

مدلسازی عددی بررسی رفتار تونل کم عمق در زمین های ماسه ای تحکیم نیافته با مدل رفتاری هایپوپلاستیک

نادرموسایی^۱، محمد حسین خسروی^{۲*}، محمد فاروق حسینی^۳

۱- فارغ التحصیل مقطع دکتری مکانیک سنگ، دانشکده مهندسی معدن، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، ایران

۲- گروه مهندسی معدن، دانشکده مهندسی، دانشگاه بیرجند، بیرجند، ایران

۳- استاد، دانشکده مهندسی معدن و منابع انرژی، دانشگاه UNSW، سیدنی، استرالیا

*عهده دار مکاتبات: mh.khosravi@birjand.ac.ir

تاریخ دریافت: ۰۱ آبان ۱۴۰۱

تاریخ پذیرش: ۱۲ اسفند ۱۴۰۲

DOI: [10.22034/ANM.2024.19110.1574](https://doi.org/10.22034/ANM.2024.19110.1574)

این نسخه "پذیرفته شده پیش از انتشار" مقاله است که در نشریه روش های تحلیلی و عددی در مهندسی معدن، پس از طی فرایند داوری، برای چاپ، قابل پذیرش تشخیص داده شده است. این نسخه پس از اعلام پذیرش و قبل از فرایند ویراستاری به صورت آنلاین منتشر می شود. مقاله پس از طی فرایند آماده سازی و انتشار نهایی، از نسخه پذیرفته شده پیش از انتشار خارج و در شماره ای مشخص در وب سایت نشریه منتشر می شود. صفحه آرایی و ویراستاری فنی باعث ایجاد تغییرات صوری در مقاله خواهد شد.

چکیده

پیش بینی درست رفتار زمین حین حفاری تونل نسبت به آنچه که در واقعیت اتفاق خواهد افتاد، یک امر بسیار پر چالش، بویژه در تونل های شهری است. از طرفی هر قدر این پیش بینی سریع و بدون نیاز به صرف هزینه بیشتر باشد به مراتب با ارزش تر خواهد بود. در مطالعه حاضر سعی شده است که کارایی مدل رفتاری هایپوپلاستیک برای پیش بینی نتایج حاصل از مدلسازی فیزیکی در آزمایشگاه مورد بررسی قرار گیرد. برای این منظور، در این تحقیق رفتار محیط اطراف یک تونل در حال حفر در محیط ماسه ای با استفاده از مدل رفتاری هایپوپلاستیک شبیه سازی شده و خصوصیات مقاومتی خاک مورد مطالعه براساس نتایج آزمایش سه محوره صحت سنجی شده است. همزمان با شبیه سازی فرایند حفر تونل، مقادیر نشست سطح زمین و تغییرات تنش در خاک بالای تونل، به ازای مقادیر مختلف چگالی خاک و عمق تونل، اندازه گیری شده و نتایج با مدلسازی فیزیکی و روش تحلیلی مقایسه شد. نتایج این تحقیق مطابقت خوبی با نتایج مدلسازی فیزیکی و تئوری نشان می دهد. بر اساس نتایج این تحقیق، مدل رفتاری هایپوپلاستیک قابلیت پیش بینی رفتار خاکهای دانه ای سست را دارد. همگرایی تونل منجر به آشفته گی میدان تنش اطراف تونل شده و بر اثر پدیده قوس زدگی خاک در اطراف تونل، توزیع تنش از حالت خطی خارج می شود. در شرایط یکسان، اگر چه با افزایش عمق تونل زون گسیخته بالای تونل گسترش می یابد، نشست سطح زمین کاهش پیدا می کند.

کلمات کلیدی

تونل های کم عمق، مدل هایپوپلاستیک، مدلسازی عددی، زون گسیخته بالای تونل

نشان می داد. این مشکل با یکسان در نظر گرفتن دو پارامتری که به بخش غیر خطی ضرب می شدند توسط باور و ولفراشدورف برطرف گردید [۹، ۱۰]. با این راه حل هم مشکل نرخ کرنش حجمی در فشارش و کشش مرتفع گردید و همچنین تعداد پارامترهای مدل به سه عدد کاهش یافت [۱۱].

تحقیقات گسترده ای در راستای نشان دادن مزایای مدل رفتاری هایپوپلاستیسیته نسبت به تئوری پلاستیسیته در پیش بینی رفتار غیر خطی تنش-کرنش صورت گرفته است [۱۲]. پیشرفت های زیادی با مطالعات توکوکا که از معیار شکست هوپر-ون-میسز ترسکا نشأت می گرفت، حاصل گردید [۱۳، ۱۴]. همانند توکوکا، داویس و مولنگر معیارهای شکست قابل قبولی برای خاک با استفاده از هایپوپلاستیکی ارائه کردند. سپس مدل رفتاری هایپوپلاستیکی برای مواد دانه ای توسط محققان زیادی بکار برده شد [۱۵-۲۰].

هایپوپلاستیسیته همانند هایپوپلاستیسیته^۳ بر پایه توابع تانسوری بوده و از مفاهیم موجود در تئوری پلاستیسیته مانند سطح تسلیم، قانون جریان^۴، تقسیم تغییرشکل ها به دو بخش الاستیک و پلاستیکی استفاده نمی کنند. تفاوت اساسی در رابطه میان نرخ تنش و کرنش می باشد که در هایپوپلاستیسیته رابطه غیر خطی است [۱۲].

مدل هایپوپلاستیکی در صورتی که با نتایج آزمایشگاهی کالیبره شود، قابل کاربرد خواهد بود. پرواضح است که مدل کالیبره شده بایستی با شرایط مرزی و تغییرشکل ها سازگار باشد. وجود و یگانگی راه حل یکی از اهمیت های بنیادی این مدل می باشد [۲۱].

در این مقاله سعی شده است که نتایج مدل فیزیکی تونل در زمین ماسه ای سست با نتایج شبیه سازی عددی با مدل رفتاری هایپوپلاستیکی ارائه شده توسط وانگ و وو مقایسه گردد [۲۲، ۲۳]. همچنین براساس تغییرات تنش در مدل گستردگی زون رها از تنش مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل ۱ هندسه مدل فیزیکی نشان داده شده و اجزای آن معرفی شده است.

