

سفید

آزمایش دایلاتومتری در مهندسی ژئوتکنیک

تألیف:

دکتر امیر حمیدی (عضو هیأت علمی دانشگاه تربیت معلم تهران)

مهندس سیروس خزاعی

انتشارات سبزان

پیشگفتار

بررسی و تحلیل رفتار سازه‌های خاکی، سازه‌های نگهدارنده خاک و سازه‌های واقع شده بر خاک نیازمند در دست داشتن پارامترهای صحیح و مناسب می‌باشد. به‌طور معمول آزمایش‌های ژئوتکنیکی جهت تعیین این پارامترها مورد استفاده قرار می‌گیرند. آزمایش‌های ژئوتکنیکی به دو دسته کلی آزمون‌های آزمایشگاهی و آزمون‌های برجا تقسیم می‌گردند. از محاسن دسته اول می‌توان به کنترل شرایط زهکشی و مسیر تنش اشاره نمود اما از جمله معایب این روش‌ها دست خوردگی نمونه خاک در زمان اخذ آن، حمل تا آزمایشگاه و نصب آن بر دستگاه است. علاوه بر آن هزینه نسبتاً بالا و زمان زیاد انجام این آزمایش‌ها از دیگر مشکلات این دسته از آزمایش‌هاست. اما در مقابل این دسته، آزمایش‌های در محل که به نمونه‌گیری نیاز ندارند علاوه بر عدم دست‌خوردگی، سریع‌تر نیز انجام می‌گیرند. از جمله معایب این دسته نیز می‌توان عدم کنترل دقیق شرایط مرزی، شرایط زهکشی و تغییرات در سطح تنش و کرنش را نام برد. با توجه به این موارد، تحلیل تئوریک نتایج این دسته از آزمایش‌ها بسیار دشوار بوده و برای تبیین آن‌ها از روابط تجربی استفاده می‌گردد. با توجه به این مطلب، تجربه و افزایش تعداد آزمایش‌ها، نقش مهمی در بهبود نتایج و پیشبرد این آزمایش‌ها خواهد داشت.

از جمله معمول‌ترین آزمایش‌های ژئوتکنیکی برجا می‌توان به آزمایش نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، برش پره، بارگذاری صفحه، دانسیته در محل، پرسیومتری، دایلاتومتری و آزمایش‌های ژئوفیزیک را نام برد. در دهه‌های اخیر، استفاده از آزمایش‌های صحرایی در

مطالعات مهندسی ژئوتکنیک گسترش بسیاری یافته است. این موضوع به نحوی است که در سال‌های اخیر، دستگاه‌ها و روش‌های جدیدی برای انجام این مطالعات ابداع شده است. روش‌های جدید آزمایش‌های ژئوفیزیک و دستگاه‌های کاوشگر از جمله ژئو رادارها از این موارد می‌باشند.

مباحث، در ارتباط با آزمایش‌های ژئوتکنیکی برجا بسیار گسترده می‌باشند. بنابراین در کتاب حاضر، آزمایش دایلاتومتری که استفاده از آن در سطح جهانی به شدت رو به گسترش است، بصورت منفرد مورد توجه و بررسی قرار می‌گیرد. نحوه نگارش و تهیه کتاب به گونه ای است که استفاده از آن در دروس دانشگاهی و همچنین کاربردهای عملی توسط مهندسین مشاور و پیمانکاران خدمات مهندسی ژئوتکنیک، میسر باشد. کتاب در شش فصل تدوین یافته که عمده مباحث تئوریک و عملی مرتبط با این آزمایش را پوشش می‌دهد.

