

آزمایش پرسیدمتری در مهندسی ژئوتکنیک

مولفان:

دکتر علی قنبری (عضو هیئت علمی دانشگاه تربیت معلّم)

مهندس محسن معجزی



انتشارات آثار معاصر

تهران ۱۳۸۶

فهرست مطالب

۱۳	۱- کلیات.....
۱۵	۱-۱- مقدمه
۱۵	۲-۱- اهمیت آزمایش های برجا
۱۷	۳-۱- انواع آزمایش های برجا در خاک
۱۷	۱-۳-۱- آزمایش لوفران
۱۸	۲-۳-۱- آزمایش لوژان.....
۱۸	۳-۳-۱- آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)
۱۹	۴-۳-۱- آزمایش نفوذ مخروط (CPT)
۲۰	۵-۳-۱- آزمایش دایلاتومتری تخت (DMT)
۲۰	۶-۳-۱- آزمایش برش پره (VST)
۲۱	۷-۳-۱- آزمایش بارگذاری صفحه (PLT)
۲۱	۸-۳-۱- آزمایش پرسیومتری (PMT)
۲۱	۹-۳-۱- آزمایش های صحرایی دیگر.....
۲۲	۴-۱- جایگاه پرسیومتری
۲۳	۵-۱- مزایا و معایب کلی آزمایش پرسیومتری.....
۲۴	۱-۵-۱- مزایای آزمایش پرسیومتری.....
۲۵	۲-۵-۱- معایب آزمایش پرسیومتری.....
۲۵	۶-۱- آنچه در این کتاب می خوانید
۲۷	۲- تاریخچه پرسیومتری
۲۹	۱-۲- مقدمه.....

۲۹	۲-۲- تاریخچه پرسیومتر
۳۲	۲-۳- کنفرانسها و کتابهای مربوط به پرسیومتري
۳۳	۲-۴- پيشينه پرسيومتری در ايران
۳۵	۳- انواع پرسیومتر و تجهیزات آن
۳۷	۳-۱- مقدمه
۳۷	۳-۲- تجهیزات پرسیومتر
۳۸	۳-۲-۱- سوند
۳۹	۳-۲-۲- واحد کنترل و اندازه گیری
۴۰	۳-۲-۳- واحد رابط
۴۱	۳-۳- انواع پرسیومتر و تجهیزات مربوطه
۴۱	۳-۳-۱- پرسیومترهای پیش حفار
۴۳	۳-۳-۱-۱- پرسیومتر منارد
۴۴	۳-۳-۱-۲- اُیومتر
۴۵	۳-۳-۲- پرسیومترهای خودحفار
۴۷	۳-۳-۲-۱- پرسیومتر PAF
۴۸	۳-۳-۲-۲- پرسیومتر خود حفار کمبریج
۵۰	۳-۳-۲-۲-۱- پرسیومتر انبساطی کمبریج
۵۱	۳-۳-۲-۲-۲- پرسیومتر سلول بار شش سلولی کمبریج
۵۵	۳-۳-۳- پرسیومترهای تغییر مکانی
۵۵	۳-۳-۳-۱- پرسیومتر رانشی
۵۶	۳-۳-۳-۲- پرسیومتر مخروطی کمبریج

۶۱	۴- مبانی تئوریک آزمایش پرسیومتری (تئوری انبساط حفره)
۶۳	۴-۱- مقدمه
۶۳	۴-۲- توزیع تنش و کرنش
۶۵	۴-۳- خاک الاستیک
۶۷	۴-۴- انبساط زهکشی نشده حفره استوانه ای (آزمایش سریع در رس)
۶۷	۴-۴-۱- تحلیل عمومی
۶۹	۴-۴-۲- خاک الاستوپلاستیک
۷۲	۴-۴-۳- مصالح غیر خطی
۷۸	۴-۵- انبساط زهکشی شده حفره استوانه ای (آزمایش در ماسه)
۷۸	۴-۵-۱- تغییرات حجم
۸۰	۴-۵-۲- تحلیل عمومی
۸۴	۴-۵-۳- ماسه های خیلی متراکم
۸۷	۵- مراحل انجام آزمایش
۸۹	۵-۱- مقدمه
۹۰	۵-۲- کالیبراسیون
۹۰	۵-۲-۱- گنج های فشار
۹۰	۵-۲-۲- مبدل های تغییر مکان
۹۱	۵-۲-۳- مبدل های فشار کل
۹۱	۵-۲-۴- سختی غشاء
۹۲	۵-۲-۵- نازک شدگی غشاء
۹۲	۵-۲-۶- تراکم غشاء
۹۳	۵-۲-۷- تراکم سیستم

۹۳	۳-۵- حفاری
۹۴	۱-۳-۵- ریزش دیواره گمانه
۹۴	۲-۳-۵- فرسایش دیواره گمانه
۹۴	۳-۳-۵- نرم شدگی دیواره گمانه
۹۵	۴-۵- شرایط حفره آزمایش در پرسیومتری با PBP
۹۵	۵-۵- فاصله زمانی بین حفاری و انجام آزمایش
۹۶	۶-۵- فاصله و توالی آزمایش های PBP
۹۶	۷-۵- جایگذاری و نصب پرسیومتر
۹۶	۱-۷-۵- نصب پرسیومترهای پیش حفار
۹۷	۲-۷-۵- نصب پرسیومترهای خودحفار
۹۸	۳-۷-۵- نصب پرسیومترهای رانشی
۹۹	۸-۵- انجام آزمایش
۱۰۰	۱-۸-۵- انجام آزمایش با پرسیومترهای پیش حفار
۱۰۱	۲-۸-۵- انجام آزمایش با پرسیومترهای خودحفار
۱۰۲	۳-۸-۵- انجام آزمایش با پرسیومترهای تغییر مکانی
۱۰۳	۶- تفسیر نتایج و تعیین پارامترهای مهندسی خاک
۱۰۵	۱-۶- مقدمه
۱۰۶	۲-۶- تفسیر نتایج
۱۰۷	۱-۲-۶- روش نیمه تجربی
۱۰۹	۲-۲-۶- روش تحلیلی
۱۰۹	۱-۲-۲-۶- تنش افقی برجا
۱۱۰	۲-۲-۲-۶- سختی

۱۱۲	۳-۲-۲-۶- مقاومت
۱۱۵	۴-۲-۲-۶- سنگها
۱۱۶	۳-۶- نتایج حاصل از آزمایش با پرسیومترهای پیش حفار
۱۱۹	۴-۶- نتایج حاصل از آزمایش با پرسیومتر خود حفار
۱۱۹	۱-۴-۶- پارامترهای قابل دستیابی رسها
۱۱۹	۲-۴-۶- پارامترهای قابل دستیابی ماسه ها
۱۲۲	۵-۶- کاربرد نتایج پرسیومتری در طراحی پی ها
۱۲۲	۱-۵-۶- ظرفیت باربری
۱۲۶	۲-۵-۶- شمع با بار محوری
۱۲۸	۳-۵-۶- نشست
۱۲۸	۱-۳-۵-۶- نشست شالوده ها
۱۳۰	۲-۳-۵-۶- نشست شمع ها
۱۳۰	۳-۳-۵-۶- شمع با بار جانبی
۱۳۲	۶-۶- روابط تجربی
۱۳۲	۱-۶-۶- رابطه مدول پرسیومتری با مدول ادنومتر
۱۳۳	۲-۶-۶- رابطه فشار حدی و مقاومت نوک نفوذسنج
۱۳۳	۳-۶-۶- رابطه فشار حدی و مقاومت زهکشی نشده در رس ها
۱۳۴	۴-۶-۶- رابطه فشار حدی و زاویه اصطکاک
۱۳۴	۵-۶-۶- محدوده تقریبی مدول پرسیومتری
۱۳۵	۷-۶- یک مثال موردی
۱۳۸	۸-۶- سخن آخر
۱۴۳	۷- مراجع

سرشناسه : قنبری، علی
عنوان و نام پدیدآور : آزمایش پرسیمتری در مهندسی ژئوتکنیک / علی قنبری ، محسن معجزی
مشخصات نشر : تهران : آثار معاصر، ۱۳۸۶ .
مشخصات ظاهری : {۱۵۰} ص. : مصور.
شابک : ۱۸۰۰۰ ریال: ۵-۴-۹۶۹۷۸-۹۶۴
وضعیت فهرست نویسی : فیبا
یادداشت : کتابخانه : ص . ۱۴۵-۱۴۹.
موضوع : خاک -- آزمایش نفوذ.
موضوع : خاک - مکانیک.
شناسه افزوده : معجزی ، محسن
رده بندی کنگره : ۷۱۰/۵/۹۴ TA
رده بندی دیویی : ۶۲۴/۱۵۱۳۶
شماره کتابشناسی ملی : ۱۰۸۴۳۸۳



نام کتاب : آزمایش پرسیمتری در مهندسی ژئوتکنیک
مولفان: دکتر علی قنبری و مهندس محسن معجزی
نوبت چاپ اول: ۱۳۸۶
تیراژ: ۵۰۰ نسخه
قیمت: ۱۸۰۰۰ ریال
چاپ: بسارنگ
صحافی: پژمان
شابک : ۵-۴-۹۶۹۷۸-۹۶۴

حق چاپ محفوظ است.

تلفن مرکز پخش: ۰۹۱۲۱۴۰۸۲۵۳ - ۸۸۸۳۰۸۹۱

پیشگفتار

قدمت و سابقه کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک به میزان قدمت بناها و ساختمانهای باستانی می‌باشد و از دیر باز شناخت صحرایی ساختگاه و آزمونهای برجا به هدف اطلاع از وضع پی برای احداث سازه‌های بزرگ مرسوم بوده است. با رشد فناوری و توسعه روش‌های حفاری و آزمونهای مکانیکی و ژئوفیزیکی روش‌های شناخت پی و جمع‌آوری اطلاعات زمین نیز توسعه یافته و از گستردگی قابل ملاحظه‌ای برخوردار گشته است. در اواخر قرن بیستم با کمک گرفتن از دانش الکترونیک و سیستم‌های مخابراتی آزمونهای مکانیکی برجا و تکنیک‌های ژئوفیزیک تحول عظیمی در کاوش‌های صحرایی بوجود آورده‌اند. با این حال سیستم‌های حفاری آزمایشی به روش سنتی به دلیل اطمینان بیشتر و دسترسی مستقیم به زمین همچنان به عنوان اصلی‌ترین راهکار کاوش‌های صحرایی مطرح می‌باشند. به نظر می‌آید که با توجه به رشد روزافزون فن‌آوری‌های جدید و اهمیت کاهش زمان اختصاص یافته به مطالعات صحرایی، در آینده نقش روش‌های سنتی کاهش یافته و سیستم‌های جدید به راهکار غالب کاوش‌های صحرایی تبدیل شوند.

کاوشهای صحرایی در یک دسته بندی کلی به پنج دسته حفاری، نمونه گیری، آزمونهای برجا، کاوشهای ژئوفیزیک و روشهای دورسنجی تقسیم میشوند. در سالهای اخیر انجام آزمونهای برجا سهولت بیشتری یافته است و با توجه به اطلاعات بسیار خوبی که این آزمونها از زمین به دست می‌دهند، اقبال گسترده‌ای به انجام آزمونهای مذکور بوجود آمده است. در مقابل، آزمونهای آزمایشگاهی که به علت دست‌خوردگی نمونه‌ها معمولاً نتایج آنها با تقریب مواجه می‌باشد کمتر مورد تاکید واقع می‌شوند. پیش‌بینی می‌گردد که محاسبه پارامترهای مکانیکی برای محیط‌های خاکی و سنگی در آینده براساس آزمونهای صحرایی صورت پذیرد و آزمونهای آزمایشگاهی صرفاً برای تخمین خواص فیزیکی شاخص و آزمونهای پایه مورد توجه واقع شود.

به طور کلی آزمون‌های برجا ژئوتکنیکی به دو دسته تقسیم می‌شوند. دسته اول به آزمون‌های درون چاهی موسوم بوده و برای انجام آنها حفاری گمانه نیز ضرورت دارد. دسته دوم آزمون‌هایی هستند که دارای سیستم خود حفار بوده و یا در سطح زمین انجام می‌گردند و بر همین اساس نیازی به حفاری گمانه ندارد. پرسپکتیوی یکی از مهمترین آزمونهای برجا است که به هر دو روش قابل انجام

است و در صورت استفاده مناسب میتواند مشخصات قابل توجهی از خصوصیات مکانیکی زمین را به دست دهد.

در این مجلد تلاش شده است که در جهت رفع بخشی از خلاء موجود در کشور پیرامون دسترسی مهندسان ژئوتکنیک به متون علمی و روشهای انجام کاوشهای صحرایی، آزمایش پرسیمتری معرفی گردد. در همین راستا ابتدا انواع آزمایشهای صحرایی و برجا به طور اجمالی معرفی گردیده و در پی آن مبانی نظری، تجهیزات و روشهای مختلف و مراحل انجام آزمایش پرسیمتری به تفصیل مورد بحث واقع شده است. در بخش آخر نیز روشهای تفسیر نتایج این آزمایش مورد توجه واقع شده است. با این حال بخش اخیر به دلیل وجود مباحث مربوط به آن در کتب پیشرفته مربوط به طراحی پی های سطحی و عمیق به اختصار ارائه گردیده است.

نویسندگان بر خود لازم میدانند که از اساتید محترم آقایان دکتر علی فاخر (عضو هیئت علمی دانشکده عمران، دانشگاه تهران)، دکتر محمد مهدی احمدی (عضو هیئت علمی دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شریف) و همکاران محترم گروه مهندسی عمران دانشگاه تربیت معلم، آقایان دکتر علی فرهادی و دکتر امیر حمیدی، که با راهنمایی های سازنده در رفع نواقص موجود در نسخه اولیه کتاب اینجانبان را یاری فرمودند مراتب قدردانی و تشکر خود را اعلام نمایند. امید می رود که پژوهشگران محترم دانشگاهی با توجه به نیاز مهندسان طراح و مشاور ژئوتکنیک در تدوین کتب مشابه پیرامون سایر آزمونهای برجا اقدام فرمایند و خوانندگان محترم این اثر نیز مولفین را از نقطه نظرات اصلاحی خود مطلع فرمایند.

علی قنبری - ممسن معجزی

تابستان ۱۳۸۶

۱-۱- مقدمه

طی دهه های گذشته علیرغم پیشرفتهای قابل ملاحظه در ساخت تجهیزات و روشهای انجام آزمونهای آزمایشگاهی^۱، کاربرد آزمایشهای برجا^۲ (صحرائی) در گستره پروژه های مهندسی ژئوتکنیک جهش قابل توجهی داشته است، به طوریکه هم اکنون ارزیابی رفتار پی و زمین بر مبنای این آزمایشها در پروژه های بزرگ عمرانی ضروری می باشد و از طرف دیگر در بسیاری از موارد بدون انجام آزمایش برجا و تنها بر پایه نتایج آزمایشگاهی نمی توان در مورد ویژگی های اصلی خاک^۳ نظر قطعی داد. بنابراین به علت ارزیابی بهتر و دقیق تر رفتار واقعی خاکها و در نهایت درک و ملاحظه برخی محدودیت ها و نارسایی های آزمایش های مرسوم آزمایشگاهی، ابزارآلات و روشها و کاربرد آزمایشهای برجا توسعه سریع و همه جانبه ای داشته است.

آزمایش پرسیومتری^۴ از آزمایشهای برجا در مهندسی ژئوتکنیک به دلیل نتایج حاصل از آن و کاربردهای آنها در تحلیل و تفسیر ویژگیهای مهندسی خاک و در رابطه های ارائه شده توسط محققین، از کارآمدترین آزمایشهای برجا می باشد.

در این فصل ضمن تاکید بر اهمیت آزمایشهای برجا، انواع معمول این آزمایشها بیان شده و در نهایت جایگاه کلی آزمایش پرسیومتری مورد بحث واقع می شود.

۱-۲- اهمیت آزمایش های برجا

کاوش های صحرائی و ارزیابی ویژگی های خاک یا سنگ، هم اکنون بخش اصلی و مهم فرایند طراحی های ژئوتکنیکی را تشکیل می دهند. پارامترهای اصلی نظیر مقاومت، تنش های افقی برجا، مدول های تغییرشکل پذیری و نفوذپذیری مد نظر طراحان می باشد. آزمایشهای برجا در جهت تکمیل آزمایش های آزمایشگاهی

^۱ Laboratory Tests

^۲ In-Situ Tests

^۳ Main Soil Parameters

^۴ Pressuremeter Test

برای کسب پارامترهای اساسی مذکور اهمیت روز افزونی پیدا کرده اند. دلیل افزایش مداوم تقاضا برای آزمایش های برجا، ناکافی بودن آزمایش های آزمایشگاهی جهت تشخیص دقیق ویژگی های خاک می باشد. دست خوردگی غیرقابل اجتناب نمونه ها بر روی نتایج آزمایش های آزمایشگاهی اثر گذاشته و اعتبار پارامترهای اندازه گیری شده را زیر سوال می برد.

مدول تغییر شکل واقعی زمین ممکن است چندین بار بیشتر از مقدار اندازه گیری شده در آزمایش آزمایشگاهی در شرایط مناسب نمونه ها باشد، در نتیجه تخمینهای تغییر شکل زمین در اطراف یک فونداسیون بر پایه داده های آزمایشگاهی می تواند به میزان زیادی خلاف واقع بوده و در نهایت طراحی به ناچار محافظه کارانه و پرهزینه تر از حالت واقعی انجام شود.

بنا به بررسی های انجام شده توسط نگارندگان بر روی اختلاف بین مدول الاستیسیته خاک در آزمایشهای آزمایشگاهی و صحرایی در مطالعات ژئوتکنیک پروژه های جنوب تهران مدول حاصله از آزمایش صحرایی بارگذاری صفحه، بیشتر از مدولهای حاصله آزمایشهای سه محوری و برش مستقیم می باشد. امثال این مشاهدات حاکی از آن است که آزمایشهای آزمایشگاهی به دلیل دست خوردگی هایی که در جریان نمونه گیری، بسته بندی، انبار کردن، بریدن سر و ته و تهیه نمونه برای آزمایش به وجود می آیند، نتایج متفاوتی را نسبت به شرایط واقعی ارائه می دهند. از طرفی فایده مهم دیگر آزمایش های برجا این است که خاک مد نظر در سطح مناسب تنش آزمایش می شود. به عبارت دیگر سطوح تنش های اعمالی در آزمایشهای صحرایی می تواند از شرایط آزمایشگاهی بیشتر باشد. ضمن آنکه، با فرض حداقل بودن دست خوردگی ناشی از جاییگیری وسایل آزمایشهای صحرایی در خاک، دست خوردگی خاک در آزمایشهای برجا قابل توجه نبوده و حجم بسیار بزرگتری از خاک نسبت به آزمایشهای آزمایشگاهی مورد آزمایش واقع می شود.

آزمایشهای برجا را می توان به دو گروه پیوسته^۱ و ویژه^۲ تقسیم نمود. آزمایشهای پیوسته عموماً از نوع نفوذی بوده و غالباً برای مطالعات سریع به کار می آیند. به کمک روابط تجربی می توان پارامترهای ژئوتکنیکی خاک را در ابتدا به صورت کیفی و کمی از داده های این آزمایشها ارزیابی نمود. آزمایشهای ویژه همانطور که از نامشان پیداست، برای اهداف و اندازه گیری پارامتر خاصی از خاک و سنگ به کار می روند و اغلب زمان و هزینه بیشتری را نسبت به آزمایشهای پیوسته و نفوذی صرف می کنند. برای آزمایشهای پیوسته می توان آزمایش CPT و برای آزمایشهای ویژه می توان پرسیومتری را نام برد.

به هر حال، آزمایش های برجا شرایط مرزی پیچیده تری داشته و کنترل کمتری روی مسیر تنش، نسبت به آزمایش های آزمایشگاهی پیش از تفسیر نتایج دارند. بر همین اساس تفسیر داده های آزمایش های برجا با پیچیدگی قابل توجهی همراه است و باید ساز و کار اعمال بار، شرایط زهکشی محیط و محدوده اعتبار نتایج آزمایش در منحنی رفتار مصالح به طور دقیق مورد توجه قرار گیرد.

۱-۳- انواع آزمایش های برجا در خاک

آزمایش های صحرایی به کار رفته در مهندسی ژئوتکنیک تنوع گسترده ای دارند که بنا به نوع پروژه، خواص و پارامترهای مورد نیاز در هر پروژه یک یا چند آزمایش خاص مورد توجه قرار می گیرد. مهمترین آزمایش های صحرایی به قرار زیر می باشند :

۱-۳-۱- آزمایش لوفران^۳

آزمایش لوفران روش صحرایی تعیین نفوذ پذیری توده های خاکی است که به سه صورت آزمایش ایستایی ثابت، سطح آب افتان و سطح آب خیزان، بر اساس شرایط محیطی انجام می گیرد. هریک از آنها نیز به دو روش نقطه ای (برای تعیین K_v) و قطعه ای (برای تعیین K_h) تقسیم می شوند. در این آزمایش ها براساس

^۱ Logging

^۲ Specific

^۳ Lefrane Test

میزان نفوذ یا تراوش آب در گمانه، با روش ها و روابط مربوطه میزان نفوذ پذیری خاک در جهت افقی یا قائم اندازه گیری می شود.

۱-۳-۲- آزمایش لوژان^۱

آزمایش لوژان مرسوم ترین روش تعیین نفوذپذیری در محیطهای سنگی درزه دار است که توسط لوژان (Lugeon, 1933) ابداع شد. لوژان به صورت عددی صحیح بیان می شود. یک لوژان آب خوری یک لیتر در دقیقه برای قطعه ای از گمانه به طول یک متر تحت فشار سیال ۱۰ بار می باشد.

در این آزمایش پس از حفاری گمانه، شستشوی آن و نصب پکریایی، قطعه مورد نظر به مدت ده دقیقه از آب اشباع می شود. سپس فشار مورد نظر برای آزمایش در ۵ یا ۷ گام به قطعه اعمال و هر ۵ دقیقه میزان خوردن آب (جذب آب) ثبت می شود. اگر اختلاف بین دو قرائت از ۱۰ درصد کمتر شود، آزمایش در آن قطعه (گام یا مرحله) تمام شده تلقی و اعمال فشار گام بعدی آغاز می شود. در نهایت با داشتن نتایج فشار و خوردن ضمن مشخص شدن رفتار محیط در مقابل فشار آب، عدد لوژان که نمایانگر نفوذ پذیری توده های سنگی درزه دار است به دست می آید.

۱-۳-۳- آزمایش نفوذ استاندارد^۲ (SPT)

SPT شامل یک نمونه گیر استوانه ای توخالی است که توسط ضربات وزنه ای که از ارتفاعی ثابت سقوط آزاد می کند به درون زمین رانده می شود. تعداد ضربات لازم برای نفوذ در خاک نشان دهنده مقاومت خاک مورد آزمایش است. این آزمون قدیمی ترین و معمول ترین آزمایش برجاست که در سال ۱۹۲۰ ابداع شده و از آن زمان تا کنون به طور گسترده در سراسر دنیا به کار می رود. از کاربردهای مهم آزمایش SPT در مهندسی ژئوتکنیک طبقه بندی و ارزیابی خاکهای درشت دانه، تعیین مقاومت تک محوری رسها و چگونگی پیش تحکیمی آنها، ارزیابی قوام خاکهای ریزدانه، ارزیابی پتانسیل روانگرایی ماسه ها، تعیین مقدار زاویه اصطکاک

^۱ Lugeon Test

^۲ Standard Penetration Test

داخلی (ϕ) خاکهای ماسه ای و نیز تعیین توان باربری پی های سطحی و عمیق می باشد. نتایج حاصله از آزمایش SPT هنگامی که قطر ذرات به قطر نمونه گیر نزدیک می شود، غیر قابل اعتماد می گردد. تاکنون روابط فراوانی بین عدد SPT و خواص خاک به دست آمده است، اما برخی محققین انتقاد های فراوانی به این آزمایش و روابط ارائه شده دارند. به طور کلی آزمایش SPT برای ماسه ها و رسها مناسب می باشد ولی در شن ها و ماسه های شن دار به دلیل انعطاف پذیر بودن نمونه گیر و امکان آسیب دیدن آن کارایی ندارد. برای رفع این مشکل برخی از محققین استفاده از نوک توپر را برای انجام آزمایش پیشنهاد کرده اند که در صورت استفاده از آن باید ضرائب اصلاحی در نتایج حاصل به کار برود. روش انجام این آزمایش در ASTM-D1586 به صورت استاندارد بیان شده است.

۱-۳-۴- آزمایش نفوذ مخروط^۱ (CPT)

نخستین دستگاه آزمایش مقاومت نفوذ مخروط به شکل امروزی در سال ۱۹۳۴ در هلند ساخته شد. این آزمایش بر پایه نفوذ یک مخروط استاندارد ۶۰ درجه با قطر ۳۵/۷ میلیمتر و سطح جانبی ۱۵۰ سانتی مترمربع، استوار است. دستگاه CPT شامل سیستم جک هیدرولیکی، سیستم عکس العملی، نفوذسنج و وسیله ای برای اندازه گیری و ثبت داده ها می باشد. پترومتر معمولاً توسط میله هایی به طول یک متر که به هم متصل می شوند، به داخل زمین هدایت میگردد. در این آزمایش مقاومت خاک در مقابل نفوذ از دو جنبه مقاومت نوک مخروط (q_c) و اصطکاک جداره (f_s) اندازه گیری می شود. این آزمایش برای رس های نرم تا ماسه های متراکم کاربرد داشته و انجام آن در خاکهای سخت و شن دار توصیه نمی شود.

پترومترها به دو نوع اصلی مکانیکی و الکتریکی تقسیم می شوند. دستگاه CPT در انواع مختلف ساخته شده است که بر اساس پارامترهای مورد نیاز، نوع مخصوص به کار می رود. با استفاده از نتایج این آزمایش می توان پارامترهایی مانند a_v ، m_v ، S_u ، G ، E ، ϕ ، D_r ، ... را به دست آورد. همچنین نوع خاصی از این دستگاه که به پیزوپترومتر (CPTu) معروف است قابلیت اندازه گیری فشار آب

^۱ Cone Penetration Test

حفره ای را نیز دارد. روش استاندارد این آزمایش در ASTM-D3441 برای نوع معمولی و در ASTM-D5778 برای نوع الکترونیکی بیان شده است.

۱-۳-۵- آزمایش دایلاتومتری تخت^۱ (DMT)

دایلاتومتری تخت یا اتساع سنجی توسط مارچتی (Marchetti, 1980) ابداع شد. دستگاه دایلاتومتری تخت از یک غشاء انعطاف پذیر، صفحه ای فولادی که غشاء در یک طرف آن قرار می گیرد، سیستم قرائت داده ها، سیستم تولید فشار و سوزن اندازه گیری تغییر مکان غشاء تشکیل شده است.

در این آزمایش نوک دستگاه با سرعت ۲۰ mm/sec به درون زمین رانده می شود و با ثبت چند نوع فشار از جمله فشار بر غشاء از طرف زمین، فشار برای صفر کردن تغییر مکان غشاء و فشار برای ایجاد تغییر مکان ۱/۱ mm و فشار وارد بر غشاء پس از برداشت بار و با به کارگیری روابط مربوطه، متغیرهای دایلاتومتری به دست می آیند. روش استاندارد انجام آزمایش در TM-D6635 بیان شده است.

۱-۳-۶- آزمایش برش پره^۲ (VST)

این آزمایش برای تخمین مقاومت برشی زهکشی نشده رسهای اشباع به کار می رود. وسیله ای که در این آزمایش استفاده می شود از چهار ورق با ابعاد مساوی که به یک میله متصل می شوند تشکیل شده است. در این روش، ابتدا پره درون خاک فرو رفته و سپس در بالای میله لنگری پیچشی اعمال می شود تا پره با سرعت ثابتی بچرخد. استوانه ای از خاک در مقابل لنگر پیچشی مقاومت می کند. بر اساس لنگر پیچشی وارد بر بالای میله و لنگر مقاوم ناشی از مقاومت استوانه خاک و روابط پیشنهاد شده توسط محققین می توان نتیجه ای نسبتاً قابل اعتماد از مقاومت برشی زهکشی نشده، C_u ، برای خاکهای چسبنده خمیری به دست آورد. روش استاندارد انجام این آزمایش در ASTM-D2573 بیان شده است.

^۱ Flat Dilatometer Test

^۲ Vane Shear Test

۱-۳-۷- آزمایش بارگذاری صفحه^۱ (PLT)

در این آزمایش، صفحه ای فلزی مدور یا مربع به ابعاد استاندارد تحت بار قرار می گیرد. در حین بارگذاری در مراحل باربرداری نیز انجام می شود. میزان نشست صفحه در مقابل بار ثبت شده و به صورت نمودار ترسیم می گردد. آزمایش بارگذاری بر صفحه می تواند به صورت افقی یا قائم انجام گیرد. از نتایج این آزمایش مدول عکس العمل بستر و مدول الاستیسیته را می توان به دست آورد. این آزمایش که در خاک و سنگ بکار میرود طبق ASTM-D1194 استاندارد شده است.

۱-۳-۸- آزمایش پرسیومتری^۲ (PMT)

آزمایش پرسیومتری که توسط برخی از پژوهشگران ایرانی به فشارسنجی ترجمه شده است، در ابتدا توسط لوئیس منارد در سال ۱۹۵۴ در فرانسه ابداع شد. در این آزمایش یک بالن استوانه ای تحت فشار سیال درون گمانه انبساط می یابد و تغییرات حجم و فشار به طور پیوسته اندازه گیری می شود. سپس این داده ها به صورت نمودار فشار اعمال شده در مقابل تغییر حجم یا فشار در مقابل تغییر شعاع بالن ترسیم می شود. با استفاده از نتایج این آزمایش می توان پارامترهای مختلفی از خاک را به دست آورد. پرسیومتری روشها، تجهیزات و کاربردهای مختلفی دارد که در فصلهای بعدی به تفصیل در مورد آنها بحث خواهد شد. روش استاندارد انجام دادن این آزمایش در ASTM-D4719 بیان شده است.

۱-۳-۹- آزمایش های صحرایی دیگر

آزمایش های دیگری علاوه بر آزمایش های مذکور وجود دارد که روز به روز بر تعداد آنها افزوده می شود و هر یک از آنها بنا به شرایط موجود به کار می روند. در زیر برخی از این آزمایشها ذکر شده است :

¹ Plate Load Test

² Pressuremeter Test

- آزمایش BPT (Becker Penetration Test): برای آزمایش و نمونه گیری از درشت دانه های شن و قلوه سنگ دار توصیه شده است.
- آزمایش مکینتاش (Makintosh): ابزاری سوزنی شکل است که با نوک مخروطی تحت ضربات یک چکش سبک در داخل زمین نفوذ می کند.
- آزمایش کاوشگر دینامیکی (Dynamic Probing): ابزاری مخروطی تحت ضربات چکشهای سنگین یا سبک به درون زمین رانده می شود.
- آزمایش DCP (Dynamic Cone Penetration Test): نوعی کاوشگر دینامیکی که ساختاری شبیه CPT دارد ولی در این آزمایش بارگذاری به صورت ضربه ای اعمال می گردد.
- آزمایش بارگذاری شمع (Pile Load Test): یک یا چند شمع در ابعاد واقعی تحت بار قرار گرفته و ظرفیت باربری شمع به صورت صحرایی اندازه گیری میشود.

۱-۴- جایگاه پرسیومتری

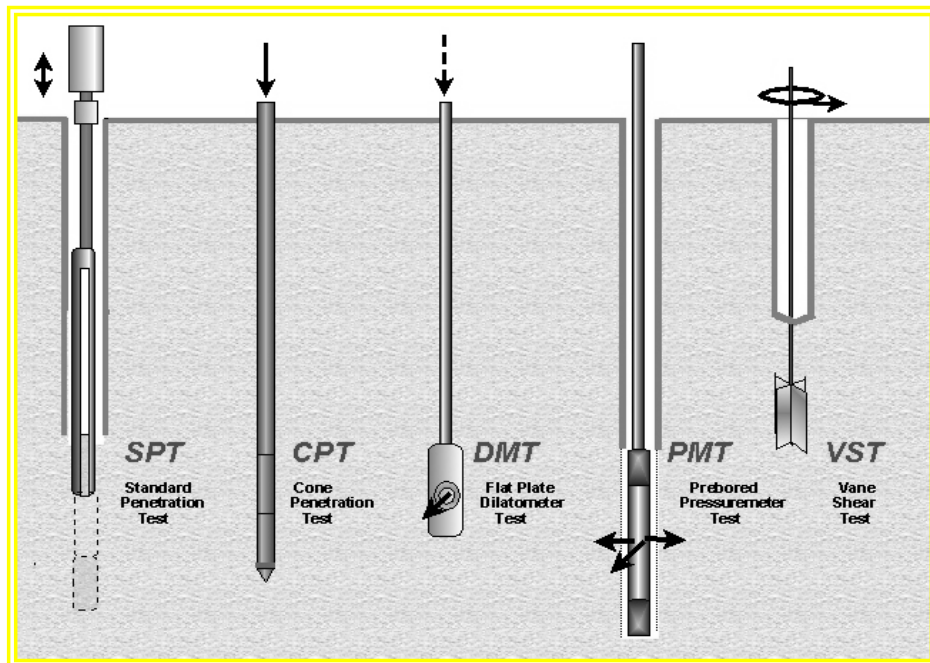
پرسیومتری یکی از آزمایش های صحرایی در حوزه ژئوتکنیک است که برای شناسایی و ارزیابی خواص فیزیکی و مکانیکی خاک کاربرد دارد. از معمول ترین ویژگی هایی که بر اساس این آزمایش ارزیابی می گردد مدول تغییر شکل خاک، مقاومت زهکشی نشده خاکهای رسی اشباع و فشار جانبی است و نیز برای تخمین میزان تراکم نسبی و زاویه اصطکاک داخلی خاک کاربرد دارد. از مزایای آزمایش پرسیومتری این است که شرایط نمونه خاک در محل تقریباً مشابه شرایط بارگذاری واقعی بوده و نسبت به بسیاری از آزمایش های مکانیک خاک محیط تحت آزمایش دست خوردگی کمتری دارد. به دلیل مزیت مذکور و سهولت کار با دستگاه، این آزمایش در پروژه های مختلف از کاربرد بالایی برخوردار است و روز به روز کاربرد آن بیشتر میشود. ابداع تجهیزات مختلف و پیشرفتهای جدید در تکنولوژی

ساخت و ابزار گذاری سبب سهولت انجام آزمایش در محدوده وسیعی از خاکهای گوناگون شده است.

