

Krzysztof PARYLAK
Akademia Rolnicza we Wrocławiu

PROBLEM INTERPRETACJI KĄTA TARCIA WEWNĘTRZNEGO W BADANIACH TRÓJOSIOWEGO ŚCISKANIA GRUNTÓW NIESPOISTYCH

Streszczenie. W pracy dokonano przeglądu hipotez wytrzymałościowych i interpretacji kąta tarcia wewnętrznego gruntów dla krzywoliniowych obwiedni kół Mohra uzyskiwanych w badaniach trójosiowego ściskania. Przedstawiono metodę Maksimovica wyznaczania uśrednionej wartości kąta tarcia wewnętrznego. Uwzględniono przy tym mechanizmy występujące w strefie ścięcia i ocenę bazowej wartości kąta tarcia Φ_B (rys.1), a w tym także wpływ nieregularności kształtu cząstek na wartości Φ_B . Dla niskich naprężeń niezwykle pomocne są wyniki badań wytrzymałości gruntów na rozrywanie.

PROBLEM OF INTERNAL FRICTION ANGLE INTERPRETATION FOR COHESIONLESS SOILS IN TRIAXIAL TEST

Summary. This paper reviews the hypotheses of soils' strength and angle of internal friction interpretation for Mohr's curves envelopes. Maximovic's interpretation method was analysed more precisely. The basic angle of friction Φ_B (fig.1) determined in the tests was used. The influence of interparticle mechanisms in the failure zone, and the role of angularity of particles shape in interlocking phenomena of particles were also explained. For interpretation of tests results at small stress σ_3 , the role of soil resistance on tension was indicated.

1. Przegląd teorii w interpretacjach wytrzymałości na ścinanie ośrodków rozdrobnionych

Stan graniczny w gruntach jest pojęciem umownym określającym taki stan naprężenia i odkształcenia, który początkuje niezdolność gruntu do przenoszenia dodatkowych obciążeń. Opisujące go warunki traktowane są jedynie jako hipotezy, gdyż najczęściej stanowią uogólnienie wyników badań uzyskanych przy ograniczonej liczbie przypadków wytrzymałościowych. Wybór odpowiedniej hipotezy w celu interpretacji badań wytrzymałości na ścinanie, jako funkcji naprężeń głównych, był i jest przedmiotem wielu dociekań (Bishop [2]; Green, Bishop [4]; Griffith [5]; Gryczmański [6]). Można je ogólnie

podzielić na analizy opisujące statyczne i dynamiczne warunki badania. Warunki statyczne analizowane przez teorie klasyczne dotyczą przypadków, kiedy stan graniczny gruntu nie zależy od przyrostu naprężeń niszczących. Do tej grupy należą m.in. hipotezy Mohra, Tresci i Misesa. Dynamiczne warunki badania formułowane są natomiast dla materiałów o właściwościach, w których zniszczenie zależy od prędkości przyrostu naprężeń [21]. Trudności w doborze odpowiedniej teorii wynikają z braku ścisłej definicji zniszczenia, ponieważ stanem tym można określić zarówno niesprężyste zachowanie się gruntu, jak też jego rzeczywiste pęknięcie. Problemy te dotyczą wielu innych materiałów, jak np. beton czy stal, jednakże w przypadku gruntów, ze względu na duże zróżnicowanie ich właściwości, trudności te są znacznie większe.

