



Comparing the Behavior of Dense Sandy Soils Inside and Outside the Shear Band in the Direct Shear Test Using the Two-dimensional Discrete Element Method

Ahmadreza Javid, Mohammad Hazeghian [✉], Mohammad Abdoli

Department of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran.

ABSTRACT: Shear banding is one of the most significant behavioral characteristics of granular soils, which is actually the result of the localization of deformations under loads applied to the soil sample. Many studies have been conducted on the phenomenon of shear band formation. However, the comparison of the behavior of soil inside and outside the shear band has received less attention. The purpose of this study is to compare the behavior of soil inside and outside the shear band in the direct shear test at macro and micro scales using the two-dimensional discrete element method. To achieve this, the micro-material parameters were first calibrated through the comparison of simulation and experimental results. Then a parametric study was conducted by performing 9 direct shear tests with different vertical stresses on three soil samples with different relative densities. During the tests, quantities such as shear stress, porosity, particle rotation, coordination number, and interparticle plastic energy were measured both inside and outside the shear band. The results of the present study showed that the particle rotations at the end of the test inside the shear band were 5 to 17 times higher than those outside the shear band. Furthermore, the results showed that the dissipated energies at the end of the test inside the shear band were 12 to 96 times larger than those outside the shear band. Moreover, it was found that the coordination numbers at the end of the test inside the shear band were on average 3-19% lesser than those outside it.

Review History:

Received: Mar. 04, 2023

Revised: Apr. 14, 2024

Accepted: Jun. 08, 2024

Available Online: Jun. 28, 2024

Keywords:

Direct Shear Test

Discrete Element Method

Sandy Soil

Inside and Outside of The Shear Band

PFC2D

1- Introduction

In soil mechanics, the area where shear strains are concentrated is called a shear band. This phenomenon can be observed after the highest level of resistance or maximum strength, in experiments conducted on the compressive stress path. The soil sample in this case exhibits two different behaviors in terms of volume and strength. Over the past four decades, the study of shear bands has increased dramatically among researchers in most disciplines to better understand their mechanisms. The researches can be divided into two parts: theoretical and laboratory, in the theoretical part, the focus is on investigating the behavior of materials under different loads, and in the laboratory part, the model is compared with reality. The common goal of all studies conducted on this phenomenon in a wide range of disciplines is to reduce or eliminate its negative effects. To understand the concepts of shear band mechanics, a lot of research has been done in the field of soil mechanics [1-5]. However, the phenomenon of strain localization is one of the topics that has always been of interest to many researchers in the theoretical, numerical, and experimental fields of the mechanics of grain materials [1, 6-15].

Kodicherla et al. [16] used the discrete element method

(DEM) to simulate the direct shear test in PFC 2D software to investigate the micromechanical behavior of grain samples with different internal friction angles of different bindings. They showed that if the internal friction angle of the particles increased, the maximum point of the internal friction angle increased. Also, because the coordination number of all samples is greater than 3, the structure of the samples is stable. In addition, the coordination number for all samples is reduced during shearing at a low rate until a stable state is reached.

2- Calibration of micro parameters

Based on the formulation of DEM, three micro parameters including elastic modulus (E), tangential friction angle (μ), and rolling friction angle (μ_r) are required to perform a DEM simulation. In the present study, these parameters were selected based on a calibration with the results of direct shear experiments on Fontainebleau sand. Figure 1 compares the PSD curve of the assembly adopted in the DEM model and the Fontainebleau sand [17]. In order to reduce computational effort, particles with smaller diameters than d_{10} in the DEM model have been omitted [18].

*Corresponding author's email: m.hazeghian@yazd.ac.ir



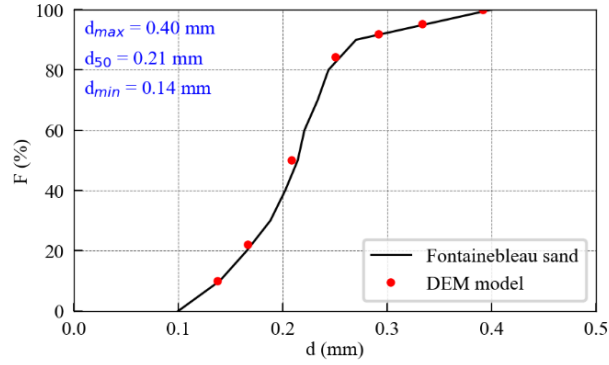


Fig. 1. Comparison of particle size distributions for DEM model and Fontainebleau sand

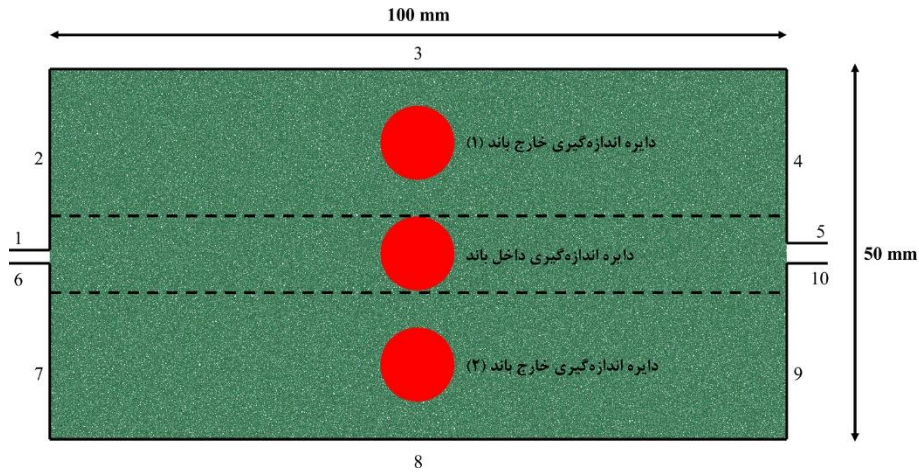


Fig. 2. A schematic of the direct shear box simulated in PFC 2D

In the calibration, first, a parametric study including a series of numerical direct shear tests with DEM was performed. In these experiments, a shear box with dimensions of 50×100 mm was filled with 115723 circular particles, with the size of the diameter of the particles changing in the range of 0.14 to 0.40 mm as seen in Figure 1. It was also assumed that the shape of the particles is round corners, which were simulated in a circular shape due to the experiment in a two-dimensional environment. The dimensions of the shear box were selected based on the recommendations made in the research of Wang and Gutierrez [19]. In addition, as shown in Figure 2, 10 rigid walls were used in PFC 2D software to make this box.

3- Discussion and results

In order to compare the behavior of dense soils inside and outside the shear band, nine direct shear tests were performed with three void ratios of 0.198 (very dense soil), 0.225 (moderate dense soil), and 0.242 (slightly dense soil) and three confining pressures of 50, 100 and 200 kPa. It is

worth noting that from now on, very, medium, and slightly dense soils are abbreviated as VD, MD, and SD.

3- 1- Volumetric Strain Changes

Figure 3 shows volumetric strain curves for three soil samples under different loads. The general trend of the path of volumetric strain is the same for all three samples: first, the samples enter a contraction process and then they start to increase in volume and show dilation behavior. As it can be concluded from Figure 3, with increasing vertical stress, the samples experience more volume reduction compared to each other, in fact, with increasing vertical stress, the samples show more contractive behavior.

3- 2- Comparison of coordination number variations inside and outside the shear band

Figure 4 shows the changes in the coordination number inside and outside the shear band for different samples. As can be seen, the initial coordination number increases at the beginning of the test with increasing vertical stress and soil

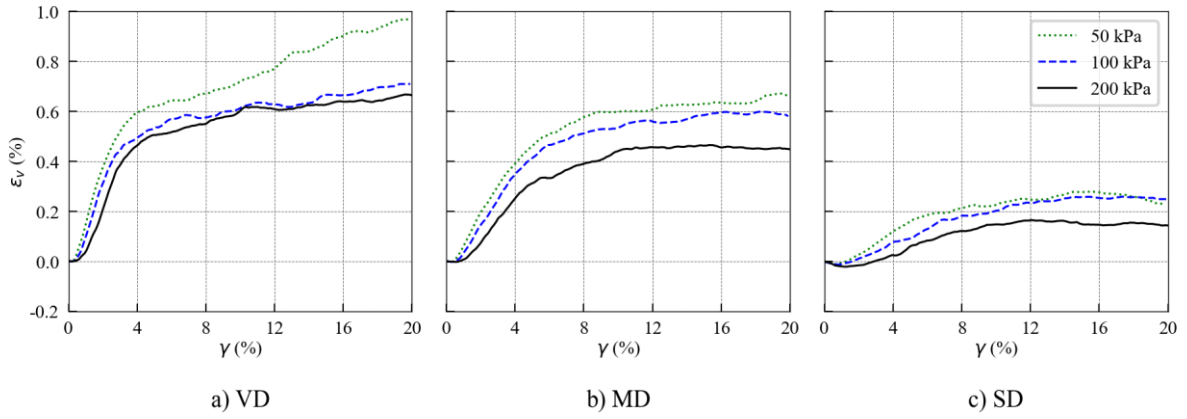


Fig. 3. Variations of volumetric strain versus shear strain for soils a) VD, b) MD, and c) SD

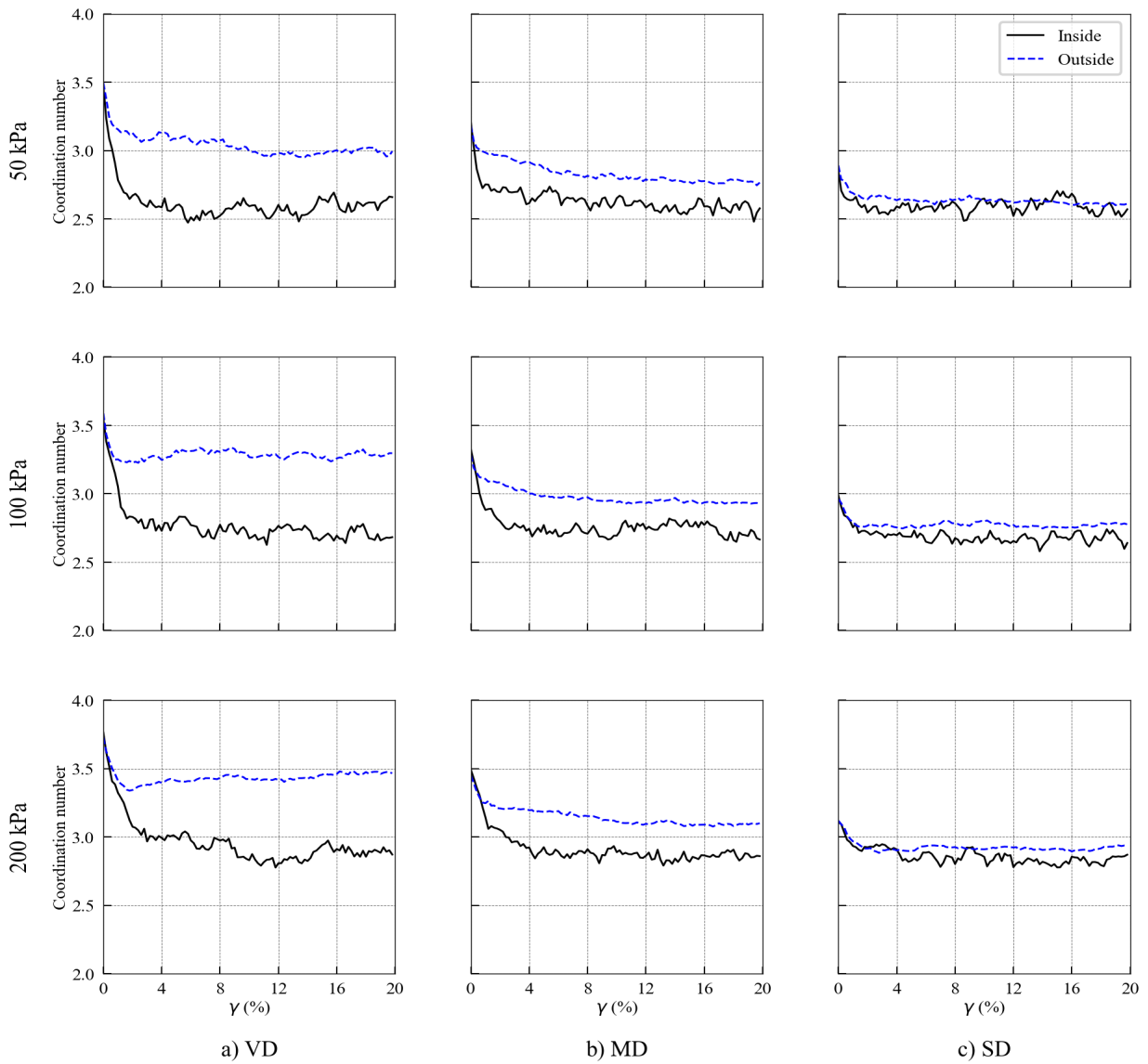


Fig. 4. Variations of coordination number inside and outside of the shear band for soils a) VD, b) MD, and c) SD

compaction, which is expected. For example, for 100 kPa vertical stress, by changing the soil type from SD to VD, the initial coordination number increases from 2.9 to 3.5 (22%).

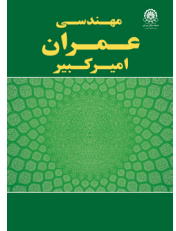
At the end of the test, the average coordination numbers for very dense soil, medium dense soil, and slightly dense soils were 2.7 (3.3), 2.7 (2.9), and 2.7 (2.8). Therefore, by decreasing soil compaction, the difference between the coordination inside and outside the shear band decreased from about 19% for very dense soil to about 3% for slightly dense soil. Also, the coordination number inside the shear band at the end of the test, regardless of soil type, was about 2.7.

