

اصلاح مدل غیرخطی فاهی در خاک درشت دانه با استفاده از آزمایش‌های پرسوِمتری در آبرفت تهران

بداله حمدالهی^۱، علی فاخر^{۲*}، بدیل پهلوان^۳

۱- کارشناس ارشد مکانیک خاک و پی گروه عمران دانشگاه تهران

۲- دانشیار ژئوتکنیک گروه عمران دانشگاه تهران

۳- دکترای زمین‌شناسی مهندسی دانشگاه تربیت مدرس

afakher@ut.ac.ir

(دریافت مقاله: خرداد ۱۳۸۶، پذیرش مقاله: اردیبهشت ۱۳۸۹)

چکیده - سختی خاک‌ها ثابت نیست و تابع مقدار کرنش است. تاکنون چندین مدل غیرخطی برای تغییر شکل‌پذیری خاک‌ها پیشنهاد شده است. در مقاله‌ی حاضر نخست، داده‌هایی از مدول تغییر شکل‌پذیری خاک‌های مختلف درشت‌دانه از جمله خاک تهران به صورت تابع کرنش ارائه می‌شود. سپس ناتوانی مدل‌های غیرخطی مثل مدل فاهی در پیش‌بینی رفتار این نوع مصالح نشان داده می‌شود. در گام بعدی مدل جدید پیشنهاد شده در این پژوهش که در واقع نوعی مدل اصلاح شده فاهی است بیان می‌شود و مقایسه‌های لازم انجام می‌شود و در انتها نشست پی برج میلاد تهران با استفاده از نرم‌افزار FLAC محاسبه می‌شود. در این محاسبه مدل‌های ساده‌ی خطی، مدل غیرخطی فاهی و همچنین مدل پیشنهادی جدید، در نظر گرفته می‌شود و نشست به دست آمده از تحلیل‌ها با نشست اندازه‌گیری شده به روش میکروژئودزی مقایسه می‌شود. در خاتمه نتیجه‌گیری می‌شود که نحوه‌ی تغییر سختی خاک‌های درشت‌دانه با مدل‌های متداول مثل مدل فاهی سازگاری ندارد.

کلید واژگان: سختی غیرخطی، مدل فاهی، مدول برشی، رفتار غیرخطی، پرسوِمتر، خاک‌های درشت‌دانه

۱- مقدمه

یکی از مسائل مهم در مهندسی ژئوتکنیک، تعیین نشست آنی خاک است. مهم‌ترین متغیری که نشست آنی خاک به شدت به آن وابسته است، مدول الاستیسیته (E) خاک است، از این رو سختی خاک اهمیت فراوانی پیدا می‌کند. سختی خاک‌ها را می‌توان با مدول الاستیسیته (E) یا سختی برشی (φ) سنجید. رابطه‌ی این دو متغیر به صورت زیر است:

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

ν ضریب پواسون است.

سختی خاک‌ها ثابت نیست و مقدار G و E تابع تغییر تنش همه‌جانبه (در خاک‌های دانه‌ای) و کرنش برشی (در همه‌ی خاک‌ها) است [۱ و ۲]. وابستگی سختی خاک به کرنش به صورت تغییر سختی برشی (G) برحسب تغییر کرنش برشی (γ) یا تنش برشی (τ) بیان می‌شود؛ یعنی در یک نوع خاک با افزایش کرنش برشی، سختی برشی (G) کاهش می‌یابد. برای تخمین نشست آنی، می‌توان از فرمول‌های بسته‌ی (نشست آنی) مندرج در کتب کلاسیک درسی استفاده کرد [۳] و مقدار E را هم با توجه به مقدار متوسط کرنش در مسئله‌ی مورد مطالعه یا از مدل‌های عددی با توجه به غیرخطی بودن سختی، بهره برد.

هاردین و درینویچ [۲] نشان دادند که رفتار پیش از گسیختگی ماسه را می‌توان به طور منطقی با یک مدل هذلولی ارائه کرد و سپس دیگران این مدل را تأیید کردند. ولی فاهی و کارتر [۴] در مطالعاتی که روی ماسه انجام دادند به این نتیجه رسیدند که برای ارائه‌ی رفتار واقعی ماسه‌ها این مدل هذلولی نیاز به اصلاح دارد. پهلوان [۵] مطالعاتی روی آبرفت درشت دانه‌ی تهران انجام داد و به این نتیجه رسید که مدل هذلولی ساده و مدل هذلولی اصلاح شده فاهی و کارتر، هیچ کدام برای ارائه رفتار واقعی خاک درشت دانه تهران مناسب نیستند و یک مدل اصلاح شده برای این منظور باید ارائه شود. تحقیق ارائه

شده در این مقاله به دنبال داده‌های حاصل از مطالعات پهلوان [۵] برای خاک (درشت دانه) تهران انجام شد تا نخست سایر داده‌های موجود در ادبیات فنی برای شن‌ها بررسی و مقایسه شود سپس در صورت لزوم، مدل هذلولی اصلاح شده فاهی و کارتر که پس از این برای سادگی، مدل فاهی خوانده می‌شود، اصلاح شود.

۲- عوامل موثر بر سختی خاک

تعاریف متداول سختی خاک یعنی G و E در مراجع مختلف مکانیک خاکی، مانند [۱، ۲ و ۶] آمده است. مقادیر G و E تابع عوامل متعددی است. تاتسکا و شیویا [۱] این عوامل را به صورت زیر دسته‌بندی می‌کنند:

۱. ناهمگنی مواد
۲. ناهمسانی سختی
۳. سن خاک، تاریخچه تنش و پیش تحکیمی
۴. دست‌خوردگی نمونه‌ها
۵. خطاهای اندازه‌گیری، به ویژه در کرنش‌ها و تنش‌های کوچک
۶. مقدار کرنش و تنش برشی
۷. مقدار تنش همه‌جانبه
۸. مسیر تنش در مراحل گسیختگی
۹. نحوه‌ی بارگذاری (یکنواخت، سیکلیک، زهکشی شده یا نشده، سریع یا کند)

پژوهش ارائه شده در این مقاله فقط به عامل ۶ یعنی تغییر سختی خاک‌های درشت دانه با افزایش کرنش یا تنش برشی اختصاص دارد.

رفتار غیرخطی تنش-کرنش مصالح در محدوده‌ی الاستیک از جمله مباحثی است که از دیرباز توسط محققین مهندسی زلزله مورد توجه بوده است [۲]. از اواخر دهه‌ی هشتاد ایده‌های مشابه در بارگذاری‌های استاتیکی توسط محققین متعددی مورد

۳- سختی در خاک‌های دانه‌ای

کلارک [۶] تغییرات سختی برشی در ماسه‌ها با افزایش کرنش را به کمک آزمایش پرسیمتری مطالعه کرد (شکل ۱). به طور کلی بیش تر روش‌هایی که برای مدل کردن نظری رفتار غیرخطی تنش-کرنش خاک به کار می‌روند، از یک نوع رابطه‌ی هذلولی مشابه رابطه‌ی هاردین و درینویچ [۲] استفاده می‌کنند

