

اثر پارامتر حالت در بهبود پیش بینی مدل‌های الاستوپلاستیک برای خاکهای دانه‌ای

منوچهر لطیفی نمین

استادیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

mlatifi@ut.ac.ir

علی لشکری

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مکانیک خاک و پی - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

lashkari_ali@hamyar.net

(تاریخ دریافت ۸۱/۷/۱۰، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۲/۱۰/۴، تاریخ تصویب ۸۳/۱/۲۹)

چکیده

در این مقاله اثر پارامتر حالت در بهبود پیش بینی مدل‌های الاستوپلاستیک نشان داده شده است. برای این کار یک مدل رفتاری الاستوپلاستیک سطح حدی از طریق وارد کردن مفاهیم مکانیک خاک حالت بحرانی در فرمولبندی مدل اصلاح گردیده است. مدل اصلاح شده توانایی شبیه‌سازی رفتار نمونه‌های متراکم و شل ماسه در بارگذاریهای زهکشی شده و زهکشی نشده تک سوپه و سیکلیک را دارا است. اصلاح مدل از طریق وابسته سازی زاویه انتقال فاز به پارامتر حالت صورت پذیرفته است. پارامتر حالت به صورت فاصله میان نسبت تخلخل نمونه و نسبت تخلخل متناظر با فشار همه جانبه وارد بر نمونه روی خط حالت دایمی تعریف می‌گردد. مقایسه میان پیش‌بینی‌های مدل و رفتار واقعی خاک در بارگذاریهای زهکشی شده و زهکشی نشده ارائه شده است. مقایسه نتایج شبیه‌سازی با نتایج واقعی، کارایی ایده پیشنهادی را نمایش می‌دهد.

واژه‌های کلیدی: سطح حدی، حالت دایمی، انتقال فاز، پارامتر حالت، مکانیک خاک حالت بحرانی

مقدمه

برای یک نوع خاک می‌شود و از طرف دیگر هیچ کنترل قاطعی بر تغییر حالت در طی بارگذاری وجود ندارد. در سال ۱۹۸۵، بین (Been) و جفریز (Jefferies) معیاری بنام پارامتر حالت، برای ارزیابی رفتار کلی ماسه در بارگذاری، ارائه نمودند. پارامتر حالت به صورت فاصله میان نسبت تخلخل نمونه و نسبت تخلخل روی خط حالت دایمی، متناظر با فشار همه جانبه‌ای که نمونه آنرا تحمل می‌نماید، تعریف می‌شود.

بر این مبنا جفریز در سال ۱۹۹۳ مدلی بنام Nor-Sand پیشنهاد نمود. در این مدل رفتار خاک ماسه‌ای تا حد زیادی توسط مقدار پارامتر حالت کنترل می‌شود؛ از سوی دیگر این مدل نقصهای متعددی نیز داشت. استفاده از قانون جریان وابسته و سخت شونده همسان به تنهایی و نیز عدم توانایی شبیه‌سازی رفتار ماسه در بارگذاری زهکشی نشده، نقصهای عمده آن بودند.

نمونه‌های شل و اشباع ماسه در بارگذاری زهکشی نشده رفتار انقباضی و نمونه‌های متراکم و اشباع ماسه، رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهند. از طرف دیگر تراز تنش همه جانبه مؤثر بر نمونه نیز مستقیماً روی رفتار کلی آن مؤثر است. همچنین ماسه چه شل باشد و چه متراکم، در کرنشهای بزرگ به وضعیتی خواهد رسید که مؤلفه‌های تنش و حجم نمونه ثابت می‌ماند. این حالت نهایی توسط روسکو (Roscoe) و دیگران حالت بحرانی نامگذاری شده است.

یک مدل مناسب برای ماسه باید بتواند ویژگیهای عمومی گفته شده فوق را شبیه سازی نماید. بسیاری از مدل‌های موجود، نمونه‌های یک نوع ماسه با چگالیهای مختلف را به عنوان خاکهای مختلف در نظر می‌گیرند. برگزیدن چنین رویکردی منجر به نیاز به تعیین مجموعه‌ای از پارامترها

\mathbf{E} در رابطه بالا تنسور مدول الاستیک است و به صورت زیر بیان می گردد:

$$E_{ijkl} = \left(K - \frac{2G}{3} \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + G(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (3)$$

در این رابطه K و G به ترتیب مدولهای برشی و بالک هستند. δ نیز بیانگر تابع دلتای کرونگر است و به صورت زیر تعریف می گردد:

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & i = j \\ 0 & i \neq j \end{cases} \quad (4)$$

از طرف دیگر نمو کرنش پلاستیک مطابق زیر تعریف می گردد:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \langle \dot{\lambda} \rangle R_{ij} \quad (5)$$

در این رابطه $\dot{\lambda}$ شاخص بارگذاری نامیده می شود و \mathbf{R} نیز یک تنسور مرتبه دوم است که جهت کرنشهای پلاستیک در فضای تنشها را نشان می دهد. $\langle \cdot \rangle$ نیز نشانگر براکت مکالی است و به صورت زیر تعریف می گردد.

$$\langle \dot{\lambda} \rangle = \begin{cases} \dot{\lambda} & \dot{\lambda} \geq 0 \\ 0 & \dot{\lambda} < 0 \end{cases} \quad (6)$$

$\dot{\lambda}$ نیز به صورت زیر تعریف می گردد.

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{K_p} L_{ij} \dot{\sigma}_{ij} \quad (7)$$

در این رابطه K_p مدول پلاستیک است و \mathbf{L} نیز تنسوری است که جهت بارگذاری را نشان می دهد.

سطح حدی و سطح تسلیم

در برخی از مدل‌های رفتاری، سطح حدی، سطحی مخروطی با راس واقع بر مبدا، مختصات فضای تنشهاست (شکل ۱).

پریوست (Prevost) در سال ۱۹۸۵ و پریوست ولیسی (Lacy) در سال ۱۹۸۷، رابطه ای برای بیان سطح حدی با مقطع دایره ای (شکل ۲) در فضای تنشهای برشی و محور جابجا شونده در فضای تنشها، پیشنهاد نمودند. ویژگی مهم این انتخاب کاهش حجم محاسبات

تلاش مهم دیگر مدل ارایه شده توسط منظری (Manzari) و دفلیاس (Dafalias) در سال ۱۹۹۷ بود. آنها بر اساس پیشنهاد وود (Wood) و همکاران در سال ۱۹۹۴، وجود رابطه‌ای خطی میان نسبت تنش انتقال فاز و پارامتر حالت را پذیرفته و با این شرط که با صفر شدن مقدار پارامتر حالت، میزان اتساع نیز صفر شود، مدلی ارایه نمودند که در بازه بزرگی از تنشها، توانایی شبیه‌سازی رفتار نمونه‌های شل و متراکم ماسه را دارا بود. در این تحقیق با اتخاذ رویکرد مشابه با منظری و دفلیاس در سال ۱۹۹۷، در مرجع [۱۱] و گاجو (Gajo) و وود در مرجع [۴]، مدل پیشنهادی منظری در سال ۱۹۹۴، مرجع [۱۰]، از طریق ایجاد وابستگی اتساع به پارامتر حالت اصلاح گشته است.