4- Conclusion

In the present study, the behavior of dense granular soils inside and outside the shear band was simulated in a direct shear test using a two-dimensional discrete element method in PFC2D software. First, the micro parameters were calibrated by simulating a direct shear test on the Fontainebleau sand and comparing its results with the experimental one. Then, a parametric study was performed by performing 9 direct shear tests on three types of soils with different void ratios (very dense soil, medium dense soil, and slightly dense soil) and three different vertical stresses (50, 100, and 200 kPa). In this parametric study, quantities including shear stress, porosity, coordination number, particle rotation, and plastic energy between the particles inside and outside the shear band were measured and compared during the tests.

References

- [1] Iwashita, K. and M. Oda, Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element method. *Powder technology*, 2000. 109(1-3): p. 192-205.
- [2] Matsuoka, H., Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane. *Soils and Foundations*, 1974. 14(2): p. 47-61.
- [3] Newland, P. and B. Allely, Volume changes in drained triaxial tests on granular materials. *Geotechnique*, 1957. 7(1): p. 17-34.
- [4] Rowe, P.W., The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 1962. 269(1339): p. 500-527.
- [5] NASSER, S.N., On behavior of granular materials in simple shear. *Soils and Foundations*, 1980. 20(3): p. 59-73.
- [6] Desrues, J., et al., Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. *Geotechnique*, 1996. 46(3): p. 529-546.
- [7] Finno, R.J., et al., Strain localization and undrained steady state of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996. 122(6): p. 462-473.
- [8] Mühlhaus, H.-B. and I. Vardoulakis, The thickness of shear bands in granular materials. *Geotechnique*, 1987. 37(3): p. 271-283.
- [9] Tatsuoka, F., et al., Strength anisotropy and shear band direction in plane strain tests of sand. *Soils and foundations*, 1990. 30(1): p. 35-54.
- [10] Wood, D.M., Experimental observations of shear band patterns in direct shear tests. 1982: University of Cambridge Engineering Department.
- [11] Vermeer, P., The orientation of shear bands in biaxial tests. *Geotechnique*, 1990. 40(2): p. 223-236.
- [12] Yoshida, T., et al. Shear banding in sands observed in plane strain compression. In *International workshop on localization and bifurcation theory for soils and rocks*. 1994.
- [13] Haeri, H., et al., Investigation of shear behavior of soil-concrete interface. *Smart Structures and Systems*, 2019. 23(1): p. 81-90.
- [14] Haeri, H., V. Sarfarazi, and M.F. Marji, Investigating the tensile strength of concrete-gypsum interface using the ring type bi-material specimens. *Arabian Journal of Geosciences*, 2021. 14: p. 1-18.
- [15] Dalirnasab, A., et al., Investigating the effects of porosity on the strength and mechanical behaviors of geo-materials' specimens. *Journal of Analytical and Numerical Methods in Mining Engineering*, 2024.
- [16] Kodicherla, S.P.K., et al., Direct Shear Test Simulations Using DEM, in *Geotechnical Characterization and Modelling*. 2020, Springer. p. 849-855.
- [17] Delfosse-ribay, E., et al., Shear modulus and damping ratio of grouted sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004. 24: p. 461-471.
- [18] Chang, Y.Y., et al., Evolution of the surface deformation profile and subsurface distortion zone during reverse faulting through overburden sand. *Engineering Geology*, 2015. 184: p. 52-70.
- [19] Wang, J. and M. Gutierrez, Discrete element simulations of direct shear specimen scale effects. *Geotechnique*, 2010. 60(5): p. 395-409.



مقایسه رفتار خاک‌های ماسه‌ای متراکم داخل و خارج باند برشی در آزمایش برش مستقیم با استفاده از روش المان مجزای دوبعدی

احمدرضا جاوید، محمد حاذقیان*^{id}، محمد عبدلی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۱/۱۲/۱۳
بازنگری: ۱۴۰۳/۰۱/۲۶
پذیرش: ۱۴۰۳/۰۳/۱۹
ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۰۳/۲۸

کلمات کلیدی:

آزمایش برش مستقیم
روش المان مجزا
خاک ماسه‌ای
داخل و خارج باند برشی
نرم‌افزار PFC2D

خلاصه: باند برشی از مهم‌ترین ویژگی‌های رفتاری خاک‌های دانه‌ای است که در واقع حاصل موضعی شدن تغییر شکل‌ها تحت بارهای اعمال شده بر نمونه خاک است. مطالعات بسیاری بر روی پدیده تشکیل باند برشی انجام شده است، لیکن به مقایسه رفتار خاک داخل و خارج از باند برشی کم‌تر پرداخته شده است. هدف از مطالعه حاضر مقایسه رفتار خاک داخل و خارج باند برشی در آزمون برش مستقیم در مقیاس‌های ماکرو و میکرو با استفاده از روش المان مجزا دوبعدی است. بدین منظور ابتدا با مقایسه نتایج شبیه‌سازی و تجربی، پارامترهای ماده در مقیاس میکرو کالیبره شدند. سپس یک مطالعه پارامتری با انجام ۹ آزمون برش مستقیم با تنش‌های قائم متفاوت بر روی سه نمونه خاک با تراکم‌های متفاوت انجام شد. در این مطالعه پارامتری، کمیت‌هایی شامل تنش برشی، پوکی، چرخش ذرات، عدد تماس و انرژی پلاستیک بین‌ذره‌ای داخل و خارج باند برشی در طول آزمون اندازه‌گیری شدند. نتایج مطالعه حاضر نشان داد که چرخش ذرات در انتهای آزمون به طور متوسط داخل باند برشی ۵ تا ۱۷ برابر بزرگ‌تر از چرخش ذرات خارج باند برشی هستند. همچنین نتایج نشان داد که انرژی زوال یافته در انتهای آزمون به طور متوسط داخل باند برشی ۱۲ تا ۹۶ برابر بزرگ‌تر انرژی‌های زوال یافته خارج باند برشی هستند. علاوه بر این، نتایج نشان داد که اعداد تماس در انتهای آزمون به طور متوسط داخل باند برشی ۳ تا ۱۹ درصد کم‌تر اعداد تماس خارج باند برشی هستند.

۱- مقدمه

طیف وسیعی از رشته‌ها، کاهش یا حذف تاثیرات منفی آن می‌باشد. برای درک مفاهیم مکانیک باندهای برشی کارهای تحقیقاتی فراوانی در حوزه مکانیک خاک صورت گرفته است [۱-۵]. با این حال پدیده موضعی شدن کرنش از جمله موضوعاتی است که همواره در زمینه‌های تئوری، عددی و آزمایشگاهی مکانیک مواد دانه‌ای مورد توجه بسیاری از محققین می‌باشد [۱، ۶-۱۵].

روش المان مجزا که در ابتدا توسط کاندال^۱ و استراک^۲ برای شبیه‌سازی ذرات دانه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است [۱۶] یک ابزار کاربردی برای مطالعه و بررسی اتفاقات درون باندهای برشی در سطوح میکروسکوپی و ماکروسکوپی است. همچنین محققین بسیاری با بهره‌گیری از قابلیت‌های این روش به شبیه‌سازی آزمون‌های برش مستقیم پرداخته‌اند و توانایی این روش برای مطالعه‌ی این آزمون را ثابت کرده‌اند [۱۷-۲۸].

در علم مکانیک خاک به ناحیه‌ای که کرنش‌های برشی در آن متمرکز می‌شوند، باند برشی گفته می‌شود. این پدیده بعد از بالاترین نقطه مقاومت یا به اصطلاح بیشینه مقاومت، در آزمایش‌های انجام شده بر روی مسیر تنش فشاری قابل مشاهده است. نمونه خاک در این حالت دو رفتار متفاوت از نظر حجم و مقاومت از خود بروز می‌دهد. طی چهار دهه گذشته مطالعه بر روی باندهای برشی به منظور درک بهتر مکانیزم آن‌ها در بین محققین اکثر رشته‌ها از جمله: مهندسی ژئوتکنیک، فیزیک، ریاضیات و مهندسی کشاورزی به‌طور چشم‌گیری افزایش یافته است. تحقیقات انجام شده را می‌توان به دو بخش تئوریک و آزمایشگاهی تقسیم بندی کرد؛ در بخش تئوریک تمرکز بر روی بررسی رفتار مصالح تحت بارگذاری‌های متفاوت می‌باشد و همچنین در بخش آزمایشگاهی به مقایسه مدل با واقعیت پرداخته می‌شود. هدف مشترک تمامی مطالعات انجام شده بر روی این پدیده در

1 Cundall
2 Strack

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: m.hazeghian@yazd.ac.ir



همکاران [۲۴] بود.

باتوجه به قابلیت‌هایی بسیار کاربردی که نرم‌افزار بر مبنای روش المان مجزا PFC^{2D} برای مطالعه اتفاقات مقیاس میکرو در کنار توانایی آن در بررسی رخدادهای ماکرو در اختیار محققین علاقه‌مند به تجزیه و تحلیل نتایج مقیاس‌های مذکور می‌گذارد، تصمیم به مطالعه، بررسی و مقایسه رخدادهای داخل و خارج باند برشی در آزمون برش مستقیم به صورت ماکرو و میکرو گردید که از دید محققین این حوزه هرچند از اهمیت بالایی برخوردار است، مغفول مانده است. همچنین در این تحقیق به بررسی و مقایسه انرژی زوال یافته در مقیاس ذره‌ای نیز پرداخته شده است که محققین را در شناخت هر چه بهتر رفتار ذرات در داخل و خارج باند برشی یاری می‌کند.

۲- روش المان مجزا

یکی از دیدگاه‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی عددی رفتار خاک‌ها، بر پایه اصول مکانیک محیط‌های اجزا مجزا استوار می‌باشد. در این دیدگاه، ماده با یک مجموعه از المان‌های مستقل که با هم اندرکنش دارند مدل می‌شود. روش المان مجزا^۶ (DEM) روشی از این خانواده است که سیستم مجزا در آن از المان‌های غیر شکل پذیر^۷ تشکیل می‌شود. روش المان مجزا بر مبنای مطالعات صورت گرفته بر روی پایداری بلوک‌های سنگی توسط کاندال و استراک استوار است [۱۶، ۲۹]. تحقیقات فراوانی با بهره‌گیری از این روش به منظور مورد مطالعه قرار دادن موضعی شدن کرنش و تشکیل باند برشی در علم مکانیک خاک صورت گرفته است [۱، ۳۰-۳۳].

در نمونه‌های دانه‌ای در صورتی که تغییرات مقدار تنش نسبت به زمان به آرامی صورت بگیرد در این حالت با آن همانند یک مسئله شبه‌استاتیک برخورد می‌شود و عامل اینرسی ناچیز فرض می‌گردد. در این حالت برای محاسبه نیروی تماسی نرمال بین ذرات F_n از یک ضابطه الاستیک خطی استفاده می‌شود.

$$F_n = K_n U_n \quad (۱)$$

که K_n و U_n به ترتیب نشان دهنده سختی نرمال و جابه‌جایی نسبی نرمال هستند. برای محاسبه نیروی مماسی F_s و گشتاور غلطشی بین ذرات M_r از روابط (۲) و (۳) استفاده می‌شود.

کدیچرلا^۱ و همکاران [۲۶] با بهره‌گیری از روش المان مجزا به شبیه‌سازی آزمون برش مستقیم در نرم‌افزار PFC^{2D} به بررسی رفتار میکرومکانیکی نمونه‌های دانه‌ای با ضریب اصطکاک‌های بین‌دانه‌ای متفاوت، پرداختند. آن‌ها نشان دادند که در صورت افزایش ضرایب اصطکاک داخلی ذرات، نقطه حداکثر زاویه اصطکاک داخلی افزایش می‌یابد. همچنین به دلیل آن که عدد تماس تمام نمونه‌ها بزرگ‌تر از عدد ۳ می‌باشد، ساختار نمونه‌ها پایدار می‌باشد. علاوه بر این عدد تماس برای تمام نمونه‌ها در طول برش با یک نرخ کم تا رسیدن به یک حالت پایدار و ثابت، کاهش می‌یابد.

نیتکا^۲ و گربوسکی^۳ [۲۷] شکل، ویژگی و رفتار محل موضعی شدن در آزمایش برش مستقیم را برای نمونه‌های دانه‌ای غیرچسبنده مورد بررسی قرار دادند. به همین منظور آن‌ها آزمون برش مستقیم را برای سه نمونه خاک با نسبت تخلخل‌های اولیه متفاوت به صورت سه بعدی شبیه‌سازی کردند. نیتکا و گربوسکی [۲۷] نشان دادند جابه‌جایی افقی بهترین نماینده برای نشان دادن محل موضعی شدن است و موضعی شدن را از همان ابتدا نشان می‌دهد. همچنین محل باند برشی با زاویه اصطکاک داخلی ماسه و ساختار جعبه برش در ارتباط است. علاوه بر این گرادیان‌های سرعت نشان می‌دهند که باند برشی شامل بسیاری موضعی شدن کوچک در مقیاس میکرو است که از تجمع آن‌ها باند برشی ایجاد می‌گردد.

ژائو^۴ [۲۱] با استفاده از شبیه‌سازی آزمون برش مستقیم، مشخصات میکروسکوپی خاک‌های دانه‌ای را مورد مطالعه قرار داد. بیش‌تر بودن چرخش ذرات در نزدیک باند برشی، ضخامت کم باند برشی در نمونه متراکم در مقایسه با نمونه شل و مشاهده چرخش تنش‌های اصلی در شبیه‌سازی‌ها که از ویژگی‌های مهم آزمون برش مستقیم می‌باشند، از نتایج این مطالعه است.