Od wielu lat powszechnie stosowana w mechanice gruntów jest mająca wiele ograniczeń teoria Mohra. Nie uwzględnia się w niej pośredniego naprężenia głównego σ_2 , pomija się zależności pomiędzy naprężeniem a odkształceniem i stałe materiałowe. Nie uwzględnia ona również zależności pomiędzy wytrzymałościami na ściskanie i rozciąganie. Występuje także niezgodność położenia zdefiniowanej w niej płaszczyzny ścinania z rzeczywistą płaszczyzną, w której w procesie ścinania występuje koncentracja sił. W piaskach różnica pochylenia tych dwóch płaszczyzn jest niewielka i w większości przypadków bywa pomijana [5,4]. Dopóki teoria Mohra nie została w pełni potwierdzona przez doświadczenia, stosowano także inne hipotezy, jak rozszerzoną teorię Misesa zależną od trzech zmieniających się naprężeń głównych, warunek Misesa-Schleichera ograniczający wartość naprężeń rozciągających, bądź też warunek maksymalnego naprężenia stycznego Tresci. Nie znalazły one jednak szerszego zastosowania w interpretacjach zagadnień mechaniki gruntów. W typowych badaniach trójosiowego ściskania teoria Mohra w wystarczającym stopniu opisuje warunki zniszczenia, a dla zastosowań praktycznych stanowi wystarczające przybliżenie oceny rzeczywistych właściwości gruntów [16,5]. Określa ją ogólna zależność:

$$\tau_f = f(\sigma_f) \quad (1)$$

W przypadku gruntów niespoistych badanych w szerokim zakresie naprężeń bocznych jest ona linią zakrzywioną [11,2], a w przypadku wysokich zagęszczeń przy dużych naprężeniach bocznych opisuje ją równanie paraboli [10].

Na potrzeby analiz stateczności mas ziemnych najczęściej przyjmowana jest zależność liniowa, stąd często wytrzymałość na ścinanie wyrażona jest jako kryterium Mohra-Coulomba w postaci

$$\tau_f = c + \sigma_f \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

gdzie: c - jest spójnością lub rzędną spójności,

φ - jest kątem tarcia wewnętrznego względnie kątem oporu przy ścinaniu.

W przypadku gdy przy zwiększeniu naprężenia σ_1 graniczne koło Mohra staje się styczne do prostej Coulomba, pewien odcinek obwiedni Mohra w stanie granicznym spełnia równanie warunku Coulomba. W większości przypadków kształt obwiedni otrzymanej dla wielu gruntów niespoistych nie jest linią prostą, a wielkość krzywizny wzrasta wraz z zagęszczeniem gruntu [2,11]. Z tego powodu krzywizna obwiedni wymaga wyznaczenia oporu kąta tarcia i odciętej wartości spójności albo przedstawienia jego zróżnicowania w zależności od naprężeń bocznych.

2. Interpretacja kąta tarcia dla określonego przedziału naprężeń normalnych

Wśród kilku sposobów interpretacji obwiedni kół Mohra stosowane są graficzne sposoby określania kąta tarcia za pomocą punktowych stycznych do krzywoliniowej obwiedni dla określonego naprężenia σ_n . Inny konwencjonalny sposób polega na poprowadzeniu linii siecznej do obwiedni Mohra, reprezentatywnej dla pewnego przedziału naprężeń normalnych [11,7]. Występujące w tych przypadkach interpretacyjne dowolności stwarzają dla określonej krzywej różniące się wartości Φ . Ponadto proste te odcinają na osiach τ niekiedy mało prawdopodobne wartości odciętych spójności. Przykładowo Homand – Etienne i inni [9] uzyskali w badaniach trójosiowego ściskania gruboziarnistych gruntów o agregatowej strukturze cząstek zaskakująco wysokie rzędne spójności strukturalnej rzędu 45 kPa i duże kąty tarcia wewnętrznego od 51°-53°. Również Poran i Ahtchi-Ali [19] uzyskali dla popiołu lotnego o stopniu wilgotności 67% wartość odciętej spójności 65 kPa i kąt tarcia 43°. Propozycją pomocną interpretacji obwiedni Mohra w zakresie niskich naprężeń σ_3 są badania na rozrywanie umożliwiające wyznaczenie po ujemnej stronie osi σ wytrzymałości na rozrywanie [18].

