

MODELING OF STRENGTH ANISOTROPY IN GRANULAR SOILS BY A BOUNDING SURFACE CONSTITUTIVE MODEL

Ali Lashkari

School of Civil Eng., Faculty of Eng., Islamic
Azad University of Shiraz, Shiraz, Iran
Lashkari_ali@hamyar.net

Manouchehr Latifi

School of Civil Engineering, Faculty of Eng., Tehran
University, Tehran, Iran
mlatifi@ut.ac.ir

Abstract: In this paper, the effect of rotation of principal stress axes on anisotropic strength and deformation behaviors of granular soils has been studied by proposing a new bounding surface plasticity model. Due to incorporation of state parameter into the formulation, the model is capable of considering the effect of soil state over wide ranges of densities and void ratios. Location of critical state line is defined between two boundaries which are those under compression and extension modes of triaxial. Finally, the model is evaluated compared with the experimental results obtained from hollow cylindrical apparatus.

مدلسازی ناهمسانی مقاومتی خاکهای دانه‌ای توسط یک مدل رفتاری سطح مرزی

علی لشکری و منوچهر لطیفی

چکیده: در این مقاله ناهمسانی مقاومتی و تغییر شکلی خاکهای دانه‌ای با پیشنهاد یک مدل رفتاری سطح مرزی شبیه سازی شده است. مدل از طریق دخالت دادن پارامتر حالت در فرمولبندی، قابلیت تشخیص و شبیه سازی نوع رفتار خاک اعم از اتساعی یا انقباضی را در گستره بزرگی از مقادیر تنش و تراکم داراست. همچنین موقعیت خط حالت بحرانی به عنوان تابعی از راستای تنشهای اصلی میان دو کران بالا و پایین که به ترتیب موقعیت این خط در بارگذاری‌های سه محوری فشاری و کششی می‌باشد، تعریف شده است. در پایان توانایی مدل با شبیه سازی رفتار ناهمسان مقاومتی و تغییر شکلی نمونه‌های ماسه در آزمایش استوانه توخالی نشان داده شده است.

واژه‌های کلیدی: سطح مرزی، حالت بحرانی، ناهمسانی، پارامتر حالت، چرخش راستای تنشهای اصلی

۱. مقدمه

پژوهش‌های متعدد بر اثرپذیری رفتار مقاومتی و تغییر شکلی خاکهای دانه‌ای از مسیر تنش دلالت دارند. به عنوان نمونه، در شرایط یکسان، نمونه‌های ماسه در بارگذاری سه محوری کششی

رفتار به مراتب نرم تری را نسبت به سه محوری فشاری از خود نشان می‌دهند. آزمایش استوانه توخالی این امکان را فراهم می‌آورد که جهت تنشهای اصلی به هر مقدار دلخواه نسبت به راستای رسوب دانه‌ها چرخانده شود و رفتار ماسه در الگوهای مختلف بارگذاری مورد بررسی قرار گیرد. مطالعات اخیر با استفاده از آزمایش استوانه توخالی نشان داده‌اند که رفتار مقاومتی و تغییر شکلی ماسه‌ها به شدت تابع راستای تنشهای اصلی و نیز راستای اعمال بار می‌باشد [۱-۵]. نمونه‌ای از این اثر پذیری در شرایط زهکشی نشده در شکل ۱ نمایش داده شده است. بطور مشابه، سازه‌های خاکی نیز از رفتار ناهمسان خاک تاثیر می‌پذیرند. تحلیل

تاریخ وصول: ۸۶/۲/۲۳

تاریخ تصویب: ۸۷/۱۱/۱۹

علی لشکری، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی شیراز،
lashkari_ali@hamyar.net

منوچهر لطیفی، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه
تهران، mlatifi@ut.ac.ir

نمونه‌های عملی از شرایطی هستند که در آنها راستای تنش‌های اصلی به گونه قابل توجه تغییر می‌نماید. به منظور در نظر گرفتن آثار ناهمسانی خاک بر رفتار مقاومتی، در ادامه مکان هندسی گسیختگی و خط حالت بحرانی به صورت تابعی از ناهمسانی خاک تعریف شده‌اند. توانایی روابط پیشنهادی با ارائه یک مدل رفتاری سطح مرزی (۷ و ۸) نشان داده شده است.

۲. فضاهای تنش و کرنش تبدیل یافته

استفاده از فضاهای تنش و کرنش تبدیل یافته در ادبیات پژوهش‌های تجربی و نظری مکانیک خاک بسیار مرسوم می‌باشد [۹-۱۲]. در این مقاله، مولفه‌های فضای تنش تبدیل یافته X-Y-p به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$X = \frac{\sigma_{11} - \sigma_{33}}{2} \quad (الف-۱)$$

$$Y = \sigma_{13} = \sigma_{31} \quad (ب-۱)$$

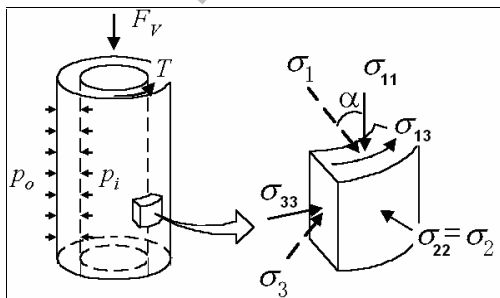
$$p = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (ج-۱)$$

در رابطه (۱-ج)، σ_1 ، σ_2 و σ_3 به ترتیب تنش‌های موثر اصلی بیشینه، میانی و کمینه می‌باشند. مولفه‌های تنش مذکور، منطبق بر میدان تنش در آزمایش استوانه خالی می‌باشند که در شکل ۳ نشان داده شده‌اند. با بکارگیری تعریف دایره مور و روابط (۱)، میزان چرخش راستای تنش‌های اصلی را می‌توان از $\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{Y}{X}$ بدست آورد. بطور مشابه، مولفه‌های فضای کرنش تبدیل یافته ε_X - ε_Y - ε_V به صورت زیر تعریف می‌گردند:

