

ارتقاء مدل رفتاری ورمر- دبورست به منظور شبیه سازی عددی رفتار برشی مصالح سنگریزه ای

مرتضی سالاری و علی اخترپور*
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

(دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۰۳/۲۳ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۹۵/۰۶/۰۸)

چکیده- وابستگی سختی به سطح تنش، رفتار سخت شونده و اتساعی، همچنین خردشدگی، چرخش و بازتوزیع اندازه ذرات مهم ترین ویژگی ها و پدیده های تغییر شکلی مصالح سنگریزه ای هستند. ورمر و دبورست مدلی الاستوپلاستیک برای شبیه سازی رفتار برشی خاک، بتن و سنگ پیشنهاد داده اند. این مقاله درصدد آن است که مدل مذکور را به شیوه ای ارتقاء دهد تا قابلیت شبیه سازی رفتار برشی مصالح سنگریزه ای را داشته باشد. ارتقاء مدل به واسطه پیشنهاد توابع زاویه اتساع و اصطکاک بسیج شده جدید و نیز روابط جدیدی برای بعضی پارامترهای مدل صورت گرفته است. برای اعتبارسنجی، آزمایش های سه محوری بزرگ مقیاس انجام شده روی مصالح سنگریزه ای پوسته سد مسجد سلیمان با مدل ارتقاء یافته شبیه سازی شده است. نتایج مطالعه نشان می دهد مدل ورمر- دبورست ارتقاء یافته دقت بسیار مناسبی در شبیه سازی عددی رفتار برشی مصالح سنگریزه ای دارد.

واژه های کلیدی: مصالح سنگریزه ای، مدل رفتاری، خردشدگی ذره ای، رفتار اتساعی، رفتار سخت شونده.

An Improvement of Vermeer-de Borst Constitutive Model for Numerical Simulation of the Shear Behavior of Rockfills

M. Salari and A. Akhtarpour*

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

Abstract: The most important features and phenomena of the deformation behavior of rockfills are stress-dependent stiffness, hardening and dilative (or contractive) behaviors, as well as breakage, rotation and redistribution of particle size. An elastoplastic constitutive model has been suggested by Vermeer and de Borst to simulate the shear behavior of soils, concretes and rocks. This research has tried to improve this model for numerical simulation of the shear behavior of rock fills. The

*: مسئول مکاتبات، پست الکترونیکی: Akhtarpour@um.ac.ir

improvement of the model has been performed through proposing new mobilized dilation and friction angles functions and new relationships for some parameters. For validation, a series of large-scale triaxial tests performed on the rockfill shell of Masjed-e-Soleyman dam have been simulated with the improved model. The results show that the improved Vermeer-De Borst model has a good accuracy to simulate the shear behavior of rockfills numerically.

Keywords: Rockfill material, Constitutive model, Particle breakage, Dilative behavior, Hardening behavior.

فهرست علائم

نمونه‌های کرنش‌های اصلی برشی پلاستیک	$\Delta \varepsilon_{sj}^p, j=1,2,3$	چسبندگی بسیج شده (kPa)	C_m
نرخ پارامتر سخت شونده	$\dot{\eta}$	ماتریس سختی	D
فرم نموی پارامتر سخت شونده	$\Delta \eta$	اتساع	d
ضریب ثابت قانون جریان پلاستیک	λ	مدول الاستیک (kPa)	E
ضریب پواسون	ν	سطح تسلیم مدل رفتاری	F
دانسیتته (gr/cm^3)	ρ	تابع پتانسیل مدل رفتاری	G
تنش‌های اصلی	$\sigma_{j,j=1,2,3}$	ضریب افزایشی انقباض	I_c
نرخ تنش	$\dot{\sigma}$	ثابت مدول یانگ	K
تنش برشی	τ	توان وابستگی مدول الاستیک به تنش	n
زاویه اصطکاک در شرایط حجم ثابت (درجه)	ϕ_{cv}	فشار اتمسفر (kPa)	P_a
زاویه اصطکاک بسیج شده در شروع تسلیم (درجه)	ϕ_0	ضریب کاهش اتساع	R_d
زاویه اصطکاک بسیج شده در زمان گسیختگی	ϕ_p	نرخ کرنش	$\dot{\varepsilon}$
زاویه اصطکاک بسیج شده	ϕ_m	نرخ کرنش الاستیک	$\dot{\varepsilon}_e$
زاویه اصطکاک داخلی در $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$	ϕ_s	نرخ کرنش پلاستیک	$\dot{\varepsilon}_p$
ضریب کاهش اصطکاک داخلی حداکثر	$\Delta \phi$	نرخ کرنش‌های اصلی	$\dot{\varepsilon}_{j,j=1,2,3}^p$
زاویه اتساع بسیج شده	ψ_m	کرنش برشی پلاستیک	ε_s^p
زاویه اتساع بسیج شده در زمان گسیختگی	ψ_p	کرنش برشی پلاستیک در زمان گسیختگی	ε_s^f
زاویه اتساع بسیج شده راو	ψ_{mR}	کرنش حجمی پلاستیک	ε_v^p

مهم‌ترین عوامل مؤثر بر رفتار تغییر شکلی و مقاومتی این گونه مصالح هستند. این مصالح دارای ویژگی‌های رفتاری با اهمیتی نظیر رفتار تنش-کرنش سخت شونده [۶، ۷، ۱۰، ۱۴، ۱۶، ۱۹ و ۲۰] و یا نرم شونده [۱، ۳ و ۲۱] هستند. در گذشته مرسوم بود که رفتار مصالح سنگریزه‌ای با مدل‌های رفتاری الاستیک خطی یا الاستیک غیرخطی شبیه‌سازی شود [۲۲ و ۲۳]، اما اکنون مدل‌های رفتاری پیشرفته‌ای بر مبنای نظریه خمیری [۶ و

۱- مقدمه

مصالح سنگریزه‌ای به علت مقاومت بالا و هزینه کم کاربرد فراوانی در ساخت سدها، راه‌ها و ... دارند. مرسوم است که مشخصات مقاومتی و تغییر شکلی این مصالح با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس تعیین می‌شود [۱-۱۳]. شکل ذرات [۵، ۸ و ۱۴]، اندازه ذرات [۱۵-۱۷]، خردشدگی ذرات [۱، ۵، ۹، ۱۱، ۱۵، ۱۷ و ۱۸]، دانسیته مصالح [۱۱] و ...

[۲۰]، مفهوم حالت دست‌خوردگی [۲۴] و حالت بحرانی [۲۵] و [۲۶] برای شبیه‌سازی رفتار برشی مصالح سنگریزه‌ای پیشنهاد شده است.

مدل رفتاری الاستوپلاستیک ورمر-دبورست مدل رفتاری است که قابلیت فراوانی برای مدل‌سازی مصالحی نظیر بتن، سنگ و خاک تحت شرایط بارگذاری برشی دارد [۲۷]. اساس این مدل، بسیج شدن پارامترهای رفتاری آن به صورت توابعی از کرنش پلاستیک است. این مدل دارای سطح تسلیم موهر-کولمب است، اما همان‌طور که گفته شد پارامترهای مقاومتی آن (نظیر، چسبندگی، اصطکاک، اتساع و مقاومت کششی) توابع بسیج شده‌ای از کرنش پلاستیک هستند. همین خصلت مدل موجب شده است که اکثر ویژگی‌های رفتاری مصالح ژئوتکنیکی به‌خوبی با کمک آن قابل شبیه‌سازی باشند. پیش از این، تلاش‌های متعددی برای مدل‌سازی پیچیده‌گی‌های رفتاری مصالح سنگی [۲۸ و ۲۹]، ماسه‌ای [۳۰ و ۳۱] با کمک پارامترهای بسیج شده انجام شده است. در همین راستا، این پژوهش سعی دارد با معرفی توابع زاویه اتساع و اصطکاک بسیج شده جدیدی برای پارامترهای مذکور در رفتاری مدل ورمر-دبورست و همچنین روابط جدید وابسته به تنش همه‌جانبه‌ای برای بعضی از دیگر پارامترهای آن، این مدل رفتاری را به‌گونه‌ای ارتقاء دهد که از یک طرف قابلیت شبیه‌سازی عددی اصلی‌ترین ویژگی‌های رفتاری مصالح سنگریزه‌ای را در شرایط بارگذاری برشی داشته باشد و از سوی دیگر، امکان ارزیابی کمی تأثیر پدیده‌های تغییر شکلی مصالح سنگریزه‌ای نظیر خردشدگی، چرخش، لغزش و بازتوزیع اندازه ذرات بر رفتار تغییر شکلی آنها میسر باشد. جهت اعتبارسنجی مدل ورمر-دبورست ارتقاء یافته، آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس انجام شده روی مصالح سنگریزه‌ای پوسته سد مسجد سلیمان با آن شبیه‌سازی شده است.

