Semnan University

Journal of Modeling in Engineering

Journal homepage: https://modelling.semnan.ac.ir/

ISSN: 2783-2538



Research Article

Validation of Shear Strength Relationships for Unsaturated Silty Sand

Maziyar Abdi[a], Mohammad Maleki[b], Erfan Chali[c]✉

[a] *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran.*
[b] *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran.*
[c] *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran.*

PAPER INFO

Paper history:

Received:
Revised:
Accepted:

Keywords:
Silty Sand,
Shear Strength,
Unsaturated Soil,
Matric Suction.

ABSTRACT

The prediction of shear strength in soils is one of the fundamental is-sues in geotechnical engineering. In saturated soils, shear strength is typically defined using the Coulomb failure criterion as a function of total or effective stress components. However, in unsaturated soils, due to the presence of the air phase in the pore space, the soil behav-ior becomes more complex, and it is necessary to consider the effects of matric suction in shear strength relations. The objective of this study is to compare and validate different criteria for predicting shear strength in unsaturated silty sand soils. To this end, several well-known shear strength prediction criteria were examined based on ex-perimental results. The findings showed that some criteria exhibited high accuracy in predicting shear strength, while others displayed significant variability in results under similar conditions. The findings of this study can assist geotechnical researchers and engineers in se-lecting the appropriate criterion for predicting the shear strength of unsaturated soils.

DOI:

© 2024 Published by Semnan University Press.
This is an open access article under the CC-BY 4.0 license.(https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

UNCORRECTED PROOF

*** Corresponding author.**
E-mail address: e.chali@eng.basu.ac.ir

How to cite this article:

مقاله پژوهشی

اعتبارسنجی روابط مقاومت برشی برای ماسه لای دار غیراشباع

مازیار عبدی[۱]، محمد ملکی[۲]، عرفان چالی[۳*]

اطلاعات مقاله

دریافت مقاله:

بازنگری مقاله:

پذیرش مقاله:

واژگان کلیدی:

ماسه لای دار،

مقاومت برشی،

خاک غیراشباع،

مکش بافتی.

چکیده

پیش‌بینی مقاومت برشی خاک‌ها یکی از مسائل اساسی در مهندسی ژئوتکنیک است. در خاک‌های اشباع، مقاومت برشی معمولاً با استفاده از معیار گسیختگی کولمب تابعی از مولفه‌های تنش کل یا موثر تعریف می‌شود.. با این حال، در خاک‌های غیراشباع به دلیل وجود فاز هوا در فضای تخلخل، رفتار خاک پیچیده‌تر شده و نیاز به در نظر گرفتن اثرات مکش بافتی در روابط مقاومت برشی است. در این تحقیق، هدف مقایسه و اعتبارسنجی معیارهای مختلف پیش‌بینی مقاومت برشی در خاک‌های ماسه لای‌دار غیراشباع است. برای این منظور، تعدادی از معیارهای مشهور موجود پیش بینی کننده مقاومت برشی، با توجه به نتایج تجربی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که برخی معیارها دقت بالایی در پیش‌بینی مقاومت برشی دارند. از طرفی، برخی معیارها در شرایط مشابه پراکندگی زیادی در نتایج داشتند. یافته‌های این تحقیق می‌تواند به محققین و مهندسان ژئوتکنیک در انتخاب معیار مناسب برای پیش‌بینی مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع کمک کند.

DOI:

© 2024 Published by Semnan University Press.
This is an open access article under the CC-BY 4.0 license.(https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

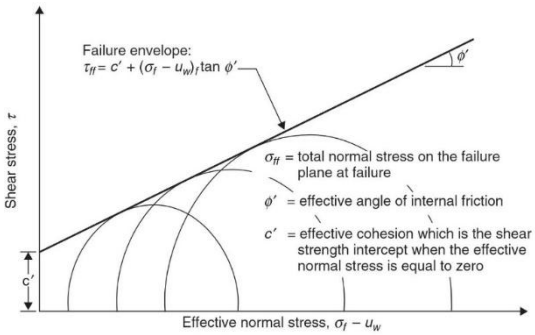
CORRECTED PROOF

۱-مقدمه[۱]

پیش‌بینی مقاومت برشی خاک‌ها یکی از مسائل بنیادین در مهندسی ژئوتکنیک است. در خاک‌های اشباع، مقاومت برشی معمولاً با معیار گسیختگی کولمب بر حسب مولفه‌های میدان تنش کل یا موثر بیان می‌شود. در رابطه ۱ این معیار در حالت تنش موثر ارائه شده است.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w)_f \tan\varphi' \qquad (۱)$$

که در آن τ_f مقاومت برشی، c' چسبندگی مؤثر، $(\sigma - u_w)_f$ تنش عمودی مؤثر وارده بر صفحه گسیختگی و ϕ' زاویه اصطکاک داخلی مؤثر است. این معیار پوش دوایر مور مربوط به وضعیت تنش در یک نقطه است که بر این اساس به معیار مور- کولمب نیز مشهور است. پوش گسیختگی در حالت اشباع در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: پوش گسیختگی مور- کولمب [۱]

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: e.chali@eng.basu.ac.ir
۱. دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران
۲. دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران
۳. دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه بوعلی سینا، همدان، ایران

استناد به این مقاله: نحوه استناد فارسی در اینجا درج گردد.

