



دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
(پلی تکنیک تهران)

دوره چهل و شش، شماره ۱، تابستان ۱۳۹۳، صفحه ۱۱۷ تا ۱۳۰  
Vol. 46, No. 1, Summer 2014, pp. 117-130



نشریه علمی - پژوهشی امیرکبیر (مهندسی عمران و محیط زیست)  
Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering)  
(AJSR - CEE)

## تعیین ظرفیت باربری جداری پی‌های عمیق با استفاده از داده‌های اصطکاکی آزمایش نفوذ مخروط (CPTu) با ملاحظه تأثیر عوامل ابعادی

ابوالفضل اسلامی<sup>۱\*</sup>، مهران ضیاءآبادی<sup>۲</sup>، محسن طمیمی<sup>۳</sup>؛ سامیه رضازاده<sup>۴</sup>

- ۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
۲- کارشناسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
۳- کارشناسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد جنوب تهران  
۴- کارشناسی ارشد ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه گیلان

(دریافت ۱۳۹۱/۶/۴، پذیرش ۱۳۹۲/۲/۸)

### چکیده

در سال‌های اخیر استفاده از آزمایش نفوذ مخروط به دلیل ساده، سریع، قابل اطمینان و اقتصادی بودن آن به یکی از عمومی‌ترین آزمایش‌ها درجا تبدیل شده است. اثرات ابعادی بین مقاومت نوک شمع و مخروط CPT توسط محققین مختلفی مورد ارزیابی قرار گرفته، در حالی که در برقراری ارتباط بین مقاومت اصطکاکی CPT و مقاومت جداری شمع، تأثیر این عوامل کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. در این مقاله به بررسی تأثیر ابعادی موجود بین جداره CPT و شمع از نقطه نظر تفاوت در قطر و سرعت نفوذ با ارتباط دادن این عوامل به سطوح کرنشی به وجود آمده، پرداخته شده است. همچنین تأثیر تفاوت در سرعت نفوذ در ایجاد فشار آب حفره ای اضافی، اثرات قابل توجه در خاک‌های ریزدانه، در نظر گرفته شده است. در یک پایگاه اطلاعاتی، ۴۲ مورد عملی از آزمایشات بارگذاری شمع به همراه پروفیل داده‌های آزمایش نفوذ مخروط از ۲۴ محدوده مختلف جمع‌آوری شده است. سپس روشی در تعیین ظرفیت باربری جداری پی‌های عمیق با در نظر گرفتن تأثیرات ابعادی ارائه شده و به همراه ۴ روش پن پیل توسط کلیزی و همکارانش<sup>۱</sup>، تومای و فخری<sup>۲</sup>، پرایس و واردل<sup>۳</sup> و روش تاکسو و همکارانش<sup>۴</sup> مورد ارزیابی قرار گرفت. مقایسه نشان می‌دهد که روش پیشنهادی دقت به نسبت بالاتری نسبت به روش‌های بالا در تعیین ظرفیت باربری جداری پی‌های عمیق پیش‌بینی می‌نماید.

### کلمات کلیدی

تأثیر ابعادی، آزمایش نفوذ مخروط (CPT)، شمع، آزمایش بارگذاری استاتیکی، مقاومت اصطکاکی ( $f_s$ ).

\* نویسنده مسئول و عهده دار مکاتبات Email: afeslami@aut.ac.ir

## ۱- مقدمه

از حدود نیم قرن پیش روش های بسیار زیادی در تعیین توان باربری پی های عمیق با استفاده از نفوذ مخروط ارائه شده است. اساس کار این روش ها بیشتر بر پایه روابط تجربی و تا حدودی روابط تحلیلی است که عوامل مختلفی از قبیل نوع خاک، روش اجرای شمع و جنس و ابعاد آن را در طراحی ها مورد ملاحظه قرار داده اند. برخی محققین وجود روش های بسیار زیاد در این زمینه را به دلیل تکامل دانش محققین در علم ژئوتکنیک و به دست آمدن درک صحیح تر از رفتار خاک و فونداسیون و همچنین شرایط متفاوت حاکم بر پژوهش های اجرا شده در کشورهای مختلف دانسته و تکامل این روش ها و همچنین ارائه روش های جدید را ضروری می دانند.

نتایج تحقیقات و بررسی موارد عملی مختلف نشان داده است که لزوماً مقاوت نوک و اصطکاکی ثبت شده توسط نفوذ مخروط CPT با مقاومت کف و جداره شمع برابر نیست. زیرا مخروط نفوذی و شمع از جنبه ابعاد هندسی و همچنین سرعت نفوذ در خاک، در مقیاس های متفاوت نسبت به یکدیگر هستند. بطوریکه مخروط نفوذی نسبت به شمع از جنبه ابعاد هندسی در مقیاس کوچکتر و از جنبه نحوه و سرعت نفوذ در مقیاس بزرگتری قرار داشته و موجب تفاوت در نتایج مقاومت نوک و جداری بین نفوذ مخروط و شمع می شود، این تفاوت ها در قالب اثر عوامل ابعادی بیان می شوند. در صورتیکه این عوامل و تاثیرات آن به خوبی در نظر گرفته شود، می توان ارتباط مناسبتری بین داده های آزمایش نفوذ مخروط و مقادیر ظرفیت باربری پی های عمیق برقرار نمود. تاثیرات ابعادی در ارتباط با مقاومت کف بصورت جداگانه و در روش های ارزیابی ظرفیت باربری مورد توجه محققین مختلف قرار گرفته است. اما در ارتباط با تاثیر این عوامل بر مقاومت اصطکاکی، مطالعات انجام شده بصورت پراکنده بوده و تاکنون روش کلی و جامعی در این زمینه ارائه نشده است. در این مقاله به برقراری ارتباط بین مقاومت اصطکاکی مخروط CPT و مقاومت جداری شمع با لحاظ نمودن تأثیر ابعادی پرداخته شده است.

## ۲- روشهای تعیین مقاومت جداری شمع با استفاده

## از داده های CPT

ارزیابی توان باربری فونداسیون ها با استفاده از داده های آزمایش CPT، یکی از اولین کاربردهای این پیمایش عمقی بوده که به دو روش مستقیم و غیرمستقیم انجام شده است. در روش های غیر مستقیم از پارامترهایی مانند زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ )

و مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ( $S_{II}$ ) به دست آمده از داده های CPT، بر مبنای تئوری های ظرفیت باربری یا انبساط حفره استفاده می گردد. این روش ها شامل خطاهای ناشی از نادیده گرفتن تنش های افقی، به هم فشردگی خاک و نرم شوندگی کرنش هستند. برای استفاده در کارهای عملی مهندسی، روش های مستقیم شامل روابط مستقیم بین داده های CPT و ظرفیت باربری شمع ها، مناسب تر هستند.

روش های تعیین مقاومت جداری شمع با استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط، به دو دسته تقسیم می شوند:

- روش هایی که در آن ها از مقاومت نوک مخروط  $q_c$  برای تعیین مقاومت جداری شمع استفاده می گردد.

- روش هایی که در آن ها مقاومت غلاف اصطکاکی  $f_s$  به منظور تعیین مقاومت جداری شمع بکار برده می شود.

از آن جایی که مکانیزم ایجاد و گسترش مقاومت اصطکاکی CPT در مقایسه با مقاومت نوک مخروط، نزدیکتر به ایجاد مقاومت جداری شمع به نظر می رسد،  $f_s$  می تواند به عنوان شاخص مناسبی برای ارزیابی مقاومت جداری شمع مورد توجه قرار گیرد [1]. روش های تعیین مقاومت جداری با استفاده از مقاومت غلاف اصطکاکی ( $f_s$ ) عبارتند از:

- روش **Penpile [2]**: توسط کلیزی و همکارانش در اداره راه می سی سی پی ارائه گردید که در آن از مقاومت اصطکاکی غلاف CPT به صورت رابطه (۱) استفاده شده است:

$$r_s = f_{sa} / (1.5 + 14.47 f_{sa}) \quad (1)$$

که در آن میانگین مقاومت جداری مخروط بر حسب مگاپاسکال است.