پارامترهای زیادی از خاک بر اساس نتایج آزمایش پرسيومتری قابل اندازه گیری یا مقایسه با سایر آزمایشها هستند. اندازه گیری هایی که با آزمایش پرسيومتری انجام می شود به لحاظ مکانیزم بارگذاری انطباق بیشتری با بارگذاری های وارده بر توده خاکی دارد، و نیز این آزمایش نسبت به سایر آزمایش های برجا پشتوانه علمی و تئوری محکم تری داشته و پارامترهای حاصل از آن بیشتر قابل قبول هستند. این آزمایش به دلیل کسب اطلاعات کمی فراوان در مورد رفتار خاک، از سایر آزمایش های برجا متمایز گردیده و امروزه به عنوان برترین آزمایش صحرایی مکانیک خاک قلمداد می گردد. شکل (۱-۱) به طور شماتیک نحوه انجام آزمایش پرسيومتری و چند آزمایش صحرایی دیگر را نشان می دهد.

۱-۵- مزایا و معایب کلی آزمایش پرسيومتری

به طور کلی آزمایشهای صحرایی به دلیل سطح و مسیر تنش هایی که در خاک ایجاد می نمایند، پارامترهای اندازه گیری شده و خصوصياتی از خاک که با آن پارامترها ارتباط دارند، با یکدیگر تفاوت ساختاری دارند و هر یک برای شرایط خاصی مناسب هستند. در برخی از موارد استفاده نابجا از یک آزمایش صحرایی باعث می شود که نتایج گمراه کننده ای به دست آید. بر همین اساس علاوه بر قابلیت های ویژه هر آزمایش صحرایی باید شرایط کاربرد، محدودیت ها و فرضیات پایه ای آن هم مورد توجه قرار گیرد. به طور کلی می توان برای هر آزمایش مزایا و معایبی که در مورد آن آزمایش عمومیت دارد را بیان نمود. در جدول (۱-۱) مقایسه انواع آزمایشهای صحرایی در قابلیت تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی نشان داده شده است. پرسيومتری نیز مانند آزمایش های برجای دیگر دارای مزایا و معایبی می باشد که در ادامه به برخی از آنها اشاره می گردد.



شکل ۱-۱- مقایسه شماتیک نحوه عمل پرسیومتری و چند آزمایش بر جای دیگر

۱-۵-۱- مزایای آزمایش پرسیومتری

- آزمایش پرسیومتری نسبت به سایر آزمایشهای برجا پارامترهای بیشتری از خاک را به دست می دهد.
- بنیان نظری محکم تری دارد و بر همین اساس نتایج آزمایش از تکرارپذیری مناسبی برخوردار است.
- نسبت به سایر آزمایشهای برجا و همچنین آزمایشهای آزمایشگاهی حجم بیشتری از خاک را تحت آزمایش قرار می دهد و بر همین اساس به لحاظ حجم نمونه انطباق بیشتری با شرایط واقعی دارد.
- آزمایش در محدوده کرنشهای بزرگ و نزدیک به واقعی انجام میشود و لذا مدول برشی خاک را به طور مناسبتری به دست میدهد.

- منحنی کاملی از رفتار تنش - کرنش خاک به دست می دهد و پارامترهای رفتاری نظیر مدول شکل پذیری که در تحلیل نشست اهمیت ویژه ای دارند، به طور مستقیم از آزمایش به دست می آیند.
- دست خوردگی محیط، به ویژه در پرسیومترهای خود حفار، چندان زیاد نیست.
- برای تخمین فشار افقی خاک و همچنین موارد ویژه دیگری نظیر طراحی شمع های تحت بار جانبی از کاربردهای منحصر به فردی برخوردار است.
- در پرسیومترهایی که دارای سیستم کنترل اتوماتیک هستند و به ویژه در پرسیومترهای خود حفار، نتایج تا حد زیادی تحت تاثیر اپراتور نمی باشند (البته در بسیاری از پرسیومترها لازم است اپراتور تخصص کافی در انجام آزمایش داشته باشد).

۱-۵-۲- معایب آزمایش پرسیومتری

- اجرای آزمایش با توجه به تجهیزات خاص آن نیازمند افراد متخصص و با تجربه است و نتایج حاصل از این آزمایش اگر به وسیله افراد کم تجربه انجام شده باشد ممکن است گمراه کننده باشند.
- آزمایش پرسیومتری در زمره آزمایشهای صحرایی پرهزینه است.
- اعمال بار به محیط در آزمایش پرسیومتری به صورت افقی است، در حالی که بار وارده به پی سازه ها غالباً در جهت قائم وارد میشود.
- پرسیومتری تجهیزات ظریف و حساسی دارد و باید برای جلوگیری از آسیب دیدن دستگاه، تحت حفاظت قرار گیرد.
- باید دستگاه به طور مرتب کالیبره شود.
- در اکثر دستگاههای پرسیومتری انجام آزمایش همراه اخذ نمونه نیست.

۱-۶- آنچه در این کتاب می خوانید

در این کتاب تا حد امکان سعی شده است که آزمایش صحرایی پرسیومتری، تجهیزات، روش ها و کاربردهای آن تشریح گردد. به این منظور در فصل اول کلیاتی در مورد آزمایشهای برجا و جایگاه آزمایش پرسیومتری در بین آنها ذکر شده است. در فصل دوم ایده ابداع این آزمایش و فعالیت های محققین مختلف در تدوین و پیشرفت آن بیان می گردد. فصل سوم به معرفی تجهیزات دستگاه پرسیومتر و انواع آن می پردازد. در در فصل چهارم مبانی تئوری انبساط حفره که مبنای تفسیر آزمایش پرسیومتری است بیان می شود. در فصل پنجم مراحل انجام آزمایش پرسیومتری با دستگاههای مختلف تشریح شده است. فصل ششم به تفسیر نتایج حاصل از آزمایش پرسیومتری و نحوه تعیین پارامترهای مهندسی خاک و همچنین برخی از کاربردهای این نتایج می پردازد. در آخر نیز منابع و مراجع مورد استفاده در این کتاب ذکر می شود.

جدول ۱-۱ - مقایسه انواع آزمایش های برجا در قابلیت ارزیابی و تعیین پارامترهای ژئوتکنیک

نوع آزمایش	پتانسیل روانگرایی	معنی تنش کرنش	ضریب نفوذ پذیری	ضرایب تحکیم	ضرایب فشردگی	مدول بالک E.G	درجه پیش تحکیمی OCR	فشار آب منفذی	مقاومت برشی رله کشی نشده	رازه اصطکاک داخلی	دانشیه نسبی	پروفرل خاک	نوع خاک
CPT	B	-	-	-	C	B	C	-	B	C	B	A	B
CPT الکتریکی	B	-	-	-	C	B	C	-	B	C	B	A	B
CPTu	A	B	B	A	B	B	A	A	B	B	A	A	A
DMT	B	C	-	-	C	B	B	-	B	C	B	A	B
VST	-	-	-	-	-	-	B	-	A	-	-	C	B
SPT	A	-	-	-	C	-	-	-	C	C	B	B	B
PMT منارد	C	C	-	-	B	B	C	-	B	B	C	B	B
PMT خودحفرار	A	A	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B

در جدول فوق A، B و C به ترتیب درجه قابلیت آزمایش در ارزیابی و تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی را نشان می دهد.

۱-۲- مقدمه

در ابتدا منارد (Menard, 1955) اصطلاح پرسیومتر را برای آزمایشی که خود آن را ابداع نمود به کار برد. باگولین و همکاران (Baguelin et al., 1978) پرسیومتر را به عنوان دستگاهی که فشار هیدرولیکی را از طریق یک غشاء انعطاف پذیر به گمانه اعمال می کند تعریف نموده اند. مایر و وود (Mair & Wood, 1987) و همچنین کلارک (Clarke, 1995) تعریف محدودتری از پرسیومتر ارائه کردند: «پرسیومتر سوندی^۱ استوانه شکل با غشائی قابل انبساط می باشد که از آن برای اعمال فشاری یکنواخت به دیواره گمانه استفاده می شود». تعریف فوق مورد قبول ISSMFE^۲ است.

۲-۲- تاریخچه پرسیومتر

ایده استفاده از ابزاری منبسط شونده در داخل گمانه برای اندازه گیری ویژگی های تغییر شکل پذیری خاک در ابتدا توسط دانشمند آلمانی در سال ۱۹۳۳ مطرح گردید. وی از یک بالن استوانه ای که از دو انتها توسط صفحات فلزی محدود شده و با فشار گاز منبسط می شد برای رسیدن به هدف فوق استفاده نمود. حجم گاز مصرف شده (که اندازه گیری آن با مشکلات زیادی همراه بود) برای محاسبه تغییر حجم حاصله در اثر فشار گاز به کار می رفت. صفحات فلزی، توسط یک میله فلزی که ستون فقرات دستگاه را تشکیل می داد، با فاصله ای ثابت از یکدیگر قرار داشته به نحوی که از انبساط بالن در دو انتهای سوند جلوگیری می شد. این امر در میدان تنش ایجاد شده در خاک و همینطور شکل بالن در مراحل مختلف آزمایش اثر می گذاشت. در سال ۱۹۵۴، فانگ^۳ در دانشگاه بورد و و منارد^۴ در دانشگاه ایلینوی^۵، به طور مستقل شروع به ساخت پرسیومتر مدرن کردند. دستگاه ساخته شده توسط منارد در سال ۱۹۵۵ به ثبت رسید و

¹ Probe

² International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering

³ Fang

⁴ Menard

⁵ Illinois University

به عنوان پرسیومتر منارد شناخته شد. این دستگاه اولین بار در شیکاگو برای به دست آوردن ویژگی های خاک به منظور طراحی سازه ها استفاده شد و از آن زمان تا به حال یکی از پرستفاده ترین انواع پرسیومتر می باشد. در فرانسه لویس منارد به عنوان پدر پرسیومتر شناخته می شود، زیرا او نه تنها این دستگاه را ابداع نمود بلکه روشهای طراحی که بر نتایج این دستگاه استوار است را نیز به وجود آورد.

سوند پرسیومتر منارد از سه سلول تشکیل شده است. سلول آزمایش، که به دستگاه اندازه گیری حجم متصل می باشد، بین دو سلول دیگر که سلولهای محافظ نامیده میشوند قرار دارد. سلولهای محافظ باعث می شوند که سلول مرکزی به صورت استوانه باقی مانده و انبساط حفره استوانه ای اندازه گیری شود.

در دهه ۱۹۵۰ فوکوکا^۱ از ژاپن به طور مستقل سوندی را برای کمک به طراحی شمع های تحت بار جانبی ابداع نمود. شکل توسعه یافته این نوع پرسیومتر (توسط شرکت ایو^۲) یکی دیگر از انواع پرسیومترها می باشد که کاربرد گسترده ای دارد. سوند تولید شده توسط شرکت ایو بر خلاف سوند طراحی شده توسط منارد، دارای یک سلول می باشد و تغییر مکان غشاء مستقیماً توسط ترانسدایوسرهای تغییر مکانی اندازه گیری می شود.

پرسیومتر منارد^۳ (MPM) یکی از انواع پرسیومترهای پیش حفار^۴ (PBP) می باشد زیرا این نوع پرسیومتر در داخل حفره ای که از قبل حفاری شده و قدری بزرگتر از قطر سوند می باشد، قرار می گیرد.

منارد (Menard, 1955) حین ساخت دستگاه متوجه شد که تحلیل آزمایش به دلیل تغییر خواص خاک در اطراف حفره در عملیات حفاری بسیار پیچیده است. از اینرو یک آزمایش PBP را نمی توان به سادگی با یک حفره منبسط شونده در خاک مدل نمود و فرضیات بیشتری برای

¹ Fukuoka

² OYO

³ Menard Pressuremeter

⁴ Pre Bored Pressuremeter

در نظر گرفتن اثرات قرارگیری سوند لازم است. وی برای حل این مشکل بر پایه روابط بین اجرای پی ها و نتایج به دست آمده از آزمایش های پرسیومتری یک سری نمودار طراحی به وجود آورد. امروزه این روش تقریبی طراحی به طور گسترده مورد استفاده قرار دارد و نتایج آن با مطالعات موردی اصلاح میشود.

بدنبال بروز مشکل فوق در سال ۱۹۶۸، ساخت پرسیومترهایی خود حفار ضروری به نظر می رسید. این نوع پرسیومترها بدون تغییر در خواص خاک، با استفاده از تئوری های انبساط حفره خواص اساسی خاک را ارائه می کنند.

پرسیومترهای خود حفار به طور مستقل در فرانسه و انگلیس ابداع شده اند. تفاوت اصلی این دو نوع پرسیومتر در سیستم اندازه گیری آنها است، در نوع فرانسوی سیستم اندازه گیری حجم شبیه پرسیومتر منارد است، و نوع انگلیسی دارای ترانسدیوسر اندازه گیری تغییر مکان می باشد.

چون در پرسیومتر خود حفار، حفاری و نفوذ به داخل زمین به طور همزمان انجام می گیرد، به هم خوردگی قابل توجهی در خاک اطراف گمانه ایجاد نمیشود. از طرف دیگر ابزارهای خود حفار برای اینکه کمترین بهم خوردگی را در خاک ایجاد کنند باید به صورت خیلی دقیق نصب گردند. همچنین در آزمایش با پرسیومترهای پیش حفار نیز مشکلات مربوط به آماده سازی حفره و ریزش جداره گمانه در خاکهای ناپایدار وجود دارد. از اینرو در اواخر دهه ۱۹۸۰ پرسیومترهای رانشی^۱ (PIP) ساخته شدند. سرعت آزمایش با این پرسیومترها نسبت به پرسیومترهای قبلی بیشتر است اما به دلیل بهم خوردگی خاک حین جایگذاری پرسیومتر، نمی توان نتایج را بر اساس تئوری انبساط حفره تفسیر نمود.

^۱ Push-In Pressuremeter

۳-۲- کنفرانسها و کتابهای مربوط به پرسیومتری

به غیر از تحقیقات محققین و مقالات مختلفی که در سراسر دنیا به صورت پراکنده در مورد آزمایش پرسیومتری و کاربرد های آن منتشر شده، تا سال ۲۰۰۶ چهار کنفرانس بین المللی به صورت خاص در مورد آزمون پرسیومتری برگزار شده است که به این قرارند :

الف _ کنفرانس بین المللی سال ۱۹۸۲ در کشور فرانسه

ب _ کنفرانس بین المللی سال ۱۹۸۶ در کشور انگلیس

ج _ کنفرانس بین المللی سال ۱۹۹۵ در کشور کانادا

د _ کنفرانس بین المللی سال ۲۰۰۶ در کشور فرانسه

همچنین در کتابهای بسیاری نیز در مورد پرسیومتری و نحوه آزمایش و موارد استفاده از آن بحث شده است. در این میان، انتشار چهار عنوان کتاب به عنوان مرجع ویژه پرسیومتری شایان توجه است. این کتابها به این قرارند :

الف _ کتاب The Pressuremeter and Foundation Engineering که توسط Baguelin, F. و Shields, D.H. و Jezequel, J. F. در سال ۱۹۷۸ نوشته شده است.

ب _ کتاب Pressuremeter Testing – Methods and Interpretation که توسط Mair, R.J. و Wood, D.M. در سال ۱۹۸۷ انتشار یافته است.

ج _ کتاب The Pressuremeter توسط Briaud, J.L. که در سال ۱۹۹۲ انتشار یافته است.

د _ کتاب Pressuremeters in Geotechnical Design که توسط Clark, B.G. در سال ۱۹۹۵ نوشته شده است.

۴-۲- پیشینه پرسیومتری در ایران

بررسی های انجام شده در خصوص سوابق آزمایشهای پرسیومتری در ایران نشان می دهد که چندین تجربه پژوهشی مکتوب و قابل ملاحظه موجود می باشد. به رغم آنکه برخی از شرکت های دولتی در دهه اول بعد از انقلاب اقدام به خرید دستگاه پرسیومتر نمودند، با این حال این

ابزارها در زمان مذکور مورد استفاده قرار نگرفت. نهایتاً، در سال ۱۳۷۴ در جریان یک پایان نامه کارشناسی ارشد، پرسیومتر خود حفار^۱ در خاکهای ریزدانه جنوب تهران به کار گرفته شد (پهلوان، ۱۳۷۴). با توجه به مشکلات حفاری و آزمایش در خاکهای درشت دانه تهران، در مطالعات چند پروژه بزرگ از جمله تونل رسالت و برج میلاد تلاش شد از این آزمایش استفاده شود ولی موفقیت آمیز نبود. متعاقباً کار تحقیقاتی مفصلی انجام و آزمایش عملی شد (پهلوان، فاخر و خامه چیان، ۱۳۸۲). در این تحقیق اساس کار بر حفاری گمانه محل آزمایش با مغزه گیر پیوسته و دارای مته های بغل بر قرار داشت. علاوه بر آن در مطالعات ژئوتکنیک جزیره خارک نیز در سال ۱۳۸۳ دستگاه پرسیومتر توسط شرکت گمانه کاو بکار گرفته شده است. در زمان اجرای برج میلاد نگرانی هایی از نظر مقدار نشست سازه وجود داشت. به منظور ارزیابی دقیق میزان نشست، آزمون پرسیومتری با دستگاه منارد در ساختگاه انجام شد و سختی حاصل از این آزمایش و محاسبات نشست بر اساس آن با اندازه گیری های میدانی نشست مقایسه گردید. نتایج اندازه گیری ها تا آن زمان موجب کالیبره شدن نتایج و پیش بینی دقیق تر نشست ها تا آخر مرحله نهایی ساخت برج گردید (فاخر، پهلوان و خامه چیان ۱۳۸۲). بعدها این اندازه گیری ها برای کنترل مدل رفتاری یا تغییر سختی خاک درشت دانه تهران بصورت تابع کرنش استفاده گردید (حمداللهی، ۱۳۸۴).

در سالهای اخیر با فعال شدن پروژه های خاص از جمله پروژه های نفت و گاز، تلاش برای استفاده از پرسیومتر به ویژه در خاکهای درشت دانه که در آنها استفاده از آزمایش های برجای دیگر امکان پذیر نبوده و یا استخراج متغیرهای تغییر شکل پذیری خاک مد نظر می باشد، از رشد بیشتری برخوردار بوده است. در همین راستا سازمان مدیریت و برنامه ریزی ایران نشریه ای در مورد استفاده از پرسیومتر و استاندارد این آزمون ارائه نموده است که البته بیشتر در مورد کاربرد و انجام آزمایش با پرسیومتر پیش حفار می باشد.

¹ Self Boring Pressuremeter

۳-۱- مقدمه

پرسیومترها و تجهیزات آنها بنا به نوع ساخت و نحوه عمل متفاوت هستند. در این فصل ابتدا تجهیزات معمول آزمایش پرسیمتری تشریح می شود و سپس انواع پرسیومتر موجود و کاربردهای آنها مورد بحث قرار می گیرد.

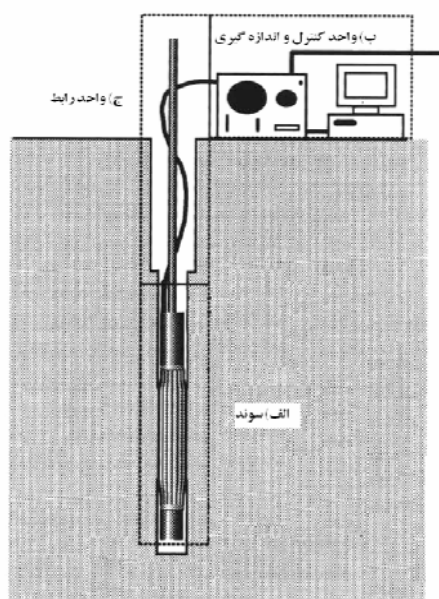
۳-۲- تجهیزات پرسیومتر

به طور کلی تجهیزات یک دستگاه پرسیمتری را می توان به سه بخش تقسیم نمود. این سه بخش به قرار زیر می باشند :

الف - سوند (پراب)^۱

ب - واحد کنترل و اندازه گیری^۲

ج - واحد رابط



شکل ۳-۱- شمای کلی تجهیزات یک پرسیومتر [۸۴]

۳-۲-۱- سوند

^۱ Probe

^۲ Control Unit

به طور معمول سوند پرسیومتر، که آن را کاوه یا کاوشگر نیز می نامند، سه قسمت دارد که توسط یک لوله مرکزی به هم متصل شده اند. این قطعات عبارتند از: بخش جاگذاری، بخش آزمایشی و بخش سوم که شامل محفظه ابزار یا قسمت حفار و یا بدون وسیله می باشد. سوند توسط میله های حفاری و کابل های رابط به سطح متصل می گردد.

بخش آزمایش تک سلولی (یا سه سلولی) بوده و می تواند دارا و یا فاقد مبدل باشد. سوندی که ندارد طراحی نمود دارای یک سلول آزمایش و دو سلول محافظ در طرفین آن که برای کنترل انبساط استوانه ای سلول آزمایش طراحی شده اند، می باشد. سوند انواع دیگر پرسیومترها مانند پرسیومتر شرکت ایو^۱ و یا پرسیومترهای خودحفار، دارای یک سلول می باشند. غشاء معمولاً از جنس لاستیک، نیوپرن، ادیپرن و یا فلز انعطاف پذیر می باشد. برای مکانهایی که احتمال تغییر مکان های کوچک می باشد از غشاء فلزی استفاده می شود. برای محافظت از غشاء در حین جایگذاری و انبساط از یک غلاف استفاده می شود. هر قدر سختی غشاء و غلاف بیشتر باشد، حساسیت سوند در برابر فشار کاهش می یابد. چون فشار بیشتری برای انبساط غشاء لازم خواهد بود، بنابراین در صورت استفاده از این محافظ ها باید تصحیحاتی اعمال گردد. نوع دیگری از پرسیومترها مانند پرسیومتر سلول بار کمبریج دارای سوندی بدون غشاء می باشد که در آن سوند دارای شش سلول اندازه گیری فشار خاک و فشار آب حفره ای می باشد.

تغییر مکان غشاء را می توان به دو صورت اندازه گیری نمود: به وسیله مقدار سیال پمپ شده داخل آن و یا به وسیله مبدلهای تغییر مکان. در صورت استفاده از نوع اول، سوند تغییر حجمی، و در نوع دوم سوند تغییر شعاعی شناخته می شود. در نوع اول فرض می گردد که حجم غشاء حین انبساط ثابت باقی بماند، بنابراین تغییر در حجم سیال وارد شده به درون سلول، برابر تغییر حجم حفره آزمایش می باشد. بنابراین سوندهای نوع تغییر حجم، به طور مستقیم تغییر مکان متوسط دیواره حفره آزمایش را نشان می دهند.

^۱ OYO

در سوندهای نوع تغییر شعاعی، تغییر مکان سطح داخلی غشاء در یک یا چند نقطه توسط مبدل‌های تغییر مکان اندازه گیری می شود. چون ضخامت غشاء در هنگام انبساط کاهش می یابد، لازم است که در این مورد تصحیحاتی اعمال شود.

قسمت آزمایش دارای طول محدود است و فرض می شود که این قسمت در هنگام انبساط کاملاً استوانه ای باقی بماند. اما در عمل تنها یک سوم میانی به صورت استوانه ای می ماند. به همین دلیل برای سوندهای از نوع تغییر حجمی، دو سلول انعطاف پذیر محافظ در بالا و پایین سلول آزمایش قرار می دهند که همزمان با آن انبساط یافته و باعث می شود سلول میانی حالت استوانه ای خود را حفظ کند.

سوند توسط میله های حفاری^۱ و شیلنگهای هیدرولیکی^۲ با سطح زمین ارتباط می یابند. میله ها برای قرار دادن سوند درون حفره آزمایش استفاده شده و شیلنگهای هیدرولیکی برای انتقال سیال به غشاء استفاده می شوند. اگر سوند شامل مبدل هم باشد، باید یک کابل برق نیز به سوند متصل گردد که در اینصورت از درون شیلنگ عبور داده می شود.

۳-۲-۲- واحد کنترل و اندازه گیری^۳

این بخش برای کنترل و ثبت نتایج آزمایش مورد استفاده قرار می گیرد. این واحد معمولاً شامل یک تامین کننده فشار^۴، قسمت اندازه گیری فشار و تغییر مکان و یک سیستم کنترل تغییر مکان یا فشار است. برای ثبت نتایج از یک کامپیوتر استفاده می شود. آزمایش می تواند از نوع تنش کنترل^۵ یا از نوع کرنش کنترل^۶ و یا ترکیبی از این دو باشد. در آزمایش تنش کنترل، حجم یا تغییر مکان غشاء اندازه گیری می شود و در آزمایش کرنش کنترل، فشار اندازه گیری می گردد.

1 Rods

2 Hydraulic hose

3 Control Unit

4 Pressure Supply

5 Stress Controlled

6 Strain Controlled

ساده ترین روش انجام آزمایش پرسیومتری روش تنش کنترل شده می باشد که در حین آن فشارها و تغییر مکان ها ثبت می گردند. فشار سیال (گاز یا روغن)، در صورت استفاده از منبع گاز با استفاده از یک تنظیم کننده دقیق و در صورت استفاده از منبع روغن با استفاده از یک پمپ دستی در گامهایی اضافه می شود و تغییرات حجم قسمت آزمایشی به وسیله واحد تغییر حجم اندازه گیری می گردد.

در بعضی از سوندها تغییر مکان و فشار به طور اتوماتیک با کمک مبدل‌های به کار رفته در آنها اندازه گیری می شود، ولی فشار باز هم به صورت دستی اعمال می‌گردد. این آزمایشها هم از نوع تنش کنترلی هستند اما نیازی به اندازه گیری تغییر حجم نیست. چون تغییر مکان غشاء به طور پیوسته توسط مبدل‌ها اندازه گیری می شود.

مبدل‌ها نیاز به یک واحد الکترونیکی شامل یک قسمت تولید کننده انرژی و یک قسمت تقویت کننده سیگنال و تبدیل آنها به دیجیتال برای وارد کردن به کامپیوتر دارند. این واحد می تواند در سطح یا درون سوند قرار گیرد.

۳-۲-۳- واحد رابط

به طور کلی واحد رابط برای ارتباط درون گمانه و قسمت های واقع در سطح می باشد. این قسمت شامل لوله های رابط انتقال فشار گاز یا مایع، برای اعمال فشار به سلول (سلول های) سوند، از سطح به درون گمانه و سوند، کابل های تامین انرژی الکتریکی تجهیزات درون گمانه (شامل موتور الکتریکی مربوط به مته های حفاری در سیستم های خود حفار، مبدل های فشار و تغییر مکان در سیستم هایی که دارای این تجهیزات هستند و سایر وسایل درون گمانه ای که نیاز به انرژی الکتریکی دارند) و کابل‌های خروجی از سوند که اندازه گیری های انجام شده درون گمانه را به سیستم کنترل و اندازه گیری واقع در سطح انتقال می دهند، می باشد.

۳-۳- انواع پرسیومتر و تجهیزات وابسته

پرسیومترها انواع گوناگونی دارند که بنا به نوع کاربرد و نیاز از آنها استفاده می شود. ولی به طور کلی پرسیومترها را می توان به شرح زیر تقسیم نمود :

الف - پرسیومترهای پیش حفار

ب - پرسیومترهای خود حفار

ج - پرسیومترهای تغییر مکانی

هر کدام از دسته های فوق نیز شامل زیر مجموعه هایی هستند که در مورد آنها به تفصیل بحث خواهد شد.

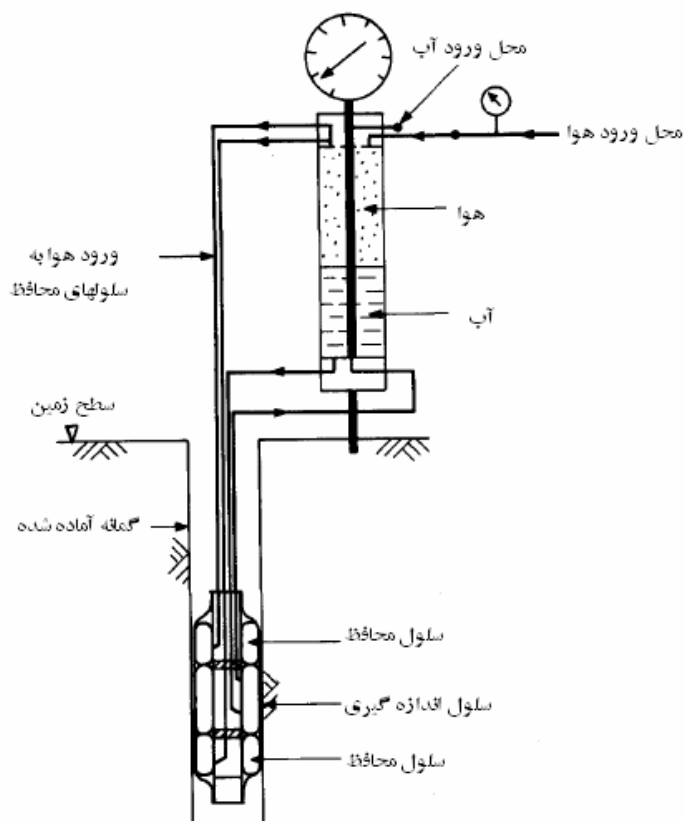
۳-۳-۱- پرسیومترهای پیش حفار^۱

پرسیومتر پیش حفار به پرسیمتری گفته می شود که درون گمانه ای که از قبل آماده شده قرار گرفته و آزمایش انجام می گیرد. اولین پرسیمتری که توسط منارد ساخته شد، از این گونه می باشد. امروزه مدل های مختلفی از این نوع ساخته شده است و بیشترین استفاده را در بین گونه های دیگر پرسیومتر دارد.

این نوع پرسیومترها در کلیه خاکها و سنگهای ضعیف که امکان ایجاد گمانه در آنها باشد قابل استفاده می باشند. سوند این پرسیومترها سه سلولی یا تک سلولی است. ابعاد این نوع پرسیومترها باید به نحوی باشد که به راحتی درون حفره آزمایش آماده شده توسط حفار استاندارد قرار گیرد. دو نوع پرسیومتر پیش حفار وجود دارد: نوع تغییر حجمی و نوع تغییر شعاعی. به عنوان نمونه پرسیومتر منارد جزء گروه اول و الاستومتر^۲ جزء گروه دوم می باشد.

^۱ Pre-Bored Pressuremeter

^۲ Elastometer



شکل ۳-۲- پرسیومتر پیش حفار (Gambine & Rousseau, 1988)

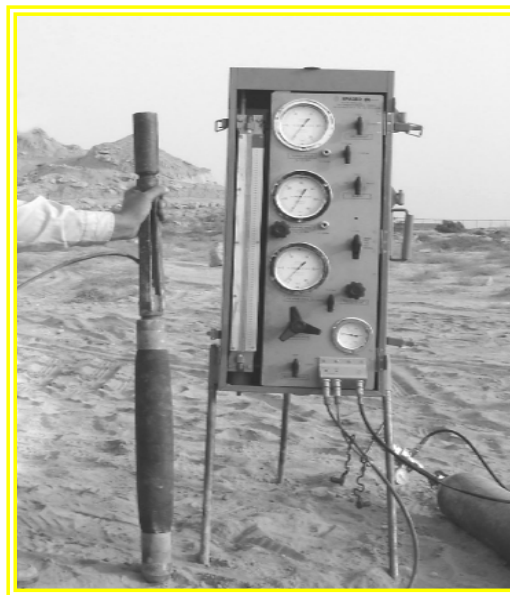
۳-۱-۱- پرسیومتر منارد^۱

پرسیومتر منارد متداولترین نوع پرسیومتر مورد استفاده در سراسر دنیا می باشد که به وسیله لوئیس منارد ساخته شد. چند نوع مختلف پرسیومتر منارد وجود دارد. ولی انواع GB و GC بیشترین کاربرد را دارند.

نوع GB که برای سنگهای ضعیف به کار می رود دارای قطر ۷۴ میلی متری است و سوند آن از سه سلول تشکیل می شود. هر سه سلول توسط آب و با یک فشار مساوی منبسط می شوند. ماکزیمم فشار اعمالی به این سوند تا ۱۰۰ مگا پاسکال می باشد.

¹ Menard Pressuremeter

نوع GC در خاکها مورد استفاده قرار می گیرد و دارای قطر ۷۴ میلیمتری می باشد. سوند این نوع پرسیومتر به گونه ای است که سلول آزمایش درون یک غلاف قرار می گیرد. این سلول با آب تحت فشار قرار می گیرد و فضای باقیمانده که در نقش سلول های محافظ ظاهر می شود، با گاز پر می شود. فشار ماکزیمم اعمالی به این نوع تا ۴ مگا پاسکال می باشد.



شکل ۳-۳ - پرسیومتر منارد [۱۴]

۳-۳-۱-۲- اُیومتر^۱

ایومتر اصطلاحی است که برای محصولات ساخته شده توسط شرکت ژاپنی ایو^۲ به کار برده میشود. از جمله محصولات این شرکت میتوان به LT^۳ و الاستومتر-۲^۴ اشاره کرد.

^۱ Oyometer

^۲ OYO

^۳ Lateral Load Test

^۴ Elastometer-2

LLT برای طراحی شمع هایی با بار جانبی ساخته شد. این سوند تک سلولی، از نوع تغییر حجمی و در قطرهای ۶۰، ۷۰ و ۸۰ میلیمتری عرضه می گردد. طول کل آن ۹۰۰ میلیمتر و طول قسمت آزمایش ۶۰۰ میلیمتر می باشد. ماکزیمم ظرفیت فشار آن ۲/۵ مگا پاسکال است. سوند الاستومتر-۲ جزء اولین سوندهای تجاری با مبدل تغییر مکان می باشد که برای آزمایش در سنگ طراحی شده و قادر است تا فشار ۲۰ مگا پاسکال کار کند. این سوند در قطرهای ۶۲ و ۷۲ میلیمتری ساخته می شود. غشاء آنها دارای نسبت طول به قطر ۲/۷ تا ۸/۴ می باشد. جنس و ضخامت غشاء بنا به نوع زمین متفاوت خواهد بود.



شکل ۳-۴ - الاستومتر-۲ (OYO WEB Site, 2006)

۳-۳-۲- پرسیومترهای خود حفار^۱ (SBP)

منارد برای تعیین پارامترهای زمین از آزمایش PBP، از تئوری انبساط حفره استفاده نمود. او متوجه شد که نحوه جایگذاری سوند در درون گمانه روی پاسخ زمین تاثیر می گذارد، بنابراین با استفاده از آزمایش PBP نمی توان یک پاسخ صحیح تنش - کرنش زمین به دست آورد.