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

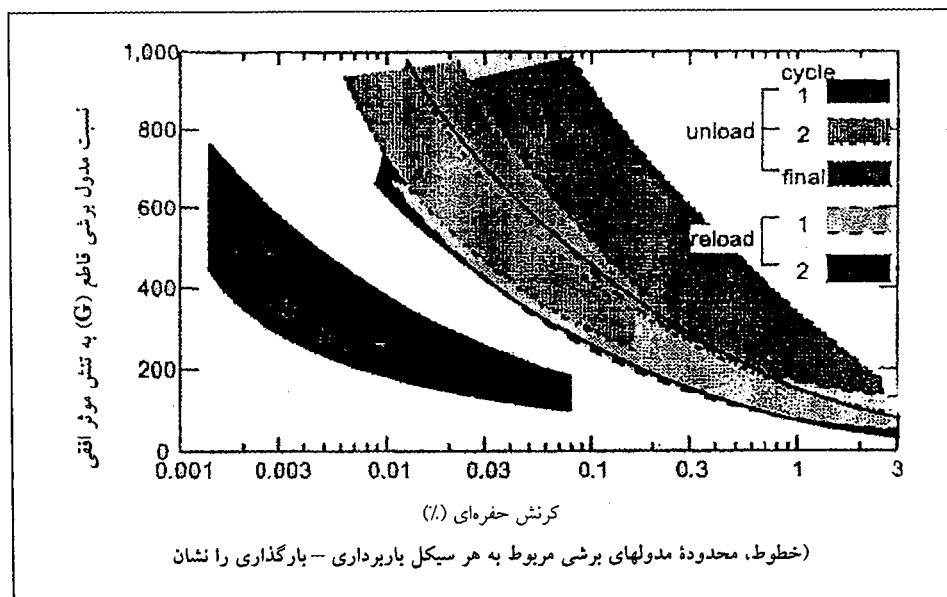
در رابطه‌ی (۲)، γ_r ، کرنش برشی مرجع است و به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0} \quad (3)$$

توجه قرار گرفته است [۴، ۶]. تغییر سختی خاک با افزایش مقدار کرنش، از دو نظر دارای اهمیت است:

الف- زمانی که می‌خواهیم سختی‌های حاصل از آزمایش‌های مختلف صحرایی مانند پرسیمتر، اندازه‌گیری سرعت موج برشی و آزمایش‌های آزمایشگاهی مثل سه‌محوری را با اندازه‌گیری کرنش موضعی و سه‌محوری معمولی، با هم مقایسه کنیم، نیاز به دانستن مقدار "تغییر سختی با کرنش" داریم چون مقدار کرنش در آزمایش‌های مختلف متفاوت است.

ب- هنگام استفاده از متغیرهای سختی خاک در طراحی، باید به مقدار کرنش توجه کرد زیرا مقدار کرنش خاک برای سازه‌های مختلف مهندسی، متفاوت است.



شکل ۱ تغییرات مدول‌های برشی حاصل از پرسیمتر نسبت به سطح کرنش در ماسه‌های تانت

متغیرهای تجربی a و b به مدل هذلولی این امکان را می‌دهند که تغییر شکل پیدا کرده و با داده‌های حاصل از آزمایش انطباق پیدا کند.

فاهی و کارتر [۴] روش دیگری را برای انطباق مدل هذلولی با داده‌های حاصل از آزمایش به شکل زیر ارائه دادند:

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \quad (6)$$

در این رابطه، g و f متغیرهای تجربی هستند. اگر g و f برابر ۱ انتخاب شود همان رابطه‌ی هذلولی ساده‌ی رابطه‌ی (۴) حاصل خواهد شد. مقادیر g کم‌تر از یک اجازه می‌دهد تا G/G_0 با افزایش تنش برشی، خیلی سریع‌تر از رابطه‌ی هذلولی ساده، کاهش یابد. در مقابل، مقادیر g بزرگ‌تر از یک، نرخ کاهش اولیه‌ی کم‌تری را ارائه می‌کند و با بزرگ‌تر شدن g ، محدوده‌ی رفتار الاستیک خطی گسترش می‌یابد یا به تعبیر دیگر، بعد از کرنش‌های بزرگ‌تری شاهد رفتار غیرخطی خواهیم بود.

در مدل هذلولی ساده برای رسیدن به گسیختگی یا تنش برشی بیشینه ($\tau = \tau_{\max}$)، باید کرنش برشی بینهایت شود ولی مقادیر f کم‌تر از یک، باعث می‌شود که بعد از کرنش برشی محدودی به تنش برشی بیشینه دست پیدا کنیم. کرنش برشی در مقاومت بیشینه، از تساوی $\frac{\gamma}{\gamma_r} = \frac{1}{1-f}$ به دست می‌آید. در ضمن توجه شود که سختی خاک در مدل فاهی در لحظه‌ی رسیدن به گسیختگی برابر با صفر نمی‌شود $\left(\frac{G}{G_0} = 1 - f \right)$ و عیب مدل هذلولی ساده از این نظر برطرف می‌شود. لازم به توضیح است که مقادیر f بزرگ‌تر از ۱ مفهومی ندارد.

که در آن $\tau_{\max}$ مقاومت برشی خاک و تابع زاویه‌ی اصطکاک داخلی (ϕ) است.

در این روابط، G_0 مدول برشی مماسی اولیه یا مدول برشی بیشینه نامیده می‌شود و مربوط به کرنش‌های خیلی کوچک (کوچک‌تر از 10^{-6}) است. G مدول برشی قاطع است که در فاصله‌ی بین کرنش صفر تا کرنش مورد نظر، اندازه‌گیری می‌شود. مدول برشی در کرنش خیلی کوچک (G_0) اغلب در کرنش‌های کم‌تر از 10^{-6} ثابت بوده و تغییر نمی‌کند. برای مصالح غیرچسبنده و غیرسیمانی، مقدار G_0 اغلب به تنش متوسط و دانسیته بستگی دارد [۲].

چنانچه بخواهیم تغییرات سختی را با تغییرات تنش مطالعه کنیم، می‌توانیم به جای رابطه‌ی (۲) از رابطه‌ی معادل آن به شرح زیر استفاده کنیم:

$$\frac{G}{G_0} = 1 - \frac{\tau}{\tau_{\max}} \quad (4)$$

همان طور که در رابطه‌ی (۴) دیده می‌شود، در رفتار هذلولی ساده، رابطه‌ی G/G_0 با $\tau/\tau_{\max}$ خطی است. مطالعات نشان داده است که مدل هذلولی انطباق خوبی با نتایج آزمایش‌های سیکلیک دارد، اما زمانی که این مدل را برای داده‌های حاصل از بارگذاری غیرسیکلیک به کار می‌بریم، نرخ کاهش سختی خاک، خیلی سریع‌تر از آن چیزی است که مدل هذلولی نشان می‌دهد [۷]. البته هاردین و درینویچ [۲] دریافتند که مدل هذلولی حتی بر نتایج حاصل از آزمایش‌های سیکلیک نیز همیشه قابل انطباق نیست. این محققین برای ایجاد انطباق، کرنش برشی هذلولی γ_h را به شرح زیر تعریف کردند:

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a \exp^{-b \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \right] \quad (5)$$

۴- مطالعات در خاک تهران

- از آنجا که داده‌های ناچیزی درخصوص نحوه‌ی تغییر سختی خاک به صورت تابع کرنش در خاک درشت دانه‌ی تهران وجود داشت، پهلوان [۵] دو منطقه در تهران را برای اندازه‌گیری سختی در کرنش‌های مختلف انتخاب کرد. منطقه‌ی اول در بخش مرتفع تپه کوی نصر و در محل آبرفت‌های درشت دانه و سیمانی شده سازند هزار دره (آبرفت‌های A) واقع شده. منطقه‌ی دوم در اراضی پایین دست این تپه قرار گرفته که بخش اعظم پروفیل خاک در این منطقه از آبرفت درشت دانه‌ی C یا سازند آبرفتی تهران تشکیل یافته است. رین نهشته‌های آبرفتی تهران را به پنج سازند آبرفتی ناهمگن شمال تهران (آبرفت‌های B_N) و سیلت‌های رسی کهریزک (آبرفت‌های B_S) (اندیس‌ها اشاره به شمال و جنوب دارند).