گرچه نویسندگان کتاب، تلاش فراوانی جهت تدوین کتاب نموده‌اند اما نظرات اساتید گرامی در بهبود هر چه بهتر کیفیت آن مفید خواهد بود. نویسندگان بر خود لازم می‌دانند از راهنمایی همکار محترم گروه مهندسی عمران آقای دکتر علی قنبری و همچنین زحمات آقای مهندس احسان بهنام طلب در تدوین کتاب، کمال تشکر و قدردانی را بنمایند. امید است این کتاب گامی مفید در جهت استفاده هرچه بیشتر، بهتر و صحیح‌تر از این آزمایش در ایران باشد.

امیر حمیدی - سیروس خزاعی

پائیز ۱۳۸۷

فهرست مطالب

شماره صفحه	عنوان
۱۵	۱- جایگاه آزمایش‌های برجا در مهندسی ژئوتکنیک
۱۵	۱-۱- مقدمه
۱۷	۲-۱- آزمون‌های آزمایشگاهی
۱۸	۱-۲-۱- مزایا
۱۸	۲-۲-۱- محدودیت‌ها
۱۸	۳-۱- آزمایش‌های برجا
۱۸	۱-۳-۱- مزایا
۱۹	۲-۳-۱- محدودیت‌ها
۱۹	۴-۱- کاوش‌های زیرسطحی و روش‌های تحلیل
۲۰	۵-۱- انواع آزمایش‌های برجا
۲۱	۱-۵-۱- آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)
۲۲	۲-۵-۱- آزمایش نفوذ مخروط (CPT)
۲۲	۳-۵-۱- آزمایش پرسیمتری
۲۳	۴-۵-۱- آزمایش برش وین (VST)
۲۳	۵-۵-۱- آزمایش بارگذاری صفحه (PLT)
۲۴	۶-۵-۱- آزمایش‌های ژئوفیزیک
۲۴	۷-۵-۱- آزمایش دایلاتومتری (DMT)
۲۷	۲- تاریخچه دایلاتومتری
۲۸	۱-۲- مقدمه
۲۹	۲-۲- مراجع و کتاب‌های کلیدی در ارتباط با دایلاتومتر
۳۱	۳-۲- کنفرانس‌ها و سمینارهای مرتبط با دایلاتومتر تخت
۳۱	۴-۲- آزمایش دایلاتومتر تخت بر روی اینترنت
۳۱	۵-۲- آزمایش دایلاتومتری در ایران
۳۳	۳- معرفی دستگاه دایلاتومتر و انواع آن
۳۵	۱-۳- مقدمه
۳۶	۲-۳- معرفی دستگاه دایلاتومتر
۴۰	۳-۳- اجزاء دستگاه دایلاتومتر
۴۰	۱-۳-۳- تیغه دایلاتومتر
۴۰	۳-۳-۱- ویژگی‌های تیغه و غشاء
۴۲	۳-۳-۱-۲- نرخ نفوذ تیغه دایلاتومتر
۴۲	۳-۳-۱-۳- سرعت انبساط