پیچیدگی رفتار خاک‌های غیراشباع به علت وجود فاز هوا بین ذرات، نسبت به خاک‌های اشباع بیشتر است. از این رو لازم است در روابط ارائه شده تأثیر وجود هوای بین ذرات نیز درنظر گرفته شود. در خاک‌های غیراشباع معمولاً از دو متغیر حالت تنش σ-u_a و u_w-u_a برای بیان رفتار خاک‌ها استفاده می‌شود. σ تنش کل، u_a فشار هوا حفره‌ای و u_w فشار آب حفره‌ای است. بر همین اساس، معادلات مختلفی برای محاسبه مقاومت برشی خاک‌ها ارائه شده است.

این تحقیق با هدف مقایسه و اعتبارسنجی روابط مختلف موجود برای پیش‌بینی مقاومت برشی خاک‌های ماسه لای‌دار غیراشباع انجام شده است. با توجه به پیچیدگی رفتار این نوع خاک‌ها و تفاوت‌های موجود بین این روابط، نیاز به بررسی دقت پیش‌بینی‌های مختلف احساس می‌شود. تا کنون مطالعاتی بر روی ماسه لای دار غیراشباع انجام شده است [۲-۵]. با این حال، علی‌رغم ارائه روابط متعدد برای مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع پیشنهاد شده‌اند، بسیاری از این روابط برای خاک‌های خاصی مانند ماسه لای‌دار نیاز به ارزیابی و مقایسه دقیق دارند. هدف این تحقیق، شبیه‌سازی شرایط مختلف و مقایسه عملکرد روابط مختلف در پیش‌بینی مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع است تا بتوان به درک بهتری از دقت و محدودیت‌های هر مدل در شرایط مختلف دست یافت. این مطالعه می‌تواند به محققین و مهندسان ژئوتکنیک در انتخاب رابطه مناسب برای خاک‌های غیراشباع و استفاده بهینه از آن‌ها در پروژه‌های مختلف کمک کند.

۲- روابط ارائه شده برای مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع

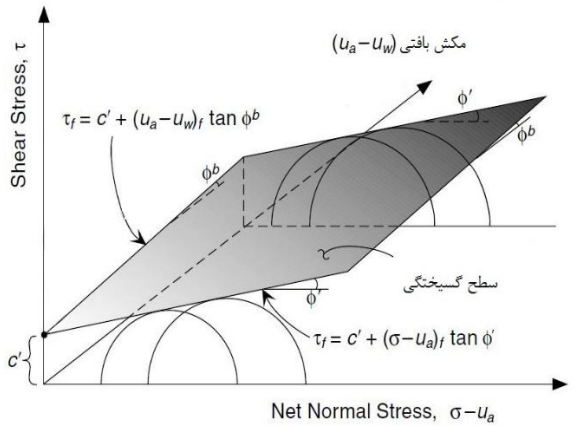
بیشاپ و همکاران [۶] با استفاده از معیار مور- کولمب و تئوری تنش مؤثر بیشاپ [۷]، معادله (۲) را برای این منظور تدوین نمودند.

$$\tau_f = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)]\tan\varphi' \qquad (۲)$$

پارامتر χ پارامتر تنش مؤثر وابسته به درجه اشباع و یا مکش بوده و مقدار آن برای خاک خشک و اشباع به‌ترتیب برابر با صفر و ۱ است و امکان انتقال ساده از حالت غیراشباع به حالت اشباع را می‌دهد. با توجه به محدودیت‌ها در تعیین پارامتر χ، فردلاند و همکاران [۸] برای حل این مشکل، رابطه (۳) را برای محاسبه مقاومت برشی پیشنهاد کردند.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)_f \tan\varphi^b \qquad (۳)$$

در این رابطه φ^b زاویه سطح گسیختگی است. دو جمله اول همان معیار مور- کولمب (رابطه ۱) برای خاک‌های اشباع است. جمله سوم، افزایش مقاومت با افزایش مکش را نشان می‌دهد. در شکل (۲) صفحه گسیختگی مربوط به رابطه فردلاند و همکاران [۸] نشان داده شده است.



