

تغییر شکل پذیری غیر خطی نهشته های درشت دانه تهران

یداله حمدالهی^۱، علی فاخر^۲، بدیل پهلوان^۳

۱- کارشناس ارشد خاک و پی، گروه عمران دانشکده فنی دانشگاه تهران

۲- دانشیار دانشگاه تهران، دانشکده فنی، گروه عمران

۳- استادیار زمین شناسی

چکیده:

رسوبات درشت دانه تهران دارای ویژگیهای خاصی مثل ناهمگنی و سیمانتاسیون متغیر است. خصوصیات تغییرشکل پذیری این خاکها مورد تحقیق بوده و ثابت شده است که تابع مقدار کرنش می باشد. تا کنون مدل های غیرخطی مثل مدل *Fahey* برای تغییرشکل پذیری خاک ها پیشنهاد شده است که مدل فاهی بصورت گسترده مورد استفاده قرار می گیرد لیکن این مدل ها نمی توانند نشانگر رفتار شن ها از جمله نهشته های درشت دانه تهران باشند. در مقاله حاضر نخست داده هایی از مدول تغییرشکل پذیری خاکهای درشت دانه از جمله خاک تهران بصورت تابع کرنش ارائه می گردد. سپس ناتوانی مدل های غیرخطی مثل مدل فاهی در پیش بینی رفتار این نوع مصالح نشان داده می شود. در گام بعدی مدل جدید پیشنهاد مولفین که در واقع نوعی مدل اصلاح شده فاهی است بیان می گردد.

واژگان کلیدی:

۱- مقدمه

مدول تغییر شکل پذیری خاک یکی از متغیرهای مهم است. و برای محاسبه نشست سازه ها بکار می رود. ناگفته پیداست مدول تغییر شکل پذیری خاکها ثابت نیست و با تغییر تنش همه جانبه (در خاکهای دانه ای) و کرنش (در همه خاکها) تغییر می یابد. وابستگی مدول تغییر شکل پذیری خاک به کرنش بصورت تغییر سختی برشی برحسب تغییر کرنش برشی (یا تنش برشی) بیان می شود. یعنی در یک خاک با افزایش کرنش برشی (یا تنش برشی) سختی برشی کاهش می یابد. هاردین

و درینویج [۱] نشان دادند که رفتار پیش از گسیختگی ماسه را می توان بطور منطقی با یک مدل هیپر بولیک ارائه کرد. آنها نشان دادند که مدل هیپر بولیک برای برازش رفتار واقعی خاکها نیاز به تنظیم دارد و بعداً دیگران این را تأیید کردند. فاهی و کارتر [۲] در مطالعاتی که روی ماسه انجام دادند به این نتیجه رسیدند که این مدل برای ارائه رفتار واقعی ماسه مورد مطالعه نیاز به اصلاح دارد و لذا مدل مذکور را اصلاح کردند. پهلوان [۳] مطالعاتی روی آبرفت درشت دانه تهران انجام داد و به این نتیجه رسید که مدل هیپر بولیک ساده و مدل فاهی هیچکدام برای ارائه رفتار واقعی خاک درشت دانه تهران مناسب نیستند. مطالعه ای که در این مقاله ارائه می گردد در واقع در ادامه کار پهلوان [۳] و به منظور پیشنهاد مدل مناسبی برای این نوع خاکها می باشد.

۲-مدل های ارائه دهنده نحوه تغییر مدول تغییر شکل پذیری خاک با کرنش

مدول تغییر شکل پذیری مصالح را می توان با مدول الاستیسیته (E) یا سختی برشی (G) نشان داد. مهندسان برای محاسبات ساده نشست الاستیک با فرمولهای بسته معمولاً از E استفاده می کنند ولی در برنامه های عددی معمولاً G بکار می رود. در هر صورت در محدوده رفتار خطی خاک رابطه E و G بصورت ذیل است:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

در ادامه این مقاله فقط G به عنوان مدول تغییر شکل پذیری ذکر می شود. همانطور که قبلاً بیان گردید، مقدار G بصورت غیر خطی تابع کرنش است. رابطه هذلولی هاردین و درینویج [۱] یکی از متداول ترین روابط برای نشان دادن رابطه غیر خطی G و کرنش برشی (γ) است:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad (2)$$

$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0}$ کرنش برشی مرجع بوده و با رابطه γ_r تعریف می شود.