۴۲ مرحله نفوذ ۳-۳-۱-۴
۴۴ مرحله انبساط ۳-۳-۱-۵
۴۵ اصول کار تیغه ۳-۳-۱-۶
۴۷ ملاحظات در مورد عملکرد تیغه و غشاء دایلاتومتر ۳-۳-۱-۷
۴۹ واحد کنترل ۳-۳-۲
۴۹ عملکرد و اجزاء ۳-۳-۱
۴۹ گیج‌های اندازه‌گیری فشار ۳-۳-۲
۵۰ شیرهای کنترل گاز ۳-۳-۳
۵۰ مدار الکتریکی ۳-۳-۴
۵۰ کابل فشاری- الکتریکی ۳-۳-۵
۵۱ کابل بدون قابلیت افزایش طول ۳-۳-۶
۵۱ کابل با قابلیت افزایش طول ۳-۳-۷
۵۲ مخزن فشار گاز ۳-۳-۸
۵۳ کابل الکتریکی زمین ۳-۳-۹
۵۳ تجهیزات فرو بردن تیغه دایلاتومتر داخل خاک ۳-۳-۳
۵۳ تجهیزات فشاری ۳-۳-۱
۵۵ مبانی نظری آزمایش دایلاتومتري ۳-۳-۳
۵۷ مقدمه ۴-۱-۱
۵۷ آزمایش دایلاتومتري تخت در رس‌ها ۴-۲-۲
۵۷ مرور کلی ۴-۲-۱
۵۸ تحلیل تنش کل برای انبساط حفره تخت ۴-۲-۲
۵۸ تحلیل تنش موثر برای انبساط حفره تخت ۴-۲-۳
۶۲ تحلیل مسیر کرنش ۴-۲-۴
۶۳ آزمایش دایلاتومتري تخت در ماسه‌ها ۴-۳-۳
۶۳ مرور کلی ۴-۳-۱
۶۳ مقاومت برشی زهکشی شده ۴-۳-۲
۶۵ پارامتر وابسته به شرایط برجای خاک (In situ state parameter) ۴-۳-۳
۶۷ روش انجام آزمایش دایلاتومتري ۵-۳-۳
۶۹ مقدمه ۵-۱-۱
۶۹ کالیبراسیون غشاء ۵-۲-۲
۷۰ تعیین ΔA و ΔB ۵-۳-۳
۷۱ مقادیر قابل قبول برای ΔA و ΔB ۵-۴-۴
۷۲ تنظیم‌های مربوط به کالیبراسیون ۵-۵-۵

- ۷۳ ۶-۵- کنترل‌ها و عملیات اولیه لازم قبل از انجام آزمایش
- ۷۵ ۷-۵- مراحل گام به گام آزمایش (قرائت‌های A, B, C)
- ۸۰ ۸-۵- گزارش نتایج آزمایش (جدول داده‌های خام)
- ۸۱ ۹-۵- آزمایش‌های مربوط به اضمحلال فشار آب حفره‌ای A
- ۸۱ ۱-۹-۵- روش A_2
- ۸۴ ۲-۹-۵- روش A
- ۸۶ ۱۰-۵- پایان آزمایش
- ۸۹ ۶- تعیین ویژگی‌های ژئوتکنیکی خاک با استفاده از آزمایش دیلاتومتري
- ۹۱ ۱-۶- مقدمه
- ۹۱ ۲-۶- اطلاعات مشتق شده از آزمایش دیلاتومتري
- ۹۳ ۱-۲-۶- انحراف از صفر گيج فشار
- ۹۳ ۲-۲-۶- تصحيح فرمول برای P_0
- ۹۳ ۳-۲-۶- تصحيح علامت ΔA و ΔB
- ۹۴ ۴-۲-۶- میانگین‌گیری برای محاسبه P_1 و P_0
- ۹۴ ۵-۲-۶- تعداد پارامترهای واسطه
- ۹۴ ۳-۶- پارامترهای واسطه دیلاتومتري
- ۹۴ ۱-۳-۶- I_h (شاخص دیلاتومتري)
- ۹۵ ۲-۳-۶- شاخص تنش افقی، K_D
- ۹۵ ۳-۳-۶- E_D (معادل دیلاتومتري)
- ۹۶ ۴-۶- پارامترهای مشتق شده از پارامترهای واسطه
- ۹۶ ۱-۴-۶- پارامترهای "فيزيکی / تاريخچه تنش"
- ۹۶ ۱-۱-۴-۶- وزن واحد خاک و نوع آن
- ۹۷ ۲-۱-۴-۶- نسبت پيش تحکيمي، OCR در خاک‌های رسی
- ۹۹ ۳-۱-۴-۶- رس دارای ساختار، همراه بازيافت مقاومت و سيمانتاسيون
- ۱۰۰ ۴-۱-۴-۶- روش‌های علمی تخمین OCR برای انواع خاک‌های رسی
- ۱۰۰ ۵-۱-۴-۶- تعیین نسبت پيش تحکيم‌یافتگی در خاک‌های ماسه‌ای (OCR)
- ۱۰۱ ۶-۱-۴-۶- ضريب فشار جانبی حالت سکون خاک (K_0) در رس
- ۱۰۲ ۷-۱-۴-۶- ضريب فشار جانبی حالت سکون خاک (K_0) در ماسه
- ۱۰۴ ۸-۱-۴-۶- دانسیته نسبی (D_r)
- ۱۰۴ ۲-۴-۶- پارامترهای مقاومتی
- ۱۰۴ ۱-۲-۴-۶- مقاومت برشی زهکشی نشده (C_u)
- ۱۰۵ ۲-۲-۴-۶- زاویه اصطکاک (ϕ)
- ۱۰۵ ۳-۲-۴-۶- مدول الاستیسیته در شرایط تغییر شکل جانبی صفر (M)