مدل رفتاری در شبیه سازی عددی رفتار تنش-کرنش ماده و یا جسم تحت بار را مشخص می کند. رفتار غیر خطی در کرنش های کوچک و رفتار پلاستیکی در کرنش های بزرگ نکات کلیدی هستند که بایستی در مدل های رفتاری خاک در نظر گرفته شوند [۱]. در دهه های گذشته پیشرفت های شگرفی در ارائه مدل های رفتار مکانیکی مواد دانه ای صورت گرفته است. ظرفیت این مدل ها با اضافه کردن مفاهیمی چون سطح تسلیم دوگانه، سطح حدی و حالت سخت شونده غیرهمسانگرد ارتقا یافته است [۲-۵]. بررسی مدل های بر پایه تئوری پلاستیسیته^۱ نشان می دهد که پیچیدگی رفتار مواد دانه ای با افزودن روابط ریاضی پیچیده و افزایش پارامترهای مربوط به مواد پوشش داده شده است که این مهم کاربرد آنها را سخت تر می کند. همچنین، بدلیل رخداد اتساع در مواد خاکی، قانون جریان همراه در روابط الاستوپلاستیکی اغنا نمی گردد. بنابراین نیاز برای یک مدل ساده تر بیشتر احساس می گردد.

در سازه های زیرزمینی در اثر فعل و انفعالات اتفاق افتاده در حین تونل زنی در محیط های خاکی، ممکن است براساس تغییرات در مسیر تنش، بخشی از محیط متراکم و بخشی منبسط و یا رها از تنش گردد. بنابراین پارامترهای فیزیکی مواد تحت تأثیر مسیر تنش تغییر خواهد کرد؛ در نتیجه معیار گسیختگی نیز بایستی در تمامی نقاط متناظر با مسیر تنش بروز رسانی گردد. این نکته کلیدی نیز در مدل رفتاری هایپو-پلاستیکی گنجانده شده است. این مدل رفتاری تنش را به صورت تابعی همگن مرتبه اول از نرخ کرنش با قانون جریان غیرهمراه در نظر می گیرد [۶]. از دیگر ویژگی های مدل رفتاری در نظر گرفتن شرایط بحرانی و تاثیر مسیر تنش با اضافه کردن پارامتر تخلخل خاک می باشد [۷].

اولین مدل رفتاری هایپوپلاستیکی^۲ بر پایه مدل ارائه شده توسط وو و باور می باشد [۵، ۶، ۸]. کاستی مدل اولیه این بود که در کرنش های بزرگتر مدل انقباض بیشتری را

^۲ Hypo elastic

^۱ Plasticity theory

^۴ Flow rule

^۳ Hypo plastic

وارد نگردد از میزان فشار داخلی کاسته می شود تا به تدریج دیواره تونل شروع به همگرا شدن کند. در نهایت فشار تا حدی کم می شود که میزان پارامتر افت زمین برابر با ۴ درصد شود. این فرایند برای حالت های مختلف با سعی و خطا صورت گرفته است.

۳- مدل رفتاری هایپوپلاستیک

مدل رفتاری هایپوپلاستیک که توسط وو و کولیمباس [۲۶] ارائه شده است به شرح رابطه (۱) می باشد:

$$\sigma^o = L(\sigma, \dot{\varepsilon}) + N(\sigma, \dot{\varepsilon}) \|\dot{\varepsilon}\| \quad (1)$$

که در آن L یک تابع تانسوری خطی از نرخ کرنش ($\dot{\varepsilon}$) بوده و N نیز یک تابع غیرخطی از $\dot{\varepsilon}$ می باشد. تانسور نرخ تنش کوشی (σ) و تابع چرخش (ω) طبق رابطه (۲) برای محاسبه تانسور نرخ تنش ژوئمن (σ^o) استفاده می گردد.

$$\sigma^o = \dot{\sigma} + \sigma \cdot \omega - \omega \cdot \sigma \quad (2)$$

براساس همین پیش فرض وانگ و وو یک مدل رفتاری هایپوپلاستیک ساده مطابق رابطه (۳) ارائه کرده اند [۲۳]:

$$\dot{\sigma} = C_1(tr\sigma)\dot{\varepsilon} + C_2(tr\dot{\varepsilon})\sigma + C_3 \frac{tr(\sigma\dot{\varepsilon})}{tr\sigma}\sigma + C_4(\sigma + \sigma^*) \|\dot{\varepsilon}\| \quad (3)$$

روابط زیادی برای بیان حالت بحرانی ارائه شده است ولی در این تحقیق از رابطه (۴) ارائه شده توسط وانگ و همکارانش استفاده شده است که به بخش غیر خطی رابطه (۱) ضرب می گردد [۲۴]. همانطور که بیان شد نسبت پوکی بحرانی در سطح تنش های مختلف متفاوت بوده و از طریق رابطه (۵) قابل محاسبه می باشد [۲۵]. همچنین برای کاربری رابطه (۳) برای خاک های بسیار سست ضرب در رابطه (۶) می گردد که توسط وو و کولیمباس ارائه شده است [۲۶]. بنابراین رابطه (۳) را می توان بصورت رابطه (۷) بازنویسی کرد:

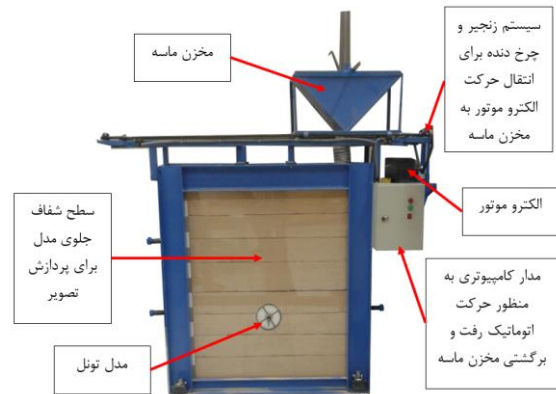
$$I_e = \left(\frac{e}{e_{crt}}\right)^\alpha \quad (4)$$

$$e_{crt} = e_{c0} \exp\left[-\lambda \left(\frac{p}{p_a}\right)^\xi\right] \quad (5)$$

$$I_s = \frac{\exp[\beta(e_{crt} - e)]}{(1 + r)^2} \quad (6)$$

$$\dot{\sigma} = I_s \left[C_1(tr\sigma)\dot{\varepsilon} + C_2(tr\dot{\varepsilon})\sigma + C_3 \frac{tr(\sigma\dot{\varepsilon})}{tr\sigma}\sigma + C_4(\sigma + \sigma^*) \|\dot{\varepsilon}\| I_e \right] \quad (7)$$

