzór (45t) jako ogólne wyrażenie na  $K_o^{(OC)}$  dla glin i piasków przy powtórnym obciążeniu. We wzorze tym  $OCR$  jest aktualnym wskaźnikiem prekonsolidacji (bieżącym),  $OCR_{max}$  – jest maksymalnym wskaźnikiem prekonsolidacji, a  $\phi$  – efektywnym kątem tarcia wewnętrznego.

W 1975 roku Wroth [74] podaje dwie zależności na określenie wskaźnika  $K_o^{(OC)}$ . W pierwszej zależności (46t) dla gruntów prekonsolidowanych o  $OCR < 5$  wskaźnik  $K_o^{(OC)}$  zależy od współczynnika parcia spoczynkowego  $K_o^{(NC)}$ , wskaźnika prekonsolidacji  $OCR$  oraz stałej Poissona  $\nu$ .

Drugą formułę (47t) Wroth podał dla gruntów o większej prekonsolidacji ( $OCR > 5$ ). W formule tej wartość wskaźnika  $K_o^{(OC)}$  zależy od  $K_o^{(NC)}$ ,  $OCR$  i wskaźnika plastyczności  $I_p$ . W tym przypadku Wroth oszacował związek pomiędzy wskaźnikiem plastyczności  $I_p$  a współczynnikiem  $m$  jako:

$$m = 1.22 + 0.0229875 \cdot I_p \quad (12)$$

Formuły te szczegółowo badał Tavenas [68], który w 1975 roku po niewielkiej korekcie do postaci (13) potwierdził jej przydatność w ocenie współczynnika  $K_o^{(OC)}$ .

$$(12) = 1.2 + 0.02 \cdot I_p$$

W 1987 roku Mesri i Castro [42] wykorzystując pojęcie  $C_c/C_c$  stosowane wcześniej w 1977 roku przez Mesri i Godlewskiego [43] w badaniach wtórnej kompresji gruntu, wychodząc ze wzorów Schmidta (33t) oraz Mayne i Kulhawy (36t)<sub>1</sub> zaproponowali do wyznaczania wartości  $K_o^{(OC)}$  empiryczną formułę (48t) uwzględniającą również zmianę wartości  $K_o^{(OC)}$  w czasie. We wzorze (48t)  $t_o$  – oznacza czas potrzebny na pierwotną konsolidację gruntu,  $C_c$  – nachylenie krzywej ścisłości w układzie ( $e - \log \sigma_v$ ),  $C_a$  – nachylenie krzywej ścisłości w układzie ( $e - \log t$ ). Przydatność tego wyrażenia, a także formuł podanych przez Schmidta (33t), Mayne i Kulawy (36t)<sub>1</sub>, oraz Brookera i Irelanda (32t) szczegółowo przebadano i potwierdzono dla nasyconych gruntów spoistych w 2001 roku w pracy habilitacyjnej de Santa Maria [14] przy okazji testowania nowej komory konsolidacyjnej stosowanej przy bezpośrednim wyznaczaniu współczynnika  $K_o^{(OC)}$  w badaniach laboratoryjnych.

W 1993 roku Mesri i Hayat [44] zaproponowali formułę uwzględniającą zmianę współczynnika  $K_o^{(OC)}$  w trakcie obciążania i odciążania. W tym celu zdefiniowali nowy współczynnik parcia bocznego jako stosunek przyrostu naprężenia poziomego do przyrostu naprężenia pionowego przy jednoosiowym ściskaniu, czyli:

$$K_o^{oo} = \frac{\Delta \sigma_h}{\Delta \sigma_v} \quad (14)$$

Analizując zachowanie się tego współczynnika stwierdzili, że dla piasków rodzimych nienaruszonych i niezagęszczonych jego wartość może być określona z wyrażenia (3t) dla efektywnego kąta tarcia wewnętrznego.

$$K_o^{oo} = K_o^{(NC)} = 1 - \sin \phi_{kr} \quad (15)$$

Oznaczając przez  $K_o^{zd}$  wartość współczynnika wyznaczonego z (14) przy ponownym jednoosiowym ściskaniu Mesri i Hayat w [44] zaproponowali na obliczanie dla piasków współczynnika parcia spoczynkowego wyrażenie (58t).

W 1994 roku Pestana [50] sformułował zależność (49t) pozwalającą na wyznaczanie współczynnika  $K_o^{(OC)}$  dla piasków w zależności od  $K_o^{(NC)}$ ,  $OCR$  oraz zarówno wartości końcowej współczynnika Poissona  $\mu_o$  przy odciążeniu jak i jego nieliniowych zmian  $\omega$  przy odciążeniu. We wzorze (49t) wartość  $\xi_s$  przedstawia następujące wyrażenie:

$$\xi_s = \frac{3 \cdot \sqrt{6} \cdot (K_o - K_o^{(NC)})}{(1 + 2 \cdot K_o^{(NC)}) \cdot (1 + 2 \cdot K_o^{(OC)})} \quad (16)$$

Inne podejście zaproponował Tekinsoy [69] przedstawiając w 1999 roku procedurę, w której wartość współczynnika  $K_o^{(OC)}$  określa się iteracyjnie. Wartość początkową  $K_o$  (50t), określa się na podstawie stałej  $\alpha$  odczytanej z rysunku 7b, zależnej od warunków obciążenie i wskaźnika płynności  $C_l$  oraz odkształcenia  $\varepsilon_1$  próbki gruntu wyznaczonego w badaniach edometrycznych.