^۱ Self-Boring Pressuremeter



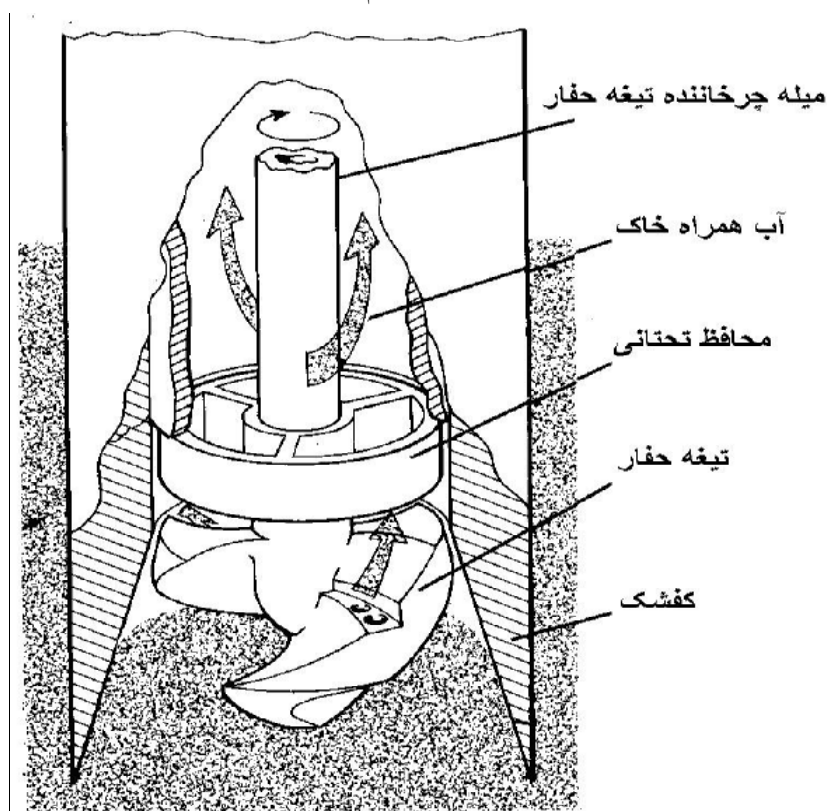
شکل ۳-۵ - آزمایشگر بار جانبی (LLT) (OYO WEB Site, 2006)

سختی زمین را می توان با کمک یک سیکل باربرداری - بارگذاری مجدد، از هر نوع آزمایش پرسیومتری به دست آورد، مشروط بر اینکه انبساط حفره به قسمت های بهم نخورده زمین رسیده باشد. بنابراین آزمایشهای PBP به طور گسترده ای در تعیین سختی سنگهای نرم و یا خاکهای سخت مورد توجه قرار می گیرد.

جزکوئل و همکاران (Jezequel et al., 1968) مطرح کردند که می توان از یک سوند خودحفرار برای اندازه گیری منحنی صحیح پاسخ زمین در شرایط محلی استفاده نمود. آنها موفق به ساخت پرسیومتر PAF^۱ شدند.

^۱ Pressiometre Auto Foreur

راث (Wroth, 1973) بیان نمود که به علت بستگی رفتار خاک به تنش، باید تنش در محل اندازه گیری شود. این موضوع منجر به ساخت پرسیومتر خود حفار کمبریج (CSBP) شد. در این نوع پرسیومتر از اصولی استفاده می شود که کمترین بهم خوردگی در اطراف خاک به وجود آید.



شکل ۳-۶- قسمت حفار پرسیومتر خود حفار (Cambridge-Insitu Web Site, 2006)



شکل ۳-۷- پرسیومتر خود حفار و تجهیزات مربوطه [۸۴]

۳-۲-۱- پرسیومتر PAF^۱

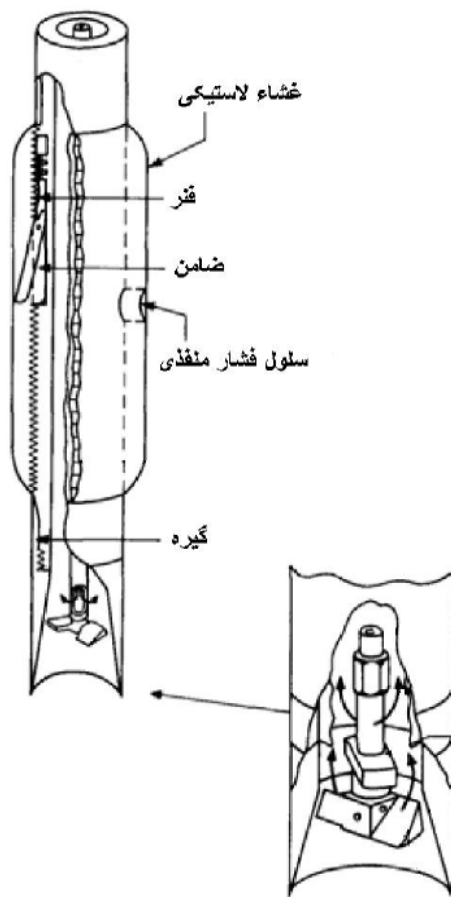
این نوع پرسیومترهای خود حفار در فرانسه ساخته می شوند. اولین نوع پرسیومتر PAF در سال ۱۹۶۸ با نام PAF-68 ساخته شد که دارای سوندی تک سلولی از نوع تغییر حجمی می باشد. قطر آن ۸۹ میلیمتر است و دارای یک میله گردان که سوند را به سطح زمین مرتبط می کند، می باشد.

^۱ Pressiometre Auto Foreur

در سال ۱۹۷۲ سوندی قویتر به قطر ۱۳۲ میلیمتر ساخته شد. مته های حفاری آن به وسیله یک موتور هیدرولیکی که در پشت بخش آزمایش قرار دارد می چرخد (Baguelin et al., 1972). در سال ۱۹۷۶ نیز سوند قابل انفصال ساخته شد که در آن برای شرایط مختلف زمین از سرمته های مناسب استفاده می شود.

۳-۲-۲- پرسیومتر خود حفار کمبریج^۱

پرسیومتر خود حفار کمبریج در سال ۱۹۷۱ در دانشگاه کمبریج انگلستان ساخته شد در سال ۱۹۷۵ تکمیل گردید. اکنون انواع مختلف و پیشرفته تری از آن ساخته می شود.



شکل ۳-۸ - پرسیومتر خود حفار کمبریج (Windle and Wroth, 1977)

¹ Cambridge Self-Boring Pressuremeter

دو نوع مختلف از پرسیومتر خود حفار کمبریج وجود دارد :

الف- پرسیومتر انبساطی^۱

ب- پرسیومتر سلول بار^۲

پرسیومتر انبساطی وسیله ای است که موجب انبساط حفره اطراف دستگاه شده و فشار مورد نیاز برای تغییر شعاع را اندازه گیری می کند.

پرسیومتر سلول بار دستگاهی است که اگر در موقعیت مناسب قرار گیرد، فشارهای وارد بر بیرون دستگاه را احساس می کند، بنابراین تنش کل و فشار آب حفره ای برجا را به طور پیوسته، نامحدود و در هر مسیر افقی اندازه گیری می کند. این وسیله بارگذاری یا انبساط ندارد.

هر یک از این دو، گمانه مخصوصی را با استفاده از حفار مربوطه حفر می کنند. همچنین هر دو در رسها و ماسه ها به کار برده می شوند و از یک تکنیک مخصوص خود حفاری بهره می برند که در نتیجه آن دستگاه با کمترین مقدار دست خوردگی خاک داخل زمین وارد می شوند. به غیر از لایه ای بسیار نازک از خاک که در تماس مستقیم دستگاه حین برش وجود دارد (در رس ها حدود ۳۰ میکرون)، حالت اصلی خاک بیرون دستگاه پایدار باقی می ماند.

در پروسه خود حفاری یک مته در پائین دستگاه، درون یک کفشک باریک قرار گرفته که قابلیت چرخش دارد. با رانش پیوسته دستگاه درون گمانه خاک بریده شده و خرده خاک ها^۳ توسط جریان آب به سطح زمین منتقل می شوند. جریان سیال در سیکلی بسته بوده و بر خاک بیرون دستگاه تاثیر نمی گذارد.

۱-۲-۳-۳- پرسیومتر انبساطی کمبریج^۴

¹ Expantion Pressuremeter

² Load Cell Pressuremeter

³ Cuttings

⁴ Cambridge Expansion Pressuremeter

پرسیومتر انبساطی در میانه طول دارای یک پوشش چرم مانند است که از غشاء لاستیکی محافظت می کند. آزمایش با اعمال فشار گاز به درون غشاء، به عنوان یک حفره ایجاد شده در خاک و اندازه گیری تغییرات شعاع انجام می گیرد. فشاری که در آن غشاء از بدنه صلب دستگاه بیرون می زند، تنش کل برجا را منعکس می کند. دو سلول فشار که با انبساط غشاء حرکت می کنند یک قرائت پیوسته از فشار منفذی به دست می دهند. این آزمایش به صورت معمول در حالت کرنش ثابت انجام می گیرد.



شکل ۳-۹ - تجهیزات پرسیومتر خودحفران انبساطی کمبریج (Cambridge-Insitu Web Site , 2006)

تمام اندازه گیری های انجام شده به وسیله این دستگاه توسط یک کابل از درون لوله انتقال فشار به سطح منتقل می شوند. در سطح، این داده ها بلافاصله قابل خواندن، ترسیم، چاپ و ذخیره می باشند. از داده های خوانده شده پرسیومتر انبساطی منحنی هایی به دست می آید که

بعضی پارامترهای مهم قابل دستیابی هستند. باید توجه داشت که تنش های به دست آمده تنش های کل هستند نه موثر.

برای به دست آوردن نمودار تنش برشی - کرنش برشی خاک چندین روش تحلیل از روش گرافیکی مستقیم تا روش های کامپیوتری وجود دارد.

۳-۲-۲-۲-۲ پرسیومتر سلول بار شش سلولی کمبریج^۱

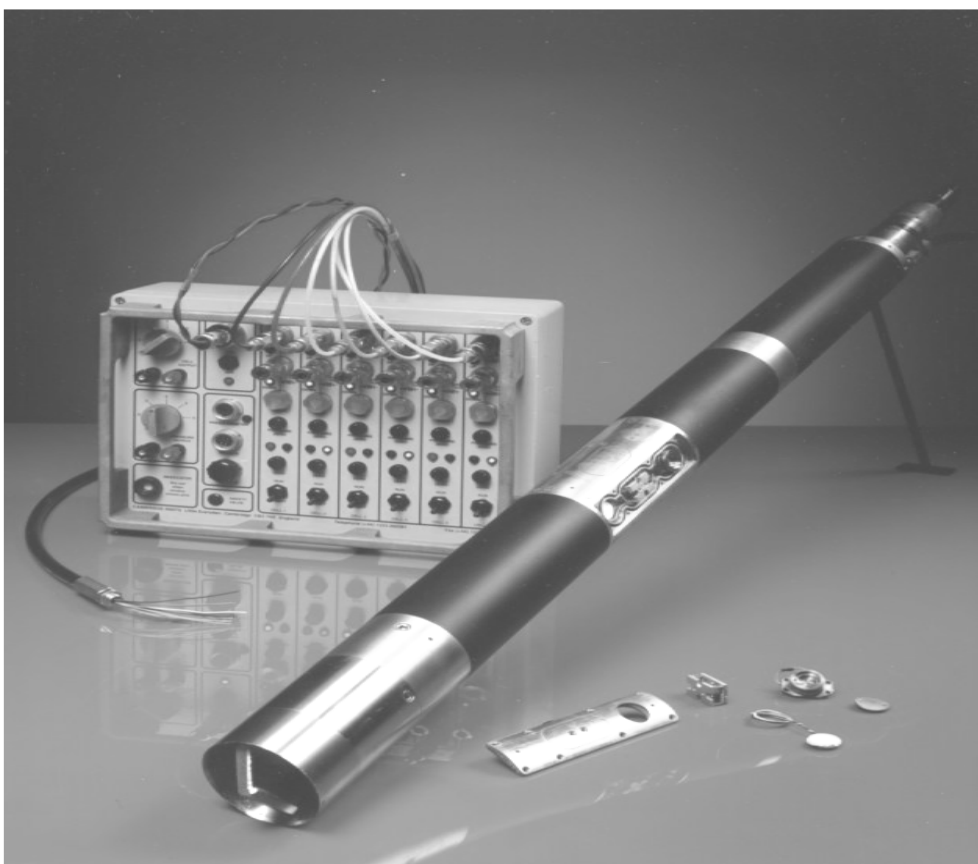
در طراحی سازه هایی مانند دیوارهای حائل، تونلهای برشی و پوششی و تونلهای حفاری شده در رسهای فوق تحکیم لازم است اطلاعات دقیق و قابل اعتمادی از تنشهای جانبی در زمین در دسترس باشد.

با استفاده از وسیله ای خود حفار که با سلول های بار در بیرون سطح محدب آن ترکیب شده، می توان اطلاعات بهتری از تنش های برجا به دست آورد. دستگاه اولیه راث و هوگر (Wroth & Hughes, 1973) دارای دو سلول بار در دو جهت مخالف می باشد که به منظور ثابت نگه داشتن فشار بیرون سلول های بار در حد صفر، آنها از درون تحت فشار گاز قرار می گیرند.

پرسیومتر سلول بار قابل حمل که در دانشگاه کمبریج به صورت تحقیقاتی طراحی و ساخته شده، شامل شش سلول بار است که به طور مساوی در اطراف سوند قرار گرفته اند و هر سلول دارای کنترل فشار مخصوص به خود می باشد. همچنین هر سلول، مبدل فشار کل و مبدل فشار منفذی یک فیلتر سرامیکی دارد. قرائت دستگاه به صورت مستقیم صورت می گیرد و ویژگی خشی سلولها به طور چشمگیری اثرات فاکتور عمل سلول را کاهش می دهد. این سوند هم قطر پرسیومتر خود حفار کمبریج ساخته شده است، بنابراین از همان تجهیزات حفاری قبلی می توان استفاده نمود. سلولهای استفاده شده در این مدل از نظر طراحی شبیه مبدل تنش تماسی آرتور و روسکو (Arthor & Rosco, 1961) می باشند. سلولها طوری طراحی شده اند که نسبت به تنش نرمال حساس بوده و به تنش برشی حساسیت نداشته باشند.

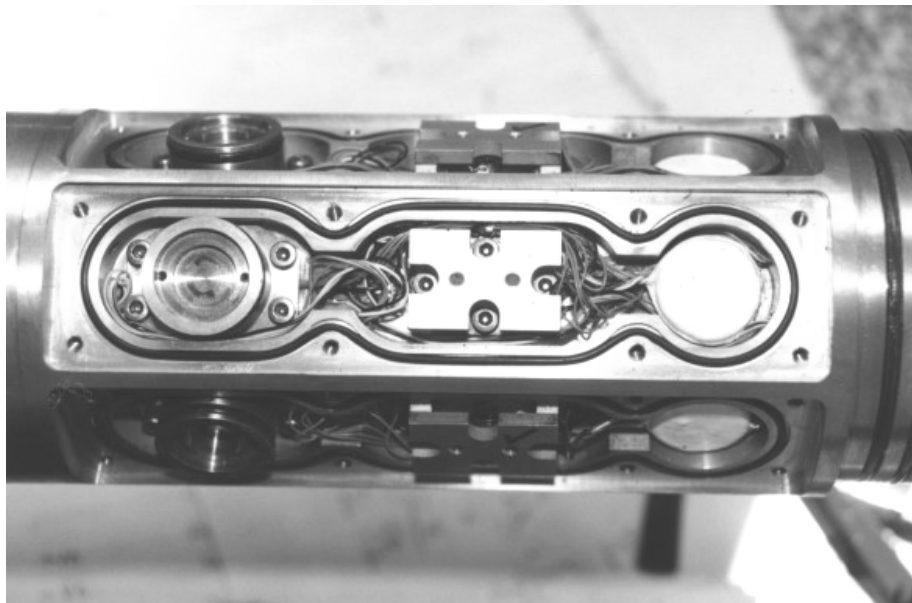
¹ Cambridge Six Cell Load Cell Pressure meter

با اعمال تنش خارجی بر دستگاه و تغییر با عمق، فشار گاز داخلی در هر سلول، به صورت خودکار به وسیله سیستم کنترل در سطح برای نگاه داشتن سلول در یک صفر اسمی، تطبیق می یابد. در طول حفاری و هنگام آزمایش در هر عمق، فشار گاز داخلی در تعادل با تنش خارجی خاک می باشد.



شکل ۳-۱۰- پرسومتر سلول بار شش سلولی کمبریج (Cambridge-Insitu Web Site, 2006)

شش پیزومتر دارای المانهای سرامیکی جدا شدنی ورود هوا هستند که قبل از استفاده باید هواگیری شوند. پشت المانهای سرامیکی هر پیزومتر یک دیافراگم کرنش سنج برای اندازه گیری فشار آب منفذی قرار دارد. پیزومترها به صورت قرائت مستقیم طراحی شده و از نظر تکنولوژی مانند پرسیومتر انبساطی می باشند.

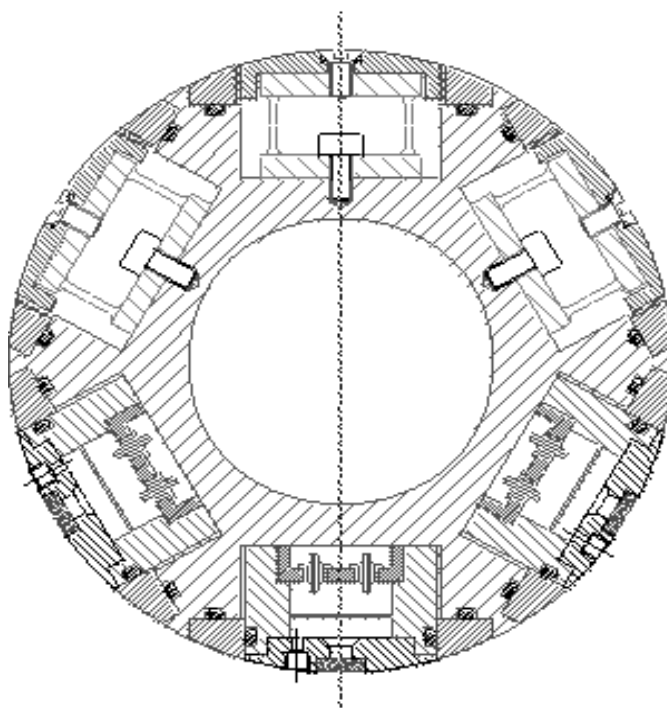


شکل ۳-۱۱- سلولهای پرسیومتر سلول بار شش سلولی کمبریج (Cambridge-Insitu Web Site, 2006)

پرسیومتر با کمک سیلندر، که قادر است فشار خارجی مشخصی را به طور همزمان به هر شش کلاستر سلول اعمال کند، کالیبره می گردد. پیزومترها که وسایل قرائت مستقیم هستند به وسیله اعمال فشار در پله های افزایشی بیش از ۸۰۰ kPa کالیبره می شوند. ولتاژ خروجی برای هر افزایشی در مقابل فشار اعمالی ترسیم شده و سپس بهترین تطبیق برای کالیبراسیون هر پیزومتر تعیین می گردد. به دلیل نفوذ پذیری سرامیکها، برای برطرف کردن هر اثر ممکن بر زمان پاسخ پیزومترها، المانهای سرامیکی هنگام کالیبراسیون برداشته می شوند. سلول های بار با اعمال فشار گاز به سیلندر در پله های ۱۰ kPa تا ماکزیمم ۵۰ kPa کالیبره می شوند.

سلول های تنش کل فشار گاز تعادل داخلی را اندازه گیری می کنند، با تزریق مستقیم گاز به پرسیومتر و عبور از سیستم کنترل میزان فشار مشخص می شود. به طور همزمان فشار گاز یکسانی به دستگاه و سیلندر کالیبراسیون خارجی اعمال می گردد تا از فشار تفاضلی اضافه بارگذاری سلول های بار جلوگیری شود.

مزیت پرسیومتر سلول بار این است که چون قرائت دستگاه به صورت مستقیم صورت می گیرد، تنشهای جانبی به سادگی از خروجی های سلول دریافت می گردد و نیازی به تفسیر پیچیده داده ها نمی باشد، همچنین پرسیومتر سلول بار عملکرد مناسبی را در حین آزمایشهای محلی با تنش های جانبی اندازه گیری شده از آزمایشهای قبلی نشان می دهد.



شکل ۳-۱۲- مقطع یک سلول بار (Cambridge-Insitu Web Site, 2006)

۳-۳-۳- پرسیومترهای تغییر مکانی^۱

جزکوئل و همکاران (Jezequel et al., 1982) پرسیوپترومتری ساختند که برای استفاده های دریایی کاربرد داشت. این پرسیومتر شامل یک پیزوکن^۲، 10 cm^2 و سوندی با قطری معادل قطر مخروط بالایی آن می باشد. سوند تک سلولی این دستگاه از نوع تغییر حجمی است (تغییر حجم

^۱ Displacement pressuremeters

^۲ Piezocone

سلول اندازه گیری می شود) که می تواند فشاری برابر ۲/۵ مگا پاسکال را تحمل کند. این سوند دارای ظرفیت کرنش حجمی ۱۰۰ درصد است. وایتز و همکاران (Withers et al., 1986) پرسیومتری تغییر مکانی با قطر ۴۴ میلیمتر و طول ۱ متر ساختند که طول قسمت منبسط شونده ۴۵ سانتی متر بود.

برای پرسیومتر های تغییر مکانی دو نوع زیر را می توان نام برد :

الف - پرسیومتر رانشی^۱ (PIP)

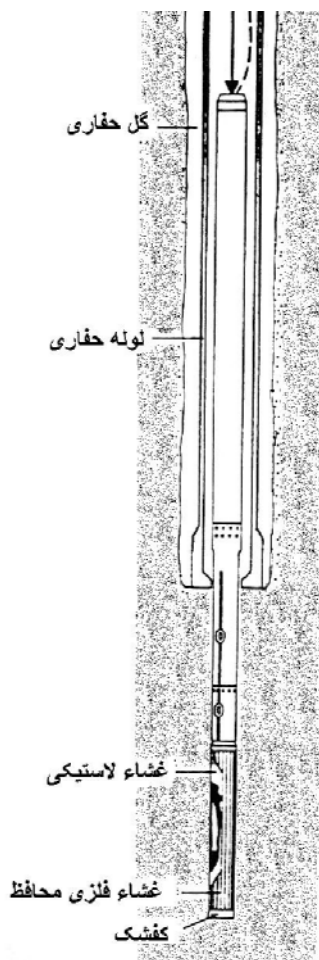
ب - پرسیومتر مخروطی^۲

۱-۳-۳-۳- پرسیومتر رانشی (PIP)

پرسیومتر رانشی توسط هندرسون (Henderson, 1979) در مرکز تحقیقات مسکن انگلستان طراحی و ساخته شد. این نوع پرسیومتر در ابتدا برای تحقیقات و کاوشهای برجها در سواحل به کار رفت.

¹ Push-In Pressuremeter

² Cone Pressuremeter

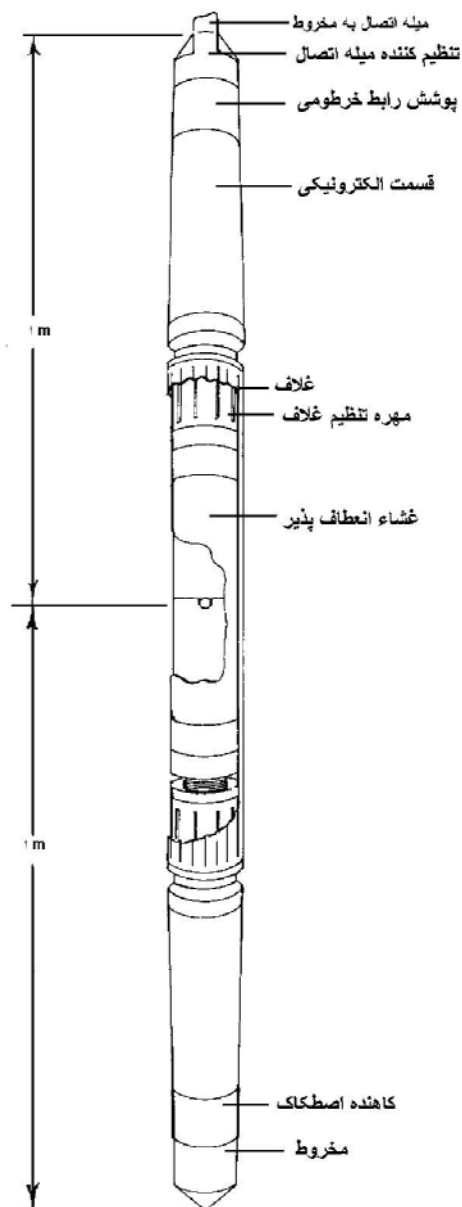


شکل ۳-۱۳- پرسیومتر *PIP* [۸۴]

۳-۳-۲- پرسیومتر مخروطی کمبریج^۱

پرسیومتر مخروطی کمبریج ۲ متر طول و قطر ۴۳/۷ میلیمتری دارد که نیم متر میانی آن با یک غشاء الاستیک پوشیده شده است. سوند در پایین به مخروطی با سطح ۱۵ cm^2 متصل شده است و در بالا به میله های معمول CPT وصل می شود. از درون میله ها یک لوله خرطومی مخصوص فشار و کابل انتقال سیگنالهای الکتریکی به تجهیزات ثبت، عبور می کند.

^۱ Cambridge Cone Pressuremeter



شکل ۳-۱۴ - پرسیومتر مخروطی کمبریج (Cambridge-Insitu Web Site, 2006)

هنگام آزمایش پرسیومتری گاز نیتروژن خشک از طریق خرطومی به درون پرسیومتر وارد و غشاء در یک حالت کنترل شده منبسط می شود. فشار اعمال شده و تغییر مکان حفره (تغییر شعاع غشاء) به وسیله مبدلهایی اندازه گیری و ثبت می شود. مبدل فشار از یک گیج کرنش دیافراگمی و مبدل تغییر مکانی از یک اهرم محوری تشکیل شده که از یک انتها به دیواره داخلی غشاء مرتبط می شود و دارای فنری است که آن را مجبور به تبعیت از جابه جایی غشاء می کند. درون سوند یک سری قطعات الکترونیکی وجود دارد که ولتاژ کرنش سنج ها را تنظیم و سیگنال مشابه خروجی از مبدلها را تقویت می کنند. پرسیومتر مخروطی کمبریج و تمام تجهیزات الکترونیکی آن با برق ۱۲ ولتی باتری ماشین کار می کنند.

سیستم ثبت داده پرسیومتر مخروطی از سه بخش تشکیل شده است :

الف_ واحد ارتباط^۱ : این قسمت نیروی الکتریکی لازم را برای تجهیزات درون گمانه تامین می کند. همچنین سیگنالهای بازگشتی از سوند را هر پنج دقیقه اسکن کرده و آنها را به میکروپروسسور انتقال می دهد، سپس این سیگنالهای آنالوگ به کدهای دیجیتالی تبدیل شده و به صورت سیگنال RS232 از آن خارج و به کامپیوتر منتقل می شود.

ب_ کامپیوتر: سیگنالهای RS232 خروجی از واحد مشترک توسط کامپیوترها قابل خواندن می باشند و توسط یک برنامه ثبت داده پردازش می شوند. خروجی این برنامه نمودار فشار در مقابل تغییر مکان می باشد.

ج _ واحد کنترل کرنش^۲ : انقباض و انبساط غشاء حین آزمایش پرسیومتری به صورت خودکار توسط این واحد انجام می گیرد. این بخش دارای یک جفت دریچه سلونوئید^۳ برای ورود گاز به پرسیومتر می باشد. این دریچه ها به وسیله سیستم الکترونیکی کنترل می شوند.

¹ Interface Unit

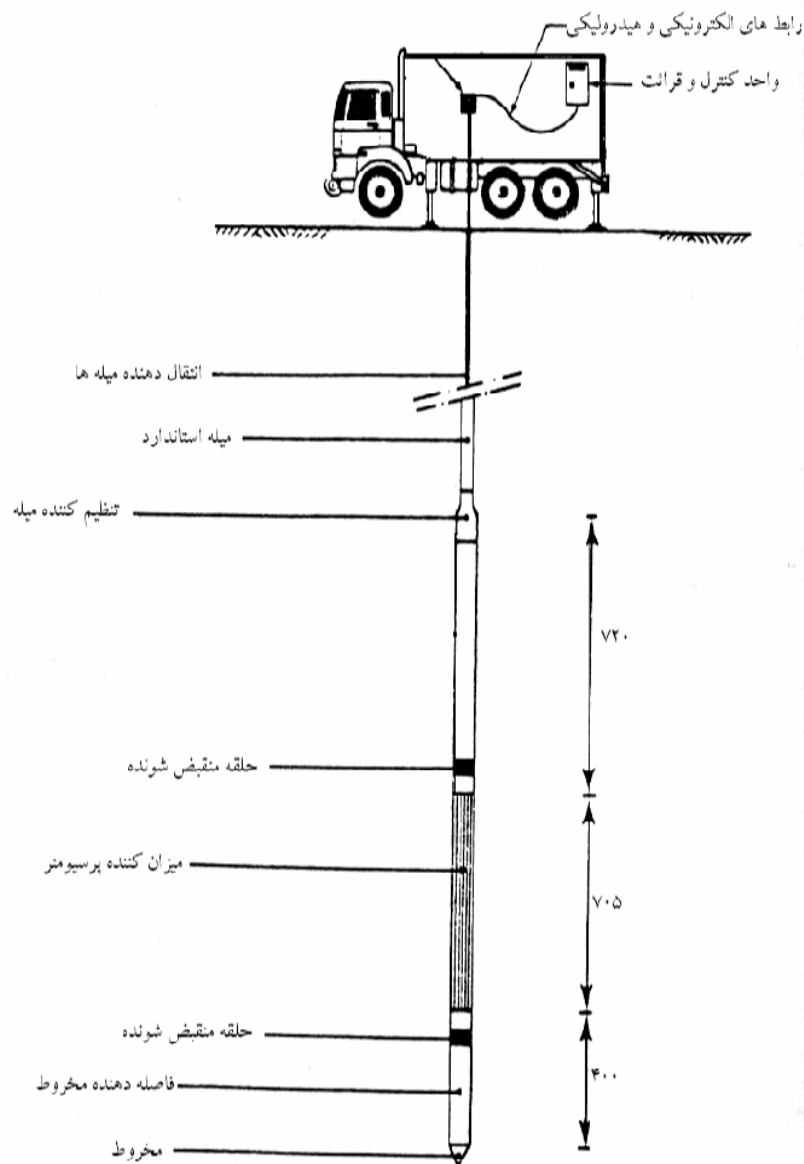
² Strain Control Unit

³ Solenoid Valve



شکل ۳-۱۵- تجهیزات پرسیومتر مخروطی کمبریج (Cambridge-Insitu Web Site, 2006)

به طور معمول این پرسیومتر با کمک تجهیزات CPT به درون زمین رانده می شود. حداکثر نیرو نباید بیش از ۱۵ تن باشد. معمولاً از یک کامیون ۲۰ تنی استفاده می شود. در صورت نبود کامیون CPT و نرم بودن خاک، از وسایل ساده تر هم می توان استفاده نمود.



شکل ۳-۱۶- قرار دادن پرسیومتر مخروطی درون زمین [۸۴]

۴-۱- مقدمه

در شرایط مطلوب آزمایش پرسیومتری را به شکل حفره ای منبسط شونده در محیطی پیوسته الاستو پلاستیک مدل می کنند. خاک ها و سنگها دارای طبیعت چند فازی هستند و روش جایگذاری پرسیومتر در گمانه نیز بر روی تفسیر نتایج تاثیر دارد، لذا تفسیر عملی پرسیومتری پیچیده می باشد.

دو راهکار برای تفسیر نظری نتایج آزمایش پرسیومتری وجود دارد. در روش اول یک مدل رفتاری را برای خاک فرض کرده و سپس با کمک معادله ای منحنی آزمایش را به طور تقریبی برازش می کنند. در روش دوم، یک تابع ریاضی را روی منحنی آزمایش تطبیق می دهند و پارامترها را با استفاده از یک مدل رفتاری مناسب، از آن تابع به دست می آورند. به طور معمول در تحلیل دو فرضیه وجود دارد: اول، محیط زهکشی نشده است که در اینصورت تغییر حجمی در زمین رخ نمی دهد. دوم، محیط کاملاً زهکشی شده است. در بعضی از تحلیل ها، نظیر تحلیلهای تحکیم در رس، یک زهکشی جزئی را اجازه می دهند.

تحلیل های ارائه شده در اینجا بر پایه تئوری کرنش های کوچک^۱ قرار دارند، هر چند آزمایشهای پرسیومتری قادرند کرنش هایی تا ۵۰ درصد را در دیواره حفره آزمایش ایجاد کنند. بعضی از محققین انبساط حفره را در مصالح قابل تراکم و اتساع، به منظور به حساب آوردن اثرات کرنش های بزرگ مورد بررسی قرار دادند. آنها دریافتند که مصالح غیر قابل تراکم، مانند رس های زهکشی نشده، برای هر دو تئوری کرنش های کوچک و بزرگ جواب مشابهی دارد. مقایسه مصالح قابل اتساع نشان داده که این موضوع برای این مصالح به زاویه اتساع و سطح کرنش بستگی دارد. با وجود این برای مقاصد عملی تئوری کرنش های کوچک کافی می باشد.

۴-۲- توزیع تنش و کرنش

در حالت ایده آل فرض می شود که سوند پرسیومتر بدون بهم خوردگی خاک اطراف، درون زمین قرار گیرد و بصورت قائم و با نسبت طول به قطر خیلی زیاد باشد به طوریکه بتوان آنرا به عنوان

^۱ Small strain theory

یک استوانه با سطح مقطع کاملاً دایروی و طول نامحدود مدل نمود. همچنین فرض می شود که خاک همگن و ایزوتروپیک باشد.

در ابتدای آزمایش فرض می شود شعاع سوند (که همان شعاع حفره آزمایش است)، a_0 بوده و فشار داخلی P_0 مساوی تنش افقی در محل (σ_h) می باشد. با افزایش فشار اعمالی از P_0 به P_i شعاع حفره در جهت شعاعی به a_i افزایش می یابد. چون طول حفره به مقدار قابل ملاحظه ای از قطرش بزرگتر است، تمامی جابجایی ها در جهت شعاعی فرض می شود. از آنجا که خاک همگن و ایزوتروپیک فرض شده است، می توان از تقارن محوری استفاده نمود و انبساط در این حالت به صورت کرنش صفحه ای خواهد بود. اگر تنش قائم قبل از آزمایش، تنش اصلی باشد تنش های شعاعی، محیطی و قائم اطراف حفره نیز تنش های اصلی خواهند بود.