۱۰۶	E_D بر R_M اصلاحی لزوم بکار بردن ضریب اصلاحی
۱۰۸	مدول یانگ (E')
۱۱۰	مدول برشی ماکزیمم (G_0)
۱۱۰	پارامترهای تراوش و فشار آب حفره‌ای در خاک
۱۱۰	ضریب نفوذپذیری (K_H)
۱۱۱	نتایج دایلاتومتری
۱۱۵	کاربرد نتایج آزمایش دایلاتومتری در مسائل و پروژه‌های مهندسی
۱۱۵	نشست پی‌های سطحی
۱۱۶	نشست الاستیک در خاک‌های ماسه‌ای
۱۱۶	نشست الاستیک در خاک‌های رسی
۱۱۶	مقایسه نشست‌های محاسبه شده از دایلاتومتری با مقادیر واقعی
۱۱۷	شمع‌ها با بارگذاری محوری
۱۱۷	روش Marchetti et al. (1986) در مورد شمع‌های کوبیدنی
۱۱۷	روش Powell al. (2001) برای شمع‌های کوبیده شده در رس
۱۱۹	شمع‌های با بارگذاری جانبی
۱۱۹	روش Marchetti et al. (1991) برای شمع کوبیدنی در خاک رسی
۱۲۰	ارزیابی پتانسیل روانگرایی
۱۲۲	فهرست مراجع