W 1980 roku Marchetti sformułował [36] (omówione również w [13]) formuły (54t) pozwalające na oszacowanie w zależności od wartości OCR, wartości współczynnika  $K_o^{(OC)}$  wykorzystujące wyniki badań dylatometrem. Podobne wyrażenia (55t) sformułowane w 1992 roku przez Mayne podają Lune i inni [34].

W roku 2000 Kawashita i inni zaproponowali [27] na podstawie własnych badań polowych i laboratoryjnych na piaskach formułę określania współczynnika parcia  $K_o^{(OC)}$  w zależności od stopnia prekonsolidacji w postaci (53t). W podanych wyrażeniach współczynniki  $A, B, \alpha, n$  określone na podstawie badań podano w [27]. Wielkości te zmieniają się w granicach  $A = 0.238-0.515$ ,  $B = 0.525-0.802$ ,  $\alpha = 0.82-1.17$  oraz  $m = 0.45-0.60$ .

Wykorzystanie modelu konstytutywnego MCC (Modified Cam-Clay) do określenia współczynnika  $K_o^{(OC)}$  w postaci (56t) dla gruntów prekonsolidowanych zaproponowali już w 1968 roku Schofield i Wrota [60]. We wzorze tym wartość M określa wyrażenie (6) natomiast wartość  $\Lambda$  zdefiniowano jako:

$$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (17)$$

W 2001 roku Sivakumar i in. [66] podali przydatny wzór w postaci (51t) na obliczenie współczynnika  $K_o^{(OC)}$  przy powtórnym obciążeniu gruntu wykorzystany przy badaniach np. w pracy [67]. We wzorze tym oznaczono przez  $\psi$  – nachylenie linii ściskania trójosiowego bez drenażu w płaszczyźnie  $\sigma_v - \sigma_h$ , a przez  $\eta$  stosunek nachyleń linii odciążenia i powtórzonego obciążenia w płaszczyźnie  $v - \ln \sigma_v$ . W roku 2007 Yang [76] zaproponował do wyznaczenia  $K_o^{(OC)}$  dla piasków wyrażenie w postaci (52t) wykorzystujące formułę określającą stratę  $e_p$  wskaźnika porowatości  $e$  po przejściu z linii  $C_c$  na linię  $C_s$  wg wzoru:

$$e_p = (C_c - C_s) \cdot \log OCR \quad (18)$$

W wyrażeniu (52t) przez  $A$  – oznaczono stałą wyznaczaną w badaniach laboratoryjnych z zależności  $e - K_o$ . Wartość tego parametru zależna jest od zagęszczenia piasków.

Należy pamiętać, że parametr  $K_o^{(OC)}$  jest również wykorzystywany w analizach teoretycznych geoinżynierii, a w szczególności przy analizach zachowania się górotworu w reakcji na podziemną eksploatację kopalni. Przykładowo, na potrzeby górnictwa węgla kamiennego dla terenu GZW opracowano na Politechnice Śląskiej na podstawie obserwacji in situ oraz wyników badań laboratoryjnych, formułę empiryczną standardowo wiążącą współczynnik parcia spoczynkowego z kątem tarcia wewnętrznego. Z uwagi na analizowane głębokości (miąższości) górotworu na podstawie badań laboratoryjnych i obserwacji in situ Borecki sformułował [6] wzór empiryczny w postaci (59t).

Parametr  $K_o^{(OC)}$  jest również przydatnym narzędziem w analizach zjawisk zachodzących w górotworze prowadzonych przez geologów. Ponieważ prowadzone w tym przypadku analizy zachowania się skał obejmują znaczne miąższości górotworu, podejście do wyznaczania jego wartości jest często odmienne od prezentowanego w tej pracy. Na podstawie badań terenowych prowadzonych w różnych rejonach świata stwierdzono istotną zależność współczynnika  $K_o^{(OC)}$  od głębokości położenia rozpatrywanej próbki gruntu oraz od poziomego modułu odkształcenia  $E_h$ . Najbardziej znanym wzorem jest w tym przypadku wyrażenie sformułowane przez Sheory'a [61] w 1994 roku w postaci (57t), gdzie  $E_h$  – moduł skały w kierunku poziomym w  $GPa$ ,  $z$  – głębokość, z której pobrano próbkę.

**Tabela 2.** Współczynnik parcia spoczynkowego  $K_o$  dla gruntu prekonsolidowanego  
**Table 2.** The coefficient of pressure at rest  $K_o$  for the overconsolidated soil