۲- مدل رفتاری ورمر-دبورست

ورمر و دبورست [۲۷] مدلی رفتاری الاستوپلاستیک برای شبیه‌سازی رفتار تغییر شکلی مصالح بتنی، سنگی و خاکی

پیشنهاد دادند. همان‌طور که ذکر شد این مدل مبتنی بر سطح تسلیم مدل موهر-کولمب است، با این تفاوت که پارامترهای مدل موهر-کولمب (چسبندگی، اصطکاک، اتساع و مقاومت کششی) می‌توانند به صورت توابعی از کرنش پلاستیک تغییر کنند. در ادامه جزئیات این مدل تشریح می‌شود.

۲-۱- پارامتر سخت شونده‌گی

به لحاظ نظری نرخ کرنش ($\dot{\epsilon}$) به دو مؤلفه تقسیم می‌شود: مؤلفه الاستیک ($\dot{\epsilon}_e$) و مؤلفه پلاستیک ($\dot{\epsilon}_p$):

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_e + \dot{\epsilon}_p \quad (1)$$

بر طبق نظریه الاستیسیته اگر D ماتریس سختی الاستیک مصالح باشد، آنگاه:

$$\dot{\epsilon}_e = D^{-1} \dot{\sigma} \quad (2)$$

از سوی دیگر، بر طبق نظریه پلاستیسیته قانون جریان عبارت است از:

$$\dot{\epsilon}_p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (3)$$

که G تابع پتانسیل مدل است و λ ضریبی غیرمنفی یا صفر است. این ضریب در زمانی که شرایط تنش در محدوده الاستیک یا باربرداری قرار داشته باشد، صفر است.

تفاوت مدل‌های الاستوپلاستیک کامل (نظیر مدل موهر-کولمب) و مدل‌های الاستوپلاستیک سخت شونده همگن (نظیر، مدل ورمر-دبورست) در محدوده الاستیک و تابع تسلیم (F) است. از نظر ورمر و دبورست در مدل‌های الاستوپلاستیک سخت شونده همگن، محدوده الاستیک به کرنش پلاستیک هر جزء مصالح بستگی دارد. زمانی سخت شونده‌گی همگن است که محدوده الاستیک اولیه به‌عنوان تابعی از تغییر شکل پلاستیک قابل توسعه باشد البته به شرطی که مرکز سطح تسلیم (F) در حین بارگذاری تغییر نکند [۲۷]. در نتیجه، اندازه‌گیری کرنش پلاستیک باید در سطح تسلیم گنجانده شود و سطح تسلیم به صورت زیر باشد:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \dot{\eta}) = 0 \quad (4)$$

پارامتر $\dot{\eta}$ را نرخ پارامتر سخت شونده می‌گویند. از این پارامتر برای اندازه‌گیری کرنش پلاستیک در مدل استفاده می‌شود. از نظر ورمر و دبورست این پارامتر بر طبق رابطه (۵) به نرخ کرنش‌های اصلی پلاستیک مرتبط است:

$$\dot{\eta} = \frac{\partial \eta}{\partial t} = \sqrt{\frac{2}{3} (\dot{\varepsilon}_1^p)^2 + (\dot{\varepsilon}_2^p)^2 + (\dot{\varepsilon}_3^p)^2} \quad (5)$$

هدف اصلی از پیشنهاد این مدل، شبیه‌سازی رفتار برشی مصالحی نظیر بتن، سنگ و خاک بوده است، بنابراین مورد قبول‌ترین کرنش پلاستیک، همان کرنش برشی پلاستیک است که پارامتر سخت شونده برای اندازه‌گیری آن در مدل مورد استفاده قرار گیرد. مدل ورمر-دبورست تحت عنوان مدل «سخت شونده / نرم شونده کرنش» یکی از مدل‌های پیش فرض برنامه تفاضل محدود FLAC است [۳۲]. در این برنامه، کرنش برشی پلاستیک به وسیله پارامتر سخت شونده η ، که فرم نموی آن مطابق رابطه (۶) تعریف شده است، اندازه‌گیری می‌شود:

$$\Delta \eta = \sqrt{\frac{1}{2} ((\Delta \varepsilon_{s1}^p - \Delta \varepsilon_{sm}^p)^2 + (\Delta \varepsilon_{s2}^p)^2 + (\Delta \varepsilon_{s3}^p - \Delta \varepsilon_{sm}^p)^2)} \quad (6)$$

در این رابطه $\Delta \varepsilon_{sj}^p, j=1,3$ و $\Delta \varepsilon_{sm}^p = \frac{1}{2} (\Delta \varepsilon_{s1}^p + \Delta \varepsilon_{s3}^p)$ نموهای کرنش برشی پلاستیک اصلی هستند.

۲-۲- پوش تسلیم و تابع پتانسیل

در مدل رفتاری ورمر-دبورست پارامترهای مقاومتی موهر-کولمب به صورت توابعی از کرنش برشی پلاستیک تعریف شده‌اند. سطح تسلیم این مدل مطابق با رابطه (۷) تعریف می‌شود:

$$F^s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi_m}{1 + \sin \phi_m} + \tau_{cm} \sqrt{\frac{1 - \sin \phi_m}{1 + \sin \phi_m}} \quad (7)$$

در این رابطه F^s تابع تسلیم برشی و σ_1 و σ_3 تنش‌های

اصلی بزرگ‌تر و کوچک‌تر هستند. همچنین ϕ_m ، c_m به ترتیب زاویه اصطکاک بسیج شده و چسبندگی بسیج شده در مدل هستند. البته برای مصالح دانه‌ای فاقد چسبندگی (مانند، مصالح سنگریزه‌ای)، سطح تسلیم بر طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi_m}{1 + \sin \phi_m} \quad (8)$$

در این مدل قانون جریان در برش از نوع غیر وابسته است و تابع پتانسیل پلاستیک مدل به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 - \sin \psi_m}{1 + \sin \psi_m} \quad (9)$$

در این رابطه ψ_m زاویه اتساع بسیج شده است.

در این مدل، رفتار سخت شونده یا نرم شونده تنش-کرنش مصالح با تغییر در زاویه اصطکاک بسیج شده ϕ_m مدل‌سازی می‌شود. همچنین، رفتار تغییر شکلی اتساعی (یا انقباضی) نیز با تغییرات زاویه اتساع بسیج شده ψ_m شبیه‌سازی می‌شود.

۳- ارتقاء مدل رفتاری ورمر-دبورست

وابستگی سختی به سطح تنش، رفتار سخت شونده (یا نرم شونده) و رفتار اتساعی (یا انقباضی) از مهم‌ترین ویژگی‌های مصالح سنگریزه‌ای هستند. در این بخش سعی شده است مدل رفتاری الاستوپلاستیک ورمر-دبورست به گونه‌ای ارتقاء یابد تا اینگونه خصلت‌های مصالح سنگریزه‌ای با استفاده از این مدل به خوبی قابل شبیه‌سازی باشد.