- سازند آبرفتی تهران (آبرفت‌های C)

- سازند آبرفتی خرم‌آباد در باختر ایوانکی

- آبرفت‌های کنونی (آبرفت‌های D)

پهلوان [۵] آزمایش‌های موج لرزه‌ای برجا، پرسیمتری و بارگذاری صفحه را در محل‌های مورد مطالعه انجام داد. شرح آزمایش‌ها با جزئیات در [۹] آمده است. طبیعی است که سختی حاصل از آزمایش‌های مختلف با هم فرق داشت زیرا مقدار و محدوده کرنش در آزمایش‌های مختلف فرق می‌کند [۱۰]. از نظر دانه‌بندی، خاک محل‌های مورد مطالعه دارای طبقه‌بندی GC, GP-GC, GW-GC, GM, GW GP-GM, GW-GM یعنی شنی است. هم‌چنین نشانه‌ی خمیری بخش ریزدانه‌ی خاک (PI) حدود ۱۸-۳۴ و چگالی بر جای خاک حدود ۲,۲-۲,۱۷ تن بر مترمکعب به دست آمده است [۵].

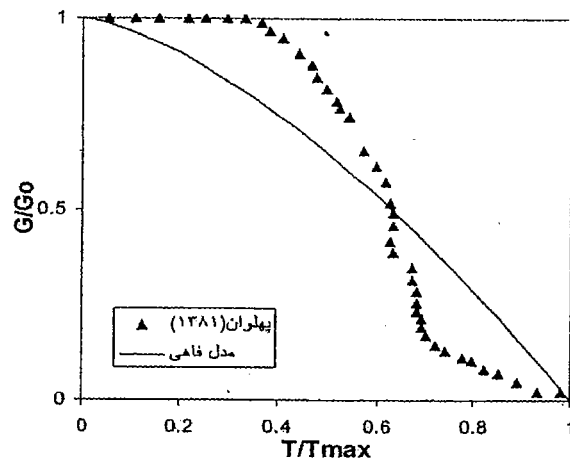
شکل (۲) منحنی G/G_0 در مقابل τ/τ_{max} حاصل از نتایج توسط پهلوان [۵] را در محل‌های ساختگاه هتل پنج ستاره‌ی تهران، ساختگاه بزرگراه رسالت (آیت‌اله حکیم) و نزدیک برج چندمنظوره‌ی میلاد تهران نشان می‌دهد. مدول‌های برشی (G) مورد استفاده در این شکل، مدول‌های قاطع حاصل از حلقه‌های باربرداری-بارگذاری در آزمایش‌های پرسیمتری و مدول برشی بیشینه (G_0) حاصل از آزمایش‌های بر جای موج برشی است [۵].

۵- مقایسه‌ی داده‌های سختی شن‌ها با مدل فاهی

۵-۱- خاک درشت دانه‌ی تهران

تغییرات سختی خاک درشت دانه‌ی تهران با افزایش کرنش، مطالعه شد. در شکل (۲) بهترین منحنی برازش شده‌ی مدل فاهی به منحنی خاک مورد مطالعه توسط پهلوان [۵] رسم شده است. در این شکل منحنی مدل فاهی با $f=1$ و $1/5$ $g=$ رسم شده است که خطای استاندارد این برازش $S=0.157$ و ضریب همبستگی آن $r=0.999$ است. ملاحظه می‌شود که این منحنی فاصله‌ی بسیار زیادی با رفتار خاک دارد و نمی‌توان آن را به عنوان نماینده‌ی رفتار خاک مورد نظر پذیرفت. نکته‌ای که به نظر می‌رسد این است که مدل کردن خاک‌های درشت دانه با مدل فاهی، که براساس داده‌های خاک‌های ماسه‌ای است، نیاز به تجدیدنظر و مطالعه‌ی بیش‌تر دارد. مطلب دیگر این است که براساس مدل فاهی، تقعر منحنی نمی‌تواند عوض شود ولی با توجه به شکل (۲) ملاحظه می‌شود که تقعر منحنی عوض شده است. در ابتدا، یعنی در کرنش‌های کم، تقعر منحنی رو به پایین بوده و در کرنش‌های زیاد، این تقعر رو به بالا است. به نظر می‌رسد دلیل اختلاف شکل مدل فاهی با رفتار واقعی

خاک درشت دانه و سیمانی شده‌ی تهران می‌تواند ناشی از وجود سیمان بین ذرات و نوعی پیش تحکیم یافتگی در خاک باشد که حتی مورد اخیر درخصوص برخی مطالعات در ماسه‌ها نیز دیده شده است [۱۳]. با توجه به مطالب بالا به نظر می‌رسد اصلاح مدل فاهی برای ارائه‌ی رفتار خاک‌های شنی مانند مورد مطالعه‌ی پهلوان [۵] ضروری است.



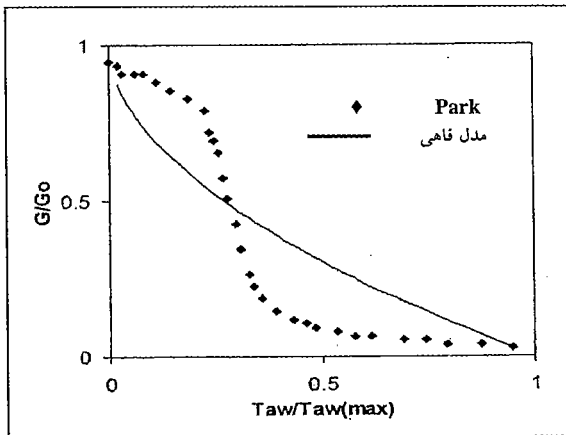
شکل ۲ منحنی تغییرات G/G_0 در مقابل T/T_{max} در خاک [مورد مطالعه‌ی پهلوان ۵] همراه بهترین برازش مدل فاهی

۵-۲- داده‌هایی مربوط به سایر شن‌ها

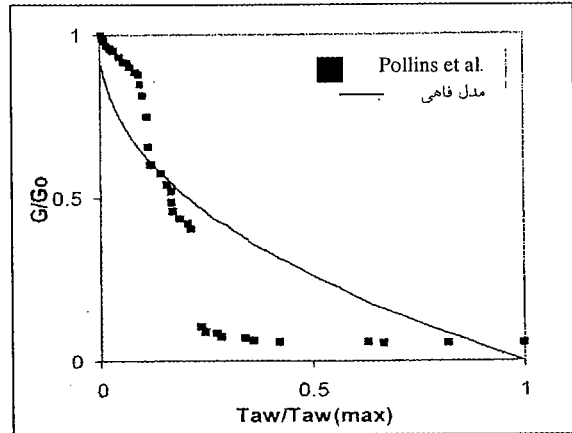
رولینز و همکاران [۱۱] برای بررسی تاثیر مقدار شن روی مدول برشی در ماسه‌های شنی و شن‌های ماسه‌ای، یک سری آزمایش دینامیکی روی نمونه‌های حاوی ۰، ۲۰، ۴۰ و ۶۰ درصد شن انجام داده‌اند.