یک المان از خاک به ضخامت δ_r و به فاصله r از مرکز حفره در نظر می گیریم که در معرض تنش های اصلی σ_r ، σ_θ و σ_v قرار دارد. معادله تعادل برای این المان توسط تیموشنکو و گودیر (Timoshenko and Goodier, 1968) به صورت زیر نشان داده شده است:

$$d\sigma_r/dr = -(\sigma_r - \sigma_\theta)/r \quad (1-4)$$

با افزایش فشار از P_0 به P_i شعاع داخلی المان به $r+y$ و ضخامت به $\delta_r + \delta_y$ رسیده و محیط المان از $2\pi r$ به $2\pi(r+y)$ افزایش می یابد. بنابراین کرنش محیطی کششی (ϵ_θ) عبارتست از:

$$\epsilon_\theta/r = y \quad (2-4)$$

ضخامت المان به اندازه δ_y تغییر می کند، بنابر این کرنش شعاعی (ϵ_r) بصورت زیر خواهد شد:

$$\epsilon_r = \delta_y / \delta_r \quad (3-4)$$

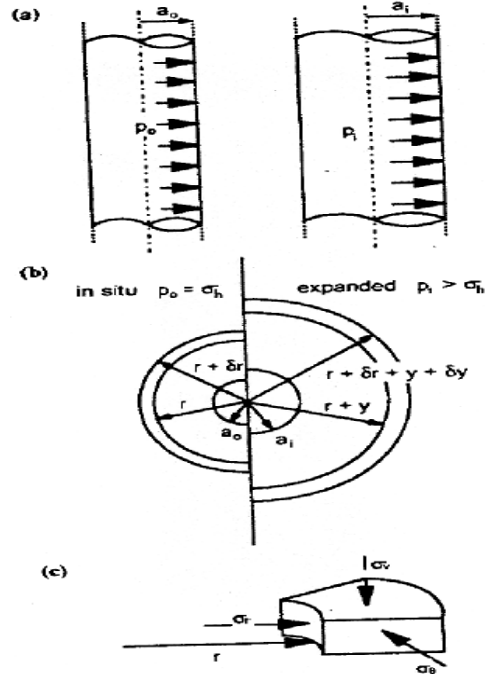
متغیرهایی که در آزمایش اندازه گیری می شوند، فشار اعمالی (P) و شعاع غشاء (a) هستند. کرنش محیطی در دیواره حفره آزمایش به کرنش حفره ای ϵ_c مربوط می باشد که آن هم به صورت زیر تعریف می شود:

$$\epsilon_c = (a - a_0) / a_0 \quad (4-4)$$

در بعضی موارد حجم حفره در طی آزمایش اندازه گیری می شود. ارتباط تغییرات حجم (ΔV) با کرنش حفره ای با رابطه زیر بیان می گردد:

$$\frac{\Delta V}{V} = 1 - \frac{1}{(1 + \epsilon_c)^2} \quad (5-4)$$

که در این رابطه V برابر حجم حفره می باشد.



شکل ۴-۱- (a) انبساط یک حفره استوانه ای، (b) انبساط المانی در شعاع r ، (c) تنشهای المان در شعاع r

فرض می شود که در یک فاصله ای از سوند کرنش و تغییرات تنش شعاعی صفر می شود. با این فرض خواهیم داشت: $\sigma_v = \sigma_r = \sigma_\theta$ و $\delta_y = 0$. این فرض برای به دست آوردن رابطه بین تنش و کرنش در قبل و بعد از تسلیم لازم می شود.

۳-۴- خاک الاستیک

با فرض انبساط حفره در یک خاک الاستیک خطی و ایزوتروپ و پیروی از قانون هوک، کرنش های اصلی شعاعی، محیطی و محوری با روابط زیر با تغییرات تنش های اصلی ارتباط پیدا می کنند:

$$\begin{aligned} E\varepsilon_r &= \Delta\sigma_r - \nu(\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z) \\ E\varepsilon_\theta &= \Delta\sigma_\theta - \nu(\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_r) \\ E\varepsilon_z &= \Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_r) \end{aligned} \quad (4-6)$$

در روابط فوق E ، مدول الاستیسیته و ν ، نسبت پواسون می باشد. چون کرنش عمودی صفر است داریم:

$$\Delta\sigma_z = \nu (\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_r) \quad (۷-۴)$$

با استفاده از روابط قبلی خواهیم داشت:

$$r^2 \frac{d^2 y}{dr^2} + r \frac{dy}{dr} - y = 0 \quad (۸-۴)$$

شرایط مرزی به صورت زیر می باشد:

$$y = 0 \quad , \quad r = \infty \quad \text{در}$$

$$y = (a - a_0) \quad , \quad r = 0 \quad \text{در}$$

تغییر مکان ها و تنش ها در داخل خاک با استفاده از روابط زیر به دست می آیند:

$$y = \varepsilon_c \frac{a_0 a}{r} \quad (۹-۴)$$

$$(۱۰-۴)$$

$$\Delta\sigma_r = \sigma_r - \sigma_h = 2G\varepsilon_c \frac{a_0 a}{r^2} \quad (۱۱-۴)$$

$$\Delta\sigma_\theta = \sigma_\theta - \sigma_h = -2G\varepsilon_c \frac{a_0 a}{r^2}$$

در روابط فوق G مدول برشی خاک است.

کرنش های شعاعی و محیطی در شعاع r مساوی و با علامت مخالف بوده و چون کرنش عمودی نداریم، هیچ گونه تغییر حجمی در زمین نباید وجود داشته باشد. یعنی در حالت الاستیک، تغییر شکل در حجم ثابت صورت می گیرد.

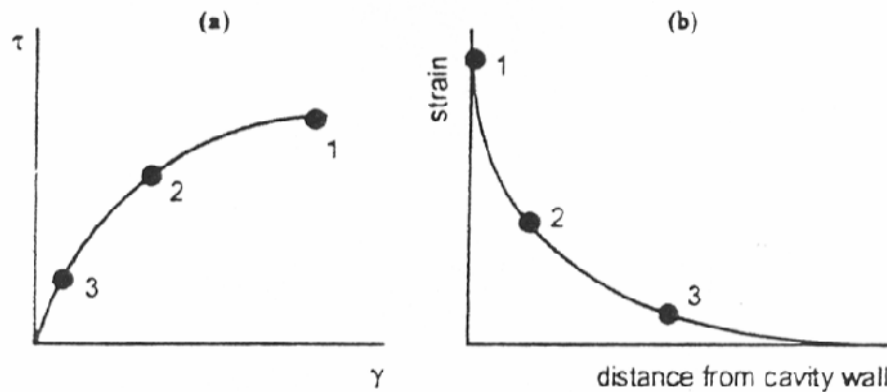
در دیواره حفره $r = a$ و $\sigma_r = P$ می باشد. از آنجا که حین انبساط اولیه، $(a - a_0)$ کوچک می باشد، لذا $a \approx a_0 = r$ و بنابراین معادله (۱۰-۴) را می توان به صورت زیر نوشت:

$$P - \sigma_h = 2G.\varepsilon_c \quad (۱۲-۴)$$

در نتیجه مدول برشی اولیه مصالح ایزوتروپیک و الاستیک خطی را می توان به سادگی با اندازه گیری تغییر مکان دیواره حفره و تغییرات فشار مسبب آن تغییر مکان ها در ابتدای آزمایش، تعیین نمود:

$$G = 0.5 \frac{P - \sigma_h}{\varepsilon_c} \quad (۱۳-۴)$$

گرفت، هر چند که بزرگی تغییر شکل بین المانها و در زمانهای مختلف متفاوت است (شکل ۴-۲). تغییر شکل هر المان با مجذور شعاع تغییر خواهد کرد.



شکل ۴-۲- تغییرات بزرگی کرنش در خاک مجاور حفره منبسط شده: (a) منحنی تنش-کرنش؛ (b) تغییرات کرنش در خاک با فاصله از دیواره حفره منبسط شده

سختی در فصل مشترک زمین و غشاء برابر مجموع اثرات همه المان ها از فصل مشترک تا بینهایت می باشد. پالمر (Palmer, 1972)، لادنی (Ladanyi, 1972) و باگولین و همکاران (Baguelin et al., 1972) به طور مستقل نشان داده اند که تنش برشی τ از رابطه زیر به دست می آید:

$$\tau = 0.5 \varepsilon_c (1 + \varepsilon_c) (2 + \varepsilon_c) \frac{dP}{d\varepsilon_c} \quad (۱۷-۴)$$

معادله فوق پاسخ کامل تنش برشی-کرنش برشی را در دیواره حفره بیان می کند. برای کرنشهای کوچک معادله (۱۷-۴) را می توان به طور تقریبی به صورت زیر نوشت:

$$\tau = \varepsilon_c \frac{dP}{d\varepsilon_c} \quad (۱۸-۴)$$

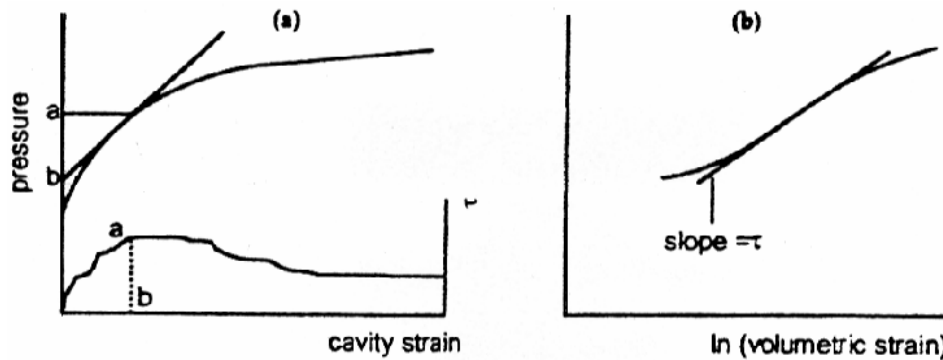
یعنی در هر کرنش، تنش برشی مساوی شیب منحنی فشار-کرنش حفره ای ضربدر کرنش حفره ای می باشد. و یا به طور ساده تر، تنش برشی مساوی اختلاف فشار (ab در شکل ۴-۳) از نقطه تقاطع خط شیب منحنی تنش-کرنش و محور عمودی تا فشار در همان کرنش می باشد. این

مطلب اساس روش زیر تانژانت^۱ است که از آن برای تعیین منحنی تنش برشی - کرنش استفاده می شود.

معادله (۱۸-۴) بر حسب کرنش حجمی به صورت زیر خواهد شد :

$$\tau = \frac{dP}{d(\ln(\frac{\Delta V}{V}))} \quad (19-4)$$

در این حالت تنش برشی مساوی شیب منحنی فشار در مقابل لگاریتم کرنش حجمی خواهد بود (شکل ۳-۴-ب).



شکل ۳-۴- به دست آوردن منحنی تنش - کرنش از: a - منحنی فشار در مقابل کرنش حفره ای
b - منحنی فشار در مقابل کرنش حجمی

۴-۴-۲- خاک الاستو پلاستیک

با توجه به شکل (۴-۴) تنش (τ) در حالت پلاستیک کامل ثابت بوده و مقدارش برابر مقاومت برشی زهکشی نشده (S_u) خواهد شد. در حالتی که رفتار خاک الاستیک باشد، رابطه زیر برقرار خواهد بود :

$$P - \sigma_h = S_u \quad (20-4)$$

در شروع تسلیم خاک کرنش حجمی طبق رابطه زیر به دست می آید :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{S_u}{G} \quad (21-4)$$

¹ Sub Tangent

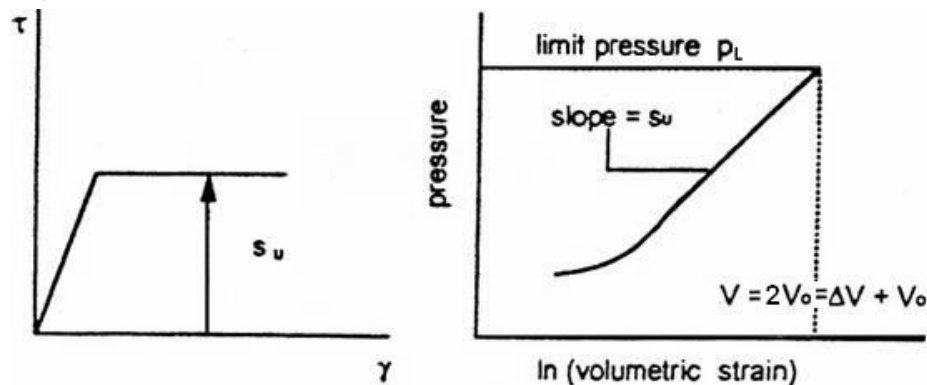
تغییر فشار حین انبساط حفره ای مصالح الاستو پلاستیک را می توان با انتگرالگیری از معادله (۱۹-۴) نسبت به $\ln(\Delta V/V)$ ، به صورت زیر به دست آورد:

$$P - \sigma_h = S_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{S_u}\right) + \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right) \right] \quad (22-4)$$

برای رابطه فوق ماکزیمم مقدار $\Delta V/V$ ، مساوی ۱ می باشد که مربوط به زمانی است که تغییر حجم برابر حجم اولیه باشد (شکل ۴-۴). فشار در آن نقطه به عنوان فشار حدی^۱ (P_L) شناخته می شود.

$$P_L - \sigma_h = S_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{S_u}\right) \right] \quad (23-4)$$

رابطه فوق که برای برقراری رابطه بین فشار حدی و مقاومت برشی به کار می رود توسط منارد مطرح شد.



شکل ۴-۴ - روش به دست آوردن مقاومت برشی زهکشی نشده از منحنی فشار - کرنش حجمی

بنابراین معادلات (۱۲-۴) و (۲۳-۴)، منحنی کامل بارگذاری را برای آزمایشی در یک مصالح غیر قابل تراکم الاستیک خطی را توصیف می کنند. در این حالت معادله (۱۲-۴) بین حدود زیر قابل استفاده است:

$$\sigma_h < P < S_u + \sigma_h \quad (24-4)$$

و معادله (۲۳-۴) بین حدود زیر به کار می رود:

$$S_u + \sigma_h < P < P_L \quad (25-4)$$

¹ Limit Pressure

جفریز (Jefferies, 1988) این مطلب را جهت به دست آوردن قسمت باربرداری منحنی توسعه داد. قسمت بارگذاری با معادله (۲۲-۴) بیان می گردد که می توان آن را برحسب تغییر مکان به صورت زیر بیان نمود:

$$P - \sigma_h = S_u \left\{ 1 + \ln \left[\left(\frac{G}{S_u} \right) \left(1 - \frac{a_0}{a} \right)^2 \right] \right\} \quad (26-4)$$

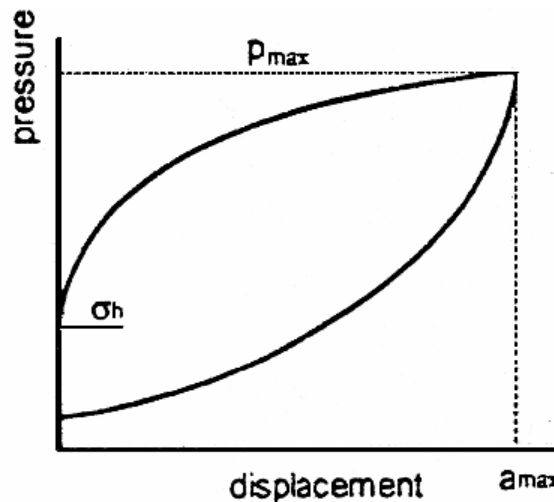
در حین مرحله باربرداری، رس به صورت الاستیک باربرداری خواهد شد، به طوریکه:

$$P - P_{\max} = 2G \left[\frac{(a - a_{\max})}{a_{\max}} \right] \quad (27-4)$$

در رابطه فوق $P_{\max}$ ، ماکزیمم فشار در انتهای قسمت بار گذاری است (شکل ۴-۵) و $a_{\max}$ ، ماکزیمم تغییر مکان در پایان قسمت بارگذاری است. گسیختگی در انقباض زمانی روی خواهد داد که:

$$P - P_{\max} = (1 + \beta) S_u \quad (28-4)$$

β نسبت مقاومت زهکشی نشده درباربرداری، به مقاومت زهکشی نشده دربارگذاری است.



شکل ۴-۵- منحنی بارگذاری - بار برداری در آزمایش پرسیمتری ایده آل

منحنی باربرداری پلاستیک با رابطه زیر بیان می گردد:

$$P - P_{\max} = -S_u [(1 + \beta) - \ln \{ 1 - \left(\frac{a}{a_{\max}} \right)^2 \} \left[\frac{G}{(1 + \beta) S_u} \right]] - \beta \ln \{ \left[\left(\frac{a}{a_{\max}} \right)^2 - 1 \right] \left[\frac{G}{(1 + \beta) S_u} \right] \} \quad (29-4)$$

جفریز از آزمایشهای سه محوره با متوسط تنش کل ثابت بر روی نمونه های رسی، مقدار β را مساوی 0.83 به دست آورد. برای مقاصد عملی، β را می توان مساوی ۱ در نظر گرفت که با این فرض رابطه فوق به صورت زیر خواهد شد:

$$P - P_{\max} = -2S_u \left\{ 1 + \ln \left[\left(\frac{G}{2S_u} \right) \left(\frac{a_{\max}}{a} - \frac{a}{a_{\max}} \right) \right] \right\} \quad (30-4)$$

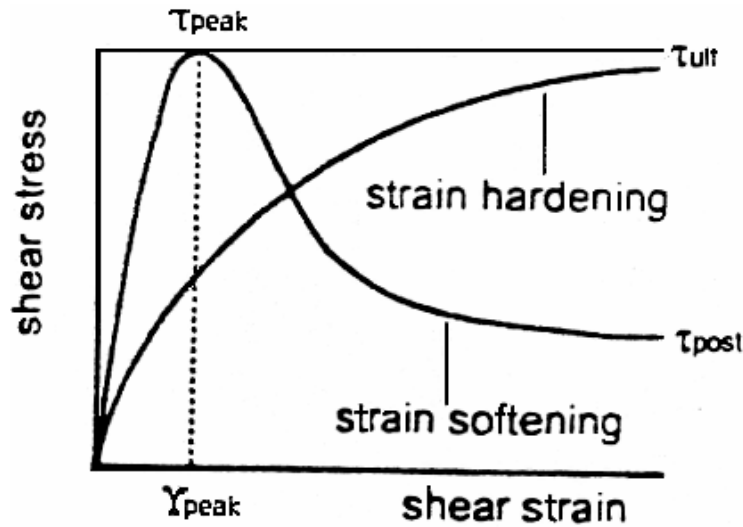
۳-۴-۴- مصالح غیر خطی^۱

رابطه عمومی (۳۴-۱۸) برای تغییرات تنش برشی با کرنش در عمل دارای محدودیت در استفاده خواهد بود و آن به دلیل نوسانات داده های آزمایش و به هم خوردگی هنگام جایگذاری می باشد. این مطلب باعث به دست آوردن مقادیر غیرمعقول و زیاد برای تنش پیک و نوسان در منحنی تنش-کرنش می شود. از اینرو می توان یک منحنی را روی داده های آزمایش برازش داده و آن منحنی را تحلیل نمود. این روش، نوسانات تنش را از بین خواهد برد ولی بر اثرات جاگذاری سوند غلبه نمی کند.

در مدل الاستوپلاستیک برآورد سختی و مقاومت متوسط ممکن است، اما این مدل رفتار غیرخطی و نرم شوندگی^۲ را در نظر نمی گیرد. مدلهای غیر خطی زیادی ارائه شده است که بیشتر آنها به صورت مدل هذلولی هستند.

^۱ None-Linear Materials

^۲ Strain Softening



شکل ۴-۶- منحنی های تنش- کرنش مطرح شده توسط Prevost and Hoeg (1975)

پروست و هوگ (Prevost and Hoeg, 1975) مطابق شکل (۴-۶) دو رابطه مطرح کردند که یکی برای خاکهای با رفتار سخت شونده و دیگری برای خاکهای با رفتار نرم شونده می باشد. تنش برشی برای خاکهای سخت شونده تابعی از کرنش برشی می باشد:

$$\tau = \gamma \cdot \tau_{ult} / (\alpha + \gamma) \quad (۴-۳۱)$$

که α یک ثابت و τ_{ult} مقاومت برشی زهکشی نشده نهایی در هنگام بارگذاری می باشد. توزیع تنش و کرنش که در قسمت ۴-۲ ارائه شد در ترکیب با معادله (۴-۳۱) منجر به تعریف منحنی انبساط حفره خواهد شد. این منحنی عبارتست از:

$$P = \sigma_h + \left(\frac{1}{3}\right) \tau_{ult} + \ln \left[1 + \frac{2\varepsilon_c}{\alpha_1} \right] \quad (۴-۳۲)$$

رابطه بین τ و γ در خاکهای با رفتار نرم شونده به صورت زیر می باشد:

$$\tau = A \left(\frac{B\gamma^2 + \gamma}{1 + \gamma} \right) \quad (۴-۳۳)$$

در رابطه فوق B یک ثابت تجربی بوده و به صورت زیر تعریف می گردد:

$$\gamma_{peak} = B + (1 + B^2) \quad (۴-۳۴)$$

که در آن γ_{peak} کرنش برشی در تنش برشی پیک می باشد. مقاومت پیک با جایگذاری معادله (۴-۳۴) در معادله (۴-۳۳) به دست می آید. مقاومت پس از گسیختگی مساوی AB است. منحنی انبساط حفره به وسیله رابطه زیر بیان می شود:

$$P = \sigma_h + \left(\frac{A}{3}\right)\left[\left(\frac{B}{2}\right)\ln\left(1 + \frac{4\varepsilon_c^2}{3}\right) + \tan^{-1}\left(\frac{2\varepsilon_c}{3}\right)\right] \quad (۴-۳۵)$$

از اینرو برای خاکهای سخت شونده در به دست آوردن بهترین برازش، باید α و τ_{ult} را تنظیم نمود. در خاکهای نرم شونده A و B آنقدر کم و زیاد می شوند تا معادله (۴-۳۵) بر داده های آزمایش برازش مناسبی پیدا کند. سپس از روی آن، پارامترهای مهندسی خاک تعیین می شوند.

معادلات (۴-۳۱) و (۴-۳۳) شامل ثابت های غیر مهندسی می باشند. انتخاب این ثابت ها نه تنها باید معیار بهترین برازش را ارضاء نماید، بلکه باید هنگام استفاده از معادلات (۴-۱۵) و (۴-۱۶) برای به دست آوردن G، مقادیر واقعی برای سختی به دست دهد. چاره این کار تعریف رفتار خاک با استفاده از پارامترهای مهندسی خاک می باشد.

مدلهای هذلولی توسط دنی و کلاف (Denby and clough, 1980) و فریرا و روبرتسون (Ferreira and Robertson, 1992)، براساس مقاومت و سختی مطرح شده اند. دنی و کلاف، یک رابطه هذلولی را براساس مدل رفتاری دانکن و چنگ^۱، به شکل زیر در نظر گرفتند:

$$\tau = \frac{\varepsilon_c}{\frac{1}{2G_i} + \frac{R_f}{S_u} \varepsilon_c} \quad (۴-۳۶)$$

که R_f نسبت مقاومت حقیقی به مقدار در مدل دانکن و چنگ می باشد و G_i مدول برشی اولیه است.

منحنی انبساط حفره عبارتست از:

$$\frac{d\varepsilon_c}{dP} = \frac{1}{2G_i} + \frac{R_f \varepsilon_c}{S_u} \quad (۴-۳۷)$$

^۱ Duncan & Chang

این رابطه را به صورت زیر نیز می توان بیان نمود :

$$P = \sigma_h + \left(\frac{S_u}{R_f} \right) \ln \left[1 + \frac{2G_i R_f \epsilon_c}{S_u} \right] \quad (38-4)$$

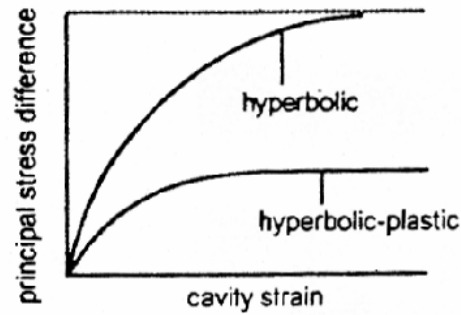
اگر $R_f=1$ باشد، این عبارت شبیه عبارت پروست و هوگ (Prevost and Hoeg, 1975) می شود. رابطه (37-4) نشان می دهد که تانژانت منحنی در مقابل کرنش حفره ای، خط راستی را به وجود می آورد که دارای شیب $[R_f/S_u]$ و عرض از مبدا $1/(2G_i)$ می باشد (شکل ۷-۴).

از آنجائیکه در یک مصالح با رفتار تغییر شکل هذلولی، رسیدن به مقاومت برشی نهایی قابل دستیابی نیست، دنبی و کلاف یک مدل ترکیبی به وجود آوردند که در آن برای قسمت اول آزمون یک مدل هذلولی و برای بخش دوم یک مدل پلاستیک صلب^۱ یعنی مدل الاستو پلاستیک غیرخطی مانند شکل (۷-۴) فرض می شود. این مدل ترکیبی از روابط (۲۲-۴) و (۳۶-۴) می باشد.

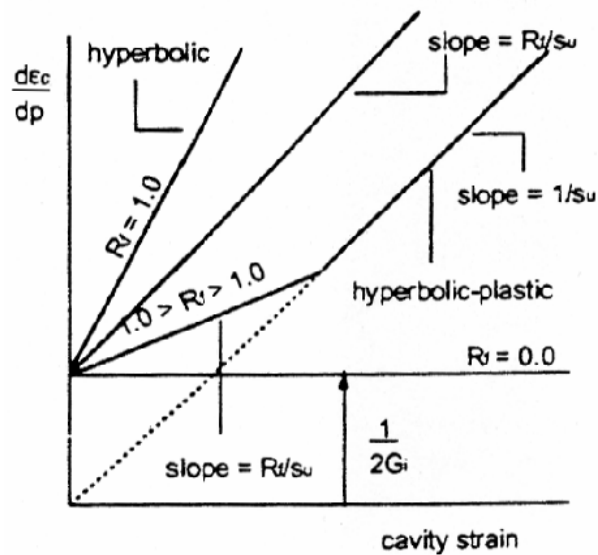
فریرا و روبرتسون، مدل هذلولی دنبی و کلاف را با استفاده از $R_f=1$ جهت به دست آوردن معادله منحنی باربرداری، توسعه دادند. تنش برشی τ^* حین باربرداری به وسیله رابطه زیر بیان می شود :

$$\tau^* = \frac{\epsilon_c^*}{\frac{1}{2G_i} - \frac{\epsilon_c^*}{\tau_{ult}^*}} \quad (39-4)$$

^۱ Rigid Plastic



Stress strain curves

شکل ۴-۷- روش به دست آوردن R_f و G_i

که τ_{ult}^* مقاومت برشی زهکشی نشده نهایی حین باربرداری بوده و ε_c^* کرنش حفره ای در حین باربرداری است. ε_c^* از رابطه زیر به دست می آید:

$$\varepsilon_c^* = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{max}}{1 + \varepsilon_{max}} \quad (4-40)$$

که در این رابطه ε_{max} ، ماکزیمم کرنش حفره ای در حین بارگذاری است.

شکل (۴-۸) تعریف اصطلاحات استفاده شده برای توصیف مدل هذلولی بارگذاری - باربرداری کامل را نشان می دهد. توزیع تنش و کرنش که در قسمت ۴-۲ ارائه شده بود، در

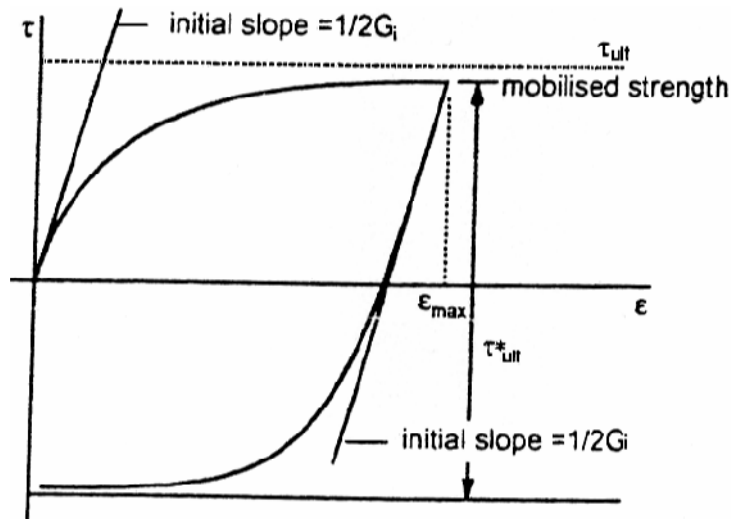
ترکیب با معادلات (۳۶-۴) و (۳۹-۴) منحنی انقباض حفره را تعریف می نماید. منحنی بارگذاری با رابطه زیر بیان می شود:

$$P = \sigma_h + \tau_{ult} \ln \left[1 + \frac{2G_i \epsilon_c}{\tau_{ult}} \right] \quad (41-4)$$

و همچنین منحنی انقباض حفره با رابطه زیر بیان می شود:

$$P = P_{max} + \tau_{ult}^* \ln \left[\frac{1}{1 - \frac{2G_i (\epsilon_c - \epsilon_{max})}{(1 + \epsilon_{max}) \tau_{ult}^*}} \right] \quad (42-4)$$

که در رابطه فوق P_{max} ، ماکزیمم فشار اعمالی در حین بارگذاری می باشد.



شکل ۴-۸- مدل هندلولی برای توصیف بارگذاری و باربرداری دیواره یک حفره

معادله (۴۰-۴) شامل سه پارامتر مجهول است. این پارامترها عبارتند از: σ_h ، G_i و τ_{ult} . معادله

(۴۱-۴) نیز دارای دو پارامتر مجهول شامل G_i و τ_{ult} می باشد.

۴-۵- انبساط زهکشی شده حفره استوانه ای (آزمایش در ماسه)

۴-۵-۱- تغییرات حجم

آزمایشها در ماسه به دلیل اینکه در فشار منفذی افزایشی ایجاد نمی شود، زهکشی شده محسوب می شوند. در این آزمایشها تغییرات حجم رخ خواهد داد و اگر این موارد به حساب نیاید، تفسیر نتایج با خطا مواجه خواهد شد. توسط محققین تغییرات حجم در داخل ماسه با روشهای مختلف ارائه شده است. این روشها شامل مشاهدات آزمایشگاهی و تئوری اتساع تنش^۱ می باشد.

لادنی (Ladany, 1972) بیان نمود که گسیختگی در یک نسبت تنش موثر ثابت و در حجم ثابت رخ می دهد. کرنش حجمی قبل از تسلیم با روش سعی و خطا و با قرار دادن حجم اولیه حفره تا زمانی که یک خط مستقیم برای نمودار P' در مقابل $\Delta V/V$ به وجود آید، محاسبه می شود.

وسیک (Vesic, 1972) تحلیل نمود که می توان تغییرات حجم را برای انبساط حفره استوانه ای در یک خاک چسبنده و دارای اصطکاک داخلی به کار برد. منحنی آزمایش با رابطه زیر بیان می شود:

$$(P'_1 + C' \cot \phi')(I'_{rr} \sec \phi')^{\sin \phi' / (1 + \sin \phi')} = (\sigma'_h + C' \cot \phi')(1 + \sin \phi') \quad (4-43)$$

که در آن C' چسبندگی و ϕ' زاویه اصطکاک و P'_1 فشار حدی موثر و I'_{rr} فاکتور صلیبیت (سختی) می باشد که به صورت زیر تعریف می گردد:

$$I'_{rr} = \frac{[G / (C' + \sigma'_h \tan \phi')]}{\{1 + [G / c' + \sigma'_h \tan \phi'] \Delta V_p \sec \phi'\}} \quad (4-44)$$

و فشار حدی با رابطه زیر معرفی می گردد:

$$P'_1 = c' F'_c + \sigma'_h F'_q \quad (4-45)$$

که F'_c و F'_q فاکتورهای انبساط حفره ای هستند و به صورت زیر به دست می آیند:

$$F'_q = (1 + \sin \phi')(I'_{rr} \sec \phi') \quad (4-46)$$

$$F'_c = (F'_q - 1) \cot \phi' \quad (4-47)$$

¹ Stress Dilatancy

برای استفاده از معادله (۴-۴۴) باید مقداری برای کرنش حجمی فرض یا محاسبه گردد. وسیک پیشنهاد کرد که می توان نتایج آزمایشهای سه محوره تراکمی کرنش صفحه ای را به همراه روشی تکرار برای تعیین یک مقدار متوسط کرنش حجمی در خاک اطراف حفره، استفاده نمود. اگر از اصطکاک و تغییرات حجم صرفنظر شود، با توجه به آنکه $F'_c = (1 + \ln(G/S_u))$ است، معادله (۴-۴۳) شبیه معادله (۴-۲۲) خواهد شد.

سید (Sayed, 1985) روشی را مطرح نمود که تغییرات حجم از آزمایش بر روی نمونه های ماسه ای با دانسیته ای مشابه با دانسیته برجا آماده شده بودند، در آزمایشگاه اندازه گیری می شد. مطابق روش وی معادله درجه دوم زیر کرنش های حجمی (ε_v) را به کرنش های محیطی (ε_θ) مربوط می سازد.

$$\varepsilon_v = \alpha_v + \beta_v \varepsilon_\theta + \gamma_v \varepsilon_\theta^2 \quad (4-48)$$

که در آن α_v و β_v و γ_v پارامترهای تغییر حجم هستند و به تنش نرمال متوسط و دانسیته نسبی بستگی دارند. تغییرات حجم به صورت آزمایشگاهی پیدا شده و یا از داده های حجم های اندازه گیری شده در آزمایش های آزمایشگاهی به دست می آید. این پارامترها با یک تابع تنش - کرنش غیری خطی جهت تعریف منحنی آزمایش ترکیب می شوند.

عیب عملی این روشها این است که در آنها پارامترهای تغییر حجم به ناچار باید به صورت تجربی و از تعداد زیادی آزمایش سه محوره که روی نمونه های آماده شده در دانسیته های مختلف صورت گرفته است، تعیین گردد. این موضوع به دلیل تهیه نمونه های معرف و زمان انجام آزمایش، دشوار است.

هوگز و همکاران (Hughes et al., 1977) فرض کردند که نرخ تغییر حجم در خلال انبساط حفره ثابت است و با استفاده از مفهوم اتساع تنش به زاویه پیک مقاومت برشی بستگی دارد. این فرض برای ماسه های خیلی متراکم معقول بوده و روشی است که معمولاً برای تفسیر آزمایشهای انجام شده در ماسه استفاده می گردد.