۳-۱- وابستگی سختی به سطح تنش

تقریباً در همه مصالح ژئوتکنیکی وابستگی سختی به سطح تنش مشاهده می‌شود. برای در نظر گرفتن این وابستگی در مدل رفتاری ورمر-دبورست رابطه (۱۰) (که ابتدا توسط دانکن و چانک [۳۳] پیشنهاد شده است) مورد استفاده قرار گرفته است. محققینی نیز اعتبار این معادله را برای انواع خاک‌ها و سنگ‌ها تحت شرایط متفاوت آزمایشگاهی و صحرایی به اثبات رسانده‌اند [۹، ۲۳، ۳۳ و ۳۵]:

$$E = KP_a \left(\frac{\sigma_r}{P_a} \right)^n \quad (10)$$

در رابطه (۱۰)، E ضریب یانگ، K پارامتر ثابت مدول الاستیک، P_a فشار اتمسفر و n توان وابستگی مدول الاستیک به تنش همه جانبه هستند.

۳-۲- رفتار سخت شوندهگی اصطکاکی

همان‌طور که گفته شد در مدل رفتاری ورم-دبورست رفتار سخت شونده مصالح با تغییر در زاویه اصطکاک بسیج شده ϕ_m مدل‌سازی می‌شود. ورمو دبورست [۲۷] رابطه تجربی (۱۱) را برای شبیه‌سازی رفتار سخت شوندهگی اصطکاکی مصالح ژئوتکنیکی پیشنهاد دادند. مطابق این رابطه، زاویه اصطکاک بسیج شده، ϕ_m ، به کرنش برشی پلاستیک، ε_s^p ، وابسته است و تا رسیدن به مقدار حداکثر خود، ϕ_p ، به تدریج افزایش می‌یابد:

$$\sin \phi_m = \begin{cases} \sqrt{\frac{\varepsilon_s^p \times \varepsilon_s^f}{\varepsilon_s^p + \varepsilon_s^f}} \sin \phi_p & \text{for } \varepsilon_s^p \leq \varepsilon_s^f \\ \sin \phi_p & \text{for } \varepsilon_s^p > \varepsilon_s^f \end{cases} \quad (11)$$

در رابطه فوق، ε_s^f کرنش برشی پلاستیک در زاویه اصطکاک حداکثر، ϕ_p ، است.

در مصالح سنگریزه‌ای دارای رفتار سخت شونده، زاویه اصطکاک بسیج شده ϕ_m همگام با افزایش کرنش برشی پلاستیک از یک میزان اولیه ϕ_0 تا رسیدن به مقدار حداکثر ϕ_p به تدریج افزایش می‌یابد. در رابطه (۱۱) فرض شده است که زاویه اصطکاک بسیج شده اولیه صفر است که این فرض برای مصالح سنگریزه‌ای صحیح به نظر نمی‌رسد. لذا رابطه (۱۲) که صورت کلی‌تر رابطه (۱۱) است توسط مؤلفین پیشنهاد می‌شود:

$$\sin \phi_m = \begin{cases} \sin \phi_0 + \frac{\sqrt{\varepsilon_s^p \times \varepsilon_s^f}}{\varepsilon_s^p + \varepsilon_s^f} (\sin \phi_p - \sin \phi_0) & \text{for } \varepsilon_s^p \leq \varepsilon_s^f \\ \sin \phi_p & \text{for } \varepsilon_s^p > \varepsilon_s^f \end{cases} \quad (12)$$

روش‌های عددی در مهندسی، سال ۳۶، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۶

۳-۳- رفتار اتساعی (انقباضی)

همان‌طور که ذکر شد در مدل ورم-دبورست رفتار اتساعی (انقباضی) با تغییرات زاویه اتساع بسیج شده ψ_m شبیه‌سازی می‌شود. راو [۳۶] همبستگی را برای شبیه‌سازی تغییرات زاویه اتساع بسیج شده در مصالح ژئوتکنیکی به شرح روابط (۱۳) و (۱۴) پیشنهاد کرد:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (13)$$

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi_p - \sin \psi_p}{1 - \sin \phi_p \sin \psi_p} \quad (14)$$

در این روابط ψ_m و ψ_p به ترتیب زاویه اتساع بسیج شده و زاویه اتساع حداکثر هستند. پارامتر ϕ_{cv} زاویه اصطکاک در حالت تخلخل بحرانی و یا زاویه اصطکاک حجم ثابت مصالح است.

زیو و سانگ [۲۵] مدعی شدند که رابطه (۱۳) بایستی قبل از مدل‌سازی رفتار اتساعی مصالح سنگریزه‌ای اصلاح شود. مهم‌ترین دلایل ایشان به شرح زیر خلاصه می‌شود:

۱- شکل ذره‌ای مصالح سنگریزه‌ای نامنظم است، در حالی که رابطه راو از تحلیلی ایده‌آل‌سازی شده بر میله‌ها و کره‌ها به دست آمده است.

۲- خردشدگی مصالح، چرخش و تغییر آرایش ذرات، علل اصلی تغییر شکل مصالح سنگریزه‌ای هستند، در حالی که لغزش ذره‌ای عمده‌ترین مکانیزم در نظر گرفته شده در نظریه اتساعی راو است.

۳- توزیع اندازه ذرات (PSD) در نظریه اتساع راو به‌طور قابل توجهی با توزیع اندازه ذرات مصالح سنگریزه‌ای متفاوت است.

۴- اعتبار رابطه اتساعی راو عمدتاً بر مبنای آزمایش روی ماسه‌ها یا توپ‌های فولادی سنجیده شده است، در حالی که این مصالح دارای قابلیت خردشدگی کمتری نسبت به مصالح سنگریزه‌ای هستند.

در نتیجه، زیو و سانگ معادله راو (رابطه (۱۳)) را برای مصالح سنگریزه‌ای به صورت زیر اصلاح کردند:

الاستیک کاهش حجم می‌دهند و سپس اتساع کرده و افزایش حجم برگشت‌ناپذیر دارند. اما اگر مصالح دارای تراکم کم باشند و یا دارای پتانسیل خردشدگی، چرخش و تغییر آرایش ذره‌ای باشند، پیش از شروع اتساع و افزایش حجم (فاز اتساع)، کرنش‌های حجمی پلاستیک انقباضی در آنها به‌وجود می‌آید (فاز انقباض). بزرگی این کرنش‌های انقباضی بستگی به شدت وقوع پدیده‌های تغییر شکلی مذکور در مصالح دارد. در مواردی ممکن است میزان کرنش‌های حجمی انقباضی در حدی باشد که مصالح در ادامه دچار اتساع نشوند یا اتساع بسیار ناچیزی داشته باشند.

با توجه به توضیحات فوق، بدیهی است هر چقدر میزان کرنش‌های حجمی انقباضی اولیه بیشتر باشد، شیب نمودار کرنش حجمی - کرنش محوری تندتر خواهد بود و همچنین میزان اتساع d و بالتبع میزان زاویه اتساع بسیج شده منفی‌تر است (یعنی عدد منفی کوچک‌تری است). از آنجایی که در رابطه (۱۵)، ضریب کاهش، R ، مثبت و کمتر از یک است، در مراحل اولیه بارگذاری (فاز انقباض) مقادیر زاویه اتساع بسیج شده به‌دست آمده از رابطه اتساع راو (رابطه (۱۳)) منفی‌تر از مقادیر به‌دست آمده از رابطه (۱۵) هستند. بنابراین، در این فاز، مدل رفتاری سخت شونده ورم - دپورست اگر با رابطه (۱۵) اصلاح شده باشد، کرنش‌های حجمی انقباضی کمتری نسبت به زمانی که با رابطه (۱۳) اصلاح شده باشد، پیش‌بینی می‌کند. بعضی مصالح سنگریزه‌ای نظیر مصالح پوسته‌سده مسجد سلیمان دارای پتانسیل خردشدگی ذره‌ای بالایی هستند [۸ و ۹]. به‌عبارت دیگر، در این مصالح در همان مراحل اولیه بارگذاری، کرنش‌های حجمی انقباضی قابل توجهی به‌وقوع می‌پیوندد. لذا مدل رفتاری که با کمک رابطه (۱۵) اصلاح شود، نمی‌تواند کرنش‌های حجمی انقباضی به‌وجود آمده در این مصالح را به‌خوبی پیش‌بینی کند. علاوه بر این، نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس انجام شده روی مصالح سنگریزه‌ای پوسته‌سده مسجد سلیمان (که در بخش ۴ این مقاله آورده شده است) نشان می‌دهد که در مراحل اولیه