Nr wzoru	Autor	Postać formuły	Pozycja bibliografii
(31t)	Fredlund, Rahardjo (1993)	$K_o^{(OC)} = \frac{\nu}{1-\nu} - \frac{(1-2\nu)C_m}{(1-\nu) \cdot C_s} \cdot \frac{(u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a)}$	[19]
(32t)	Brooker i Ireland (1965)	$K_o^{(OC)} = K_o^{(NC)} \cdot (OCR)^\alpha$ gdzie $\alpha = 0.5$	[8]
(33t)	Schmidt (1967)	$K_o^{(OC)} = (1 - \sin(1.2 \cdot \phi)) \cdot [OCR]^{\sin(1.2 \cdot \phi)}$ lub $K_o^{(OC)} = (1 - \sin \phi) \cdot [OCR]^{\sin(1.2 \cdot \phi)}$	[59]
(34t)	Meyerhof (1976)	$\alpha = 0.5$	[45]
(35t)	Wood (1990r)	$\alpha = 0.5$	[72]
(36t)	Mayne i Kulhawy (1982)	$a = \sin \phi$ albo $a = 0.018 + 0.974 \cdot \sin \phi$	[40], [38]
(37t)	Mayne i Kulhawy (1982)	$a = 0.929 + 0.852 \cdot K_o^{(NC)}$	[40]
(38t)	Al-Tabbaa (1987)	$\alpha = 0.464$	[3]
(39t)	Wroth i Houlsby (1985)	$\alpha = 0.42$ przy $I_p < 40\%$ , $\alpha = 0.32$ przy $I_p > 40\%$	[73]
(40t)	Alpan (1967)	$\alpha = 0.54 \cdot 10^{\frac{I_p}{281}}$	[2]
(41t)	Parry (1982)	$\alpha = \phi$	za [60], [31]
(42t)	Sherif i Koch (1970)	$K_o^{(OC)} = \lambda + \alpha \cdot (OCR - 1)$	[63]
(43t)	Pruška (1973)	$K_o^{(OC)} = \frac{\sqrt{K_a} \cdot OCR}{1 - K_a \cdot (1 - OCR)}$ gdzie $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	[53]
(44t)	Schmidt (1983)	$K_o^{(OC)} = \frac{1 - \sin \phi}{OCR_{\max} - 1} \cdot (OCR_{\max} - OCR + (OCR - 1) \cdot OCR_{\max}^{\sin \phi})$	[58]
(45t)	Mayne i Kulhawy (1982), przy powtórnym obciążeniu	$K_o^{(OC)} = (1 - \sin \phi) \cdot \left[ \frac{OCR}{OCR_{\max}^{(1 - \sin \phi)}} + \frac{3}{4} \cdot \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{\max}} \right) \right]$	[38]
(46t)	Wroth (1975)	$K_o^{(OC)} = OCR \cdot K_o^{(NC)} - \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot (OCR - 1)$	[74]
(47t)	Wroth (1975)	$3 \cdot m = \left[ \frac{1 - K_o^{(NC)}}{1 + 2 \cdot K_o^{(NC)}} - \frac{1 - K_o^{(OC)}}{1 + 2 \cdot K_o^{(OC)}} \right] = \ln \left[ \frac{OCR \cdot (1 + 2 \cdot K_o^{(NC)})}{1 + 2 \cdot K_o^{(OC)}} \right]$	[74]
(48t)	Mesri i Godlewski (1977) oraz Mesri i Castro (1987)	$K_o^{(OC)} = K_o^{(NC)} \cdot \left( \frac{t}{t_o} \right)^{\left[ \frac{C_a}{C_c - C_r} \right] \cdot \sin \phi}$	[42], [43]
(49t)	Pestana (1994)	$K_o^{(OC)} = K_o^{(NC)} \cdot OCR - \left( \frac{9\mu_o + \omega \cdot (1 + \mu_o) \cdot \xi_s}{9 \cdot (1 - \mu_o) + \omega \cdot (1 + \mu_o) \cdot \xi_s} \right) \cdot (OCR - 1)$	[50]
(50t)	Tekinsoy (1999)	$K_o^{(OC)} = 1 \pm \frac{\alpha}{(2 - \varepsilon_1)^2}$	[69]

(51t)	Sivakumar i inni, (2001)	$OCR = \left[ \frac{1 - \psi \cdot K_o^{(OC)}}{1 - \psi \cdot K_o^{(NC)}} \right]^{\left( \frac{1}{1-\eta} \right)}$	[66]
(52t)	Yang (2007)	$K_o^{(OC)} = A \cdot (C_c - C_s) \cdot \log OCR + K_o^{(NC)}$	[76]
(53t)	Kawashita i inni, (2000)	dla $0 < OCR < 2.5$ : $K_o^{(OC)} = K_o^{(NC)} \cdot (A \cdot OCR + B)$ dla $OCR > 2.5$ $K_o^{(OC)} = K_o^{(NC)} \cdot \alpha \cdot OCR^n$	[27]
(54t)	Marchetti (1980)	$K_o^{(OC)} = \left( \frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6$ oraz $OCR = (0.5 \cdot K_D)^{1.56}$	[36], oraz wg [13]
(55t)	Mayne (1992)	$K_o^{(OC)} = 0.35 \cdot OCR^{0.65}$	za [34] oraz [39] i [40],
(56t)	Schofield, Wroth (1968)	$K_o^{(OC)} = \begin{cases} 1 & \text{przy } M \leq \frac{3}{2} \Lambda \\ \frac{6 - 2 \cdot M + 3 \cdot \Lambda}{6 + 2 \cdot M - 3 \cdot \Lambda} & \text{przy } M > \frac{3}{2} \Lambda \end{cases}$	[60]
(57t)	Sheorey (1994)	$K_o^{(OC)} = 0.25 + 7 \cdot E_h \cdot \left( 0.001 + \frac{1}{z} \right)$	[61]
(58t)	Mesri, Hayat (1993)	$K_o^{(OC)} = K_o^{zd} + \frac{P_c}{\sigma_v} \cdot (K_o^{(NC)} - K_o^{zd})$	[44]
(59t)	Borecki (1971)	$K_o^{(OC)} = 1.135 + 0.556 \cdot \operatorname{tg} \phi$	[6]

### 3. Analiza wpływu stanu in situ na wyniki obliczeń. Przykłady

Otrzymywane ze wzorów podanych w tabelach 1 i 2 wartości współczynnika  $K_o$  zmieniają się w dość dużym zakresie. Dlatego w każdym przypadku, w zależności od analizowanego zadania oraz stanu i rodzaju gruntu istotnym jest wybór właściwego wyrażenia opisującego zmianę współczynnika  $K_o$ . Na rysunku 8 autorzy pracy pokazują, w jakim zakresie mogą zmieniać się wartości współczynnika  $K_o$  wyznaczone na podstawie niektórych wybranych formuł zestawionych w tabeli 1 i 2.