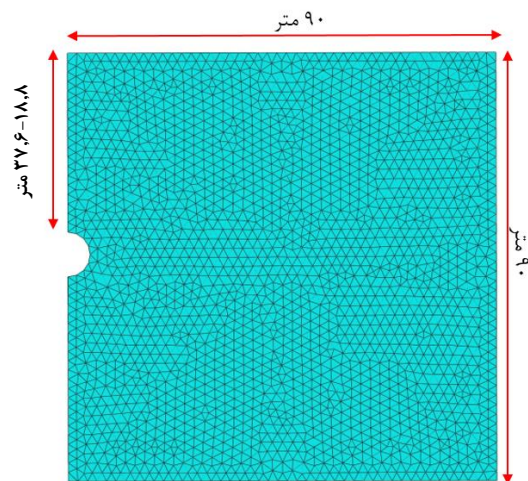
اجرای مدل رفتاری هایپوپلاستیک در نرم افزار آباکوس بوسیله کد نویسی تکمیل شده در دانشگاه BOKU انجام شده است. سپس کد دوم که شرایط مدل در آن شبیه



شکل ۱- چهارچوب مدل فیزیکی و معرفی اجزاء مدل [۲۲]

۲- مدلسازی عددی

در مجموع ۱۵ آزمایش مدل عددی با نرم افزار آباکوس V6.13 صورت گرفته است. مدل عددی براساس مدل فیزیکی ساخته شده در آزمایشگاه [۲۲] با اعمال فاکتور مقیاس طول برابر با ۵۰ متر (حالت واقعی) و در ابعاد ۹۰*۹۰ متر بصورت کرنش صفحه ای شبیه سازی شده است (شکل ۲). مرزهای قائم در راستای افقی و مرز افقی پایین در راستای قائم جابجایی برابر با صفر دارد. قطر تونل برابر با ۹،۴ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد بزرگ مدل بدلیل عدم تأثیرپذیری نتایج از مرزها می باشد.



شکل ۲- هندسه مدل عددی

برای شبیه سازی حفاری تونل، ابتدا بعد از به تعادل رسیدن مدل در دو مرحله الاستیک و پلاستیک، مقطع تونل حذف شده و معادل تنش های برجا به دیواره آن تنش وارد می گردد. سپس به تناسب به نحوی که شوک به مدل

سازی شده و کد مدل رفتاری را فعال می‌کند، تکمیل شده است.

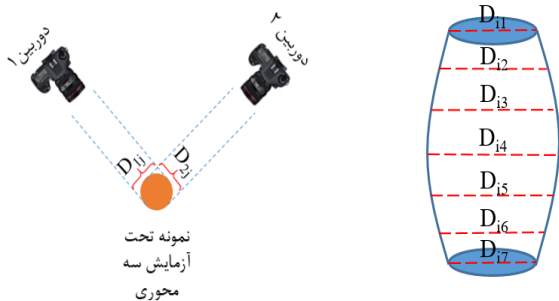
۴- کالیبره کردن مدل رفتاری

کالیبره کردن مدل رفتاری براساس نتایج آزمون های سه محوره زهکشی شده (حالت خشک) صورت گرفته است. به همین منظور، چگالی های ۱۴۷۵، ۱۵۳۵ و ۱۵۶۸ کیلوگرم بر مترمکعب به منظور انجام آزمایش سه محوره در نظر گرفته شده است. علت اینکه محدوده چگالی های در نظر گرفته شده در مرحله کالیبراسیون، این است که بتوان رفتار بحرانی ماسه را نیز در مدل رفتاری گنجانید. در این حالت مدل رفتاری طیف کلی حالت سست و حالت تحکیم یافته را در بر خواهد داشت. همچنین فشار همه جانبه هم برابر ۴۰ کیلوپاسکال در نظر گرفته شد که بدلیل محدودیت دقت سنسورهای دستگاه سه محوره بود.

در انجام این آزمایش‌های سه محوره از پردازش تصویر به عنوان ابزار غیرتماسی جهت اندازه گیری تغییرات حجم نمونه در حین بارگذاری کمک گرفته شد. به این صورت که مطابق شکل ۳ با استفاده از دو دوربین با محورهای عمود برهم از نمونه در حال بارگذاری فیلم برداری می‌شد. پس از انجام آزمایش فیلم ثبت شده بوسیله نرم افزار در فواصل زمانی منظم تبدیل به عکس شد (شکل ۴). سپس تغییر قطر نمونه در بازه‌های زمانی مختلف در ترازهای مختلف برای هر یک از دوربین ها محاسبه شد. همزمان با انجام آزمایش تغییر طول نمونه نیز توسط کرنش‌سنج اندازه گیری می‌شد. در نهایت تغییرات حجم نمونه از حاصل ضرب میانگین قطر نمونه در طول نمونه محاسبه شد. با دانستن حجم نمونه در زمان های مشخص و همچنین داشتن میزان تنش محوری نمودار تنش تفاضلی و کرنش حجمی نسبت به کرنش محوری قابل ترسیم می‌باشد (شکل ۵). حال بایستی ۹ پارامتر مدل رفتاری که در روابط بالا اشاره شده است براساس نتایج آزمایش سه محوره کالیبره شوند.