شکل ۳ منحنی تغییرات G/G_0 در مقابل T/T_{max} را برای منحنی خاک دارای ۶۰٪ شن نشان می‌دهد. در این شکل، بهترین منحنی برازش شده فاهی هم با $f=1$ و $g=0.44$ رسم شده است. همان طور که ملاحظه می‌شود، مدل فاهی قادر نیست ارائه‌دهنده‌ی رفتار خاک دارای ۶۰٪ شن باشد. خطای استاندارد این برازش $S=0.19$ و ضریب همبستگی آن

$r=0.928$ است و مدل فاهی با رفتار خاک اختلاف دارد. تاتسوکا و شیویا [۱] منحنی‌های کاهش مدول (E/E_0) را برای محدوده‌ی وسیعی از مصالح ژئوتکنیکی ارائه کرده‌اند. از بین این منحنی‌ها، منحنی مربوط به ماسه‌ی SLB در شکل (۵) رسم شده است. بهترین منحنی برازش شده‌ی فاهی به صورت منحنی شکل (۵) با $f=1$ و $g=0.48$ به دست آمده است. خطای استاندارد این برازش $S=0.104$ و ضریب همبستگی آن $r=0.943$ است. بنابراین مدل فاهی، برای ارائه‌ی رفتار سختی غیرخطی برخی ماسه‌ها مثل ماسه‌ی SLB هم مناسب نیست. پارک [۱۳] یک سری آزمایش بارگذاری سه محوری سیکلیک بر نمونه‌های عادی تحکیم یافته ($OCR=1$ و $e=0.661$) و پیش تحکیم یافته ($OCR=0.33$ و $e_0=0.668$) از ماسه‌ی متراکم توپورا انجام داده است. نتایج این آزمایش برای نمونه‌ی پیش تحکیم یافته به صورت منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ در شکل (۶) نشان داده شده است. در این شکل بهترین منحنی برازش شدی فاهی با $f=1$ و $g=0.53$ رسم شده است و خطای استاندارد $S=0.167$ و ضریب همبستگی $r=0.81$ می‌باشد. پس مدل فاهی برای این نمونه نیز مناسب نیست.



شکل ۶ منحنی نمونه‌ی پیش‌تحکیم یافته‌ی ماسه توپورا [۱۳] به همراه بهترین برازش مدل فاهی



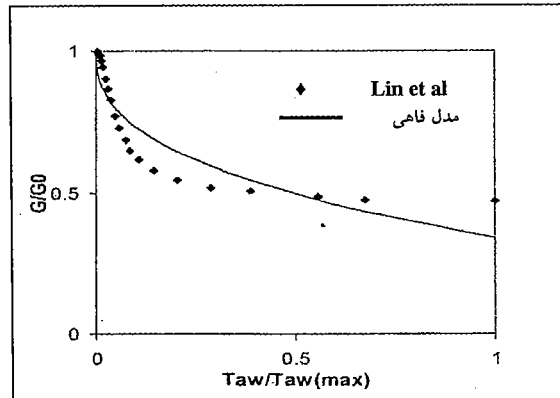
شکل ۳ منحنی نمونه‌ی حاوی ۶۰ درصد ذرات شنی [۱۱] همراه بهترین برازش مدل فاهی

هدف این مقاله از ارائه‌ی شکل‌های (۲) الی (۶) این بوده است که موارد نقضی از مدل فاهی ارائه کند. به نظر می‌رسد که در خاک‌های ماسه‌ای پیش‌تحکیم یافته و همچنین در شن‌ها، به خصوص شن‌های سیمانی شده، نمی‌توان از مدل فاهی استفاده کرد.

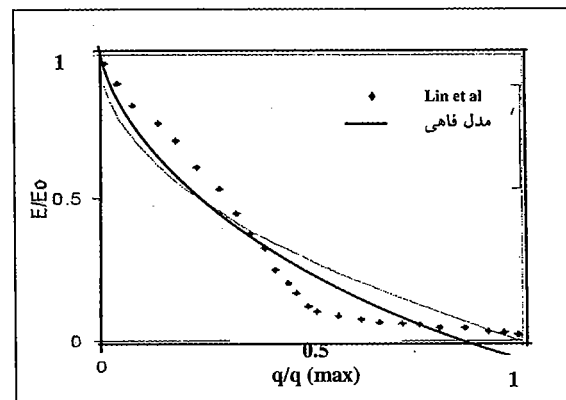
۶- پیشنهاد مدل جدید

همان‌طور که در بخش‌های قبلی نشان داده شد، مدل فاهی در برخی موارد نمی‌تواند رفتار غیرخطی شن‌ها را ارائه دهد. برای اصلاح این مدل، روابط ریاضی زیادی به صورت آزمون و خطا به داده‌های مذکور برازش شد. سرانجام رابطه‌ی زیر برای همه‌ی داده‌های مورد بررسی مناسب تشخیص داده شد:

$$\frac{G}{G_0} = \left(1 - \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^{\beta} \right)^{\beta} \quad (V)$$

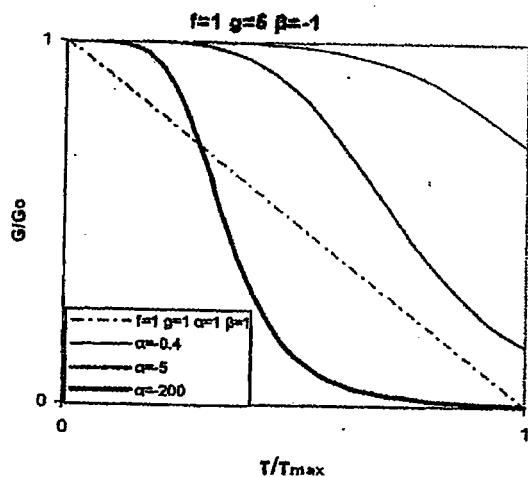


شکل ۴ منحنی شن قلوه سنگی [۱۲] همراه بهترین برازش مدل فاهی

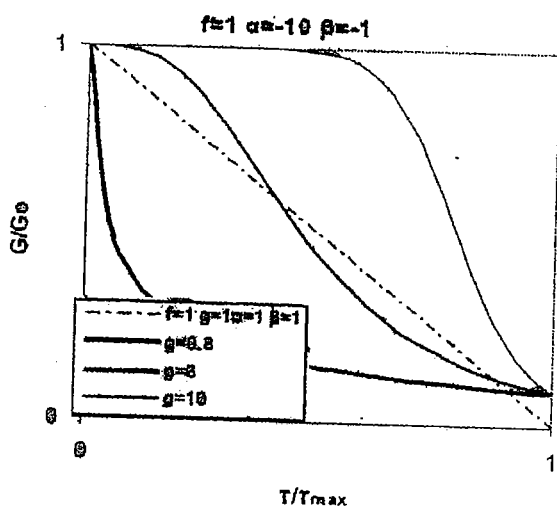


شکل ۵ منحنی ماسه‌ی SLB [۱] به همراه بهترین برازش مدل فاهی

(۱۴) رسم شده و پارامترهای منحنی‌های برازش شده هم در این شکل‌ها آمده است. مدل جدید در همه‌ی موارد، قابلیت ارائه‌ی شکل کلی رفتار غیرخطی خاک‌های شنی مثل خاک درشت دانه‌ی تهران (به ویژه خاک مورد مطالعه‌ی پهلوان [۵]) را دارد.



شکل ۷ تأثیر تغییر α بر منحنی $(\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}})$ در مدل پیشنهاد شده‌ی جدید



شکل ۸ تأثیر تغییر g بر منحنی $(\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}})$ در مدل پیشنهاد شده‌ی جدید

مزیت رابطه‌ی (۷) این است که رابطه‌ی فاهی، حالت خاص این رابطه است. اگر $\alpha = \beta = 1$ باشد، این رابطه تبدیل به رابطه‌ی فاهی و اگر $\alpha = \beta = f = g = 1$ باشد تبدیل به رابطه‌ی هذلولی ساده خواهد شد.