Z pokazanych wykresów wynika, że w przypadku gruntów prekonsolidowanych różnice w otrzymywanych wielkościach mogą być zasadnicze. Początkowy stan naprężenia przyjmowany w analizach numerycznych może zatem całkowicie zmienić obraz otrzymywanego rozwiązania, a sformułowane na podstawie takiej analizy numerycznej wnioski mogą być zupełnie nieadekwatne do rzeczywistości.

Wymogiem prawidłowej analizy numerycznej zagadnienia geotechnicznego powinno być właściwe oszacowanie stanu naprężenia in situ. W numerycznych symulacjach zachowania się podłoża gruntowego w większości zagadnień geotechnicznych, a w szczególności w przypadkach, w których obciążenie podłoża może sięgać poziomu bliskiego wytrzymałości gruntu jest to warunek sine qua non adekwatności otrzymywanych rozwiązań. Niektóre takie sytuacje pokazują autorzy na rys. 9 i 10.

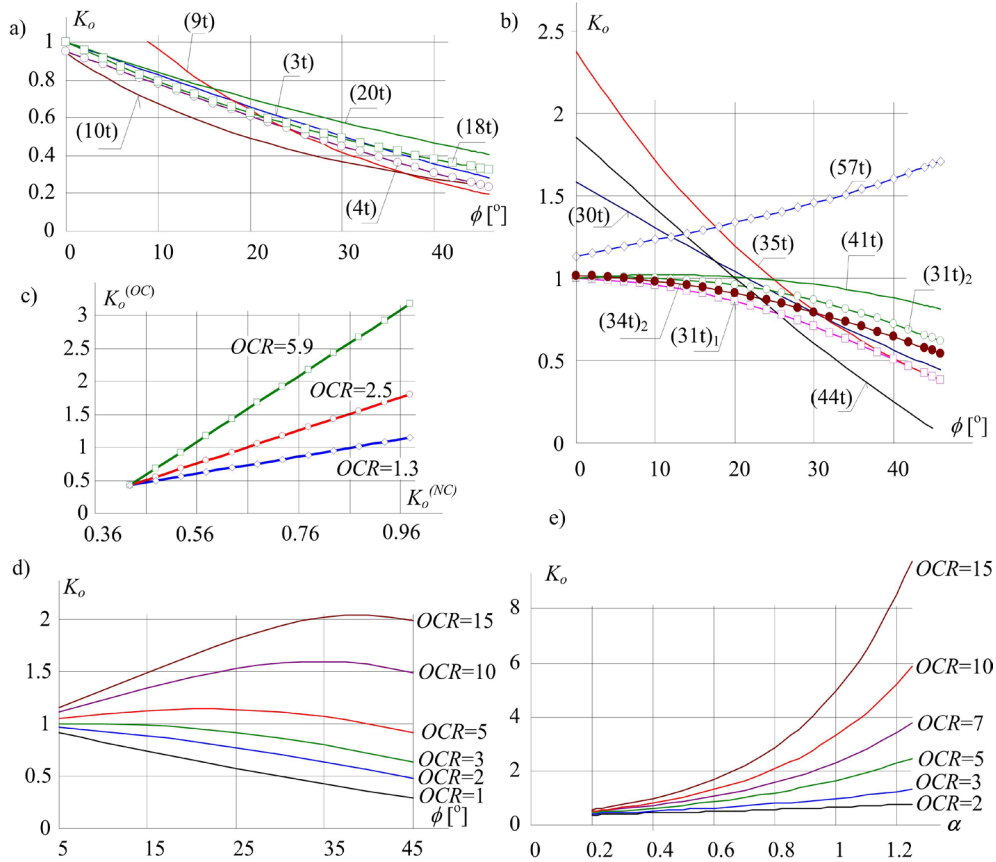
Rysunek 9 przedstawia wyniki obliczeń osiadania wiotkiego fundamentu pasmowego pod obciążeniem  $Q = 200 \text{ kPa}$ . Dla podłoża zastosowano model Modified Cam-Clay (MCC) przy danych materiałowych podanych na rysunku 9c. Zadanie rozwiązano trzykrotnie:

- dla gruntu normalnie skonsolidowanego przy  $K_o^{(NC)}$  obliczonym według wzoru (3t) dla  $\phi = 30^\circ$  (wykresy (a1)), oraz
- dwukrotnie dla gruntu prekonsolidowanego przy  $K_o^{(OC)}$  wyznaczanym według wzoru Wrotha (wzór (46t) przy  $K_o^{(NC)}$  według wzoru (3t) dla  $\phi = 30^\circ$  oraz  $\nu = 0.3$ ) – dla obciążenia erozyjnego

$q^* = 50 \text{ kPa}$  (wykresy (a2)) oraz  $q^* = 150 \text{ kPa}$  (wykresy (a3)).

Na rysunku 9a pokazano osiadanie punktu środkowego fundamentu, a na rys. 9b ścieżkę naprężenia poziomego  $\sigma_{11}$  w układzie  $\sigma_{11}-\varepsilon_{11}$ .