روش‌های عددی در مهندسی، سال ۳۶، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۶

$$\sin \psi_m = R_d \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (15)$$

در این رابطه R_d ضریب کاهش اتساع است و مقدار آن کمتر از یک است. این ضریب تأثیر توزیع اندازه ذره‌ای، خردشدگی ذره‌ای، چرخش و تغییر آرایش ذرات را بر رفتار تغییر شکلی مصالح سنگریزه‌ای انعکاس می‌دهد. طبق تعریف اتساع d عبارت است از:

$$d = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} \quad (16)$$

که ε_s^p و ε_v^p به‌ترتیب کرنش حجمی پلاستیک و کرنش برشی پلاستیک هستند. با صرف‌نظر کردن از کرنش الاستیک اتساعی تحت شرایط سه‌محوری رابطه (۱۷) به‌دست می‌آید:

$$d = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p - \frac{1}{3}d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}}{1 - \frac{1}{3}\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}} \quad (17)$$

که ε_1 ، ε_s ، ε_v به‌ترتیب کرنش حجمی، کرنش برشی و کرنش محوری هستند. اگر کرنش‌های حجمی انقباضی را مثبت و کرنش محوری فشاری را نیز مثبت در نظر بگیریم با توجه به رابطه (۱۷) زمانی که شیب نمودار کرنش حجمی - کرنش محوری مثبت باشد، مقدار اتساع d مثبت است، یعنی مصالحی که تحت بارگذاری برشی هستند، در حال کاهش حجم و انقباض هستند. اما اگر شیب نمودار مذکور منفی باشد، مقدار اتساع d منفی است، یعنی مصالحی که تحت برش هستند در حال اتساع و افزایش حجم هستند. از سوی دیگر بر طبق نظریه راو، رابطه اتساع و زاویه اتساع بسیج شده مطابق رابطه (۱۸) است:

$$d = -\frac{\varepsilon \sin \psi_m}{3 - \sin \psi_m} \quad (18)$$

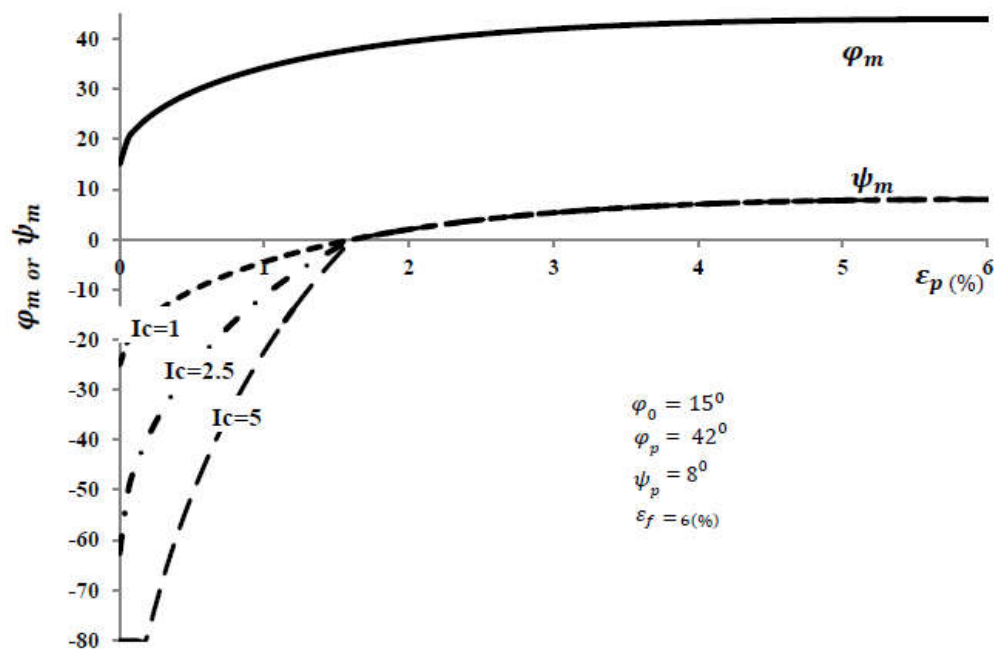
براساس این رابطه، زمانی که زاویه اتساع بسیج شده منفی باشد، مقدار اتساع d مثبت است. اما زمانی که زاویه اتساع بسیج شده مثبت است، مقدار اتساع d منفی است.

در بارگذاری‌های برشی نظیر آزمایش سه‌محوری، در مراحل اولیه بارگذاری مصالح دانه‌ای متراکم ابتدا در محدوده

بارگذاری برشی، حتی مدل رفتاری ای که با رابطه راو (رابطه ۱۳)) اصلاح شده باشد نیز نمی‌تواند به‌خوبی کرنش‌های حجمی انقباضی این مصالح را به‌خوبی پیش‌بینی کند. در یک جمع‌بندی می‌توان گفت که هرچند ژئو و یانگ به‌خوبی به ضعف‌های رابطه اتساع راو در پیش‌بینی رفتار اتساعی مصالح سنگریزه‌ای پی بردند، اما به‌نظر می‌رسد رابطه پیشنهادی ایشان جامعیت لازم در برآورد کرنش‌های حجمی انقباضی ندارد و دلیل چهارم ژئو و سانگ برای اصلاح رابطه راو به‌خوبی در رابطه پیشنهادی‌شان منعکس نشده است. ایشان برای اعتبارسنجی رابطه اتساع بسیج شده (۱۵) از نتایج آزمایشات سه‌محوری بزرگ مقیاس انجام شده توسط واردارجان و همکاران [۲۰] استفاده کردند. این آزمایش‌ها روی مصالح سنگریزه‌ای تیز گوشه آهکی (حاصل از انفجار) و مصالح سنگریز گرد تا نیمه گرد رودخانه‌ای انجام شده بود. نتایج این آزمایش‌ها نشان داد که میزان کرنش‌های حجمی این مصالح حداکثر ۱/۵ درصد در تنش محصور کننده ۱۲۰۰ کیلوپاسکال است، در حالی که برای مصالح سنگریزه ای کنگلومرایی نظیر مصالح سد مسجد سلیمان، میزان کرنش‌های حجمی انقباضی مصالح در تنش‌های محصور کننده یکسان (همان ۱۲۰۰ کیلوپاسکال) به‌علت پتانسیل شدید خردشدگی تا چندین برابر مقدار مذکور است (حدود ۵ درصد). البته در مراحل انتهایی بارگذاری (فاز اتساع و افزایش حجم) مدل رفتاری اصلاح شده با رابطه (۱۵) می‌تواند کرنش‌های حجمی اتساعی کمتری نسبت به مدل رفتاری اصلاح شده با رابطه (۱۳) پیش‌بینی کند. با این توصیف، ضریب کمتر از یک R_d به‌خوبی می‌تواند منعکس کننده اثرات تغییر شکلی ناشی از خردشدگی مصالح، چرخش و بازتوزیع ذره‌ای و... در مرحله اتساع و افزایش حجم مصالح سنگریزه‌ای باشد. با در نظر گرفتن این نتایج، در این پژوهش رابطه اتساع بسیج شده (۱۹) که صورت جامع‌تری نسبت به روابط (۱۳) و (۱۵) دارد، توسط مؤلفین پیشنهاد می‌شود:

$$\sin \psi_m = \begin{cases} \sin(I_c \cdot \psi_{mR}) & \psi_{mR} \leq 0^\circ \\ \sin(R_d \cdot \psi_{mR}) & \psi_{mR} > 0^\circ \end{cases} \quad (19)$$