سالازار^۵ و همکاران [۲۴] با شبیه‌سازی سه بعدی آزمون برش مستقیم به مطالعه اثر پارامترهای میکرو بر رفتار مصالح دانه‌ای پرداختند. همچنین آن‌ها تاثیر بزرگ نمایی کردن ذرات را نیز مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها نشان دادند که افزایش ضریب اصطکاک در جابه‌جایی‌های کوچک باعث افزایش مقدار تنش حداکثر و افزایش ضریب اصطکاک غلطشی سبب افزایش تنش برشی می‌گردد. کاهش زمان محاسبات در پی افزایش اندازه ذرات مورد استفاده بدون تغییر قابل توجه در دقت محاسبات از دیگر نتایج مطالعه سالازار و

- 1 Kodicherla
- 2 Nitka
- 3 Grabowski
- 4 Zhao
- 5 Salazar

6 Discrete Element Method
7 Non-deformable

$$\sigma = -\frac{1}{A} \sum_{N_c} F_c \otimes L_c \quad (۸)$$

که در رابطه (۸)، N_c تعداد تماس‌های داخل یا بر روی مرزهای ناحیه اندازه‌گیری است. همچنین F_c و L_c به ترتیب نماینده بردار نیروی تماس و بردار انشعابی (برداری که مرکز دو ذره در تماس با یکدیگر را متصل می‌سازد) هستند.

عدد تماس یک پارامتر میکرو است که تعداد تماس به‌ازای هر ذره در یک مجموعه ذرات را کمی‌سازی می‌کند. در این رابطه، عدد تماس برای یک مجموعه ذرات از رابطه (۹) محاسبه می‌شود:

$$Z = 2 \frac{N_c}{N_p} \quad (۹)$$

که در رابطه بالا N_p تعداد ذرات مجموعه است. انرژی پلاستیک (زوال‌یافته) E_p به صورت مجموع انرژی‌های تلف‌شده با مکانیزم‌های اصطکاکی لغزش (E_{ps}) و غلطش (E_{pr}) در محل تماس‌ها و همچنین نیروها و ممان‌های میرایی (E_{pd}) تعریف می‌شود.

$$E_p = E_{ps} + E_{pr} + E_{pd} \quad (۱۰)$$

۳- کالیبراسیون^۱ پارامترهای میکرو

بر اساس فرمولاسیون و فرضیات ارائه‌شده در بخش قبل، سه پارامتر میکرو شامل مدول الاستیسته E ، زاویه اصطکاک مماسی μ و زاویه اصطکاک غلطشی μ_r برای انجام یک شبیه‌سازی DEM مورد نیاز است. در تحقیق حاضر، این پارامترها بر اساس انجام یک کالیبراسیون با نتایج آزمایش‌های برش مستقیم بر روی ماسه فونتنبلیو^۲ انتخاب شده‌اند. شکل ۱ منحنی دانه‌بندی مجموعه اتخاذ شده در مدل DEM و ماسه فونتنبلیو [۳۴] را مقایسه می‌کند. به منظور کاهش تلاش محاسباتی، از ذرات با قطر کوچک‌تر از d_{10} در مدل DEM صرف نظر شده است [۳۵].

در کالیبراسیون انجام شده، ابتدا یک مطالعه پارامتری شامل یک سری آزمایش‌های برش مستقیم عددی با DEM انجام شد. در این آزمایش‌ها،

$$F_s = K_s U_s \leq \mu F_n \quad (۲)$$

$$M_r = K_r \theta_r \leq \mu_r \bar{R} F_n \quad (۳)$$

در روابط بالا K_s ، K_r ، U_s ، μ و μ_r به ترتیب سختی برشی، سختی غلطشی، جابه‌جایی نسبی مماسی، ضریب اصطکاک مماسی و ضریب اصطکاک غلطشی هستند. پارامتر شعاع موثر \bar{R} از رابطه (۴) محاسبه می‌شود که در این رابطه R_1 و R_2 به ترتیب شعاع انتهایی تماس ۱ و ۲ هستند.

$$\frac{1}{\bar{R}} = \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \quad (۴)$$

سختی‌های K_n ، K_s و K_r به ترتیب از روابط (۵)، (۶) و (۷) محاسبه می‌گردند:

$$K_n = E d_{50} \quad (۵)$$

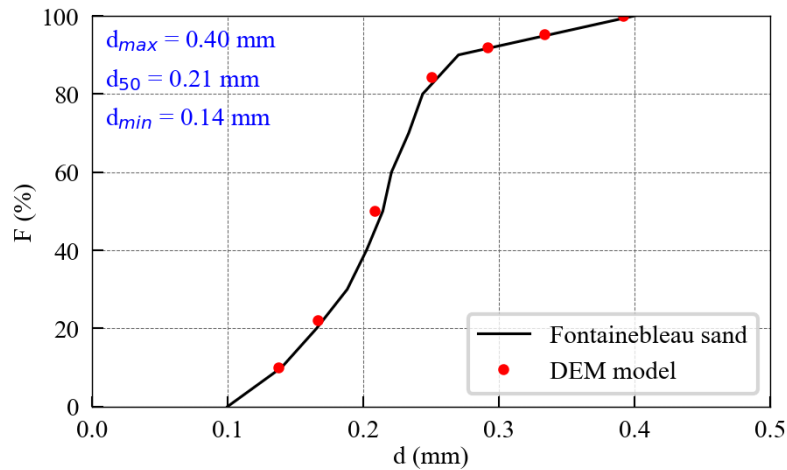
$$K_s = \nu K_n \quad (۶)$$

$$K_r = K_s \bar{R}^2 \quad (۷)$$

در روابط بالا E ، ν و d_{50} به ترتیب نشان دهنده مدول الاستیسته، ضریب پواسون و قطر متوسط ذرات در نمودار توزیع دانه‌بندی هستند. شایان ذکر است که در مطالعه حاضر از میرایی موضعی غیرویسکوز در شبیه‌سازی‌ها استفاده شد. ضریب میرایی در بازه ۰ تا ۱ قرار دارد که در مطالعه حاضر ۰/۱ فرض شد. همچنین از مقاومت غلطشی بین مرزها و ذرات صرف نظر شد. علاوه بر این، ضریب پواسون $\nu = 0.30$ فرض شد.

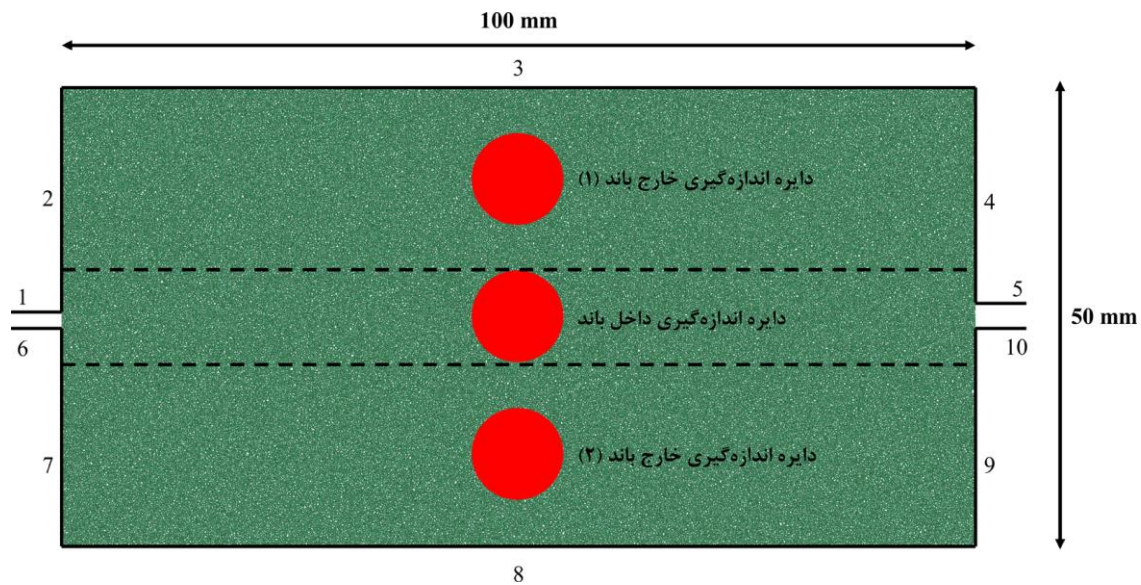
برای محاسبه تانسور تنش در روش المان مجزا از رابطه (۸) استفاده می‌شود:

1 Calibration
2 Fontainebleau



شکل ۱. مقایسه منحنی دانه‌بندی در مدل DEM و ماسه فونتبلو

Fig. 1. Comparison of particle size distributions for DEM model and Fontainebleau sand



شکل ۲. شماتیک جعبه برش مستقیم شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار PFC^{2D}

Fig. 2. A schematic of the direct shear box simulated in PFC^{2D}

مستقیم، براساس توصیه‌های مطرح شده در تحقیق وانگ و گوتیرز [۱۹] انتخاب شد. علاوه بر این، همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده است، برای ساخت این جعبه از ۱۰ عدد دیوار صلب در نرم‌افزار PFC^{2D} استفاده شد.

مراحل شبیه‌سازی آزمایش برش مستقیم در مطالعه حاضر بصورتی است

یک جعبه برشی با ابعاد ۱۰۰×۵۰ میلی‌متر با تعداد ۱۱۵۷۲۳ ذره دایره‌ای شکل پر شد که اندازه قطر ذرات همان‌گونه که در شکل ۱ مشاهده می‌شود در محدوده ۰/۱۴ (d_{min}) تا ۰/۴۰ (d_{max}) میلی‌متر تغییر می‌کند. همچنین فرض شد که شکل ذرات گرد گوشه می‌باشند که بدلیل انجام آزمایش در محیط دو بعدی بصورت دایره‌ای شکل شبیه‌سازی شدند. ابعاد جعبه برش

جدول ۱. پارامترهای میکرو مورد استفاده در شبیه‌سازی‌ها

Table 1. Micro parameters used in simulations

پارامترهای میکرو	مرحله آماده‌سازی نمونه (اتساع شعاعی و اعمال بار قائم)	مرحله اعمال برش
مدول الاستیسیته تماس (E)، MPa	۱۰۰	۱۰۰
چگالی ذرات (ρ)، kg/m ³	۲۵۰۰	۲۵۰۰
ضریب اصطکاک بین ذره‌ای (μ)	۰/۰۵	۰/۴
ضریب اصطکاک بین مرز و ذره (μ_{wall})	صفر	۰/۴
ضریب اصطکاک غلطشی (μ_p)	در نظر گرفته نشده است.	۰/۱۵

حداکثر ϕ_{peak} ، زاویه اصطکاک داخلی باقیمانده ϕ_{res} و زاویه اتساع حداکثر ψ_{peak} از منحنی‌ها استخراج شدند. در نهایت، دسته پارامترهای میکرو که نزدیک‌ترین مقادیر ϕ_{peak} ، ϕ_{res} و ψ_{peak} به مقادیر آزمایشگاهی ماسه فونتنبلیو را بازتولید کردند، به‌عنوان پارامترهای میکرو نهایی برای انجام شبیه‌سازی‌ها انتخاب شدند. این پارامترها در جدول ۱ نشان داده شده‌اند. با استفاده از پارامترهای میکرو انتخاب شده در جدول ۱، یک آزمایش برش مستقیم بر روی یک نمونه با تنش قائم ۱۸۸/۵ kPa شبیه‌سازی شد. شکل ۳ نمودار تنش برشی و کرنش حجمی بر حسب کرنش برشی برای این آزمون را نشان می‌دهد. پارامترهای ماکرو عددی استخراج شده از منحنی‌های تنش برشی و کرنش حجمی عددی در جدول ۲ ارائه شده‌اند. با توجه به مقادیر بدست آمده برای هر یک از پارامترهای فوق و مقایسه آن‌ها با مقادیر آزمایشگاهی مشاهده می‌گردد که اختلاف بسیار کمی بین آنها وجود دارد به‌گونه‌ای که درصد خطا برای زاویه اصطکاک داخلی حداکثر، صفر است و برای سایر پارامترها کم‌تر از ۴ درصد است. بنابراین پارامترهای ماکرو تجربی و بازتولید شده با DEM سازگاری خوبی با یکدیگر دارند.

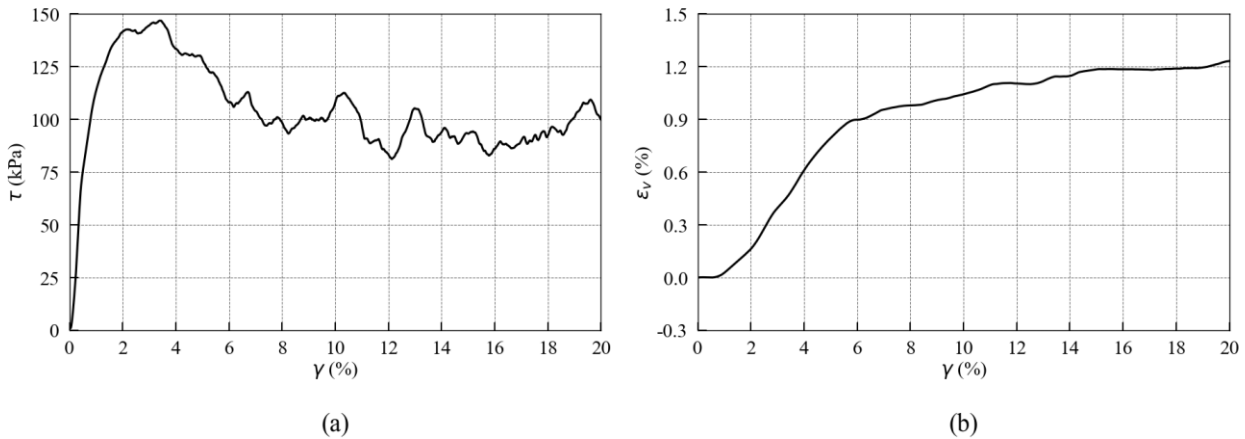
۴- بحث و نتایج

به‌منظور مقایسه رفتار خاک دانه‌ای متراکم داخل و خارج از باند برشی، ۹ آزمایش برش مستقیم با سه نسبت تخلخل اولیه ۰/۱۹۸ (خاک با تراکم زیاد)، ۰/۲۲۵ (خاک با تراکم متوسط) و ۰/۲۴۲ (خاک با تراکم کم) و سه فشار همه‌جانبه اولیه ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ kPa انجام شد. شایان ذکر است که از

که در ادامه توضیح داده می‌شود، ابتدا ذرات بصورت تصادفی با شعاعی کوچکتر داخل جعبه آزمایش برش مستقیم تولید می‌شوند. سپس با استفاده از روش اتساع شعاعی، ذرات بزرگ می‌شوند تا حدی که نمونه در یک فشار همه‌جانبه بسیار کوچک (در حد ۵ kPa) به تعادل برسد. سپس مرز شماره ۳ (شکل ۲) به سمت پایین حرکت داده می‌شود تا نمونه تحت تنش قائم اولیه مورد نظر تحکیم شود. شایان ذکر است که در مرحله آماده‌سازی نمونه (مراحل اتساع شعاعی و اعمال تنش قائم)، مقاومت غلطشی بین ذرات در نظر گرفته نشد ($\mu_p = 0$). همچنین ضریب اصطکاک مماسی بین ذرات بصورت مصنوعی کم‌تر فرض می‌شود تا یک نمونه متراکم حاصل شود. در ادامه، در مرحله اعمال برش، نیمه بالایی جعبه (مرزهای ۱ تا ۵) به‌صورت افقی تارسیدن به کرنش برشی مورد نظر جابه‌جا می‌شوند. لازم به ذکر است در طول جابه‌جایی افقی، یک جابه‌جایی سروو-کنترل^۱ در راستای قائم به مرز شماره ۳ اعمال می‌شود تا تنش قائم موجود در نمونه در حدود مقدار اولیه ثابت بماند. شایان ذکر است در مرحله اعمال برش مقاومت غلطشی بین ذرات فعال می‌شود. همچنین ضریب اصطکاک مماسی به مقدار واقعی برگردانده می‌شود.