- روش **تومای و فخر [3]**: این روش بر اساس مطالعه تجربی بر روی خاک های رسی در لوئیزیانا بنا نهاده شده است. مقاومت واحد جداری با استفاده از رابطه (۲) تعیین می گردد که در این رابطه ضریب  $k$  بی بعد نیست.

$$r_s = k f_s \quad (2)$$

$$k = 0.5 + 9.5 e^{-0.09 f_s} \quad (3)$$

در این رابطه که در آن اصطکاک غلاف  $f_s$  بر حسب KPa اندازه گیری شده است، برای مقادیر  $f_s$  در محدوده ۱۰ KPa تا ۵۰ KPa، نتایج به دست آمده برای مقادیر  $k$  در حدود ۰/۶ تا ۴/۵ می باشد. کران بالای مقاومت واحد جداری  $r_s$  برابر KPa

۶۰ است.

- روش پرایس و واردل [4]: در این روش از مقاومت اصطکاکی CPT به صورت زیر استفاده شده است:

$$r_s = ks \cdot fs \leq 120kPa \quad (۴)$$

ks برای شمع‌های کوبشی برابر با ۰/۵۳، برای شمع‌های جکی ۰/۶۲ و برای شمع‌های درجا ۰/۴۹ توصیه شده است.

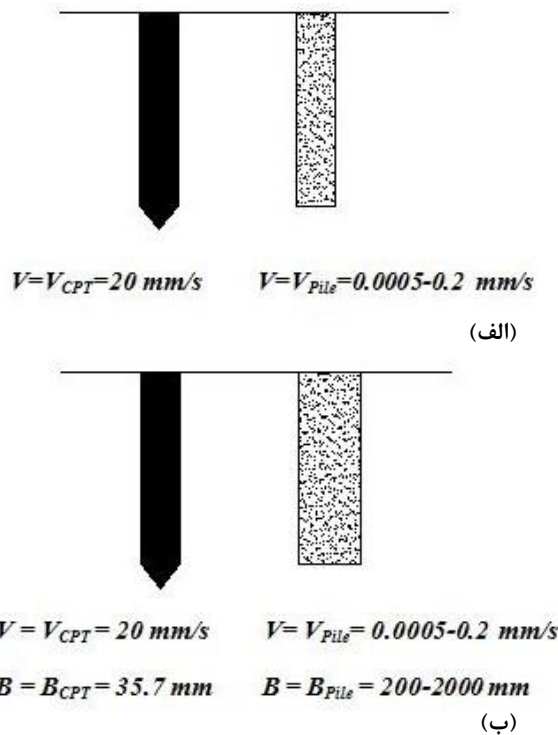
- روش تاکسو و همکارانش [1]: در این روش فقط مقاومت جداری شمع با استفاده از مقاومت اصطکاکی CPT و فشار آب منفذی اضافی مطابق شکل (۱) تخمین زده می‌شود. اطلاعات مورد استفاده برای رسیدن این روش شامل شمع‌های کوبشی و درجای مستقر در خاک‌های رسی، ماسه‌ای و مخلوط آن‌ها می‌باشد [1].

$$\Delta u < 300kPa \Rightarrow f_p/f_s = \Delta u/1250 + 0.76 \quad (الف-۵)$$

(الف-۵)

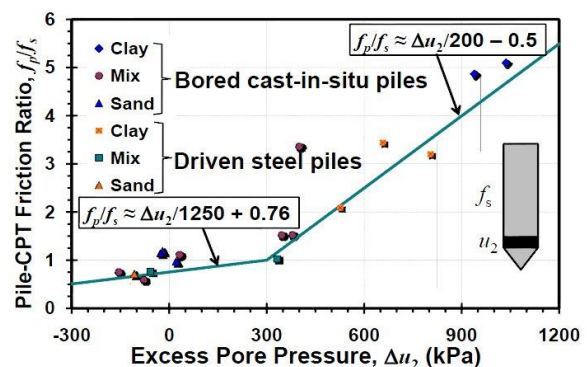
(ب-۵)

$$300 < \Delta u < 1200kPa \Rightarrow f_p/f_s = \Delta u/200 - 0.5 \quad 300 < \Delta u < 1200kPa =$$



شکل (۲): نمای شماتیک از جزئیات تفاوت بین شمع و مخروط (CPT، الف) تفاوت در جنس و سرعت نفوذ (ب) تفاوت در ابعاد

تفاوت در جنس شمع و مخروط نفوذی از دو منظر صلبیت و تفاوت در زبری جداره قابل بررسی است. در این پژوهش شمع و مخروط نفوذی برای ساده سازی مسأله، صلب فرض شده‌اند. محققین بسیاری مانند پوتیانندی [5]، کیشیدا و یوسوجی [6] و هامود و بومیکیک [7] مطالعاتی در زمینه تأثیر زبری جداره



شکل (۱): روش مستقیم در استفاده از CPTu جهت ارزیابی مقاومت جداری شمع [1]

با شناسایی دقیق عوامل مختلف در بروز تفاوت‌های موجود بین مقادیر  $f_s$  و  $I_s$  می‌توان نتایج مناسب تری برای ارزیابی مقاومت جداری شمع، توسط مقادیر مقاومت اصطکاکی، در مقایسه با مقادیر مقاومت نوک مخروط به دست آورد.

تأثیر ابعادی به عنوان روشی برای تحلیل و طراحی فونداسیون‌ها و به خصوص پی‌های عمیق مورد توجه محققین مختلف قرار گرفته است. از آن جایی که آزمایش درجای نفوذ مخروط از لحاظ هندسه و شکل ظاهری و سامانه نفوذ به درون خاک تقریباً مشابه پی‌های عمیق می‌باشد، تلاش‌هایی صورت

ظرفیت فشاری و کششی مدل شمع دارد؛ بطوریکه افزایش سرعت بارگذاری منجر به افزایش ظرفیت باربری می‌گردد، در حالیکه سرعت بارگذاری تأثیر چندانی بر روی مقدار جابجایی لازم برای رسیدن به گسیختگی ندارد. براون و هاید [12] تأثیر سرعت نفوذ را با انجام آزمایش بارگذاری بر روی شمع بتنی درجای ابزارگذاری شده‌ای به قطر 600 mm و طول 12 m و در سه حالت شامل آزمایش بارگذاری سریع<sup>۵</sup>، بارگذاری با نرخ نفوذ ثابت<sup>۶</sup> و آزمایش بارگذاری با ثابت نگه داشتن بار در فواصل زمانی ثابت<sup>۷</sup> مورد ارزیابی قرار داده و نتیجه گیری نمودند که با افزایش نرخ بارگذاری مقدار نیروی محوری و مقاومت واحد جداری در طول شمع افزایش می‌یابد. بنابراین واضح است که با افزایش سرعت نفوذ در حالت کلی (بدون در نظر گرفتن تأثیر ایجاد فشار آب منفذی اضافی) مقاومت جداری افزایش می‌یابد همچنین از نقطه نظر مقادیر کرنش، CPT با نفوذ کامل به درون خاک کرنش‌های بیشتری را در مقایسه با شمع تحت آزمایش بارگذاری و جابجایی‌های کوچک، به وجود می‌آورد. برای بررسی تأثیر ایجاد فشار آب حفره‌ای، مطابق رابطه (۶) اصطکاک جداری به تنش افقی وارد شده به جدار شمع و زاویه اصطکاک بین خاک و شمع مرتبط می‌گردد. همچنین رابطه بین تنش افقی کل و تنش افقی مؤثر به صورت معادله (۷) است:

$$\tau_s = \sigma'_h \tan \delta \quad (6)$$

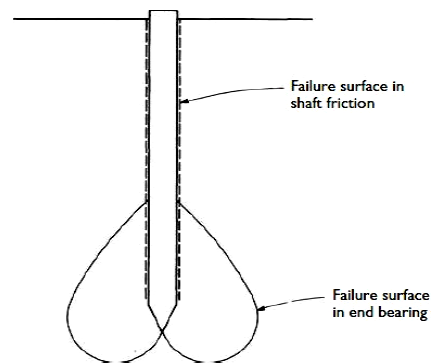
(۷)

$$\sigma'_h = \sigma_h - u$$

$\tau_s$  اصطکاک جداری واحد در هر نقطه از طول شمع،  $\sigma_h$

تنش مؤثر افقی و  $\delta$  زاویه اصطکاک بین خاک و شمع می‌باشد. با افزایش فشار آب حفره‌ای از تنش مؤثر کاسته شده و در نتیجه اصطکاک جداری کاهش می‌یابد. کمپنلا و رابرتسون [13] با انجام آزمایش نفوذ مخروط بر روی خاک لای رس دار و با سرعت‌های نفوذ متفاوت شامل ۰/۲۵، ۰/۴، ۲ و ۲۰ mm/s تأثیر آن را بر روی چگونگی شرایط زهکشی بررسی نموده و به این نتیجه رسیدند که نفوذ مخروط تا رسیدن به سرعت ۱ mm/s به صورت زهکشی نشده و در سرعت‌های نفوذ کمتر به صورت زهکشی شده می‌باشد. آن‌ها همچنین تأثیر سرعت نفوذ را بر روی

مصلحی مانند فولاد و بتن در مقاومت برشی ایجاد شده بین آن‌ها و خاک‌های مختلف انجام دادند. همچنین دجونگ و همکارانش [8] تأثیر زبری جداره CPT را بر روی نتایج مقاومت اصطکاکی بررسی نمودند. تأثیر چنین تفاوتی بین نفوذ مخروط و شمع، در میزان سرعت نفوذ و نیروی لازم جهت فرو بردن شمع و مخروط CPT در خاک مستتر می‌گردد. برای بررسی تفاوت‌های موجود در چگونگی تأثیرات ابعادی برای مقاومت جداری CPT و شمع دقت در مکانیزم و شکل گسیختگی آن‌ها نیز می‌تواند مفید باشد. در شکل (۳) سطوح گسیختگی برای یک شمع تحت بارگذاری فشاری نشان داده شده است [9].



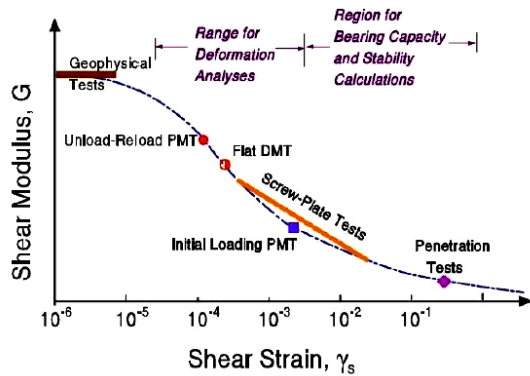
شکل (۳): سطوح گسیختگی در کف و جداره شمع تحت بار محوری فشاری [19]

در مجموع به دلیل وجود سطوح گسیختگی متفاوت و ساده در جداره، تنها دو عامل ابعاد هندسی و مکانیزم و سرعت نفوذ را می‌توان از عوامل تأثیر گذار به شمار آورد.

- **قطر:** در هیچ یک از روش‌های موجود در ارزیابی مقاومت جداری پی‌های عمیق با استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط، از عامل قطر استفاده نشده است. شاید دلیل این امر را بتوان در اعتقاد نداشتن محققین به تأثیر قابل توجه این عامل دانست. در این رابطه مایرهورف [10] بیان می‌نماید که مقاومت جداری نهایی شمع‌های کوبشی و درجا در رس‌های ترک خورده سخت و ماسه‌های با تراکم مشخص در عمل مستقل از قطر شمع می‌باشد.

- **مکانیزم و سرعت نفوذ:** این عامل از دو جنبه شرایط تنش-کرنش در حالت کلی و تأثیر ایجاد فشار آب حفره‌ای تأثیرگذار می‌باشد. المهیدب [11] یک مدل شمع به قطر 30 mm را با سرعت‌های بارگذاری متفاوت ۰/۱، ۰/۰۵، ۰/۱، ۰/۵ و ۱ mm/min، تحت بارگذاری فشاری و کششی قرار داده و نتیجه‌گیری نمود که نرخ بارگذاری تأثیر بسیار مهمی بر هر دو

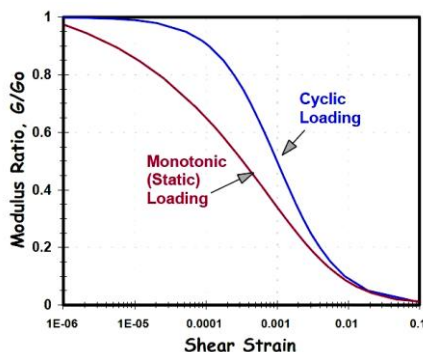
محاسبات ظرفیت باربری را در محدوده‌ای کمتر از آن می‌دانند.



شکل (۴): تغییرات مدول برشی با مقادیر کرنش تحت بارگذاری مونوتونیک استاتیکی و مرتبط با آزمایشات درجا [14] همچنین ته و هولسی [16] با بررسی تحلیلی نفوذ مخروط در رس، میزان کرنش برشی ایجاد شده در فاصله‌ای به اندازه شعاع مخروط CPT را نقطه‌ای در مجاورت آن، بین ۰/۱ تا ۰/۵ ارزیابی نمودند. بنابراین باید عواملی که منجر به ایجاد کرنش‌های بزرگ‌تر و متعاقب آن تنش‌های بزرگ‌تر در آزمایش CPT نسبت به آزمایش بارگذاری شمع می‌شوند، تعیین شوند. برای بررسی تنش‌های ایجاد شده در کرنش‌های متفاوت در ابتدا پدیده‌ای با عنوان کاهش مدول برشی با افزایش کرنش برشی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. کاهش مدول برشی با افزایش کرنش برشی اغلب به شکل نرمال شده به صورت تقسیم مدول برشی متناظر  $G$  بر مدول برشی بیشینه  $G_0$  (یا  $G_{max}$ ) نشان داده می‌شود.

$$\frac{G}{G_0}$$

در شکل (۵) رابطه بین  $\frac{G}{G_0}$  و لگاریتم کرنش برشی برای شرایط بارگذاری دینامیکی (دوره‌ای) و بارگذاری مونوتونیک اولیه (استاتیکی) نشان داده شده است. [15]



شکل (۵): کاهش مدول برشی با افزایش کرنش برشی تحت شرایط بارگذاری مونوتونیک (استاتیکی) و دینامیکی (سیکلی) [14] منحنی سیکلی، نتایج نمونه آزمایش ستون تشدید است در حالیکه پاسخ مونوتونیک توسط اندازه‌گیری‌های محلی و داخلی

مقادیر مقاومت اصطکاکی CPT را بررسی نموده و دریافتند که سرعت نفوذ تأثیر قابل توجهی بر روی مقادیر فوق دارد. تاکسو و همکاران [1] نیز با انجام آزمایش نفوذ مخروط بر روی خاک‌های مختلفی از قبیل ماسه، رس و خاک‌های حد واسط (ماسه لای دار) و با سرعت‌های متفاوت به نتایج مشابهی دست یافتند.