در رابطه فوق ψ_{mR} همان زاویه اتساع بسیج شده‌ای است که از رابطه راو (برحسب درجه) به‌دست آمده است. I_c ضریب انقباضی بزرگ‌تر از صفر است که می‌تواند بیشتر از واحد باشد. این ضریب شاخص مناسبی برای ارزیابی کمی شدت تأثیر پدیده‌های تغییر شکلی نظیر خردشدگی، چرخش، بازتوزیع ذره‌ای مصالح سنگریزه‌ای در فاز انقباض یا کاهش حجم است. هر چه این ضریب بیشتر باشد، زوایای اتساع بسیج شده در مرحله انقباض منفی تر هستند و شیب نمودار کرنش حجمی - کرنش محوری تندتر است. در نتیجه، کرنش‌های حجمی انقباضی ناشی از پدیده‌های تغییر شکلی مذکور بیشتر است. البته مقدار این ضریب بایستی به‌گونه‌ای انتخاب شود که همواره شرط $I_c \cdot \psi_{mR} > -9^\circ$ برقرار باشد. اما ضریب R_d همان ضریب کاهش اتساع است و مقدارش کوچک‌تر از واحد است. این ضریب نیز شاخص مناسبی برای ارزیابی کمی شدت تأثیر پدیده‌های تغییر شکلی نظیر خردشدگی، چرخش، بازتوزیع ذره‌ای مصالح سنگریزه‌ای در مرحله اتساع و افزایش حجم مصالح است. هر چه قدر این ضریب کمتر باشد تأثیر پدیده‌های تغییر شکلی مذکور در مرحله اتساع مصالح بیشتر است. این ضرایب در رابطه (۱۹) مستقیماً بر زاویه اتساع بسیج شده راو اعمال می‌شود (نه بر سینوس این زاویه) لذا می‌توانند بر روند تغییرات زاویه اتساع بسیج شده با دقت بهتری تأثیرگذار باشند. شکل (۱) منحنی تغییرات مقادیر زاویه اتساع بسیج شده را به‌ازای مقادیر مختلف I_c نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود، در مراحل اولیه بارگذاری برشی (فاز انقباضی مصالح با زوایای اتساع بسیج شده منفی)، با افزایش مقدار I_c مقادیر زوایای اتساع بسیج شده منفی تر می‌شوند. بدیهی است مصالح دارای کرنش‌های حجمی انقباضی بزرگ‌تر دارای مقادیر بزرگ‌تری از ضریب I_c خواهند بود. لازم به‌ذکر است برای در نظر گرفتن تأثیر فشار همه جانبه روی پدیده‌های تغییر شکلی مذکور (به‌ویژه خردشدگی مصالح) ضرایب I_c و R_d می‌توانند به‌صورت



شکل ۱- تغییرات زاویه اصطکاک و اتساع بسیج شده در برابر کرنش برشی پلاستیک

توابعی از تنش محصور کننده در نظر گرفته شوند.

۴-۳- اعتبار سنجی مدل رفتاری ورم-دبورت ارتقاء یافته

در این بخش دقت مدل رفتاری ورم-دبورت ارتقاء یافته از طریق شبیه‌سازی رفتار برشی مصالح سنگریزه‌ای ارزیابی شده است. مصالح سنگریزه‌ای منتخب، مصالح مورد استفاده در پوسته سد سنگریزه‌ای مسجد سلیمان هستند. این مصالح شامل مصالح شکسته حاصل از انفجار در معدن سنگ سد هستند. جنس آنها کنگلومرا با سیمان آهکی مقاوم است. همان‌طور که گفته شد، در مهندسی ژئوتکنیک استفاده از آزمایش سه‌محوری بزرگ مقیاس برای تعیین مشخصات رفتاری برشی مصالح سنگریزه‌ای متداول است. به همین منظور، سه سری (هرسری با سه تنش همه جانبه) آزمایش سه‌محوری بزرگ مقیاس روی مصالح سنگریزه‌ای سد مسجد سلیمان انجام شده است.

پس از اصلاح دانه‌بندی مصالح سنگریزه‌ای پوسته سد مسجد سلیمان به روش دانه‌بندی موازی [۶ و ۳۷]، مجموعه‌ای از آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس روی این مصالح در آزمایشگاه دانشگاه کالسروهه انجام شده است [۳۸]. نمونه‌هایی

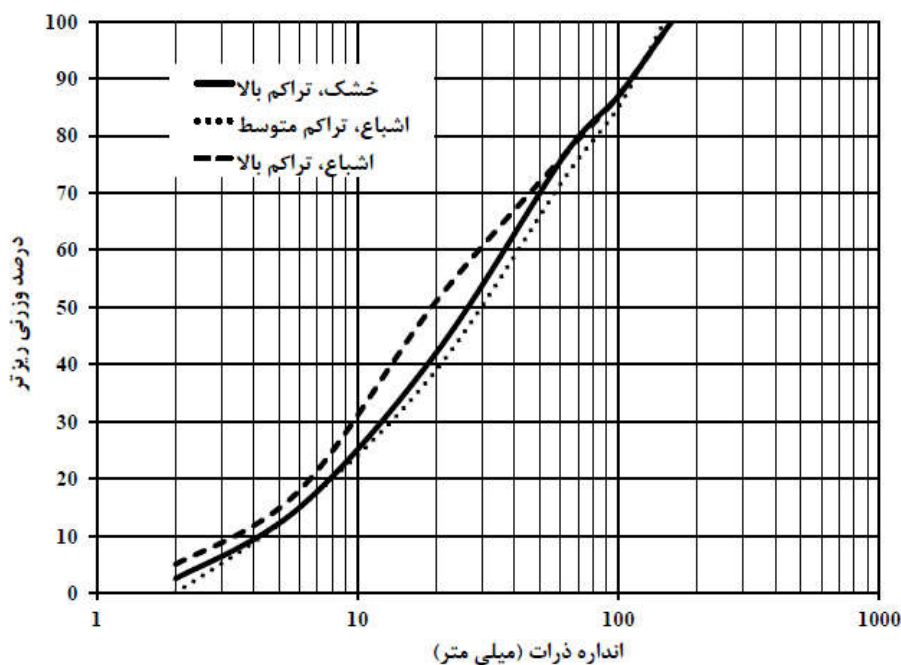
۴-۳- زاویه اصطکاک و اتساع حداکثر

آزمایش‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهند که برای مصالح سنگریزه‌ای زاویه اصطکاک حداکثر وابسته به سطح تنش است. این وابستگی توسط رابطه (۲۰) در مدل رفتاری ورم-دبورت گنجانده شده است:

$$\phi_p = \phi_s - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma_p}{P_a}\right) \quad (20)$$

ϕ_p زاویه اصطکاک حداکثر، σ_p تنش اصلی حداقل، ϕ_s زاویه اصطکاک داخلی در $\sigma_p = 100 \text{ kPa}$ ، $\Delta\phi$ ضریب کاهش زاویه اصطکاک در مقابل تنش محصورکننده به ازای هر ۱۰ واحد افزایش در (σ_p/P_a) است.

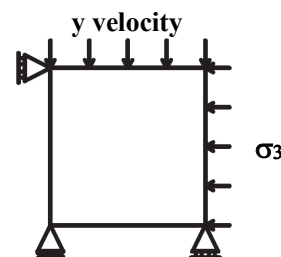
در مصالح ژئوتکنیکی، مقدار زاویه اتساع حداکثر ψ_p نیز وابسته به تنش همه جانبه است. عموماً این کمیت با افزایش تنش همه جانبه کاهش می‌یابد. این وابستگی نیز با توابعی (خطی) در مدل رفتاری مذکور در نظر گرفته شده است.



شکل ۲- توزیع دانه‌بندی نمونه‌های سنگریزه‌ای مورد آزمایش

استفاده از نرم‌افزار FLAC صورت گرفته است. مدل‌سازی روی یک تک‌المان و در شرایط تقارن محوری با در نظر گرفتن شرایط مرزی مناسب انجام پذیرفته است (شکل (۳)). کلیه توابع و روابط معرفی شده در بخش قبل (۱۰، ۱۲، ۱۴، ۱۹ و ۲۰) با استفاده از قابلیت برنامه‌نویسی نرم‌افزار (FISH) به مدل رفتاری اعمال شده است. برنامه کدنویسی شده در هر گام از تحلیل، کرنش‌های برشی پلاستیک را محاسبه و سپس با کمک توابع و روابط تعریف شده کلیه پارامترهای مدل را به‌روزرسانی می‌کند. کلیه پارامترهای معرفی شده در بخش ۳ از طریق انجام آزمون خطاهای متعددی (تغییر اندازه کمی پارامترها) با هدف انطباق حداکثری نتایج محاسبه شده و اندازه‌گیری شده تعیین شده است.