در طول فرآیند کالیبراسیون، برای هر دسته پارامترهای میکرو (E ، μ و μ_p) آزمایش‌های برش مستقیم جداگانه انجام شد. سپس برای هر کدام از آزمایش‌های برش مستقیم، نمودارهای کرنش حجمی و تنش برشی بر حسب کرنش برشی ترسیم و پارامترهای ماکرو شامل زاویه اصطکاک داخلی

1 Servo-controlled



شکل ۳. تغییرات (a) تنش برشی و (b) کرنش حجمی برحسب کرنش برشی در شبیه‌سازی DEM

Fig. 3. Variations of a) shear stress b) volumetric strain versus shear strain in DEM simulation

جدول ۲. مقایسه پارامترهای ماکرو تجربی و عددی برای ماسه متراکم فونتبلو

Table 2. Comparison of experimental and numerical macro parameters for Fontainebleau sand

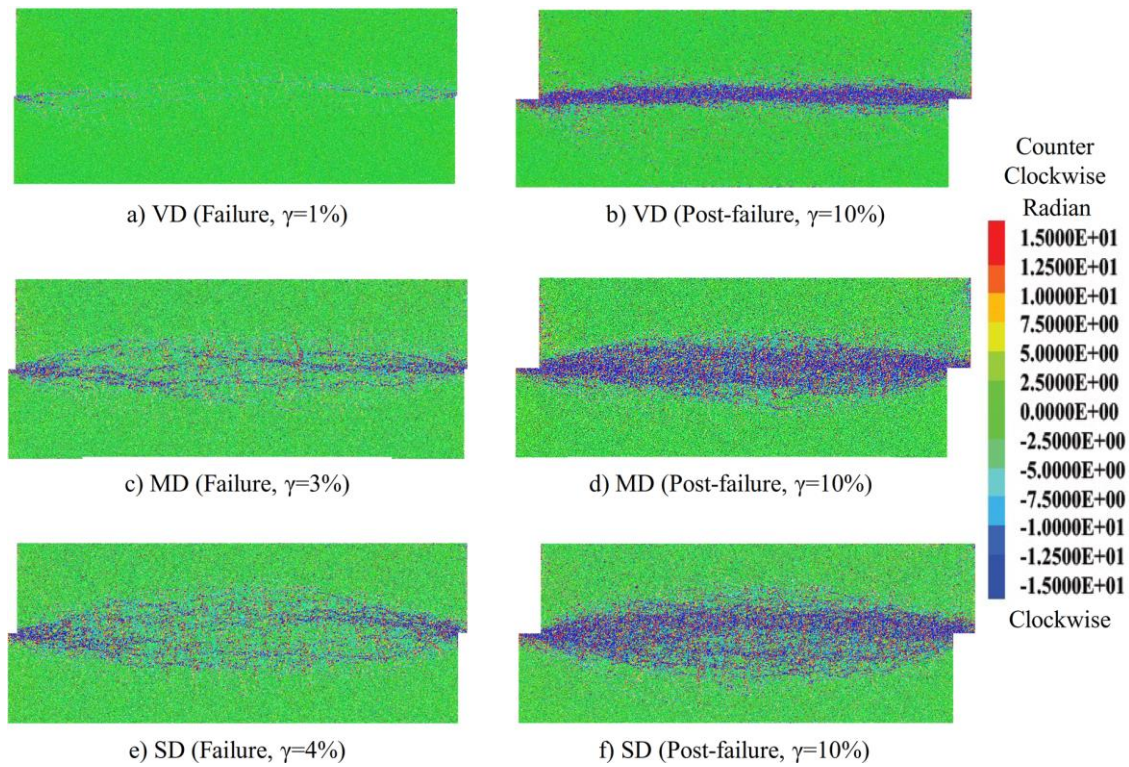
پارامترهای ماکرو	آزمایشگاهی [۳۴]	DEM (مطالعه حاضر)
ψ_{peak}	۱۱	۱۰/۸
ϕ_{res}	۳۰	۲۸/۹
ϕ_{peak}	۳۸	۳۸

۴-۱- تغییرات تنش برشی

شکل ۵ نمودارهای تنش برشی برحسب کرنش برشی برای نمونه‌های مختلف را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، تنش‌های برشی تا مقادیر حداکثر افزایش می‌یابند و سپس با وقوع نرم‌شوندگی کاهش می‌یابند. شدت کاهش تنش برشی در فاز نرم‌شوندگی با افزایش تراکم خاک افزایش می‌یابد. همچنین کرنش برشی حداکثر (کرنشی که نمونه در آن به تنش برشی حداکثر می‌رسد) با کاهش تراکم خاک افزایش می‌یابد بطوری که از حدود کم‌تر از ۲ درصد برای خاک VD به بیش از ۴ درصد برای خاک SD می‌رسد. با ترسیم دوایر مور، مقادیر زاویه اصطکاک داخلی حداکثر و باقیمانده برای خاک‌های مختلف محاسبه و در جدول ۳ نشان داده شده است. همانطور که انتظار می‌رود، با افزایش تراکم خاک از SD به VD، زاویه اصطکاک داخلی حداکثر خاک از ۲۶/۵ به ۳۴/۶ درجه افزایش می‌یابد. مقادیر زاویه

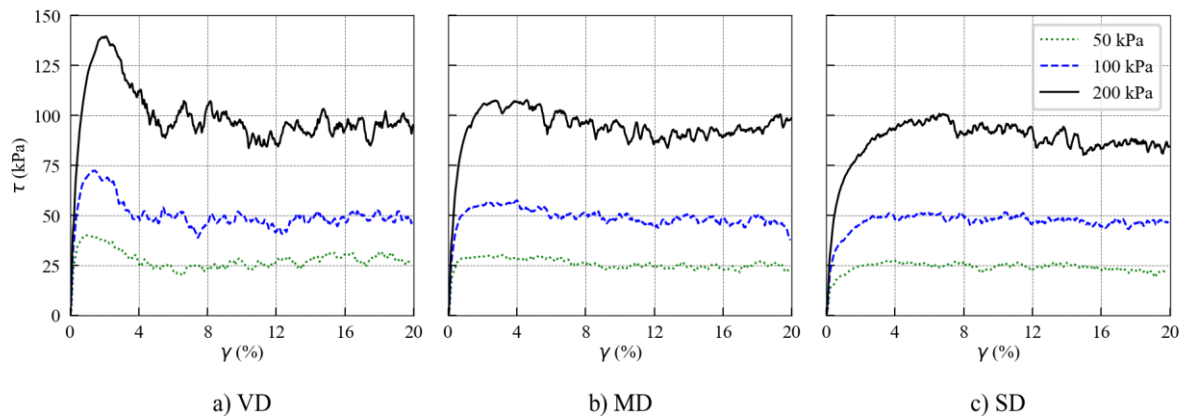
این به بعد، خاک‌های با تراکم زیاد، متوسط و کم به اختصار با نام‌های VD، MD و SD نام برده می‌شوند.

شکل ۴ کانتورهای چرخش ذرات برای سه نمونه خاک تحت تنش عمودی ۵۰ kPa را با یکدیگر مقایسه می‌کند. رنگ‌هایی که به ذرات نسبت داده شده‌اند در واقع مقدار چرخش تجمعی ذرات از لحظه اعمال برش را نشان می‌دهند. با توجه به شکل ۱۰ در لحظه گسیختگی، ذرات در داخل باند برشی شروع به چرخش می‌کنند و این فرآیند با پیشرفت آزمون ادامه می‌یابد. بعد از خرابی اکثر ذرات با چرخش زیاد در داخل باند برشی متمرکز هستند که این امر باعث ایجاد یک گرادین شدید چرخش درون باند برشی می‌شود. همچنین مشاهده می‌شود که با کاهش میزان تراکم خاک، عرض باند برشی از خاک VD به SD افزایش می‌یابد. نتایج حاصل شده برای سایر تنش‌های عمودی اعمال شده بر دیگر نمونه‌ها صادق می‌باشند.



شکل ۴. توزیع چرخش ذرات در لحظه خرابی و پس از خرابی برای سه نمونه خاک با تراکم‌های متفاوت و تنش قائم 50kPa

Fig. 4. Contours of particle rotation at failure and post-failure states for three soil samples with various relative densities and normal stress of 50 kPa



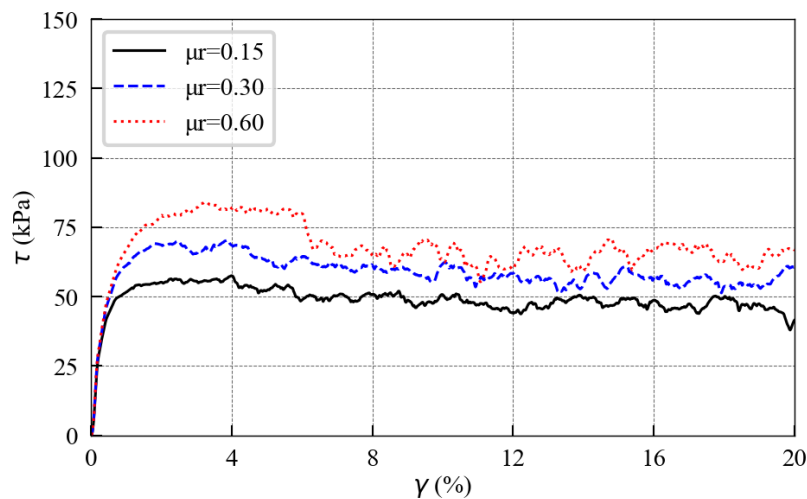
شکل ۵. تغییرات تنش برشی برحسب کرنش برشی برای خاک‌های (a) VD، (b) MD، و (c) SD

Fig. 5. Variations of shear stress versus shear strain for soils a) VD, b) MD, and c) SD

جدول ۳. مقادیر زاویه اصطکاک حداکثر و پسماند برای انواع خاک‌ها

Table 3. Maximum and residual friction angles for the soil types

نوع خاک	ϕ_{peak}	ϕ_{res}
ماسه با تراکم زیاد (VD)	۳۴/۶	۲۴/۵
ماسه با تراکم متوسط (MD)	۲۸/۱	۲۴/۵
ماسه با تراکم کم (SD)	۲۶/۵	۲۴/۳



شکل ۶. تاثیر تیزگوشگی شکل ذرات بر منحنی تنش برشی برحسب کرنش برشی (خاک MD و تنش نرمال ۱۰۰ kPa)

Fig. 6. Effect of particles shape on shear stress-strain curve (soil MD and normal stress of 100 kPa)

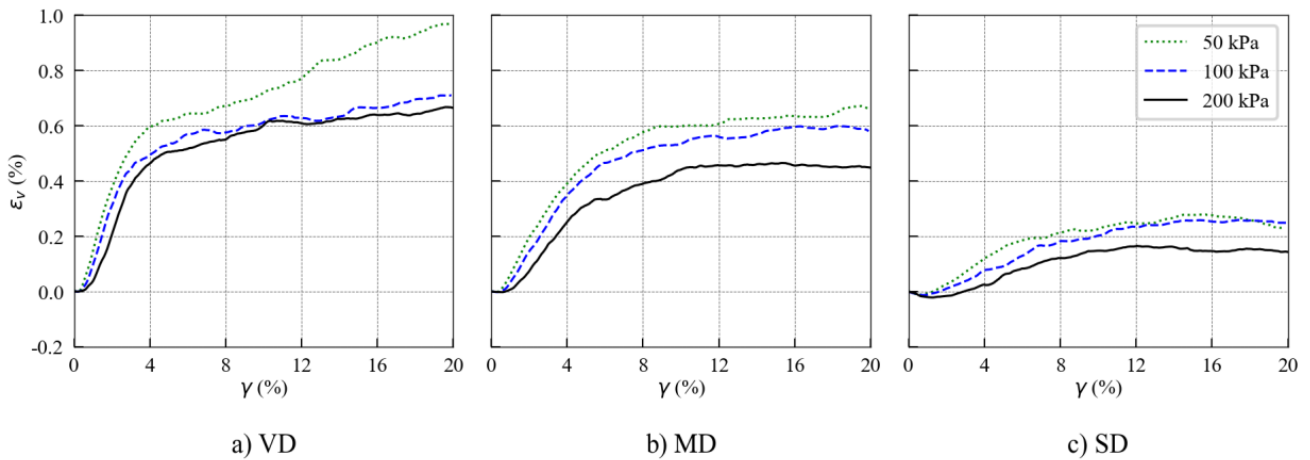
نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، مقاومت برشی در طول آزمایش با افزایش تیزگوشگی ذرات افزایش می‌یابد. با افزایش ضریب اصطکاک غلطشی از ۰/۱۵ به ۰/۶، تنش حداکثر برشی از حدود ۵۷ به ۸۴ kPa (حدود ۵۰٪) افزایش می‌یابد.