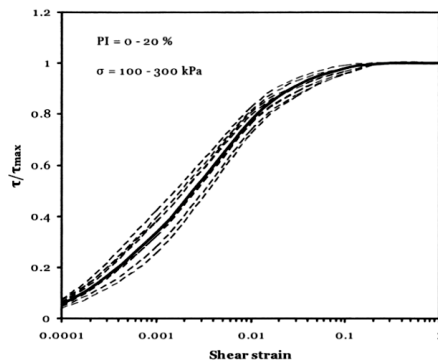
### ۳- اطلاعات موارد عملی

پایگاه اطلاعاتی شامل ۴۲ مورد عملی از شمع‌های اجرا شده در ۲۴ محدوده مختلف که تحت آزمایش بارگذاری قرار گرفته‌اند، به همراه پروفیل حاصل از آزمایش نفوذ مخروط در محل اجرای شمع گردآوری شده است. جنس شمع‌ها از دو نوع بتنی و فولادی و مقطع آن‌ها مربع، دایره و H شکل می‌باشد. عمق گیرداری شمع‌ها بین ۶ تا ۷۹ متر و قطر آن‌ها نیز بین ۲۱۹ تا ۱۵۰۰ میلی‌متر می‌باشد. مقادیر مقاومت جداری بین ۱۳۵ تا ۲۴۷۰۰ کیلونیوتن اندازه‌گیری شده است. مقادیر سرعت نشان داده شده در جدول (۱)، سرعت نفوذ شمع در گسیختگی تحت بار فرورفت<sup>۸</sup> در آخرین گام بارگذاری می‌باشد. بطور کلی موارد عملی به دو گروه تقسیم شده‌اند. گروه اول برای کالیبراسیون روش پیشنهادی و گروه دوم برای بررسی درستی روش پیشنهادی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. مشخصات موارد عملی در جدول (۱) آورده شده است.

### ۴- رابطه پیشنهادی

با ارتباط دادن عوامل ابعادی به سطوح کرنش برشی ایجاد شده، رابطه‌ای بین مقاومت جدار مخروط CPT و شمع بدست می‌آید. آنچه مسلم است آن است که تنش‌های برشی ایجاد شده در آزمایش CPT بیشتر از تنش‌های برشی ایجاد شده در آزمایش بارگذاری شمع می‌باشد. زیرا در خاک‌های ماسه‌ای که تأثیر فشار آب منفذی اضافی وجود ندارد نسبت  $\tau_s/f_s$  کوچکتر از ۱ بوده و در نتیجه با توجه به فرمول پایه تنش برشی  $\tau = Gy$  می‌توان گفت کرنش‌های برشی ایجاد شده در آزمایش CPT بیشتر از کرنش‌های برشی ایجاد شده در آزمایش بارگذاری شمع است. برلند [14] بارگذاری استاتیکی پی‌ها و دیوارها را در محدوده کرنش‌های کوچک دانسته و کرنش‌های ایجاد شده در اینگونه مسائل را برای اکثر خاک‌ها در محدوده ۰/۱ تا ۰/۰۱ درصد می‌داند. مین و همکارانش [15] مطابق شکل (۴) کرنش‌های برشی ایجاد شده در آزمایش CPT را در حدود ۰/۳ و کرنش‌های مربوط به





شکل (۷): افزایش تنش برشی با افزایش کرنش برشی [17]

همانطور که دیده می‌شود مقدار  $\tau/\tau_{max}$  به

تغییرات کرنش برشی بسیار حساس می‌باشد. در نتیجه شناسایی مقادیر کرنش برشی حاصل از آزمایش CPT و آزمایش بارگذاری شمع بسیار مهم می‌باشد. با توجه به ثابت شدن نسبت  $\tau/\tau_{max}$  در میزان کرنش  $0/3$  بر اساس شکل (۷)، این کرنش مبنایی برای کرنش برشی ایجاد شده در آزمایش CPT در نظر گرفته شده است [18].

هرچه سرعت نفوذ بیشتر باشد مقادیر کرنش های برشی به وجود آمده و در نتیجه مقاومت جداري بیشتر خواهد بود. همچنین تاثیر فشار آب منفذی نیز باید در خاک های حساس به ایجاد اضافه فشار آب حفره ای بررسی شود. فشار آب منفذی اضافی مثبت در آزمایش CPT به واسطه سرعت بالای نفوذ و ایجاد شرایط زهکشی نشده منجر به کاهش تنش های مؤثر و در نتیجه اصطکاک جداري واقعی کمتر می‌گردد، در حالی که در آزمایش بارگذاری شمع به علت سرعت نفوذ پایین مدت زمان کافی جهت محو فشار آب حفره ای وجود دارد که این امر موجب می‌شود نسبت مقاومت جداري شمع به مقاومت جداري CPT بیشتر از ۱ به دست آید. بالعکس در شرایط ایجاد فشار آب منفذی اضافی منفی در آزمایش CPT، تنش های مؤثر افزایش یافته و مقادیر بیشتری برای مقاومت جداري حاصل می‌گردد. به این علت برای در نظر گرفتن تفاوت در سرعت نفوذ، تصحیح باید از دو جنبه تفاوت در ایجاد کرنش های برشی و تفاوت در ایجاد فشار آب منفذی اضافی در آزمایش CPT و محو آن در آزمایش بارگذاری شمع در دراز مدت صورت گیرد.

افزایش قطر منجر به افزایش فشار محصور کننده توسط خاک اطراف شمع و در نتیجه افزایش مقاومت جداري می‌گردد. همچنین افزایش قطر موجب افزایش در مقادیر کرنش های برشی و به تبع آن افزایش تنش های برشی خواهد شد. برای اثبات این مطلب کافی است دو شمع با دو قطر متفاوت، یکی در اندازه مخروط CPT و دیگری یک شمع معمولی با سرعت های یکسان

خاص در آزمایش های سه محوری پیچشی دیده شده است [17]. چگونگی کاهش مدول برشی با سطح کرنش توسط محققین بسیاری مورد ارزیابی قرار گرفته است. ایشی باشی و ژانگ روابط تجربی (۸) تا (۱۱) را در این زمینه ارائه نمودند [19]:

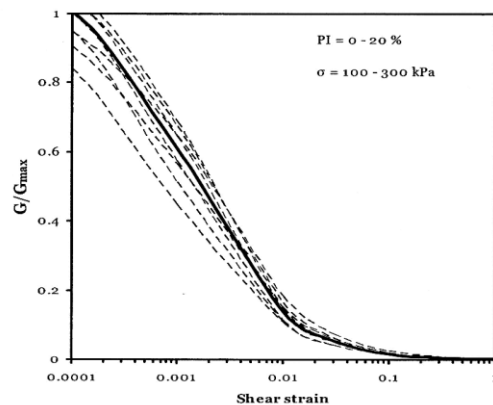
$$\frac{G}{G_{max}} = \alpha(\sigma'_0)^{\beta} \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102+n}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \quad (9)$$

$$\beta = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102+n}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.5}) \quad (10)$$

$$n = \begin{cases} 0 & \text{for } PI=0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{for } 0 < PI \leq 15 \\ 7 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{for } 15 < PI < 70 \end{cases} \quad (11)$$

در روابط فوق که در آنها  $G$  مدول برشی در کرنش برشی  $\gamma$ ،  $PI$  شاخص خمیری و  $\sigma'_0$  تنش محصور کننده می‌باشد. با توجه به روابط فوق تخمینی از چگونگی کاهش مدول برشی با افزایش کرنش برشی برای خاک های مختلف در دسترس خواهد بود. با استفاده از شکل (۶) نسبت تنش برشی متناظر نرمال شده توسط تنش برشی حداکثر به کرنش برشی مطابق شکل (۷) رسم می‌شود [18].