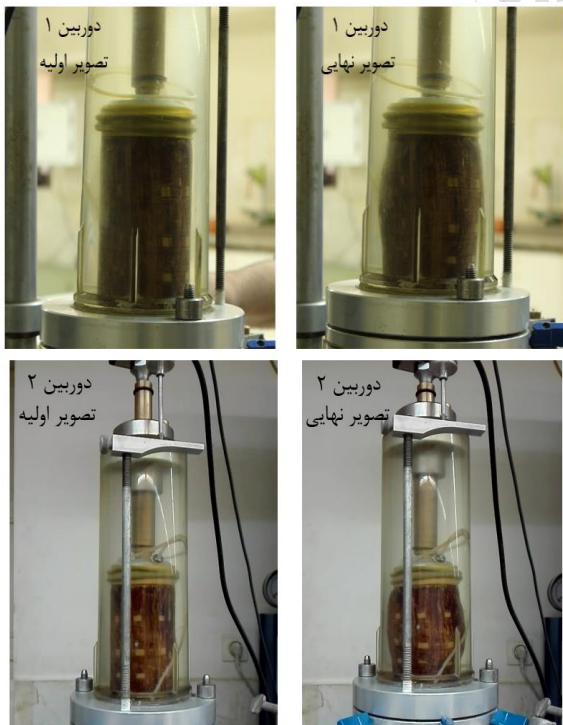
هر یک از پارامترهای C1 تا C4 براساس ضریب پواسون، زاویه اتساع، ضریب اصطکاک داخلی و همچنین مدول الاستیک ماسه تعیین می‌شوند. براساس آزمایشهای فشاری انجام شده، زاویه اصطکاک داخلی برابر با ۳۶ درجه، چسبندگی برابر با صفر، مدول الاستیسیته برابر با ۵۰ کیلوپاسکال و ضریب پواسون برابر با ۰/۲ در نظر گرفته

شده است. پارامترهای مدل رفتاری هایپوپلاستیک عنوان شده در جدول ۱ به صورت سعی و خطا در محدوده مقادیر مجاز تعیین شده، بطوریکه بیشترین تطابق را با نتایج آزمایش سه محوره داشتند (شکل ۵).

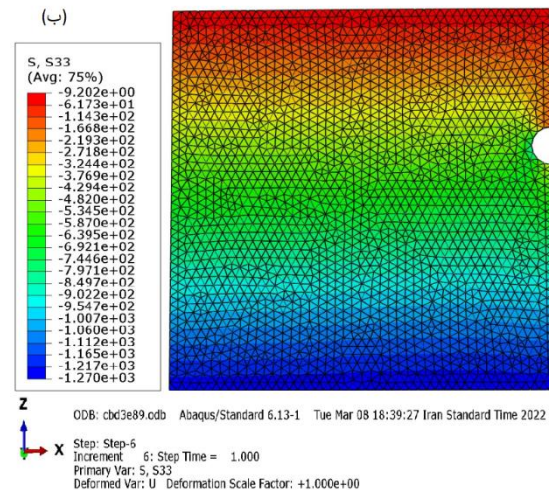
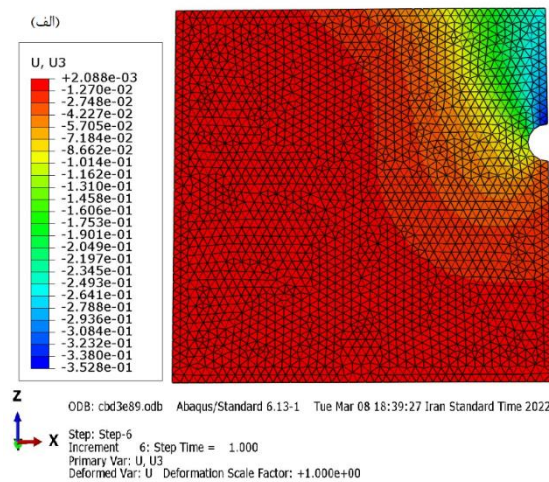


شکل ۳- شماتیک سیستم اندازه گیری تغییرات قطر نمونه

علاوه بر پارامترهای نه گانه که در جدول ۱ به آنها اشاره شد، دیگر ورودی مهم برای مدل رفتاری هایپوپلاستیک، نسبت پوکی اولیه خاک می باشد. برای شبیه سازی عددی از پارامترهای حاصل از مدل فیزیکی، نشان داده شده در جدول ۲، استفاده شده است. به منظور پیوستگی داده ها و عدم محدودیت افزایش مدلسازی ها در مقایسه با مدل فیزیکی، چگالی مربوط به ارتفاع ریزش ۹۰ سانتی متر هم نیز به مدل های عددی اضافه شده است.



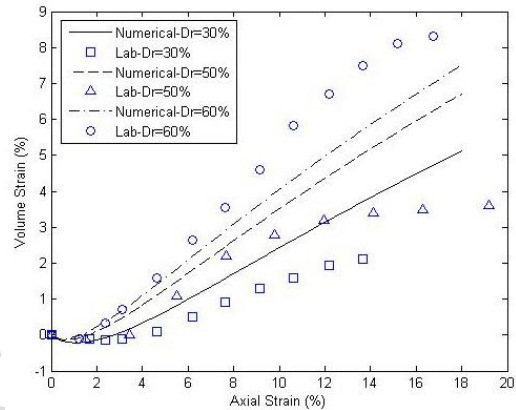
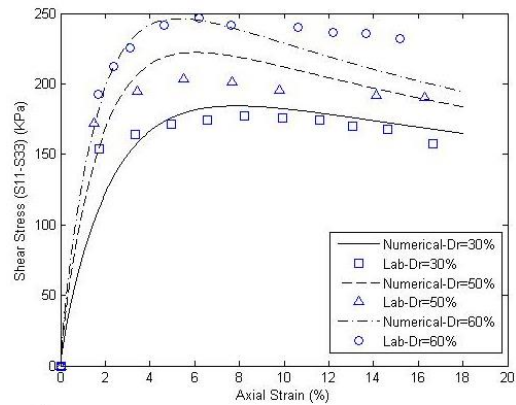
نسبت پوکی مدل در کنتورهای نمایش داده برابر با ۰٫۸۹ می باشد. جابجایی قابل مشاهده می باشد به منظور مقایسه و صحت سنجی نتایج مدل عددی و مدل فیزیکی، مقادیر حداکثر نشست سطح زمین برای نسبت روباره به عمق برابر با سه در شکل ۶ نمایش داده شده است. میزان حداکثر نشست در مدل فیزیکی بوسیله روش پردازش تصویر (PIV) اندازه گیری شده است [۲۷]. ایده اصلی تحلیل PIV بر مقایسه عکس‌های متوالی از مدل فیزیکی استوار است. از این روش برای بدست آوردن جابجایی‌ها در مدل‌های فیزیکی مختلف استفاده شده است [۲۲، ۲۸-۳۳].