$$\varepsilon_X = \frac{\varepsilon_{11} - \varepsilon_{33}}{2} \quad (الف-۲)$$

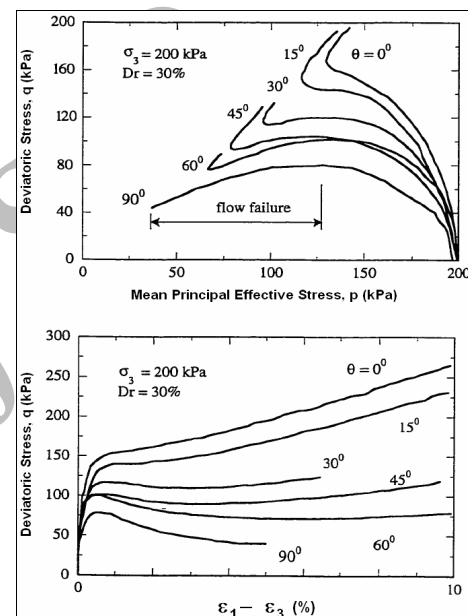
$$\varepsilon_Y = \varepsilon_{13} = \varepsilon_{31} \quad (ب-۲)$$

$$\varepsilon_V = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (ج-۲)$$

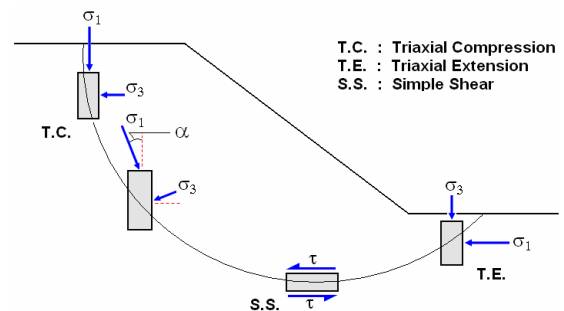


شکل ۳. نمایش میدان تنش در آزمایش استوانه توخالی

بازگشتی سد پایین دستی San Fernando که در پی زمین لرزه سال ۱۹۷۱ دچار گسیختگی شد نشان می‌دهد که در این مورد خاص مقاومت حالت پایدار واقعی خاک بطور میانگین تنها ۳۵ درصد مقدار پیشنهادی آزمایشگاه مکانیک خاک بر اساس آزمایش‌های سه محوری فشاری بوده است [۶]. در توضیح این مطلب، شکل ۲ نمایش کلی وضعیت تنش در نقاط مختلف یک شیروانی خاک را نمایش می‌دهد. همانگونه که دیده می‌شود در نقاط مختلف وضعیت تنش بر حالت سه محوری فشاری منطبق نیست. بر این اساس، رفتار متفاوت المان‌های خاک نسبت به آنچه در مد سه محوری فشاری دیده می‌شود، دور از انتظار نیست.



شکل ۱. اثر راستای تنش‌های اصلی بر رفتار نمونه‌های شل ماسه رودخانه Fraser (بر گرفته از مرجع [۴])



شکل ۲. وضعیت تنش در نقاط مختلف سطح گسیختگی یک شیروانی خاکی

در دیگر سو، یادآوری این نکته نیز مفید به نظر می‌رسد که اثر آمد و شد خودروها بر زیر سازی راه‌ها، بارگذاری دوره‌ای زلزله بر توده خاک و همچنین بارگذاری ناشی از امواج بر بستر دریا دیگر

در رابطه ۴، بالانویس (-) نشانگر آن است که پارامتر مربوط به سطح مرزی می‌باشد. جمله $\frac{1}{2} \beta p$ میزان جابجایی سطح مرزی در راستای محور X را مشخص می‌نماید و معیاری است برای بیان میزان ناهمسانی رفتار مقاومتی خاک. جمله $\frac{1}{2} M p$ نیز بزرگی اندازه سطح مرزی را تعریف می‌نماید.

لازم به گفتن است که ضرائب 1/2 جملات بالا به منظور ایجاد سهولت در کالیبراسیون مدل با استفاده از داده‌های آزمایش سه محوری فشاری و کششی معرفی شده‌اند. در اینجا و به منظور ساده سازی فرمولبندی مدل رفتاری، فرض می‌گردد که مقطع سطح تسلیم در صفحه X-Y نیز به صورت دایره باشد. به دلیل کوچک بودن سطح تسلیم نسبت به سطح مرزی، فرض اخیر اثر قابل توجهی بر نتایج نخواهد داشت. بر این اساس، سطح تسلیم به صورت زیر معرفی می‌شود:

$$f(X, Y, p, \alpha_X, \alpha_Y, m) = \sqrt{(X - p\alpha_X)^2 + (Y - p\alpha_Y)^2} - \frac{1}{2} m p = 0 \quad (5)$$

در رابطه بالا، α_X و α_Y نسبت‌های تنش پیشین در دو راستای X و Y می‌باشند که موقعیت مرکز سطح تسلیم در صفحه X-Y را تعریف می‌نمایند. جمله $\frac{1}{2} m p$ نیز معرف اندازه سطح تسلیم می‌باشد. لازم به یادآوری است که α_X و α_Y نمایشگر سخت شونده‌گی جنبشی و اندازه سطح تسلیم ($\frac{1}{2} m p$) نیز شاخصی برای بیان میزان سخت شونده‌گی همسان می‌باشد. در این پژوهش تنها اثر سخت شونده‌گی جنبشی سطح تسلیم در نظر گرفته شده است و از اثر سخت شونده‌گی همسان به لحاظ کوچکی سطح تسلیم و عدم تغییرات گسترده اندازه آن در خاکهای دانه‌ای چشم پوشی شده است.

۴. فرمولبندی مدل

کرنشها کوچک و تشکیل یافته از دو بخش ارتجاعی و خمیری فرض شده‌اند. در فضای عمومی کرنشها، هر نمو کرنش به صورت زیر تجزیه می‌شود:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (6)$$

در رابطه ۶، بالانویسهای e و p به ترتیب نمایشگر بخش ارتجاعی و خمیری نمو کرنش می‌باشند. نماد نقطه (.) بر روی هر پارامتر نشانه میزان تغییرات آن پارامتر با زمان می‌باشد. رابطه ۶ را می‌توان در فضای کرنشهای تبدیل یافته به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$\dot{\epsilon}_X = \dot{\epsilon}_X^e + \dot{\epsilon}_X^p \quad (\text{الف} - 7)$$

$$\dot{\epsilon}_Y = \dot{\epsilon}_Y^e + \dot{\epsilon}_Y^p \quad (\text{ب} - 7)$$