فهرست اشکال

عنوان	شماره صفحه
شکل (۱-۳): توزیع جهانی استفاده از آزمایش دایلاتومتري	۳۵.....
شکل (۲-۳): تيغه دایلاتومتر (نمای روبرو و عرضی) (Marchetti & Monaco, 2001)	۳۶.....
شکل (۳-۳): نمای کلی آزمایش دایلاتومتري (Report of TC16, 2001)	۳۸.....
شکل (۴-۳): تجهيزات دستگاه دایلاتومتري (Hayes J.A., 1990)	۳۹.....
شکل (۵-۳): مشخصات تيغه دایلاتومتري (Hayes J.A., 1990)	۴۱.....
شکل (۶-۳): غشاء فلزي دایلاتومتر و تجهيزات مربوط به آن (Marchetti & Monaco, 2001)	۴۲.....
شکل (۷-۳): مدل نفوذ تيغه دایلاتومتر (Marchetti S., 1980)	۴۳.....
شکل (۸-۳): تغييرشکل های شبکه بدليل لبه تيغه دایلاتومتر (Marchetti S., 1980)	۴۴.....
شکل (۹-۳): اصول کار دستگاه آزمایش دایلاتومتر (Marchetti S., 1999)	۴۵.....
شکل (۱۰-۳): قرائت های متوالی دایلاتومتر (Marchetti & Monaco, 2001)	۴۶.....
شکل (۱۱-۳): تاثیر تغييرات فشار آب حفره ای حين آزمایش دایلاتومتري بر روی I _D	۴۸.....
شکل (۱۲-۳): منحنی میانگین تنش-کرنش المان خاک در مقابل تيغه دایلاتومتر	۴۸.....
شکل (۱۳-۳): واحد کنترل دایلاتومتر (Report of TC16, 2001)	۴۹.....
شکل (۱۴-۳): انواع مختلف کابل های فشاری-الکتریکي (Report of TC16, 2001)	۵۱.....
شکل (۱۵-۳): دستگاه های فروردن تيغه دایلاتومتر به داخل زمین (Report of TC16, 2001)	۵۳.....
شکل (۱-۴): رابطه تئوريک بين فاکتور دایلاتومتري و نسبت پيش تحکيم يافتگی (Yu , 2004)	۶۰.....
شکل (۲-۴): رابطه تئوريک بين K _D و نسبت پيش تحکيم يافتگی (Yu , 2004)	۶۱.....
شکل (۳-۴): رابطه تئوريک بين K ₀ و K _D (Yu , 2004)	۶۲.....
شکل (۴-۴): رابطه تئوريک برای بدست آوردن زاويه اصطکاک (Yu , 2004)	۶۴.....
شکل (۵-۴): رابطه نرمال شده برای بدست آوردن زاويه اصطکاک (Yu , 2004)	۶۴.....
شکل (۶-۴): روابط تئوريک برای استخراج پارامتر مربوط به شرایط برجای خاک (Yu , 2004)	۶۵.....
شکل (۷-۴): رابطه میانگین برای استخراج پارامتر وابسته به شرایط برجای خاک (Yu , 2004)	۶۶.....
شکل (۱-۵): حالت های غشاء (B و A) (Report of TC16, 2001)	۶۹.....
شکل (۲-۵): نمایی از اتصالات در خلال کالیبراسيون غشاء (زمانی که دسترسی به غشاء وجود دارد) (Report of TC16, 2001)	۷۲.....
شکل (۳-۵): دورنمایی از اتصالات در هنگام آزمایش (Report of TC16, 2001)	۷۳.....
شکل (۴-۵): نمای کلی دستگاهی آزمایش دایلاتومتري (Report of TC16, 2001)	۷۴.....
شکل (۵-۵): مثالی ایده آل از روش A ₂ اصلاح نشده (ASTM D6635)	۸۳.....
شکل (۶-۵): مثالی ایده آل از روش A اصلاح نشده (ASTM D6635)	۸۵.....
شکل (۱-۶): استفاده از (P _o - u _o) بجای استفاده از P _o	۹۶.....
شکل (۲-۶): نمودار تخمین نوع و وزن واحد خاک (Marchetti & Crapps, 1981)	۹۷.....