شکل (۶): کاهش مدول برشی با افزایش کرنش برشی بر اساس روابط ایشی باشی و ژانگ [17]

در نظر گرفتن حساسیت خاک می باشد. در نتیجه نسبت کرنش برشی شمع به پنترومتر بصورت زیر بدست می آید:

$$\frac{Y_{pile}}{Y_{CPT}} = \left(\frac{V_{pile}}{V_{CPT}}\right)^a \left(\frac{D_{pile}}{D_{CPT}}\right)^b \left(\frac{1}{R_f}\right)^c \quad (13)$$

همچنین برای در نظر گرفتن تأثیر فشار آب حفره ای اضافی ایجاد شده در آزمایش نفوذ مخروط رابطه ای به صورت زیر پیشنهاد می گردد:

$$r_s = f_s (1 + \alpha \Delta u) \quad (14)$$

رابطه فوق تا حدی مشابه روش تاکسو و همکارانش می باشد. در این روش که در شکل (۱) نشان داده شده است نمودار به دو بخش تقسیم شده است، در بخش اول مقدار  $\alpha$  برابر با ۰/۰۰۸ و در بخش دوم برابر با ۰/۰۰۵ در نظر گرفته شده است.

بنابر این در رابطه فوق مقدار  $\alpha$  در همین حدود خواهد بود. فرمول (۱۳) با استفاده از موارد عملی گروه اول شامل ۱۵ مورد، برای برقراری ارتباط بین کرنش های برشی به وجود آمده در جداره شمع نسبت به مخروط  $CPT$ ، توسط سعی و خطا کالیبره شده و برای عوامل  $a$ ،  $b$ ،  $c$  و در این رابطه مقادیری پیشنهاد شده است. کالیبراسیون بدین ترتیب انجام گردید که با توجه به نسبت  $r_s/f_s$  برای هر مورد مطابق با جدول (۱) و با استفاده از رابطه فوق، بهترین برازش نسبت به نمودار

$\tau/\tau_{max} - \gamma$  بدست آمد. ابتدا موارد مربوط به خاکهای ماسه ای مورد ارزیابی قرار گرفت تا تأثیر فشار آب حفره ای موجب انحراف در نتایج نشود. برای اینکه مقادیر کرنش های برشی شمع های فوق با نسبت های مشخص  $r_s/f_s$  و قطر و سرعت نفوذ متفاوت، به گونه ای باشد که در نمودار

$\tau/\tau_{max} - \gamma$  به بهترین شکل در کنار نمودار رسم شده برای کاهش تنش برشی با کرنش برشی قرار گیرد، برای رسیدن بهترین نتیجه مقادیر  $a$ ،  $b$  و  $c$  باید به ترتیب برابر با ۰/۱۶، ۰/۴۵ و ۰/۵ انتخاب شوند. در نتیجه نسبت کرنش برشی ایجاد شده در خاک اطراف شمع به خاک اطراف پنترومتر به شکل رابطه (۱۵) حاصل می گردد:

$$\frac{Y_{pile}}{Y_{CPT}} = \left(\frac{V_{pile}}{V_{CPT}}\right)^{0.6} \left(\frac{D_{pile}}{D_{CPT}}\right)^{0.45} \left(\frac{1}{R_f}\right)^{0.5} \quad (15)$$

همچنین برای کالیبراسیون روش در مواردی که تأثیر فشار آب حفره ای در آن ها قابل توجه است، پس از بررسی موارد عملی گروه اول و با اعمال تأثیر توأم سطوح کرنش و فشار آب حفره

برابر سرعت متداول نفوذ شمع در نظر گرفته شود. شمع با قطری به اندازه مخروط  $CPT$  از توانایی کمتری برای جابجایی خاک اطراف خود نسبت به شمع دیگر برخوردار بوده، در نتیجه کرنش های برشی کمتر و در نتیجه تنش های برشی کمتری را به همراه خواهد داشت.

همچنین نوع خاک نیز تأثیر مهمی در ایجاد کرنش های برشی دارد. بدین ترتیب که هرچه خاک حساس تر بوده و قابلیت دست خوردگی بیشتری داشته باشد، کرنش های برشی بیشتری را در پی خواهد داشت. حساسیت در رس ها توسط فاکتور  $S_r$  به صورت نسبت  $N_s / R_f$  نشان داده می شود که  $R_f$  نسبت اصطکاکی و  $N_s$  نیز یک عدد ثابت است. اگر چه این نسبت صرفاً برای رس ها تعریف شده است، اما از آن جایی که در ماسه ها به طور معمول نسبت اصطکاکی بین ۰/۵ تا ۱ قرار دارد، در نتیجه تغییرات کم در این نسبت موجب می گردد که این فاکتور به خودی خود در ماسه ها چندان تعیین کننده نباشد. در واقع خاک های ماسه ای، خاک هایی با حساسیت پایین بوده و تأثیر حساسیت در مقادیر کرنش های برشی و تنش های برشی ایجاد شده در آن ها قابل چشم پوشی است. در مقابل در خاک های رسی مقادیر نسبت اصطکاکی محدوده وسیعی از نزدیک به صفر تا بیشتر از ۱۰ را در بر می گیرد. در واقع هنگامی که نسبت اصطکاک یک خاک رسی نزدیک به صفر باشد، خاک بسیار حساسی به شمار آمده و مقادیر  $S_r$  در محاسبات تأثیرگذار خواهد بود.

بطور خلاصه فاکتورهای مؤثر در بروز تفاوت بین نتایج مقاومت جداری حاصل از آزمایش بارگذاری شمع و نتایج مقاومت اصطکاکی غلاف  $CPT$  عبارتند از:

- مکانیزم و سرعت متفاوت نفوذ

- تفاوت در ابعاد شمع و  $CPT$

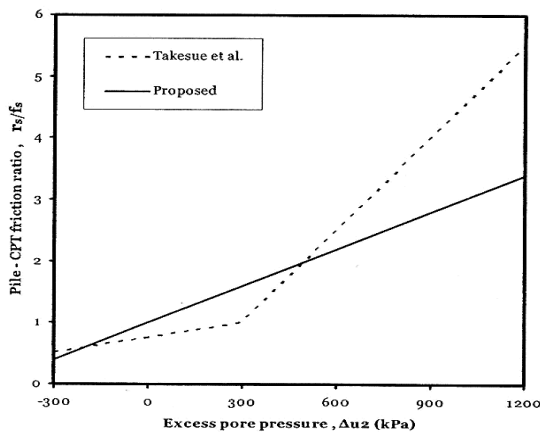
- تأثیر نوع خاک

به این ترتیب برای ایجاد ارتباط بین کرنش برشی ایجاد شده در آزمایش نفوذ مخروط و شمع تحت آزمایش بارگذاری، فرمول اولیه (۱۲) پیشنهاد می گردد:

$$\frac{Y_{pile}}{Y_{CPT}} = \left(\frac{V_{pile}}{V_{CPT}}\right)^a \left(\frac{D_{pile}}{D_{CPT}}\right)^b (S_r)^c \quad (12)$$

از آنجایی که  $N_s$  در رابطه ارائه شده برای حساسیت خاک یک عدد ثابت می باشد، به جای تعیین یک عدد خاص برای آن از مقدار ۱ در صورت کسر استفاده می گردد. زیرا تأثیر آن در مقدار توان مستتر شده و همچنین هدف، ارائه یک شاخص برای

همانطور که دیده می‌شود موارد فوق با تقریب و شکل مناسبی در اطراف نمودار کاهش تنش برشی با کرنش برشی قرار گرفته اند. رابطه (۱۶) از نظر صورت تقریباً مشابه با رابطه ارائه شده در روش تاکسو و همکارانش [1] می‌باشد. شکل (۹) مقایسه ای از چگونگی در نظر گرفتن تأثیر فشار آب حفره ای ایجاد شده در نفوذ پیروپنترومتر را در روش پیشنهادی نسبت به روش تاکسو و همکارانش نشان می‌دهد.