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p \quad (\text{ج} - 7)$$

در روابط (۲)، مولفه‌های ϵ_X و ϵ_Y از ماهیت برشی برخوردارند و نیز کرنش حجمی می‌باشد. همچنین در رابطه (۲-ج)، ϵ_1 ، ϵ_2 و ϵ_3 به ترتیب کرنشهای اصلی بیشینه، میانی و کمینه می‌باشند. در این مقاله، تنش و کرنش برشی مطابق زیر در صفحه چرخش محورهای اصلی تنش تعریف می‌شوند:

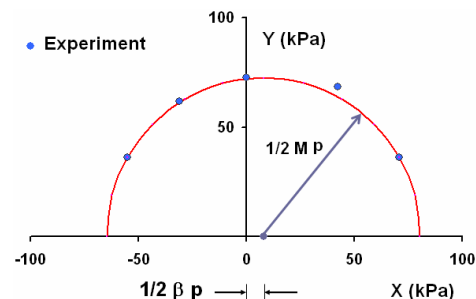
$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = 2 \sqrt{\left(\frac{\sigma_{11} - \sigma_{33}}{2}\right)^2 + \sigma_{13}^2} = 2\sqrt{X^2 + Y^2} \quad (\text{الف} - 3)$$

$$\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3 = 2 \sqrt{\left(\frac{\epsilon_{11} - \epsilon_{33}}{2}\right)^2 + \epsilon_{13}^2} = 2\sqrt{\epsilon_X^2 + \epsilon_Y^2} \quad (\text{ب} - 3)$$

۳. سطوح رفتاری

اثر قابل توجه تغییر راستای تنشهای اصلی بر رفتار مقاومتی ماسه در مطالعات آزمایشگاهی گزارش شده است [۵-۱، ۹ و ۱۲]. در مطالعه مرجع [۱۲] و با استفاده از آزمایش استوانه توخالی، تنش اصلی بیشینه در راستای ۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۷۵ درجه نسبت به راستای قائم (راستای رسوب دانه‌ها) اعمال و نقاط متناظر با گسیختگی بررسی گردیده است. نتایج آزمایشهای مذکور در شکل ۴ نشان داده شده‌اند. در این مطالعه، رفتار خاک در دو حالت متناظر با راستای تنشهای اصلی صفر و ۹۰ درجه بررسی نشده است زیرا مطالعات آزمایشگاهی نشان می‌دهد که در این حالات، اختلاف قابل توجه میان فشارهای سلولی داخلی و خارجی منجر به جوابهای غیر قابل اطمینان می‌شود [۱۲ و ۱۳]. همانگونه که در شکل ۴ دیده می‌شود، به دلیل رفتار ناهمسان مقاومتی خاک، نقاط متناظر با گسیختگی در فاصله یکسان نسبت به مبدا مختصات قرار نگرفته‌اند و با افزایش میزان چرخش راستای تنشهای اصلی، مقاومت نهایی خاک پیوسته کاهش یافته است. با اعمال اصلاح کوچکی بر پیشنهاد Gutierrez و همکاران (مرجع [۱۴])، رابطه زیر برای بیان سطح مرزی در مقاله حاضر معرفی می‌گردد:

$$F = \sqrt{\left(\bar{X} - p \frac{\beta}{2}\right)^2 + \bar{Y}^2} - \frac{1}{2} M p = 0 \quad (4)$$



شکل ۴. نمایش رفتار ناهمسان مقاومتی ماسه در آزمایش زهکشی شده با تنش موثر همه جانبه ثابت (داده‌های تجربی برگرفته از مرجع [۱۲])

از سوی دیگر، نمو کرنش خمیری در فضای عمومی کرنشها از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\dot{\varepsilon}^p = \langle A \rangle R \quad (14)$$

در رابطه بالا Λ شاخص بارگذاری است که بزرگای نمو کرنش خمیری برشی را مشخص می‌نماید و R تنسوری است که راستای نمو کرنش خمیری را تعریف می‌نماید. $\langle x \rangle$ نیز تابع براکت مکانی است. مقدار این تابع برابر با x است اگر x مثبت باشد و صفر تعریف می‌گردد اگر x منفی باشد. با توجه به برقراری قانون جریان وابسته در صفحه برشی، بردار \bar{R} در فضای تبدیل یافته $\varepsilon_x - \varepsilon_y - \varepsilon_v$ به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\bar{\varepsilon}^p = \langle A \rangle \bar{R} \quad (15-الف)$$

$$R_x = n_x \quad (15-ب)$$

$$R_y = n_y \quad (15-ج)$$

$$R_p = A(\eta_p - \eta) \quad (15-د)$$

در رابطه بالا $\eta (= q/p)$ نسبت تنش و η_p نیز نسبت تنش گذار فاز می‌باشد که با الهام از مرجع [۱۵] به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\eta_p = (M + \beta \cos 2\alpha) \exp(k_d \psi) \quad (16)$$

در رابطه بالا k_d یک ثابت مدل و ψ پارامتر حالت می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌گردد [۱۶]:

$$\psi = e - e_c \quad (17)$$

در این تعریف، e_c مقدار نسبت تخلخل حالت بحرانی متناظر با مقدار کنونی تنش موثر همه جانبه می‌باشد.

۵. قانون سخت شوندهگی

با چشم پوشی از سخت شوندهگی همسان و بر مبنای قانون سخت شوندهگی جنبشی [۱۷] Mróz، در پژوهش حاضر فرض می‌شود که جابجایی آنی موقعیت مرکز سطح تسلیم در صفحه X-Y تابعی از فاصله نقطه تنش از تصویر متناظر آن روی سطح مرزی می‌باشد:

$$p \dot{\alpha}_x = \dot{\zeta} \delta_x \quad (18-الف)$$

$$p \dot{\alpha}_y = \dot{\zeta} \delta_y \quad (18-ب)$$

در این مقاله، نقطه تصویر به صورت محل تقاطع امتداد بردار \bar{n} از نقطه تنش کنونی با سطح مرزی تعریف و به صورت (\bar{X}, \bar{Y}) روی سطح مرزی نمایش داده می‌شود (شکل ۵). δ_x و δ_y نیز مولفه‌های بردار فاصله نقطه تنش کنونی از تصویر متناظر آن می‌باشند که در