Nowy sposób określania uśrednionej wartości kąta tarcia dla danego zakresu naprężeń dla krzywoliniowej obwiedni przedstawił Maksimovic [14]

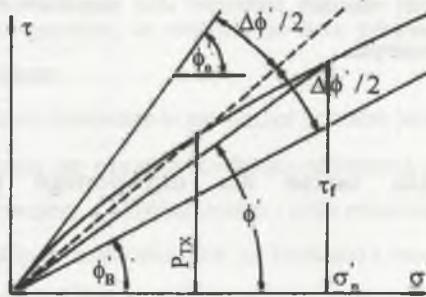
$$\Phi_s = \Phi_B + \Delta\Phi / (1 + \sigma_3/P_{Tx}) \quad (3)$$

gdzie:

Φ_B – wyjściowy (podstawowy) kąt tarcia wewnętrznego odpowiadającym wytrzymałości ustalonej,

$\Delta\Phi$ – różnica pomiędzy maksymalnym kątem wyprowadzonym stycznie do obwiedni przy $\sigma_n = 0$ a kątem Φ_B .

P_{TX} – jest składowym naprężeniem normalnym, przy którym obwiednia Mohra przecina się z tworzącą kąta Φ_B powiększonego o połowę kąta $\Delta\Phi$ (rys.1).

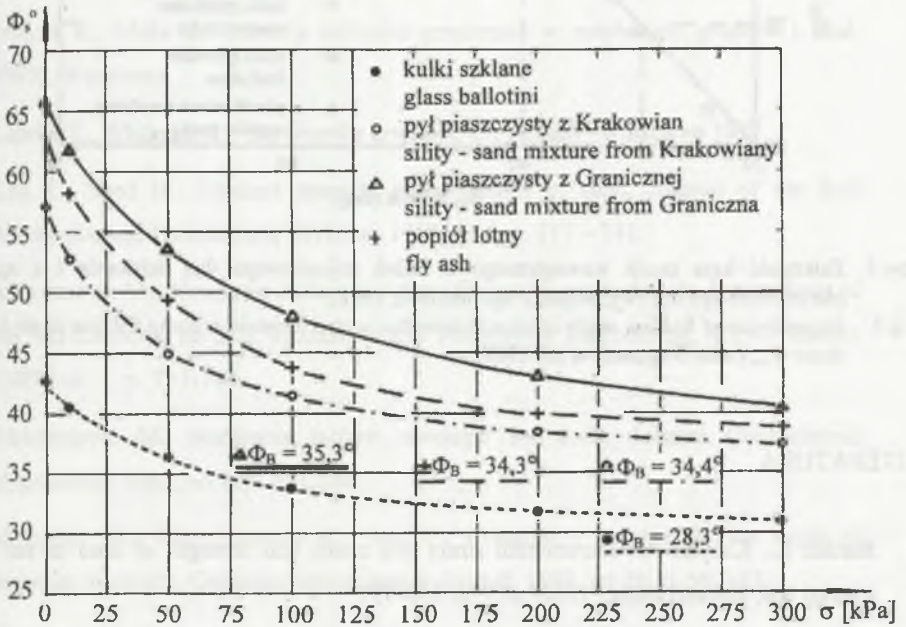


Rys.1. Sposób wyznaczania uśrednionej wartości kąta tarcia wewnętrznego Φ_s dla określonego przedziału naprężeń przy krzywoliniowej obwiedni kół Mohra [14]

Fig.1. Method of determination of the median internal friction angle Φ_s for non-linear failure envelope Mohr's circles [14]