شکل ۶- نمودار خروجی مدل عددی آباکوس؛ الف) کنتور جابجایی قائم؛ ب) کنتور تنش قائم

مطابق شکل ۷ برای دو حالت «الف» و «ب» با تقریب قابل قبولی نتایج هر سه مدل با یکدیگر منطبق هستند و برای حالتی که چگالی خاک برابر ۱۴۸۲ کیلوگرم بر مترمکعب می باشد، مقادیر حداکثر نشست در مدل عددی

شکل ۴- تصویر نمونه قبل از شروع آزمایش و در انتهای آزمایش در راستای دوربین شماره ۱ و دوربین شماره ۲



شکل ۵- کالیبراسیون مدل رفتاری هایپوپلاستیک با نتایج آزمایش سه محوری (D_r : چگالی نسبی ماسه)

جدول ۱- پارامترهای مدل رفتاری هایپوپلاستیک

C_1	C_2	C_3	C_4	e_{c0}
-80	-219.2308	-643.2608	-147.8565	0.91
λ	ξ	α	β	
0.34	0.95	0.85	6	

جدول ۲- ارتباط بین چگالی اولیه خاک و نسبت پوکی با ارتفاع ریزش خاک در مدل فیزیکی

چگالی اولیه (kg/m^3)	۱۴۸۲	۱۴۶۵	۱۴۴۱	۱۴۱۷	۱۴۰۰
ارتفاع ریزش خاک (cm)	۱۱۰	۹۰	۶۰	۳۰	۱۰
نسبت پوکی (e)	۰٫۷۸	۰٫۸۰	۰٫۸۳	۰٫۸۶	۰٫۸۹

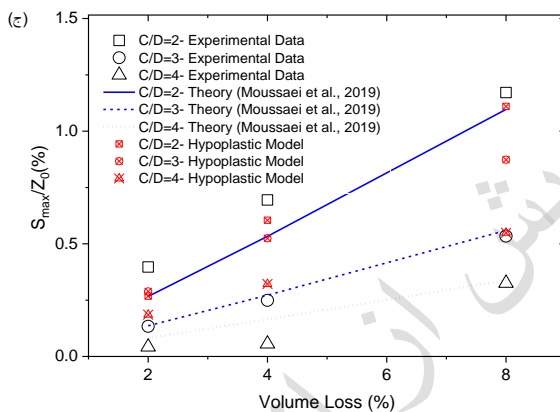
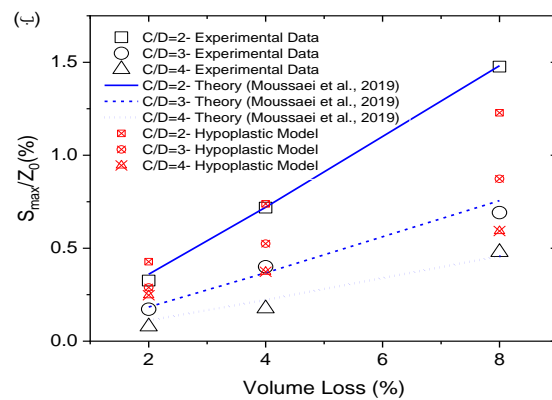
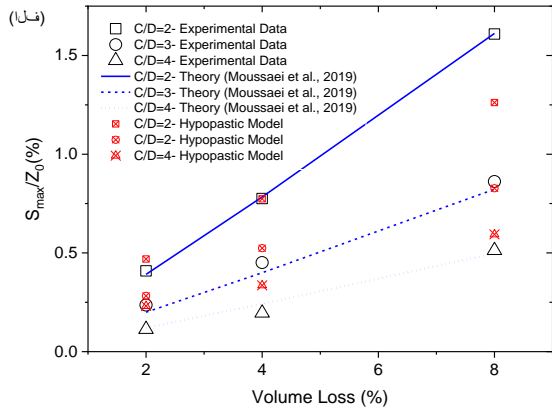
۵- نتایج مدل سازی عددی

در شکل ۶ کنتورهای جابجایی و تنش‌های قائم نمایش داده شده است. به دلیل وجود تقارن، نصف مدل شبیه سازی شده است. کنتورهای نمایش داده شده برای حالتی که روباره سه برابر قطر تونل می باشد و همچنین