با توجه به وجود شواهدی مبتنی بر غیرخطی بودن رابطه میان نسبت تنش انتقال فاز و پارامتر حالت، رابطه میان نسبت تنش انتقال فاز و پارامتر حالت غیرخطی پیشنهاد شده است، در حالیکه منظری و دفلیاس در مدل پیشنهادی خود در سال ۱۹۹۷، این رابطه را خطی فرض نموده‌اند.

مدل اصلاح شده حاصل تنها با بکار بردن یک مجموعه پارامتر از توانایی قابل توجهی در پیش‌بینی رفتار ماسه‌ها در بارگذاریهای زهکشی شده و زهکشی نشده برخوردار است.

فرمول بندی عمومی مدل

روابط در مدل بر مبنای تنش مؤثر هستند. نمو کرنش کل برابر مجموع نمو کرنشهای الاستیک و پلاستیک فرض و به صورت زیر بیان می گردد:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (1)$$

در این رابطه $\dot{\epsilon}_{ij}^p, \dot{\epsilon}_{ij}^e, \dot{\epsilon}_{ij}^p$ به ترتیب نمایانگر نمو کرنش کل، نمو کرنش الاستیک و نمو کرنش پلاستیک می باشند.

در حیطه عملکرد الاستیک، رفتار ماده توسط فرم عمومی قانون هوک، به صورت زیر بیان می گردد:

$$\dot{\sigma}_{ij} = E_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}^e = E_{ijkl} (\dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\epsilon}_{kl}^p) \quad (2)$$

$$L_{ij} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = L'_{ij} + L''\delta_{ij} \quad (۱۰-الف)$$

$$R_{ij} = R'_{ij} + R''_{ij}\delta_{ij} \quad (۱۰-ب)$$

$$R'_{ij} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} - \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \delta_{kl}\right)\delta_{ij} \quad (۱۰-ج)$$

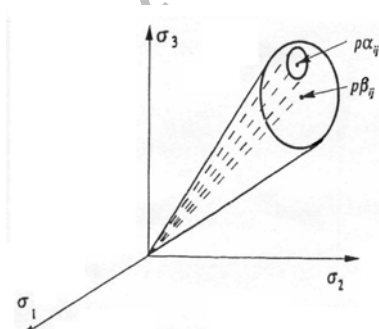
بر مبنای تحقیقات لده (Lade) و دانکن (Duncan) درماتسه ها برقراری اصل تعامد در صفحه اکتاهدرال را می توان با تقریب مناسبی پذیرفت بنابراین خواهیم داشت $R'_{ij} = L'_{ij}$ (۱۱)

با استفاده از رابطه ۹، L'_{ij} و L'' قابل محاسبه اند.

$$L'_{ij} = \frac{(S_{ij} - p\alpha_{ij})}{\sqrt{\frac{2}{3}} mp} \quad (۱۲-الف)$$

$$L'' = \frac{-1}{3} \left\{ \sqrt{\frac{2}{3}} m + \frac{(S_{ij} - p\alpha_{ij})\alpha_{ij}}{\sqrt{\frac{2}{3}} mp} \right\} \quad (۱۲-ب)$$

از طرف دیگر بخش هیدرو استاتیکی تنسور R یعنی R'' از اهمیت خاصی برخوردار است چون عملاً رفتار اتساعی خاک را کنترل می نماید. بنابراین انتخاب فرم مناسب برای R'' ، نقش مهمی در توانایی مدل برای پیش بینی رفتار خاک خواهد داشت. لازم به ذکر است که اصلاح مدل نیز از طریق اصلاح پارامترهای R'' صورت گرفته است.



شکل ۲: جابجایی سطح تسلیم در فضای تنشها.

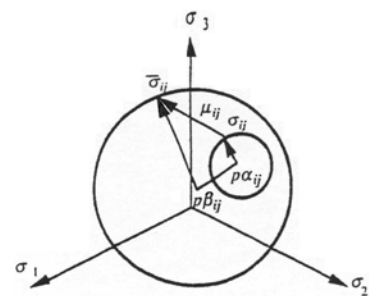
عددی مورد نیاز در شبیه سازی رفتار، با استفاده از این رابطه است. این سطح حدی در مدل رفتاری حاضر نیز بکار برده شده است و رابطه آن در زیر قابل مشاهده است.

$$F = \left[(S_{ij} - P\beta_{ij})(S_{ij} - P\beta_{ij}) \right]^{1/2} - \sqrt{\frac{2}{3}} MP = 0 \quad (۸)$$

در این رابطه S_{ij} و P به ترتیب اجزای برشی و همه جانبه مؤلفه تنش σ_{ij} هستند، $p\beta_{ij}$ هم یک تنسور برشی است که مکان محور مخروط سطح حدی را در صفحه برشی مشخص می نماید. M نیز ضریبی است که اندازه سطح حدی را مشخص می نماید. با فرض متشابه بودن فرم سطح تسلیم و سطح حدی رابطه زیر را می توان برای سطح تسلیم بکار برد.

$$f(\sigma_{ij}, \alpha_{ij}, q_n) = \left[(S_{ij} - P\alpha_{ij})(S_{ij} - P\alpha_{ij}) \right]^{1/2} - \sqrt{\frac{2}{3}} mP = 0 \quad (۹)$$

در این رابطه $p\alpha_{ij}$ نیز تنسوری برشی است که مکان محور مخروط سطح تسلیم را در فضای تنشها بدست می دهد و m نیز کمیتی است بدون بعد که اندازه سطح تسلیم را مشخص می کند. q_n نیز شاخصی است برای پارامترهای بدون بعد سخت شوندگی مانند m . در شکل (۱) نمای کلی سطح حدی و سطح تسلیم در فضای تنشهای اصلی نمایش داده شده اند.



شکل ۱: نمای کلی سطح حدی و سطح تسلیم در فضای تنشهای اصلی.

قانون جریان

مطابق روابط ۱۰-الف تا ۱۰-ج، تنسورهای R و L را می توان به مؤلفه های برشی و هیدرواستاتیکی تجزیه کرد.