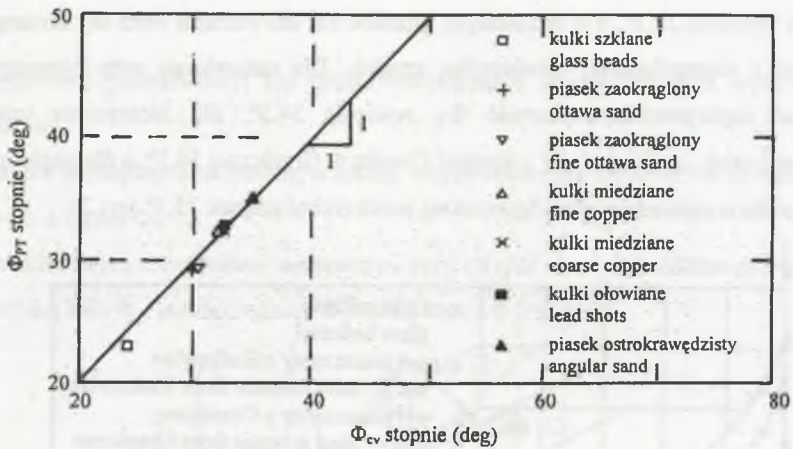
Ustaloną wartość kąta tarcia Φ_B określono wyznaczając koła Mohra dla dewiatorów naprężenia uzyskanych przy dużych odkształceniach [14,15]. Jednakże różne długości drogi ścinania nie dawały pewności, czy odczytane wartości Φ_B można było uznać jako ustalone. W pracach Maximovica ocenia się, że ta przybliżona wartość mieści się w przedziale pomiędzy kątem Φ_{cv} a Φ_{μ} . Ustabilizowanej w tej strefie porowatości krytycznej odpowiada najczęściej ustalona wartość kąta tarcia wewnętrznego zbliżonego do kąta tarcia międzycząstkowego Φ_{μ} . W badaniach kulek szklanych o naturalnej szorstkości przeważnie wynosi ona 26° [22], a dla otoczonych kwarcowych piasków rzecznych 28° [1]. W obu przypadkach kąty te były mniejsze o $3^\circ - 6^\circ$ od krytycznej wartości kąta tarcia Φ_{cv} otrzymywanego w chwili zakończenia zjawiska dylatacji [22]. W przeprowadzonych przez autora w niniejszej pracy badaniach jednakowo uziarnionych, drobnoziarnistych gruntów niespoistych o ekstremalnie zróżnicowanym przedziale cech kształtu [17] wykazano, że przy tym etapie badania nie następowały już przyrosty objętości próbki, ciśnienia powietrza w porach nie ulegały zmianom, a na powierzchni próbki występowała wyraźna strefa ścięcia. Potwierdziły to także badania tych gruntów w stanie zupełnie suchym i luźnym. Wartość Φ_B w badaniach kulek

szklanych wyniosła $28,3^\circ$, a w pozostałych gruntach kąt ten wzrastał wraz ze zmianą stopnia szorstkości i nieregularności powierzchni cząstek. Dla naturalnego pyłu piaszczystego z Krakowian zinterpretowana wartość Φ_B wyniosła $34,3^\circ$, dla identycznie uziarnionej ostrokrawędzistej „mąki skalnej” z kopalni Granitu w Granicznej $34,3^\circ$, a dla popiołu lotnego jako materiału o najbardziej skonfigurowanej powierzchni cząstek $35,3^\circ$ (rys.2).



Rys.2. Zależność uśrednionego kąta tarcia wewnętrznego Φ_s od naprężeń σ_3
 Fig.2. Dependence of median internal friction angle Φ_s on minor stress σ_3

Podnoszony w literaturze problem długości drogi ścinania w aparacie trójosiowym koniecznej do osiągnięcia krytycznej wartości kąta tarcia Φ_{cv} rozważano w wielu pracach, m. in. Negussey i współautorzy (1988) dowodzą, że wartość kąta tarcia wewnętrznego Φ_{cv} określa wartość wytrzymałości na ścinanie, przy której nie występują już zmiany objętościowe. Dokładne wartości tego parametru uzyskuje się w aparatach rotacyjnych, jednakże z dużym przybliżeniem można je uzyskać także w badaniach trójosiowego ściskania na próbkach badanych w stanie luźnym, przy dłuższej drodze ścinania. Porównawcze wyniki badań w tym zakresie przedstawiono na rys. 3.