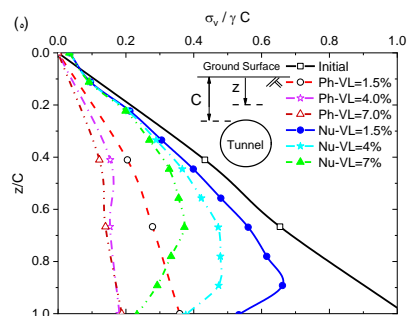
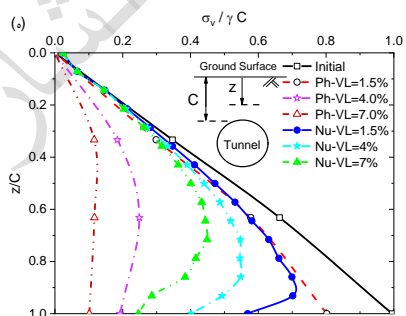
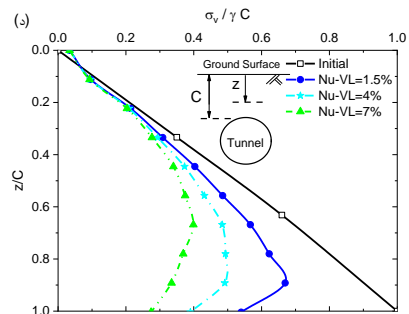
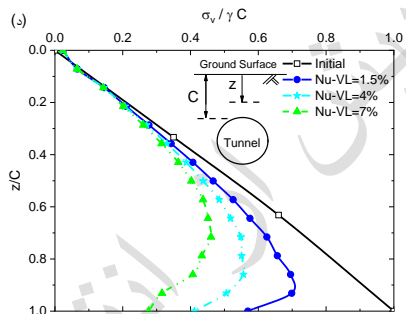
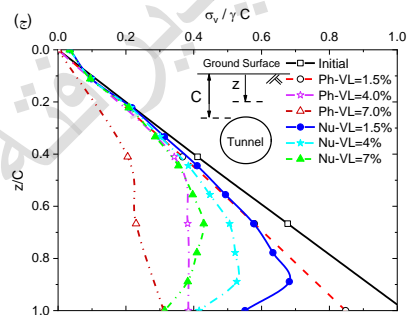
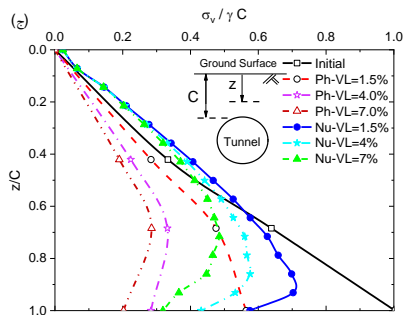
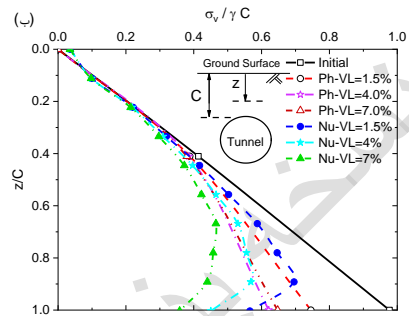
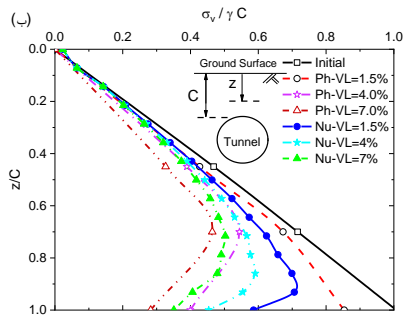
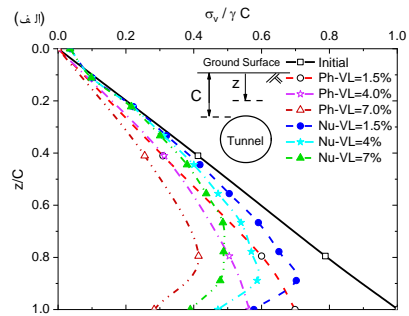
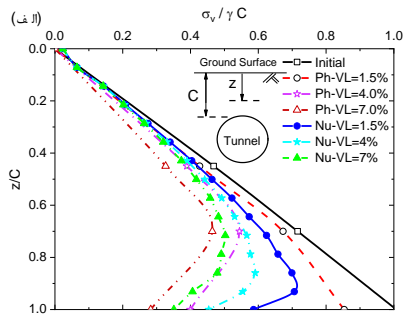
بیشتر از مدل فیزیکی می باشد؛ بخصوص زمانی که نسبت روباره به قطر تونل برابر با ۴ می باشد. به احتمال زیاد این اختلاف ناشی از فاکتور اصلاح مربوط به روش آماده سازی مدل که در مدلسازی فیزیکی استفاده شده است می باشد [۲۲]. زیرا که این فاکتور براساس نتایج بدست آمده از مدل با نسبت قطر به روباره برابر با ۲ تعیین شده و برای اعماق بیشتر بایستی از ضریب افزایشی متناسب با آن استفاده کرد. لذا با اصلاح ضریب روش آماده سازی این اختلاف اندک نیز قابل برطرف کردن می باشد. در نتیجه مدل رفتاری هاپپو پلاستیک براساس قابلیت هایی که دارد نتایج نزدیک به واقعیت را ارائه می دهد.

به منظور پیوستگی بیشتر داده ها، دو حالت از مدل عددی با چگالی برابر با ۱۴۶۵ و ۱۴۴۱ کیلوگرم بر متر مکعب نیز شبیه سازی شد. در شکل ۸ تا شکل ۱۰ نمودار تغییرات تنش قائم در عمق به منظور تعیین گستردگی زون گسیختگی نمایش داده شده است. ارتفاع زون گسیختگی متناظر با ارتفاعی است که تفرع منحنی تنش قائم تغییر می کند [۳۴]. با مقایسه تغییرات تنش نسبت به عمق مشاهده می شود که تغییرات تراکم خاک، در محدوده چگالی مورد مطالعه، تاثیر چندانی بر ارتفاع زون سست شده ندارد، در حالیکه ارتفاع زون سست شده با افزایش عمق افزایش پیدا می کند. این مشاهدات با نتایج مطالعات عددی چن و همکارانش [۳۴] که بر روی توده سنگ ضعیف شبیه سازی شده است، مطابقت خوبی دارد.

براساس مقایسه تغییرات تنش در مدل ها، مشاهده می شود که برای مدل های فیزیکی که بصورت پاشش ماسه آماده سازی شده است [۳۵]، نتایج مطابقت خوبی با مدل های عددی دارد. در حالیکه برای مدل های فیزیکی که بصورت کوبش آماده سازی شده اند، کاهش تنش ها با سرعت بالایی صورت گرفته است. این تفاوت ناشی از تأثیر روش آماده سازی بر عملکرد سنسورهای فشار و پدیده اثر قوس زدگی^۱ در اطراف سنسورها می باشد.