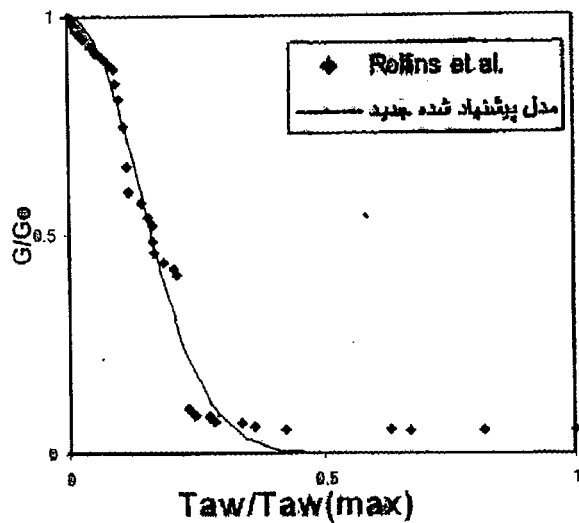
متغیرهای β, α هر مقدار دلخواهی را می‌توانند بگیرند و مقدار آن‌ها از برازش معادله به داده‌های تجربی به دست می‌آید. متغیرهای f, g هم همان تعریف f و g مدل فاهی را دارند. در شکل‌های (۷)، (۸) و (۹) منحنی‌های مختلفی با متغیرهای مختلف برای رابطه‌ی (۷) رسم شده است و نحوه‌ی تأثیر تغییر متغیرهای α, g, β بر منحنی، نشان داده شده است. با بررسی شکل‌های ۷ تا ۹ ملاحظه می‌شود که با کاهش قدر مطلق α و β محدوده‌ی الاستیک خاک بزرگ‌تر خواهد شد و کاهش مدول با شیب کم‌تری صورت گرفته و از حالت ترد و شکننده‌ی رفتار خاک کاسته می‌شود. وقتی که مقادیر قدر مطلق α و β از حد خاصی کم‌تر شوند (که این حد بستگی به متغیرهای مدل دارد)، هنگام گسیختگی سختی خاک صفر نخواهد شد. تأثیر تغییرات f و g بر منحنی $\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}}$ همانند تأثیر آن‌ها بر مدل فاهی خواهد بود.

۷- مقایسه‌ی داده‌های خاک تهران و سایر

شن‌ها با مدل پیشنهاد شده‌ی جدید

برای مقایسه‌ی رابطه‌ی (۷) با نتایج خاک درشت دانه‌ی تهران [۵]، منحنی شکل (۲) در شکل (۱۰) رسم شده است. مدل جدید در این شکل با $f = 1, g = 7/96, \alpha = -1/47$ و $\beta = -2/75$ رسم شده است. خطای استاندارد این برازش $S = 0/034$ و ضریب همبستگی آن $r = 0/996$ است. ملاحظه می‌شود که مدل جدید برای این منحنی بسیار مناسب است.

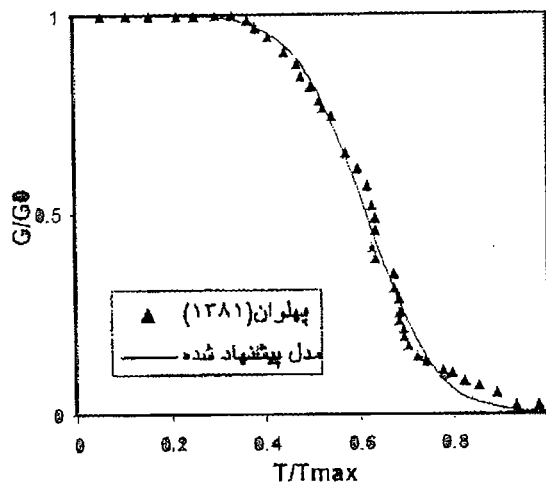
در ادامه، مدل پیشنهاد شده‌ی جدید به منحنی‌های شکل‌های (۳)، (۴)، (۵) و (۶) برازش شده و نتایج در شکل‌های (۱۱) تا



شکل ۱۱ منحنی نمونه حاوی ۶۰٪ ذرات شنی [۱۱] همراه بهترین

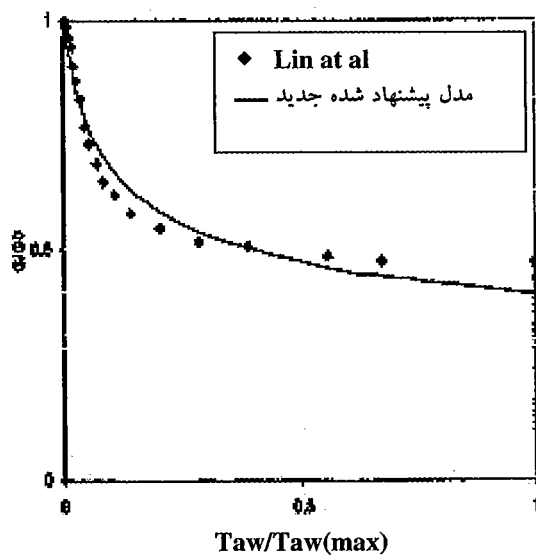
برازش مدل جدید با $f=1$ ، $g=2/23$ ، $\alpha=3/62$ ، $\beta=11/13$

$S=0/053$ و $r=0/999$



شکل ۹ تأثیر تغییر β بر منحنی $(\frac{G}{G_0} - \frac{\tau}{\tau_{max}})$ در مدل پیشنهاد

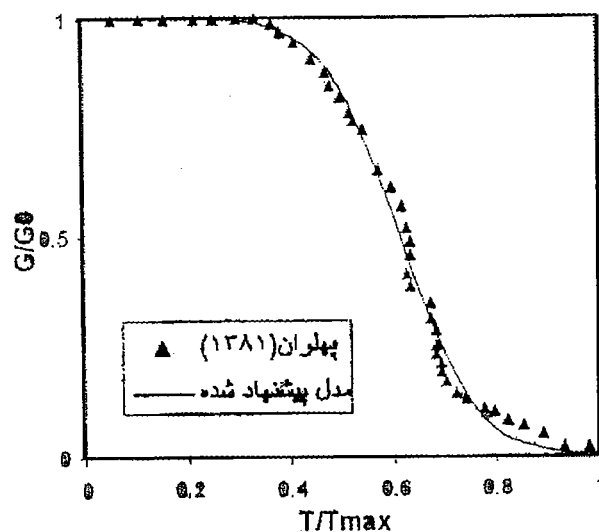
شده‌ی جدید



شکل ۱۲ منحنی شن قله‌شنگی [۱۲] همراه بهترین برازش

مدل جدید با $f=0/55$ ، $g=1/21$ ، $\alpha=-1/74$ ، $\beta=0/2$

$S=0/036$ و $r=0/985$



شکل ۱۰ منحنی خاک مورد مطالعه‌ی پهلوان [۵] همراه بهترین

برازش مدل جدید

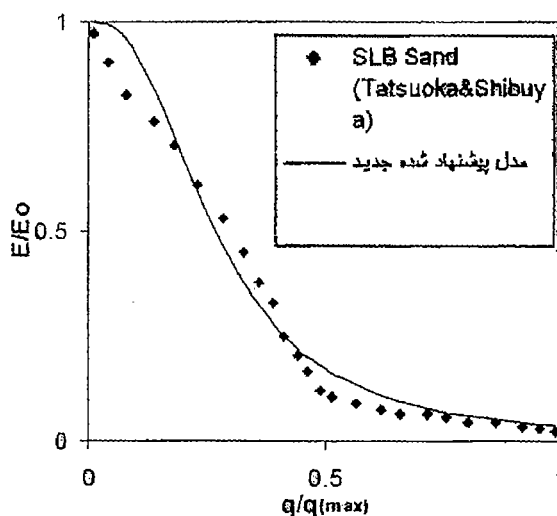
این که نتایج تحلیل های نظری با اندازه گیری های واقعی مقایسه شود، لازم بود مدل پیشنهادی در یک تحلیل عددی مورد استفاده قرار گیرد.

۸-۲- مشخصات برج میلاد

برج چند منظوره ی میلاد تهران با ارتفاع ۴۳۵ متر در قسمت شمالی تپه های کوی نصر (گیشا) در مجاورت محل مورد مطالعه ی پهلوان [۵]، احداث شده است. پی برج در عمق ۱۴ متری از سطح زمین یعنی تراز ۱۴- متری قرار گرفته است و در کف زیرین به صورت دایره ای با قطر ۶۶ متر است.