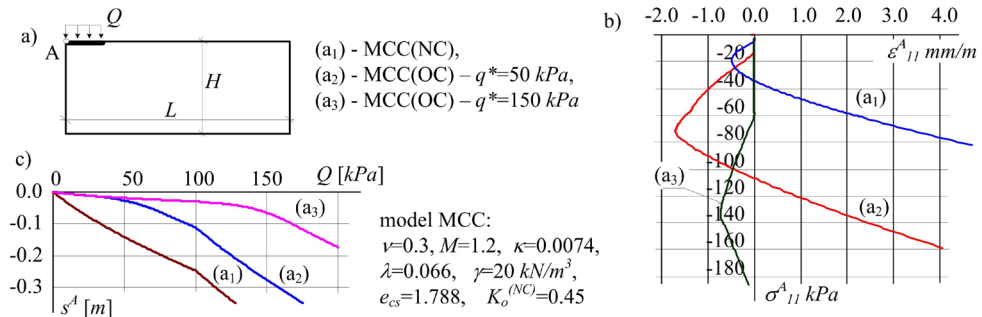
Na rysunku 10 zestawiono natomiast wykresy dodatkowego naporu gruntu na sztywną ścianę zagłębioną w podłożu górnictwem doznającym poziomego zagęszczenia o wartości  $\alpha$ , co odpowiada odkształceniom III kategorii terenu górnictwem. Na rysunku 10a podano wyniki dla gruntu prekonsolidowanego przy  $q^* = 50 \text{ kPa}$ , na rysunku 10b dla gruntu prekonsolidowanego przy  $q^* = 150 \text{ kPa}$ .



**Rys. 8.** Wykresy zmian współczynnika parcia w spoczynku  $K_o$ ; a) dla gruntu normalnie skonsolidowanego  $K_o^{(NC)}$  wg formuł podanych w tabeli 1, b) dla gruntu prekonsolidowanego  $K_o^{(NC)}$  wg formuł podanych w tabeli 2, c) dla gruntu prekonsolidowanego  $K_o^{(OCR)}$  wg wzoru (46t) przy  $\nu = 0.3$ , d) dla gruntu prekonsolidowanego  $K_o^{(OCR)}$  wg wzoru (32t) przy  $\alpha$  wg wzoru (36t) i  $K_o^{(NC)}$  wg wzoru (3t), e) dla gruntu prekonsolidowanego  $K_o^{(OCR)}$  wg wzoru (32t) przy  $K_o^{(NC)}$  wg wzoru (1t) dla  $\nu = 0.25$

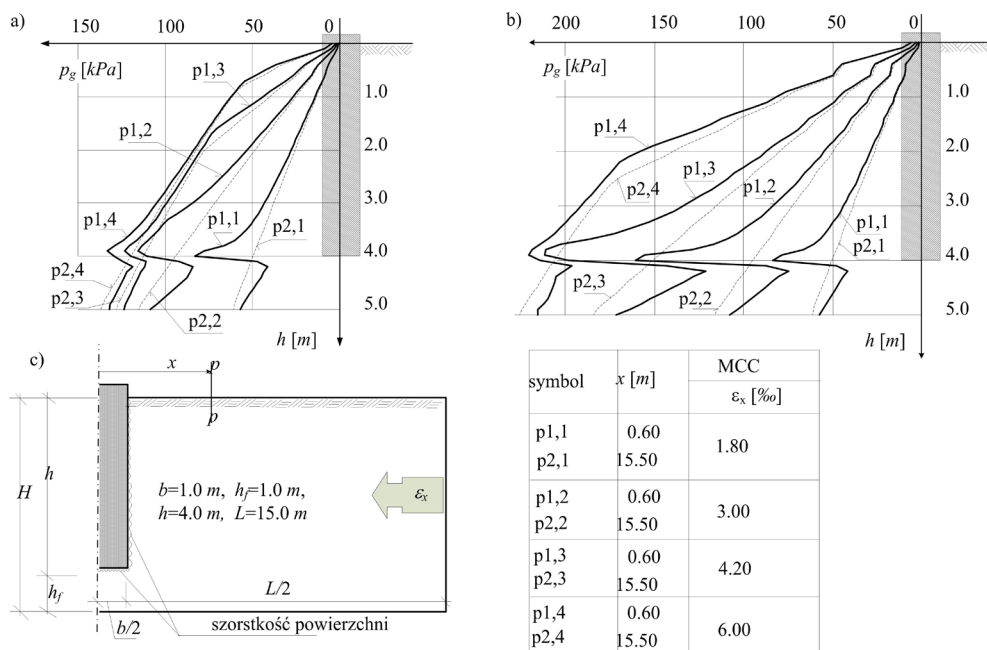
**Fig. 8.** Charts changes in resting pressure coefficient  $K_o$ ; a) for normally consolidated soil  $K_o^{(NC)}$  acc. to formulas given in Table 1, b) for overconsolidated soil  $K_o^{(OCR)}$  acc. to formulas given in Table 2, c) for overconsolidated soil  $K_o^{(OCR)}$  acc. to eq. (46t) with  $\nu = 0.3$ , d) for overconsolidated soil  $K_o^{(OCR)}$  acc. to eq. (32t) with  $\alpha$  in acc. with eq. (36t) and  $K_o^{(NC)}$  acc. to eq. (3t), e) for overconsolidated soil  $K_o^{(OCR)}$  acc. to eq. (32t) with  $K_o^{(NC)}$  in acc. with eq. (1t) with  $\nu = 0.25$





**Rys. 9.** Fundament pasmowy: a) schemat obciążenia, b) zmiana ścieżki naprężenia  $\sigma_{11}$ - $\varepsilon_{11}$ , c) osiedlenie  $s$  punktu A z rys. 9a

**Fig. 9.** Strip foundation: a) loading scheme, b) change of stress path  $\sigma_{11}$ - $\varepsilon_{11}$ , c) settlements  $s$  for point A,



**Rys. 10.** Parcie gruntu na ścianę na terenie górnictwa: a) grunt prekonsolidowany  $q^*=50 \text{ kPa}$ , b) grunt prekonsolidowany  $q^*=150 \text{ kPa}$ ,

**Fig. 10.** Soil pressure acting on wall in mining terrain: a) pre-consolidated soil  $q^*=50 \text{ kPa}$ , b) pre-consolidated soil  $q^*=150 \text{ kPa}$ .