شکل ۷ - مقایسه حداکثر نشست در مدل عددی، مدل فیزیکی و مدل تئوری برای ماسه با چگالی الف) ۱۴۰۰، ب) ۱۴۱۷، ج) ۱۴۸۲ کیلوگرم بر مترمکعب. (C: روباره، D: قطر تونل، Z₀: عمق مرکز تونل، S: میزان نشست)



شکل ۹ - نمودار تغییرات تنش قائم نسبت به عمق (نسبت عمق به روباره برابر با ۳)؛ چگالی ماسه برابر با الف (۱۴۰۰، ب) ۱۴۱۷، ج) ۱۴۴۱، د) ۱۴۶۵، ه) ۱۴۸۲ کیلوگرم بر مترمکعب. (VL: پارامتر افت زمین)

شکل ۸ - نمودار تغییرات تنش قائم نسبت به عمق (نسبت عمق به روباره برابر با ۲)؛ چگالی ماسه برابر با الف (۱۴۰۰، ب) ۱۴۱۷، ج) ۱۴۴۱، د) ۱۴۶۵، ه) ۱۴۸۲ کیلوگرم بر مترمکعب. (VL: پارامتر افت زمین)

همچنین، برای حالتی که روباره دو برابر قطر تونل باشد، تأثیر پدیده قوس زدگی در مدل فیزیکی در مقایسه با مدل عددی بسیار کم و جزئی بوده است. دلیل این موضوع این نکته می‌تواند باشد که در عمق کم و سطح تنش‌های پائین، در مدل فیزیکی تأثیر پارامترهای مقاومتی قابل لمس نبوده ولی در مدل عددی به دلیل مقیاس واقعی و سطح تنش قابل توجه، پارامترهای مقاومتی خاک بیشتر نقش ایفا می‌کند.

۶- جمع بندی

رفتار محیط اطراف یک تونل در حال حفر در محیط ماسه‌ای با استفاده از مدل رفتاری هایپوپلاستیک مورد مطالعه قرار گرفت. برای این منظور تعداد ۱۵ مدل عددی ساخته شده و مقادیر تغییرات تنش قائم از سطح زمین تا تاج تونل و همچنین مقادیر نشست سطح زمین اندازه‌گیری شد. علاوه بر آن، تأثیر تراکم خاک و عمق تونل بر توزیع تنش و نشست سطح زمین نیز مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت نتایج مدل‌سازی عددی با مدل‌سازی فیزیکی و تئوری مقایسه شد. نتایج این تحقیق به اختصار در اینجا آورده شده است:

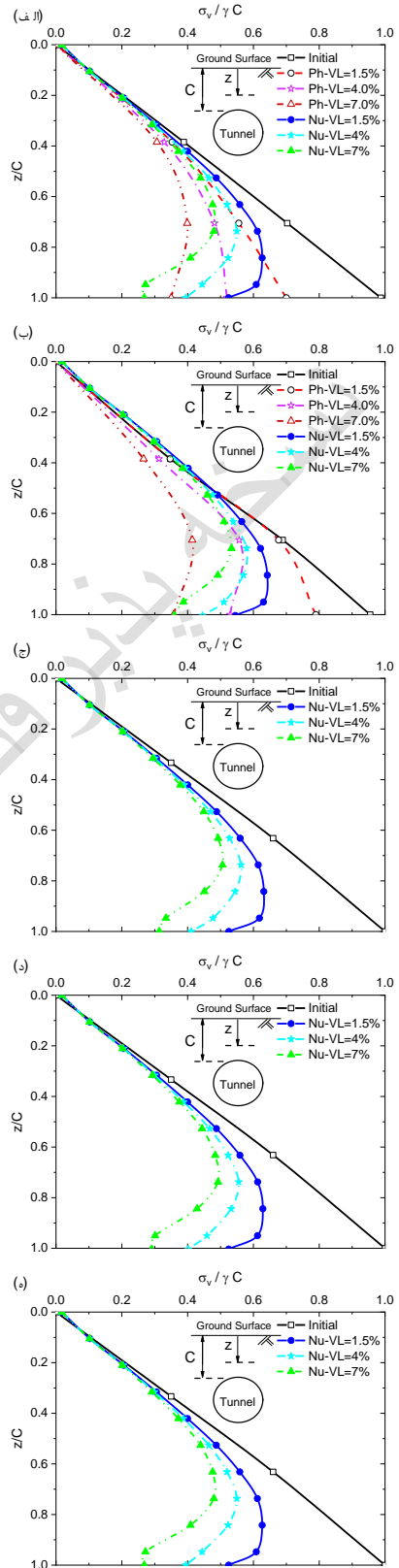
الف) نتایج مدل رفتاری هایپوپلاستیک مطابقت خوبی با نتایج مدل‌سازی فیزیکی و همچنین تئوری نشان داده، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مدل رفتاری هایپوپلاستیک قابلیت پیش‌بینی رفتار خاک‌های دانه‌ای سست را دارد.

ب) نتایج مدل‌سازی عددی ایجاد پدیده قوس زدگی در خاک دربرگیرنده تونل و در نتیجه توزیع غیرخطی تنش قائم در بالای تونل را تایید می‌کند.

ج) در عمق و تراکم ثابت، با افزایش همگرایی تونل نشست سطح زمین تقریباً به صورت خطی افزایش پیدا می‌کند.

د) نتایج مدل عددی نشان می‌دهد که در محدوده چگالی مورد مطالعه، افزایش تراکم خاک کاهش جزئی در ارتفاع زون گسیخته بالای تونل ایجاد می‌کند.

ه) در تراکم و همگرایی ثابت، با افزایش عمق تونل نشست سطح زمین کاهش پیدا کرده ولی ارتفاع زون گسیخته بالای تونل افزایش می‌یابد. در نتیجه فشار وارد بر سیستم نگهداری افزایش خواهد یافت.



شکل ۱۰- نمودار تغییرات تنش قائم نسبت به عمق (نسبت عمق به روباره برابر با ۴)؛ چگالی ماسه برابر با الف) ۱۴۰۰، ب) ۱۴۱۷، ج) ۱۴۴۱، د) ۱۴۶۵، ه) ۱۴۸۲ کیلوگرم بر مترمکعب. (VL: پارامتر افت زمین)

Computation of Materials and Structures, 1996. 1(3): p. 251-271.

[11] Wu, W., Lin, J., and Wang, X., A basic hypoplastic constitutive model for sand. *Acta Geotechnica*, 2017. 12(6): p. 1373-1382.

[12] Wu, W., and Niemunis, A., Failure criterion, flow rule and dissipation function derived from hypoplasticity. *Mechanics of Cohesive- frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, 1996. 1(2): p. 145-163.