بر پایه قانون سخت شونده‌گی مروز (Mroz, 1967) و در نظر گرفتن اثر سخت شونده‌گی همسان، منظری رابطه زیر برای بیان جابجایی لحظه ای سطح تسلیم پیشنهاد نموده است .

$$P\dot{\alpha}_{ij} = \dot{\zeta}(\bar{\sigma}_{ij} - \sigma_{ij}) - \sqrt{\frac{2}{3}} \dot{m}PL'_{ij} \quad (18)$$

در این رابطه ζ یک تابع عددی بدون بعد و $\bar{\sigma}_{ij}$ تصویر وضعیت کنونی تنش ، σ_{ij} ، روی سطح حدی است. لازم به ذکر است که اولین جمله سمت راست عبارت بالا شبیه رابطه پیشنهادی مروز برای سخت شونده‌گی جنبشی انتخاب شده است و دومین جمله برای بحساب آوردن اثر سخت شونده‌گی همسان افزوده شده است (شکل ۲) .
با توجه به فرم انتخابی برای سطوح حدی و تسلیم و اعمال شرط سازگاری ، رابطه ۱۸ به صورت زیر درمی آید .

$$P\dot{\alpha}_{ij} = \dot{\zeta}(\bar{\sigma}_{ij} - \sigma_{ij}) - \sqrt{\frac{2}{3}} \dot{m}PL'_{ij} \quad (19)$$

$$\mu_{ij} = \frac{M}{m} (S_{ij} - P\alpha_{ij}) - (S_{ij} - P\beta_{ij}) \quad (20)$$

مدول پلاستیک

فرمولاسیون مدل به گونه‌ای پایه‌گذاری شده است که به آن قابلیت شبیه سازی رفتار در بارگذاریهای تک سویه و سیکلیک را می دهد . در مدل حاضر از رابطه پیشنهادی دفلیاس (۱۹۸۶) برای محاسبه مدول پلاستیک استفاده شده است .

$$K_p = h(\mu_{ij}\mu_{ij}) \frac{\mu_{ij}n_{ij}}{<[(\mu_{ij})_{in} - \mu_{ij}]n_{ij}>} \quad (21)$$

در این رابطه K_p مدول پلاستیک برای سطح تسلیم ، μ_{ij} بردار واصل وضعیت کنونی تنش روی سطح تسلیم و تصویر آن روی سطح حدی و $(\mu_{ij})_{in}$ نیز مقدار ابتدایی این بردار در آغاز بارگذاری جدید است. هم بردار نرمال برسطح تسلیم است .

منظری در سال ۱۹۹۴ بر مبنای قانون اتساع رو (Rowe, 1962) رابطه زیر را برای محاسبه "R" پیشنهاد نموده است .

$$R'' = \frac{1}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} (1+A)(\eta_p - \eta) \quad (13)$$

در این رابطه A و η_p از پارامترهای مدل هستند . مفهوم η_p در این رابطه ، نسبت تنش انتقال فاز است که با رسیدن نسبت تنش به آن مقدار ، رفتار از انقباضی به اتساعی تبدیل می گردد . منظری η_p را برای تمامی نمونه‌های یک نوع ماسه ثابت فرض می نماید درحالیکه بر مبنای تحقیقات وردوگو (Verdugo) و ایشیهارا (Ishihara) ، هم اکنون می دانیم که این فرض نادرست است و نسبت تنش انتقال فاز تابع حالت خاک می باشد [۱۵].

سخت شونده‌گی همسان

نتایج تحقیقات نشان می دهند در ماسه ها اندازه سطح تسلیم بسیار کوچک بوده و با افزایش کرنشهای برشی تمایل به گسترش دارد [۵] . بنابراین برگزیدن اندازه سطح تسلیم ، m ، به عنوان تابعی از کرنش تجمعی پلاستیک ، ξ ، انتخابی منطقی به نظر می‌رسد. بر این مبنای منظری رابطه زیر را برای بیان تغییرات اندازه سطح تسلیم پیشنهاد کرده است .

$$dm = g(\xi)d\xi \quad (14)$$

$$\xi = \int |d\xi| = \int \left(\frac{2}{3} \dot{e}_{ij}^p \dot{e}_{ij}^p\right) \quad (15)$$

با انتخاب تابعی نمایی و میرا برای $g(\xi)$ به صورت :

$$g(\xi) = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \quad (16)$$

و با جایگذاری رابطه ۱۶ در رابطه ۱۴ و انتگرالگیری ، m ، بدست می آید .

$$m = m_{in} + \beta_1 [1 - \exp(-\beta_0 \xi)] \quad (17)$$

سخت شونده‌گی جنبشی :

$$K = K_0(p/p_{ref})^{1/2} \quad (۲۶-ب)$$

اثر تخلخل ابتدایی در انتخاب مقادیر K_0 و G_0 لحاظ شده است و اثرات احتمالی مقادیر بعدی نسبت تخلخل روی پارامترهای الاستیک مورد چشمپوشی قرار گرفته است. K_0 و G_0 را می‌توان از آزمایشهای سرعت موج برشی و یا برش ساده سیکلیک با دامنه کوتاه بدست آورد. در نبود چنین آزمایشهایی از روابط تجربی جهت تخمین این دو مقدار می‌توان کمک گرفت.

۲- پارامترهای سطح حدی

پارامترهای β_{ij} مختصات مرکز سطح حدی را مشخص می‌نمایند. در نهشته‌های طبیعی و نمونه‌های تهیه شده در آزمایشگاه فرض همسانی جانبی نمونه‌ها، فرضی قابل قبول است. بر این اساس و با دانستن اینکه β_{ij} یک تنسور برشی است، پارامترهای β_{ij} مطابق زیر بدست می‌آیند.

$$\beta_{11} = \frac{2}{3}\beta \quad \beta_{22} = \beta_{33} = \frac{-1}{3}\beta \quad \beta_{ij} = 0 \quad i \neq j \quad (۲۷)$$

رابطه ۸ را می‌توان به صورت زیر در فضای سه محوری نوشت:

$$F = |q - P\beta| - MP = 0 \quad (۲۸)$$

در این رابطه q نشانه تنش انحرافی در آزمایش سه محوری است.

شیب گسیختگی در فضای $q - p'$ را می‌توان مطابق زیر بدست آورد:

$$\eta = \frac{q}{p} = \beta \pm M \quad (۲۹)$$

اگر شیب خط گسیختگی در آزمایشهای سه محوری فشاری و کششی، به ترتیب η_{fc}, η_{fe} نامگذاری شوند، β و M مطابق زیر قابل تعیین اند.

$$\begin{cases} \beta = \frac{1}{2}(\eta_{fe} + \eta_{fc}) \\ M = \frac{1}{2}(\eta_{fc} - \eta_{fe}) \end{cases} \quad (۳۰)$$

در این رابطه h تابعی است بدون بعد که به صورت زیر تعریف شده است.

$$h = H_0 \left(\frac{P}{P_{ref}} \right)^{1/2} \frac{[(\mu_{ij})_m (\mu_{ij})_{in}]^{1/2}}{\sqrt{\frac{2}{3} mP}} [2 + \sin(3\theta)]^n \quad (۲۲)$$

اثر جمله سوم در رابطه ۲۲ وزن دادن به فاصله وضعیت اولیه تنش نسبت به تصویر آن روی سطح حدی است. و جمله چهارم برای ایجاد اختلاف میان مقاومت در کشش و فشار از طریق دخالت دادن تابعی از زاویه لود یعنی θ افزوده شده است.