منحنی‌های تنش انحرافی و کرنش حجمی در برابر کرنش محوری حاصل از آزمایش‌های سه محوری و مدل عددی برای شرایط متفاوت اولیه در شکل‌های (۴) تا (۶) آورده شده است. نمودارها در دو حالت ارائه شده است: حالت اول، تابع پتانسیل مدل رفتاری ورمر-دبورست بر پایه تابع اتساع بسیج شده

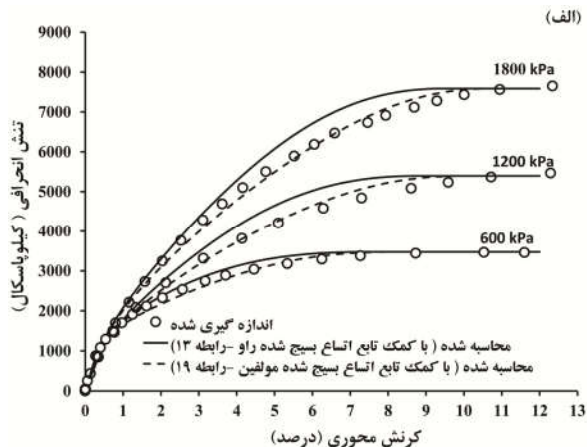
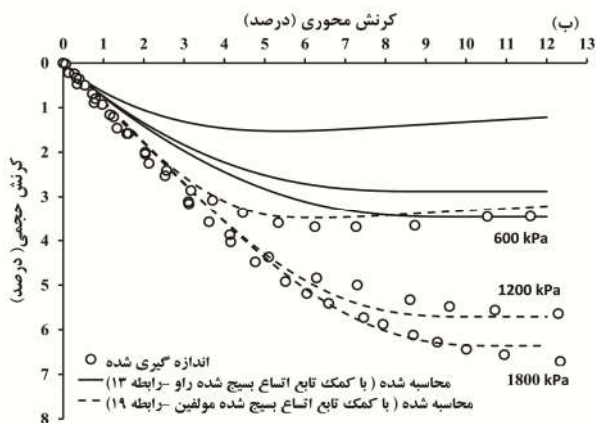


شکل ۳- شرایط مرزی تک‌المان مدل شده

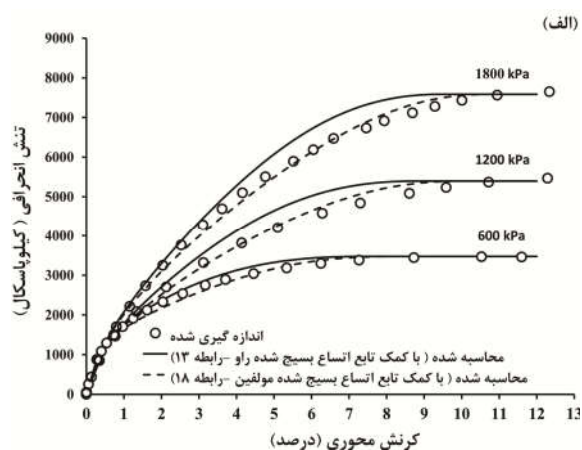
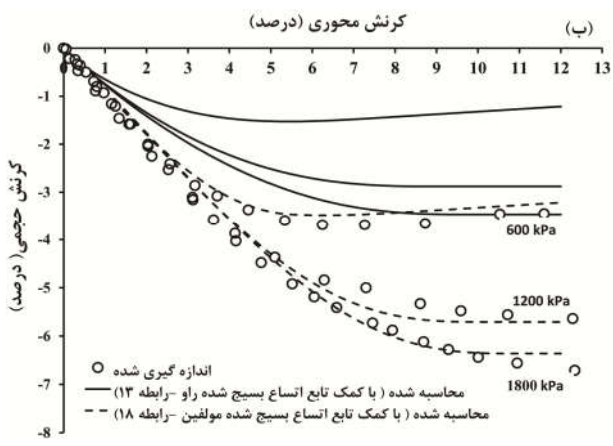
مورد آزمایش دارای قطر ۸۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۸۰ سانتی‌متر هستند. آزمایش‌ها در سه وضعیت، (۱) بسیار متراکم خشک، (۲) بسیار متراکم اشباع و (۳) تراکم متوسط اشباع صورت گرفته است. دانه‌بندی اولیه مصالح مورد آزمایش در شکل (۲) نشان داده شده است. کلیه نمونه‌ها ابتدا تحت فشار جانبی قرار گرفته و سپس در شرایط زهکشی شده تا کرنش محوری ۱۲ درصد تحت بار انحرافی قرار گرفته‌اند.

۱-۴- شبیه‌سازی عددی آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس
شبیه‌سازی عددی آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس با

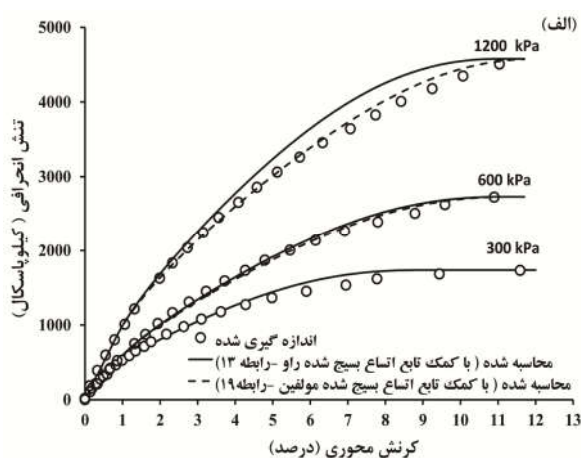
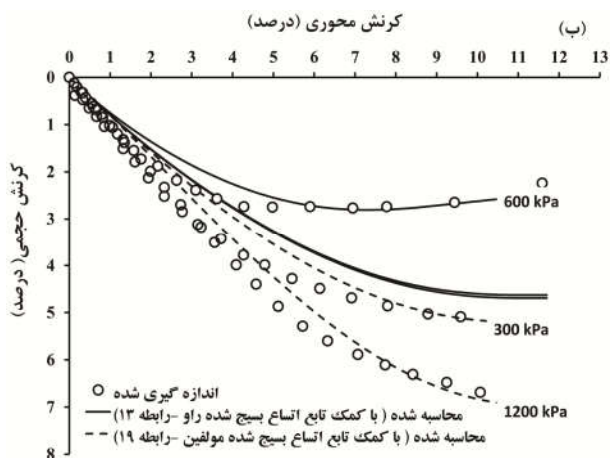
روش‌های عددی در مهندسی، سال ۳۶، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۶



شکل ۴- مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده و شبیه‌سازی شده آزمون سه محوری بزرگ مقیاس برای نمونه‌های خشک و با تراکم بالا



شکل ۵- مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده و شبیه‌سازی شده آزمون سه محوری بزرگ مقیاس برای نمونه‌های اشباع و با تراکم بالا



شکل ۶- مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده و شبیه‌سازی شده آزمون سه محوری بزرگ مقیاس برای نمونه‌های اشباع و با تراکم متوسط

جدول ۱- پارامترهای مدل رفتاری ورم-دبورست ارتقاء یافته برای مصالح سنگریز

پارامتر	خشک (تراکم بالا)	اشباع (تراکم بالا)	اشباع (تراکم متوسط)
$\rho(\frac{gr}{cm^3})$	۲	۲	۱/۸
σ_r (kPa)	۶۰۰،۱۲۰۰،۱۸۰۰	۳۰۰،۶۰۰،۱۲۰۰	۳۰۰،۶۰۰،۱۲۰۰
n	$\begin{cases} -۰/۳۷ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۱۲ \\ +۰/۲۱ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۱۲ \end{cases}$	۰/۷۴	۰/۲۷
K	$\begin{cases} ۶۰۳۰ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۱۲ \\ ۱۴۳۴ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۱۲ \end{cases}$	۵۵۶	۴۵۷
v	۰/۱	۰/۱	۰/۱
ϵ_s^f (%)	۶	۶	۶
ϕ_o	$۴۶ - ۲۵ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۴۳/۷ - ۳۱/۶ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۲۲/۸ - ۷ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$
ϕ_p	$۵۴/۳۳ - ۸/۸ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۵۷/۳۴ - ۱۳/۳ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۵۳/۴ - ۱۱/۶۳ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$
I_e	۵	$۰/۸۲(\frac{\sigma_r}{P_a}) - ۰/۲۵$	$۰/۳۷۵(\frac{\sigma_r}{P_a}) - ۰/۳۷۵$
R_d	۱	۱	۱
ψ_p	$\begin{cases} ۱/۵ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۳ \\ ۰/۰ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۳ \end{cases}$	$\begin{cases} ۶ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۳ \\ ۰/۰ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۳ \end{cases}$	$\begin{cases} ۲/۵ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۳ \\ ۰/۰ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۳ \end{cases}$