۴-۲- تغییرات کرنش حجمی

شکل ۷ نمودارهای کرنش حجمی بر حسب کرنش برشی برای سه نمونه خاک تحت بارگذاری‌های متفاوت را نشان می‌دهد. روند کلی مسیر کرنش‌های حجمی برای هر سه نمونه یکسان می‌باشد؛ ابتدا نمونه‌ها وارد

اصطکاک پسماند برای تمامی خاک‌ها حدود ۲۴ درجه است که با اصول مکانیک خاک حالت بحرانی تطابق دارد.

یکی از روش‌های ساده برای معادل‌سازی شکل ذرات در DEM که در مقالات گذشته نیز به‌وفور از آن استفاده شده است، در نظرگیری مقاومت غلطشی بین ذرات است [۳۳]. در مطالعه حاضر از این روش استفاده شده است. ضریب اصطکاک غلطشی بین ذرات در بازه ۰ تا ۱ متناسب با تیزگوشگی ذرات افزایش می‌یابد. برای ذرات کاملاً کروی، ضریب اصطکاک غلطشی بین ذرات صفر و برای ذرات کاملاً تیزگوشه نزدیک به یک است. شکل ۶ تاثیر افزایش تیزگوشگی شکل ذرات بر مقاومت برشی را



شکل ۷. تغییرات کرنش حجمی بر حسب کرنش برشی برای خاک‌های (a) VD، (b) MD، (c) و SD

Fig. 7. Variations of volumetric strain versus shear strain for soils a) VD, b) MD, and c) SD

جدول ۴. مقادیر زاویه اتساع حداکثر (ψ_{peak})

Table 4. Maximum dilation angles

مقدار تنش قائم (kPa)	خاک با تراکم زیاد (VD)	خاک با تراکم متوسط (MD)	خاک با تراکم کم (SD)
۵۰	۱۲	۷	۲/۵
۱۰۰	۱۰/۹	۶	۱/۹
۲۰۰	۹/۱	۴/۵	۱/۵

نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، کرنش حجمی در طول آزمایش با افزایش تیزگوشگی ذرات افزایش می‌یابد. با افزایش ضریب اصطکاک غلطشی از ۰/۱۵ به ۰/۶، کرنش حجمی حداکثر از حدود ۰/۶ به ۰/۱۸ (حدود ۳۳٪) افزایش می‌یابد.

۴-۳- مقایسه رفتار خاک داخل و خارج باند برشی

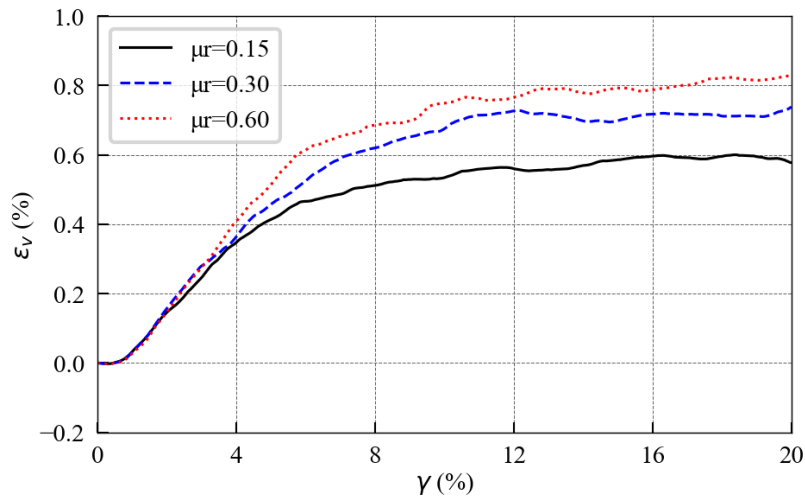
برای مطالعه رفتار داخل و خارج باند برشی از سه دایره اندازه‌گیری^۱ با قطر $20d_{50}$ استفاده شد [۳۴]، که یکی داخل باند برشی و دوتای دیگر

یک روند انقباضی می‌شوند سپس شروع به افزایش حجم می‌کنند و رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهند. همان‌گونه که از شکل ۷ نتیجه می‌شود با افزایش تنش عمودی، نمونه‌ها کاهش حجم بیشتری را در مقایسه با یکدیگر تجربه می‌کنند در واقع با افزایش تنش عمودی نمونه‌ها رفتار انقباضی بیشتری را از خود نشان می‌دهند.

جدول ۴ مقادیر زاویه اتساع برای نمونه‌های مختلف را نشان می‌دهد. همانطور که انتظار می‌رفت، مقادیر زاویه اتساع حداکثر با افزایش تراکم خاک، افزایش و با افزایش فشار همه‌جانبه، کاهش می‌یابد.

شکل ۸ تاثیر افزایش تیزگوشگی شکل ذرات بر منحنی کرنش حجمی را

1 Circle Measurement



شکل ۸. تاثیر تیز گوشگی شکل ذرات بر منحنی کرنش حجمی بر حسب کرنش برشی (خاک MD و تنش نرمال 100 kPa)

Fig. 8. Effect of particles shape on volumetric strain- shear strain curve (soil MD and normal stress of 100 kPa)

کرنش و ایجاد حفرات بزرگ داخل باندهای برشی است. در انتهای آزمون، پوکی‌های داخل (خارج) باند برشی بطور متوسط برای خاک‌های MD، VD و SD به ترتیب به ۰/۱۹۳، ۰/۱۶۴، ۰/۲، ۰/۱۸۲ و ۰/۲، ۰/۱۹۲ می‌رسند. همانطور که مشاهده می‌شود، پوکی‌های داخل باند برشی در انتهای آزمون برای خاک‌های MD، VD و SD به ترتیب ۱۸٪، ۱۰٪ و ۴٪ بزرگ‌تر از پوکی‌های خارج باند برشی هستند. جالب توجه است که برخلاف پوکی‌های متفاوت در ابتدای آزمون، پوکی‌های داخل باند برشی در انتهای آزمون بطور متوسط برای خاک‌های MD، VD و SD به حدود ۰/۲ می‌رسند.

شکل ۱۰ تاثیر افزایش تیز گوشگی شکل ذرات بر تغییرات پوکی داخل و خارج باند برشی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش تیز گوشگی ذرات، پوکی خارج باند برشی تقریباً ثابت می‌ماند، اما داخل باند برشی به مقدار جزئی افزایش می‌یابد.

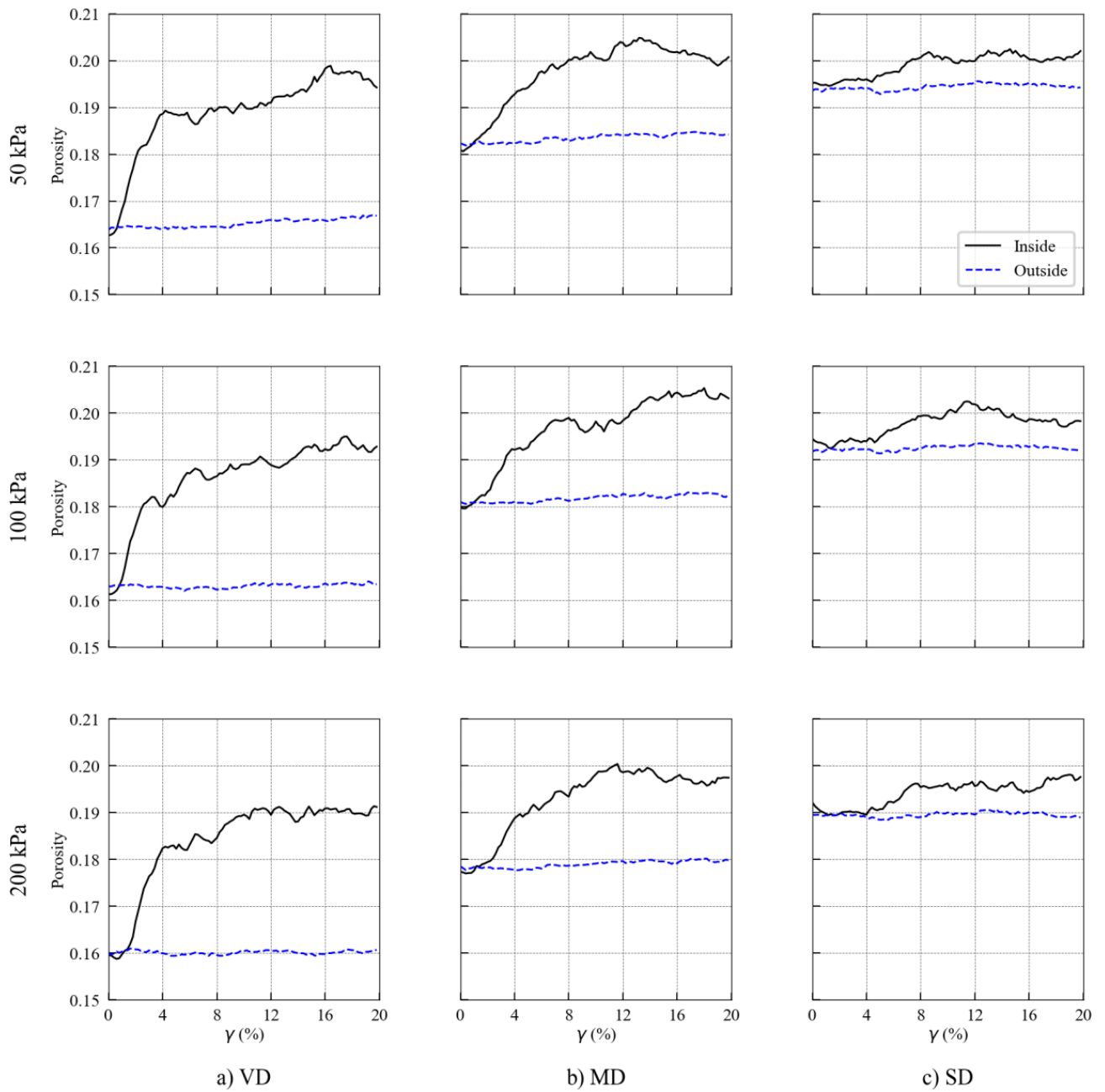
۴-۳-۲- چرخش ذرات

شکل ۱۱ تغییرات چرخش ذرات داخل و خارج باند برشی برای نمونه‌های مختلف را مقایسه می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود، در کرنش‌های برشی ابتدایی (کمتر از نیم درصد)، نرخ تغییرات چرخش ذرات داخل و

خارج باند برشی قرار دارند. این دواير اندازه‌گیری بصورت شماتیک در شکل ۲ نشان داده شده‌اند. کمیت‌های اندازه‌گیری شده داخل باند برشی حاصل مجموع ذرات درون دایره اندازه‌گیری داخل باند برشی و کمیت‌های خارج از باند برشی حاصل میانگین مجموع ذرات درون دواير اندازه‌گیری ۱ و ۲ می‌باشد. در این دواير اندازه‌گیری، کمیت‌های پوکی، چرخش ذرات، عدد تماس و انرژی پلاستیک بین‌ذره‌ای در طول آزمون اندازه‌گیری شد. در ادامه به مقایسه تغییرات این کمیت‌ها داخل و خارج باند برشی پرداخته می‌شود.

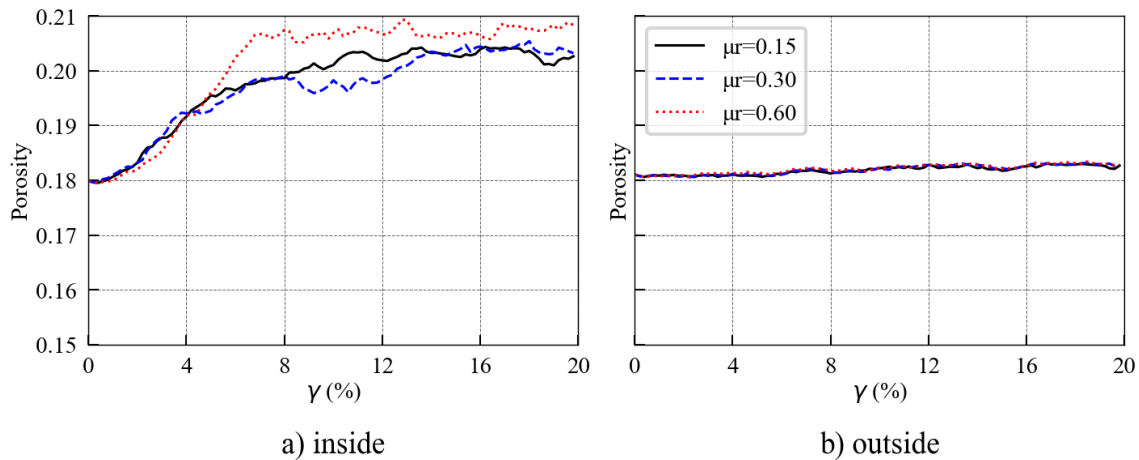
۴-۳-۱- پوکی

شکل ۹ تغییرات پوکی‌های داخل و خارج باند برشی بر حسب کرنش برشی برای نمونه‌های مختلف را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، در ابتدای اعمال برش، پوکی‌های داخل باند برشی در نمونه‌ها بصورت جزئی کاهش می‌یابند. برای نمونه‌های SD، این کاهش پوکی دارای وضوح بیشتری است. پس از گسیختگی (فاز نرم‌شوندگی)، پوکی‌های داخل باند برشی بصورت چشم‌گیری افزایش می‌یابند و با ورود به فاز باقیمانده، تقریباً ثابت (مجاناب) می‌شوند. اما پوکی‌ها خارج باند برشی در طول آزمون تقریباً ثابت می‌مانند. افزایش پوکی داخل باندهای برشی ناشی از موضعی شدن



شکل ۹. تغییرات پوکی داخلی و خارج باند برشی برای خاک‌های (a) VD، (b) MD، و (c) SD

Fig. 9. Variations of porosity inside and outside of the shear band for soils a) VD, b) MD, and c) SD



شکل ۱۰. تاثیر تیزگوشگی شکل ذرات بر تغییرات پوکی داخل و خارج باند برشی (خاک MD و تنش نرمال ۱۰۰ kPa)

Fig. 10. Effect of particles shape on porosity variation inside and outside of the shear band (soil MD and normal stress of 100 kPa)

و خارج باند برشی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش تیزگوشگی ذرات، چرخش ذرات خارج باند برشی تقریباً ثابت می‌ماند، اما داخل باند برشی کاهش می‌یابد. با افزایش ضریب اصطکاک غلطشی از ۰/۱۵ به ۰/۶، چرخش تجمعی ذرات در انتهای آزمون از حدود ۳۳ درجه به ۲۵ درجه (حدود ۲۵٪) کاهش می‌یابد.