$\tau_{\max}$ ، مقاومت برشی خاک و G_0 مدول برشی حداکثر یا به بیان دیگر مدول برشی مربوط به کرنش های خیلی کوچک (کوچکتر از 10^{-6}) است و G مدول برشی قاطع می باشد که در واقع نشان دهنده سختی برشی به ازای γ است. مدول برشی کرنش خیلی کوچک G_0 عموماً در کرنشهای کمتر از 10^{-6} ثابت بوده و تغییر نمی کند. می توان به جای رابطه (۲) از رابطه معادل آن به شرح ذیل استفاده نمود:

$$\frac{G}{G_0} = 1 - \frac{\tau}{\tau_{\max}} \quad (3)$$

در رفتار هذلولی، منحنی G/G_0 در مقابل τ/τ_{max} یک خط راست (مطابق شکل ۱) است. برای محاسبه نشست می توان جهت سادگی متوسط مقدار کرنش یا تنش را در مساله مورد نظر تخمین زد و سپس از رابطه (۲) یا (۳) مقدار مناسب G را انتخاب کرد. راه حل دقیق تر محاسبه نشست این است که رابطه دقیق (۲) یا (۳) را در مدل های عددی وارد کرد تا برنامه در هر مرحله مقدار G را برای المان مربوطه محاسبه کند. مطالعات نشان داده است که مدل هذلولی انطباق خوبی با نتایج آزمایشهای سکیلیک دارد. اما زمانی که این مدل را برای داده های یکنوا بکار می بریم، نرخ تنزل سختی خاک عمدتاً خیلی سریعتر از آن چیزی است که مدل هذلولی نشان می دهد [۵]. فاهی و کارتر [۲] روشی را برای انطباق مدل هذلولی با داده های حاصل از آزمایش به شکل زیر ارائه نمودند:

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \quad (5)$$

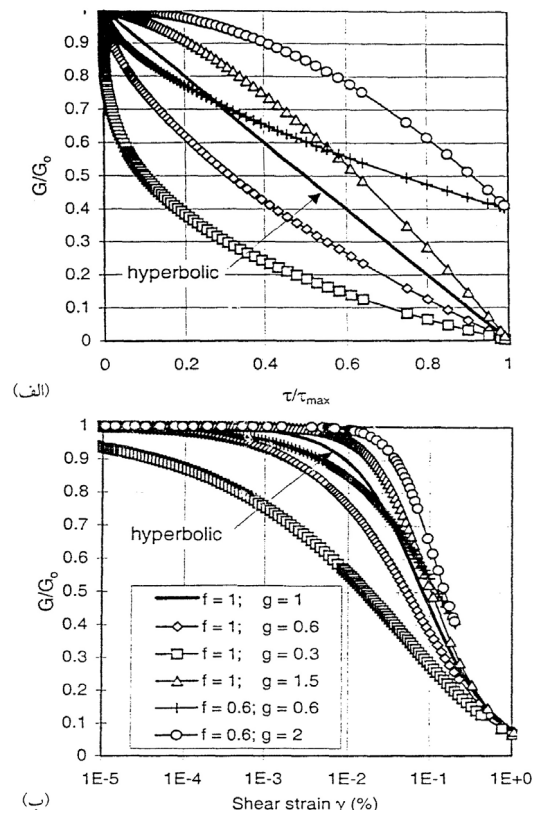
در این رابطه f و g متغیرهای تجربی هستند. اشکال ۱-الف و ۱-ب به ترتیب منحنی های کاهش مدول برشی با کرنش را بصورت رابطه G/G_0 در مقابل τ/τ_{max} و همچنین G/G_0 در مقابل لگاریتم γ را برای f و g های مختلف بر اساس رابطه (۵) نشان می دهند.