روبرتسون و هوگز (Robertson and Hughes, 1985) به صورت تجربی این فرض را گسترش داده و بدینوسیله نرخ تغییرات حجم را متغیر در نظر گرفتند. این مساله معمولاً در ماسه های شل و یا نیمه سفت اتفاق می افتد.

ماناسرو (Manassero, 1989) در تحلیلی عمومی بیان کرد که بر پایه تئوری اتساع تنش راو^۱ قرار دارد. در این روش با استفاده از یک تکنیک عددی می توان منحنی تنش - کرنش کامل ماسه های متراکم و شل را به دست آورد.

۴-۵-۲- تحلیل عمومی

چون کرنشهای الاستیک در مقابل کرنشهای پلاستیک ناچیز هستند، می توان از آنها صرف نظر نمود. فرض می گردد به محض اینکه تسلیم رخ دهد ماسه در کرنش صفحه ای برطبق تئوری راو رفتار می کند. همانگونه که در شکل (۴-۹) نشان داده شده است، نسبت تنش $K = \sigma_1 / \sigma_2$ با کرنش برشی تغییر می کند. با انبساط حفره، نسبت تنش موثر در هر شعاع بسته به دانسیته ماسه در آن شعاع، تغییر خواهد کرد. این تغییر تابعی از تغییرات حجم می باشد که در داخل ماسه رخ می دهد که آن را می توان با زاویه اتساع (ψ) بیان نمود. ψ بصورت نسبت تغییرات کرنش حجمی به کرنش برشی است و به صورت زیر تعریف می گردد:

$$\sin \psi = -d\varepsilon_v / d\gamma \quad (4-49)$$

تغییر حجم، بستگی به دانسیته ماسه دارد. اگر شل باشد، ماسه متراکم شده و اگر سفت باشد، ماسه اتساع خواهد کرد. تنها یک دانسیته ویژه وجود دارد که در آن هیچ تغییر حجمی رخ نخواهد داد. اصطکاک بسیج شده در این دانسیته به عنوان زاویه مقاومت برشی در حجم ثابت (ϕ'_{cv}) شناخته می شود و نسبت تنش برای ماسه در گسیختگی در آن دانسیته (K_{pcv}) که عبارتست از:

$$K_{pcv} = \frac{1 + \sin(\phi'_{cv})}{1 - \sin(\phi'_{cv})} \quad (4-50)$$

K_{pcv} نسبت تنش اصلی در حجم ثابت می باشد.

¹ Rowe Stress Dilatancy Theory

همه آزمایشها به حالت حجم ثابت خواهند رسید، به شرط آنکه حفره به اندازه کافی منبسط گردد. تغییر نسبت تنش باتغییر حجم را می توان بر حسب قانون جریان^۱ به صورت زیر بیان داشت:

$$\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \left(\frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \right) \left(\frac{1 + \sin \varphi'_{cv}}{1 - \sin \varphi'_{cv}} \right) \quad (۵۱-۴)$$

این رابطه بر حسب تنش های اصلی، کرنش های حجمی و کرنش های برشی، به صورت زیر بیان می باشد:

$$\frac{\sigma'_r}{\sigma'_\theta} = K_{pcv} \left[\left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} \right) / \left(1 + \frac{dv}{d\gamma} \right) \right] \quad (۵۲-۴)$$

در کرنش های بزرگ، $d\varepsilon_v/dv$ صفر خواهد شد (شکل ۴-۹ ملاحظه شود).

معادلات حاکم بر توزیع تنش و کرنش که در بخش ۴-۲ ارائه شد، با معادله (۵۲-۴) رابطه ای را می دهد که در هر شعاعی معتبر می باشد. این رابطه عبارتست از:

$$\frac{d\sigma_r}{d\varepsilon_\theta} = -\sigma'_r \left[\left(1 + K_{acv} \frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_\theta} \right) / (\varepsilon_r - \varepsilon_\theta) \right] \quad (۵۳-۴)$$

در رابطه بالا $K_{acv} = 1/K_{pcv}$ می باشد.

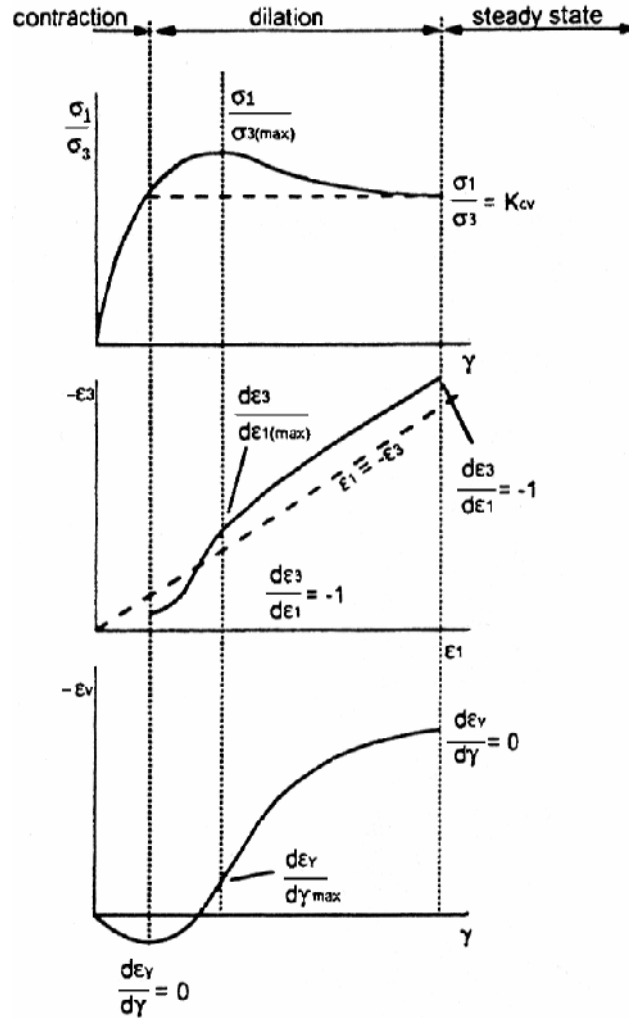
در دیواره حفره، $\sigma_r = P$ و $\varepsilon_c = \varepsilon_\theta$ می باشد. از اینرو برای حل معادله (۵۳-۴) کافیهست یک فرض در مورد کرنش های حجمی صورت گیرد. هوگز و همکاران (Hughes et al., 1977) فرض کردند که همه آنها ثابت هستند. با توجه به اینکه فشار اعمالی تابعی از کرنش حفره ای است و این پارامترها معلوم هستند می توان از تکنیک های عددی نیز برای حل مساله استفاده نمود. شیب نقاط i روی منحنی نشان داده شده در شکل (۴-۱۰) به طور تقریبی با رابطه زیر به دست می آید:

$$\frac{dP}{d\varepsilon_c} = \frac{P_{(i)} - P_{(i-1)}}{\varepsilon_{c(i)} - \varepsilon_{c(i-1)}} \quad (۵۴-۴)$$

تغییر کرنش شعاعی، نسبت به کرنش حفره ای به طور تقریبی به صورت زیر می باشد:

$$\frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_c} = \frac{\varepsilon_{r(i)} - \varepsilon_{r(i-1)}}{\varepsilon_{c(i)} - \varepsilon_{c(i-1)}} \quad (۵۵-۴)$$

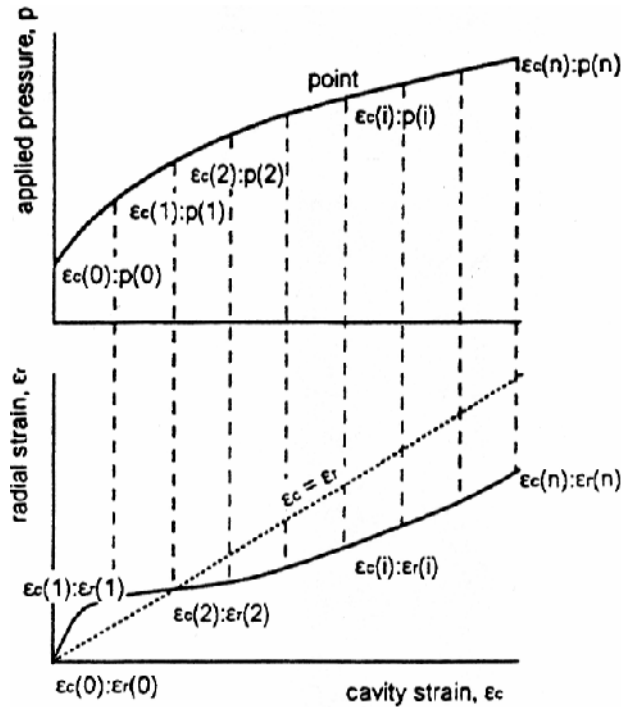
^۱ Flow Rule



شکل ۴-۹- روابط تنش- کرنش به دست آمده از تئوری اتساع (Manassero, 1989)

بنابراین در هر نقطه i کرنش شعاعی را می توان با جایگذاری معادلات (۴-۵۴) و (۴-۵۵) در معادله (۴-۵۳) استنتاج نمود، که به صورت زیر است :

$$\varepsilon_{r(i)} = \frac{P_{(i)} [\varepsilon_{c(i-1)} + K_{acv} \varepsilon_{r(i-1)}]}{2 [P_{(i)} (1 + K_{acv}) - P_{(i-1)}]} - \frac{P_{(i-1)} \varepsilon_{c(i)}}{2 [P_{(i)} (1 + K_{acv}) - P_{(i-1)}]} \\ + \frac{P_{(i)} [\varepsilon_{c(i-1)} - \varepsilon_{r(i-1)}]}{2 K_{acv} P_{(i-1)}} + \frac{P_{(i-1)} [\varepsilon_{r(i-1)} (1 + K_{acv}) - \varepsilon_{c(i)}]}{2 K_{acv} P_{(i-1)}} \quad (4-56)$$



شکل ۴-۱۰- تفسیر منحنی پرسویمتری در ماسه (Manassero, 1989)

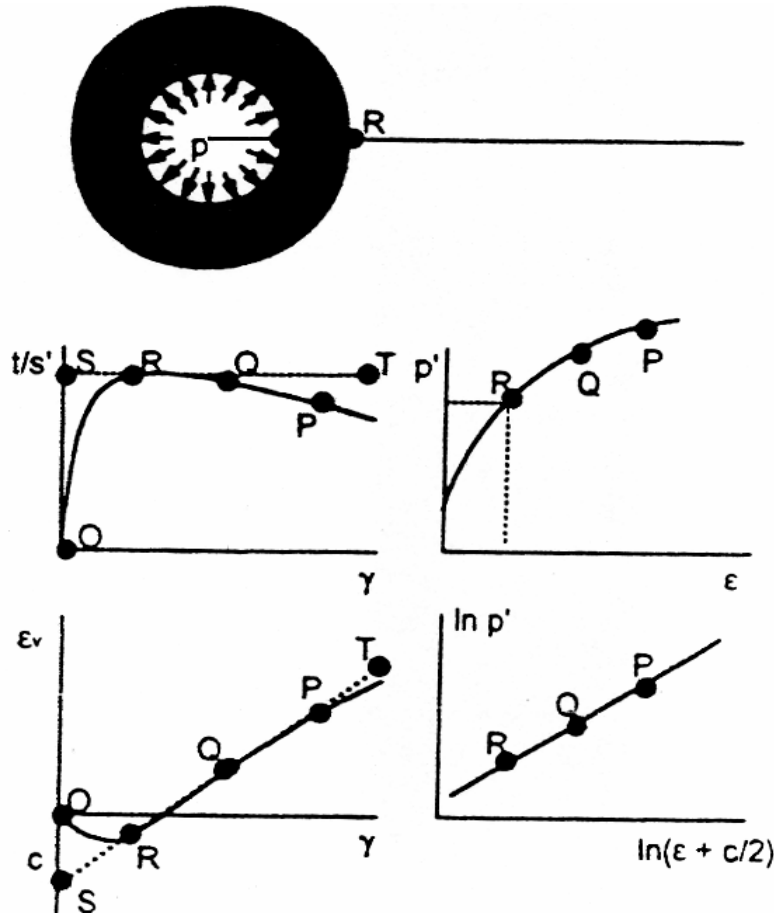
در شروع آزمایش ($i = 0$)، کرنش شعاعی صفر می باشد. در تمام نقاط دیگر روی منحنی کرنش شعاعی را می توان با استفاده از معادله (۴-۵۶) به دست آورد. جهت به دست آوردن منحنی کامل کرنش برشی کافیست که کرنش های برشی و حجمی را از معادله (۴-۵۲) با استفاده از تکنیک های تفاوت محدود، تعیین نمود.

۴-۵-۳- ماسه های خیلی متراکم^۱

هوگنز و همکاران (Hughes et al., 1977) ماسه اطراف حفره را الاستو پلاستیک و دارای یک زاویه اتساع ثابت فرض نمودند که در نتیجه رابطه بین کرنش های برشی و حجمی از معادله (۴-۴۸) به صورت زیر به دست می آید:

$$\varepsilon_v = c - \gamma \cdot \sin \psi_v \quad (۴-۵۷)$$

که c یک ثابت بوده و مساوی عرض از مبدا نقطه تقاطع منحنی در شکل (۴-۱۱) می باشد.



شکل ۴-۱۱- رفتار تنش - کرنش ماسه در اطراف یک حفره منبسط شده (Hughes et al., 1977)

^۱ Very dense Sands

رابطه بین کرنش حفره ای و فشار اعمالی عبارتست از :

$$\varepsilon_c + \frac{c}{2} = (\varepsilon_R + \frac{c}{2}) \left(\frac{P'}{P_y} \right)^{\frac{n+1}{1-N}} \quad (58-4)$$

$$N = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad \text{که در این رابطه :}$$

$$n = -\frac{1 - \sin \psi}{1 + \sin \psi}$$

P'_y فشار آغاز تسلیم بوده که برای یک معیار تسلیم مطابق معیار مور-کولمب، $\sigma'_h(1+\sin\varphi')$ می باشد و ε_R کرنش آغاز تسلیم است. برای ماسه خیلی متراکم c قابل صرف نظر کردن است. با رسم معادله (58-4) در مقیاس لگاریتمی، یک خط مستقیم به دست خواهد آمد. شیب این خط برابر $[(1-N)/(1+n)]$ می باشد. این رابطه به همراه رابطه قانون راو برای اتساع تنش (معادله 4-52)، مقادیر φ' و ψ را به صورت زیر به دست می دهد :

$$\sin \varphi' = \frac{s}{1 + (s-1) \sin \varphi'_{cv}} \quad (59-4)$$

$$\sin \psi = s + (s-1) \sin \varphi'_{cv} \quad (60-4)$$

هولزی و همکاران (Houlsby et al., 1986) این تحلیل را برای بررسی منحنی باربرداری انبساط حفره در ماسه بسط دادند. باربرداری از ابتدا تا زمانیکه حین انقباض در دیواره حفره گسیختگی رخ دهد به صورت الاستیک می باشد. در نتیجه رابطه ای شبیه رابطه هوگز و همکاران برای فشار موثر اعمالی P' بر حسب کرنش حفره ای به دست می آید:

$$P' = n P_{\max} \left\{ \left[\frac{2G(1+nN)(\varepsilon_{\max} - \varepsilon_c)}{(1-N)P_{\max}} \right] - (1-n) \right\} / [n(1+N)]^{\frac{(N-1)/n}{(N+1)/n}} \quad (61-4)$$

۵-۱- مقدمه

آزمایش پرسیومتری می تواند به دو روش تنش کنترل شده و کرنش کنترل شده، انجام گیرد. داده های آزمایش شامل فشار اعمالی و تغییرمکان غشاء است و این دو به صورت دستی با قرائت گیج ها، یا خودکار و با استفاده از دستگاه ثبت داده ها، اندازه گیری می شوند. برای تبدیل خروجی از مبدلها به تنش و کرنش باید یک سری کالیبراسیون انجام شود و برای تراکم و سختی غشاء نیز باید تصحیحاتی اعمال گردد.

نصب صحیح پرسیومتر در درون زمین از اهمیت زیادی برخوردار است، زیرا نتایج حاصل از این آزمایش تا حد زیادی به دست خوردگی خاک وابسته است که آن هم به نحوه جایگذاری دستگاه درون خاک بر می گردد. گمانه های آزمایش پرسیومتری باید با حداقل به هم خوردگی حفر گردند. اما در گمانه هایی که برای نمونه گیری حفر می شوند، بهم خوردگی خاک اطراف معمولاً اهمیت زیادی ندارد. پس بهتر است گمانه هایی که برای آزمایش پرسیومتری حفر می شوند از گمانه هایی که برای نمونه گیری دست نخورده حفر می شوند، مجزا باشند.

به طور کلی انجام آزمایش پرسیومتری شامل مراحل زیر می باشد:

الف- کالیبراسیون^۱ تجهیزات

ب- حفاری (برای پرسیومتر های پیش حفار)

ج- جایگذاری سوند درون زمین

د- اعمال فشار و تشکیل حلقه های باربرداری - بارگذاری مجدد و ثبت همزمان داده ها

ه- اصلاح داده های خام

و- تجزیه و تحلیل داده ها و استخراج پارامترهای مهندسی

¹ Calibration

۵-۲- کالیبراسیون

به منظور دستیابی به پاسخ صحیح خاک یا سنگ، قبل از انجام هر آزمایش پرسیومتری، دستگاه را باید کالیبره نمود. کالیبراسیون را می توان به سه بخش تقسیم کرد:

الف _ کالیبراسیون سیستم های اندازه گیری فشار و تغییر مکان

ب _ کالیبراسیون نرمی سوند (شامل سختی، نازک شدگی و تراکم غشاء)

ج _ کالیبراسیون نرمی سیستم (تغییرات حجم)

۵-۲-۱- گیج های فشار

به طور معمول این گیج ها که برای یادداشت فشار به صورت دستی به کار می روند، قبل از حمل دستگاه به محل آزمایش بر اساس گیج های استاندارد، کالیبره می گردند.

۵-۲-۲- مبدل های تغییر مکان

مبدل های تغییر مکان می تواند از نوع LVDT یا حسگرهای خاص دیگر باشد که برای تغذیه نیاز به ولتاژ مستقیم (DC) دارند. خروجی مبدلها تابعی از منبع تغذیه و تغییر مکان است و اگر منبع تغذیه تنظیم شده می باشد، بنابراین تغییرات خروجی تابعی از تغییر مکان خواهد بود.

برای کالیبره کردن مبدلها، غشاء از روی سوند برداشته می شود و از قالبی ویژه که شامل میکرومتر است، استفاده می گردد. میکرومتر را تنظیم نموده و خروجی مبدلها در گامهای تغییر مکان مشخص قرائت می شود. این قرائتها تا حداکثر تغییر مکان ادامه می یابد و سپس با همان گامها از تغییر مکان تا رسیدن به صفر کاسته می شود. به طور معمول تغییرات خروجی نسبت به تغییر مکان خطی بوده و کمی هیستریزیس از خود نشان می دهد. در این مورد معمول است که یک خط راست بر روی داده ها برازش

می‌دهند. اگر هیستریزیس خارج از معیار قابل قبول باشد باید مبدلها کنترل شده و در صورت لزوم تعویض شوند.

۵-۲-۳- مبدل‌های فشار کل

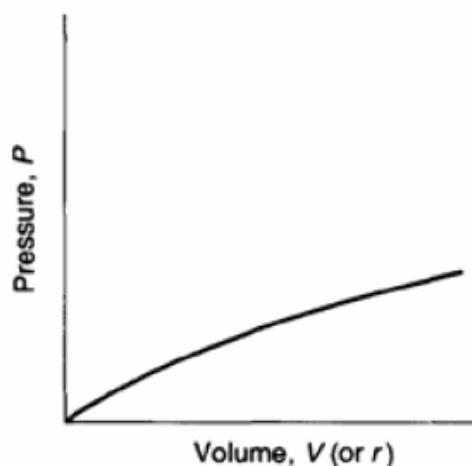
مبدل‌های فشار کل از لحاظ عملکرد شبیه مبدل‌های تغییرمکان هستند. این مبدل‌ها از همان منبع تغذیه استفاده کرده و محدوده خروجی آنها نیز به طور مشابه می‌باشد. کالیبراسیون این مبدل‌ها به این صورت است که سوند را به صورت عمودی درون یک لوله جدار ضخیم و هم قطر آن قرار داده و سپس فشار درون سوند را تا حداکثر ظرفیت، در گام‌هایی افزایش می‌دهند و خروجی مبدل را می‌خوانند. گام‌های فشار معمولاً ۵ درصد کل محدوده کارکرد می‌باشد.

در این مورد نیز مانند مبدل‌های تغییرمکان معمولاً تغییرات خروجی نسبت به فشار خطی بوده و یک هیستریزیس از خود نشان می‌دهد. در این حالت نیز یک خط راست بر روی داده‌ها برآزش داده و اگر هیستریزیس خارج از معیار قابل قبول باشد، مبدل را باید کنترل و در صورت لزوم تعویض نمود.

۵-۲-۴- سختی غشاء

سختی غشاء فشار لازم برای منبسط کردن غشاء و غلاف محافظ آن در هوا می‌باشد. این کالیبراسیون در تفسیر نتایج به دست آمده از آزمایش در خاک‌های نرم موثر می‌باشد، اما برای آزمایش‌های در رس سخت، ماسه متراکم و سنگ بحرانی نیست.

غشاء باید بر طبق روشی که در آزمایش استفاده خواهد شد (تنش کنترلی یا کرنش کنترلی) منبسط شده و سپس منقبض گردد. قرائت‌های فشار و تغییرمکان تا حداکثر، در زمان‌های مناسب انجام می‌گیرد. مثلاً در آزمایش‌های کرنش کنترلی، که در آن غشاء ۱ درصد در دقیقه منبسط می‌شود، قرائت‌ها هر ۱۰ ثانیه و در آزمایش‌های کرنش کنترلی قرائت‌ها در پایان هر افزایش انجام می‌گیرد. شکل منحنی کالیبراسیون به نوع و عمر غشاء، تعداد آزمایش‌هایی که با غشاء انجام گرفته و دمای محیط بستگی دارد.



شکل ۵-۱- یک نمونه منحنی کالیبراسیون برای سختی غشاء (Mair & Wood, 1987)

۵-۲-۵- نازک شدگی غشاء

نازک شدگی غشاء به علت تغییر در ضخامت آن (زمانی که غشاء منبسط می شود) رخ می دهد. این پدیده تنها تابعی از تغییر قطر غشاء بوده و تابع تغییر فشار نیست. برای تحلیل این پدیده فرض می شود که حجم غشاء حین انبساط تغییر نمی کند، و لذا این تصحیح برای سوندهای با سیستم تغییر حجمی به کار نمی رود.

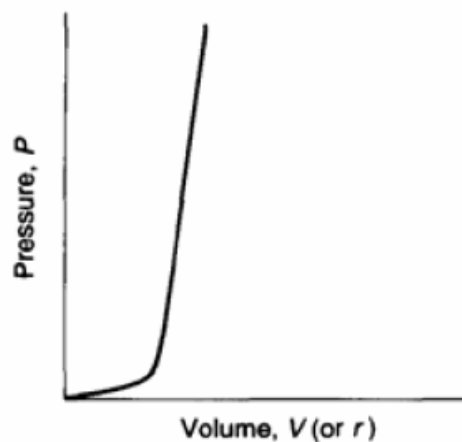
۵-۲-۶- تراکم غشاء

منظور از تراکم غشاء تغییر ضخامت آن در اثر افزایش فشار است. این کالیبراسیون برای همه پرسیومترها انجام می شود ولی معمولاً برای پرسیومترهایی با سوندهایی از نوع تغییر شعاعی و به ویژه پرسیومترهای با فشار ۱۰ تا ۲۰ مگا پاسکال مورد استفاده قرار می گیرند.

معمولاً کالیبراسیون تراکم غشاء، مانند کالیبراسیون مبدل های فشار کل، با قراردادن سوند درون یک لوله فولادی انجام می گیرد. غشاء در هوا منبسط شده تا با لوله فولادی تماس پیدا کند، سپس فشار تا حداکثر مقدار افزایش یافته و بعد تا حدود ۲۰ درصد همان مقدار کاهش می یابد. ضمن افزایش فشار تا حداکثر مقدار، فشار و تغییر مکان در زمانهای مناسب قرائت می شوند.

۷-۲-۵- تراکم سیستم

تراکم سیستم عبارت از تغییر حجم سوند، تغییر حجم لوله های اتصال دهنده سوند به سطح و تغییر حجم واحد کنترل می باشد. روش کالیبراسیون تراکم سیستم شبیه کالیبراسیون تراکم غشاء (که در آن سوند درون یک لوله فلزی تا ماکزیمم ظرفیت فشار منبسط می گردد) می باشد.



شکل ۵-۲- یک نمونه منحنی کالیبراسیون برای صلیبیت سیلندر (Mair & Wood, 1987)

۳-۵- حفاری

در آزمایش با پرسیومترهای پیش حفار مانند پرسیومتر منارد، سوند درون گمانه ای که از قبل حفر شده است قرار می گیرد. بنابراین حفاری نیز جزئی از آزمایش بوده و نحوه انجام آن قطعاً در نتایج موثر خواهد بود.

برای حفاری صحیح دو شرط باید مد نظر باشد: اول قطر حفره دارای رواداری مشخص باشد و دوم اینکه استقرار دستگاه و روش حفاری کمترین دست خوردگی را در گمانه ایجاد کند. آماده سازی گمانه مناسب، مهمترین اقدام برای به دست آوردن یک نتیجه خوب است. شناخت عوامل موثر در بروز دست خوردگی کمک شایانی به کاستن این اثر خواهد نمود. این اثرات به صورت های: ریزش، فرسایش و نرم شدگی دیواره گمانه نمایان می شوند که در ادامه مورد بحث قرار می گیرند.

۵-۳-۱- ریزش دیواره گمانه

در این مورد استفاده از ابزاری که به حفر درست گمانه کمک کند می تواند مفید باشد (مثل لوله حفاری مغزه ای^۱ یا لوله جدار^۲ و ...). چون این مورد بیشتر در زمین های ریزشی اتفاق می افتد، توصیه می گردد که بلافاصله پس از حفر گمانه، آزمایش انجام شود. در زمین های بسیار ریزشی استفاده از نگه دارنده هایی مانند گل حفاری توصیه می شود.

۵-۳-۲- فرسایش دیواره گمانه

این مورد که در برخی از خاکها بیشتر اتفاق می افتد به دلیل تخلیه و بیرون آوردن ذرات حفاری شده در ضمن حفاری می باشد. استفاده از این وسیله فقط امکان کاوشهای کم عمق را مهیا می سازد. استفاده از سیالهای شستشویی، مقدار فرسایش را خواهد کاست، زیرا با کنترل سرعت و لزجت سیال می توان مواد زاید حفاری شده را طوری خارج نمود که آسیب چندانی به دیواره گمانه وارد نشود. هر قدر لزجت سیال بیشتر باشد، سرعت جریان کمتر میگردد.

۵-۳-۳- نرم شدگی دیواره گمانه

این مورد به علت آزاد شدن تنش در دیواره گمانه و اعمال آن به سیال داخل چاه و در نتیجه ایجاد مکشی در دیواره آن، اتفاق می افتد. همچنین کاهش تنش موثر باعث تورم در خاک شده و این مورد را تشدید می کند. استفاده از هوا که دارای سرعت زیاد می باشد سبب افزایش این مکش می گردد، بنابراین توصیه نمی شود و استفاده از گل حفاری برتری دارد. لازم به ذکر است که ماندن گل حفاری درون گمانه برای مدت طولانی می تواند آثار نامطلوبی روی آزمایش پرسیومتری بگذارد. لذا این زمان تا حد امکان باید کوتاه باشد.

^۱ Core Barrel^۲ Casing

۴-۵- شرایط حفره آزمایش در پرسویمتری با PBP

پس از حفر صحیح گمانه که اولین هدف آن به حداقل رسانیدن درجه دست خوردگی خاک است، اطمینان از دایره ای بودن مقطع گمانه و نهایتاً کنترل قطر آن الزامی است. طبق توصیه ASTM نسبت قطر حفره (D_H)، به قطر سوند (D_{PM}) باید به صورت زیر باشد:

$$1.03 < D_H/D_{PM} < 1.2$$

در صورتی که $D_H/D_{PM} < 1.1$ شود، نتیجه مطلوب تری به دست خواهد آمد. در غیر اینصورت کیفیت آزمایش نامطلوب خواهد شد. برای آماده سازی حفره آزمایشی می توان از روشهای حفاری دورانی، نمونه گیر لوله ای^۱، اوگر پره بلند ماشینی^۲، اوگر دستی^۳، حفاری مغزه گیری^۴، حفاری دورانی-ضربه ای^۵، ... استفاده نمود.

۵-۵- فاصله زمانی بین حفاری و انجام آزمایش

در مورد پرسویمترهای پیش حفار بهتر است به مجرد اینکه حفاری پایان یافت، دستگاه درون گمانه نصب شده و آزمایش انجام شود تا ریزشی در دیواره گمانه ایجاد نشده و از تغییر وضعیت تنش ها جلوگیری به عمل آید.

پیشنهاد شده است که برای پرسویمترهای خود حفار کمبریج بین حفاری و آزمایش حداقل نیم ساعت فاصله زمانی وجود داشته باشد، تا فشارهای منفذی که ممکن است در حین حفاری به وجود آیند فرصت زایل شدن را داشته باشند. شاید این زمان کافی نباشد، ولی از آنجایی که اندازه خطایی که به دلیل کم بودن زمان احتمال دارد به وجود بیاید از خطاهای حاصل از حفاری ضعیف کمتر است و نیز به دلایل اقتصادی این زمان با داشتن حفار ماهر به نیم ساعت محدود می گردد.

¹ Tube Sampling

² Continuous Flight Augering

³ Hand Auger

⁴ Core barrel

⁵ Rotary Percussion

۵-۶- فاصله و توالی آزمایش های PBP

فاصله میان آزمایشهای مجاور (مرکز به مرکز سوند)، نباید از ۱/۵ برابر طول قسمت قابل انبساط سوند، کمتر باشد. معمولاً این فاصله از ۰/۹ تا ۳ متر (۳ تا ۱۰ فوت) تغییر می کند.

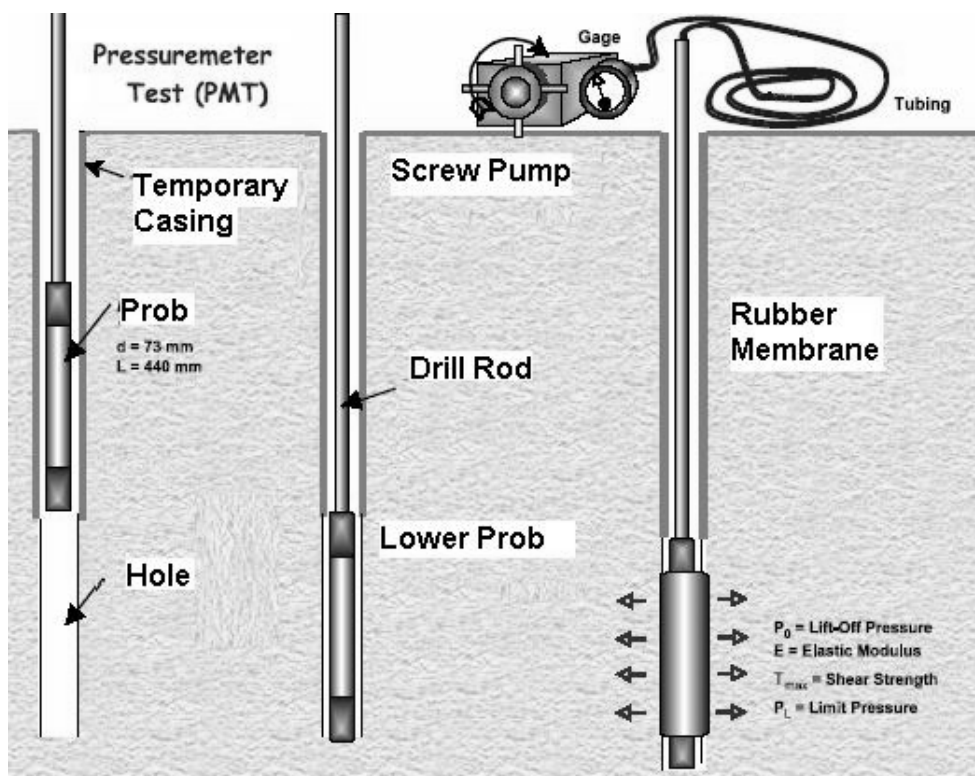
در خاکهای نرم، سست و حساس، عمق حفاری باید بیشتر از عمق مورد نظر برای آزمایش باشد. این اختلاف باید به اندازه ای باشد که ذرات حفاری ته نشین شده در کف گمانه، مزاحمتی برای آزمایش ایجاد نکنند. در خاکهای سخت و سنگهای هوازده ای که هوازدگی آنها به سبب قرار گرفتن در معرض عوامل طبیعی بی اهمیت است، کل عمق گمانه می تواند برای چند آزمایش از پیش حفاری گردد. با قرار گرفتن محفظه درون خاک، آزمایش ها می توانند با در نظر گرفتن فواصل ذکر شده، بدون وقفه و به طور پیوسته انجام گیرند.

۵-۷- جایگذاری و نصب پرسیومتر

یکی دیگر از بخش های با اهمیت آزمایش پرسیومتری قرار دادن سوند پرسیومتر درون زمین برای شروع آزمایش می باشد. جایگذاری پرسیومتر باید با نهایت دقت صورت گیرد تا از بهم خوردگی بیش از حد خاک جلوگیری به عمل آمده و نتایج قابل قبولی به دست آید. روش های قرارگیری انواع پرسیومترها در ادامه شرح داده می شود.

۵-۷-۱- نصب پرسیومترهای پیش حفار

در آزمایش با پرسیومترهای پیش حفار همانطور که قبلاً هم توضیح داده شد، ابتدا توسط روشهای مناسب حفاری یک گمانه تقریباً هم قطر پرسیومتر حفر می شود و سپس پرسیومتر درون گمانه قرار می گیرد. معمولاً باید بلافاصله بعد از حفر گمانه پرسیومتر درون آن قرار گیرد تا ترخیص تنش ایجاد شده و ریزش احتمالی دیواره گمانه کمترین اثر را بر آزمایش داشته باشند. در خاکهای ریزشی از گل حفاری نیز می توان استفاده نمود.



شکل ۵-۳- جایگذاری و آزمایش با پرسیومتر پیش حفار (ASTM-D4719)

۵-۷-۲- نصب پرسیومترهای خود حفار

پرسیومترهای خود حفار با حداقل به هم خوردگی در اطراف گمانه، در حفره آزمایش قرار می گیرند. روش خود حفاری در خاک ها و سنگ های مختلف متفاوت است. به همین دلیل استفاده از اپراتور با تجربه در حفاری خوب تاثیر زیادی دارد.