در فضای عمومی تنشها و کرنشهای چند محوری، نمو کرنش ارتجاعی به صورت زیر بر حسب مولفه‌های نمو تنش نوشته می‌شود:

$$\dot{\varepsilon}^e = \dot{\varepsilon}^e + \frac{1}{3} \dot{\varepsilon}_v^e I = \frac{\dot{s}}{2G} + \frac{\dot{p}}{3K} I \quad (8)$$

در رابطه بالا، e و s به ترتیب بخشهای برشی تنسورهای کرنش و تنش می‌باشند. I نیز تنسور یکه از مرتبه دو می‌باشد. در رابطه ۸، G و K مدولهای ارتجاعی برشی و حجمی خاک می‌باشند که از روابط تجربی زیر بدست می‌آیند:

$$G = G_0 p_{ref} \frac{(2973 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\frac{p}{p_{ref}}} \quad (9)$$

$$K = \frac{2}{3} G \left(\frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} \right) \quad (10)$$

در رابطه ۱۰، ν ضریب پواسن می‌باشد. G_0 و ν پارامتر مدل می‌باشند و p_{ref} نیز یک فشار مرجع است که در اینجا برابر فشار جو فرض شده است ($p_{ref} = 100 \text{ kPa}$).

با استفاده از روابط ۲ و ۸، روابط زیر میان مولفه‌های نمو کرنش ارتجاعی و مولفه‌های نمو تنش در فضاهای تنش و کرنش تبدیل یافته بدست می‌آیند:

$$\dot{\varepsilon}_x^e = \frac{\dot{X}}{2G} \quad (11-الف)$$

$$\dot{\varepsilon}_y^e = \frac{\dot{Y}}{2G} \quad (11-ب)$$

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\dot{p}}{K} \quad (11-ج)$$

راستای بارگذاری توسط نرمال بر سطح تسلیم تعریف می‌گردد که در فضای عمومی تنشها به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$n = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (12)$$

بطور مشابه در فضای تنشهای تبدیل یافته، مولفه‌های بردار نرمال بر سطح تسلیم به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$n_x = \frac{\partial f}{\partial X} = \frac{X - p\alpha_x}{\left(\frac{mp}{2}\right)} \quad (13-الف)$$

$$n_y = \frac{\partial f}{\partial Y} = \frac{Y - p\alpha_y}{\left(\frac{mp}{2}\right)} \quad (13-ب)$$

$$n_p = \frac{\partial f}{\partial p} = \left\{ \alpha_x n_x + \alpha_y n_y + \frac{m}{2} \right\} \quad (13-ج)$$

$$A = \frac{n_x \dot{X} + n_y \dot{Y} + n_p \dot{p}}{K_p} = \frac{n_x \dot{\epsilon}_x + n_y \dot{\epsilon}_y + n_p \frac{K}{2G} \dot{\epsilon}_v}{1 + \frac{K_p}{2G} + \frac{K}{2G} R_p n_p} \quad (23)$$

در این مرحله با معرفی مدول خمیری، فرمولبندی مدل تکمیل خواهد شد. در مدل حاضر و بر اساس پیشنهاد مرجع [۸]، مدول خمیری بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$K_p = H \frac{\delta}{\langle \delta_{in} - \delta \rangle} \quad (24)$$

که در رابطه بالا، مقدار ابتدایی δ_{in} در بارگذاری اخیر می‌باشد و H نیز از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$H = H_0 (1 - H_1 e) \left(\frac{\delta_{in}}{mp} \right) \left(\frac{M + \beta \cos 2\alpha}{M + \beta} \right)^n \sqrt{\frac{p}{p_{ref}}} \quad (25)$$

در رابطه بالا، H_0 ، H_1 و n پارامتر مدل می‌باشند. در رابطه ۲۵، اثر تراکم خاک با جمله $(1 - H_1 e)$ ، اثر شرایط ابتدایی حالت تنش با δ_{in} ، اثر راستای تنشهای اصلی از طریق جمله $\left(\frac{M + \beta \cos 2\alpha}{M + \beta} \right)^n$ و اثر تنش موثر همه جانبه از طریق $\sqrt{\frac{p}{p_{ref}}}$ به مدول خمیری اعمال می‌شود.

۷. کالیبراسیون و ارزیابی مدل

نه پارامتر به همراه مختصات خط حالت بحرانی به منظور شبیه سازی رفتار هر خاک باید تعیین گردند. مقدار G_0 و v از آزمایشهای با تراز کوچک کرنش مانند ستون تشدید و یا روابط تجربی قابل تخمین می‌باشند. M و β نیز ثابتهای مدل مربوط به سطح مرزی می‌باشند. با داشتن نسبت تنش نهایی چند نمونه که در راستاهای مختلف تنشهای اصلی به زوال رسیده‌اند (به عنوان نمونه نتایج آزمایشهای سه محوری فشاری و کششی) این دو پارامتر را می‌توان با بکارگیری رابطه ۱۶ تعیین نمود. در این مقاله، اندازه سطح تسلیم بسیار کوچک فرض شده که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$m = 0.05 M \quad (26)$$

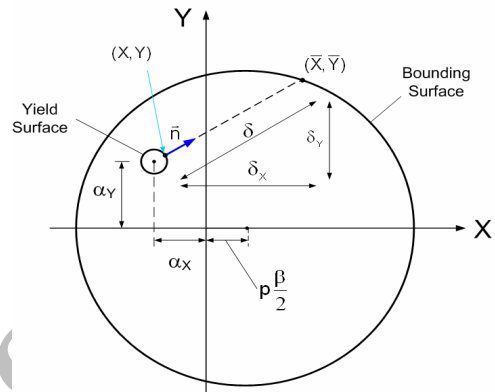
با داشتن داده‌های آزمایشگاهی تنش برشی، تنش موثر همه جانبه و اتساع، A (ضریب اتساع) قابل تعیین می‌باشد. با مساوی صفر قرار دادن میزان اتساع در وضعیت گذار فاز برای نمونه‌های متراکم یا با تراکم میانه، k_d را می‌توان تعیین نمود. پارامترهای مربوط به مدول خمیری یعنی H_0 ، H_1 و n را نیز می‌توان با آزمون و خطا تعیین نمود.