شکل ۲: صفحه گسیختگی رابطه فردلاند و همکاران [۹]

در مطالعات اولیه مقدار φ^b ثابت درنظر گرفته شده است. در این حالت مقدار مقاومت برشی به‌صورت خطی در برابر مکش تغییر می‌کند. در ساده‌ترین حالت مقدار $\varphi^b = \varphi'$ فرض شده است [۱]؛ اما بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی نشان داد که در اکثر خاک‌ها مقدار φ^b با مقدار φ' برابر نیست و با مکش رابطه غیرخطی دارد؛ همچنین تغییرات مقاومت برشی نیز رابطه غیرخطی با تغییرات مکش دارد [۱۰-۱۴].

ژو و همکاران [۱۵] با مطالعه بر روی تأثیر مکش بر روی φ^b به این نتیجه رسیدند که با افزایش مکش مقدار φ^b کاهش پیدا می‌کند. این نتیجه را دیگر محققان برای انواع دیگری از خاک غیراشباع نیز اثبات کرده‌اند [۱۶-۱۷].

واناپالی و همکاران [۱۸] با استفاده از منحنی مشخصه خاک- آب و تنش مؤثر، یک مدل برای به‌دست آوردن مقاومت خاک‌های غیراشباع پیشنهاد کردند. معادله مقاومت برشی را می‌توان به‌صورت رابطه (۴) بازنویسی کرد.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)_f (\Theta)^{\kappa} \tan\varphi' \qquad (۴)$$

UNCORRECTED PROOF

در این رابطه Θ مقدار رطوبت نرمال شده ($\Theta=\theta/\theta_s$) و κ یک پارامتر است. گارون و واناپالی [۱۹] برای محاسبه پارامتر κ رابطه (۵) را پیشنهاد کردند.

$$\kappa = -0.0016(PI)^2 + 0.0975(PI) + 1 \qquad (۵)$$

که در آن PI شاخص خمیری است.

خلیلی و خباز [۲۰] با گسترش دادن رابطه تنش مؤثر بیشاپ و ارائه روشی برای به‌دست آوردن مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع، معادله (۶) برای این منظور ارائه کرد.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)_f \chi \tan\varphi' \qquad (۶)$$

در جدول ۱ برخی دیگر از روابط موجود برای محاسبه مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع آورده شده است.

جدول ۱: برخی از روابط مقاومت برشی ارائه شده توسط محققان مختلف

محقق	رابطه پیشنهادی
فردلاند و همکاران [۸]	$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\varphi' + (u_a - u_w)\tan\varphi^b$
شن و یو [۲۲]	$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\varphi' + (u_a - u_w)\left(\frac{1}{1+(u_a-u_w)d}\right)\tan\varphi'$
واناپالی و همکاران [۱۸]	$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)_f (\Theta)^{\kappa}\tan\varphi' \quad \kappa = -0.0016(PI)^2 + 0.0975(PI) + 1$
باو و همکاران [۲۳]	$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)_f (\xi)\tan\varphi' \quad \xi = \left[\frac{\log(u_a-u_w)_r - \log(u_a-u_w)}{\log(u_a-u_w)_r - \log(u_a-u_w)_b}\right]$
خلیلی و خباز [۲۰]	$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)_f \chi \tan\varphi' \quad \chi = \left[\frac{(u_a-u_w)}{(u_a-u_w)_b}\right]^{-0.55}$
تکینسوی و همکاران [۲۴]	$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\varphi' + \tan\varphi'(\psi_e + P_{at})\ln\left[\frac{\psi + P_{at}}{P_{at}}\right]$
گارون و واناپالی [۱۹]	$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + [(u_a - u_w)(\Theta)^{\kappa}]\tan\varphi' \quad \kappa = -0.0016(I_p)^2 + 0.0975(I_p) + 1$
ویلار [۲۵]	$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)/[a + b(u_a - u_w)] \quad 1/a = \tan\varphi' \quad b = 1/(c_{ult} - c')$

۳- اعتبارسنجی روابط مقاومت برشی

برای اعتبارسنجی روابط از مطالعه عبدی و همکاران [۲۱] استفاده شده است. عبدی و همکاران [۲۱] آزمایش هایی را بر روی ماسه با درصدهای لای صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ انجام دادند. این آزمایش‌ها در شرایط زهکشی شده و در مکش‌ها و تنش‌های همه جانبه مختلف انجام گرفته است. با توجه به داده‌های موجود در این مطالعه، از روابط خلیلی و خباز [۲۰]، تکینسوی و همکاران [۲۴]، گارون و واناپالی [۱۹]، پاتیل و همکاران [۲۶] و نقده و توکر [۲۷] استفاده شده است.