توجه داشته باشیم که اگر f و g برابر ۱ انتخاب گردد، همان رابطه هذلولی کامل یعنی رابطه (۳) حاصل خواهد شد. رابطه فاهی بصورت گسترده در ادبیات فنی مورد اشاره قرار گرفته و در بسیاری از مطالعات بکار می رود.

۳- خصوصیات و داده های مربوط به آبرفت های تهران

نهشته های آبرفتی تهران برای اولین بار توسط ربین به پنج زیر بخش تقسیم شده است (به نقل از [۶]). این نهشته ها از قدیم به جدید عبارتند از:

- سازند آبرفتی هزار دره (آبرفت های A)
- سازند آبرفتی ناهمگن شمال تهران (B_N) و سیلتهای رسی کهریزک (B_S)
- سازند آبرفتی تهران (آبرفت های C)



شکل ۱ منحنیهای تنزل مدول برشی برای مدل فاهی که بصورت $\frac{G}{G_0}$ در مقابل الف) $\frac{\tau}{\tau_{max}}$ و ب) کرنش برشی ترسیم شده اند [۵]

- سازند آبرفتی خرم آباد در باختر ایوانکی
- آبرفتهای کنونی (D)

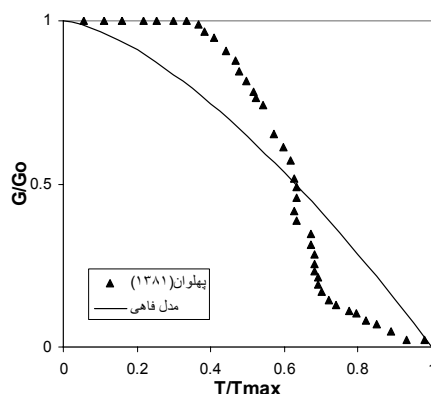
بطور کلی داده های چندانی در خصوص سختی (G) آبرفتهای درشت دانه بصورت تابع کرنش در دسترس نمی باشد. پهلوان [۳] دو منطقه کلی در کلان شهر تهران را جهت مطالعه سختی برشی انتخاب کرد. منطقه اول در محل آبرفتهای درشت دانه و سیمانی شده سازند هزار دره (آبرفتهای A) واقع شده و مطالعات در این منطقه در ساختمان هتل پنج ستاره تهران، ساختمان بزرگراه رسالت (آیت الله حکیم) و نزدیکی برج چند منظوره میلاد تهران انجام شده است ولی بخش اعظم پروفیل خاک در منطقه دوم از آبرفت درشت دانه C یا سازند آبرفتی تهران تشکیل یافته و مطالعات مربوط به این منطقه در محل طرح توسعه کتابخانه دانشگاه تربیت مدرس تهران انجام شده است..

پهلوان [۳] سه نوع آزمایش یعنی آزمایش های موج لرزه ای برجا، آزمایش های پرسیمتری و آزمایش های بارگذاری صفحه در محلهای مورد مطالعه انجام داد.

بر اساس آزمایشهای دانه بندی انجام شده ، خاک هر چهار محل عمدتاً دارای طبقه بندی GW-GM، GP-GM، GW-GC، GP-GC، GC و GM یعنی شنی می باشد.

شکل ۲ مثالی از منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ برای نتایج برخی محلهای مورد مطالعه توسط پهلوان [۳] را نشان می دهد. جزئیات روشهای آزمایش و داده های حاصل توسط پهلوان [۳] تشریح شده است.

۴- تناقض مدل فاهی با داده های خاک تهران



شکل ۲ منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ برای خاک مورد مطالعه پهلوان [۳] به همراه بهترین منحنی برازش شده مدل فاهی به آن

در شکل ۲ بهترین منحنی برازش شده فاهی به منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ خاک مورد مطالعه پهلوان [۳] هم رسم شده است.