در هنگام حفاری پنج مشخصه قابل تغییر وجود دارد. برای جلوگیری از حرکت خاک و انسداد سوند، این مشخصه ها باید در تعادل باشند. این مشخصه ها عبارتند از: سرعت نفوذ سوند در خاک، بار محوری روی سوند، سرعت دستگاه برش، فشار و سرعت جریان گل حفاری.

به طور معمول فشار گل حفاری باید تنها کمی از فشار مورد نیاز برای بالا آوردن ستون گل برگشتی بیشتر باشد. اگر این فشار کم باشد هیچ جریانی وجود نخواهد داشت و اگر این فشار بیشتر باشد گسیختگی هیدرولیکی رخ خواهد داد. سرعت دستگاه برش ثابت بوده و معمولاً در حدود ۵۰ دور بر دقیقه می باشد. به عنوان نمونه پرسیومتر خودحفار کمبریج (CSBP) در رسهای نرم و ماسه ها یک متر را در سه دقیقه حفاری می کند، در حالیکه در رس سخت این زمان ممکن است به یک ساعت هم برسد.

برای اینکه پرسیومتر خود حفار را بتوان در یک خاک به کار برد محدودیتهایی وجود دارد که این محدودیتها به وسیله موارد زیر تعیین می گردند:

الف- مقاومت خاک: نیروی لازم برای نفوذ و ظرفیت فشار مورد نیاز سوند تابع مقاومت زمین می باشد.

ب- تنش افقی: اصطکاک بر روی سوند تابعی از تنش افقی و مقاومت زمین می باشد، پس برای اینکه پرآب بتواند در زمین نفوذ نماید باید بر این نیروی اصطکاک غلبه نماید.

ج- اندازه اجزاء خاک: در اندازه اجزایی که می توانند از درون قسمت حفار عبور نمایند محدودیت وجود دارد به همین دلیل می توان از پرسیومترهای خود حفار در زمین هایی استفاده کرد که دارای دانه هایی کوچکتر از اندازه شن باشند.

۵-۷-۳- نصب پرسیومترهای رانشی

معمولاً این آزمایش در همان خاکهایی که آزمایش نفوذ مخروط (CPT) را می توان به کار برد، قابل انجام می باشد. پرسیومترهای مخروطی را با استفاده از یک کامیون مخصوص^۱ آزمون CPT در خاک می کوبند و به طور معمول از همان تجهیزات CPT استفاده می شود.

^۱ Cone Truck

سرعت استاندارد رانش پرسیومتر در خاک برای اینکه بتوان از داده های این پرسیومتر در روابط تجربی استفاده کرد، 2 cm/sec می باشد.

۵-۸- انجام آزمایش

پس از قرارگیری سوند در محل مورد نظر می توان آزمایش را شروع نمود. آزمایشها معمولاً به دو دسته تنش کنترل شده و کرنش کنترل شده تقسیم می شوند. انتخاب هریک از این دو به نوع سوند و سیستم کنترل بستگی دارد.

در آزمایشهای تنش کنترلی، مقدار بار (فشار) در گامهایی اضافه شده و تغییرات حجم ثبت می شود. طبق توصیه ASTM-D4719 افزایش بار بهتر است یک دهم P_1 باشد و برای مدت ۱ دقیقه ثابت نگه داشته شود. مایر و وود (Mair & Wood, 1987) پیشنهاد کردند که بهتر است تعداد افزایش بار بین ۱۵ تا ۲۰ باشد. معمولاً مقدار افزایش بار متغیر بوده و از 15 kPa برای رس های نرم تا 100 kPa برای رس های سفت و 500 kPa برای سنگهای ضعیف باشد. در پایان هر افزایش می توان یک سیکل باربرداری _ بارگذاری با انقباض و انبساط غشاء طبق همان روند قبلی انجام داد. غشاء هنگامی که دستگاه به ظرفیت فشار یا حجم برسد، باربرداری می شود. منحنی تنش کرنش و تغییرات نرخ تنش و کرنش به شکل S کشیده می باشد. در آزمایشهای تنش کنترل شده، نرخ کرنش در خلال آزمایش متغیر است.

در آزمایشهای کرنش کنترل شده، غشاء با یک نرخ ثابت تغییر مکان، منبسط می گردد. این روش برای سیستم هایی که با مایعات کار می کنند نسبتاً ساده تر می باشد. مقدار مشخصی آب یا روغن به داخل غشاء پمپ شده و فشار به وجود آمده را ثبت می کنند. پیشنهاد شده است که هر افزایش حجم به اندازه یک چهارم V_0 بوده و برای مدت ۱۵ ثانیه ثابت نگه داشته شود و فشار در پایان هر افزایش ثبت گردد. این روش را می توان با هر نوع سوند با سیستم مایع و در هر نوع شرایط زمین به کار برد،

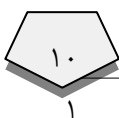
در مدت ۱۰ دقیقه یک آزمایش بارگذاری کامل به دست می آید، اما طی بارگذاری در مرحله الاستیک (بارگذاری اولیه و قسمت بارگذاری مجدد)، عکس العمل زمین در اثر تغییرات فشار بسیار کوچک می باشد و نیز آزمایش ممکن است زمانیکه زمین تسلیم می شود ناپایدار گردد و غشاء به صورت کنترل نشده منبسط شود. برای رفع این مشکلات آزمایش کرنش کنترل شده، قسمت الاستیک آزمایش به صورت کنترل تنش انجام شده و با شروع تسلیم، آزمایش به کنترل کرنش تبدیل می گردد. (Briaud, 1992)

۵-۸-۱- انجام آزمایش با پرسیومتر های پیش حفار

اگر خاک به اندازه کافی سفت باشد آزمایش رامی توان بدون استفاده از غلاف^۱ انجام داد و در زمینهای شن و ماسه ای از غلاف نیز استفاده می شود. پس از قرارگیری سوند در محل مورد نظر آزمایش، سلول آزمایش به وسیله آب تحت فشار قرار می گیرد. در صورتی که سوند از نوع سه سلولی باشد، سلولهای محافظ به وسیله گاز (معمولاً گاز CO₂) تحت فشار همزمان و تقریباً یکسان قرار می گیرند تا حالت استوانه ای سلول آزمایش در حین انبساط حفظ شود. تغییرات حجم در زمانهای ۱۵، ۳۰، ۶۰ و ۱۲۰ ثانیه بعد از اعمال هر فشار ثبت می گردد. به علت تأثیرات هیدرواستاتیکی، فشاری که سلول اندازه گیری نشان خواهد داد بیشتر از فشار ثبت شده در واحد ثبت در سطح می باشد، بنابراین باید در نتایج فشارها یک تصحیح صورت گیرد. در مورد اثرات مقاومت خود سوند در برابر انبساط و همچنین انبساط لوله های اتصال سوند به سطح نیز باید تصحیحاتی اعمال شود.

معمولاً هفت تا ده افزایش بار از ۲۵ تا ۲۰۰۰ کیلو پاسکال بنا به شرایط مورد انتظار خاک استفاده می شود. بارهای افزایشی در فواصل زمانی یک تا سه دقیقه اعمال می شوند. قضاوت اپراتور و تجربه در تصمیم گیری افزایش یا کاهش بار اهمیت زیادی دارد. معمولاً پاسخ تغییر شکل در مقابل بار مونیتر شده و هنگامی که پاسخ تحت یک

^۱ Casing



بار اعمالی ثابت شد، افزایش بار بعدی اعمال می شود. هر مرحله آزمایش یک تست خزش زهکشی شده و حداقل یک سیکل بار برداری – بارگذاری مجدد را شامل می شود.

هدف از تست خزش دستیابی به وابستگی زمانی رفتار تغییر شکل مصالح می باشد. تست خزش باید قبل از اجرای تست باربرداری – بارگذاری انجام گیرد. در یک آزمایش خزش یک فشار ثابت روی پرسومتر نگه داشته شده و تغییر شکل زمانی ثبت می شود. با توجه به نوع خاک و بزرگی بار مرحله ای، آزمایش خزش ممکن است از چند دقیقه تا یک ساعت به طول بیانجامد. به طور معمول این تست برای خاک رسی ۵ تا ۱۰ دقیقه، برای خاک سیلتی ۳ تا ۵ دقیقه و برای خاک ماسه ای ۲ تا ۳ دقیقه در نظر گرفته می شود.

هدف اصلی سیکل باربرداری – بارگذاری دستیابی به رفتار الاستیک مصالح می باشد. برای دوری از تغییر شکلهای الاستیک اجباری حین سیکل باربرداری بهتر است که تا قبل از شروع شدن سیکل بارگذاری مجدد، بیش از ۸۰ درصد فشار اعمالی برداشته نشود. به علاوه باید دقت شود آزاد کردن فشار حین سیکل بار برداری به آهستگی صورت گیرد تا فشار درون غشاء بتواند با فشار گاز در هنگام ثبت و خواندن تغییر شکل و فشار، تعادل برقرار کند. بهتر است بیشتر از یک تست باربرداری – بارگذاری انجام گیرد و یک تست، قبل از رسیدن به فشار تسلیم انجام شود.

۵-۸-۲- انجام آزمایش با پرسومترهای خودحفار

در پرسومترهای خودحفار، سوند به صورت پیوسته به درون خاک رانده می شود، خاک به قسمت حفار مستقر در سر سوند وارد شده که پس از خرد شدن توسط مته های حفار با کمک جریان سیال به سطح منتقل می گردد. به طور معمول بعد از گذشت حدود نیم ساعت از انجام عملیات خودحفاری و قرارگیری سوند در محل مورد نظر آزمایش، اعمال فشار بر سوند آغاز می شود.

در پرسیومتر انبساطی کمبریج تغییرات فشار اعمالی به درون سوند در مقابل تغییرات شعاع حفره آزمایش (که در واقع همان تغییرات شعاع غشاء می باشد)، اندازه گیری و ثبت می گردد. تنش کل برجا نیز با اندازه گیری فشاری که در آن غشاء از بدنه دستگاه بیرون می زند، به دست می آید. فشار منفذی هم توسط سلول های مستقر بر روی غشاء به دست می آید.

در پرسیومتر سلول بار کمبریج، فشارهای وارده بر سلول آزمایشی و همچنین فشار آب منفذی توسط مبدل‌های مربوطه اندازه گیری شده و سپس قرائت و ثبت می گردد. معمولاً در آزمایشهای فوق تعدادی سیکل باربرداری - بارگذاری مجدد به منظور دستیابی به پارامترهای سختی خاک، انجام می گیرد. همچنین مانند پرسیومترهای گمانه ای نتایج باید برای سختی غشاء و سیستم، قبل از ترسیم، تصحیح گردد. علاوه بر اینها در این مورد کالیبراسیون هایی نیز برای وسایل الکترونیکی لازم می باشد. از داده های به دست آمده از این آزمایشها منحنی های مربوطه ترسیم و پس از تفسیر نتایج و با استفاده از روابط پیشنهاد شده توسط محققین، پارامترهای مهندسی خاک استخراج می گردد.

۵-۸-۳- انجام آزمایش با پرسیومتر های تغییر مکانی

این نوع پرسیومترها در خاکهای سخت توسط یک کامیون (معمولاً کامیون مورد استفاده برای آزمایش CPT)، و در خاکهای نرمتر توسط وسایل دستی به درون خاک رانده شده و در محل مورد نظر آزمایش قرار داده می شوند.

بعد از اعمال فشار، تغییرات حجم و کرنش های حجمی قرائت و ثبت می شوند. سپس با استفاده از داده های به دست آمده، نمودارهای مربوطه ترسیم و پارامترهای خاک به دست می آیند. در آزمایش با این نوع پرسیومترها نیز برای به دست آوردن پارامترهای سختی خاک باید چند سیکل باربرداری - بارگذاری مجدد انجام گیرد.

۱-۶- مقدمه

برای تفسیر نتایج، آزمایش پرسیومتری ایده آل به صورت انبساط یک حفره استوانه ای که در آن تنش داخلی اولیه مساوی تنش های ژئواستاتیک افقی می باشد، فرض می شود. در این حالت منحنی تنش - کرنش به دست آمده یک اندازه گیری صحیح از پاسخ زمین بوده و پارامترهای به دست آمده، نشان دهنده مقاومت و سختی زمین است. ولی در عمل خاک مجاور سوند تحت تاثیر عملیات جایگذاری بوده و پارامترهای به دست آمده، تابعی از فرضیات و مدل های ریاضی استفاده شده در تفسیر می باشند.

سه روش برای تفسیر نتایج آزمایش پرسیومتری وجود دارد :

- الف - تفسیر تجربی نتایج برای به دست آوردن پارامترهای طراحی به طور مستقیم.
- ب - انتگرال یک مدل تنش - کرنش برشی فرضی، برای به دست آوردن منحنی پرسیومتری که این منحنی، داده های آزمایش را در بر می گیرد.
- ج - برازش یک منحنی روی داده های آزمایش پرسیومتری واستخراج منحنی تنش - کرنش برشی از آن.

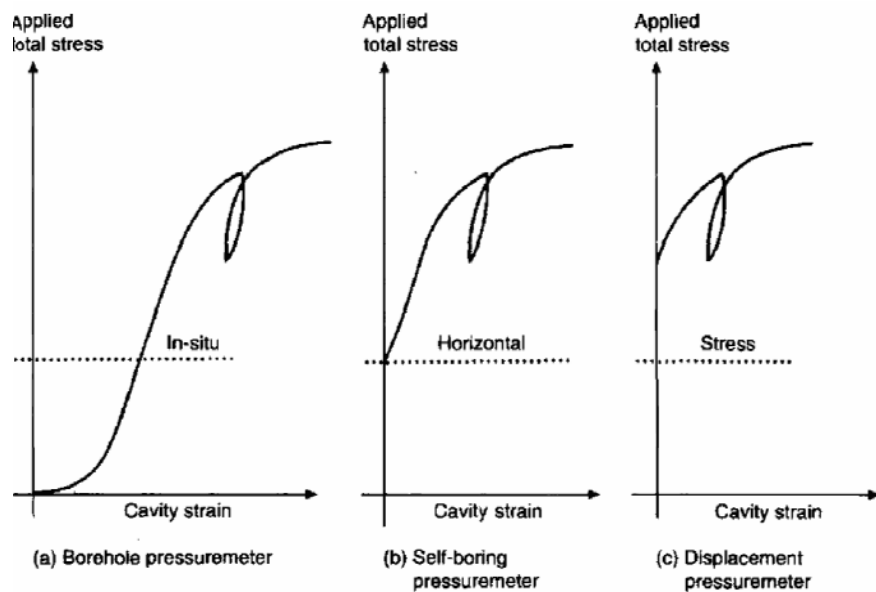
روش (الف) به وسیله منارد و آزمایشگاه مرکزی راه و ساختمان فرانسه به وجود آمد. این روش بر پایه ارتباط بین مشاهدات به دست آمده از یک مورد با مقیاس کامل و منحنی های آزمایش پرسیومتری می باشد.

با استفاده از روشهای (ب) و (ج) می توان مقاومت و سختی خاک را اندازه گرفت. برای روش (ب) مدل های الاستوپلاستیک، کاملاً پلاستیک، هذلولی و سهموی برای خاک پیشنهاد شده است. ولی به طور کلی می توان مدل های ساده ای را فرض نمود و با استفاده از آن مدلها و تفسیر قسمتهای منتخبی از منحنی آزمایش، پارامترهای مورد نیاز طراحی را به دست آورد. از این رو تفسیر آزمایشهای پرسیومتری بر پایه یک تئوری قرار دارد که به وسیله آزمایشهای تجربی (برای به حساب آوردن اثرات جایگذاری و

شرایط زمین) اصلاح شده است و نتایج به دست آمده به روش تفسیر بستگی خواهد داشت. روشهای تحلیل و تفسیر زیادی موجود می باشد اما در عمل تعداد محدودی از آنها مورد استفاده قرار می گیرد.

۶-۲- تفسیر نتایج

تفاوت اصلی بین سه نوع پرسیومتر ذکر شده در فصول قبل، نحوه اعمال فشار بر سوند در شروع آزمایش است. در آزمایش با پرسیومتر خود حفار، محیط پیرامون سوند از ابتدای آزمایش دارای تنش است. مقدار این تنش معادل تنش کل زمین قبل از ورود دستگاه به محیط می باشد. این در حالی است که در پرسیومترهای پیش حفار، به دلیل نصب دستگاه در یک گمانه که از قبل حفاری شده است، هیچگونه تنش افقی در شروع آزمایش به سوند وارد نمی گردد. در پرسیومترهای تغییر مکانی، به دلیل اینکه در حین نصب دستگاه خاک به اطراف هل داده می شود، تنش شروع آزمایش از تنش کل افقی اولیه خاک هم بیشتر است.



شکل ۶-۱- شکل ایده آل نمودار حاصل از سه نوع پرسیومتر (Clayton et al., 1997)

معمولاً نتایج آزمایش با پرسیومترهای پیش حفار به صورتی ترسیم می شوند که تغییرات حجم را در مقابل فشار اعمالی نمایش می دهد، در حالیکه نتایج در آزمایش پرسیومتر خود حفار به صورت فشار اعمالی در مقابل کرنش حفره رسم می گردد. در پرسیومتر پیش حفار تنش کل از صفر شروع شده و در ابتدا کرنشهای شعاعی بزرگی برای قرارگیری سوند و رساندن تنش های جداره گمانه به تنش های اصلی، مورد نیاز می باشد. تغییر شکلهای پرسیومتر از فشارهای بالاتر شروع شده، که بر دست خوردگی خاک به دلیل پس زدن آن حین حفاری دلالت دارد.

به طور معمول فرض می شود که دست خوردگی ناشی از نحوه انجام آزمایش در پرسیومتر پیش حفار و تغییر مکانی، تاثیر ناچیزی بر پارامترهای اندازه گیری شده می گذارد، که البته درحقیقت صحیح نمی باشد.

اگر چه به صورت تئوری، آزمایش پرسیمتری در انواع خاکها را می توان به یک شیوه تفسیر کرد، اما در عمل چندین روش معمول وجود دارد که در ادامه توضیح داده می شوند.

۱-۲-۶- روش نیمه تجربی^۱

این روش که در فرانسه توسعه یافته است در ارتباط با پرسیومتر پیش حفار مورد استفاده قرار می گیرد. در این روش پرسیومتر به عنوان یک وسیله برای به دست آوردن پارامترهای اصلی خاک در نظر گرفته نمی شود و نتایج در یک حالت تجربی به کار می روند. فشار حدی (P_L) برای آزمایش پرسیومتر پیش حفار، توسط منارد به صورت فشار مورد نیاز برای افزایش حجم سوند (انبساط) برای رسیدن به دو برابر حجم اولیه، تعریف شده است. فشارحدی خالص به صورت زیر تعریف می شود:

$$P_L^* = P_L - \sigma_{ho} \quad (۱-۶)$$

^۱ Semi-Empirical Approach

که در آن σ_{ho} تنش افقی برجا می‌باشد.

در روش فرانسوی، فشار حدی (P_L) به صورت تجربی برای به دست آوردن مقادیر طراحی، به عنوان مثال برای تعیین ظرفیت باربری پی‌ها، استفاده می‌شود. در خاکهای رسی فشار حدی به صورت زیر به مقاومت برشی زهکشی نشده ارتباط پیدا می‌کند (Baguelin et al., 1978):

$$C_U = \frac{P_L^*}{N_p} \quad (۲-۶)$$

فاکتور N_p از ۵/۵ تا ۱۰ تغییر می‌کند.

با استفاده از شیب منحنی پرسیومتری (یعنی منحنی فشار - حجم)، مدول پرسیومتری (E_M)، با استفاده از رابطه زیر قابل دستیابی می‌باشد:

$$E_{PMT} = A \left(\frac{\Delta P}{\Delta V} \right) \quad (۳-۶)$$

A : ضریبی تابع اندازه سوند و نسبت پواسون می‌باشد (نسبت پواسون معمولاً ۰/۳۳ در نظر گرفته می‌شود).

در آنالیز الاستیک داریم:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{2\Delta p(1+\nu)}{E} \quad (۴-۶)$$

که در نتیجه:

$$E_{PMT} = 2(1+\nu)V \left(\frac{\Delta P}{\Delta V} \right) \quad (۵-۶)$$

در این رابطه V حجم سلول اندازه گیری در نقطه مورد نظر (برابر $V_0 + V_m$) است.

معمولاً A برای پرسیومتر نوع منارد، با افزایش حجمی برابر 200 cm^3 ، بین ۱۵۰۰ تا 3000 cm^3 می‌باشد. زیرا:

$$A = 2(1+\nu)(V_0 + V_m) \quad (۶-۶)$$

باگولین و همکاران (Baguelin et al., 1978) ضریب α را به نحوی تعریف نمودند که با تقسیم E_M به آن مدول یانگ قابل دستیابی است. مقدار α بسته به نوع خاک و نسبت E_M/P_L از ۰/۲۵ تا ۱ تغییر می کند. محققین مذکور جدولی برای استخراج آن ارائه نموده اند.

۶-۲-۲- روش تحلیلی^۱

در انگلستان در تلاش برای تعیین پارامترهای اصلی بیشتری از خاک، بخشی از تحقیقات انجام گرفته بر روی پرسیومتر پیش حفار و قسمت عمده آن بر روی پرسیومتر خود حفار صورت پذیرفته است. تکنیکهای تحلیلی برای تفسیر نتایج آزمایش در رس ها و نیز ماسه ها ارائه شده است.

در رس ها به دلیل استفاده از پرسیومتر خود حفار منحنی پرسیومتری از تنش های برجا شروع می شود. سپس در یک فاز الاستیک افزایش یافته و سپس به فاز الاستو پلاستیک می رسد. حداقل یک سیکل باربرداری - بارگذاری مجدد نیز انجام می گیرد. تفسیر آزمایش پرسیومتر خود حفار برای به دست آوردن تنش کل افقی در محل، سختی و مقاومت زهکشی نشده نیز می تواند بر پایه تمام این فازها قرار گیرد.

۶-۲-۲-۱- تنش افقی برجا

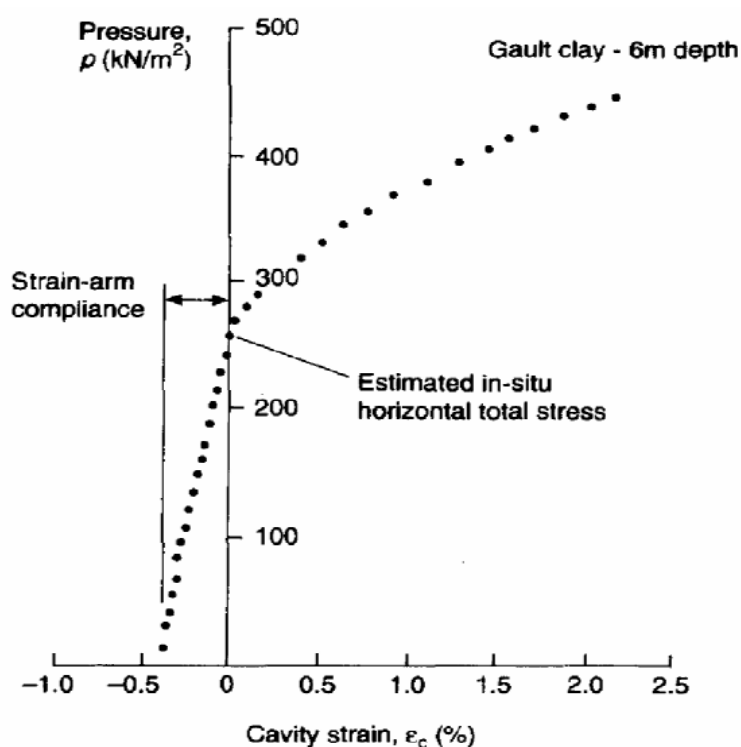
این تنش ها معمولاً با استفاده از روش برخاست^۲ به دست می آیند. نقطه برخاست در شکست شیب اولیه کرنش حفره در منحنی مشخص می شود. بخش اولیه رابطه کرنش فشاری تابع بازوی کرنشی^۳ و تسلیم غشاء^۴ است. معمولاً منحنیها برای سه بازوی کرنشی به طور مستقل امتحان می شوند. (Dalton & Hawkins, 1982)

¹ Analytical Approach

² Lift Off Method

³ Strain Arm

⁴ Membrane Compliance



شکل ۲-۶- روش برخاست برای تعیین تنش کل برجا (Dalton & Hawkins, 1982)

زمان بین پایان حفاری و شروع آزمایش روی نتایج تاثیر می گذارد. به همین منظور مایر و وود (Mair & Wood, 1989) پیشنهاد کردند که اعمال یک دوره استراحت ۱ الی ۲ ساعته به منظور بازیافت تاثیر بعضی از آشفستگی های مکانیکی به دلیل نصب غیر دقیق می تواند برای دستیابی به نتایج بهتر مفید واقع شود.

۲-۲-۲-۶- سختی

اندازه گیری و برآورد متغیرهای تغییرشکل پذیری یا سختی خاک از مهمترین مباحث مطرح در ژئوتکنیک است و برای این منظور آزمونهای آزمایشگاهی و صحرایی متعددی ابداع شده است. بر مبنای نظر کلارک (Clarke, 1995)، پرسیومتر از جمله ابزارهایی است که طراحی و توسعه آن در راستای اندازه گیری سختی زمین صورت گرفته است.

بررسی منابع موجود در خصوص پرسیومتر نشان میدهد که متغیرهای سختی مختلفی را میتوان با استفاده از نتایج آزمون پرسیومتری به دست آورد که مهمترین آنها مدول منارد (E_m)، مدول برشی اولیه (G_i) و مدولهای برشی حاصل از حلقه های بارگذاری و باربرداری میباشد.

مدول منارد که طبق استاندارد ASTM-D4719 مدول شبه الاستیک آزمایش پرسیومتری نامیده شده است، از بخش خطی اولیه منحنی پرسیومتر منارد به دست میاید. جزئیات این محاسبه در استاندارد مذکور و همچنین بخش ۳-۶ این نوشتار مورد اشاره واقع شده است. قابل ذکر است که روش تفسیر نتایج پرسیومتر منارد و همچنین روابط و منحنی های توصیه شده برای استفاده از این آزمایش در محاسبه ظرفیت باربری و نشست پی ها به تفصیل در نشریه D60 (1375) آمده است.

به طور کلی سختی به صورت مدول برشی G (برای یک جسم ایزوتروپیک الاستیک $G = E / [2(1+\nu)]$)، از شیب سیکل های باربرداری - بارگذاری مجدد در منحنی اعمال بار، به دست می آید. اگر فرض شود که خاک به صورت الاستیک رفتار کند، خواهیم داشت :

$$G = \frac{1}{2} \left(\frac{d}{d_0} \right) \left(\frac{dp}{d\varepsilon_c} \right) \quad (۷-۶)$$

در عمل از نسبت قطر حفره به قطر اولیه آن (d/d_0) در معادله بالا صرفنظر می شود، زیرا هنگام انجام دوره های باربرداری - بارگذاری در کرنش های کوچک حفره این نسبت نزدیک ۱ خواهد بود. بنابراین داریم :

$$G \approx \frac{1}{2} \left(\frac{dP}{d\varepsilon_c} \right) \quad (۸-۶)$$

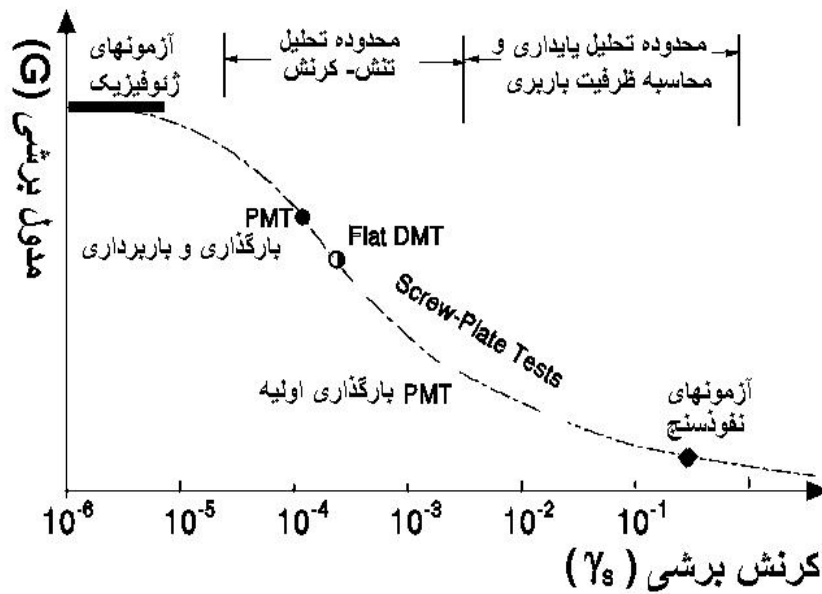
در صورتی که در محاسبه مدول برشی بر اساس فرمول اخیر از شیب بخش اولیه منحنی پرسیومتر استفاده شود، مدول حاصله مدول برشی اولیه (G_i) خواهد بود. با این حال، از آنجایی که جدار گمانه معمولاً اندکی به هم خورده است استفاده از این مدول توصیه نمیشود. برای دستیابی به یک مدول مطمئن لازم است که سوند انبساط بیشتری پیدا کند و سپس در چند مرحله باربرداری و بارگذاری مجدد صورت پذیرد. بر اساس نظر محققین، مدول برشی حاصل از حلقه های باربرداری و بارگذاری، که با استفاده از فرمول (۸-۶) و با جاگذاری شیب منحنی در حلقه های مذکور محاسبه میشود، دقیق ترین مدولی است که از آزمایش پرسیومتری به دست می آید و از اعتماد بالاتری نسبت به مدول اولیه برخوردار است (Clarke (1995), Briaud (1992)).

قابل ذکر است که مدول برشی خاک توسط برخی دیگر از آزمونهای آزمایشگاهی و صحرایی نظیر ستون تشدید و سرعت موج برشی قابل اندازه گیری و محاسبه است، ولی با توجه به سطح پایین کرنش خاک در آزمونهای مذکور مدول حاصله عمدتاً مربوط به بخش الاستیک رفتار غیر خطی خاک میباشد. با این حال، آزمایشهایی نظیر پرسیومتری، بارگذاری صفحه و سه محوری محدوده وسیعتری از کرنشهای برشی را مورد بررسی قرار میدهند و بر همین اساس استفاده از آنها نتایج واقعبینانه تری به دست میدهد. مدل مناسب برای محاسبه منحنی غیر خطی مدول برشی خاک درشت دانه آبرفت تهران توسط حمدالهی (۱۳۸۴) مورد بحث واقع شده است. همچنین ماین و همکاران (Mayne et al., 2001) محدوده کاربرد چند آزمون در محاسبه مدول برشی خاک را به صورت شکل (۳-۶) نشان داده اند.

۳-۲-۲-۶ مقاومت

دو نوع تحلیل برای تعیین مقاومت برشی در رس ها از نتایج آزمایش پرسیومتری مورد استفاده قرار می گیرد، آنالیز گیسون- اندرسون و آنالیز پالمر- لادنی.

گیسون و اندرسون (Gibson & Anderson, 1961) رابطه زیر را برای پرسیومتر پیش حفار به دست آوردند :



شکل ۳-۶- محدوده کاربرد آزمونهای مختلف برای محاسبه مدول برشی خاک (Mayne et al., 2001)

$$P = P_0 + C_u + C_u \ln \left[\frac{\Delta V}{V} - \left(1 - \frac{\Delta V}{V} \right) \frac{P_0}{G} \right] \quad (9-6)$$

رابطه فوق را می توان برای پرسیومتر خود حفار که تغییرات حجم از P_0 شروع می شود، به صورت زیر بازنویسی نمود :

$$P = P_0 + C_u \left[1 + \ln \left(\frac{G}{C_u} \right) \right] + C_u \left[\ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right) \right] \quad (10-6)$$

برای یک خاک الاستو پلاستیک در $P = P_0 + C_u$ تسلیم خاک آغاز می شود. با افزایش فشار حجم خاک تحت کرنش پلاستیک افزایش یافته و سختی تاثرات کاهش می یابد. در کرنش نامحدود، $\Delta V/V=1$ و به دلیل اینکه کل کرنش پلاستیک است، فشار حدی (P_L) به مقدار زیر می رسد :

$$P_L = P_0 + C_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{C_u}\right) \right] \quad (۱۱-۶)$$

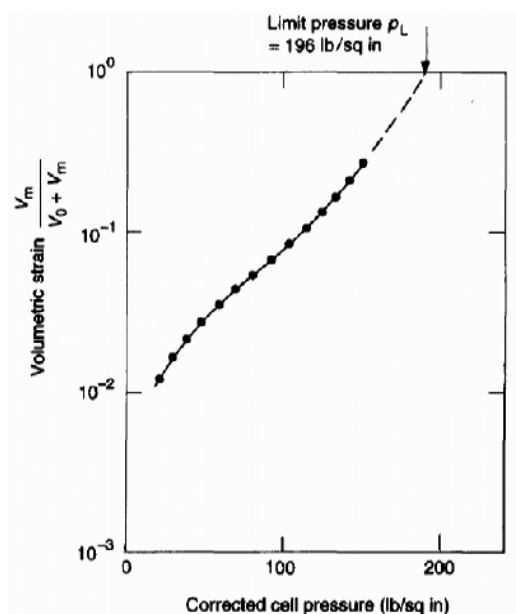
از رابطه فوق می توان برای به دست آوردن مقاومت برشی زهکشی نشده، C_u ، (تنها زمانی که فشار حدی به درستی قابل تعیین است، یعنی در زمان انبساط نامحدود شوند در $\Delta V/V=1$) استفاده نمود.

اما پرسیومترهای خود حفار نسبت به پرسیومترهای پیش حفار گستره محدودتری از انبساط را دارند و بنابراین برای تعیین P_L برای آنها، لازم است که از برون یابی استفاده شود.

از روابط فوق می توان دریافت که حین فاز تغییر شکل پلاستیک ($P > P_0 + C_u$) داریم:

$$P = P_L + C_u \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right) \quad (۱۲-۶)$$

بنابراین فشار حدی را می توان از ترسیم دقیق داده ها برای بخش آخر آزمایش به صورت $\Delta V/V$ در مقابل فشار سلول اصلاح شده (P) تخمین زد. در صورتیکه به این روش ترسیم صورت گیرد داده ها تقریباً باید به شکل خط راست در آیند (شکل ۴-۶).