در شرایط زهکشی نشده، اثر ناهمسانی خاک بر رفتار مقاومتی و تغییر شکلی خاک بیشتر و مخرب تر است. به این منظور، توانایی مدل با شبیه سازی رفتار نمونه‌های ماسه در ۲۰ آزمایش زهکشی نشده مراجع [۳] و [۵] مورد ارزیابی قرار گرفته است. پارامترهای

شکل ۵ نیز تعریف آنها نمایش داده شده است. در روابط ۱۸، $\dot{\epsilon}_v$ یک پارامتر نرده‌ای است که از اعمال شرط سازگاری به سطح تسلیم، مطابق زیر تعیین می‌شود:

$$df = \frac{\partial f}{\partial X} \dot{X} + \frac{\partial f}{\partial Y} \dot{Y} + \frac{\partial f}{\partial p} \dot{p} + \frac{\partial f}{\partial \alpha_x} \dot{\alpha}_x + \frac{\partial f}{\partial \alpha_y} \dot{\alpha}_y = 0 \quad (19)$$

حال با توجه به روابط ۱۳، ۱۸ و ۱۹ خواهیم داشت:



شکل ۵. نمایش قانون سخت شونده‌گی در صفحه X-Y

$$\dot{\epsilon}_v = \frac{n_x \dot{X} + n_y \dot{Y} + n_p \dot{p}}{n_x \delta_x + n_y \delta_y} \quad (20)$$

در هر لحظه با محاسبه $\dot{\epsilon}_v$ از رابطه بالا، میزان جابجایی سطح تسلیم را می‌توان با استفاده از روابط ۱۸ تعیین نمود.

۶. فرم باز روابط رفتاری

با توجه به رابطه ۱۱، روابط زیر را می‌توان نوشت:

$$\dot{X} = 2G \dot{\epsilon}_x^e = 2G (\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_x^p) = 2G (\dot{\epsilon}_x - \langle \lambda \rangle R_x) \quad (21\text{-الف})$$

$$\dot{Y} = 2G \dot{\epsilon}_y^e = 2G (\dot{\epsilon}_y - \dot{\epsilon}_y^p) = 2G (\dot{\epsilon}_y - \langle \lambda \rangle R_y) \quad (21\text{-ب})$$

$$\dot{p} = K \dot{\epsilon}_v^e = K (\dot{\epsilon}_v - \dot{\epsilon}_v^p) = K (\dot{\epsilon}_v - \langle \lambda \rangle R_p) \quad (21\text{-ج})$$

در فضای عمومی تنشها، شاخص بارگذاری از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\lambda = \frac{1}{K_p} n : \dot{\sigma} \quad (22)$$

در رابطه بالا، K_p مدول خمیری می‌باشد که در ادامه معرفی خواهد شد. بطور مشابه در فضای تنشها و کرنشهای تبدیل یافته و با استفاده از روابط ۱۳ و ۲۰، شاخص بارگذاری مطابق زیر بدست می‌آید:

$$q_N = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (27\text{-الف})$$

$$\gamma_N = \sqrt{\frac{2}{9}[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (27\text{-ب})$$

با توجه به آنکه تمام آزمایشهای این مجموعه در شرایط تنش و تنش برشی در مقابل تنش موثر همه جانبه و تنش انحرافی در مقابل کرنش برشی با داده‌های تجربی ۱۵ آزمایش گزارش شده توسط Nakata و همکاران (مرجع [۵]) مقایسه شده است. در مطالعه مذکور، نمونه‌های ماسه Toyoura در گستره بزرگی از مقادیر نسبت تخلخل ساخته شده‌اند. پیش بینی‌های مدل در قیاس با داده‌های تجربی نمونه‌های متراکم (Dr ≈ 90%)، تراکم میانه (Dr ≈ 60%) و شل (Dr ≈ 60%) به ترتیب در شکل‌های ۶، ۷ و ۸ ارائه شده‌اند. در هر ۱۵ آزمایش، مقدار ابتدایی تنش موثر همه جانبه پس از تحکیم نمونه‌ها 100 kPa می‌باشد.

$$q_N = \frac{\sqrt{3}}{2} q \quad (27\text{-الف})$$

$$\gamma_N = \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma \quad (27\text{-ب})$$

در دومین مجموعه ارزیابی، پیش بینی‌های مدل برای مسیرهای تنش و تنش برشی در مقابل کرنش برشی با داده‌های تجربی گزارش شده توسط Yoshimine و همکاران (مرجع [۳]) برای نمونه‌های شل (Dr = 39-41%) ماسه Toyoura در شکل ۹ ارائه شده است. در این مورد نیز مدل از توانایی شبیه سازی اثر ناهمسانی بافت بر رفتار مقاومتی و تغییر شکلی خاک با تغییر راستای تنشهای اصلی برخوردار می‌باشد.

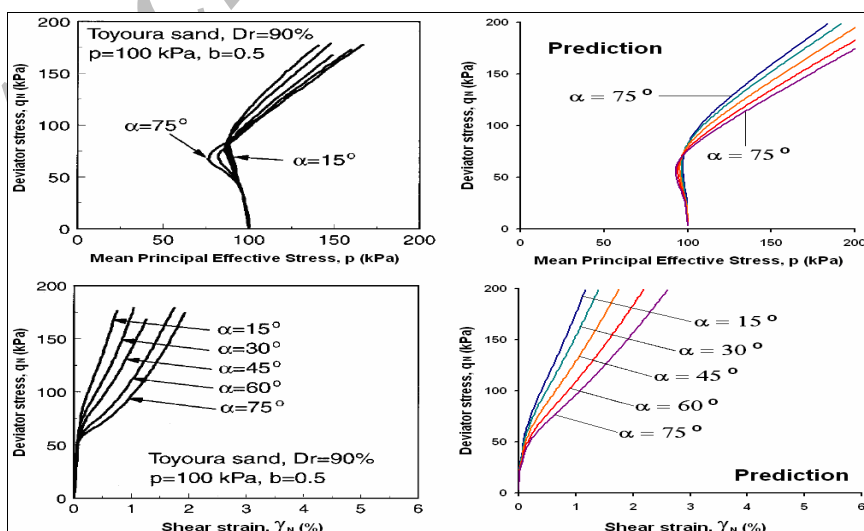
انجام مطالعه پارامتری به منظور نمایش چگونگی تاثیر تغییر پارامترها بر پیش بینی‌های مدل مفید می‌باشد. به این منظور آزمایش زهکشی نشده با $\alpha = 45^\circ$ گزارش شده در مرجع [۳] به عنوان مینا برگزیده شده است و اثر تغییر مستقل هر پارامتر بر پیش بینی‌های مدل بررسی شده است. در مطالعه مذکور، هر پارامتر در محدوده معقول برای آن پارامتر تغییر داده شده است. نتایج مطالعات پارامتری در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ ارائه شده‌اند.