شکل (۹): اصلاح تأثیر فشار آب حفره ای

در روش تاکسو و همکارانش [1] در صورتی که فشار آب حفره ای ایجاد شده در آزمایش نفوذ مخروط برابر با شرایط هیدرواستاتیک باشد (در ماسه ها)، نسبت  $\tau_s/f_s$  برابر با  $0.76$  بدست آمده است، در صورتی که این نسبت در روش پیشنهادی برابر با  $1$  است که توجیه دقیقتری از واقعیت می‌باشد؛ زیرا صفر بودن اضافه فشار آب حفره ای تأثیری در  $\tau_s/f_s$  نداشته و باید این نسبت برابر  $1$  حاصل شود. دلیل اصلی وجود این تفاوت بین دو روش آن است که در روش تاکسو و همکارانش [1] فقط تأثیر فشار آب حفره ای اضافی در نظر گرفته شده است، در صورتی که در روش پیشنهادی تأثیر ابعادی نیز مورد توجه قرار گرفته است. برای تعیین میزان دقت کالیبراسیون، نسبت مقاومت جداري تخمین زده شده به مقاومت جداري اندازه گیری شده و مقدار میانگین و انحراف معیار این نسبت ها برای ۱۵ مورد گروه اول از موارد عملی محاسبه و در جدول (۲) و شکل (۱۰) ارائه شده است. مقدار میانگین و انحراف معیار روش پیشنهادی به ترتیب برابر با  $0.97$  و  $0.13$  بدست آمده است که بیانگر دقت مناسب در کالیبراسیون می‌باشد.

ای، مقدار مناسب ضریب  $\alpha$  در رابطه (۱۴) برابر با  $0.02$  بهترین نتیجه را در بر خواهد داشت. بنابراین برای در نظر گرفتن فشار آب حفره ای اضافی رابطه زیر پیشنهاد می‌شود:

$$r_s = f_s(1 + 0.002\Delta u) \quad (16)$$

بطور خلاصه روش گام به گام برای محاسبه مقاومت جداري یک شمع با استفاده از مقادیر مقاومت اصطکاکی حاصل از آزمایش CPTu و در نظر گرفتن تأثیر عوامل ابعادی به صورت زیر ارائه می‌گردد:

۱- اعمال تأثیر فشار آب حفره ای اضافی به صورت:

$$f_{s-Modified} = f_s(1 + 0.002\Delta u)$$

$$f_{s-Modified} = f_s(1 + 0.002\Delta u)$$

۲- تعیین نسبت کرنش برشی ایجاد شده در شمع نسبت به CPT با دانستن قطر، سرعت نفوذ شمع تحت بار فرورفت و میانگین نسبت اصطکاکی ( $R_f$ ) و با استفاده از رابطه (۱۵)

۳- تعیین کرنش برشی شمع با فرض کرنش برشی ایجاد شده در آزمایش CPT به میزان  $0.3$

۴- تعیین یک نسبت کاهنده ( $k$ ) ناشی از سطوح کرنش پایین تر در نفوذ شمع نسبت به نفوذ مخروط CPT با استفاده از نمودار

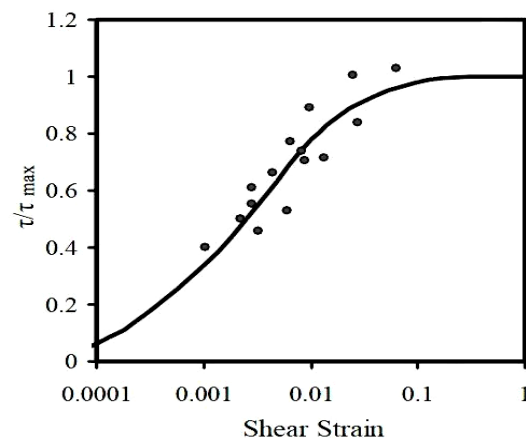
$$\frac{\tau}{\tau_{max}} - \gamma \quad \text{در شکل (۸)}$$

۵- اعمال ضریب  $k$  بر مقاومت اصطکاکی اصلاح شده جهت تعیین مقاومت جداري شمع

$$r_s = k \cdot f_{s-Modified} \quad r_s = k \cdot f_{s-Modified}$$

۴- بحث و بررسی نتایج

نتیجه اعمال روابط (۱۵) و (۱۶) بر موارد عملی گروه اول در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل (۸): کاهش تنش برشی با کرنش برشی پس از کالیبراسیون برای موارد عملی



## ۵- نتیجه‌گیری

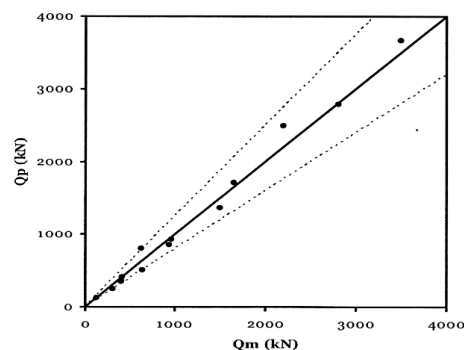
در چند دهه گذشته روش‌های زیادی برای ارزیابی توان باربری پی‌های عمیق با استفاده از داده‌های آزمایش نفوذ مخروط توسط محققین مختلف ارائه شده است. در این روشها تفاوت در ابعاد، مکانیزم و سرعت نفوذ مخروط CPT و شمع، همچنین تأثیر فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در تعیین مقاومت جداری شمع‌ها در نظر گرفته نشده است. در این پژوهش به بررسی عوامل ابعادی موجود بین مخروط CPT و شمع با ارتباط دادن این عوامل به سطوح کرنشی به وجود آمده پرداخته شد و رابطه‌ای به کمک داده‌های بانک اطلاعات شامل ۴۲ مورد عملی آزمایش بارگذاری شمع و آزمایش نفوذ مخروط پیشنهاد شد و با روشهای سایر محققین مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفت. خلاصه نتایج حاصل از تحقیق فوق عبارتست از:

۱- در بررسی مقاومت اصطکاکی نفوذ مخروط و مقاومت جداری شمع، تفاوت‌های موجود بین آن‌ها به مقادیر کرنش‌های برشی ایجاد شده در نفوذ مخروط CPT و شمع و همچنین فشار آب حفره‌ای اندازه‌گیری شده در آزمایش نفوذ مخروط مرتبط شد. سه عامل قطر و سرعت نفوذ شمع از لحاظ تأثیر ابعادی و همچنین فاکتور  $1/R_f$  به عنوان تأثیر نوع خاک در چگونگی مقادیر کرنش برشی در نظر گرفته شد. به این ترتیب که با افزایش قطر و افزایش سرعت نفوذ شمع در خاک و همچنین افزایش حساسیت خاک، مقادیر کرنش برشی بیشتری ایجاد شده و در نتیجه تنش‌های بزرگتری حاصل می‌گردد.

۲- فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در آزمایش نفوذ مخروط به دلیل سرعت بالای نفوذ و ایجاد شرایط زهکشی نشده به خصوص در خاک‌های ریزدانه، به دلیل کاهش تنش‌های مؤثر، در ارزیابی مقاومت جداری شمع با استفاده از داده‌های اصطکاکی نفوذ مخروط CPT تأثیر مستقیم دارد. این تأثیر با برقراری رابطه‌ای مستقیم در نظر گرفته شده است.

۳- با توجه به فاکتورهای ارائه شده، روشی برای ارزیابی توان باربری جداری پی‌های عمیق با استفاده از داده‌های آزمایش نفوذ مخروط و با در نظر گرفتن تأثیر ابعادی پیشنهاد و با استفاده از ۱۵ مورد عملی کالیبره شده و به صورت روش گام به گام ارائه گردید.