### Podziękowanie

Obliczenia numeryczne wykonano w ACK CYFRONET Kraków, w ramach grantu MNiSW/SGI3700/PŚląska/054/2010 oraz MNiSW/SGI3700/PŚląska/056/2010.

### Literatura:

- [1] Abdelhamid, M.S., Krizek, R.J.: At rest lateral earth pressure of a consolidating clay. J. Geotech. Eng. Div, ASCE, Vol. 102, No. GT7, 1976, p. 721-728.
- [2] Alpan, I.: The Empirical Evaluation of the Coefficient  $K_o$  and  $K_{or}$ . Soils and Foundations, Vol.7, No.1, 1967, p. 31-40.
- [3] Al-Tabbaa, A.: Permeability and stress-strain response of Speswhite kaolin. PhD dissertation. University of Cambridge, 1987.
- [4] Biernatowski, K., Dembicki, E., Dzierżawski, K., Wolski W.: Fundamentowanie. Projektowanie i wykonawstwo. Arkady, Warszawa 1987.
- [5] Bolton, M.D.: A Guide to Soil Mechanics. MD & K Bolton, 1991.

- [6] Borecki, M.: Zachowanie się skał w układach jednoosiowych obciążeń wysokociśnieniowych ze skrępowanym odkształceniem poprzecznym. Zeszyty Naukowe Pol. Śl., Górnictwo, z. 321, Gliwice 1971.
- [7] Bowles, J.E.: Foundation analysis and design. The McGraw-Hill Book Co - Singapore, International Edition 1998.
- [8] Brooker, E.W. – Ireland, H.O.: Earth Pressures at Rest Related to the Stress History. Canadian Geotechnical Journal, Vol.11, no. 1, 1965, p. 1-15.
- [9] Burland, J., Federico, A., Amara, L., Internò, G., Elia, G.: Il coefficiente di spinta a riposo  $k_0(nc)$  nel modello Cam-Clay Modificato (The pressure coefficient at rest  $k_0(nc)$  in the model Modified Cam-Clay). Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2005 – IARG 2005, Ancona, 29.06-01.07 2005, P. 4.
- [10] Burland, J., Federico, A.: At-rest earth pressure coefficient  $K_0(NC)$  from Cam Clay model. In Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Edited by S.W. Hong, M.M. Kim, G.S. Yang, S.R. Lee, S.S. Chung, C.C. Ihm, H.T. Kim, and J.B. Park. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 1999, p. 15-18.
- [11] Burland, J.B., Roscoe, K.H.: Pore pressures in normally consolidated Clay. Geotechnique, Vol. 19, No. 3, 1969, p. 335-356.
- [12] Cherubini, C., Giasi, C.I., Guadagno, F.M.L.: The Coefficient of Earth Pressure at rest. Can. Geotech, Vol. 31, 1994, p. 790-791.
- [13] Das, B.M.: Principles of Foundation Engineering. 4th Ed, Brooks Cole, 1998.
- [14] de Santa Maria F.C.M.: Estudo Reológico-Experimental do Coeficiente de Empuxo no Repouso, Ko. (Rheological experimental study of the coefficient of earth oressure at rest, Ko). D. Sc. Thesis. Department Civil Engineering, Federal University of Rio de Janeiro 2001.
- [15] Federico, A., Elia, G., Germano, V.: A short note on the earth pressure and mobilized angle of internal friction in one dimensional compression of soils. Journal of GeoEngineering, Vol. 3, No. 1, 2008, p. 41-46.
- [16] Fethi Azizi: Applied analyses in geotechnics. E. &FN Spoon. New York 2000.
- [17] Flavigny, E.: Discussion on design parameters for soft clays. In Design Parameters in Geotechnical Engineering: Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, U.K. Vol. 4. British Geotechnical Society, London. 1980, p. 23-25.
- [18] Fraser, A.M.: The Influence of Stress Ratio on Compressibility aAnd Pore Pressure Coefficients In Compacted Soils, Ph. D. Thesis, University of London, U.K. 1957,
- [19] Fredlund, D.G., Rahardjo, H.: Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, New York 1993
- [20] Hardin, B.O.: The Nature of stress-strain behavior of soils. Proceedings Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Pasadena, Ca, vol. 1, 1978, p. 3-89.
- [21] Hendron, A. J.: The behaviour of sand in one-dimensional compression. D. Phil. Thesis. Department of Civil Engineering University of Illinois, 1963r
- [22] Jacky, J.: The Coefficient of Earth Pressure at Rest, Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, 1944, p. 355-358.
- [23] Jaky, J.: Pressure in silos. Proceeding 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Nederland, 1, 1948, p. 103-107.
- [24] Jamiołkowski, M., Lo Presti, D.C.F., Manassero, M.: Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT. Proc. of C.C. Ladd Symposium, M.I.T., Cambridge, Mass., 2001, p. 1-37.
- [25] Jamiołkowski, M., Pasqualini, E.: Compaction of granular soils - Remarks on quality control. Proceeding of Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans. 1992
- [26] Kaczmarek, J.: Wynik długotrwałego badania współczynnika parcia bocznego w ośrodku rozdrobnionym metodą pomiaru oporów tarcia. Górnictwo i Geoinżynieria, Rok 35, z. 2, 2011, s. 313-318.
- [27] Kawashita, M., Tanaka, Y., Kishida, T.: On the earth pressure at rest of alluvial sand in the eastern part of Kobe. Kobe University Repository: Kernel, No. 3, 2000, p. 60-68.
- [28] Kenney, T.C.: Discussion of Geotechnical. Properties of Glacial Lake Clays by Wu, T.H., Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 85, No. SM3, 1959, p. 67-79.
- [29] Keskin, S.N., Tekinsoy, M.A., Uzundurukan, S.: The Effects Of Over Consolidation Ratio And Effective Stresses To The Earth Pressure At Rest At Clay Soils. Digest, December 2004, p. 947-961.
- [30] Kezdi, A.: Stability of Rigid Structures, Proceeding 5th European Conference on Soil Mechanics