- شکل (۳-۶): رابطه OCR و K_D در خاک‌های چسبنده (Kamey & Iwasaki, 1995)..... ۹۸
- شکل (۴-۶): رابطه تئوری بین OCR و K_D (Finno, 1993)..... ۹۹
- شکل (۵-۶): بدست‌آمده از دایلاتومتري و آزمایش‌های دیگر بر روی دو نوع رس
(a) (Nash et al., 1992) (b) (Burghignoli et al., 1991)..... ۱۰۲
- شکل (۷-۶): رابطه بین K_D و D_r در ماسه‌های غیرسیمانته..... ۱۰۳
- (شامل تحقیقات Reyna و Chameau در ۱۹۹۱ و Tanaka 1998)..... ۱۰۳
- شکل (۸-۶): مقایسه بین C_u بدست‌آمده توسط آزمایش دایلاتومتري و آزمایش‌های دیگر
(Nash et al., 1992)..... ۱۰۴
- شکل (۹-۶): مقایسه بین C_u بدست‌آمده توسط آزمایش دایلاتومتري و آزمایش‌های دیگر
(Burghignoli et al., 1991)..... ۱۰۵
- شکل (۱۰-۶): نمودار مربوط به $q_c - K_0 - \phi$ براساس تئوری
(Durgunoglu & Mitchell, 1975)..... ۱۰۶
- شکل (۱۱-۶): مقایسه بین M بدست‌آمده توسط آزمایش دایلاتومتري و دستگاه اتودومتر با کیفیت
بالا (Lacasse, 1986)..... ۱۰۷
- شکل (۱۲-۶): مقایسه بین M بدست‌آمده توسط آزمایش دایلاتومتري و دستگاه اتودومتر با کیفیت
بالا (Iwasaki et al. 1991)..... ۱۰۷
- شکل (۱۳-۶): تعریف مدول محصور شده M (Hayes J.A., 1990)..... ۱۰۹
- شکل (۱۴-۶): خروجی‌های پیشنهادی آزمایش دایلاتومتري (Marchetti S., 1999)..... ۱۱۱
- شکل (۱۵-۶): نمونه خروجی‌های عددی آزمایش دایلاتومتري بصورت فایل رقومی
(Report of TC16, 2001)..... ۱۱۲
- شکل (۱۶-۶): نمونه خروجی دایلاتومتري در خاک رس عادی تحکیم‌یافته، NC، با $K_D \approx 2$
(Marchetti S., 1999)..... ۱۱۳
- شکل (۱۷-۶): نمونه خروجی دایلاتومتري در خاک رس پیش‌تحکیم‌یافته، OC، $K_D \geq 2$
(Marchetti S., 1999)..... ۱۱۴
- شکل (۱۸-۶): روش محاسبه نشست (Marchetti S., 1999)..... ۱۱۵
- شکل (۱۹-۶): نشست‌های محاسبه شده از دایلاتومتري و مقادیر واقعی اندازه‌گیری شده
(Hayes, 1990)..... ۱۱۷
- شکل (۲۰-۶): ظرفیت نهایی اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده با استفاده از روش شمع فشاری
دایلاتومتري (Powell et al, 2001 a)..... ۱۱۹
- شکل (۲۱-۶): نتایج آزمایش دایلاتومتري برای مقایسه تاثیر زمان نصب شمع‌های مختلف بر
پارامتر K_h (DeCock et al, 1993)..... ۱۲۱
- شکل (۲۲-۶): نمودار پیشنهادی برای تخمین CRR از طریق K_D
(Reyna & Chameau, 1991)..... ۱۲۱

فهرست جداول

عنوان	شماره صفحه
جدول (۱-۱): فهرستی از مهم‌ترین آزمایش‌های برجای مورد استفاده در مهندسی ژئوتکنیک و دامنه کاربرد آن‌ها.....	۲۱
جدول (۱-۴): ثوابت مورد استفاده در مدل CASM برای هریک از انواع رس (Yu , 2004).....	۵۹
جدول (۲-۴): مقدارهای c_1 و c_2 برای خاک‌های رسی تحت آزمایش (Yu , 2004).....	۶۰
جدول (۳-۴): ثابت‌های به کار رفته در CASM برای ماسه (Yu , 2004).....	۶۶
جدول (۱-۵): جدول داده‌های خام مربوط به آزمایش (ASTM D6635).....	۸۷
جدول (۱-۶): خلاصه فرمول‌های مشتق شده از آزمایش دایلاتومتر (Report of TC16, 2001).....	۹۲
جدول (۲-۶): مقایسه مقادیر M بدست آمده با دایلاتومتر و ائودومتر (Schemertman, 1986).....	۱۱۰

سفيد

فصل اول

جایگاه آزمایش‌های برجا در مهندسی ژئوتکنیک

سفید

۱-۱- مقدمه

مهندسين عمران و ژئوتکنیک از دیرباز آزمایش‌های برجا را جهت شناخت ویژگی‌های تحت الارضی مورد استفاده قرار داده‌اند. اما عمده پیشرفت در این زمینه به دو دهه اخیر بر می‌گردد که روش‌های نوینی جهت انجام این قبیل مطالعات ابداع شده است. این پیشرفت‌ها در زمینه ساخت دستگاه‌های جدید، ابزارآلات اندازه‌گیری، روش‌ها و تکنیک‌های آنالیز به صورت چشمگیری قابل ملاحظه است.