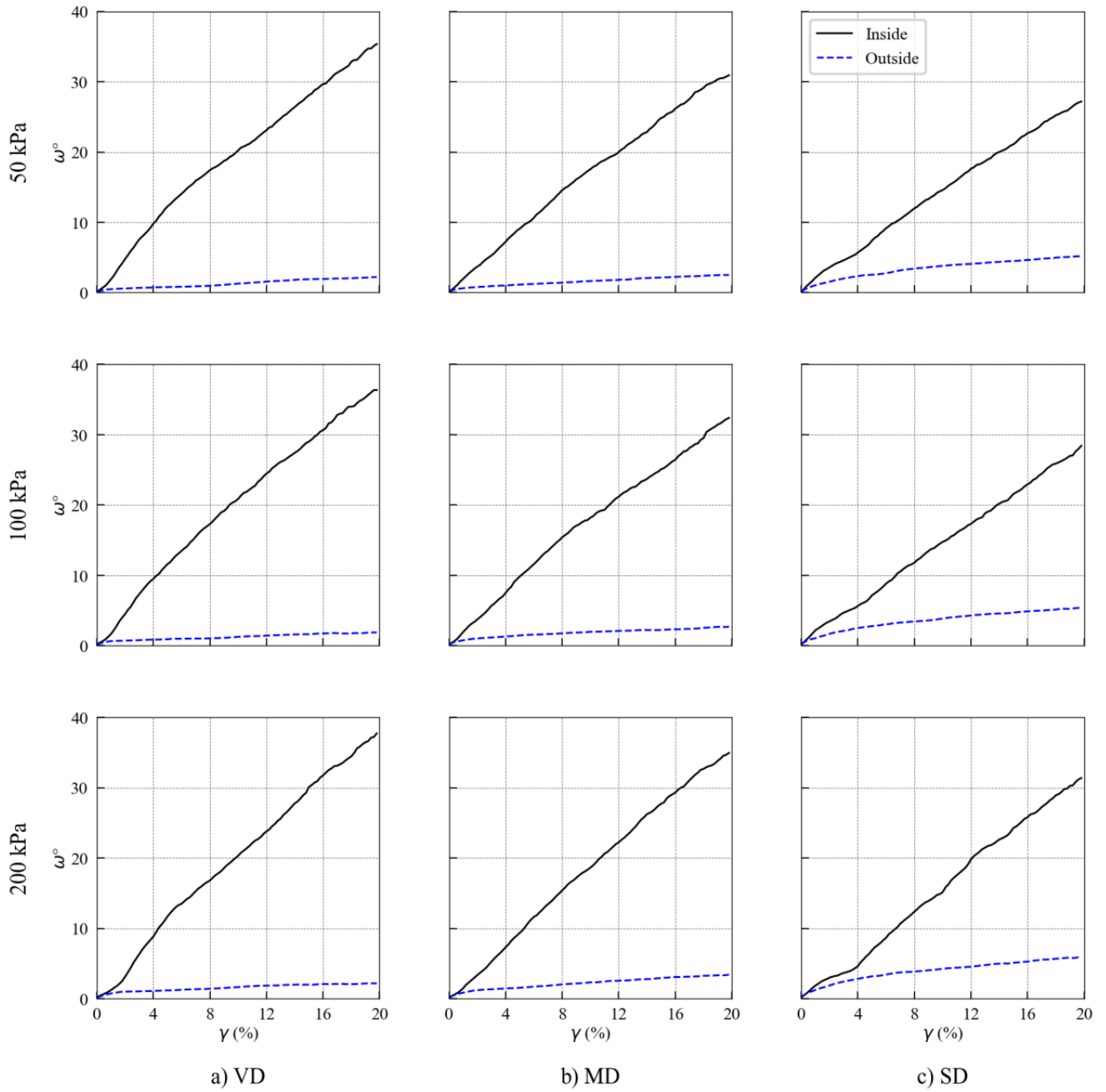
۴-۳-۳- عدد تماس^۱

شکل ۱۳ تغییرات عدد تماس داخل و خارج باند برشی برای نمونه‌های مختلف را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، عدد تماس اولیه در ابتدای آزمون با افزایش تنش قائم و تراکم خاک افزایش می‌یابد که مورد انتظار است. به‌عنوان مثال برای تنش قائم ۱۰۰ kPa، با تغییر نوع خاک از SD به VD، عدد تماس اولیه از ۲/۹ به ۳/۵ (۲۲٪) افزایش می‌یابد. همچنین برای خاک MD، با افزایش تنش قائم از ۵۰ kPa به ۱۰۰، عدد تماس اولیه از ۳/۲ به ۳/۵ (۹٪) افزایش می‌یابد.

همان‌طور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، با اعمال برش به نمونه‌های خاک، اعداد تماس داخل و خارج باند برشی کاهش می‌یابند و بعد از ورود نمونه به فاز پسماند، اعداد تماس ثابت می‌مانند (مجاناب می‌شوند). نرخ

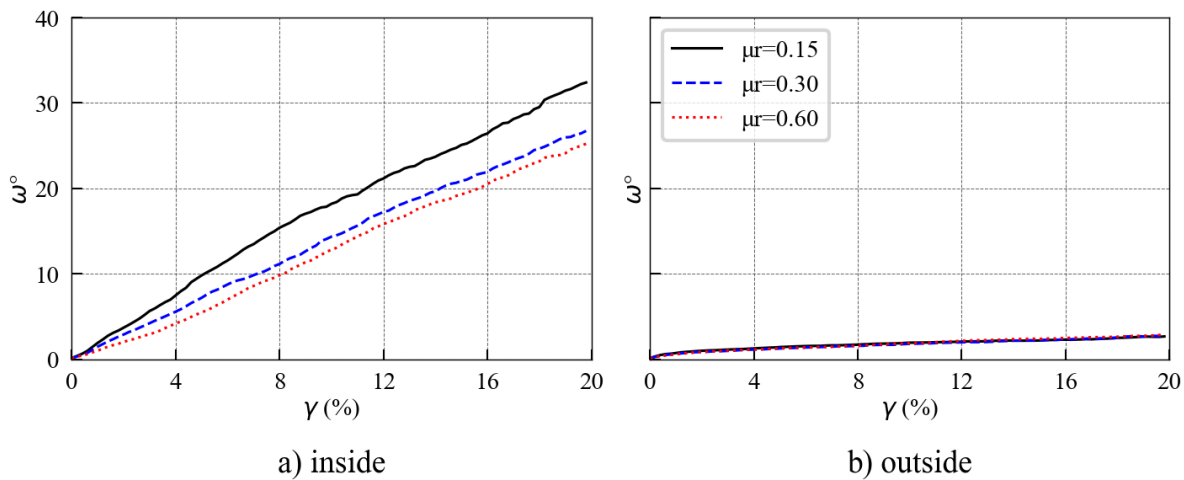
خارج باند برشی تقریباً یکسان هستند. اما در ادامه نرخ افزایش چرخش ذرات داخل باند برشی بصورت چشم‌گیری نسبت به خارج باند برشی افزایش می‌یابد. همانطور که مشاهده می‌شود، برای یک نوع خاک ثابت، چرخش ذرات داخل باند برشی با افزایش تنش قائم افزایش می‌یابد اما چرخش ذرات خارج باند برشی تقریباً ثابت می‌ماند. با افزایش تنش قائم از ۵۰ kPa به ۲۰۰، چرخش ذرات داخل باند برشی برای خاک‌های VD، MD و SD به ترتیب حدود ۶٪، ۱۳٪ و ۱۵٪ افزایش می‌یابند. علاوه بر این، برای یک تنش قائم ثابت، چرخش ذرات داخل (خارج) باند برشی با کاهش تراکم خاک کاهش (افزایش) می‌یابد. به‌عنوان مثال برای تنش قائم ۵۰ kPa، با تغییر نوع خاک از VD به SD، چرخش ذرات داخل باند برشی از حدود ۳۵/۴ به ۲۷/۲ درجه کاهش می‌یابد اما چرخش ذرات خارج باند برشی از ۲/۲ به ۵/۲ درجه افزایش می‌یابد. در انتهای آزمون، چرخش ذرات داخل باند برشی بطور متوسط برای خاک‌های VD، MD و SD به ترتیب ۱۷، ۱۱ و ۵ برابر چرخش ذرات خارج باند برشی است. این نشان می‌دهد که با کاهش تراکم خاک، اثر موضعی شدن کرنش کاهش یافته و کرنش‌های برشی بصورت همگن‌تری در نمونه توزیع می‌شوند.

شکل ۱۲ تاثیر افزایش تیزگوشگی شکل ذرات بر چرخش ذرات داخل



شکل ۱۱. تغییرات چرخش ذرات داخل و خارج باند برشی برای خاک‌های (a) VD، (b) MD، و (c) SD

Fig. 11. Variations of particles rotation inside and outside of the shear band for soils a) VD, b) MD, and c) SD



شکل ۱۲. تاثیر تیزگوشگی شکل ذرات بر تغییرات چرخش ذرات داخل و خارج باند برشی (خاک MD و تنش نرمال ۱۰۰ kPa)

Fig. 12. Effect of particles shape on particles rotation variation inside and outside of the shear band (soil MD and normal stress of 100 kPa)

می‌شود، در کرنش‌های برشی آغازین (کم‌تر از نیم درصد) نرخ افزایش انرژی پلاستیک داخل و خارج باند برشی تقریباً برابر هستند. اما در ادامه نرخ افزایش انرژی پلاستیک داخل باند برشی بصورت چشم‌گیری نسبت به خارج باند برشی افزایش می‌یابد. همانطور که مشاهده می‌شود، انرژی پلاستیک داخل باند برشی در انتهای آزمون با افزایش تنش قائم افزایش می‌یابد. به‌عنوان مثال برای خاک MD، با افزایش تنش قائم از ۵۰ kPa به ۱۰۰، انرژی پلاستیک داخل باند برشی در انتهای آزمون از حدود $500 \mu J$ به ۱۸۰۰ افزایش می‌یابد (حدود ۳/۶ برابر). انرژی‌های پلاستیک داخل باند برشی در انتهای آزمون برای خاک‌های VD، MD و SD بطور متوسط حدود ۹۶، ۵۴ و ۱۲ برابر انرژی‌های خارج باند برشی هستند. مقایسه تغییرات انرژی پلاستیک داخل و خارج باند برشی ایجاد پدیده موضعی شدن کرنش داخل باند برشی را به‌خوبی نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، با کاهش تراکم خاک، نسبت اتلاف انرژی داخل باند برشی به خارج باند برشی کاهش می‌یابد که می‌توان آن را به همگن‌تر شدن توزیع کرنش‌ها در نمونه‌های شل‌تر نسبت داد.