[13] Tokuda, T., Yield conditions and flow rules derived from hypo-elasticity. *Archive for Rational Mechanics and Analysis*, 1971. 42(4): p. 239-252.

[14] Tokuda, T., Rate type plastic material with kinematic work-hardening. *Acta Mechanica*, 1977. 27(1): p. 145-154.

[15] Davis, R., and Mullenger, G., Derived failure criteria for granular media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1979. 3(3): p. 279-283.

[16] Matsuoka, H., and Nakai, T., Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. in *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*. 1974. Japan Society of Civil Engineers.

[17] Lade, P.V., and Duncan, J.M., Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1975. 101(10): p. 1037-1053.

[18] Coon, M., and Evans, R., Incremental constitutive laws and their associated failure criteria with application to plain concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 1972. 8(9): p. 1169-1183.

[19] Romano, M., A continuum theory for granular media with a critical state. *Arch. Mech*, 1974. 26(20): p. 1011-1028.

[20] Davis, R., and Mullenger, G., A rate- type constitutive model for soil with a critical state. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1978. 2(3): p. 255-282.

[21] Hadamard, J., *Lectures on Cauchy's problem in linear partial differential equations*. Yale Univ. Press, New Haven. Oxford Univ. Press, London, 1923. 1(923): p. 1.

[22] Moussaei, N., Khosravi, M.H., and Hossaini, M.F., Physical modeling of tunnel induced displacement in sandy grounds. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2019. 90: p. 19-27.

[23] Wang, X., and Wu, W., An updated hypoplastic constitutive model, its implementation and application, in *Bifurcations, instabilities and degradations in geomaterials*. 2011, Springer. p. 133-143.

[24] Wang, S., Wu, W., Yin, Z.Y., Peng, C., and He, X., Modelling the time- dependent behaviour of granular

۷- قدردانی

از جناب آقای پرفسور وی وو (Wei Wu)، استاد دانشگاه منابع طبیعی و علوم زیستی وین به خاطر مشاوره ارزشمندشان در خصوص مدل رفتاری هایپوپلاستیک تشکر و قدردانی می‌شود.

این تحقیق با حمایت مالی موسسه حرا (قرب نوح ع)- قرارگاه سازندگی خاتم الانبیاء (ص) انجام شده است که بدین وسیله مراتب تشکر و قدردانی از این موسسه ابراز می‌گردد.

۸- مراجع

[1] Wang, X., An updated hypoplastic model, its implementation, and its application in tunnelling. 2009, PhD thesis, University of Natural Resources and applied life sciences, Vienna.

[2] Lade, P.V., Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. *International journal of solids and structures*, 1977. 13(11): p. 1019-1035.

[3] Dafalias, Y., and Hermann, L., Soil mechanics-transient and cyclic loads, Chapter 10: Bounding surface formulation of soil plasticity, GN Pande y OC Zienkiewicz. 1982, John Wiley, New York, USA.

[4] Mroz, Z., and Pietruszczak, S., A constitutive model for sand with anisotropic hardening rule. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1983. 7(3): p. 305-320.

[5] Wu, W., Bauer, E., and Kolymbas, D., Hypoplastic constitutive model with critical state for granular materials. *Mechanics of materials*, 1996. 23(1): p. 45-69.

[6] Wu, W., and Bauer, E., A simple hypoplastic constitutive model for sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1994. 18(12): p. 833-862.

[7] Katoh, Y., Miyake, M., and Wada, M. Ground deformation around shield tunnel. in *Proceedings of the International Conference on Centrifuge Modelling (Centrifuge'98)*. 1998.

[8] Wu, W., Hypoplasticity as a mathematical model for the mechanical behavior of granular materials. *Publication Series of the Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics*, Karlsruhe University, 1992.

[9] Bauer, E., Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. *Soils and foundations*, 1996. 36(1): p. 13-26.

[10] Von Wolfersdorff, P.A., A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive- frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and*

material with hypoplasticity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2018. 42(12): p. 1331-1345.

[25] Li, X.S., and Wang, Y., Linear representation of steady-state line for sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 1998. 124(12): p. 1215-1217.

[26] Wu, W., and Kolymbas, D., Hypoplasticity then and now, in *Constitutive modelling of granular materials*. 2000, Springer. p. 57-105.

[27] Sveen, J.K., An introduction to MatPIV v. 1.6. 1. Preprint series. *Mechanics and Applied Mathematics* <http://urn.nb.no/URN:NBN:no-23418>, 2004.

[28] Marshall, A., Farrell, R., Klar, A., and Mair, R., Tunnels in sands: the effect of size, depth and volume loss on greenfield displacements. *Géotechnique*, 2012. 62(5): p. 385.

[29] Pipatpongsa, T., Khosravi, M.H., Wattanachai, P., and Likitlersuang, S. Stress Distributions in Storage Silo under Uniform Vertical Pressure, in the 22nd KCCNN symposium on Civil Engineering. 2009: Chiang Mai, Thailand.

[30] Kirsch, A., Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand. *Acta Geotechnica*, 2010. 5(1): p. 43-62.

[31] Moussaei, N., Sharifzadeh, M., Sahriar, K. and Khosravi, M.H., A new classification of failure mechanisms at tunnels in stratified rock masses through physical and numerical modeling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2019. 91: p. 103017.

[32] Moussaei, N., Sharifzadeh, M., Sahriar, K. and Khosravi, M.H., Evaluation of discontinuity and opening geometry effects on roof beam deflection. *ISRM International Symposium-EUROCK 2016*. 2016. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.

[33] Moussaei, N., Sharifzadeh, M., Sahriar, K. and Khosravi, M.H., On Stability of Shallow Tunnel by Model Test and Numerical Simulation. *Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering*. 2018. Springer.

[34] Chen, C.N., Huang, W., Tseng, C., Stress redistribution and ground arch development during tunneling, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 26, Issue 1, 2011, Pages 228-235.

[35] Moussaei, N., Khosravi, M.H., and Hossaini, M.F., Physical modeling of soil arching around shallow tunnels in sandy grounds, *International Journal of Mining & Geo-Engineering*, Volume 56-4, 2022, Pages 413-422.