and Foundation Engineering, Vol. 2, 1972, p. 105-130.

[31] Kusakabe, O. – Maeda, Y. – Ohuchi, M. – Hagiwara, T.: Attempts at centrifugal and numerical simulations of a large-scale in situ loading test on a granular material. Predictive soil mechanics proceedings of the Wroth memorial symposium, st. Catherine's College, Oxford 1992, p. 404-420.

[32] Lazebnik, G. E., Tsinker, G. P.: Lateral Earth Pressure At Rest. In: Monitoring of Soil-Structure Interaction, ISBN 978-1-4615-5979-5, 1998, p. 165-183.

[33] Lee, Y.N., Jin, B.J.: Measurement and prediction of  $K_0$ . Journal of the Korean Society of Civil Engineers, Vol. 27 No. 2, 1979, p. 57-66.

[34] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell J.J.M.: Cone penetration testing in geotechnical practice. E & FN Spon, London 1997.

[35] Lytton, R.L.: Prediction of movement in expansive clay. In: Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments: Proceedings of Settlement '94, College Station, Tex., 16-18 June 1994. Edited by A.T. Yeung and G.Y. Feaallo. ASCE, Geotechnical Special Publication, Vol. 40, 1994, p. 1827-1845.

[36] Marchetti, S.: In situ test by flat dilatometer. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT3, 1980, p. 299-321.

[37] Massarsch, K. R.: Lateral earth pressure in normally consolidated clay. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7, Brighton, Sept. 1979. Proceedings, Vol. 2. p. 245-249.

[38] Mayne, P.W., Kulhawy, F.H.:  $K_0$ -OCR Relationship in Soil, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, 1982, p. 851-872.

[39] Mayne, P.W., Kulhawy, F.H.: The coefficient of earth pressure at rest: discussion. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, No. 5, 1994, p. 788-790.

[40] Mayne, P.W.: Stress-Strain-Strength-Flow parameters from Enhanced In-Situ Test. Proceedings International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories (In-Situ 2001), Bali, Indonesia, 2001, pp. 27-48.

[41] Kulhawy, F., Mayne, P.: Manual on Estimating of Soil Properties for Foundation Design. Electric Power Research Institute Report EPRI EL-6800, Palo Alto, CA, 1990.

[42] Mesri, G., Castro, A.:  $C_u/C_c$  concept and  $K_0$  during secondary compression. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 3, 1987, p. 230-247.

[43] Mesri, G., Godlewski, P.M.: Time and stress-compressibility interrelationship. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 103, No. 5, May, 1977, p. 417-430.

[44] Mesri, G., Hayat, T.M.: The coefficient of earth pressure at rest. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, No. 4, 1993, p. 647-666.

[45] Meyerhof, G.G.: Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 102, GT3, 1976, p. 197-228.

[46] Mitchell, J.K.: Fundamentals of Soil Behavior. 2nd Ed, John Wiley & Sons, 1993.

[47] Ng C.W.W.: Numerical analysis of geological effects on  $K_0$ . Proceedings 10th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Beijing 1995, Vol. 1, p. 55-58.

[48] Ng C.W.W., Simons, N., Menzies, B.: Soil-structure Engineering of Deep Foundations, Excavations and Tunnels. Publisher: Thomas Telford, UK. ISBN: 0-7277-3263-3, 2008.

[49] Orr, T.L.L., Cherubini C.: Use of the ranking distance as an index for assessing the accuracy and precision of equations for the bearing capacity of piles and at-rest earth pressure coefficient. Journal Canadian Geotechnical Vol. 40, 2003, p. 1200-1207.

[50] Pestana, J.M.: A unified constitutive model for clays and sands. D. Sc. Thesis. Massachusetts Institute of Technology, USA, 1994.

[51] Pipatpongsa, T., Takeyama, T., Ohta, H., Iizuka, A.: Coefficient of Earth Pressure At-Rest Derived from the Sekiguchi-Ohta Model. Proceedings of 16th Southeast Asian Geotechnical Conference, 8-11 May 2007, Subang Jaya, Malaysia p. 325-331.

[52] PN-83/B-03010 Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[53] Prūska, M. J.: Effect of Initial Stress on the Stress-Strain Relation. Proceedings of the 8th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Moscow Vol. 4, 1973, p. 26-28.

[54] Rowe, P.:  $C_e=0$  hypothesis for normally loaded clays at equilibrium. 4th International Conference Soil Mech. Found. Eng. London 1. 1957, p. 189-192.