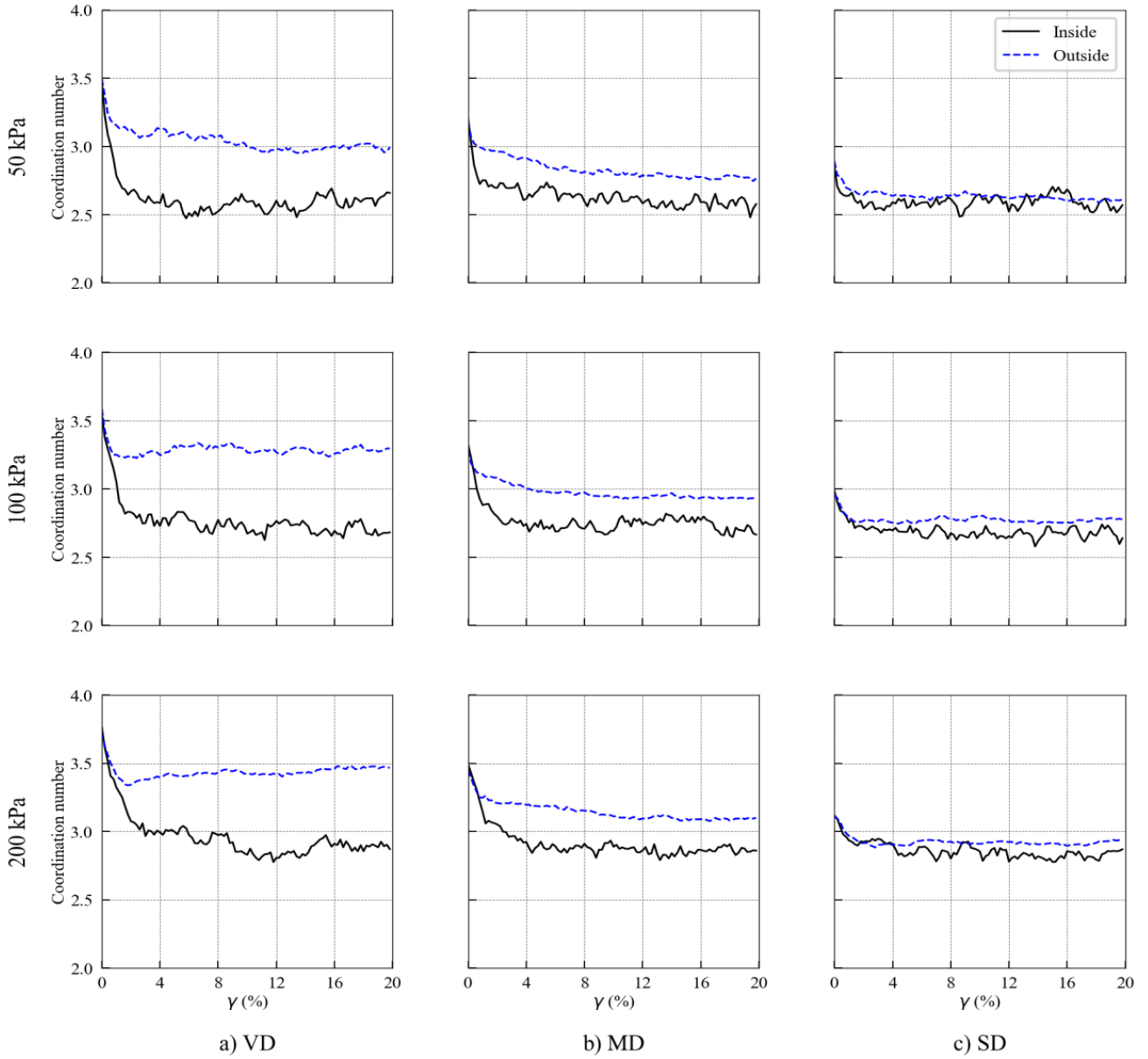
شکل ۱۶ تاثیر افزایش تیزگوشگی شکل ذرات بر انرژی پلاستیک بین‌ذره‌ای داخل و خارج باند برشی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش تیزگوشگی ذرات، انرژی پلاستیک خارج باند برشی تقریباً ثابت می‌ماند و داخل باند برشی به مقدار جزئی افزایش می‌یابد.

کاهش عدد تماس داخل باند برشی بزرگ‌تر از خارج باند برشی است. این را می‌توان به وقوع پدیده موضعی شدن کرنش و پیدایش حفرات بزرگ در باند برشی نسبت داد که در مجموع موجب کاهش بیش‌تر تماس ذرات داخل باند برشی می‌شود. البته تفاوت نرخ کاهش عدد تماس داخل و خارج باند برشی با کاهش تراکم خاک کم‌تر می‌شود بطوری‌که برای خاک SD، تقریباً عدد تماس داخل و خارج باند برشی با نرخ یکسان کاهش می‌یابند. در انتهای آزمون، اعداد تماس داخل (خارج) باند برشی بطور متوسط برای خاک‌های VD، MD و SD به $2/7$ ($3/3$)، $2/7$ ($2/9$) و $2/7$ ($2/8$) می‌رسند. همانطور که مشاهده می‌شود، با کاهش تراکم خاک، اختلاف عدد تماس داخل و خارج باند برشی از حدود ۱۹٪ برای خاک VD به حدود ۳٪ برای خاک SD کاهش می‌یابد. همچنین جالب توجه است که عدد تماس داخل باند برشی صرف نظر از نوع خاک به حدود $2/7$ در انتهای آزمون می‌رسد.

شکل ۱۴ تاثیر افزایش تیزگوشگی شکل ذرات بر عدد تماس داخل و خارج باند برشی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش تیزگوشگی ذرات، عدد تماس داخل و خارج باند برشی کاهش می‌یابد.

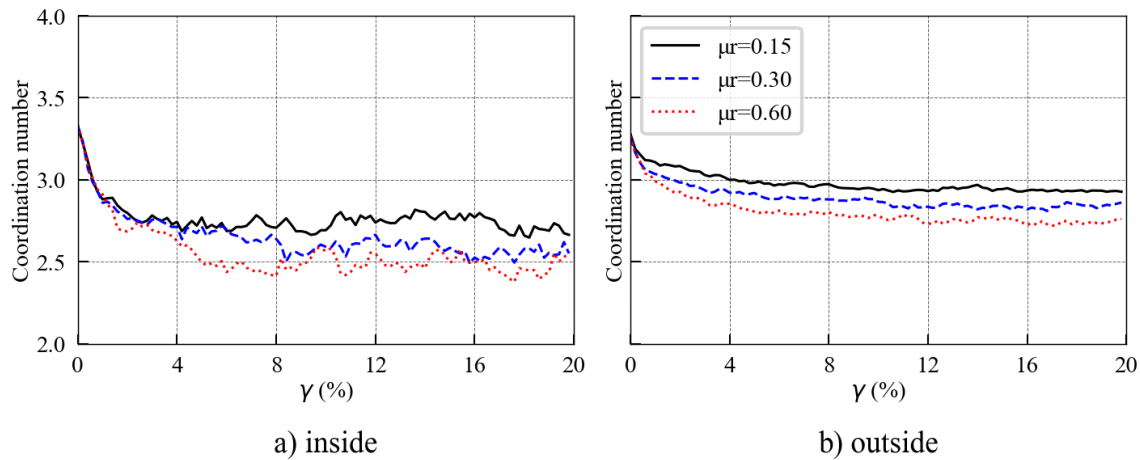
۴-۳-۴ انرژی پلاستیک بین‌ذره‌ای

شکل ۱۵ تغییرات انرژی زوال یافته (انرژی پلاستیک) داخل و خارج باند برشی برای نمونه‌های مختلف را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده



شکل ۱۳. تغییرات عدد تماس داخل و خارج باند برشی برای خاک‌های (a) VD، (b) MD و (c) SD

Fig. 13. Variations of coordination number inside and outside of the shear band for soils a) VD, b) MD, and c) SD



شکل ۱۴. تاثیر تیزگوشگی شکل ذرات بر تغییرات عدد تماس داخل و خارج باند برشی (خاک MD و تنش نرمال ۱۰۰ kPa)

Fig. 14. Effect of particles shape on the variation of coordination number inside and outside of the shear band (soil MD and normal stress of 100 kPa)

میکرو کالیبره شدند. سپس یک مطالعه پارامتری با انجام ۹ آزمون برش مستقیم بر روی سه نوع خاک با نسبت‌های تخلخل اولیه متفاوت (خاک با تراکم زیاد، خاک با تراکم متوسط و خاک با تراکم کم) و سه تنش قائم متفاوت (۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ kPa) انجام شد. در این مطالعه پارامتری، کمیت‌هایی شامل تنش برشی، پوکی، عدد تماس، چرخش ذرات و انرژی پلاستیک بین‌ذره‌ای داخل و خارج باند برشی در طول آزمون‌ها اندازه‌گیری و مقایسه شد. نتایج مهم مطالعه حاضر عبارت‌اند از:

۱) پوکی‌های داخل باند برشی در انتهای آزمون برای خاک‌های با تراکم زیاد، تراکم متوسط و تراکم کم به ترتیب ۱۸٪، ۱۰٪ و ۴٪ بزرگ‌تر از پوکی‌های خارج باند برشی بودند. همچنین پوکی‌های داخل باند برشی در انتهای آزمون بطور متوسط برای انواع خاک‌ها به حدود ۰/۲ رسیدند. ۲) چرخش ذرات داخل باند برشی در انتهای آزمون بطور متوسط برای خاک‌های با تراکم زیاد، تراکم متوسط و تراکم کم به ترتیب ۱۷، ۱۱ و ۵ برابر بزرگ‌تر از چرخش ذرات خارج باند برشی بود. نتایج نشان داد که با افزایش تیزگوشگی ذرات، چرخش ذرات داخل باند برشی کاهش می‌یابد.

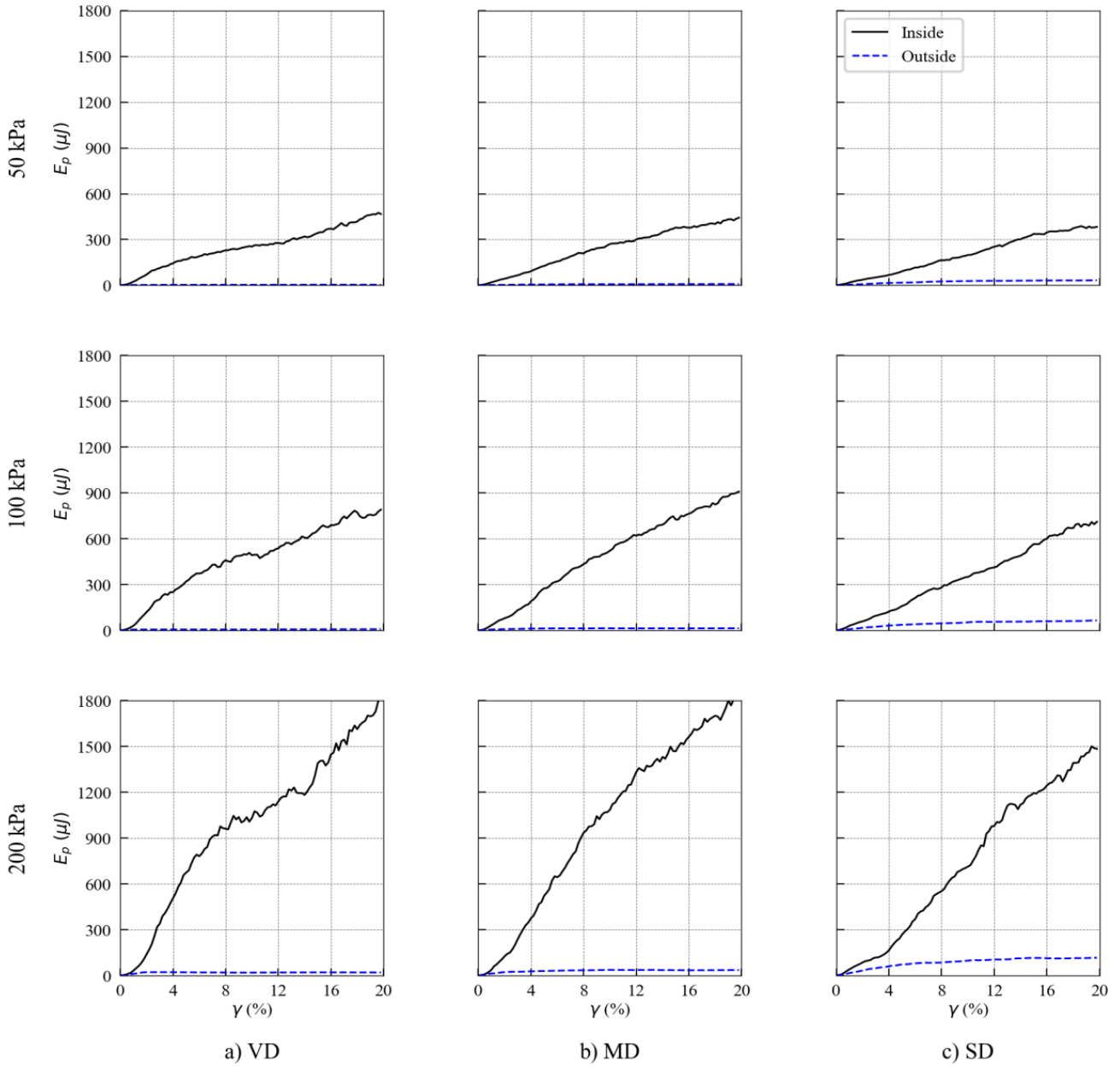
۳) اعداد تماس داخل (خارج) باند برشی در انتهای آزمون بطور متوسط برای خاک‌های با تراکم زیاد، تراکم متوسط و تراکم کم به ۲/۷ (۳/۳)، ۲/۷ (۲/۹) و ۲/۷ (۲/۸) رسید. بنابراین با کاهش تراکم خاک، اختلاف عدد تماس

۵- محدودیت‌ها

در این بخش به محدودیت‌های مطالعه حاضر پرداخته می‌شود. اولاً در مطالعه حاضر ذرات دایره‌ای فرض شدند و شکل ذرات به صورت معادل‌سازی با مقاومت غلطشی بین ذرات در نظر گرفته شد. پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی شکل ذرات به صورت واقعی مدل‌سازی شود. ثانیاً در مطالعه حاضر از آزمون برش مستقیم استفاده شد. در آزمون برش مستقیم صفحه گسیختگی اجباری و توزیع تنش برشی در امتداد آن غیریکنواخت است. شکل ۱۷ توزیع تنش برشی در امتداد صفحه گسیختگی برای آزمون‌های مختلف را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، غیریکنواختی توزیع تنش برشی مشهود است و بیشترین غیریکنواختی برای خاک VD رخ می‌دهد. از این رو پیشنهاد می‌شود که در مطالعات پیش‌رو از آزمون‌های دومحوری و سه‌محوری استفاده و نتایج بدست آمده با نتایج مطالعه حاضر مقایسه شود.