شکل ۴-۶ - روش برون یابی فشار حدی (Gibson & Anderson, 1961)

در مورد پرسیومتر خود حفار و با برون یابی $1 = \Delta V/V (= V_m/(V_0 + V_m))$ ، با تبدیل کرنش حفره از طریق رابطه زیر :

$$\varepsilon_c = (1 - \frac{\Delta V}{V})^{-1/2} - 1 \quad (۱۳-۶)$$

می توان یک منحنی تنش-کرنش پیوسته از روشهای تحلیلی پیشنهاد شده توسط لادنی (Ladany, 1972) و پالمر (Palmer, 1972) به دست آورد که نشان دادند در هر مرحله از آزمایش تنش برشی برابر است با :

$$\tau = \frac{dP}{d[Ln(\frac{\Delta V}{V})]} \quad (۱۴-۶)$$

که dP و dV از سطح تنش بر جای بزرگتر از $P = 0$ تغییر می کند. تنش برشی اوج (مقاومت برشی زهکشی نشده) داده شده توسط این روش معمولاً از مقدار به دست آمده از تحلیل گیبسون - اندرسون بیشتر بوده و به نظر نمی رسد تطابق خوبی با نتایج سایر روش ها داشته باشد. مایر و وود (Mair & Wood, 1987) استفاده از روش تحلیل پالمر و لادنی را توصیه نمی کنند.

۶-۲-۲-۴- سنگها

در سنگها نیز پرسیومتر خود حفار با استفاده از مته های حفاری مناسب برای نفوذ بهتر و حساسیت بیشتر نسبت به کرنش های حفره، پیشرفت قابل توجهی داشته است (Clake & Allan, 1989) که البته هنوز کامل نمی باشد. در مقابل از پرسیومترهای پیش حفار در سنگهای ضعیف استفاده گسترده ای شده است. از سوی دیگر می و گرین لند (Meigh & Greenland, 1965) سازگاری مناسبی بین ظرفیت فشاری نهایی به دست آمده از آزمایش بارگذاری صفحه (با قطر کوچک) و مقادیر فشار حدی به دست آوردند و همچنین بین مدول های به دست آمده از بارگذاری صفحه و پرسیومتر سازگاری

مناسبی نشان دادند. تنها پارامتری که می توان با اطمینان در سنگهای ضعیف به دست آورد، مدول برشی است و برای اطمینان لازم از نتایج در پرسیومترهای معمولی که قطر ۷۵ تا ۱۰۰ میلی متر دارند، باید فاصله درزه ها کمتر از ۲۰ میلیمتر باشد.

۳-۶- نتایج حاصل از آزمایش با پرسیومترهای پیش حفار

در این بخش نتایج حاصل از آزمایش با پرسیومتر پیش حفار و نحوه استخراج پارامترهای حاصل از آن به طور جداگانه طبق استاندارد ASTM-D4719 توضیح داده می شود.

پس از به دست آوردن داده های لازم از آزمایش پرسیومتری، نمودار مربوطه به دست می آید که می توان پارامترهایی را از آن استخراج نمود.

P_0 : فشاری که خاک دست خورده را به قبل از حالت دست خوردگی بر می گرداند.

P_f : نقطه ای که تسلیم یا خزش خاک شروع شده و خاک از حالت شبه الاستیک به حالت پلاستیک تغییر می کند.

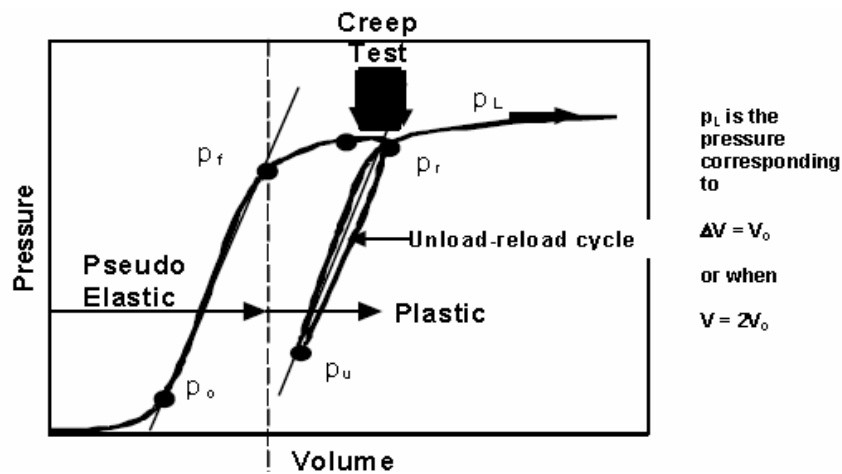
P_u : فشار حداقل حین باربرداری، در سیکل باربرداری – بارگذاری مجدد.

P_r : نقطه تسلیم حین قسمت بارگذاری مجدد، در سیکل باربرداری – بارگذاری مجدد،

که بازیافت فشار پایان یافته و خاک دوباره برش پلاستیک را آغاز می کند.

P_L : فشار حدی که در آن منحنی در یک فشار ثابت، تغییر حجم می دهد. مقدار P_L به

صورت برون یابی فشاری که حجم در آن معادل $2V_0$ شود، محاسبه می شود (V_0 حجم اولیه سوند می باشد).



شکل ۵-۶- منحنی حاصل از آزمایش با پرسومتر پیش حفر (Hughes et al., 1975)

در نمودار حاصل چهار مرحله مشخص می باشد.

الف _ مرحله تعادل اولیه (فاز تثبیت مجدد)

ب _ مرحله تغییر شکل شبه الاستیک

ج _ مرحله تغییر شکل پلاستیک

د _ مرحله ایجاد تعادل حدی

مدول شبه الاستیک آزمایش پرسیمتری (طبق استاندارد ASTM-D4719) به دو صورت به دست می آید :

الف _ با استفاده از منحنی تنش در مقابل تغییرات حجم سوند :

$$E_p = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (۱۵-۶)$$

در رابطه فوق ν ، نسبت پواسون است که معمولاً ۰/۳۳ در نظر گرفته می شود. V_0 حجم اولیه سوند و V_m حجم میانگین سوند در گستره تنش در نظر گرفته شده (یعنی $(V_{final} + V_{initial})/2$ برای یک گام تنش). $\Delta P/\Delta V$ شیب بخش خطی منحنی تنش در قابل

حجم سوند (بین P_0 و P_f یا بین P_U و P_f) می باشد که اگر شیب بخش باربرداری – بار گذاری مجدد در نظر گرفته شود، باید به صورت E_{U-f} نمایش داده شود.

ب – با استفاده از منحنی تنش اعمالی در مقابل تغییرات شعاع سوند :

$$E_p = (1 + \nu)(R_p + \Delta R_m) \frac{\Delta P}{d\Delta R} \quad (۱۶-۶)$$

ν نسبت پواسون؛ R_p شعاع سوند قبل از انبساط؛ ΔR_m افزایش در شعاع سوند تا جاییکه E_p اندازه گیری شده است و $\Delta P/d\Delta R$ شیب بخش خطی منحنی تنش در مقابل شعاع سوند بین P_0 و P_f یا بین P_U و P_f می باشد.

حجم حدی، V_L ، (حجم در فشار حدی) از رابطه زیر به دست می آید :

$$V_L = V_0 + V_c + V_0 = 2V_0 + V_c \quad (۱۷-۶)$$

V_0 : حجم مورد نیاز برای انبساط پرسیومتر و هل دادن خاک تا بازگشت به حالت اولیه.

V_c : حجم اولیه سلول اندازه گیری (طبق جدول ۱-۶).

جدول ۱-۶- مقادیر V_c مطابق با نوع سوند (Gambin & Rousseau, 1988)

Probe	Diameter of Borehole (mm)	V_c (cm ³)
EX	34	535
AX	44	535
BX	60	535
NX	76	790

اغلب فرض می شود که فشار برخاست^۱ (P_0) معادل تنش افقی کل در خاک باشد، بنابراین ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون به وسیله رابطه زیر تعیین می شود :

^۱ Lift Off Pressure

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{P_0 - U}{\sigma'_v} \quad (۱۸-۶)$$

σ'_h : تنش موثر افقی

σ'_v : تنش موثر قائم

U : فشار هیدرواستاتیک

۴-۶- نتایج حاصل از آزمایش با پرسیومترهای خود حفار

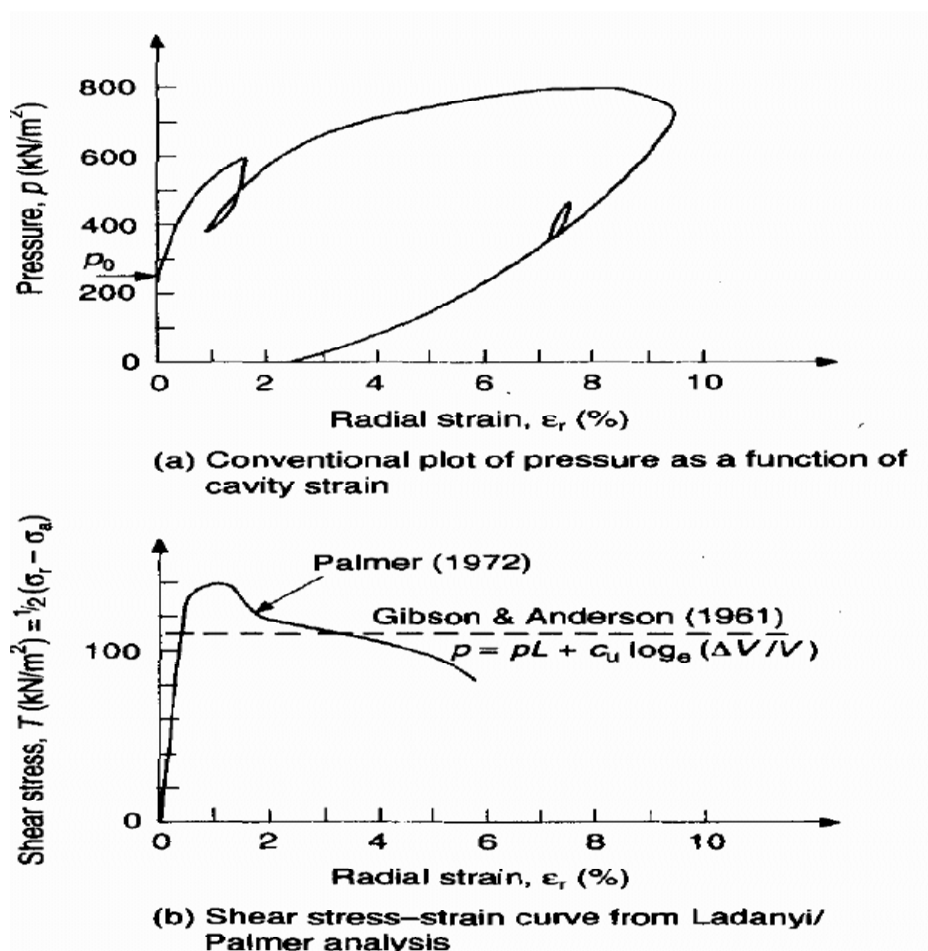
پارامترهای قابل استخراج از آزمایش پرسیومتر خود حفار برای رس ها و ماسه ها به شرح زیر می باشند :

۱-۴-۶- پارامترهای قابل دستیابی برای رسها

- تنش افقی برجا (کل و موثر)
- مسیرهای تنش افقی حداقل و حداکثر
- مدول های برشی سکانت و تانژانت برای کرنشهای برشی درگستره 10^{-4} تا 10^{-2}
- مقاومت برشی زهکشی نشده (C_u)
- فشار آب حفره ای
- ضریب تحکیم افقی

۲-۴-۶- پارامترهای قابل دستیابی برای ماسه ها

- زاویه اصطکاک داخلی
- زاویه اتساع
- مدول های برشی تانژانت و سکانت



شکل ۶-۶- یک نمونه نمودار حاصله از نتایج آزمایش با پرسیومتر خود حفار
(Windlle & Wroth, 1977)

جدول ۶-۲ - عوامل تاثیر گذار بر نتایج آزمایش پرسیومتری با پرسیومتر منارد و پرسیومتر خود حفار

(Mair & Wood, 1987 و Baguelin et al., 1978)

شرح	عامل تاثیر گذار
عامل تصحیحات لازم برای افت فشار، حجم، دما و فشار هیدرولیکی این را در بر می گیرد. برای تصحیح دقیق نتایج تجربه کافی مورد نیاز می باشد.	کالیبراسیون
فشار مورد نیاز برای انبساط سوند در هوا می باشد. تابع صلبیت دیواره سوند بوده و یک عامل تاثیر گذار در خاکهای نرم می باشد.	افت فشار
این مورد به قابلیت تحمل فشار سوند و لوله های رابط مربوط می باشد و هنگام آزمایش در خاکهای سخت تر یا سنگهای ضعیف نمود بیشتری دارد.	تغییرات حجم یا شعاع
این مورد عاملی است که باید در هر سایت به صورت جداگانه به آن توجه شود. در سایت های مختلف همیشه یک روش نصب واحد مناسب نخواهد بود.	روش نصب (در مورد پرسیومتر نوع منارد)
برای هر توده خاک باید متناسب با آن تنظیم شود.	موقعیت مته های حفاری (برای پرسیومترهای خود حفار)
باید با قطر پرسیومتر یکسان باشد.	اندازه کفشک برش (برای پرسیومترهای خود حفار)
نیروی اعمالی به لوله های حفاری، سرعت چرخش مته های حفاری و پمپاژ سیال بر سرعت نفوذ پرسیومترهای خود حفار تاثیر می گذارد.	سرعت نفوذ (برای پرسیومترهای خود حفار)
باید از این عامل حین انتقال دستگاه به داخل زمین تا حد امکان جلوگیری شود.	لرزش های اضافی (در پرسیومترهای خود حفار)
می تواند بر فشار حدی به دست آمده تاثیر بگذارد.	ناهمگنی ذاتی خاک

۵-۶- کاربرد نتایج آزمایش با پرسیومتر منارد در طراحی پی ها

پرسیومتر منارد در بسیاری از کشورها در شناسایی های برجا، برای طراحی انواع پی ها کاربرد گسترده ای دارد. نتایج طراحی نیمه تجربی بر اساس استفاده از تئوری ها و مشاهده رفتار پی ها گسترش یافته است. کتابها و مقالات مختلفی در این زمینه منتشر شده است. در ادامه چند قاعده مهم و عمومی توضیح داده می شود.

۵-۶-۱- ظرفیت باربری

منارد (Menard, 1963) مقاومت نوک شمعها را با فشار حدی که از حفره کره ای شکل و مقایسه آن با فشار حدی ناشی از انبساط حفره استوانه ای شکل ارتباط داد. ظرفیت باربری (q_u) برای هر نوع بارگذاری قائم طبق رابطه زیر به دست می آید:

$$q_u - \sigma_v = K_p(P_L - \sigma_{h0}) \quad (۱۹-۶)$$

q_u : ظرفیت نهایی شالوده

σ_v : تنش سربار در تراز کف شالوده قبل از باربرداری

K_p : ضریب باربری پرسیومتر منارد (جدول ۶-۷)

σ_{h0} : تنش افقی زمین در تراز آزمایش (P_0)

$P_L - \sigma_{h0}$: فشار حدی خالص (P_L^*)

در معادله فوق عبارت $q_u - \sigma_v$ معادل سرباری است که موجب گسیختگی می گردد و در واقع همان ظرفیت نهایی خالص $q_{u,net}$ است. به این سربار باید ضریب اطمینانی اعمال شود که معمولا برابر ۳ در نظر گرفته می شود. ظرفیت باربری پی های سطحی با استفاده از رابطه فوق محاسبه می گردد. همچنین مقادیر K_p را که به شکل شالوده، نوع خاک و عمق خاک (D) وابسته هستند با توجه به شکل ۶-۷ و یا جداول ۶-۲ تا ۶-۵ می توان به دست آورد.

هنگامی که زمین به صورت لایه ای است از فشار حدی خالص معادل $(P_{Le})^*$ و عمق معادل پی (D_e) استفاده می شود (Amar et al., 1991):

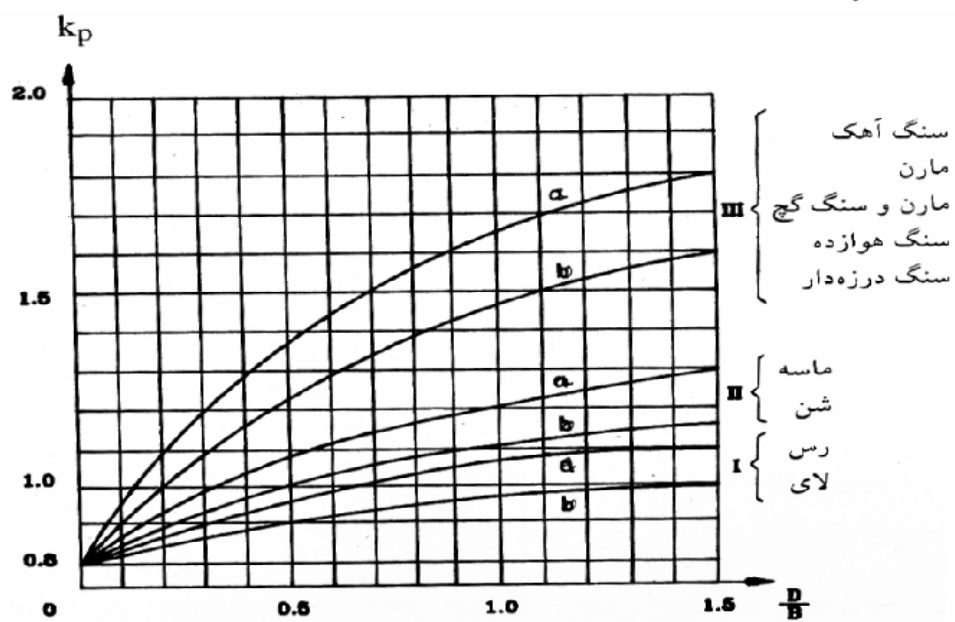
$$(P_{Le})^* = (P_{L1} + P_{L2} + P_{L3}) \quad (۲۰-۶)$$

فشار حدی P_{L1} در تراز کف پی اندازه گیری می شود و P_{L2} مربوط به لایه ای به فاصله B (عرض پی) در بالای شالوده و فشار حدی P_{L3} در لایه ای به فاصله B زیر سطح شالوده اندازه گیری می شود.

عمق معادل پی از رابطه زیر به دست می آید (Costet & Sanglerat, 1981):

$$D_e = \int \frac{1}{P_{Le}^*} P_L \cdot Z \cdot dz \quad (۲۱-۶)$$

این انتگرال بین سطح آزاد زمین و تراز پی در نظر گرفته می شود.



a : شالوده مربعی b : شالوده نواری

شکل ۶-۷ - مقادیر K_p برای انواع شالوده ها

جدول ۳-۶- مقادیر فشار حدی بر حسب نوع خاک (Costet & Sanglerat, 1981)

فشار حدی (مگاپاسکال)	نوع خاک	گروه خاک
صفر تا ۱/۲ صفر تا ۰/۷	رس لای	I
۱/۸ تا ۴ ۱/۲ تا ۳ ۰/۴ تا ۰/۸ ۱ تا ۳	رس سخت و مارن لای متراکم ماسه غیر متراکم سنگ نرم	II
۱ تا ۲ ۴ تا ۱۰	ماسه و شن سنگ	III
۳ تا ۶	ماسه و شن بسیار متراکم	III'

جدول ۴-۶- مقادیر ضریب باربری پیشینه K_p بر حسب شکل پی و عمق پی (Coset & Sanglerat, 1981)

k_p پی نواری				k_p پی مربعی				D/B
III'	III	II	I	III'	III	II	I	
	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰
۱/۳	۱/۲	۱/۱	۱	۲/۱	۱/۹	۱/۵	۱/۲	۰/۱
۱/۶	۱/۴	۱/۳	۱/۲	۲/۸	۲/۵	۱/۸	۱/۶	۱
۱/۸	۱/۶	۱/۴	۱/۲	۳/۳	۳	۲/۱	۱/۸	۱/۱

جدول ۵-۶ - فشار حدی بر حسب نوع خاک (Gambin & Frank, 1995)

طبقه بندی خاک	نوع خاک	فشار حدی P_L مگاپاسکال
رس ولای	A رس نرم یا لای	< 0.7
	B رس نسبتاً سخت یا لای	$1/2 - 2/0$
	C رس سخت یا لای	$> 2/5$
شن و ماسه	A ماسه شل یا شن	< 0.5
	B ماسه نسبتاً متراکم یا شن	$1/0 - 2/0$
	C ماسه متراکم یا شن	$> 2/5$
زمین آهکی	A زمین آهکی نرم	< 0.7
	B زمین آهکی هوازده	$1/0 - 2/5$
	C زمین آهکی سخت	> 3
مارن و مارن آهکی	A مارن شکننده	$1/5 - 4/0$
	B مارن سخت	$> 4/5$
سنگ ضعیف	A سنگ هوازده	$2/4 - 4/0$
	B سنگ درزه دار	$> 4/5$

جدول ۶-۶ - مقادیر K_p بر حسب نوع خاک (Gambin & Frank, 1995)

نوع خاک	مقدار k_p
رس ولای A و زمین آهکی A	$0.8 [1 + 0.25 (0.6 + 0.4B/L) D_e/B]$
رس ولای B	$0.8 [1 + 0.35 (0.6 + 0.4B/L) D_e/B]$
رس C	$0.8 [1 + 0.50 (0.6 + 0.4B/L) D_e/B]$
ماسه A	$[1 + 0.35 (0.6 + 0.4B/L) D_e/B]$
ماسه و شن B	$[1 + 0.50 (0.6 + 0.4B/L) D_e/B]$
ماسه و شن C	$[1 + 0.80 (0.6 + 0.4B/L) D_e/B]$
زمین آهکی B و C	$1/3 [1 + 0.27 (0.6 + 0.4B/L) D_e/B]$
مارنها، مارنهای آهکی و سنگهای هوازده	$[1 + 0.27 (0.6 + 0.4B/L) D_e/B]$

از آنجا که آزمایش پرسیومتری در سنگ نیز قابل انجام می باشد، برای صندوقه^۱ و شمع های مستقر بر سنگ که عمده توان باربری آنها از مقاومت نوک به دست می آید، ظرفیت باربری را می توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$R_u = K_b(P_L - P_0) + \sigma_0 \quad (22-6)$$

P_L : فشار حدی پرسیومتر در محدوده $2B$ بالا و پائین نوک شمع

P_0 : تنش افقی در حالت سکون در تراز نوک شمع

σ_0 : تنش کل در تراز نوک شمع

K_b : ضریب تجربی با توجه به جدول ۶-۷

جدول ۶-۷- مقادیر K_b برحسب D/B

D/B	۰	۱	۲	۳	۵	۷
K_b	۰/۸	۲/۸	۳/۶	۴/۲	۴/۹	۵/۳

۶-۵-۲- شمع با بار محوری

ظرفیت باربری شمع با بار محوری با دانستن بار حدی نوک (Q_{PL}) و اصطکاک جداره (q_s)، به دست می آید:

$$Q_L = Q_{PL} + Q_{SL} \quad (23-6)$$

در این معادله Q_L بار حدی شمع، Q_{PL} بار حدی نوک شمع و Q_{SL} بار حدی اصطکاکی شمع می باشد. بار حدی نوک شمع را می توان به صورت زیر بازنویسی نمود (Baguelin et al., 1987):

$$Q_{PL} = A_p[K_p(P_L - \sigma_{h0}) + \sigma_v] A_p \quad (24-6)$$

A_p سطح مقطع نوک شمع است و مقادیر K_p بر اساس روش های ساخت شمع در جدول ۶-۸ آمده است. در این جدول B_e عرض معادل و برابر با $4A/P$ است. A سطح

¹ Caissons

مقطع شالوده و P محیط آن می باشد. B_e برابر وجه یک پی مربعی تکی یا قطر یک پی مدور یا دو برابر عرض یک شالوده نواری است.

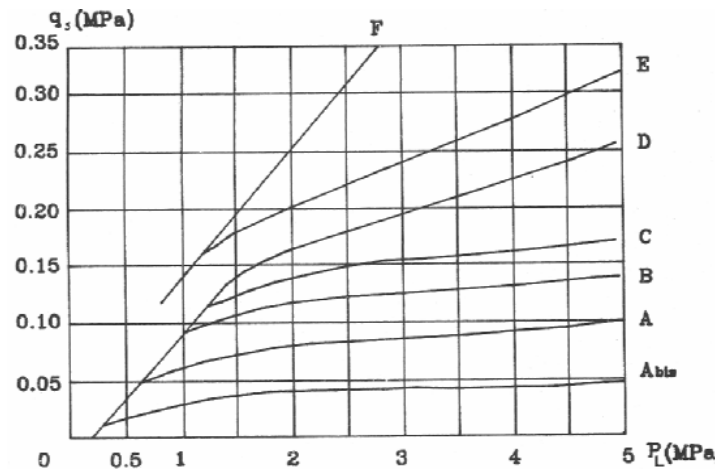
جدول ۶-۸- ضریب باربری پرسیومتر منارد (K_p) برای طراحی پی ها در پایین عمق بحرانی (Amar et al., 1991)

گروه	خاک	عمق بحرانی		بیشینه ضریب باربری (k_p)	
		پی های تکی	پی های نواری	شمع برجها	شمع کویدنی
I	رس و لای	$2B_e$	$3B_e$	$1/2$	$1/8$
II	شن و ماسه	$5B_e$	$6B_e$	$1/1$	$3/2 - 4/2$
III	زمین آهکی	$8B_e$	$9B_e$	$1/8$	$2/6$
IV	سنگ ضعیف	$8B_e$	$9B_e$	$1/1 - 1/8$	$1/8 - 3/2$

بار حدی اصطکاکی شمعها نیز از رابطه زیر به دست می آید :

$$Q_{SL} = \sum A_{si} \cdot q_{si} \quad (۶-۲۵)$$

که در این معادله A_{si} سطح جداره شمع در لایه i ام و q_{si} اصطکاک واحد سطح شمع در لایه i ام هستند. q_{si} از برای هر لایه با استفاده از شکل (۶-۸) به دست می آید. در این شکل هفت منحنی ترسیم شده است که به نوع خاک، فشار حدی مربوطه (P_L) و نوع شمع بستگی دارد. در جدول (۶-۹) طبقه بندی این منحنیها مشاهده می گردد. (Amar et al., 1991).



شکل ۶-۱- منحنی های P_L بر حسب q_{si} برای شمع ها
 جدول ۶-۹- طبقه بندی اصطکاک حداره برای پرسیمتر منارد، برای استفاده با شکل ۶-۷
 (Amar et al., 1991)

نوع خاک	فشار حدی R_p پاسکال	نوع شمع					
		بتنی برجها		شمع برجها با غلاف		کوبیدنی	
		بتنی	شمع	فلزی	بتنی	فلزی	فشار کم
رس نرم یا لای، ماسه سست، آهکی نرم	۰ - ۰/۷	A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	A
رس نسبتاً سخت و لای	۱/۲ - ۲/۰	(A)	(A)	A_{bis}	(A)*	A_{bis}	A
رس سخت تا خیلی سخت	> ۲/۰	A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	D**
		(A)	(A)*	A_{bis}	(A)*	A	
		A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	A_{bis}	
ماسه نسبتاً متراکم	۱ - ۲	(B)	(A)*	A_{bis}	(B)*	(B)*	
ماسه متراکم تا خیلی متراکم	> ۲/۵	A	(B)*	A_{bis}	(C)*	(C)*	> D
		B	(C)*	A	(B)*	B	
		C	(C)*	A	(B)*	B	
سنگ آهکی هوازده یا درزه دار	> ۱	B	A	A	(B)*	(C)*	> D
		C	B	A	(B)*	B	
		(E)*	(C)*	B	(C)*	E***	F
مارن	۱/۵ - ۴	C	B	B	(C)*	E***	
مارن خیلی سخت	> ۴/۵	E	-	-	-	-	F
سنگ هوازده	۲/۵ - ۴	F	F	-	F	F***	> F
سنگ درزه دار	> ۴/۵	F	F	-	-	-	> F

حروف داخل پرانتز فقط برای شمعهایی که بسیار خوب ساخته شده و اجرا شده اند به کار می رود.

xx تنها برای خاکهای با $P_L > 1.5 \text{ MPa}$

*** هنگامی که امکان اجرای شمع کوبیدنی باشد.

۶-۵-۳- نشست

در آزمایش پرسیومتری مدول مقاومتی به طور مستقیم به دست می آید، بنابراین می توان اندازه نشست در شالوده ها و شمع ها را با دقت محاسبه و پیش بینی نمود.

۶-۵-۳-۱- نشست شالوده ها

بررسی های منارد و روسو (Menard & Rousseau, 1962) منجر به ارائه رابطه ای برای نشست پی صلب گردید. این رابطه شامل نشست مربوط به تغییر شکل زاویه ای و نشست مربوط به تغییر شکل حجمی می باشد. نشست کلی به صورت زیر می باشد:

$$S = (q - \sigma_y) \left(\frac{2B_0}{9E_d} \right) \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \lambda_c \frac{B\alpha}{qE_c} \quad (۶-۲۶)$$

E_c : مدول اندازه گیری شده پرسیومتر منارد در رابطه با تنش حجمی

($E_c = E_M/2$) (Costet & Sanglerat, 1981)

E_d : مدول اندازه گیری شده پرسیومتر منارد در رابطه با تنش انحرافی می باشد که در

آن $1/E_d = 1.5(1+\nu)/E_M$ (Costet & Sanglerat, 1981)

λ_c و λ_d : ضرایب شکل شالوده (از جدول ۶-۱۰)

α : ضریب سازه ای که تابع نوع خاک و نسبت E_M/P_1 می باشد (از جدول ۶-۱۱)

q : فشار متوسط وارد از پی صلب و σ_v : فشار سربار

B_0 : عرض مبنا که معمولاً ۶۰ سانتی متر است و B : عرض یا قطر شالوده، که باید

بزرگتر از B_0 باشد.

E_M : مدول پرسیومتری

جدول ۶-۱۰- ضرایب λ_d و λ_c برای محاسبه نشست پی ها (Amar et al., 1991)

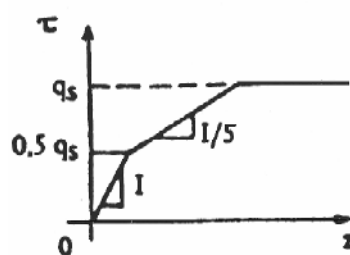
L/B	۱		۲	۳	۵	۲۰
	مربع	دایره				
λ_d	۱/۱۲	۱	۱/۵۳	۱/۷۸	۲/۱۴	۲/۶۵
λ_c	۱/۱۰	۱	۱/۲۰	۱/۳۰	۱/۴۰	۱/۵۰

جدول ۶-۱۱- ضریب α برای محاسبه نشست در خاک های مختلف (Amar et al., 1991)

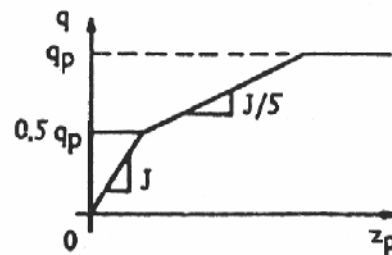
نوع خاک		نباتی		رس		لای		ماسه		ماسه و شن	
شرایط خاک		α	E_M/P_1	α	E_M/P_1	α	E_M/P_1	α	E_M/P_1	α	E_M/P_1
بیش تحکیم یافته		-	-	-	-	$\frac{2}{3}$	> 14	$\frac{1}{2}$	> 12	$\frac{1}{4}$	> 10
عادی تحکیم یافته		۱	-	$\frac{2}{3}$	$9-16$	$\frac{1}{2}$	$8-14$	$\frac{1}{4}$	$7-12$	$\frac{1}{4}$	$6-10$
سنگ هوازده		-	-	$\frac{1}{3}$	$7-9$	$\frac{1}{2}$	-	$\frac{1}{4}$	-	$\frac{1}{4}$	-

۶-۵-۳-۲- نشست شمع ها

گامباین (Gambin, 1963) نشان داد که برای تخمین نشست یک شمع تکی لزوماً باید ارتباط تنش - تغییر مکان در زیر نوک شمع و در هر مقطع از محور شمع معلوم باشد. نمودارهای تنش - تغییر مکان بر اساس نوع و قطر شمع تغییر می کند. برای انواع شمعها، به قطر یا عرض $2R$ ، نمودارهای تنش - تغییر مکانهای کاربردی در شکل (۶-۹) نشان داده شده است.



تغییر مکان محور شمع



تغییر مکان نوک شمع

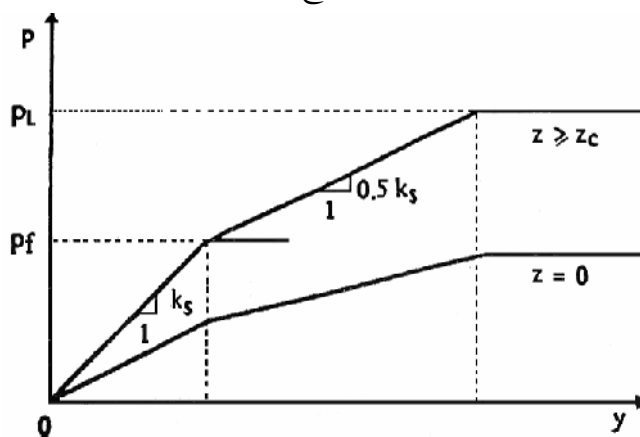
شکل ۶-۹- نمودارهای واکنش خاک - شمع برای شمع با بار قائم

شیب این نمودارها بر اساس نتایج فرانک و زائو (Frank & Zhao, 1982) به صورت زیر تعریف می گردد:

برای شمعهای اصطکاکی یا خاکهای ریزدانه: $J = 11E_M/R$ و $I = 2E_M/R$
 برای شمعهای متکی بر نوک یا خاکهای دانه ای: $J = 4.2E_M/R$ و $I = 0.8E_M/R$

۶-۵-۳- شمع با بار جانبی

با استفاده از مفهوم مدول واکنش بستر^۱ می توان شمعهای تحت بار جانبی را بررسی نمود. بدین منظور با توجه به داده های آزمایش پرسیومتری (E_M, P_f, P_l) می توان نمودار عکس العمل $(p-y)$ یک شمع تکی در یک عمق معین را ترسیم نمود.