[55] Rymśa, B.: Earth pressure at rest in design of retaining structures. Proceedings 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1., Brighton 1979.

- [56] Sağlamer, A.: Kohezyonsuz Zeminlerde Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısının Zemin Parametreleri Cinsinden İfadesi, İTÜ, Doktora Tezi, İstanbul, 1972.
- [57] Salvatore, O.F.: The coefficient of earth pressure at rest, Ko. The Structural Engineer's Korner nr 10, 2013.
- [58] Schmidt, B.: Discussion of 'Ko-OCR relationships in soil by Mayne and Kulhawy (1982). Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 109, No. 6, 1983, p. 866-867.
- [59] Schmidt, B.: Lateral stresses in uniaxial strain. Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute), Copenhagen, Denmark, Bulletin 23, 1967, p. 5-12.
- [60] Schofield, A.N., Wroth, C.P.: Critical State Soil Mechanics. McGraw Hill, Maidenhead 1968.
- [61] Sheory, P.R.: A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol. 31, No. 1, 1994, p. 23-34.
- [62] Sherif, M.A., Fang, Y.S., Sherif, R.I.: KA and Ko Behind Rotating and Non-Yielding Walls. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. CT1, 1984, p. 41-56.
- [63] Sherif, M.A., Koch, D.E.: Coefficient of earth pressure at rest as related to soil precompression ratio and liquid limit. Highway Research Recrded No. 323, 1970, p. 39-48.
- [64] Shohet, D.C.: Prediction of in situ horizontal stresses in clay soils from the measurement of undrained shear strength, plasticity index and vertical effective stress. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 13, 1995, p. 206-214.
- [65] Simpson, B.: Retaining Structures: Displacement and Design. Géotechnique, vol. 42, No. 4, 1992, p. 541÷576.
- [66] Sivakumar, V., Doran, I.G., Graham, J., Navaneethan, T.: Relationship between K<sub>0</sub> and overconsolidation ratio: a theoretical approach. Geotechnique, Vol. 52, No. 3, 2001, p. 225-230.
- [67] Strokova, L.: Effect of the overconsolidation ratio of soils in surface settlements due to tunneling. Sciences in Cold and Arid Regions, No 5, Vol. 5, 2013, p. 637–643.
- [68] Tavenas, F., Blanchette, G., Leroueil, S., Roy, M., La Rochelle, P.: Difficulties in the in situ determination of K<sub>0</sub> in soft sensitive clays. Proceedings of the Specialty Conference on In Situ Measurements of Soil Properties, American Society of Civil Engineers (ASCE), Raleigh, N.C., Vol. 1, 1975, p. 450-476.
- [69] Tekinsoy, M.A.: An Approximation to Lateral Earth Pressures for K<sub>0</sub> Condition. Journal of Engineering Sciences, Vol. 5, No. 1, 1999, p. 933-942.
- [70] Wenklow, W.: An apparatus for the evaluation of the coefficient of earth pressure at rest. In Design Parameters in Geotechnical Engineering: Proceedings of the 7th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, U.K. Vol. 2. British Geotechnical Society, London. 1979, p. 171-174.
- [71] Wierzbicki, J., Waliński, M.: Ocena wpływu zmian stanu naprężenia w podłożu niespoistym na charakterystyki sondowania statycznego. Geologos, nr 11, 2007, s. 285-293.
- [72] Wood, D.M.: Soil behavior and Critical state soil mechanics. Cambridge University Press 1990.
- [73] Wroth C.P., Houlsby G.T.: Soil mechanics – property characterization and analysis procedures. XI Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985, p. 1-55.
- [74] Wroth, C.P.: In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics. Proceedings In Situ Stress Measurement of Soil Properties, North Carolina State University, Geotechnical Engineering Division, 1975, p. 181-230.
- [75] Yamaguchi, H.: Some considerations on the earth pressure at rest. In Proceedings of the 27th Annual Meeting of the Japanese Society of Civil Engineers. Vol. 3. Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo. 1972, p. 100-110. [In Japanese.]
- [76] Yang, C. P.: Observation of Earth Pressure Coefficient by Using Deformation Mechanism. Chung Hua Journal of Science and Engineering, Vol. 6, No. 1, 2008, p. 41-48.
- [77] Yue, Q.: Theoretical Discussion on Coefficient of Earth Pressure at Rest Based on the Stress State. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering vol. 18, 2013, p. 5707-5713.

## **ROLE OF GEOSTATIC PRESSURE COEFFICIENT $K_0$ IN GEOTECHNICAL ANALYSES AND ITS ASSESSMENT METHODS**

### **SUMMARY**

In the paper – based on short history of geotechnical tests conducted for assessment of in situ state of stress – collected formulas and procedures from literature for estimation of values of earth pressure coefficient in rest  $K_0$  are presented. Primary state of stress in subsoil is one of the most important factors which influence the interpretation of results of tests in the terrain; used for assessment of strength and deformability soil parameters in in-situ conditions. Described problems stem from the fact, that soil medium is a material with memory, for which, level of past loading is important, and the fact, that during state of stress change in soil caused by actual loading, side earth pressure coefficient also changes. Variation range of values of coefficient  $K_0$  based on some expressions presented in paper can be observed. From diagrams, it can be concluded that in case of overconsolidated soil, differences in values might be essential. Some of those situations are presented in numerical analyses; for the strip foundation and for soil pressure acting on the wall in mining area.

### **KEYWORDS**

coefficient of pressure at rest, normally consolidated soil, over-consolidated soil, numerical modeling in geotechnics