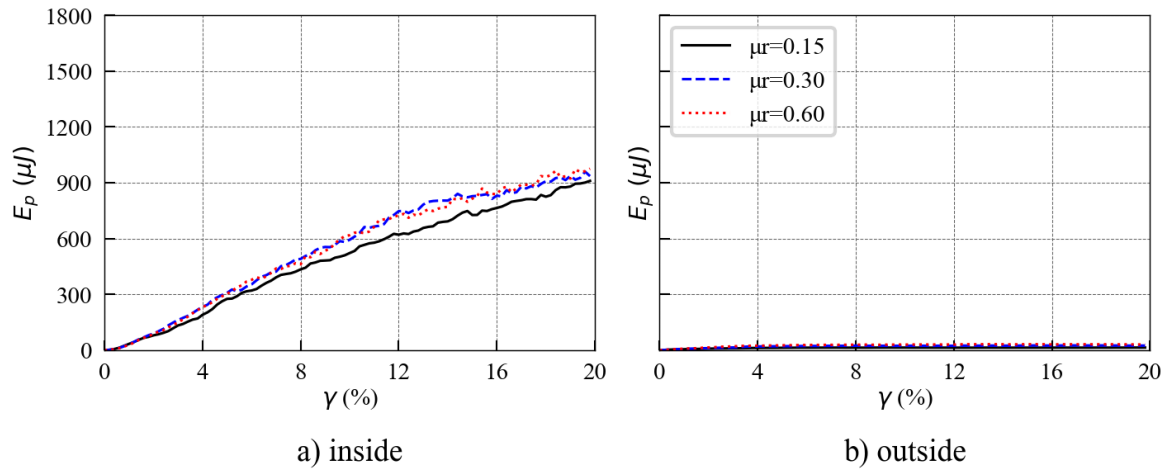
۶- نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر، رفتار خاک‌های دانه‌ای متراکم داخل و خارج باند برشی در آزمایش برش مستقیم با بهره‌گیری از روش المان مجزای دوبعدی در نرم‌افزار PFC^{2D} شبیه‌سازی شد. ابتدا با شبیه‌سازی یک آزمون برش مستقیم بر روی ماسه فونتنبلیو و مقایسه نتایج آن با تجربی، پارامترهای



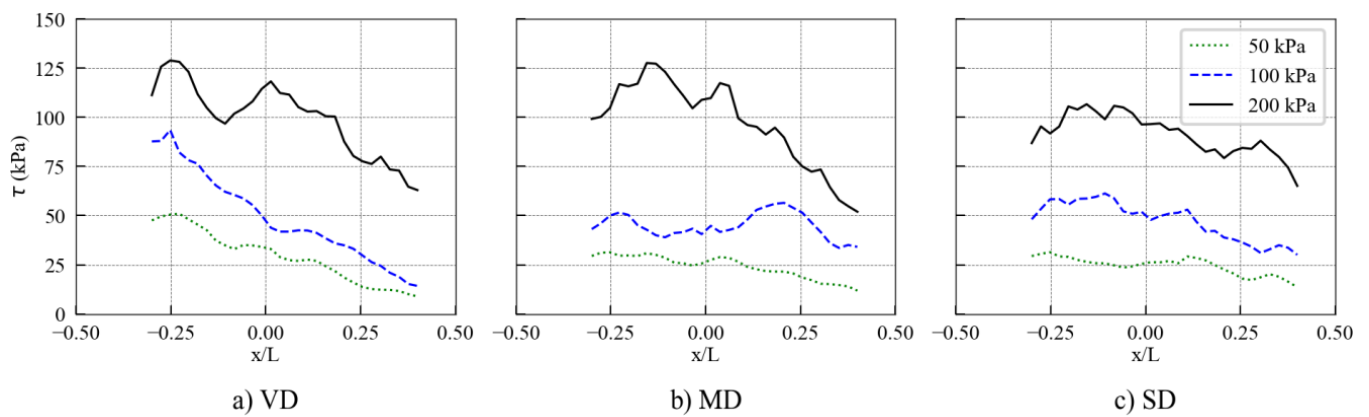
شکل ۱۵. تغییرات انرژی پلاستیک بین ذره‌های داخل و خارج باند برشی برای خاک‌های (a) VD، (b) MD، و (c) SD

Fig. 15. Variations of inter-particle plastic energy inside and outside of the shear band for soils a) VD, b) MD, and c) SD



شکل ۱۶. تاثیر تیز گوشگی شکل ذرات بر تغییرات انرژی پلاستیک بین ذره‌های داخل و خارج باند برشی (خاک MD و تنش نرمال ۱۰۰ kPa)

Fig. 16. Effect of particle shape on the variation of inter-particle plastic energy inside and outside of the shear band (soil MD and normal stress of 100 kPa)



شکل ۱۷. تغییرات تنش برشی در طول سطح گسیختگی برای خاک‌های (a) VD، (b) MD، و (c) SD

Fig. 17. Variations of shear stress along the failure plane for soils a) VD, b) MD, and c) SD

عدد تماس	Z
علائم یونانی	
چگالی ذرات، kg/m^3	ρ
ضریب اصطکاک بین ذره‌ای	μ
ضریب اصطکاک غلطشی	$r\mu$
ضریب اصطکاک بین مرز و ذره	$wall\mu$
تانسور تنش	σ
ضریب پواسون	ν
زاویه چرخش نسبی بین دو ذره	$r\theta$
زاویه اصطکاک داخلی حداکثر	$peak\phi$
زاویه اصطکاک داخلی باقیمانده	$res\phi$
زاویه اتساع حداکثر	$peak\psi$

داخل و خارج باند برشی از حدود ۱۹٪ برای خاک با تراکم زیاد به حدود ۳٪ برای خاک با تراکم کم کاهش یافت. همچنین عدد تماس داخل باند برشی در انتهای آزمون صرف نظر از نوع خاک به حدود ۲/۷ رسید.

(۴) انرژی‌های پلاستیک (زوال یافته) داخل باند برشی در انتهای آزمون برای خاک‌های با تراکم زیاد، تراکم متوسط و تراکم کم بطور متوسط حدود ۵۴، ۹۶ و ۱۲ برابر بزرگ‌تر انرژی‌های پلاستیک خارج باند برشی بودند.

در انتها باید اشاره کرد که هر چند نتایج مطالعه حاضر به صورت مستقیم در کارهای مهندسی قابل استفاده نیست اما می‌تواند برای توسعه مدل رفتاری‌های الاستوپلاستیک برای پیش‌بینی رفتار خاک‌های دانه‌ای استفاده شود.

۷- فهرست علائم

علائم انگلیسی

A	مساحت، m^2
d_{50}	قطر متوسط ذرات، mm
E	مدول الاستیسیته تماس، MPa
E_p	انرژی پلاستیک، J
E_{pd}	انرژی تلف شده نیروها و ممان‌ها، J
E_{pr}	انرژی تلف شده با مکانیزم اصطکاکی غلطش، J
E_{ps}	انرژی تلف شده با مکانیزم اصطکاکی لغزش، J
F_c	بردار نیروی تماس
F_n	نیروی تماسی نرمال بین ذرات، N
F_s	نیروی مماسی، N
K_n	سختی نرمال، GPa
K_r	سختی غلطشی، GPa
K_s	سختی تماسی، GPa
L_c	بردار انشعابی
M_r	گشتاور غلطشی بین ذرات
N_c	تعداد تماس‌های داخل یا بر روی مرزهای اندازه‌گیری
N_p	تعداد ذرات مجموعه
\bar{R}	شعاع مؤثر، m
R_1	شعاع انتهای تماس ۱، m
R_2	شعاع انتهای تماس ۲، m
U_n	جاب‌جایی نسبی نرمال، m
U_s	جاب‌جایی نسبی مماسی، m

منابع

- [1] K. Iwashita, M. Oda, Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element method, Powder technology, 109(1-3) (2000) 192-205.
- [2] H. Matsuoka, Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane, Soils and Foundations, 14(2) (1974) 47-61.
- [3] S.N. NASSER, On behavior of granular materials in simple shear, Soils and Foundations, 20(3) (1980) 59-73.
- [4] P. Newland, B. Allely, Volume changes in drained tests on granular materials, Geotechnique, 7(1) (1957) 17-34.
- [5] P.W. Rowe, The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences, 269(1339) (1962) 500-527.
- [6] J. Desrues, R. Chambon, M. Mokni, F. Mazerolle, Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography, Géotechnique, 46(3) (1996) 529-546.
- [7] R.J. Finno, W.W. Harris, M.A. Mooney, G. Viggiani, Strain localization and undrained steady state of sand, Journal of Geotechnical Engineering, 122(6) (1996) 462-473.

- direct shear specimen scale effects, *Géotechnique*, 60(5) (2010) 395-409.
- [20] J. Härtl, J.Y. Ooi, Numerical investigation of particle shape and particle friction on limiting bulk friction in direct shear tests and comparison with experiments, *Powder Technology*, 212(1) (2011) 231-239.
- [21] X. Zhao, Microscale Analysis of Direct Shear Test Using Discrete Numerical Method, in: *Instrumentation, Testing, and Modeling of Soil and Rock Behavior*, 2011, pp. 91-98.
- [22] J. Kozicki, M. Niedostatkiewicz, J. Tejchman, H.-B. Mühlhaus, Discrete results of a direct shear test for granular materials versus FE results, *Granular Matter*, 15(5) (2013) 607-627.
- [23] A.A. Mirghasemi, M. Naeij, The effect of initial elongation of elliptical particles on macro-micromechanical behavior during direct shear test, *Procedia engineering*, 102 (2015) 1476-1483.
- [24] A. Salazar, E. Sáez, G. Pardo, Modeling the direct shear test of a coarse sand using the 3D Discrete Element Method with a rolling friction model, *Computers and Geotechnics*, 67 (2015) 83-93.
- [25] Y. Jiang, Y. Li, Discrete Element Simulation of the Direct Shear Test of Sandy Soil, in: *International Conference on Discrete Element Methods*, Springer, 2016, pp. 801-810.
- [26] S.P.K. Kodicherla, G. Gong, C.K. Moy, L. Fan, K. Kristian, Direct Shear Test Simulations Using DEM, in: *Geotechnical Characterization and Modelling*, Springer, 2020, pp. 849-855.
- [27] M. Nitka, A. Grabowski, Shear band evolution phenomena in direct shear test modelled with DEM, *Powder Technology*, 391 (2021) 369-384.
- [28] Y.-r. Xu, Y. Xu, Numerical simulation of direct shear test of rockfill based on particle breaking, *Acta Geotechnica*, (2021) 1-12.
- [29] P. Cundall, Distinct element models of rock and soil structure, *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*, (1987) 129-163.
- [30] R. White, K. Stone, R. Jewell, Effect of particle size [8] H.-B. Mühlhaus, I. Vardoulakis, The thickness of shear bands in granular materials, *Geotechnique*, 37(3) (1987) 271-283.
- [9] F. Tatsuoka, S. Nakamura, C. HUANG, K. Tani, Strength anisotropy and shear band direction in plane strain tests of sand, *Soils and foundations*, 30(1) (1990) 35-54.
- [10] P. Vermeer, The orientation of shear bands in biaxial tests, *Geotechnique*, 40(2) (1990) 223-236.
- [11] D.M. Wood, Experimental observations of shear band patterns in direct shear tests, University of Cambridge Engineering Department, 1982.
- [12] T. Yoshida, F. Tatsuoka, M. Siddiquee, Y. Kamegai, C.-S. Park, Shear banding in sands observed in plane strain compression, in: *International workshop on and bifurcation theory for soils and rocks*, 1994, pp. 165-179.
- [13] H. Haeri, V. Sarfarazi, Z. Zhu, M.F. Marji, A. Masoumi, Investigation of shear behavior of soil-concrete interface, *Smart Structures and Systems*, 23(1) (2019) 81-90.
- [14] H. Haeri, V. Sarfarazi, M.F. Marji, Investigating the tensile strength of concrete-gypsum interface using the ring type bi-material specimens, *Arabian Journal of Geosciences*, 14 (2021) 1-18.
- [15] A. Dalirnasab, M. Fatehi Marji, H.R. Nejati, M. Mohebbi, Investigating the effects of porosity on the strength and mechanical behaviors of geo-materials' specimens, *Journal of Analytical and Numerical Methods in Mining Engineering*, (2024).
- [16] P.A. Cundall, O.D. Strack, A discrete numerical model for granular assemblies, *geotechnique*, 29(1) (1979) 47-65.
- [17] O. Catherine, C. Liang, Three-dimensional discrete element simulations of direct shear tests, in: *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, Proceedings of the 2nd International PFC Symposium, Japan, 2004, pp. 379-382.
- [18] J. Wang, J. Dove, M. Gutierrez, Discrete-continuum analysis of shear banding in the direct shear test, *Géotechnique*, 57(6) (2007) 513-526.
- [19] J. Wang, M. Gutierrez, Discrete element simulations of

- Computers and Geotechnics, 38(1) (2011) 14-29.
- [34] E. Delfosse-ribay, I. Djeran-Maigre, R. Cabrillac, D. Gouvenot, Shear modulus and damping ratio of grouted sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24 (2004) 461-471.
- [35] Y. Chang, C. Lee, W. Huang, W. Hung, W. Huang, M. Lin, Y. Chen, Evolution of the surface deformation profile and subsurface distortion zone during reverse faulting through overburden sand, Engineering Geology, 184 (2015) 52-70.
- on development in model tests on sand, in: International conference centrifuge 94, 1994, pp. 817-822.
- [31] K. Iwashita, M. Oda, Rolling resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM, Journal of engineering mechanics, 124(3) (1998) 285-292.
- [32] S. Abe, H. Van Gent, J.L. Urai, DEM simulation of normal faults in cohesive materials, Tectonophysics, 512(1-4) (2011) 12-21.
- [33] M. Jiang, H. Yan, H. Zhu, S. Utili, Modeling shear behavior and strain localization in cemented sands by two-dimensional distinct element method analyses,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. R. Javid, M. Hazeghian, M. Abdoli, Comparing the Behavior of Dense Sandy Soils Inside and Outside the Shear Band in the Direct Shear Test Using the Two-dimensional Discrete Element Method, Amirkabir J. Civil Eng., 56(6) (2024) 749-774.

DOI: [10.22060/ceej.2024.22244.7938](https://doi.org/10.22060/ceej.2024.22244.7938)