۴- روش پیشنهادی به همراه ۴ روش پین پیل، تومای و فخر، پرایس و واردل و روش تاکسو و همکارانش با استفاده از ۴۲ مورد عملی مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. بررسی‌های انجام شده توسط روش‌های مختلف آمار و احتمالات، با محاسبه میانگین



شکل ۱۰- ظرفیت باربری تخمین زده شده به اندازه‌گیری شده برای گروه اول موارد عملی

به منظور تجزیه و تحلیل روش‌های تعیین ظرفیت باربری جداری شمع‌ها با استفاده از داده‌های اصطکاکی CPT، مقادیر ظرفیت باربری جداری تخمین زده شده با استفاده از ۴ روش تومای و فخر [3]، پرایس و واردل [4]، پین پیل توسط کلیزی و همکارانش [2]، تاکسو و همکارانش [1] به همراه روش پیشنهادی از نظر درستی و دقت مورد ارزیابی قرار گرفته است. روش پرایس و واردل با مقدار میانگین ۰/۷۶، به خصوص روش پین پیل با مقدار میانگین ۰/۵۳ مقادیر ظرفیت باربری جداری شمع‌ها را بسیار دست پایین و روش تاکسو و همکارانش با مقدار میانگین ۱/۳۷ مقادیر ظرفیت باربری جداری شمع‌ها را دست بالا تخمین می‌زنند. در نگاه اول به نظر می‌رسد روش تومای و فخر با میانگینی برابر ۰/۹۲ و روش پیشنهادی با میانگین ۰/۹۸ ارزیابی خوبی از ظرفیت باربری داشته باشند. اما مقدار میانگین به تنهایی شاخص مناسبی برای ارزیابی روش‌ها نیست. با اینکه در روش تومای و فخر میانگین نسبت مقاومت جداری پیش‌بینی شده به اندازه‌گیری شده برابر با ۰/۹۲ می‌باشد، اما به دلیل داشتن انحراف معیاری برابر با ۰/۵۲، پراکندگی در نتایج آن بسیار زیاد بوده و همچنین برخلاف خطای نسبی برابر با ۸ درصد، خطای مطلق بالایی برابر با ۳۹ درصد داشته و در نتیجه اطمینان بالایی ندارد. انحراف معیار روش‌های تاکسو و همکارانش و همچنین پرایس و واردل نیز به ترتیب برابر با ۰/۵۶ و ۰/۳۴ بوده که نشان‌دهنده پراکندگی زیاد نتایج می‌باشد. در جدول (۳) مقادیر خطای نسبی، مطلق و انحراف معیار برای روش‌های مورد بررسی ارائه شده است. در مجموع روش پیشنهادی با خطای نسبی ۰/۰۲- و خطای مطلق ۰/۱۷ و نیز انحراف معیار متناظر ۰/۲۲ و ۰/۱۳ نسبت به روش‌های دیگر برتری قابل قبولی دارد.

نسبت مقاومت جداری پیش بینی شده به اندازه‌گیری شده و مقادیر خطای نسبی و مطلق و انحراف معیار برای روش های مختلف، مبین دقت بیشتر و پراکندگی کمتر روش پیشنهادی نسبت به چهار روش دیگر است.

۱- جداول :

جدول ۱ - خلاصه مشخصات موارد عملی

یف	مورد	مرجع	نوع شمع	قطر (mm)	طول (m)	سرعت (mm/s)	$R_s(kN)$	$r_s/f_s$	نوع خاک
	<b>GROUP 1</b>								
1	BGHD1	Altaee et al.[20]	$S_p, C, D$	285	11	0.0033	640	0/63	Uniform Sand
2	FHWA	O'Neil [20]	$P, S, D$	273	9.1	0.0031	135	0/66	Sand
3	JPNOT1	Matsumoto et al.[20]	$P, S, D$	800	8.2	0.0024	3500	2/05	Stiff clay(soft rock)
4	L&D35	Briaud et al. [20]	$P, S, D$	350	12	0.006	630	0/53	Sand
5	L&D38	Briaud et al. [20]	$P, S, D$	400	11	0.0064	945	0/77	Sand
6	NWUH	Finno [20]	$P, S, D$	450	15	0.0042	958	0/55	Sand , clay
7	OPELIKA	Mayne [14]	$Rd, C, B$	914	11	0.003	2200	0/51	Silt , Silty sand
8	PCCEP	Paik et al. [15]	$P, S, D$	356	6.9	0.003	425	0/89	Sand
9	TBTP1	Schneider et al. [16]	$P, S, D$	1500	67	0.042	16300	1/31	Clay, Clayes sand
10	TWNT6	Yen et al. [20]	$P, S, D$	609	34	0.007	2810	0/82	Sand, clay , sand
11	UBC3	Campanella et al.[20]	$P, S, D$	324	17	0.033	315	1/21	Soft clay , sand
12	US95P	Fellenius et al. [17]	$P, S, D$	406	45	0.005	1685	1/47	Sand , clay
13	USPB1	Albiero et al. [20]	$Rd, C, B$	350	9.4	0.0049	405	0/61	Clayey silt, silty sand
14	USPB2	Albiero et al. [20]	$Rd, C, B$	400	9.4	0.0046	415	0/55	Clayey silt, silty sand
15	VILANOB	Felleniu & Infant[18]	$S_p, C, D$	457	12	0.1	1500	1/03	Silty sand , Sand
	<b>GROUP 2</b>								
16	A&N2	Haustorfer et al. [20]	$S_p, C, D$	450	14	0.004	2350	0/95	Sand
17	BGHD2	Altaee et al.[20]	$S_p, C, D$	285	15	0.0026	1120	0/68	Uniform sand
18	DUNKIRK	Chow et al.[19]	$P, S, D$	324	11	0.0003	535	0/4	Dense sand
19	FITTJA	Axelsson[9]	$S_p, C, D$	300	13	0.028	190	1/53	Clay, Silty sand, Sand
20	GIT1	Mayne[20]	$Rd, C, B$	760	17	0.1	3100	0/67	Silty sand
21	JPNOT2	Matsumoto et al.[20]	$P, S, D$	800	8.2	0.001	3190	1/87	Stiff clay(soft rock)
22	JPNOT3	Matsumoto et al.[20]	$P, S, D$	800	8.2	0.0014	3700	2/17	Stiff clay(soft rock)
23	L&D12	Briaud et al.[20]	$HP, S, D$	360	17	0.0018	1170	0/58	Sand
24	L&D21	Briaud et al.[20]	$HP, S, D$	360	17	0.12	2160	0/95	Sand
25	L&D32	Briaud et al.[20]	$P, S, D$	300	11	0.0063	560	0/61	Sand
26	L&D314	Briaud et al.[20]	$HP, S, D$	360	12	0.006	1170	0/98	Sand
27	L&D315	Briaud et al.[20]	$HP, S, D$	360	11	0.0025	817	0/73	Sand
28	L&D316	Briaud et al.[20]	$HP, S, D$	360	11	0.0022	870	0/77	Sand
29	N&SB144	Nottingham[20]	$P, S, D$	270	23	0.002	765	0/4	Sand
30	NWUP	Finno[20]	$HP, S, D$	450	15	0.0043	960	0/55	Sand, Clay
31	TBTP2	Schneider et al.[16]	$P, S, D$	1500	79	0.039	24700	1/02	Clay, Clayes sand
32	TWNT4	Yen et al.[20]	$P, S, D$	609	34	0.007	2730	0/85	Sand, clay, sand
33	TWNT5	Yen et al.[20]	$P, S, D$	609	34	0.007	2500	0/78	Sand, clay, sand
34	UBC5	Campanella et al.[20]	$P, S, D$	324	31	0.15	920	1/06	Soft clay, Sand
35	ISCC1	Fellenius et al.[21]	$S_p, C, D$	350	6	0.001	500	0/43	Silty sand, Clayessand
36	ISCE9	Fellenius et al.[21]	$Rd, C, B$	600	6	0.001	700	0/35	Silty sand, Clayessand
37	ISCT1	Fellenius et al.[21]	$Rd, C, B$	600	6	0.001	680	0/34	Silty sand, Clayessand
38	MISAV	Olson & Shantz[22]	$S_p, C, D$	355	10	0.001	614	0/29	Sand
39	NEAST	Olson & Shantz[22]	$P, S, D$	410	13	0.001	1068	0/52	Sand, Clay
40	ORLANDO	Fellenius&Infante[18]	$P, S, D$	324	14	0.01	900	0/57	Sand
41	R351B1	Pando et al.[23]	$Rd, C, D$	592	18	0.01	1487	0/61	Sand, Silty sand
42	S&A2	Fellenius&Infante[18]	$P, S, D$	219	20.5	0.1	530	1/05	Silty clay, Silty sand