در این شکل منحنی فاهی با $f=1$ و $g=1/5$ رسم شده است. ملاحظه می گردد که این منحنی فاصله بسیار زیادی با رفتار خاک دارد و نمی توان آن را به عنوان نماینده رفتار خاک پذیرفت. مطلب مهم این است که بر اساس مدل فاهی و کارتر،

تقعر منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ نمی تواند عوض شود یعنی در هر منحنی تقعر یا به سمت بالا و یا برعکس است. ولی با

توجه به شکل ۳ ملاحظه می شود تقعر منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ عوض شده است بدینصورت که در ابتدا (در کرنشهای

کم) تقعر منحنی رو به پایین بوده و در کرنشهای زیاد این تقعر رو به بالا است. با توجه به مطالب فوق به نظر می رسد اصلاح مدل غیرخطی فاهی برای ارائه رفتار خاک مورد مطالعه پهلوان [۳] ضروری است.

۵- سایر شن‌های ناسازگار با مدل فاهی

بدنبال عدم سازش رفتار مشاهده شده برای خاک تهران با مدل فاهی تلاش گردید داده هایی از سایر شن ها از ادبیات فنی اخذ گردد. برخی مثال ها در اینجا می آید.

رولینز و همکاران [۷] مطالعاتی را روی شن‌ها انجام دادند. آنها برای بررسی تأثیر مقدار شن روی مدول برشی در ماسه‌های شنی و شن‌های ماسه‌ای یک سری آزمایش دینامیکی روی نمونه های حاوی ۰، ۲۰، ۴۰ و ۶۰ درصد شن انجام

داده اند. شکل ۳ منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ را برای منحنی حاوی ۶۰٪ شن نشان می دهد. در این شکل بهترین منحنی

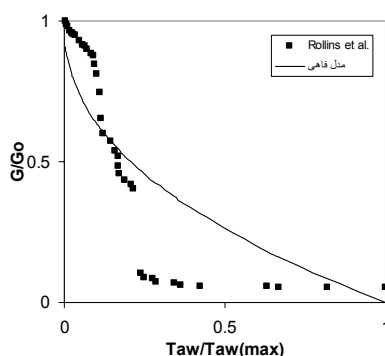
برازش شده فاهی هم رسم شده است. این منحنی با $f = 1$ و $g = 0.44$ رسم شده است. همانطور که ملاحظه می شود مدل فاهی کماکان قادر نیست ارائه دهنده رفتار خاک حاوی ۶۰٪ شن باشد.

لین و همکاران [۸] یک سری آزمایشهای آزمایشگاهی و برجا را روی نهشته‌هایی از قلوه سنگهای شنی در تایچانگ که

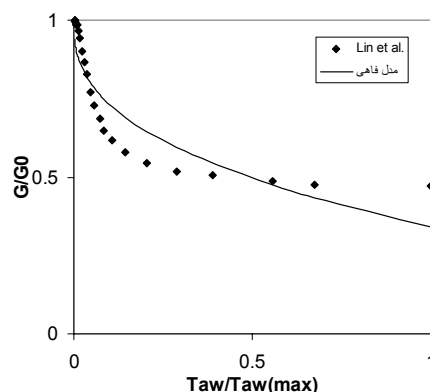
منطقه‌ای در تایوان است انجام دادند. منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ برای این خاک در شکل ۴ نشان داده شده است. در این

شکل بهترین منحنی برازش شده فاهی با $f = 0.66$ و $g = 0.39$ رسم شده است که به نظر نمی رسد برازش مناسبی باشد.

بنابراین مدل فاهی برای ارائه رفتار سختی غیرخطی این خاک نیز مناسب نیست ولی اختلاف مدل با رفتار خاک بسیار زیاد نیست.