فرم باز معادلات رفتاری

از ترکیب معادلات ۳، ۵ و ۱۰ رابطه ۲ را به صورت زیر می‌توان نوشت:

$$\dot{S}_{ij} = 2G\dot{\epsilon}_{ij} - \langle \dot{\lambda} \rangle (2GL'_{ij}) \quad (۲۳)$$

$$\dot{P} = K\dot{\epsilon}_v - \langle \dot{\lambda} \rangle (3KR'') \quad (۲۴)$$

با جایگذاری این روابط و رابطه ۱۰ - ب در رابطه ۷، $\dot{\lambda}$ نیز بدست می‌آید.

$$\dot{\lambda} = \frac{L'_{ij}\dot{\epsilon}_{ij} + \frac{K}{2G}(3L'')(\dot{\epsilon}_v)}{1 + \frac{K_p}{2G} + \frac{9KR''L''}{2G}} \quad (۲۵)$$

با بدست آمدن رابطه ۲۵ فرمولبندی مدل کامل می‌گردد.

کالیبراسیون مدل

مدل شامل ۱۲ پارامتر است که مطابق زیر طبقه‌بندی شده‌اند.

۱- مدوله‌های الاستیک

مدوله‌های بالک و برشی تابعی از سطح تنش مؤثر و نسبت تخلخل هستند. در مدل حاضر روابط زیر برای محاسبه مدوله‌های بالک و برشی پیشنهاد شده‌اند.

$$G = G_0(p/p_{ref})^{1/2} \quad (۲۶-الف)$$

۱- می‌دانیم خصوصیات ذاتی ماسه به چگالی آن وابسته نیست، در حالیکه در این مدل لازم است که برای هر چگالی نسبی خاص پارامترهای مدل تعیین گردند.

۲- به علت آنکه فرمولبندی مدل رفتاری در قالب مکانیک خاک حالت بحرانی نیست، در مقادیر بزرگ کرنش مدل قادر به شبیه سازی مناسب رفتار خاک نمی‌باشد. همانطور که در شکل (۳) دیده می‌شود در کرنشهای بزرگ، نمونه‌های واقعی به حالت دائمی رسیده‌اند اما مدل در شبیه سازی رفتار حالت دائمی خاک بکلی ناتوان است. از طرف دیگر مدل در شبیه‌سازی رفتارهای حالت شبه دائمی و انتقال فاز ضعیف بوده است

جدول ۱: پارامترهای پیشنهادی کالیبراسیون مدل برای نمونه ماسه توپورا با شرایط اولیه ($e=0/833$ & $P_0=1000KPa$).

Elastic	G_0	35000 KPa
	K_0	25000 KPa
Failure Surface	M	1.20
	β	0.10
Hardening	H_0	180
	n	1.0
	m_{in}	0.05
	β_I	0
Dilatancy	A	-0.9
	η_{pc}	1.0
	η_{pe}	0.9

اصلاح مدل

در سال ۱۹۸۵ بین و جفریز وجود رابطه‌ای معنی‌دار میان زاویه انتقال فاز و مقدار ابتدایی پارامتر حالت برای ماسه Kogyuk350 را گزارش نمودند. پارامتر حالت به صورت فاصله میان نسبت تخلخل نمونه و نسبت تخلخل متناظر با فشار همه جانبه نمونه، روی خط حالت دائمی تعریف می‌گردد (شکل ۴).

شیب خط انتقال فاز بر حسب مقدار پارامتر حالت در وضعیت انتقال فاز برای نمونه‌های ساخته شده به روش نمونه‌سازی Wet Tamping با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی مرجع [۱۵] ماسه Toyoura، توسط مولفین تهیه و در شکل (۵) ارائه شده است. همانطور که دیده

اگرچه بکار بردن مقادیر مختلف M در کشش و فشار می‌تواند به بهبود پیش‌بینی‌های مدل کمک نماید، اما این عمل با فرض دایره‌ای بودن مقطع سطح حدی در تضاد است و در این تحقیق از این کار پرهیز شده است.

۳- پارامترهای رفتار اتساعی

رفتار اتساعی توسط رابطه ۱۳ توصیف می‌گردد. این رابطه شامل دو پارامتر A و η_p است که A از طریق آزمون و خطا بدست می‌آید و η_p نیز شیب خط انتقال فاز در فضای $q-p$ است.

۴- پارامترهای سخت شونده‌گی

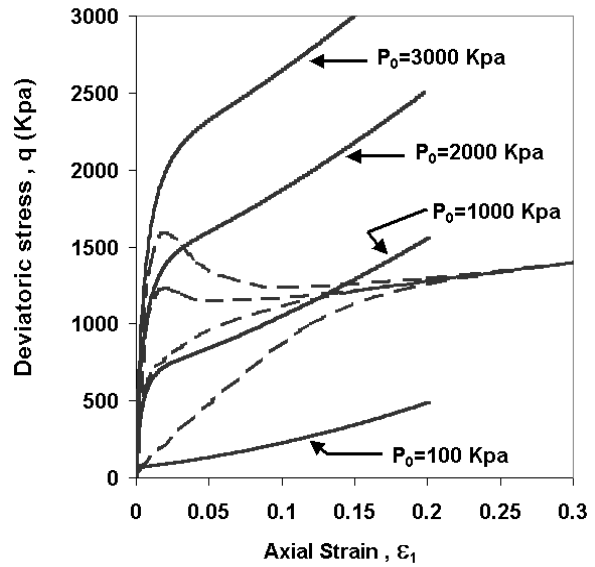
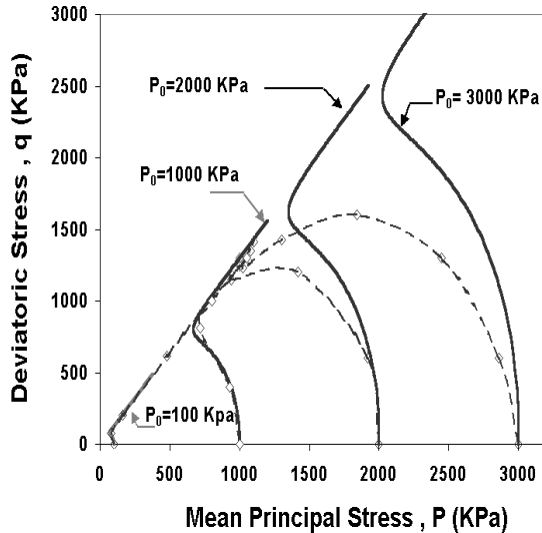
در فرمولاسیون مدل دو پارامتر H_{00} و n برای اعمال سخت شونده‌گی به مدول پلاستیک موجودند. این دو پارامتر از طریق آزمون و خطا تا رسیدن به بهترین تطابق با نتایج تجربی بدست می‌آیند. دو پارامتر β_0 و β_1 نیز برای تعیین اندازه سطح تسلیم بکار برده می‌شوند که این دو پارامتر هم از طریق آزمون و خطا تعیین می‌گردد.