در روابط جدول ۱ مشاهده می‌شود که زاویه اصطکاک داخلی در حالت اشباع و غیراشباع برابر در نظر گرفته می‌شود و مقاومت اضافه شده توسط مکش در یک جمله جداگانه در رابطه لحاظ می‌شود که از آن به‌عنوان چسبندگی ظاهری یاد می‌شود. با توجه به آن‌که اعتبارسنجی برای خاک ماسه لای انجام می‌شود، از رابطه (۷) برای تعریف پوش گسیختگی استفاده می‌شود:

UNCORRECTED PROOF

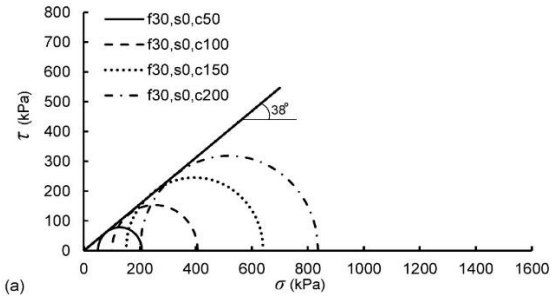
$$\tau_f = (\sigma - u_w)_f \tan\varphi' + c'' \qquad (۷)$$

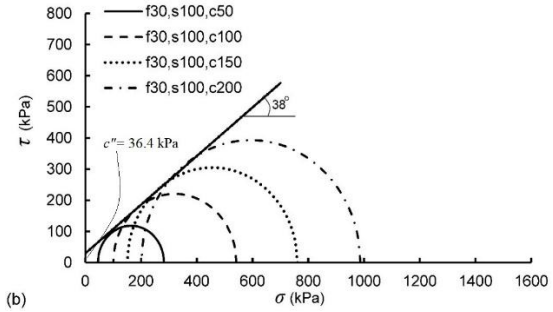
در این رابطه c'' چسبندگی ظاهری است. در جدول ۲ مقدار زاویه اصطکاک داخلی برای ماسه مورد آزمایش در درصدهای مختلف ریزدانه آورده شده است (منظور از f20, c50 ماسه با ۲۰ درصد ریزدانه و تنش همه جانبه ۵۰ است). با افزایش درصد ریزدانه و کاهش تراکم، مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک افزایش پیدا می‌کند. دلیل تفاوت زاویه اصطکاک داخلی در یک درصد ریزدانه آن است که نسبت تخلخل اولیه نمونه‌ها متفاوت است.

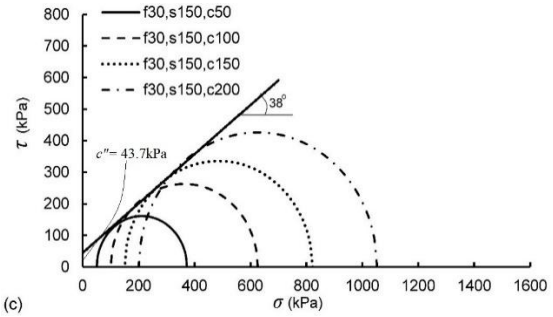
جدول ۲: مقادیر زاویه اصطکاک داخلی

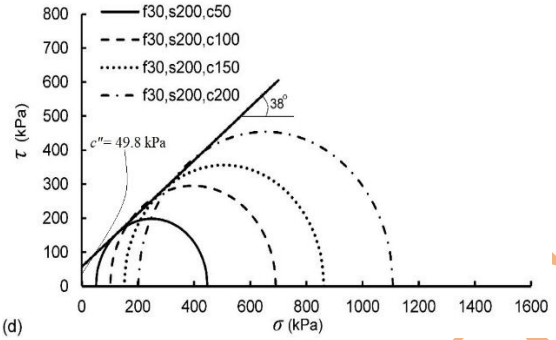
	ϕ'_{cr}		ϕ'_{cr}
f0, c50	32.50	**f10, c50**	34.8
f0, c100	32.50	**f10, c100**	34.6
f0, c150	33.60	**f10, c150**	35.1
f0, c200	33.60	**f10, c200**	35.6
f20, c50	36.3	**f30, c50**	38.0
f20, c100	36.1	**f30, c100**	38.0
f20, c150	36.3	**f30, c150**	38.0
f20, c200	36.1	**f30, c200**	38.0

در شکل ۳ پوش گسیختگی مور-کولمب برای ماسه با ۳۰ درصد ریزدانه آورده شده است. با توجه به آن‌که نسبت تخلخل اولیه در نمونه ماسه با ۳۰ درصد ریزدانه در تمامی تنش‌های همه‌جانبه تقریباً با هم برابر است؛ بنابراین پوش گسیختگی تمامی نمونه‌ها یکسان است. مشاهده می‌شود که با افزایش مکش، مقدار c'' افزایش پیدا می‌کند. در ادامه تلاش می‌شود تا با اعتبارسنجی روابط مختلف، بهترین رابطه برای بیان چسبندگی ظاهری انتخاب شود.