شکل ۶-۱۰ - نمودار $P-Y$ برای شمع با بار جانبی

مدول واکنش بستر (K_S) از روابط زیر به دست می آید (Amar et al., 1991):

$$K_S = \left[\frac{4R}{9E_M} \left(2.65 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{3E_M} R \right]^{-1} \quad : R > 0.3 \quad (۶-۲۷)$$

$$K_S = \left[\frac{4R}{9E_M} (2.65)^\alpha + \frac{\alpha}{3E_M} R \right]^{-1} \quad : R < 0.3 \quad (۶-۲۸)$$

¹ Subgrade Reaction Modulus

در روابط فوق R شعاع شمع، $R_0 = B_0/2 = 0.3$ و α از جدول (۶-۱۱) به دست می آید. شمع در این روش مانند یک تیر فرض می شود که بر تعدادی فنر مستقل از هم تکیه دارد. معمولاً در این روش معادله دیفرانسیل زیر با روش تفاضل محدود حل می شود:

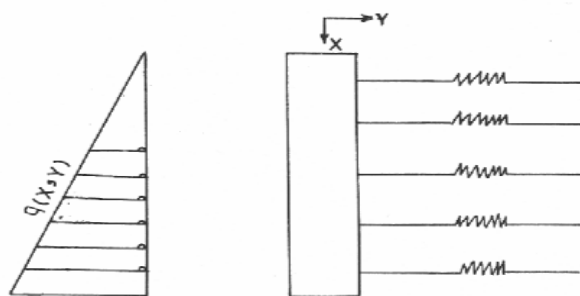
$$EI \left(\frac{d^4 y}{dx^4} \right) = q(x, y) = K_s \cdot y \quad (۶-۲۹)$$

EI : صلبیت خمشی شمع

y : تغییر مکان شمع در یک مقطع از محور طولی

$q(x, y)$: فشار جانبی خاک در واحد طول شمع در همان مقطع

K_s : ضریب واکنش افقی خاک در مقطع مورد نظر



شکل ۶-۱۱- شمع مدل شده با فنر

با استفاده از این روش می توان سازه های نگهبان (مثل سپرها و دیوارهای حائل) را نیز طراحی نمود. بدین منظور ضریب واکنش K_s با رابطه زیر تعریف می شود:

$$K_s = E_M \left[\alpha \frac{a}{2} + 13(9a \times 10^{-4})^\alpha \right]^{-1} \quad (۶-۳۰)$$

که در رابطه فوق $a = 2h/3$ و h عمق گیرداری شمع است.

۶-۶- روابط تجربی

روابط تجربی بسیار زیادی بین نتایج آزمایش پرسیومتری و مشخصه های خاک توسط محققین ارائه شده است که در زیر به برخی از آنها، اشاره می شود. یادآوری

میشود که علاقمندان برای استفاده کامل از روابط مذکور و همچنین آگاهی از محدودیتهای احتمالی آنها لازم است به مراجع مربوطه مراجعه نمایند.

۶-۶-۱- رابطه مدول پرسیومتری با مدول ادنومتر

ضریب پرسیومتری (E_p) با مدول کشسانی (E_{oed}) که از آزمایش تحکیم (ادنومتر) به دست می آید متناسب است. این تناسب به صورت رابطه زیر ارائه می شود: (Amar et al., 1991)

$$E_{oed} = E_p / \alpha \quad (۳۱-۶)$$

$$E_{oed} = \left[\frac{1+e}{C_c} \right] \cdot \left[\frac{\Delta \sigma'}{\log(1 + \Delta \sigma' / \sigma'_v)} \right] \quad (۳۲-۶)$$

در روابط فوق C_c شاخص فشردگی، e نسبت تخلخل و α پارامتری است که مقدار آن به نوع خاک وابسته بوده و در محدوده ۰/۲۵ تا ۱ قرار می گیرد. البته در خاکریزهای بسیار فشرده α ممکن است از ۱ بیشتر شود.

جدول ۶-۱۲- مقدار α در خاک های مختلف (Menard & Rousseau, 1962)

نوع خاک	رس	لای	ماسه	قلوه سنگ (شن)
α	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$

۶-۶-۲- رابطه فشار حدی و مقاومت نوک نفوذ سنج

ارتباط بین فشار حدی (P_L) و مقاومت نوک مخروط نفوذسنج (q_c)، می تواند برای محاسبات مربوط به ظرفیت باربری شمع های تکی مورد استفاده قرار گیرد. این ارتباط در جدول زیر منعکس شده است:

جدول ۶-۱۳- مقادیر q_c/P_L در مقابل نوع خاک (Amar et al., 1991)

نوع خاک	رس	لای	ماسه	قلوه سنگ (شن)
q_c/P_L	۳	۶	۹	۱۲

۶-۳-۶- رابطه فشار حدى و مقاومت زهکشی نشده در رس ها

ارتباط بین مقاومت زهکشی نشده در رسها (C_u) و فشار حدى (P_L) در جدول زیر آمده است:

جدول ۶-۱۴- ارتباط بین P_L و C_u (Amar & Jezequel, 1972)

$P_L - \sigma_{ho}$ (کیلو پاسکال)	C_u (کیلو پاسکال)
$\frac{P_L - \sigma_{ho}}{5/5}$	< 300
$\frac{P_L - \sigma_{ho}}{10} + 25$	> 300

۶-۴-۶- رابطه بین فشار حدى و زاویه اصطکاک

منارد (Menard, 1963) به طور تجربی نشان داد که از رابطه زیر برای نشان دادن ارتباط بین فشار حدى P_L و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) می توان استفاده نمود، به شرط آنکه از C صرف نظر کنیم:

$$P_L - P_0 = 2.5 (2)^{[\phi - 24]/4} \quad (۶-۳۳)$$

از این رابطه در تخمین فشار رانش محرک در دیوارهای نگهبان و سپر ها می توان استفاده نمود.

۶-۵-۶- محدوده تقریبی مدول پرسیمتری و فشار حدى برای چند نوع خاک

گامباین و روسو (Gambine & Rousseau, 1988) برای خاکهای مختلف جدولی به صورت زیر برای مدول پرسیومتری (E_{PMT}) و فشار حدی (P_L) ارائه نمودند :

جدول ۶-۱۵- گستره E_{PMT} و P_L برای انواع خاکها (Gambine & Rousseau, 1988)

Soil Type	E_{PMT} (bars)	p_L (bars)
Mud, Peat	2 – 15	0.2 – 1.5
Soft clay	5 – 30	0.5 - 3
Medium clay	30 – 80	3 – 8
Stiff clay	80 – 400	6 - 20
Marl	50 – 600	6 - 40
Loose silty sand	5 – 20	1 – 5
Silt	20 – 100	2 - 15
Sand and gravel	80 – 400	12 - 50
Sedimentary sands	75 – 400	10 - 50
Limestone	800 - 200,000	30 – over 100
Recent fill	5 – 50	0.5 – 3
Old fill	40 – 150	4 - 10

۶-۷- یک مثال موردی

یک آزمایش پرسیومتری با پرسیومتر پیش حفار در مرکز تحقیقاتی دانشگاه ایالت کارولینای شمالی (NCSU) صورت گرفته است. شکل (۶-۱۲) منحنی تغییر شکل از آزمایش در عمق ۱۲ تا ۱۴ فوتی با استفاده از سوند BX را نشان می دهد.

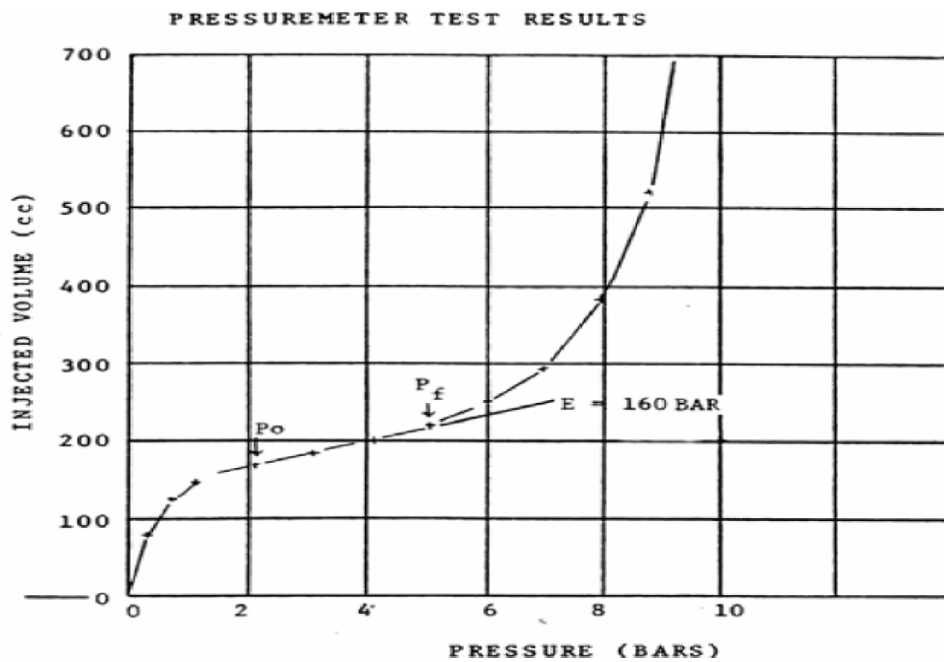
- محاسبه فشار حدی

با استفاده از رابطه $V_L = V_0 + V_C + V_0 = 2V_0 + V_C$ و شکل های (۱۲-۶) و (۱۳-۶)، P_L به صورت زیر محاسبه می شود:

(a) با استفاده از جدول (۱-۶) برای سوند BX: $V_C = 535 \text{ cm}^3$

(b) با توجه به شکل (۱۲-۶) فاز شبه الاستیک از $V_0 = 180 \text{ cm}^3$ شروع می شود.

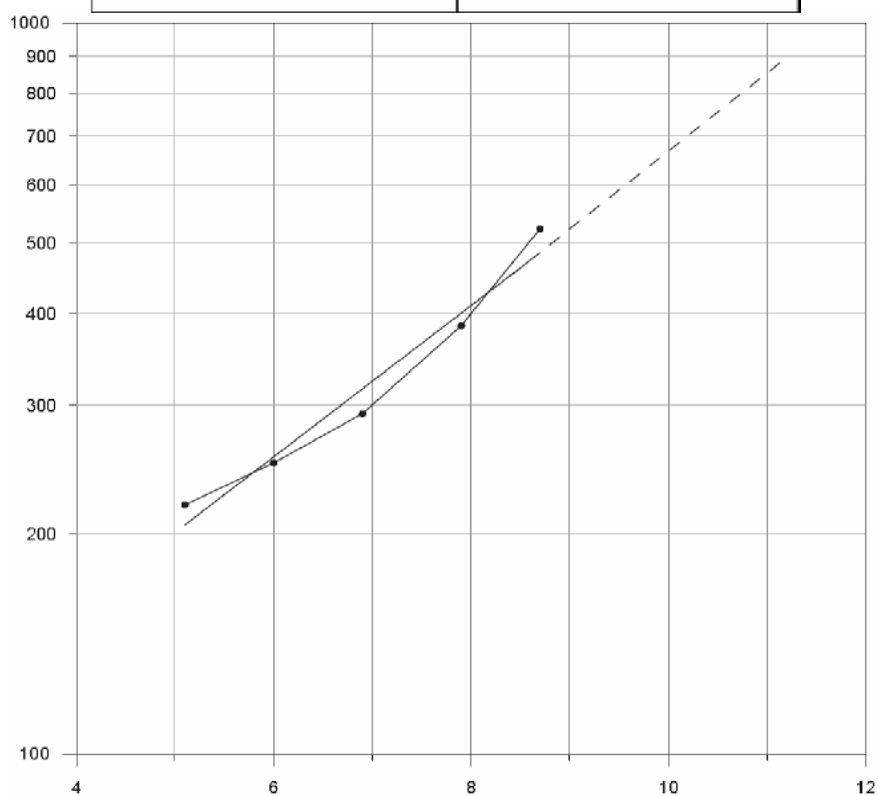
(c) محاسبه V_L : $V_L = 535 + 2(180) = 895$



شکل ۶-۱۲- نتایج آزمایش پرسیومتری در مرکز تحقیقاتی NCSU

به دلیل اینکه آزمایش تا 895 cm^3 انجام نگرفته است، P_L را نمی توان مستقیماً از شکل ۶-۱۲ قرائت نمود و برای برون یابی مقدار P_L باید فشار در مقابل لگاریتم حجم ترسیم شود. نقاط زیر در فاز پلاستیک منحنی تغییر شکل موجود می باشند و در شکل ۶-۱۳ ترسیم شده اند.

Volume (cm ³)	Pressure (bars)
219	5.1
250	6.0
292	6.9
385	7.9
523	8.7



شکل ۶-۱۳- فشار در مقابل لگاریتم حجم برای برون یابی فشار حدی در سایت تحقیقاتی *NCSU*

(d) با استفاده از شکل ۶-۱۳ در $V_L = 895 \text{ cm}^3$: $P_L = 11/3 \text{ bars}$

- محاسبه مدول پرسیومتر

با استفاده از رابطه $E_{PMT} = 2(1 + \nu_0)V \frac{\Delta P}{\Delta V}$ ، شکل (۶-۱۲) و $V_C = 535 \text{ cm}^3$ ، E_{PMT} را می توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$V_0 = 180 \text{ cm}^3 \quad \text{(a) تعیین مقدار } V_m:$$

$$V_f = 220 \text{ cm}^3$$

$$V_m = 0.5 \times (220 \times 180) = 200 \text{ cm}^3$$

(b) محاسبه مقدار V :

$$V = 535 + 200 = 735 \text{ cm}^3$$

(c) تعیین مقدار ΔV و ΔP :

با استفاده از شکل (۶-۱۲) و حدود فاز شبه الاستیک:

$$\Delta P = 5/1 - 2/1 = 3 \text{ bars}$$

$$\Delta V = 220 - 180 = 40 \text{ cm}^3$$

(d) محاسبه E_{PMT} :

با استفاده از رابطه $E_{PMT} = 2(1 + \nu_0)V \frac{\Delta P}{\Delta V}$ داریم:

$$E_{PMT} = 2(1 + 0.33)(735)(3 \div 40) = 147 \text{ bars}$$

۶-۸- سخن آخر

پرسیومترها انواع مختلفی دارند که بنا به نوع خاک، شرایط محیطی و پارامترهای مورد نظراز دستگاهی که سازگاری بیشتری با شرایط موجود داشته باشد استفاده میشود. پرسیومتر منارد اولین پرسیومتر ساخته شده است که در گمانه ای از قبل آماده شده، قرار می گیرد و به همین دلیل این دسته پرسیومترها را پیش حفار می نامند. این مورد استفاده قرار داد.

دسته دیگر پرسیومترهای خود حفار هستند که در آنها حفاری گمانه و رانش پرسیومترها را می توان در هر نوع خاکی که امکان ایجاد حفره آزمایش باشد (از جمله خاکهای درشت دانه سیمانته شده مانند آبرفت درشت دانه تهران و سنگهای ضعیف)

پرسیومتر به عمق مورد نظر آزمایش به صورت همزمان انجام می گیرد که در نتیجه آن دست خوردگی خاک به حداقل رسیده و نتایج حاصل از دقت بسیار بیشتری برخوردار خواهند بود. اساس این آزمایش بر انبساط یک غشاء استوانه ای که درون زمین با حداقل دست خوردگی قرار گرفته است، می باشد. با اندازه گیری فشار و تغییرات حجم یا شعاع غشاء با استفاده از تئوری انبساط حفره می توان مقاومت برجا و ویژگی های تغییر شکل زمین را محاسبه نمود. از این گروه می توان نوع خود حفار فرانسوی (PAF)^۱ و نوع انگلیسی یا پرسیومتر خودحفار کمبریج (CSBP)^۲ را نام برد. پرسیومتر خود حفار کمبریج نیز بر دو گونه پرسیومتر انبساطی^۳ و پرسیومتر سلول بار^۴ می باشد. در پرسیومتر انبساطی پس از قرار گرفتن دستگاه در موقعیت مورد نظر با انبساط حفره اطراف شوند، فشار مورد نیاز برای تغییر شعاع اندازه گیری شده و نمودارهای مربوطه ترسیم و پارامترها استخراج می شوند.

پرسیومتر سلول بار نیز در آزمایش های محلی برای اندازه گیری تنش های جانبی و اندازه گیری های برجا در رس های سخت عملکرد مناسبی از خود نشان می دهد. همچنین مزیت این دستگاه عدم نیاز به تفسیر پیچیده تنشها می باشد، چون دستگاه به صورت قرائت مستقیم بوده و تنش های جانبی به سادگی از خروجی های سلول قابل دستیابی هستند و نیاز به تحلیل گر خیلی مجرب را مرتفع ساخته است. به وسیله این پرسیومتر می توان تنشهای افقی برجا و فشار آب حفره ای را در هر مسیر افقی به صورت نامحدود اندازه گیری نمود.

آزمایش با پرسیومتر خودحفار در تولید داده های زیاد و دقیق و عدم نیاز به فاکتورهای تصحیح ناشی از تجربه، منحصربه فرد می باشد. همچنین در رس های خیلی نرم و در ماسه های روان ریزدانه این نوع پرسیومتر تنها وسیله برای به دست آوردن ویژگی های کامل برجا می باشد.

¹ Pressiometre Auto Foreur

² Cambridge Self Boring Pressuremeter

³ Expansion Pressuremeter

⁴ Load Cell Pressuremeter

دسته دیگر پرسیومترهای تغییر مکانی^۱ هستند که از جمله انواع این دسته می توان به پرسیومترهای رانشی^۲ و پرسیومترهای مخروطی^۳ اشاره کرد. نوع رانشی بیشتر برای کاوش های سواحل مورد استفاده قرار می گیرد و نوع مخروطی که شبیه CPT است، برای اندازه گیری سریع مقاومت زهکشی نشده و سختی برشی نتیجه خوبی در پی دارد. به دلیل وجود تنوع در گونه های پرسیومتر متناسب با انواع خاکها و شرایط مختلف، این آزمون در مقایسه با سایر آزمونها گستره وسیعی از خاکها را پوشش می دهد و به خاطر پشتهوانه تئوریک و علمی محکم پرسیومتری نسبت به سایر آزمونهای صحرایی، نتایج به دست آمده از دقت و اعتماد بیشتری برخوردار است. همچنین باتوجه به مزایا و معایب پرسیومتری در مقایسه با آزمونهای برجای دیگر، کاربردهای این آزمون در کسب پارامترهای مختلف خاک و روابط به دست آمده از نتایج آن توسط محققین مختلف در طراحی های ژئوتکنیکی، می توان اهمیت قابل توجه پرسیومتری و لزوم تحقیق و مطالعه بیشتر در استفاده از این آزمون را درک نمود.

امروزه آزمونهای برجا در پروژه های ژئوتکنیکی ایران از اهمیت فوق العاده ای برخوردار هستند. با این حال متأسفانه بسیاری از آزمون های جدید همچنان مورد غفلت واقع شده و کمتر مورد استفاده واقع می شود. با توجه به حجم بالای پروژه های عمرانی و اهمیت مطالعات ژئوتکنیکی این پروژه ها، لازم است آزمونهای متناسب با شرایط هر پروژه، شناخته شده و مورد استفاده قرار گیرد تا هزینه های ناشی از عدم اطمینان از پارامترهای طراحی کاهش یابد. از آنجا که در میان آزمونهای برجا پرسیومتری تنها آزمایشی است که به دلیل گونه های مختلف آن می توان آنرا در انواع خاکها مورد استفاده قرار داد، به نظر می رسد می توان با انتخاب درست نوع مناسب

¹ Full Displacement Pressuremeters

² Push-In Pressuremeters

³ Cone Pressuremeters

پرسیومتر، این آزمون را در همه جای ایران مورد استفاده قرار داد. بنابراین محققین و پژوهشگران ایرانی باید تلاش بیشتری را در تحقیق و مطالعه در مورد پرسیومتری، شناساندن و استفاده از آن و حتی اصلاح و سازگار نمودن پرسیومتر با شرایط محلی ایران داشته باشند.

1. Amar S. & Clarke B.G.F. & Gambin M.P. (1991), "The Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design in Europe", part 1, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering: European Regional Technical Committee.
2. Arthur J.R.F. & Rosco K.H. (1961), "An Earth Pressure Cell for the Measurement of Normal and Shear Stress", Civ. Eng. & Publ. WKS Rev.56, No. 659, 765 – 770.
3. A.S.T.M. D4719 (1994), "Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.A.
4. Baguelin F. & Bustumants G. & Frank A., (1986) "The Pressuremeter for Foundation". , Reprinted from proceedings of in situ, GT div., ASCE, June 23-25.
5. Baguelin F. & Jezequel J.F. & Shidids D.H. (1978), "the Pressuremeter and Foundation Engineering, Trans". Tech. Publication.
6. Baguelin F., Jezequel J.F., Le M. (1974), "Self-boring Placement Method of Soil Characteristics MeasurSement", proc. Specialty conf. Subsurface Exploration for Underground Excavation and Heavy Construction, Henniker, pp. 312-332.
7. Baguelin F., Jezequel J.F., Le M.E., Le M.A., (1972), "Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils", Journal of Soil Mech. Fdn Div. Am. Soc. Civ. Eng. 98, SM11, 1129-1142.
8. BRIAUD J.L., MAKARIM C.A., LITTLE R. & TUCKER L. M. (1985), "Development of a pressumeter method for predicting the behavior of single piles in clay subjected to cyclic lateral loads", Research report N°5112, Department of civil engineering, Texas A & M University, July, 213 pages.
9. Briaud, J.L. (1992), "The Pressuremeter", Balkema, Rotterdam.
10. Cambridge-Insitu Web Site (2006), "Self Boring Pressuremeters", University of Cambridge.
11. Cambridge-Insitu Web Site (2006), "Cambridge In-situ Six Cell Load Cell Pressuremeter", University of Cambridge.
12. Cambridge-Insitu Web Site (2006), "Cambridge Self Boring Expansion Pressuremeters", Cambridge University.
13. Cambridge-Insitu Web Site (2006), "A Description of the Cone Pressuremeter and Associated Parts", Cambridge University

14. Carder D.R. & Krawczyk J.R. (1975), "Performance of Cells Designed to Measure Soil Pressure on Earth Retaining Structures", TRRL Laboratory Report 698, Transport Research Laboratory Crohorne, Berks.
15. Chang C.I. & Cao L.F. (2001), "Interpretation of Pressuremeter Tests Using Non-Linear Elasto-Plastic Analysis", 15th Int. Conf. SMGE, vol. 1, pp. 515-518.
16. Christopher D.P., Matthews, P., Bradshaw S., Sherrill P.E. (2005), "Guidelines for Geotechnical Site Investigation in Rhode Island", University of Rhode Island.
17. CLARKE, B. G. & ALLAN, P. G. (1989) "A self-boring Pressuremeter for Testing Weak Rock." In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, XII, 1986. Proceedings... Rio de Janeiro, v 1, pp 211-213.
18. Clarke B.G. (1995), "Pressuremeters in Geotechnical Design", Chapman & Hall publication, Cambridge, U.K.
19. Clarke, B. G., 1996, "Pressuremeter Testing in Ground Investigation, Part I: Site Operations," J. Geotech. Eng., Vol. 119, pp. 96-108.
20. Clayton C.R.I., Matthews M.C., Simons N.E. (1997), "Site Investigation, Department of Civil Engineering", University of Surrey.
21. Costet J. & Sanglerate G. (1981), "Cours Pratique de mecanique des sols", Dunod, Paris.
22. D60 (1975) "The Menard Pressuremeter, Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design", Sols Soils, No. 26.
23. DALTON, J.C.P., HAWKINS, P.G. (1982) "Fields of Stress, some Measurements of the In-situ Stress in a Meadow in the Cambridge Shire Countryside". Ground Engineering Vol. 15, No. 4 pp 12 -23.
24. Darly, P. & Carder, D.R. & Steele, D.P. (1999), "Field Evaluation of the TRL Load Cell Pressuremeter in Gault Clay", Crow Thorne, Berks.
25. Das, B. M. (1990). Principles of Geotechnical Engineering,, PWS-Kent Publishing Company, Boston, MA, 665 p.

26. DENBY, G.M. and CLOUGH, G.W. (1980) "Self-boring Pressuremeter Tests in Clay". J. Geotech Eng. Divn. ASCE V 106 No. GT12 pp 1369-1387.
27. Ervin, M.C. (1983), "The Pressuremeter in Geotechnical Investigations".
28. FERREIRA, R. S. & ROBERTSON, P. K. (1992), " Interpretation of Undrained Self-boring Pressuremeter Test Results Incorporating Unloading". Can. Geotech. J., v. 29, pp.918 – 928, 1992.
29. FRANK R. & ZHAO S.-R. (1982) "Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins", Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 119, mai-juin.
30. Frank R. (1985), "Recent Developments in the Prediction of Pile Behavior From Pressuremeter Results", Symposium: From Theory To Practice on Deep Foundation, Prto Alegre RS Brazil.
31. Gambin M. (1963)," Calcul d'une fondation profonde en fonction des resultants pressiométriques - Sols Soils,N° 7.
32. Gambin M.(1979), "Vingt ans d'usage du pressiomètre en Europe" , Congès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Brighton.
33. Gambin M.(1979), "Calculation of foundation subjected to horizontal forces using pressuremeter data" , Sols Soils, N° 30/31, 1979.
34. GAMBIN, M (1988), "Derivation of the Ménard Pressurometers Data", ISSMFE Eur, Committee on Pressurometer,
35. GAMBIN, M.; AMAR, S, y CLARKE, B,G, (1990), "The use of Pressurometers to Determine Soil Data for use in Design", ISSMFE 3rd Int Symp, on Pressurometers,
36. Gambin M.P. & Frank R.A. (1995), "The Present Design Rules For Foundation Based on Menard PMT Results", The Pressuremeter and its New Avenues Conference proceeding.
37. Gambin. M.P.(1990), "The History of Pressuremeter Practice in France".
38. Gibson R.E., & Anderson W.F. (1961), "In-situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter", Civ. Eng. Pub. Wks Rev. 56, No. 658, May, 615-618.

39. Hai-Su-Yu (1990), "Cavity Expansion Theory and its Applications to Analysis of Pressuremeters", Doctor of Philosophy thesis, University of Oxford.
40. Houlsby G. T., Nutt N. R. F.(1993), "Development of the Cone Pressuremeter", Department of Engineering Science, Oxford University.
41. Hughes J.M.O. (1973), "An Instrument for In-situ Measurement in soft Clays", PhD thesis, University of Cambridge.
42. Hughes J.M.O., Wroth, C.P., Windle D. (1977), " Pressuremeter Tests in Sands", Geotechnique Vol. 27, No.4. pp 455-477
43. Hughes J.M.O., Wroth C.P., Pender M. J. (1975), "A Comparison of the Results of Special Pressuremeter Tests with Conventional Tests on a Deposit of Soft Clay at Canvey Island", Internal Report No. CUED/C – SOILS TR20, Cambridge University Engineering Department.
44. HOULSBY, G., CLARKE, B. and WROTH, C.P. (1986)."Analysis of the Unloading of a Pressuremeter in Sand". Proc. of the 2nd International Symposium on The Pressuremeter and its Marine Applications pp 245-262.
45. Jefferies, M.C. (1988), "Determination of Horizontal Geostatic Stress in Clay with Self-bored Pressuremeter", Can. Geotech. 25 (3), pp. 559-573.
46. JEZEQUEL, J.; LEMASSON, H, y TOUZE, J, (1968), "Le Pressiomètre Ménard", Bull, Labor, Ponts et Chauss., n° 32,
47. Jezequel J.F. (1982) "The Self-boring Pressuremeter". Symposium on the, Pressuremeter and Its Marine Applications, Paris, April 19–20. pp. 111–126.
48. Ladany B., (1972), "In-situ Determination of Undrained Stress-Strain Behavior of Sensitive Clays with the Pressuremeter", Canadian Geotechnical Journal, Vol.9.
49. LADANYI, B. (1973) "Expansion of a Cavity in a Saturated Clay Medium". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 89, No. SM4, Proc. Paper 3577, July 1973, pp 127-161.
50. Lankelma web site (2006), "Con Pressuremeter", Lankelma Company.
51. Larsson R. (2001), "Investigations and Load Tests in Clay Till", Report 59, Swedish Geotechnical Institute.

52. Mair R.J. & Wood D.M. (1987), "Pressuremeter Testing Method and Interpretation", CIRIA Ground Engineering Report: In-Situ Testing.
53. Manassero M. (1989), "Stress-Strain Relationships from Drained Self-Boring Pressuremeter Test in Sand", *Geotechnique* vol. 39, No.2.
54. MARCHETTI, S. (1980) 'In-situ Tests by Flat Dilatometer', *Proc. ASCE, J. of Geot. Eng.*, Volume 106, pp. 299—321.
55. Marsland, A. & Randolph, M.F. (1976), "Comparisons of the Results from Pressuremeter Tests and Large In-Situ Plate Test in London Clay", *Geotechnique* 27, No.2, 217 - 273.
56. Mayne P.W., Christopher B.R., Jone J. D. (2001), "Manual on Subsurface Investigations", National Highway Institute (NHI), Federal Highway Administration.
57. Meigh A.C. & Greenland S.W. (1965), "In-situ Testing of Soft Rocks", *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Eng.*, 1, 73-76.
58. Ménard, L. & Rousseau, J. (1962) "L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. Sols Soils" 1. Ortigao, J.A.R., Cunha, R.P. & Alves, L.S. 1996
59. MÉNARD L.(1955) "Pressiomètre", French Patent, n° 1.117.983, Paris.
60. MÉNARD L.(1957), "Mesures des propriétés physiques des sols", *Annales des Ponts et Chaussées*, 14, 357-377
61. MÉNARD L.(1963), "Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultants des essais pressiométriques", *Sols – Soils*, V. 5, N. 5, pp. 9 – 24,
62. Menard L.F. (1975), "The Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results", *Sols-Soils*, No. 26.
63. OYO Web Site (2006), "Elastmeter-2", OYO Products.
64. Palmer A.C. (1972), "Undraind Plane Strain Expansion of a Cylindrical Cavity in clay", *Geotechnique*, Vol. 22, No. 3.
65. Pereira J. M., Dubujet P., Wong H. (2003), "Numerical Modeling of Unsaturated Soils in a Pressuremeter Test", 16th A.S.C.E. Engineering Mechanics Conference, University of Washington.
66. Prevost, J.H.; Hoeg, K. (1975) " Soil mechanics and Plasticity Analysis of Strain Softening" *Geotechnique*. 25 No. 2 ,279—297.
67. ROBERTSON, P.K. and HUGHES, J.M.O. (1985) ,"Determination of Properties of Sand from Self-Boring Pressuremeter Tests ".The

- Pressuremeter and Its Marine Applications, Second International Symposium.
68. Rowe P.W. (1962), "The Stress Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact", Proc. Roy. Soc. A 269, 500-527.
69. Sabatini R.C., Mayne P.W., Schneider J.A., Zettler T.E. (2002), "Evaluation of Soil and Rock Properties", Federal Highway Administration.
70. Sayed, S.M. (1989), Alternate Analysis of Pressuremeter Test. Journal. of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(12).
71. Terzaghi K. & Peck R.B. (1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice", New York, Wiley.
72. Timoshenko S. and Goodier J. N. (1968), "Theory of Elasticity", New York, Mc Graw-Hill.
73. Vesic, A. S. (1972) "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass," American Society Civil Engineers, J. Soil Mech. and Foundations Div. 98, 265-290.
74. Wroth C.P. & Hughes J.M.O. (1973), "An Instrument for the In-situ Measurement of the Properties of Soft Clays", Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Eng., Moscow, 1, 487-494.
75. Windle D. & Wroth C.P. (1977), "In-Situ Measurements of the Properties of Stiff Clays with Self-Boaring Instruments", 9th Int. Conf. on S.M.F.E., Tokyo.
76. WITHERS, N.J., SCHAAP, L.H.J. and DALTON, C.P. (1986) 'The Development of a Full- displacement Pressuremeter', Proc. 2nd Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications, ASTM, Philadelphia, pp. 38—56.
77. WITHERS, N.J., HOWIE, J., HUGHES, J.M.O. and ROBERTSON, P.K. (1989) "Performance and Analysis of Cone Pressuremeter Tests in Sands", Géotechnique 39, No. 3, pp 433-454.
78. Whittle R. (1999), "A Description of the Cone Pressuremeter and Associated Parts".
79. Wood D. (1990), "Strain – Dependent Moduli and Pressuremeter Tests", Geotechnique 40, No. 3, 509 – 512.
80. Wood D.M. & Wroth C.P. (1977), "Some Laboratory Experiments Related to the Results of Pressuremeter Tests", Geothchnique 27, No. 2, 181 – 201.

۸۱. پهلوان، بدیل. (۱۳۸۱)، "مطالعه تغییر شکل پذیری آبرفت درشت دانه تهران با استفاده از پرسیومتر"، رساله دکترا، دانشگاه تربیت مدرس.
۸۲. پهلوان، بدیل. (۱۳۷۴)، "فشارسنج خودکاو و تجزیه و تحلیل نتایج آن در مطالعه ویژگی های مهندسی خاک جنوب تهران"، پایان نامه فوق لیسانس، دانشگاه تربیت مدرس.
۸۳. پهلوان، ب.، فاخر، ع.، خامه چیان، م.، ۱۳۸۲، "مطالعه متغیرهای تغییر شکل پذیری آبرفت درشت دانه تهران با استفاده از پرسیومتر"، فصلنامه علمی پژوهشی علوم زمین، شماره ۴۷-۴۸.
۸۴. دانشکده عمران دانشگاه تهران (۱۳۸۴)، "سمینار آزمایشات برجا"، سوم اسفند ۱۳۸۴، لوح فشرده مجموعه سخنرانیهای کنفرانس.
۸۵. شاهنگیان، ش.، "تعیین مقاومت خاکها به روش پرسیومتری"، نشریه داخلی آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک، سال پنجم، شماره ۱، صفحات ۲۹ - ۳۹.
۸۶. حمداللهی، یدالله. (۱۳۸۴)، "اصلاح مدل غیر خطی فاهی برای خاک درشت دانه تهران"، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی فاخر و پهلوان، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
۸۷. فاخر، ع.، پهلوان، ب. (۱۳۸۲)، "گزارش تحقیقی ارائه شده به شرکت یادمان سازه".
۸۸. گلوی، وحید، (۱۳۷۹)، "تحلیل عددی آزمایش پرسیومتری در خاک"، سمینار کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس.
۸۹. نائینی، سید ابوالحسن، "تعیین مقاومت برشی خاکهای رسی توسط آزمایش پرسیومتری"، چهارمین کنفرانس دانشجویی عمران.
۹۰. وزارت نیرو و دفتر امور فنی و تدوین معیارها سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور (۱۳۸۰)، "دستورالعمل آزمایش پرسیومتری در مطالعات ژئوتکنیک"، مرکز مدارک علمی و انتشارات.
۹۱. وفائیان، محمود. (۱۳۸۲)، "شناخت رفتار خاک از نتایج آزمایش پرسیومتری"، نشریه ژئوتکنیک و مقاومت مصالح، پائیز ۸۲، شماره ۹۴.