Rys.3. Zależność kąta tarcia wewnętrznego z badań trójosiowego Φ_{PT} ściskania i z aparatu pierścieniowego Φ_{cv} (wg Negussy'ego i innych, 1988)

Fig.3. Dependence of friction angle in triaxial tests Φ_{PT} versus constant volume friction angle in ring shear Φ_{cv} , (after Negussy et al., 1988)

LITERATURA

1. Barden L., Khayatt A.: Incremental strain rate ratios and strength of sand in the triaxial test, *Geotechnique*, 1966, no 4, p. 338-357.
2. Bishop A.: The strength of soils as engineering materials, Sixth Ranking Lecture, *Geotechnique*, 1966. Vol. 16, no 2, p. 91-130.
3. Bora K.: Shear failure in granular media, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1984, Vol. 110, no 5.
4. Green G., Bishop A.: A note on the drained strength of sand under strain conditions, *Geotechnique*, 1969, p. 144-149.
5. Griffiths D.: Failure criteria interpretation bases on Mohr-Coulomb friction, *Journal of Geotechnical Engineering* 1990, no 6, p. 986-999.
6. Gryczmański M.: Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów, Komitet Inżynierii Lądowej PAN, IPPT PAN, Warszawa 1995.
7. Hansen B.: Definition and use of friction angles *Proceedings ECSMFE*, Brighton 1979, Vol. 1, p. 173-176.

8. Harden B.: Love stress dilatation test, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1989, Vol. 115, no 6, p. 769-787.
9. Homand - Etienne F., Rapin H., Song Y.: Effect of aggregates angularity on granular material behaviour, *Powders and Grains*, Biarez and Gourvés(eds), Balkema, Rotterdam 1989, p. 135-141.
10. Izbicki R., Mróz Z.: *Metody nośności granicznej w mechanice gruntów i skał*, PWN, Warszawa.
11. Lambe T., Whitman R.: *Mechanika gruntów*, t.1, Arkady, Warszawa 1977.
12. Lee K., Seed H.: Drained strength characteristics of sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1967, no 6, p. 117 – 141.
13. Maksimovic M.: Nonlinear failure envelope for coarse grained soils. *Proceedings of the XII Conferse on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro 1989, vol. 1, p. 731-734.
14. Maksimovic M. Nonlinear failure envelope for soils, *Journal Geotechnical Engineering* 1989, no 4, p. 581-586.
15. Negussey W., Wijewickreme K., Vaid P.: Constant – volume friction angle of granular materials, *Canadian Geotechnical Journal*, 1988, no 25, p. 50 – 55.
16. Newmark N.: Failure hypotheses for soil, *Proc. Research Conference Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE 1960, p. 17 –32.
17. Parylak K.: Badania wytrzymałości gruntu na rozrywanie, *Materiały Jubileuszowej Sesji Naukowej prof. E. Dembickiego*, *Geotechnika w Budownictwie i Inżynierii Środowiska Politechnika Gdańska* 2000, s. 269 – 275.
18. Parylak Charakterystyka kształtu cząstek drobnoziarnistych gruntów niespoistych i jej znaczenie w ocenie wytrzymałości. (praca habilitacyjna) *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej w Gliwicach* 2000, z. 90.
19. Poran C., Ahtchi-Ali F.: Properties of solid waste incinerator fly ash, *Journal of Geotechnical Engineering* 1989, no 8, p. 1118-1133.
20. Rothenburg R, Bathurst R, Matyas E.: Mechanism of fabric evolution in granular media, *XII ICSMFI, Rio do Janeiro*, 1989, Vol. 1, p. 753-756.

21. Suchnicka H.: Wytrzymałość gruntów – opis i badania, XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gdańsk, 1997,t. III, s. 47-74.
22. Skinner A.: A note on the influence of the interpretation friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles, Geotechnique 19, 1969, p. 150–157.

Recenzent: Dr hab. inż. Alojzy SZYMAŃSKI, prof. SGGW

Abstract

In practice and also in scientific problems of soil mechanics it is necessary to choose parameters of internal friction angle. This problem is especially difficult for cohesionless soils tested in triaxial apparatus, where curved envelopes are obtained. This paper reviews the hypotheses of soils' strength and angle of internal friction interpretation for curves Mohr's envelopes. Maximovic's interpretation method was analysed more precisely. The basic angle of friction Φ_B (fig.1) determined in the tests was used. The influence of interparticle mechanisms in the failure zone, and the role of angularity of particles shape in interlocking phenomena between particles were also explained. For interpretation of test results at small stress σ_3 , the role of soil resistance on tension was indicated.