شکل ۳ منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ برای نمونه حاوی ۶۰ درصد ذرات شنی [۷] به همراه بهترین منحنی برازش شده فاهی به آن



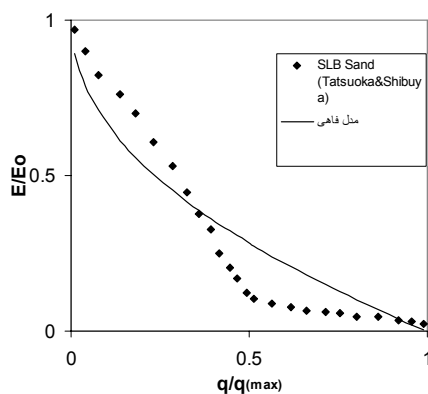
شکل ۴ منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ برای شن قلوه سنگی [۸] به همراه بهترین منحنی برازش شده فاهی به آن

تاتسوکا و شیبویا [۴] منحنیهای کاهش مدول (E/E_0) را برای محدوده وسیعی از مصالح ژئوتکنیکی ارائه کرده اند. از بین این منحنیها منحنی مربوط به ماسه SLB در شکل ۵ رسم شده است. بهترین منحنی برازش شده فاهی به منحنی شکل ۵ که در شکل هم رسم شده است با $f=1$ و $g=0.48$ بدست آمده است. کماکان ملاحظه می شود که مدل فاهی برای ارائه رفتار سختی غیرخطی ماسه SLB نیز مناسب نیست.

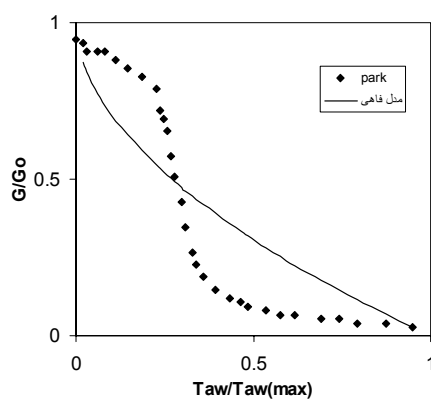
پارک [۹] یک سری آزمایش بارگذاری سه محوری سیکلیک روی نمونه های عادی تحکیم یافته $(e_0=0.668, OCR=0.33)$ و پیش تحکیم یافته $(e_0=0.661, OCR=1)$ از ماسه متراکم توپورا انجام داده است. نتایج این آزمایش برای نمونه پیش تحکیم یافته، بصورت منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ در شکل ۶ نشان داده شده است. در این شکل بهترین منحنی برازش شده فاهی هم رسم شده است و عدم انطباق دیده می شود.

۶- اصلاح مدل فاهی

همانطور که در بخش قبلی نشان داده شد، مدل فاهی در برخی موارد نمی تواند رفتار غیرخطی شن ها را ارائه دهد و لازم است اصلاح گردد.



شکل ۵- منحنی $\frac{E}{E_0} - \frac{q}{q_{\max}}$ برای ماسه SLB [۴] به همراه بهترین منحنی برازش شده فاهی به آن

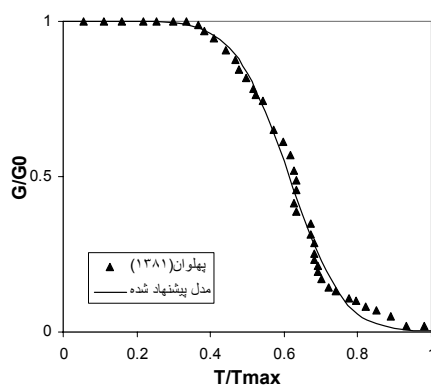


شکل ۶- منحنیهای $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{\max}}$ برای نمونه پیش تحکیم یافته ماسه توپورا [۹] به همراه بهترین منحنی برازش شده فاهی به آن