شبهه‌سازی کرنش‌های حجمی مصالح سنگریزه‌ای مورد آزمایش را دارد. در حالی که اگر از رابطه اتساع بسیج شده راو (رابطه (۱۳)) برای ارتقاء تابع پتانسیل مدل رفتاری ورم-دبورست استفاده شود، کرنش‌های حجمی انقباضی محاسبه شده به مراتب کمتر از مقادیر کرنش‌های حجمی واقعی این مصالح پیش‌بینی خواهند شد. پارامترهای مدل رفتاری ارتقاء یافته ورم-دبورست برای مصالح سنگریزه‌ای در شرایط مذکور در جدول (۱) آورده شده است. لازم به ذکر است در مدل رفتاری ارتقاء یافته با تابع اتساع بسیج شده راو کلیه پارامترهای رفتاری موجود در جدول (۱) به جز ضریب

پیشنهادی مؤلفین (رابطه (۱۹)) اصلاح شده است و حالت دوم، تابع پتانسیل مدل رفتاری ورم-دبورست بر پایه تابع اتساع بسیج شده راو (رابطه (۱۳)) اصلاح شده است. کلیه روابط استفاده شده برای اصلاح مدل رفتاری به جز تابع اتساع بسیج شده در این دو حالت یکسان بوده است. با توجه به این اشکال مشاهده می‌شود که مدل رفتاری ورم-دبورست ارتقاء یافته رفتار سخت شوندگی اصطکاکی مصالح سنگریزه‌ای مورد آزمایش را به خوبی شبهه‌سازی می‌کند. از سوی دیگر، مدل رفتاری ارتقاء یافته با کمک تابع اتساع بسیج شده مؤلفین (رابطه (۱۹)) با دقت بسیار خوبی قابلیت

۵- نتیجه گیری

همان‌طور که ذکر شد هدف اصلی این مقاله پیشنهاد مدلی رفتاری مناسب برای شبیه‌سازی عددی ویژگی‌های اصلی مصالح سنگریزه‌ای نظیر وابستگی سختی به تنش همه‌جانبه، رفتار تنش- کرنش سخت شونده و رفتار تغییر شکلی اتساعی (انقباضی) در شرایط بارگذاری برشی است. برای این منظور در این پژوهش سعی شد با ارتقاء مدل رفتار الاستوپلاستیک ورمر- دبورست این هدف تحقق یابد. برای تعریف وابستگی سختی به سطح تنش در مصالح سنگریزه‌ای، از رابطه پیشنهادی دانکن و چانک استفاده شده است. برای شبیه‌سازی رفتار سخت شونده مصالح سنگریزه‌ای تابع اصطکاک بسیج شده جدیدی پیشنهاد شد. این تابع با اضافه کردن پارامتر جدیدی به نام زاویه اصطکاک اولیه به تابع اصطکاک بسیج شده پیشنهادی ورمر و دبورست ایجاد شده است. همچنین، برای شبیه‌سازی رفتار اتساعی (انقباضی) مصالح سنگریزه‌ای تابع اتساع بسیج شده جدیدی پیشنهاد شد. پارامترهای اصلی این تابع ضریب افزایشی I_e و ضریب کاهش R_h هستند. ضریب افزایشی I_e شاخص خوبی برای ارزیابی کمی تأثیرات پدیده‌هایی نظیر خردشدگی، چرخش و تغییر توزیع اندازه ذرات مصالح سنگریزه‌ای بر رفتار تغییر شکلی این مصالح در مراحل اولیه بارگذاری برشی که مصالح تمایل به انقباض دارند (فاز انقباض و کاهش حجم) است. ضریب کاهش R_h شاخص خوبی برای ارزیابی کمی تأثیرات پدیده‌هایی تغییر شکلی مذکور در مرحله انتهایی بارگذاری برشی که مصالح تمایل به اتساع دارند (فاز اتساع و افزایش حجم) است. وابسته کردن ضریب افزایشی I_e و ضریب کاهش R_h به تنش همه‌جانبه، میزان اثرگذاری سطح تنش را بر پدیده‌های تغییر شکلی مذکور به خوبی به نمایش می‌گذارد. در انتها، با شبیه‌سازی رفتار برشی مصالح سنگریزه‌ای سد مسجد سلیمان در آزمایش‌های سه محوری بزرگ مقیاس نشان داده شد که: اولاً مدل رفتاری ورمر- دبورست ارتقاء یافته با روابط و توابع بسیج شده اصطکاک و اتساع پیشنهادی دقت بسیار خوبی در شبیه‌سازی رفتار برشی مصالح سنگریزه‌ای دارد. ثانیاً

افزایشی I_e و ضریب کاهش R_h (که در مدل رفتاری ارتقاء یافته با رابطه راو هر دو پارامتر برابر با واحد هستند) یکسان با مدل رفتاری ارتقاء یافته با تابع اتساع بسیج شده پیشنهادی مؤلفین است.

بر طبق این جدول، افزایش ضریب I_e همگام با افزایش تنش همه‌جانبه در نمونه‌های اشباع (با تراکم بالا یا متوسط) نشان از افزایش کرنش‌های حجمی انقباضی برگشت ناپذیر ناشی از خردشدگی، چرخش، باز توزیع اندازه ذرات در این نوع مصالح همگام با افزایش سطح تنش دارد. از سوی دیگر، مقادیر ضریب I_e در نمونه‌های اشباع با تراکم بالا تقریباً دو برابر نمونه‌های اشباع با تراکم متوسط است. لذا می‌توان نتیجه گرفت که کرنش‌های حجمی انقباضی برگشت‌ناپذیر ناشی از چرخش، خردشدگی و باز توزیع اندازه ذرات در مصالح سنگریزه‌ای اشباع با تراکم بالا بیش از مصالح دارای تراکم متوسط است. از آنجایی که میزان کرنش‌های حجمی ناشی از اتساع (در فاز اتساع) در نمونه‌های سنگریز کم است، لذا ضریب R_h واحد است. ملاحظه می‌شود ضرایب I_e و R_h شاخص‌های کمی مناسبی برای ارزیابی بزرگی کرنش‌های حجمی برگشت‌ناپذیر ناشی از خردشدگی، چرخش یا باز توزیع اندازه ذرات در مصالح سنگریز هم در فاز انقباض (کاهش حجم) و هم در فاز انبساط (افزایش حجم) در شرایط مختلف هستند.

در انتها لازم به ذکر است هرچند در اینجا به علت نوع رفتار مصالح سنگریزه‌ای سد مسجد سلیمان بیشتر تمرکز بر شبیه‌سازی عددی دو ویژگی رفتاری سخت شونده‌گی اصطکاک و رفتار اتساعی (انقباضی) مصالح سنگریزه‌ای بود، اما دیگر ویژگی‌های رفتاری بعضی مصالح سنگریزه‌ای (نظیر رفتار تنش- کرنش نرم شونده که در بعضی نمونه‌های از این گونه مصالح دیده شده است [نظیر: ۱، ۳، ۲۱، ۲۶]) نیز به همین شیوه با تعریف توابع بسیج شده مناسب برای پارامترهای رفتاری مدل قابل شبیه‌سازی است. این مطلب می‌تواند در تحقیقات آتی مورد بررسی قرار گیرد.