ارزیابی کارایی مدل

به منظور ارزیابی کارایی مدل، رفتار چهار نمونه نسبتاً سست ماسه (Toyouura) در بارگذاری سه محوری زهکشی نشده توسط الگوریتم نوشته شده شبیه‌سازی، و نتایج شبیه سازی با داده های ارایه شده در مرجع [۱۵] مقایسه گردید. کالیبراسیون مدل توسط مؤلفین مقاله برای نمونه با شرایط اولیه (شرایط قبل از اعمال برش به نمونه $e=0/833, P_0=1000KPa$) انجام گردید و پارامترهای مدل در شبیه سازی در جدول (۱) ارائه شده است. در شکل (۳) نتایج شبیه سازی دیده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌گردد پیش‌بینی مدل تنها برای نمونه‌ای که کالیبراسیون برای آن انجام شده است، نسبتاً قابل پذیرش است و برای سه نمونه دیگر اختلاف فاحشی میان نتایج شبیه‌سازی و رفتار واقعی دیده می‌شود.

ارزیابی کامل مدل برای بارگذاری های سه محوری زهکشی شده و زهکشی نشده برای نمونه‌های با سطوح مختلف تراکم در مرجع [۱] ارائه شده است.

در مجموع دو ایراد اساسی بر مدل پیشنهادی منطری در سال ۱۹۹۴، [۱۰]، وارد است:



شکل ۳: مقایسه بین نتایج پیش‌بینی‌های مدل با داده‌های تجربی برای ماسه تویورا ($e=0/833$) (خطوط پر نتایج پیش‌بینی‌های مدل و خطوط نیمه پر داده‌های تجربی می باشند).

می‌شود میان شیب خط انتقال فاز و مقدار ابتدایی پارامتر حالت یک همبستگی غیرخطی قابل مشاهده است. بر این مبنا رابطه میان شیب انتقال فاز و پارامتر حالت را می‌توان به صورت زیر فرض نمود.

$$\eta_p = a + b \operatorname{sgn}(\psi) |\psi|^c \quad (31)$$

در این رابطه Sgn نماد تابع علامت است. η_p را می‌توان مشابه روش وود و همکاران در مرجع [۱۶] نسبت تنش انتقال فاز مفید نامید.

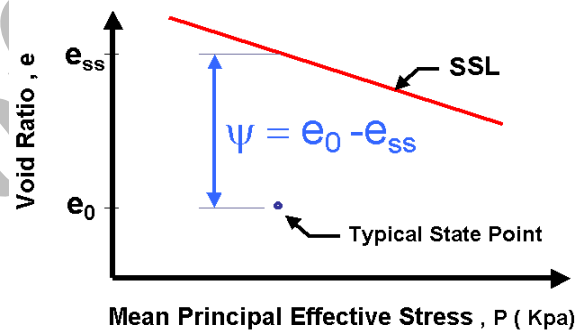
ψ پارامتر حالت است و a و b و c نیز ضرایب عددی برای برقراری رابطه می‌باشند.

منظور از تعریف رابطه ۳۱ به فرم بالا، ایجاد قابلیت کارکرد رابطه برای مقادیر مثبت و منفی پارامتر حالت بدون ایجاد ناپیوستگی عددی، برای تمامی مقادیر عددی ممکن توان c بوده است.

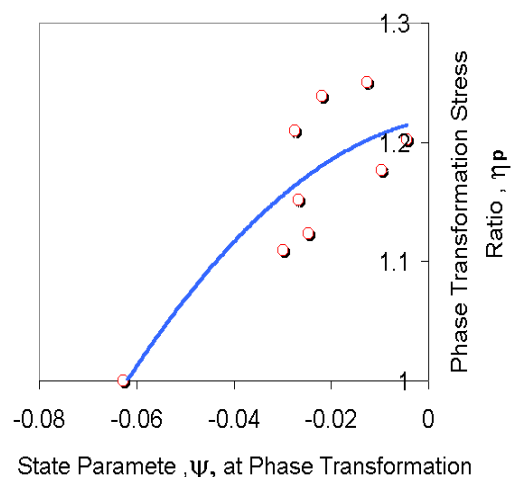
با در نظر گرفتن ملاحظات رفتاری ماسه، رابطه ۳۱ را به صورت زیر می‌توان تعریف کرد. حسن این عمل حذف یکی از ضرایب رابطه ۳۱ است.

$$\eta_p = \eta_{\max} \left\{ 1 + A_1 \operatorname{Sgn}(\psi) |\psi|^{A_2} \right\} \quad (32)$$

در رابطه بالا η_{\max} شیب خط گسیختگی است و بر اساس پارامترهای سطح حدی تعریف می‌گردد.



شکل ۴: تعریف پارامتر حالت (بین و جفریز ۱۹۸۵).



شکل ۵: شیب خط انتقال فاز بر حسب مقدار پارامتر حالت در وضعیت انتقال فاز برای نمونه‌های ساخته شده به روش نمونه‌سازی Wet Tamping (برگرفته از مرجع [۱۵]).

منفی ($\psi_0 < 0$) رابطه ۳۲، $\eta_p < \eta_{max}$ را پیش بینی می‌نماید. در طی فرایند اعمال بار مقدار نسبت تنش دائماً افزایش می‌یابد و مساوی شدن نسبت تنش، با نسبت تنش انتقال قبل از رسیدن به حالت بحرانی متصور است، در این لحظه تغییر علامت رابطه ۳۴، تغییر رفتار از انقباضی به اتساعی را برقرار می‌سازد.

جدول ۲: پارامترهای پیشنهادی کالیبراسیون مدل اصلاح شده برای نمونه ماسه توپورا با شرایط اولیه ($e=0.833$ & $P_0=1000Kpa$)

Elastic	G_0	35000 KPa
	K_0	25000 KPa
Failure Surface	M	1.20
	β	0.10
Critical state $e_c = e_\tau - \lambda(p/p_{ref})^\xi$	e_τ	0.934
	λ	0.019
	ξ	0.70
Hardening	H_0	180
	n_1	1.0
	m_{in}	0.05
	β_1	0
Phase Transformation	A_1	2.0
	A_2	0.75
Dilatancy	A_3	0.50

ارزیابی مدل اصلاح شده

مدل اصلاح شده نیز از طریق شبیه‌سازی رفتار ماسه Toyoura مورد ارزیابی قرار گرفته است. از این رو نخست پارامترهای مدل با توجه به روش گفته شده تعیین شده‌اند. نتایج کالیبراسیون مدل برای نمونه ماسه با شرایط ابتدایی $e = 0.833, P_0 = 1000Kpa$ در جدول (۲) ارائه شده است. رابطه خط حالت بحرانی از مرجع [۹] اخذ شده است. در شکل‌های (۶) تا (۸) پیش‌بینی رفتار زهکشی نشده برای نمونه‌های متراکم، نیمه متراکم، و شل ماسه Toyoura به همراه نتایج واقعی مرجع [۱۵] ارائه شده است. مقایسه میان شکل‌های (۳) و (۶) توانایی مدل اصلاح شده را بخوبی نشان می‌دهد. نکته قابل توجه این است که مدل اصلاح شده تنها با بکار بردن یک مجموعه پارامتر، رفتار نمونه‌های شل تا متراکم ماسه را با دقت مناسب شبیه سازی نموده است. برای ارزیابی مدل در شبیه سازی رفتار در بارگذاری زهکشی شده، رفتار ۱۰ نمونه

$$\eta_{max} = \begin{cases} M + \beta & \text{Compression} \\ M - \beta & \text{Extension} \end{cases} \quad (33)$$

همانطور که در جدول (۲) دیده می‌شود، A_2 و A_1 پارامترهایی هستند که در فرمولبندی مدل اصلاح شده به فهرست پارامترهای مدل افزوده شده‌اند.