شکل ۳: پوش گسیختگی برای ماسه شوشاب با ۳۰ درصد ریزدانه در مکش‌های a) صفر؛ b) ۱۰۰؛ c) ۱۵۰؛ d) ۲۰۰ کیلوپاسکال

در این بخش کارایی تعدادی از روابط مقاومت برشی در بیان c'' مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. برای این منظور ابتدا پارامترهای مورد نیاز محاسبه و ارائه می‌شود؛ سپس در انتهای این بخش توانایی این روابط در بیان c'' برای خاک مورد آزمایش مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد.

- رابطه خلیلی و خباز [۲۰]

$$c'' = s\chi \tan\varphi' \quad \chi = \left[\frac{s}{s_e}\right]^{-0.55} \qquad (۸)$$

در این رابطه رابطه s مکش، s_e عدد ورودی هوا است. با توجه به نتایج حاصله از آزمایش SWRC مقدار عدد ورودی هوا برای ماسه خالص، ماسه با ۱۰ درصد، ماسه با ۲۰ درصد و ماسه با ۳۰ درصد ریزدانه به ترتیب ۶، ۱۰، ۱۸ و ۲۵ کیلوپاسکال است [۲۱].

UNCORRECTED PROOF

- رابطه تکینسوی و همکاران [۲۴]

$$c" = \tan\varphi'(s_e + p_{at})\ln\left[\frac{s + p_{at}}{p_{at}}\right] \quad (۹)$$

در این p_{at} فشار اتمسفر است.

- رابطه گارون و واناپالی [۱۹]

$$c" = s(\Theta)^{\kappa}\tan\varphi' \quad (۱۰)$$
$$\kappa = -0.0016(PI)^2 + 0.0975(PI) + 1$$

در جدول ۳ پارامترهای مورد نیاز برای استفاده از این رابطه آورده شده است.

- رابطه پاتیل و همکاران [۲۶]

$$c" = s(\Theta)^{\kappa}\tan\varphi' \quad (۱۱)$$
$$\kappa = 1.21 \text{ for } s<s_r \quad \kappa = 1.81 \text{ for } s>s_r$$

این رابطه شبیه رابطه گارون و واناپالی [۱۵] است. تنها تفاوت این رابطه در تعریف κ است که در این رابطه وابسته به مکش باقی‌مانده s_r است. در جدول ۴ مقادیر مکش باقی‌مانده آورده شده است.

- رابطه نقده و توکر [۲۷]

$$c" = \left[1 - e^{(-s/s_t)}\right] s_t \tan\varphi' \quad (۲۳)$$

در این رابطه s مکش و s_t مکش انتقالی است. در جدول ۵ مقادیر این پارامترها آورده شده است.

جدول ۳: مقادیر پارامترهای رابطه گارون و واناپالی [۱۹]

	e	$suction(kPa)$	θ_w	θ_s		e	$suction(kPa)$	θ_w	θ_s
Clean Sand	0.760	100	0.056	0.432	Clean Sand	0.720	100	0.063	0.418
		150	0.042				150	0.047	
		200	0.034				200	0.038	
Sand+ 10% fine	0.681	100	0.075	0.406	Sand+ 10% fine	0.671	100	0.078	0.401
		150	0.059				150	0.063	
		200	0.051				200	0.053	
Sand+ 10% fine	0.659	100	0.082	0.397	Sand+ 10% fine	0.72	100	0.086	0.389
		150	0.066				150	0.069	
		200	0.056				200	0.058	
Sand+ 20% fine	0.641	100	0.120	0.390	Sand+ 20% fine	0.630	100	0.121	0.385
		150	0.084				150	0.089	
		200	0.062				200	0.063	
Sand+ 30% fine	0.586	100	0.131	0.371					
		150	0.091						
		200	0.070						

جدول ۴: مقادیر پارامترهای رابطه پاتیل و همکاران [۲۶]

	e	s_r(kPa)		e	s_r(kPa)
Clean Sand	0.760	75	Clean Sand	0.720	79
Sand+ 10% fine	0.681	89	Sand+ 10% fine	0.671	91
Sand+ 10% fine	0.659	93	Sand+ 10% fine	0.72	95
Sand+ 20% fine	0.641	180	Sand+ 20% fine	0.630	183
Sand+ 30% fine	0.586	201			