مدل در شبیه سازی‌های مذکور در جدول ۱ ارائه شده‌اند. در نخستین مجموعه ارزیابی، پیش بینی‌های مدل برای مسیر تنش (تنش انحرافی در مقابل تنش موثر همه جانبه) و تنش انحرافی در مقابل کرنش برشی با داده‌های تجربی ۱۵ آزمایش گزارش شده توسط Nakata و همکاران (مرجع [۵]) مقایسه شده است. در مطالعه مذکور، نمونه‌های ماسه Toyoura در گستره بزرگی از مقادیر نسبت تخلخل ساخته شده‌اند. پیش بینی‌های مدل در قیاس با داده‌های تجربی نمونه‌های متراکم (Dr ≈ 90%)، تراکم میانه (Dr ≈ 60%) و شل (Dr ≈ 60%) به ترتیب در شکل‌های ۶، ۷ و ۸ ارائه شده‌اند. در هر ۱۵ آزمایش، مقدار ابتدایی تنش موثر همه جانبه پس از تحکیم نمونه‌ها 100 kPa می‌باشد.

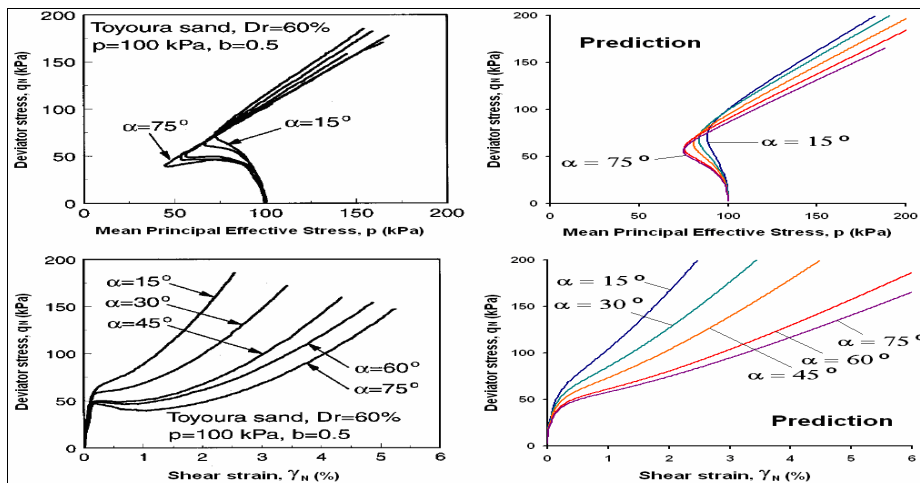
جدول ۱. پارامترهای مدل در شبیه سازی‌ها

Parameter	Nakata et al. [5]	Yoshimine et al. [3]
G_0		125.0
ν		0.15
M	1.15	1.225
β	0.15	0.175
H_0	4000.0	8000.0
H_1		1.12
n		2.0
k_d		2.35
A	0.50	0.90
e_c	0.934 - 0.07 α^{radians} - 0.019 $(p/p_{\text{ref}})^{0.7}$	

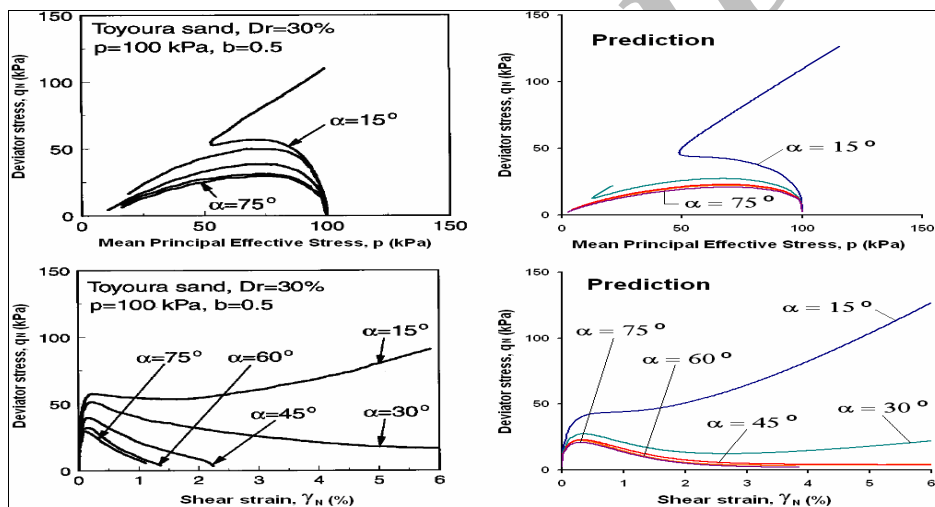
همانگونه که به صورت یک روند کلی در هر سه شکل دیده می‌شود، رفتار نمونه‌ها با کاهش تراکم نرم تر می‌شود. از سوی دیگر به دلیل ناهمسانی بافت خاک، رفتار خاک بطور پیوسته با چرخش راستای تنشهای اصلی نرم تر شده است. در اینجا لازم به گفتن است که در مرجع [۵] تنش انحرافی و کرنش برشی به صورت زیر تعریف شده‌اند:



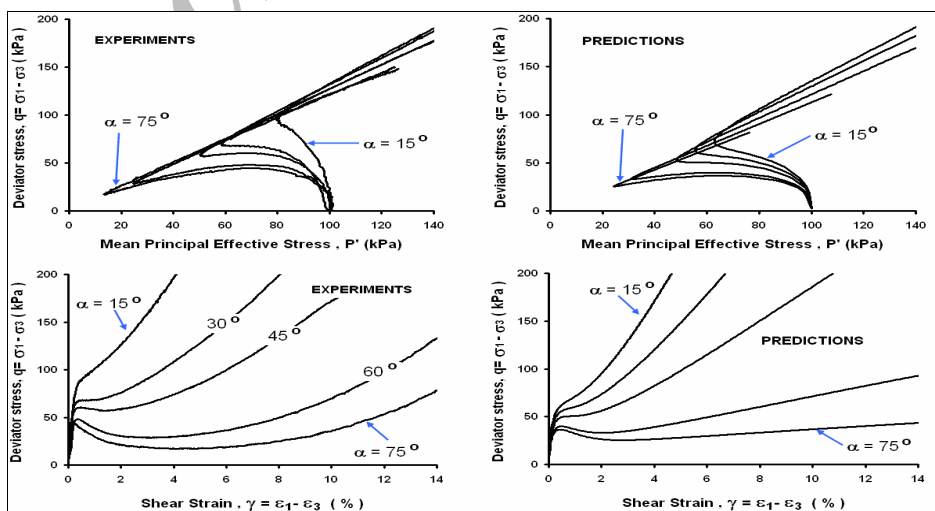
شکل ۶. مقایسه پیش بینی‌های مدل با نتایج تجربی پنج آزمایش روی نمونه‌های متراکم ماسه Toyoura (داده‌های تجربی برگرفته از مرجع [۵] می‌باشند)