با توجه به عملکرد قابل قبول قانون اتساع رو (Rowe, 1962). در توصیف عملکرد اتساعی خاکهای ماسه‌ای، رابطه ۱۳ را بدون تغییر عمده و تنها با خلاصه کردن ضرایب عددی در یک ضریب می‌پذیریم.

$$R'' = \frac{1}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} A_3 (\eta_p - \eta) \quad (34)$$

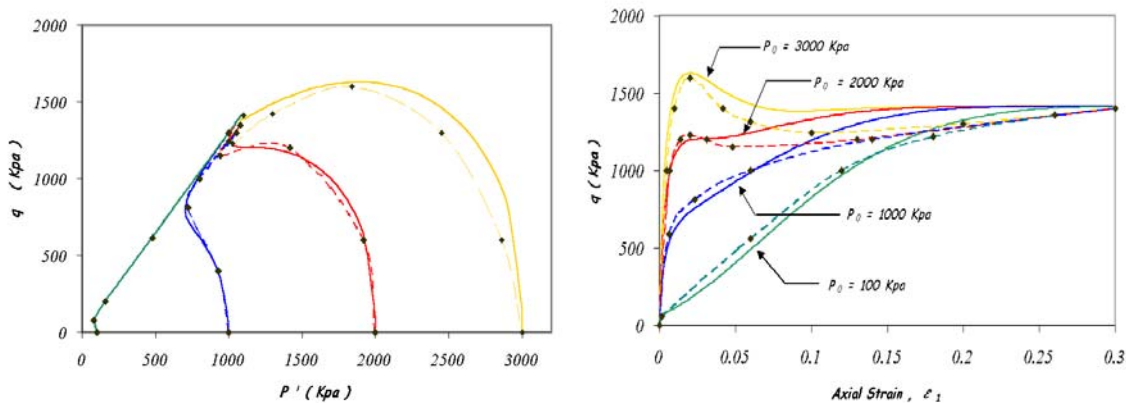
با نزدیک شدن نقطه مشخصه خاک به سطح حدی (که می‌توان آنرا به حالت دائمی تعبیر کرد)، نسبت تنش در المان خاک به سمت ماکزیمم ممکن این مقدار میل می‌نماید ($\eta \rightarrow \eta_{max}$). از طرف دیگر با نزدیک شدن به وضعیت حالت دائمی مقدار پارامتر حالت به سمت صفر میل می‌نماید، ($\psi \rightarrow 0$). و مطابق زیر نسبت تنش انتقال فاز نیز به سمت η_{max} میل می‌نماید.

$$\eta_p \Big|_{\psi \rightarrow 0} = \eta_{max} \left\{ 1 + A_1 \text{Sgn}(\psi) |\psi|^{A_2} \right\} \Big|_{\psi \rightarrow 0} = \eta_{max} \quad (35)$$

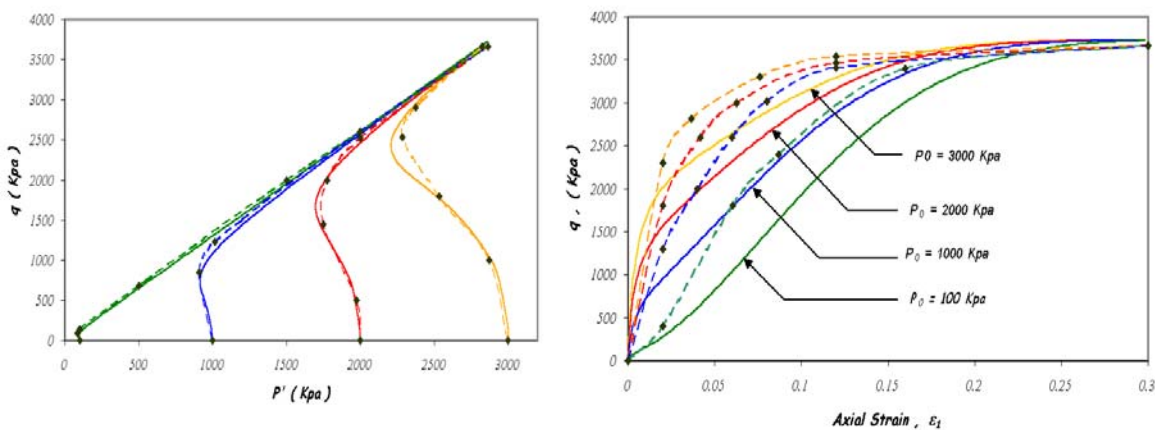
بر این اساس با استفاده از رابطه ۳۴، $R'' = 0$ شده و از آن پس، فرمولبندی عمومی مدل عدم تغییر مؤلفه‌های تنش و حجم المان خاک را تضمین می‌نماید و از این طریق رسیدن به حالت دائمی شبیه‌سازی می‌گردد.

در صورتیکه در آغاز بارگذاری مقدار ابتدایی پارامتر حالت مثبت باشد ($\psi_0 > 0$)، در این صورت رابطه ۳۲، $\eta_p > \eta_{max}$ را پیش‌بینی می‌نماید. با توجه به اینکه $\eta = \eta_{max}$ به عنوان مرز برای کلیه حالات تنش ممکن در المان خاک شناخته می‌شود و عبور از آن ممکن نیست، مقدار رابطه ۳۴ همواره مثبت باقی مانده و تا رسیدن به حالت بحرانی، مدل رفتار خاک را انقباضی پیش‌بینی می‌نماید.