برای اصلاح این مدل، روابط ریاضی زیادی بصورت آزمون و خطا به داده های نقض کننده مدل فاهی برازش شد. برخی روابط برای یک دسته از اطلاعات مناسب و برای برخی دیگر نامناسب تشخیص داده شدند. بالاخره رابطه ذیل برای کلیه داده ها مناسب تشخیص داده شد:

$$\frac{G}{G_o} = \left(1 - \alpha \cdot f \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \right)^{\beta} \quad (6)$$

مزیت رابطه (۶) این است که رابطه فاهی نیز در آن وجود دارد با این تفاوت که ضریب α و توان β به آن اضافه شده است. به بیان دیگر، رابطه فاهی حالت خاص رابطه (۶) می باشد. اگر $\alpha = \beta = 1$ باشد این رابطه تبدیل به رابطه فاهی و اگر $\alpha = \beta = f = g = 1$ باشد تبدیل به رابطه هیپربولیک ساده خواهد شد. متغیرهای α و β هر مقدار دلخواهی را می توانند بگیرند و مقدار آنها از برازش معادله به داده های تجربی بدست می آید. متغیرهای f و g هم همان تعریف f و g مدل فاهی را دارند. برای مقایسه رابطه (۶) با نتایج مطالعات پهلوان برای خاک درشت دانه تهران، منحنی شکل ۲ در شکل ۷ رسم شده است. در این شکل مدل جدید با $f = 1$ ، $g = 6/96$ ، $\alpha = -8/47$ ، $\beta = -2/75$ رسم شده است. ملاحظه می گردد که مدل جدید برای این منحنی مناسب است.



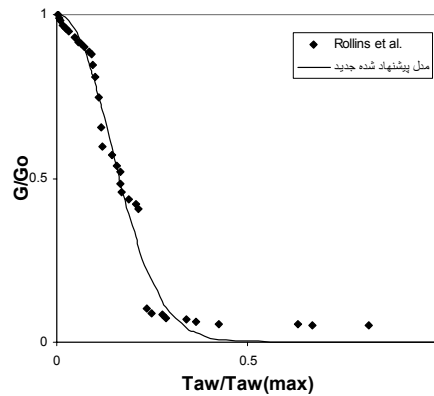
شکل ۷ منحنی خاک درشت دانه تهران در مطالعه پهلوان [۳] به همراه بهترین برازش مدل پیشنهاد شده

در ادامه، مدل پیشنهاد شده جدید به منحنی های اشکال ۳، ۴، ۵ و ۶ برازش شده و نتایج در اشکال ۸ الی ۱۱ رسم شده و پارامترهای منحنیهای برازش شده هم در این اشکال آمده است. در همه این شکلها مقدار ضریب همبستگی منحنی جدید بیشتر از مدل فاهی است بنابراین در همه موارد مدل جدید قابلیت ارائه شکل کلی رفتار غیرخطی خاکهای شنی مثل خاک درشت دانه تهران را دارد.

۱۳- نتیجه گیری

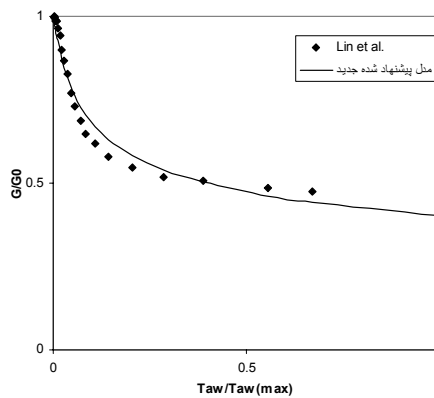
بر اساس آنچه در مقاله اشاره گردید، نتیجه گیری می شود که:

- ۱- مدل فاهی برای ارائه رفتار اغلب خاکهای درشت دانه شنی مناسب نمی باشد. برای مثال می توان به خاک درشت دانه تهران [۳] اشاره کرد.
- ۲- مدل جدید ارائه شده در این پژوهش که اصلاحی بر مدل فاهی می باشد، بخوبی نشان دهنده تغییرات سختی با کرنش در خاک های شنی می باشد.