UNCORRECTED PROOF

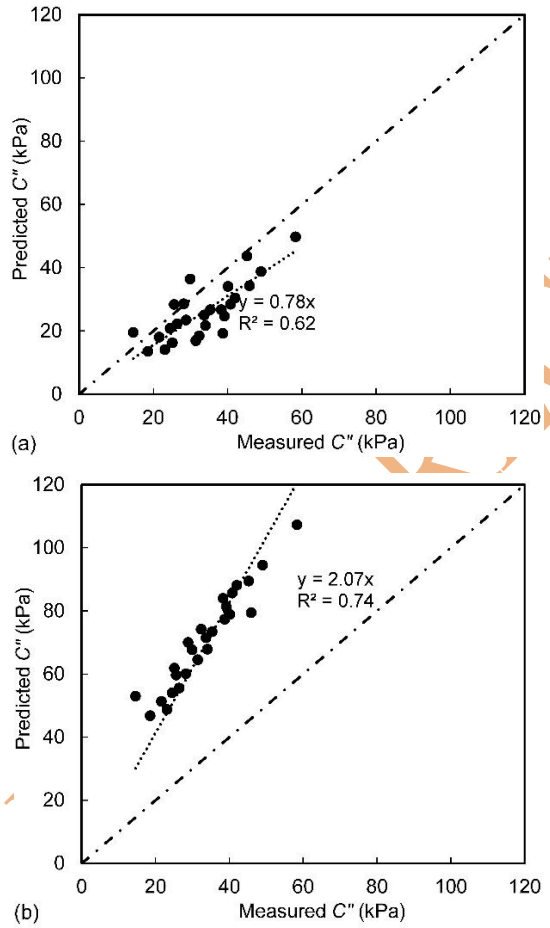
جدول ۵: مقادیر پارامترهای رابطه نقده و توکر [۲۷]

	e	s_t(kPa)		e	s_t(kPa)
Clean Sand	0.760	28	Clean Sand	0.720	30
Sand +10% fine	0.681	37	Sand +10% fine	0.671	39
Sand +10% fine	0.659	40	Sand +10% fine	0.637	42
Sand +20% fine	0.641	60	Sand +20% fine	0.630	62
Sand +30% fine	0.586	83			

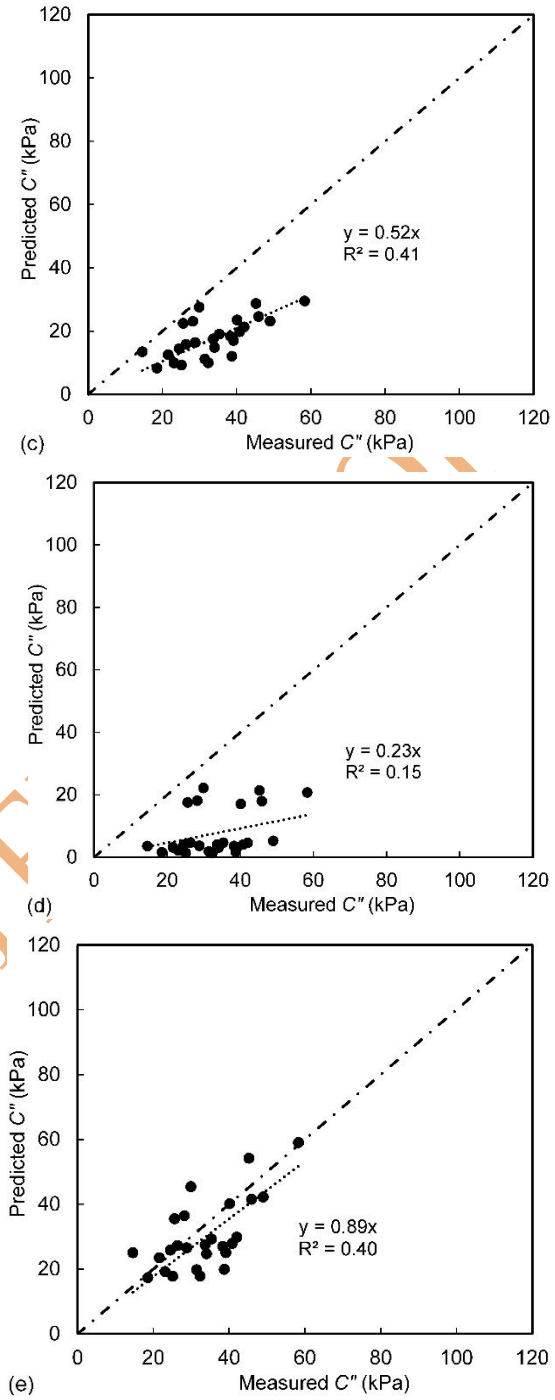
در شکل ۴ نتایج حاصل از روابط فوق آورده شده است. در این شکل مقدار c'' حاصل از آزمایش‌ها در برابر مقدار c'' حاصل از روابط ترسیم شده است. در رابطه خلیلی و خباز [۲۰] (شکل ۴-a) مقادیر حاصل از روابط، کمتر از مقادیر آزمایشگاهی است. خط برازش شده شیبی کمتر از یک دارد و مقدار ضریب همبستگی (R^2) ۰/۶۲ است. شکل ۴-b نتایج حاصل از رابطه تکینسوی و همکاران [۲۴] را نشان می‌دهد. برخلاف حالت قبل در این رابطه مقادیر به‌دست آمده از رابطه، به مقدار قابل توجهی از نتایج آزمایشگاهی بیشتر است. همچنین شیب خط اختلاف زیادی با یک دارد و مقدار آن برابر با ۲/۰۷ است. ضریب همبستگی (R^2) نیز ۰/۷۴ است.