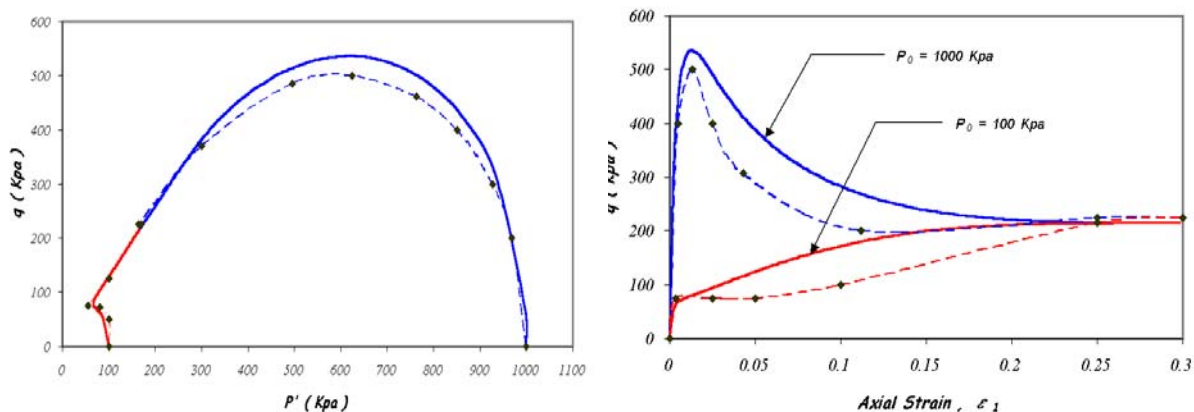
از طرف دیگر برای نمونه‌های با مقدار ابتدایی پارامتر حالت



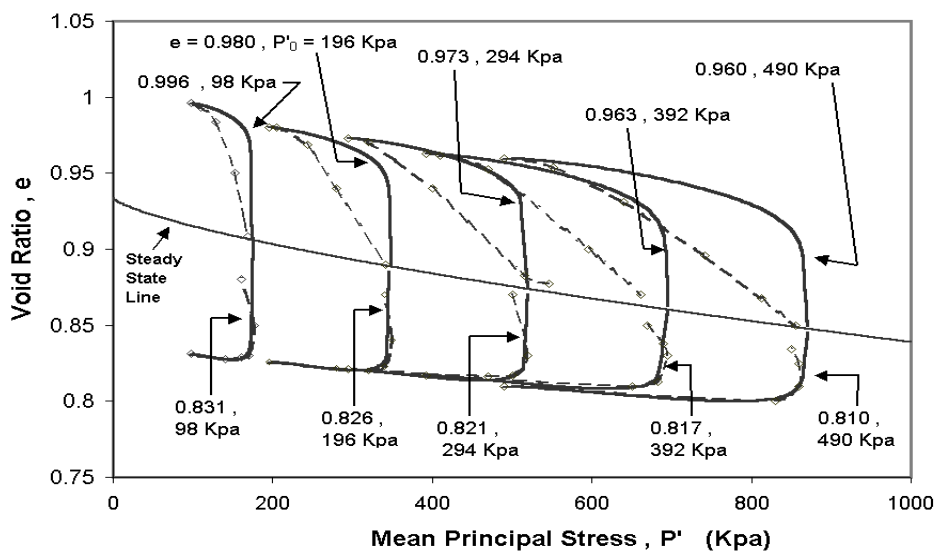
شکل ۶: مقایسه بین نتایج پیش بینی مدل اصلاح شده با داده های تجربی مرجع [۱۵] برای ماسه توپورا ($e = 0.833$) در بارگذاری زهکشی نشده.



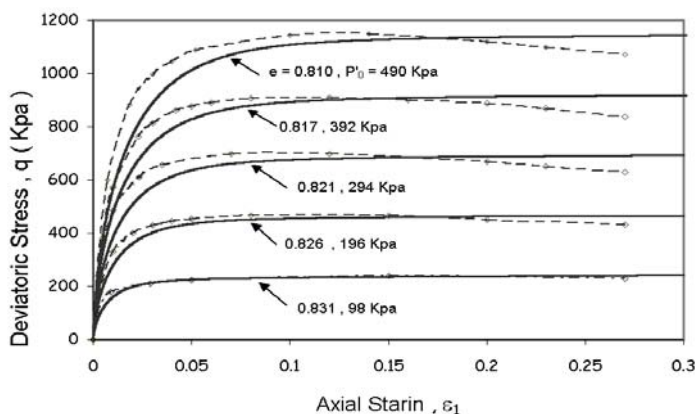
شکل ۷: مقایسه بین نتایج پیش بینی مدل اصلاح شده با داده های تجربی مرجع [۱۵] برای ماسه توپورا ($e = 0.735$) در بارگذاری زهکشی نشده.



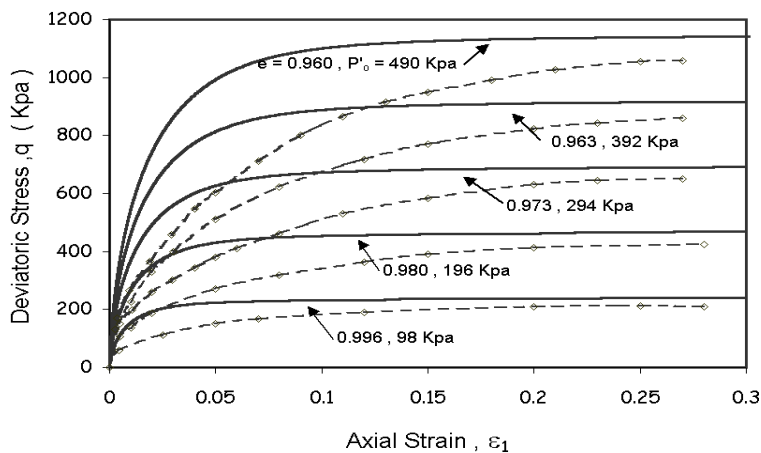
شکل ۸: مقایسه بین نتایج پیش بینی مدل اصلاح شده با داده های تجربی مرجع [۱۵] برای ماسه توپورا ($e = 0.907$) در بارگذاری زهکشی نشده.



شکل ۹: مقادیر نسبت تخلخل بر حسب فشار همه جانبه پیش‌بینی شده توسط مدل اصلاح شده در آزمایشهای سه محوری زهکشی شده در مقایسه با داده‌های تجربی مرجع [۱۵].



شکل ۱۰: مقایسه نمودارهای تنش - کرنش پیش‌بینی شده توسط مدل اصلاح شده در آزمایشهای سه محوری زهکشی شده با داده‌های تجربی مرجع [۱۵] برای ۵ نمونه متراکم ماسه توپورا.



شکل ۱۱: مقایسه نمودارهای تنش - کرنش پیش‌بینی شده توسط مدل اصلاح شده در آزمایشهای سه محوری زهکشی شده با داده‌های تجربی مرجع [۱۵] برای ۵ نمونه سست ماسه توپورا.