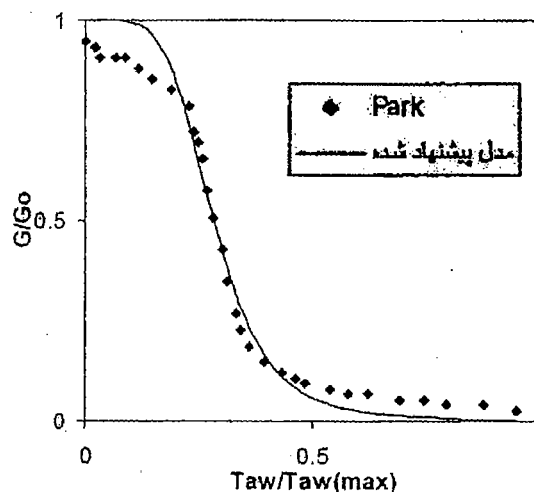
بدنه ی برج در تراز سطح زمین به شکل یک هشت وجهی منتظم با چهار بال بیرونی به قطر ۲۸ متر است که با تغییر تدریجی مقطع برج، در تراز ۲۴۰+ متری به قطر ۱۶ متر می رسد. سازه ی رأس برج از تراز ۲۴۰+ تا ۳۱۵+ متری قرار گرفته و دکل فلزی به ارتفاع ۱۲۰ متر (از تراز ۳۱۵+ تا ۴۳۵+ متری) روی این سازه قرار می گیرد (شکل ۱۵).

برای این که امکان مقایسه نشست حاصل از تحلیل با نشست اندازه گیری شده به روش میکروژئودزی فراهم شود، فشار وارد به پی در همه ی تحلیل ها معادل فشار مربوط به زمان آخرین قرائت های میکروژئودزی انتخاب شده است. این فشار ناشی از اعمال بار حاصل از پی به علاوه ی سازه، در مجموع به وزن ۶۶۰۰۰ تن به علاوه ی بار ناشی از بدنه برج تا رقوم ۳۰۸+ متر (رقوم مربوط به آخرین قرائت های میکروژئودزی در اسفند ماه ۱۳۸۰) به وزن ۷۸۰۴۰ تن است. به این ترتیب، فشار وارده به پی به صورت فشار یکنواخت ۴۲۰ کیلو پاسکال منظور شد.



شکل ۱۳ منحنی ماسه ی SLB [۱] همراه بهترین برازش مدل جدید با $f=1$ ،

$$r=0.986 \text{ و } s=0.052, \beta=-1, \alpha=26/93, g=2/5$$



شکل ۱۴ منحنی نمونه ی پیش تحکیم یافته ی ماسه توپورا [۱۳]

همراه بهترین برازش مدل جدید با $f=1$ ، $g=4/87$

$$r=0.988 \text{ و } s=0.056, \beta=-0.97, \alpha=511/51$$

۸- مطالعه ی موردی پی برج میلاد

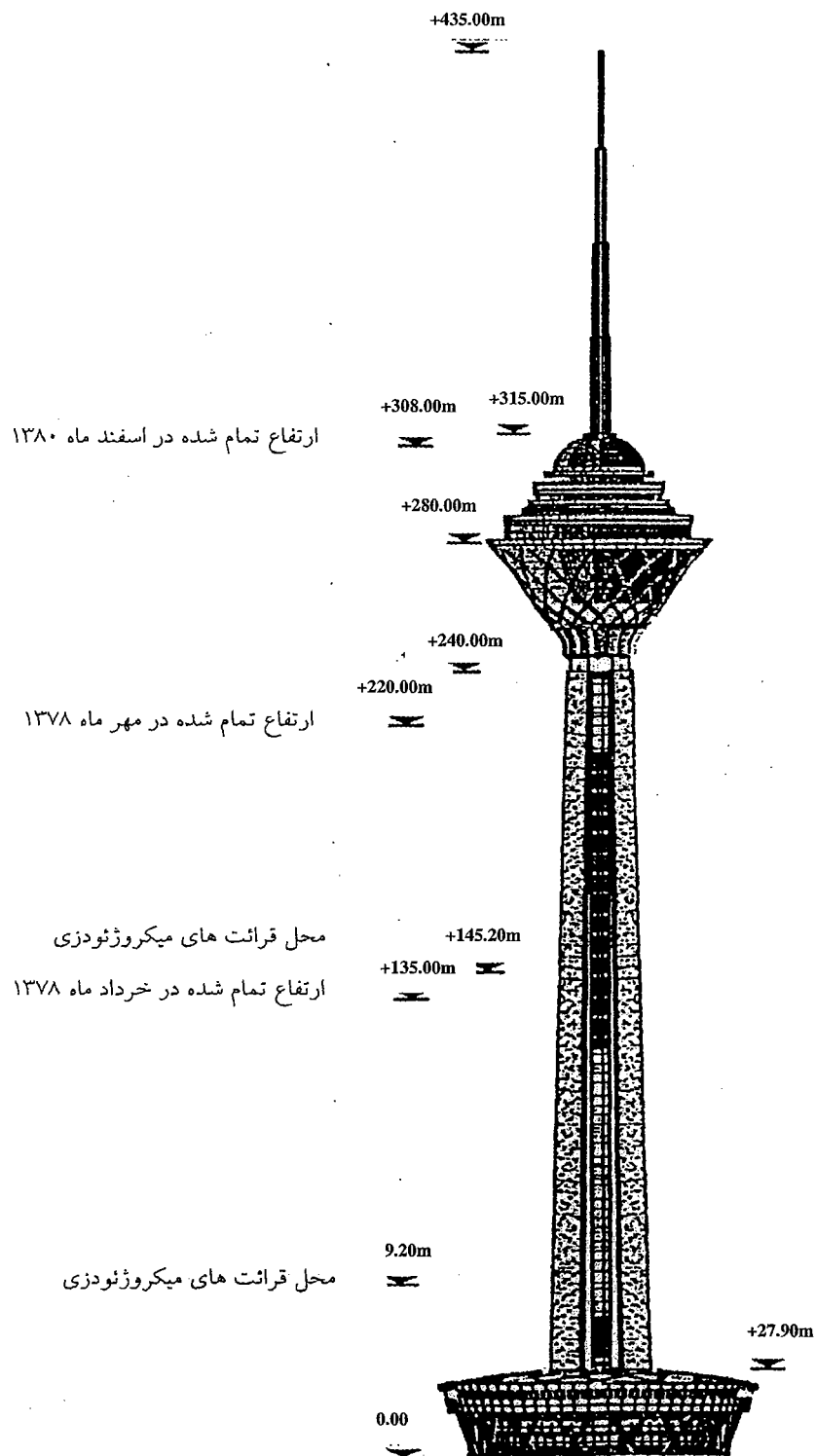
۸-۱- هدف از مطالعه ی موردی

همان طور که در قسمت قبل ملاحظه شد، مدلی برای ارائه ی نحوه ی تغییر سختی با افزایش کرنش، پیشنهاد شد. برای