در روابط گارون و واناپالی [۱۹] و پاتیل و همکاران [۲۶] اختلاف زیادی بین نتایج آزمایشگاهی و مقادیر حاصل از روابط مشاهده می‌شود (شکل‌های ۴-c و ۴-d) و شیب خط برازش شده به‌ترتیب ۰/۵۲ و ۰/۲۳ است. پراکندگی حول خطوط برازش شده نیز به‌خصوص در رابطه پاتیل و همکاران [۲۶] بسیار زیاد است؛ به‌طوری‌که مقدار ضریب همبستگی (R^2) برای رابطه گارون و واناپالی [۲۰]، ۰/۴۱ و برای رابطه پاتیل و همکاران [۲۶]، ۰/۱۵ است.

در نهایت در رابطه نقده و توکر [۲۷] که در شکل ۴-e آورده شده است، شیب خط برازش شده به یک نزدیک‌تر است و مقدار آن برابر با ۰/۸۹ است. بنابراین می‌توان این نکته را بیان کرد که در بین روابطی که در این بخش مورد ارزیابی قرار گرفتند، رابطه نقده و توکر [۲۷] بیشترین همگرایی را بین نتایج آزمایشگاهی و مقادیر حاصل از رابطه ایجاد می‌کند. با این حال ضریب همبستگی (R^2) مقدار کمی دارد.



ACCEPTED PROOF



شکل ۴: مقایسه چسبندگی ظاهری حاصل از آزمایش و روابط a) رابطه خلیلی و خباز [۱۶]؛ b) تکینسوی و همکاران [۲۰]؛ c) گارون و واناپالی [۱۸]؛ d) پاتیل و همکاران [۲۲]؛ e) نقده و توکر [۲۳]

۵- جمع‌بندی

این تحقیق به مقایسه و اعتبارسنجی روابط مختلف پیش‌بینی مقاومت برشی خاک‌های ماسه لای‌دار غیراشباع پرداخته است. با توجه به پیچیدگی رفتار این نوع خاک‌ها و تفاوت‌های موجود در مدل‌های ارائه‌شده، نیاز به ارزیابی دقیق‌تر دقت پیش‌بینی‌های مدل‌های مختلف احساس می‌شود. نتایج نشان داد که در میان روابط مختلف، رابطه نقده و توکر [۲۷] بهترین همگرایی را با داده‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد. این رابطه قادر است به‌خوبی اثرات مکش و ویژگی‌های خاک‌های غیراشباع را پیش‌بینی کند، هرچند که مقدار ضریب همبستگی آن نسبت به مدل‌های دیگر پایین‌تر است.

نتایج همچنین نشان داد که مدل‌های دیگر مانند خلیلی و خباز [۲۰] و تکینسوی و همکاران [۲۴] یا مقادیر غیرواقعی و یا پراکندگی زیادی در نتایج دارند که این امر نشان‌دهنده محدودیت‌های آن‌ها در شرایط خاص خاک‌های ماسه لای‌دار است. به‌طور کلی، این تحقیق به‌عنوان یک ارزیابی دقیق از روابط موجود برای خاک‌های غیراشباع می‌تواند به محققین و مهندسان ژئوتکنیک در انتخاب مدل مناسب و استفاده بهینه از آن‌ها در پروژه‌های مختلف کمک کند.

تعارض منافع

نویسندگان اعلام می کنند که در مورد انتشار این مقاله تعارض منافع وجود ندارد.

تاییدیه اخلاقی

نویسندگان متعهد می‌شوند که مطالب این مقاله را در هیچ مجله دیگری به چاپ نرسانده‌اند.

مشارکت‌های نویسندگان

مازیار عبدی: روش‌شناسی، جمع‌آوری داده‌ها، انجام شبیه سازی‌ها، تحلیل نتایج، نگارش و تهیه پیش‌نویس

محمد ملکی: تعریف مسئله، راهنمایی علمی، ویرایش تخصصی و نگارشی مقاله، ارزیابی و تفسیر نتایج

عرفان چالی: روش‌شناسی، جمع‌آوری داده‌ها، انجام شبیه سازی‌ها، تحلیل نتایج، نگارش و تهیه پیش‌نویس

منابع مالی

ندارد.

UNCORRECTED

References

[1] Fredlund DG, Rahardjo H. Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons; 1993.