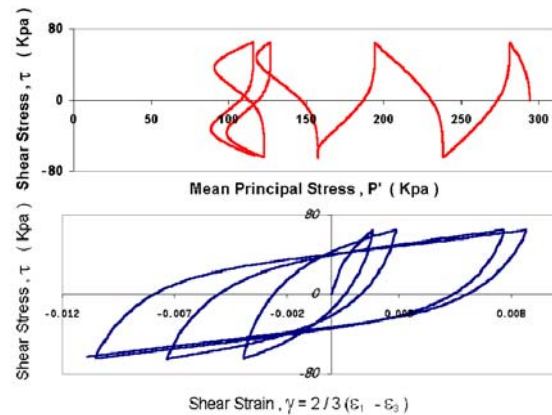
مدل در مدکششی بارگذاری سه محوری زهکشی نشده و بارگذاری سه محوری زهکشی نشده با غیرهمسانی تحکیم اولیه در مرجع [۷] مورد بررسی قرار گرفته است .

نتیجه گیری

در این تحقیق یک مدل رفتاری از خانواده مدل‌های سطح حدی از طریق دخالت دادن پارامتر حالت ، ψ ، در فرمولبندی آن اصلاح و در قالب مکانیک خاک حالت بحرانی درآمده است. مدل اصلاح شده توانایی شبیه‌سازی رفتار ماسه‌ها را در بازه گسترده‌ای از فشارهای همه جانبه و تراکم‌های مختلف در بارگذاریهای زهکشی شده ، زهکشی نشده ، تک سویه و سیکلیک را داراست . ایجاد ارتباط میان فرمولبندی سطح حدی و قالب مکانیک خاک حالت بحرانی از طریق ارایه پیشنهادی مشابه پیشنهاد وود و همکاران (۱۹۹۴) انجام شده است. در این تحقیق زاویه انتقال فاز به عنوان تابعی از پارامتر حالت در فرمولبندی عمومی مدل بکار برده شده است . در حالیکه در مدل اصلاح نشده (منظری، ۱۹۹۴) ، مقدار زاویه انتقال فاز را به عنوان یک پارامتر ثابت مدل بکار برده شده است. نقطه قوت مدل اصلاح شده، بهبود قابل توجه توانایی شبیه‌سازی رفتار خاک در حالت‌های مختلف بارگذاری با یک دسته پارامتر، تنها با بکار بردن مجموعه محدودی از پارامترهای قابل درک بر پایه مفاهیم مکانیک خاک، در عین سادگی فرمولبندی و حجم اندک محاسبات عددی مورد نیاز است.

ماسه مشتمل بر ۵ نمونه شل تر از حالت بحرانی و ۵ نمونه متراکم‌تر از حالت بحرانی شبیه سازی گردیده و نتایج در شکل‌های (۹) تا (۱۱) ارایه شده است. در حالت زهکشی شده نیز مدل بخوبی نمونه‌های شل تر و متراکم‌تر از حالت بحرانی را تشخیص داده و رفتار آنها را شبیه سازی نموده است.

دقت پیش‌بینی‌ها برای نمونه‌های متراکم‌تر از حالت بحرانی مناسب است، اما شبیه‌سازی رفتار نمونه‌های سست‌تر از حالت بحرانی با خطا همراه بوده است . نقطه ضعف مهم مدل ، عدم توانایی شبیه‌سازی نرم شوندگی نهایی در رفتار نمونه‌های متراکم ماسه در آزمایش‌های سه محوری زهکشی شده است. این ضعف به چهارچوب مدل اصلی بر می‌گردد که بخاطر ساده‌سازی میان نسبت تنش حداکثر و نسبت تنش نهایی تمایز قایل نمی‌شود. در نبود داده‌های تجربی بارگذاری سیکلیک سه محوری روی ماسه Toyoura ، تنها به ارایه یک نمونه پیش‌بینی رفتار در بارگذاری سیکلیک بسنده شده است (شکل ۱۲).



شکل ۱۲ : شبیه‌سازی رفتار ماسه توپورا با شرایط اولیه با $e=0/818$, $p'_0=294$ KPa در بارگذاری سه محوری سیکلیک.

مراجع

- ۱- لشکری، ع . "اثر پارامتر حالت در بهبود پیش بینی مدل‌های الاستوپلاستیک برای خاک‌های دانه‌ای." پایان نامه کارشناسی ارشد مکانیک خاک و پی ، گروه عمران دانشکده فنی دانشگاه تهران ، (۱۳۸۱) .
- 2 - Been, K. and Jefferies, M. G. (1985). *A state parameter for sand Geotechnique* 35 . No. 2, PP. 99 – 112 .
- 3 - Dafalias, Y. F. (1986). "Bounding surface plasticity . I : mathematical foundation and hypoplasticity." *J. Eng. Mech. ASCE* 112, No. 9, PP. 966-987.
- 4 - Gajo, A. and Muir wood, D. (1999). "Severn - trent sand : a kinematic hardening constitutive model : the q-p' formulation ." *Geotechnique*, Vol. 49, No. 5 , PP. 595-614 .

- 5 - Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S. (1975). "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses." *Soils Fdns*, Vol. 15, No. 1, PP. 29-44.
- 6 - Lacy, S. J. and Prevost, J. H. (1987). "Constitutive model for geomaterials." *Proc. 2nd Int. Conf. on Constitutive Laws for Engineering Materials*, Tucson, PP. 1-12.
- 7 - Lashkari, A. and Latifi, M. (2003). "Effect of state parameter on elastoplastic sand models." *Proc 56th Canadian Geotechnical Conference*.
- 8 - Lade, P. V. and Duncan, J. M. (1975). "Cubical triaxial tests on cohesionless soil." *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol. 99. (SM10), PP. 793 –812.
- 9 - Li, X. S. (1997). "Modeling of dilative shear failure." *J. Geotech. Geoenviron. Engng.*, ASCE, Vol. 123, No. 7, PP. 609 – 616.
- 10 - Manzari, M. T. (1994). *Finite deformation analysis and constitutive modeling of non-cohesive soils for liquefaction problems*. Dissertation submitted in partial satisfaction of the Degree of Doctor of Philosophy to the University of California, Davis.
- 11 - Manzari, M. T. and Dafalias, Y. F. (1997). *A critical state two-surface plasticity model for sands*. *Geotechnique* 47, No. 2, PP. 255-272.
- 12 - Mroz, Z. (1967). "On the description of anisotropic hardening." *J. Mech. Phys. Solids*, Vol. 15. PP. 163 – 175.
- 13 - Prevost, J. H. (1985). "A simple plasticity model for frictional cohesionless soils." *J. Soil Dynamics Earthquake Engng* 4, No. 1, PP. 9 –17.
- 14 - Rowe, P. W. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact." *Proc. Roy. Soc. Series A* 269, PP. 500 –527.
- 15 - Verdugo, R. and Ishihara, K. (1996). "The steady state of sandy soils." *Soils Fdns* 36, No. 2, PP. 81- 91.
- 16 - Wood, D. M., Belkheir, K. and Liu, D. F. (1994). "Strain softening and state parameters for sand modeling." *Geotechnique* 44, No. 2, PP. 335-339.
- 17 - Jefferies, M.G. (1993). "Nor-Sand : A simple critical state model for sand." *Geotechnique* 43, No. 1, PP. 91-103.