۸-۳- اندازه‌گیری نشست

جابه‌جایی، نشست و دیگر حرکات احتمالی برج با استفاده از شبکه میکروژئودزی، شامل ۹ نقطه در خارج برج، ۲۸ نقطه روی بدنه‌ی برج و نیز شبکه‌ی ارتفاعی منطقه، شامل سه نقطه‌ی ارتفاعی خارج برج کنترل شد. شرکت مهندسی مشاور مه‌اب‌قدس [۱۴] اولین مرحله‌ی مشاهدات شبکه‌ی روی برج (نقاط واقع در ترازهای ۴۹/۲۰ و ۱۴۵/۲۰ متری) را در مهرماه ۱۳۷۸ و دومین مرحله را در اسفند ماه ۱۳۸۰ گزارش کرده است. ارتفاع تمام شده‌ی بدنه برج در مهرماه ۱۳۷۸ حدود ۲۲۰ متر و در اسفند ماه ۱۳۸۰، ۳۰۸ متر بوده است. البته یک مرحله قرائت هم در سال ۱۳۸۳ انجام گرفت که در آن فاصله‌ی بارگذاری زیادی روی برج انجام نشده و تغییر چندانی در نشست به وجود نیامده بود [۱۵]. همان‌طور که قبل از این هم گفته شد، اندازه‌گیری نشست از ابتدای ساخت برج انجام نشده است و اولین قرائت در زمانی که ارتفاع برج ۲۲۰ متر بوده (مهرماه ۱۳۷۸) و دومین قرائت در زمانی که ارتفاع ۳۰۸ متر بوده (اسفند ماه ۱۳۸۰) انجام شده است. در این فاصله‌ی زمانی تغییر مکان قائم (نقاط اندازه‌گیری روی سازه) به‌طور میانگین، در تراز ۴۹/۲ متری، ۲۰/۷ میلی‌متر و در تراز ۱۴۵/۲ متری برابر با

۴۷/۲ میلی‌متر اندازه‌گیری شده است. مقدار بارگذاری انجام شده روی برج در این فاصله‌ی زمانی، ۱۴۰۰۰ تن (وزن بدنه‌ی برج از ارتفاع ۲۲۰ متر تا ۳۰۸ متر) بوده است. با توجه به تغییر شکل‌های بتن، تغییر مکان قائم برج در تراز کف پی که همان نشست خاک است، کم‌تر از تغییر مکان‌های قائم برج در ترازهای بالایی است [۱۶]. اگر از تغییر مکان قائم نقطه‌ی واقع در تراز ۱۴۵/۲، مقدار تغییر شکل سازه‌ای بدنه‌ی برج تا این ارتفاع (در فاصله‌ی مهر ۱۳۷۸ تا اسفند ۱۳۸۰ و تحت بار ۱۴۰۰۰ تن) را کم کنیم، مقدار نشست خاک زیر پی زیر بار ۱۴۰۰۰ تن به دست خواهد آمد. برای محاسبه‌ی تغییر شکل الاستیک بدنه‌ی برج، از فرمول تغییر طول میله‌ی قائم با بار محوری که در آن سطح مقطع در واحد طول تغییر می‌کند استفاده شده است. به این ترتیب مقدار تغییر شکل الاستیک بدنه - ی برج ناشی از بار وارد (یعنی بار وارد از مهر ماه ۱۳۷۸ تا اسفند ماه ۱۳۸۰ که ارتفاع برج از ۲۲۰ متر به ۳۰۸ متر رسیده و حدود ۱۴۰۰۰ تن است) به شرح جدول ۱ محاسبه شده است. کل تغییر شکل مربوط به تراز ۴۹/۲ تا ۱۴۵/۲ متری، $26/5 = 20/7 - 47/2$ میلی‌متر است.



شکل ۱۵ شمایی کلی از برج میلاد

۸-۴- تحلیل عددی

برنامه‌ی FLAC به صورت گسترده‌ای برای تحلیل‌های ژئوتکنیکی به کار می‌رود و شرح آن در مرجع [۱۷] آمده است. این برنامه علاوه بر این که یک سری مدل رفتاری خاک را به صورت از پیش‌نوشته شده در داخل خود دارد این قابلیت را هم دارد که کاربر بتواند هر مدل رفتاری دلخواه را به برنامه معرفی کند. برای این کار مدل رفتاری دلخواه براساس روش خاص به صورت یک فایل FISH نوشته و در مدل قرار داده می‌شود. پس این برنامه‌نویسی برای مدل فاهی و هم‌چنین مدل جدید در تحقیق حاضر انجام شد. در شبکه‌ی مورد استفاده از المان‌های مربع مستطیلی استفاده شد که تراکم آن‌ها در نواحی نزدیک پی زیاد و در نواحی دورتر کم است. مسئله نسبت به محور قائم گذرنده از مرکز پی متقارن است، پس از گزینه‌ی تقارن محوری استفاده شد (شکل ۱۶).

با توجه به این که پی صلب است، برای شبیه‌سازی آن و اعمال بارگذاری، درجه‌ی آزادی گره‌هایی که روی پی واقع می‌شوند در جهت y بسته شده و به این نقاط سرعت در جهت y اعمال شده و پس از تحلیل، حاصل جمع نیروهای این گره‌ها (برای گره‌های کناری نصف نیرو حساب می‌شود) به شعاع پی تقسیم می‌شود که عدد حاصل تنش اعمالی به خاک توسط پی خواهد بود.

ابتدا مدل‌سازی با استفاده از مدل فاهی و کارتر و مدول برشی G_0 و مقادیر f و α ای که منحنی مربوط به آن در کرنش‌های پایین منطبق بر منحنی رفتاری خاک تهران (شکل ۲) باشد (چون انطباق مدل فاهی در همه‌ی کرنش‌ها ممکن نیست) انجام شد که مقدار نشست ۳/۱۲۵ میلی‌متر به دست آمد.

اگر از این مقدار، تغییر شکل الاستیک را کم کنیم، تغییر شکل خزش این طول به دست می‌آید. تغییر شکل خزش تراز ۰/۰ تا ۴۹/۲ متری هم با تناسب طول به دست می‌آید (جدول ۱).

با کسر تغییر شکل سازه از کل تغییر شکل اندازه‌گیری شده با روش میکروژئودزی برای مقطع مزبور، یعنی $(۸/۸ = ۳۸/۴ - ۴۷/۲)$ ، تغییر شکل خاک زیر پی در اثر بار ۱۴۰۰۰ تنی برابر با ۸/۸ میلی‌متر به دست می‌آید. کل وزن برج تا ارتفاع ۳۰۸ متری ۱۴۴۰۴۰ تن است. پس تغییر شکل خاک زیر پی در اثر کل بار وارد را می‌توان از تناسب زیر محاسبه کرد:

$$۱۴۰۰۰ \text{ تن} / (۸/۸ \times (\text{وزن خاک برداشته شده} - ۱۴۴۰۴۰))$$

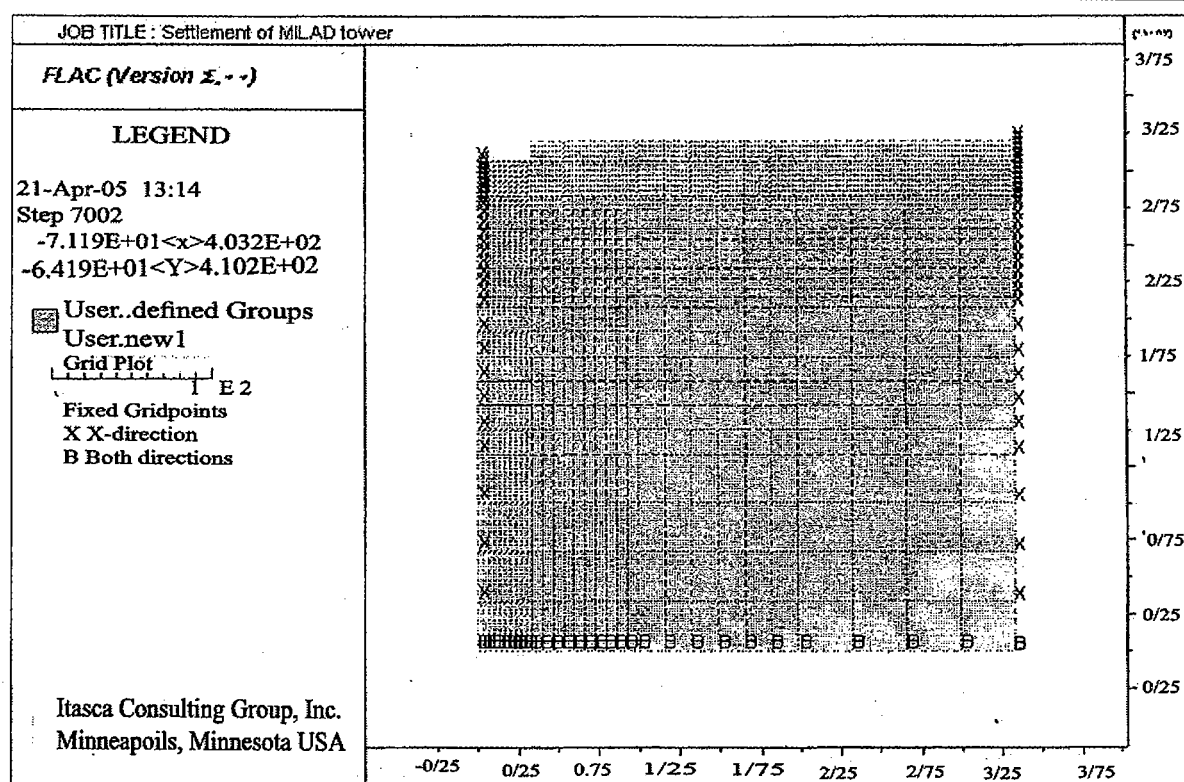
(تن) = نشست نهایی خاک زیر پی

با توجه به دانسیته خاک محل برج (۲/۲ تن بر مترمکعب)، وزن خاک برداشته شده از محل پی برج ۱۰۵۳۷۳ تن است. به این ترتیب تغییر شکل خاک زیر پی برج در اثر اعمال بار در زمان آخرین قرائت، ۲۴/۳ میلی‌متر محاسبه می‌شود.

جدول ۱ تغییر شکل‌های الاستیک و خزش محاسبه شده برای بدنه‌ی

برج میلاد، برای بار وارده ۱۴۰۰۰ تنی در تراز ۲۲۰ متری [۵]

ترازهای (متر)	سازه بین		ترازهای (متر)
	۰/۰-۱۴۵/۲	۴۹/۲-۱۴۵/۲	
کل	-----	۴۷/۲-۲۶/۵=۲۰/۷	
الاستیک	۵/۳=۴+۱/۳ براساس محاسبه	۱/۳ براساس محاسبه	۴ براساس محاسبه
خزش	۳۳/۱=۱۰/۶+۲۲/۵ براساس محاسبه	۱۰/۶ محاسبه از تناسب طول	۲۶/۵-۲۲/۵=۴



شکل ۱۶ شبکه‌ی مش‌بندی استفاده شده در نرم‌افزار FLAC برای محاسبه‌ی نشست پی برج میلاد

۹- نتیجه‌گیری

از آنچه تا به حال گفته شد می‌توان این نتیجه را گرفت که مدل فاهی برای ارائه‌ی رفتار برخی از خاک‌های درشت دانه مناسب نیست. برای نمونه می‌توان به خاک درشت دانه‌ی تهران اشاره کرد.

مدل جدید ارائه شده در این پژوهش که اصلاحی برای مدل فاهی است در مقایسه با تمامی موارد ناسازگار با مدل فاهی توانست به خوبی ارائه‌دهنده‌ی رفتار آن‌ها باشد. در ضمن به‌کارگیری مدل جدید در تحلیل نشست پی برج میلاد، نشان‌دهنده‌ی سازگاری خوب تحلیل‌ها و اندازه‌گیری‌های میدانی است در حالی که تفاوت مدل فاهی با آنچه اندازه‌گیری شده خیلی زیاد است.

مدل به نتایج مطالعات پهلوان [۴] (شکل ۲) استفاده شد که مقدار نشست ۲۲/۱۲ میلی متر به دست آمد.

۸-۵- مقایسه‌ی نتایج تحلیل‌ها و اندازه‌گیری

همان طور که گفته شد، مقدار نشست محاسبه شده با نرم‌افزار FLAC و با اعمال مدل فاهی، ۳/۱ میلی متر به دست آمد که این مقدار به تقریب برابر با ۱۳ درصد مقدار تعیین شده‌ی مطابق توضیحات بند (۸-۳) این مقاله، یعنی ۲۴/۳ میلی متر است. با اعمال مدل پیشنهاد شده جدید، مقدار نشست ۲۲/۱۲ میلی متر به دست آمد که برابر ۹۱ درصد مقدار اندازه‌گیری شده است و دقت خوبی دارد.

۱۰- منابع

تهران با استفاده از پرسیومتر، فصلنامه علمی - پژوهشی علوم زمین، بهار و تابستان ۱۳۸۲، شماره ۴۷-۴۸.

[10] Pahlavan, B., Fakher, A., and Khamsehchian, M. (2004), Stiffness of cemented gravel of Tehran from pressuremeter and other in situ tests, Proc. Of 2nd Int. Conf. on Geotech. Site. Characterization, ISC 2004, Porto, Portugal.

[11] Rollins, K.M, Evans, M.D., Diehl N. B., and Daily III, W.D., (1998), Shear modulus and damping relationships for gravel, J. of Geotech. And Geoenviron. Engng, Vol. 124, No. 5, PP, 396-405.

[12] 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.

[13] Park, C.S. (1993), Deformation and strength characteristics of a variety of sands by plane strain compression tests, Ph.D. thesis, Univ. of Tokyo.

[۱۴] شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس (۱۳۸۱)، گزارش فنی مشاهدات و محاسبات سرشکنی شبکه‌های میکروژئودزی. سومین مرحله‌ی خارج برج و دومین مرحله‌ی روی بدنه برج چندمنظوره‌ی میلاد، گزارش ارائه شده به شرکت یادمان سازه.

[۱۵] شرکت ایستاسنج دقیق (۱۳۸۳)، پنجمین مرحله‌ی مشاهدات میکروژئودزی برج میلاد.

[۱۶] شرکت یادمان سازه (۱۳۸۱)، مکاتبات دفتر فنی پروژه‌ی برج میلاد.

[17] Itasca (2002), Fast Lagrangian Analysis of Continua, ver. 4.0.307.

[1] 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.

[2] Hardin, B.O. and Drenvich, 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.

[3] Bowles, J.E. (1996), Foundation Analysis and Design, Mc Graw Hill, 5th edition.

[4] 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.

[۵] پهلوان، ب. (۱۳۸۱)، مطالعه‌ی تغییر شکل‌پذیری آبرفت درشت دانه‌ی تهران با استفاده از پرسیومتر، پایان‌نامه‌ی دکتری، دانشگاه تربیت مدرس.

[6] Clarke, B.G. (1993), The interpretation of pressuremeter tests to produce design parameters, Predictive soil mechanics, Proc. Wroth Memorial Symp. Oxford, PP. 75-88.

[7] Fahey, M. (1998), Deformation and in situ stress measurement, Proc. 1st Int. conf. onsite Characterization, ISC- 98, Atlanta, Georgia, PP. 49-69

[۸] بربریان، م؛ قریشی، م؛ ارینگ روس، ا. و مهاجر اشجعی، ا. (۱۳۶۴)، پژوهش و بررسی ژرف نو زمین ساخت و خطر زمین‌لرزه - گسلش در گستره‌ی تهران و پیرامون، گزارش شماره‌ی ۵۶ سازمان زمین‌شناسی کشور.

[۹] پهلوان، ب؛ فاخر، ع؛ خامه‌چیان، م. و صنیعی، ه. (۱۳۸۱)، مطالعه‌ی متغیرهای تغییر شکل‌پذیری آبرفت درشت دانه‌ی