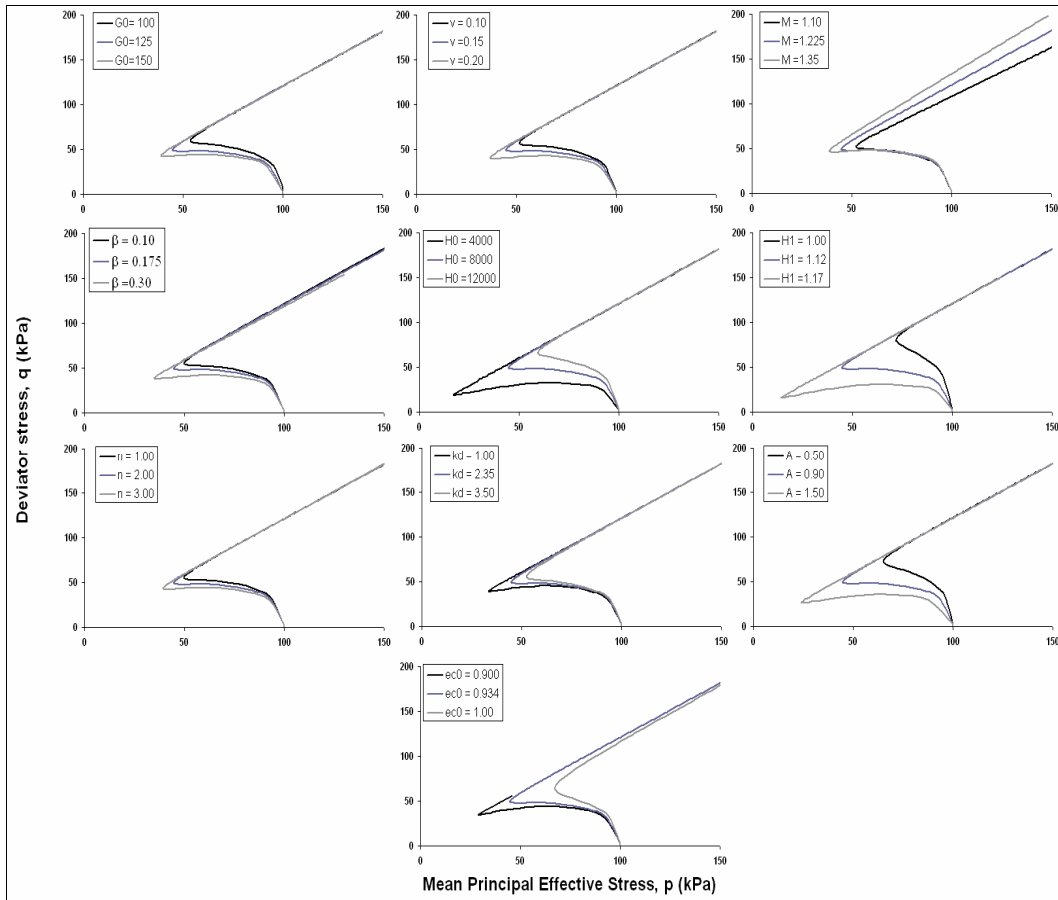
شکل ۷. مقایسه پیش بینی‌های مدل با نتایج تجربی پنج آزمایش روی نمونه‌های با تراکم میانه ماسه Toyoura (داده‌های تجربی برگرفته از مرجع [۵] می‌باشند)



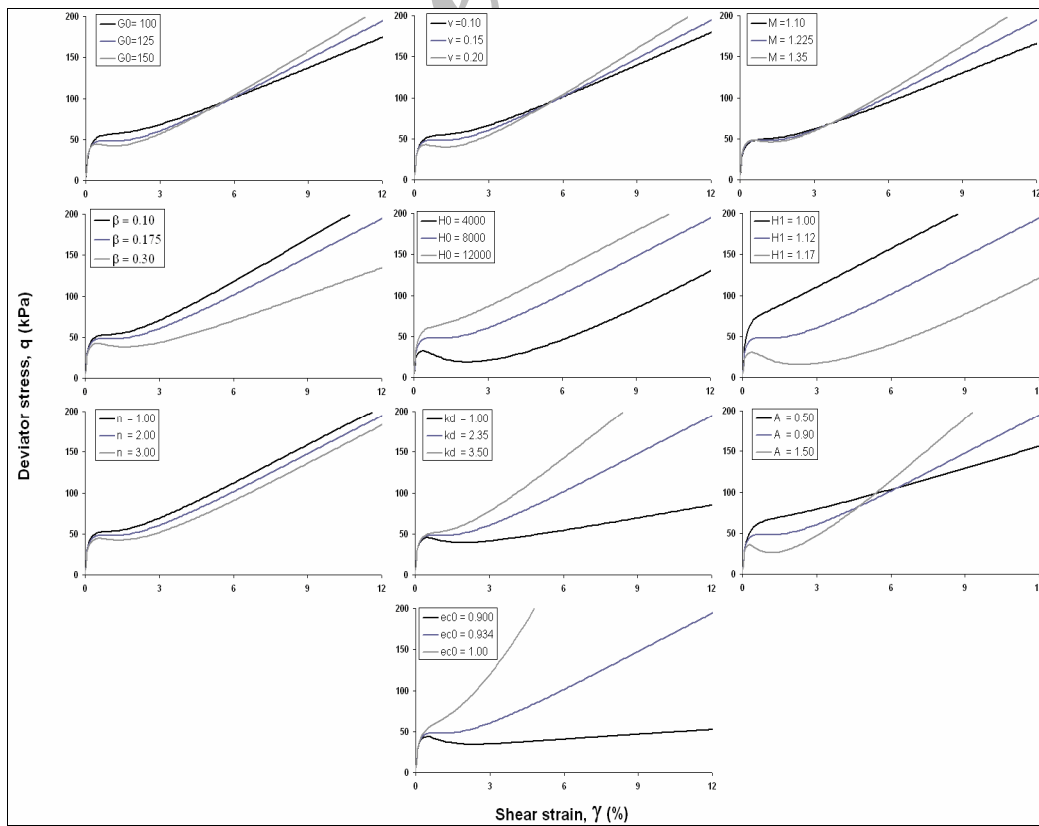
شکل ۸. مقایسه پیش بینی‌های مدل با نتایج تجربی پنج آزمایش روی نمونه‌های شل ماسه Toyoura (داده‌های تجربی برگرفته از مرجع [۵] می‌باشند)