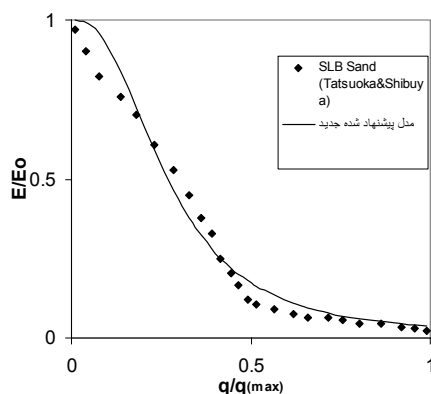
شکل ۸ - منحنی نمونه حاوی ۶۰٪ ذرات شنی [۷] به همراه بهترین برازش مدل جدید با

$$\beta = -11/13, \alpha = -3/62, g = 2/23, f = 1$$

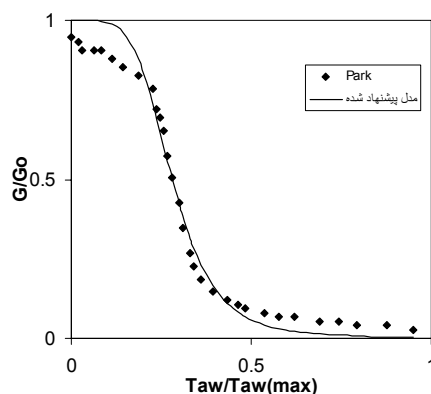


شکل ۹ - منحنی شن قلوه سنگی [۸] به همراه بهترین برازش مدل جدید با

$$\beta = -0/2, \alpha = -174, g = 1/21, f = 0/55$$



شکل ۱۰ - منحنی ماسه SLB [۴] به همراه بهترین برازش مدل جدید با $f = 1$ ، $g = 2/5$ ، $\alpha = -26/93$ ، $\beta = -1$



شکل ۱۱ - منحنی نمونه پیش تحکیم یافته ماسه توپورا [۹] به همراه بهترین برازش مدل جدید با $f = 1$ ، $g = 4/87$ ، $\alpha = -51/51$ ، $\beta = -0/97$

۱۴- منابع

1. Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972b), Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *J. Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, 98(SM7), PP. 667-692
2. Fahey, m., and Carter, J.P. (1992), A finite element study of the pressuremeter test in sand using a non-linear elastic plastic model, *Can. Geotech. J.*, Vol. 30, PP. 438-362.
3. پهلوان، ب. (۱۳۸۱)، مطالعه تغییرشکل پذیری آبرفت درشت دانه تهران با استفاده از پرسیمتر، پایان نامه دکتری، دانشگاه تربیت مدرس.

4. Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992), Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, *Report of the Institute of Industrial Science, The University of Tokyo*, 37(1), PP. 1-144.
5. Fahey, M. (1998), Deformation and in situ stress measurement, *Proc. 1st Int. Conf. on Site Characterization, ISC-98*, Atlanta, Georgia, PP. 49-69
۶. بربریان، م؛ قریشی، م؛ ارپنگ روس، ا. و مهاجر اشجعی، ا. (۱۳۶۴)، پژوهش و بررسی پرف نو زمین ساخت و خطر زمین لرزه- گسلش در گستره تهران و پیرامون، گزارش شماره ۵۶ سازمان زمین شناسی کشور.
7. Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl N. B., and Daily III, W. D., Members, ASCE, (1998), Shear modulus and damping relationships for gravel, *J. of Geotech. And Geoenviron. Engng*, Vol. 124, No. 5, PP, 396-405.
8. Lin, S.Y., Lin, P.S., Luo, H. S. and Juang C. H., (1999), Shear modulus and damping ratio characteristics of gravelly deposits, *Can. Geotech. J.*, Vol. 37, PP. 638-651.
9. Park, C.S. (1993), Deformation and strength characteristics of a variety of sands by plane strain compression tests, Ph.D. thesis, Univ. of Tokyo.