شبهه‌سازی رفتار تغییر شکلی اتساعی (یا انقباضی) مصالح سنگریزه‌ای مناسب‌تر است.

تابع اتساع بسیج شده پیشنهادی مؤلفین نسبت به توابع مشابه (نظیر تابع اتساع راو و تابع اتساع زیو و سانگ) برای

واژه‌نامه

1. increment

مراجع

1. Marsal, R. J., "Large Scale Testing of Rock Fill Materials", *Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 93, No. 2, pp. 27-43, 1967.
2. Marschi, N. D., Chan, C. K., and Seed, H. B., "Evaluation of Properties of Rockfill Materials", *Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 98, No. 1, pp. 95-114, 1972.
3. Charles, J. A., and Watts, K. S., "The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill", *Geotechnique*, Vol. 30, No. 4, pp. 353-367, 1980.
4. Indraratna, B., Wijewardena, L. S. S., and Balasubramaniam, A. S., "Large-Scale Triaxial Testing of Greywacke Rockfill", *Geotechnique*, Vol. 43, No. 1, pp. 37-51, 1993.
5. Abbas, S. M., "Testing and Modelling the Behavior of Riverbed and Quarried Rockfill Materials", Ph.D Thesis. Delhi, India: Indian Institute of Technology, 2003.
6. Varadarajan, A., Sharma, K. G., Venkatachalam, K., and Gupta, A. K., "Testing and Modeling Two Rockfill Materials", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 3, p. 206-218, 2003.
7. Gupta, A. K., "Triaxial Behaviour of Rockfill Materials", *Electronic Journal Geotechnical Engineering*, Vol. 14 (Bund. J), pp. 1-18, 2009.
8. Aghaei, A., Soroush, A., and Rayhani, M., "Large-Scale Triaxial Testing and Numerical Modeling of Rounded and Angular Rockfill Materials", *Scientia Iranica, Transaction A: Civil Engineering, Sharif University of Technology*, Vol. 17, No. 3, pp. 169-183, 2010.
9. Soroush, A., and Jannatiaghdam, R., "Behavior of Rockfill Materials in Triaxial Compression Testing", *International Journal of Civil Engineering, Technical Note*, pp. 153-161, 2012.
10. Vasistha, Y., Gupta, A. K., and Kanwar, V., "Medium Triaxial Testing of Some Rockfill Materials", *Electronic Journal Geotechnical Engineering*, Vol. 18 (Bund. D), pp. 923-964, 2013.
11. Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y., and Jiang, J., "Strength and Deformation of Rockfill Material Based on Large-Scale Triaxial Compression Tests. I: Influences of Density and Pressure", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 140, No. 12, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001176, 2014.
12. Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y., and Jiang, J., "Strength and Deformation of Rockfill Material Based on Large-Scale Triaxial Compression Tests. II: Influence of Particle Breakage", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 140, No. 12, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001177, 2014.
13. Khoiri, M., Ou, C. Y., and Teng, F. C., "A Comprehensive Evaluation of Strength and Modulus Parameters of a Gravelly Cobble Deposit for Deep Excavation Analysis", *Engineering Geology*, Vol. 174, pp. 61-72, 2014.
14. Honkanadavar, N., and Sharma, K., "Testing and Modeling the Behavior of Riverbed and Blasted Quarried Rockfill Materials", *International Journal of Geomechanics, ASCE*, Vol. 14, No. 6, 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000378, 2013.
15. Gupta, A. K., "Effect of Particle Size and Confining Pressure on Breakage and Strength Parameters of Rockfill Material", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 14 (Bund. H), pp. 1-12, 2009.
16. Honkanadavar, N. P., Gupta, S. L., and Ratnam, M., "Effect of Particle Size and Confining Pressure on Shear Strength Parameter of Rockfill Materials", *International Journal of Advanced Civil Engineering and Architecture Research*, Vol. 1, No. 1, pp. 49-63, 2012.
17. Gupta, A. K., "Effects of Particle Size and Confining Pressure on Breakage Factor of Rockfill Materials using Medium Triaxial Test", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 8, No. 3, 2016.
18. Xiao, Y., Liu, H., Ding, X., Chen, Y., Jiang, J., and Zhang, W., "Influence of Particle Breakage on Critical State Line of Rockfill Material", *International Journal of Geomechanics, ASCE*, Vol. 16, No. 1, 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000538, 2016.
19. Gupta, A. K., "Constitutive Modeling of Rockfill Materials". Ph.D Thesis, Delhi, India: Indian Institute of Technology, 2000.

20. Varadarajan, A., Sharma, K. G., Abbas, S. M., and Dhawan, A. K., "Constitutive Model for Rockfill Materials and Determination", *International Journal of Geomechanics, ASCE*, Vol. 6, No. 4, pp. 226-237, 2006.
21. Seif El Dine, B., Dupla, J. C., Frank, R., Canou, J., and Kazan, Y., "Mechanical Characterization of Matrix Coarse-Grained Soils with a Large-Sized Triaxial Device", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, No. 4, pp. 425-438, 2010.
22. Kulhawy, F. H., and Duncan, J. M., "Stresses and Movements in Oroville Dam", *Journal Soil Mechanic and Foundation Division, ASCE*, Vol. 98, No. 7, pp. 653-665, 1972.
23. Escuder, I., Andreu, J., and Reche, M., "An Analysis of Stress-Strain Behaviour and Wetting Effects on Quarried Rock Shells", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42, No. 1, pp. 51-60, 2005.
24. Veiskarami, M., Ghorbani, A., and Alavipour, M. R., "Development of a Constitutive Model for Rockfills and Similar Granular Materials Based on the Disturbed State Concept", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, Vol. 6, No. 4, pp. 365-378, 2012.
25. Xu, M., and Song, E., "Numerical Simulation of the Shear Behavior of Rockfills", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 8, pp. 1259-1264, 2009.
26. Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y., and Jiang, J., "Testing and Modeling of the State-Dependent Behaviors of Rockfill Material", *Computers and Geotechnics*, Vol. 61, pp. 153-165, 2014.
27. Vermeer, P. A., and De Borst, R., "Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock", *Heron*, Vol. 29, No. 3, pp. 1-64, 1984.
28. Zhao, X. G., and Cai, M., "A Mobilized Dilation Angle Model for Rocks", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 47, pp. 368-384, 2010.
29. Jafarpour, M., Rahmati, H., Nouri, A., Chan, D., and Vaziri, H., "Determination of Mobilized Strength Properties of Degraded Sandstone", *Soils and Foundations*, Vol. 52, No. 4, pp. 658-667, 2012.
30. Schanz, T., and Vermeer, P. A., "Angle of Friction and Dilatancy of Sand", *Geotechnique*, Vol. 45, No. 1, pp. 145-151, 1996.
31. Wong, R. C., "Mobilized Strength Components of Athabasca Oil Sand in Triaxial Compression", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, No. 4, pp. 718-735, 1999.
32. Itasca Consulting Group, "FLAC; Fast Lagrangian Analysis of Continua", Minneapolis, Minnesota, USA, 2011.
33. Duncan, J. M., and Chang, C. Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 96, No. 5, pp. 1629-1653, 1970.
34. Rowe, P. W., "Stress-Dilatancy, Earth Pressure and Slopes", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 89, No. 5, pp. 37-36, 1963.
35. Salim, W., and Indraratna, B., "A New Elastoplastic Constitutive Model for Coarse Granular Aggregates Incorporating Particle Breakage", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, No. 4, pp. 657-671, 2004.
36. MahinRoosta, R., and Alizadeh, A., "Simulation of Collapse Settlement in Rockfill Material Due to Saturation", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 10, No. 2, pp. 93-99, 2012.
37. Ramamurthy, T., and Gupta, K. K., "Response Paper to How Ought One to Determine Soil Parameters to be Used in the Design of Earth and Rockfill Dams", *International Proceedings of Indian Geotechnical Conference*, New Delhi, India, Vol. 2, pp. 15-19, 1986.
38. Moshanir Power Engineering Consultants, "Review on Additional Laboratory Tests on Materials of Masjed-e-Soleyman Dam", Tehran, Iran, 1986.