[2] Maleki M, Bayat M. Experimental evaluation of mechanical behavior of unsaturated silty sand under constant water content condition. Engineering geology. 2012;141:45-56. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.04.014

[3] Abdi M, Chali E, Maleki M. Behavior of Unsaturated Sand–Silt Mixture through the Equivalent Intergranular Void Ratio Concept. Journal of GeoEngineering. 2020 Sep 1;15(3). http://dx.doi.org/10.6310/jog.202009_15(3).1

[4] Chali E, Maleki M. Experimental study on mechanical behavior of unsaturated silty sand in constant equivalent granular void ratio. Geotechnical and Geological Engineering. 2021;39(2):735-50. https://doi.org/10.1007/s10706-020-01518-9

[5] Abdi M, Maleki M, Chali E. Investigating the Simultaneous Effect of Suction and Silt Percentage on the Critical State Shear Strength of the Unsaturated Silty Sand. Civil Infrastructure Researches. 2023;9(1):59-75. 10.22091/cer.2022.8344.1408

[6] Biship AW, Alpan I, Blight GE, Donald IB. Factors controlling the shear strenth of partly saturated coheslve soil. InASCE Res. Conf. Shear Strength of Loheslve Soil. Univ. of Colordo, Boulder P 1960.

[7] Bishop AW. The effective stress principle. Teknisk Ukeblad. 1959;39:859-63.

[8] Fredlund DG, Morgenstern NR, Widger RA. The shear strength of unsaturated soils. Canadian geotechnical journal. 1978;15(3):313-21. https://doi.org/10.1139/t78-029

[9] Lu N, Likos WJ. Unsaturated soil mechanics, John Wiley&Sons. Inc., Hoboken, USA. 2004.

[10] Gan KJ, Fredlund DG. Multistage direct shear testing of unsaturated soils. Geotechnical Testing Journal. 1988;11(2):132-8. https://doi.org/10.1520/GTJ10959J

[11] Wheeler SJ. An alternative framework for unsaturated soil behaviour. Geotechnique. 1991; 41(2):257-61. https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.2.257

[12] Ridley AM (1995) Strength–suction–moisture content relationship for kaolin under normal atmospheric conditions. In: First Int Conf on Unsaturated Soils Unsat'95, Paris 2, pp 645–651.

[13] Röhm SA, Vilar OM (1995) Shear strength of an unsaturated sandy soil. In: Proceedings of the first international conference on unsaturated soils, vol. 1, September 1995. Paris. A. A. Balkema, Rotterdam, pp 189–193.

[14] Toll DG. The influence of fabric on the shear behaviour of unsaturated compacted soils. InAdvances in unsaturated geotechnics 2000, pp 222-234.

[15] Zhou WH, Xu X, Garg A. Measurement of unsaturated shear strength parameters of silty sand and its correlation with unconfined compressive strength. Measurement. 2016;93:351-358. https://doi.org/10.1016/j.measurement.2016.07.049

[16] Hossain MA, Yin JH. Behavior of a compacted completely decomposed granite soil from suction controlled direct shear tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2010;136(1):189-98. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000189

UNCORRECTED PROOF

[17] Schnellmann R, Rahardjo H, Schneider HR. Unsaturated shear strength of a silty sand. Engineering Geology. 2013;162:88-96. https://doi.org/10.1016/j.measurement.2016.07.049

[18] Vanapalli SK, Fredlund DG, Pufahl DE, Clifton AW. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian geotechnical journal. 1996 Jul 2;33(3):379-392. https://doi.org/10.1139/t96-060

[19] Garven EA, Vanapalli SK. Evaluation of empirical procedures for predicting the shear strength of unsaturated soils. InUnsaturated soils 2006 2006 Apr 2, pp. 2570-2592.

[20] Khalili N, Khabbaz MH. A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. Geotechnique. 1998 Oct;48(5):681-687. https://doi.org/10.1680/geot.1998.48.5.681

[21] Abdi M, Maleki M, Chali E. Investigation of the critical state behavior of unsaturated silty sand with different fine contents in terms of net and effective stresses. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2024 Apr 25;28(6):1332-1353. https://doi.org/10.1080/19648189.2023.2252906

[22] Shen Z, Yu S. The problems in the present studies on mechanics for unsaturated soils. InProceedings of the symposium on geotechnical aspects of regional soils 1996 pp. 1-9. Beijing: Atomic Energy Press.

[23] Bao CG, Gong BW, Zhan LT. Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soils. InKeynote Lecture, Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 98). Beijing, China 1998 Aug 27, pp. 71-98.

[24] Tekinsoy MA, Kayadelen C, Keskin MS, Söylemez M. An equation for predicting shear strength envelope with respect to matric suction. Computers and Geotechnics. 2004;31(7):589-93. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2004.08.001

[25] Vilar OM. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal. 2006;43(10):1088-1095. https://doi.org/10.1139/t06-055

[26] Patil UD, Puppala AJ, Hoyos LR, Pedarla A. Modeling critical-state shear strength behavior of compacted silty sand via suction-controlled triaxial testing. Engineering Geology. 2017;231:21-33. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.10.011

[27] Ahmadi Naghadeh R, Toker NK. Exponential equation for predicting shear strength envelope of unsaturated soils. International Journal of Geomechanics. 2019;19(7):04019061. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001435

UNCORRECTED PROOF