شکل ۹. مقایسه پیش بینی‌های مدل با نتایج تجربی پنج آزمایش روی نمونه‌های شل ماسه Toyoura (داده‌های تجربی برگرفته از مرجع [۳] می‌باشند)



شکل ۱۰. مطالعه پارامتری اثر تغییر پارامترها بر پیش بینی مسیر تنش



شکل ۱۱. مطالعه پارامتری اثر تغییر پارامترها بر تنش انحرافی در مقابل کرنش برشی

- [9] Ishihara, K., Towhata, I., "Sand Response in Cyclic Rotation of Principal Stress Directions as Induced by wave loads" Soils. Found., Vol. 23, No. 4, 1983, pp. 11-26.
- [10] Cubrinovski, M., Ishihara, K., "State Concept and Modified Elastoplasticity for Sand Modeling" Soils. Found., Vol. 38, No. 4, 1998, pp. 213-225.
- [11] Joer, H.A., Lanier, J., Fahey, M., "Deformation of Granular Materials Due to Rotation of Principal Stress Axes" Géotechnique, Vol. 48, No. 5, 1998, pp. 605-619.
- [12] Gutierrez, M., Ishihara, K., Towhata, I., "Flow Theory for Sand During Rotation of Principal Stress Direction" Soils. Found., Vol. 31, No. 4, 1991, pp. 121-132.
- [13] Hight, D.W., Gens, A., Symes, M.J., "The Development of a New Hollow Cylindrical Apparatus for Investigation of the Effects of Principal Stress Rotation in Soils", Géotechnique, Vol. 37, No. 1, 1983, pp. 139-153.
- [14] Gutierrez, M., Ishihara, K., Towhata, I., "Model for the Deformation of Sand During Rotation of Principal Stress Directions" Soils. Found., Vol. 33, No. 3, 1993, pp. 105-117.
- [15] Li, X.S., Dafalias, Y.F., "Dilatancy for Cohesionless Soils" Géotechnique, Vol. 50, No. 4, 2000, pp. 449-460.
- [16] Been, K., Jefferies, M.G., "A State Parameter for Sands" Géotechnique, Vol. 35, No. 2, 1985, pp. 99-112.
- [17] Mróz, Z., "On the Description of Anisotropic Work Hardening" J. Mech. Phys. Solids, Vol. 15, 1967, pp. 163-179.

۸. نتیجه گیری

ناهمسانی بافت خاکهای دانه‌ای که از اثر نیروی گرانش بر جهت گیری دانه‌ها در زمان رسوب ناشی می‌شود، آثار شدید و غیر قابل چشم پوشی بر رفتار مقاومتی و تغییر شکلی خاکهای دانه‌ای برجا می‌گذارد که این آثار به خصوص در شرایط زهکشی نشده باید در نظر گرفته شوند.

در این پژوهش یک مدل رفتاری سطح مرزی به منظور شبیه سازی رفتار ناهمسان مقاومتی و تغییر شکلی خاکهای دانه‌ای پیشنهاد شده است. به این منظور، موقعیت خط حالت بحرانی به صورت تابعی از راستای اعمال بارگذاری تعریف شده است. فرمولبندی مدل بطور نسبی ساده می‌باشد که کاربرد عملی آن را بسادگی امکانپذیر می‌سازد. به منظور نشان دادن توانایی‌های مدل، پیش بینی مدل با نتایج ۲۰ آزمایش دو پژوهش آزمایشگاهی مستقل مقایسه گردید. در هر مجموعه مدل قادر بوده است که رفتار خاک را به گونه قابل قبولی پیش بینی نماید. همچنین به منظور نمایش اثر تغییر پارامترها بر پیش بینی‌های مدل و تسهیل فرایند کالیبراسیون، مطالعات پارامتری اثر تغییر هر پارامتر ارائه شده است.

مراجع

- [1] Vaid, Y.P., Chern, J.C., "Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands", Proceedings of Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Loading, ASCE, 1985, New York, USA, pp. 120-147.
- [2] Riemer, M.F., Seed, R.B., "Factors Affecting Apparent Position of Steady-State Line", ASCE J. Geotech. Geoenviron. Engng., Vol. 123, No. 3, 1997, pp. 281-288.
- [3] Yoshimine, M., Ishihara, K., Vargas, W., "Effect of Principal Stress Direction and Intermediate Principal Stress on Undrained Shear Behavior of Sand" Soils. Found., Vol. 38, No. 3, 1998, pp. 179-188.
- [4] Uthayakumar, M., Vaid, Y.P., "Static Liquefaction of Sands Under Multiaxial Loading", Can. Geotech. J., Vol. 35, 1998, pp. 273-283.
- [5] Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N., "Flow Deformation of Sands Subjected to Principal Stress Rotation" Soils. Found., Vol. 38, No. 2, 1998, pp. 115-128.
- [6] Finn, W.D.L., "Post Liquefaction and Flow Deformation", Soil Dynamics and Liquefaction, R.Y.S. Pak & J. Yammamuro, Eds., ASCE Geotechnical Special Publication No. 107, 2000, pp. 108-122.
- [7] Dafalias, Y.F., Popov, E.P., "A Model of Nonlinearly Hardening Materials for Complex Loadings", Acta Mechanica, Vol. 21, 1975, pp. 173-192.
- [8] Dafalias, Y.F., "Bounding Surface Plasticity. I: Mathematical Foundation and Hypoplasticity", ASCE J. Engng. Mech., Vol. 112, No. 9, 966-987.