جدول (۲): ظرفیت باربری جداری تخمین زده شده و اندازه گیری شده برای گروه اول موارد عملی پس از کالیبراسیون رابطه پیشنهادی

No	Case	$Q_p$	$Q_m$	$Q_p/Q_m$
1	BGHD1	540	640	0/79
2	FHWA	126	135	0/93
3	JPNOT1	3666	3500	1/05
4	L&D35	809	630	1/28
5	L&D38	854	945	0/9
6	NWUH	930	960	0/97
7	OPELIKA	2492	2200	1/13
8	PCCEP	362	408	0/89
9	TBTP1	1698 0	1630 0	1/04
10	TWNT6	2789	2810	0/99
11	UBC3	246	315	0/78
12	US95P	1710	1650	1/04
13	USPB1	351	405	0/87
14	USPB2	409	415	0/99
15	VILANOB	1357	1500	0/9

Mean = 0/97

S.D. = 0/13

جدول (۳): مقادیر خطای نسبی و مطلق و انحراف معیار برای روش های تعیین اصطکاک جداری شمع

روش	مقدار خطا		
Tumay and Fakhroo	نسبی	Mean	-0/08
		S.D.	0/52
	مطلق	Mean	0/39
		S.D.	0/35
Price and Wardle	نسبی	Mean	-0/24
		S.D.	0/34
	مطلق	Mean	0/36
		S.D.	0/21
Penpile	نسبی	Mean	-0/47
		S.D.	0/16
	مطلق	Mean	0/47
		S.D.	0/16
Takesue et al.	نسبی	Mean	0/37
		S.D.	0/56
	مطلق	Mean	0/51
		S.D.	0/43
Proposed	نسبی	Mean	-0/02
		S.D.	0/22
	مطلق	Mean	0/17
		S.D.	0/13

۶- مراجع

- Brown, M.J. and Hyatt, F. L. ,“Rate effects from pile shaft resistance measurements”, Canadian Geotechnical Journal. 45(2), pp. 425-431, 2008. [۱۲]
- Campanella, R.G. and Robertson, P. K.,“Applied cone research. Sym. On cone penetration testing and experience”, Geotechnical Div., ASCE, pp. 343-362, 1981. [۱۳]
- Burland, J.B.,“Small is beautiful : the stiffness of soils at small strains”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 26, No. 4, pp. 449-516, 1989. [۱۴]
- Mayne, P.W., Christopher, B.R. and DeJong, J., “Manual on Subsurface Investigations”, Report No. FHWA-NHI-01-031, 2001. [۱۵]
- Teh, C.I., and G.T. Houlsby. ,“An Analytical Study of the Cone Penetration Test in Clay”, Geotechnique, Vol. 41, No. 1, pp. 17-34, 1991. [۱۶]
- Mayne, P.W. ,“Stress-Strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests”, Proceedings International Conference on In-Situ Measurements of soil Properties & Case Histories [In-Situ 2001], Bali, Indonesia, pp. 27-48., 2001. [۱۷]
- Ishibashi, I. and Zhang, X. ,“Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay”, Soils Found, 33 (1), pp. 182-191, 1993. [۱۸]
- Yang, J. ,“Influence Zone for End bearing of Piles in Sand”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 9, pp. 1229-1237, 2006. [۱۹]
- Eslami, A.,“Bearing capacity of piles from cone penetrometer test data”, Ph.D. Thesis, University of Ottawa, Department of Civil Engineering, pp. 16. [۲۰]
- Fellenius, B.H., Santos, J.a. and Fonseca, A.V., (2007),“Analysis of piles in a residual soil-The ISC'2 Prediction”, Canadian Geotechnical Journal, 44 (2), pp. 201-220, 1996. [۲۱]
- Olson, R.E. and Shantz, T.J. ,“Axial load capacity of piles in California in cohesionless soils”, Practices and trends in deep foundations, ASCE, GSP 142, Vol. 1, 2004. [۲۲]
- Hoppe, E.J. ,“A Laboratory and Field Study of Composite Piles for Bridge Substructures”, U.S. Federal Highway Administration, Research report FHWA-HRT-04-043, 2006. [۲۳]
- Takesue, K., Sasao, H. and Matsumoto, T., [۱] [1],“Correlation between ultimate pile skin friction and CPT data”, Geotechnical Site Characterization (2). Balkema, Rotterdam, pp. 1177-1182, 1998.
- Clisby, M.B., Scholtes, R.M., Corey, M.W., Cole, H.A., Teng, P. and Webb, J. D. ,“An evaluation of pile bearing capacities,” vol. 1. Mississippi State Highway Department. Final Report, 1978. [۲]
- Tummay, M.T. and Fakhroo, M., “Pile Capacity in soft clays using Electric QCPT data”, In Proc. of a conf. on cone penetration testing and experience, pp. 434-455, 1981. [۳]
- Price, G. and Jardine, I.F., “A Comparison between Cone Penetration test Results and the Performance of Small Diameter Instrumented Pile in stiff clay”, Proc. of the 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, 2, pp. 775-780 , 1982. [۴]
- Potyondy, J.G. “Skin friction between various soils and construction materials”, Geotechnique, Vol. 11, No. 4, pp. 339-353, 1961. [۵]
- Kishida, K., and Uesugi, “Tests of interface between sand and steel in the simple shear apparatus”, Geotechnique, Vol. 37, No. 1, pp. 45-52, 1987. [۶]
- Hammoud, Fand Boumekik, A.,“Experimental study of the behaviour of interfacial shearing between cohesive soils and solid materials at large displacement”, Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing). Vol. 7, No. 1, pp. 63-80, 2006. [۷]
- DeJong, J.T., Frost, J.D., and Cargill, P.E. “Effect of surface texturing on CPT friction sleeve measurements”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 158-168, 2001. [۸]
- Axelsson, G. ,“Long-term set-up of driven piles in sand”, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering Royal Institute of Technology, Stockholm, pp. 196 , 2000. [۹]
- Meyerhof, G.G. ,“Scale effects of pile capacity”, [۱۰] Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, (GT3) pp. 195-228, 1983.
- Al-Mhaidib, A.I. ,“Loading rate effect on piles in clay from laboratory tests”, J. King Saud Univ, 13, pp. 39-55, 1999. [۱۱]



## ۷- زیر نویس ها

- 
- <sup>۱</sup>Penpile
  - <sup>۲</sup>By Clisbey et
  - <sup>۳</sup>Tumay & Fakhroo
  - <sup>۴</sup>Price & Wardle
  - <sup>۵</sup>Takesue et al.
  - <sup>۶</sup>Penpile By Clisbey et <sup>۲</sup>Tumay & Fakhroo
  - <sup>۷</sup>Price & Wardle
  - <sup>۸</sup>Takesue et al.
  - <sup>۹</sup>Rapid Load Test(RLT)
  - <sup>۱۰</sup>Constant Rate of Penetration(CRP)
  - <sup>۱۱</sup>Maintained Load Test(MLT)