روش‌های سنتی و مدرن مورد استفاده در مسائل مهندسی ژئوتکنیک شامل کاربرد روش‌های آزمایشگاهی و آزمایش‌های برجا برای ارزیابی ویژگی‌های ژئوتکنیکی مصالح موجود در محل پروژه می‌باشد. روش‌های آزمایشگاهی عمدتاً بر تهیه نمونه‌های دست‌نخورده از درون گمانه‌های ماشینی و یا چاله‌های دستی استوار می‌باشند. هر دوی روش‌های آزمایشگاهی و صحرائی شامل مزایا و محدودیت‌هایی می‌باشند که در ادامه به آن‌ها اشاره می‌شود.

۱-۲- آزمون‌های آزمایشگاهی

مزایا و محدودیت‌های این آزمایش‌ها به قرار ذیل می‌باشند.

۱-۲-۱- مزایا

مزایای عمده آزمون‌های آزمایشگاهی را می‌توان به شرح زیر بر شمرد:

- الف- تعریف دقیق شرایط مرزی
- ب- کنترل شرایط زهکشی
- پ- مسیرهای تنش قابل تغییر و کنترل
- ت- توزیع کرنش نسبتاً یکنواخت
- ث- ارزیابی دقیق ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی خاک

۱-۲-۲- محدودیت‌ها

محدودیت‌های عمده روش‌های آزمایشگاهی را می‌توان به صورت زیر عنوان نمود.

- الف- دست‌خوردگی نمونه خاک
 - ب- اثر مقیاس به علت کوچکی ابعاد نمونه
 - پ- مشکلات اندازه‌گیری کرنش در مرزها در تغییر شکل‌ها در این مرزها
 - ث- گرانی و وقت‌گیری این آزمون‌ها
- در میان موارد ذکر شده در خصوص مزایا و محدودیت‌های یاد شده، ارزیابی ویژگی‌های مکانیکی و رفتاری خاک‌ها تحت مسیرهای تنش و شرایط زهکشی کنترل شده نکته بسیار مهمی است. اما کماکان اثر مقیاس بدلیل کوچکی حجم نمونه در مقایسه با شرایط واقعی خاک و دست‌خوردگی غیر قابل اجتناب نمونه‌های اخذ شده از محدودیت‌های این قبیل آزمایش‌هاست.

۱-۳-۱- آزمایش‌های برجا

از مزایا و محدودیت‌های این دسته از آزمایش‌ها می‌توان موارد زیر را بر شمرد.

۱-۳-۱- مزایا

- الف- مزایای عمده این روش‌ها به شرح زیر می‌باشد.
- الف- بزرگی و حجم قابل توجه توده خاک آزمایش شده
- ب- توانایی در ارزیابی تاثیرات ساختار خاک، لایه‌بندی و تغییر در خصوصیات آن

پ- امکان بررسی ویژگی‌های خاک در مواردی که امکان اخذ نمونه دست‌نخورده وجود ندارد.

ت- تعیین خصوصیات خاک در شرایط واقعی در محل از نظر مسائل فیزیکی، شیمیایی، محیطی و بیولوژیکی

ث- صرفه‌جویی در زمان و افزایش بازده نسبت به هزینه‌ها

۱-۳-۲- محدودیت‌ها

محدودیت‌های عمده آزمایش‌های صحرایی را می‌توان به‌صورت زیر ذکر نمود.

الف- عدم امکان کنترل دقیق شرایط مرزی

ب- عدم امکان کنترل دقیق شرایط زهکشی

پ- توزیع غیریکنواخت کرنش‌ها

ت- دست‌خوردگی غیرقابل اجتناب خاک

ث- تفاوت شکل واقعی گسیختگی با وضعیت در نظر گرفته شده در طراحی

ج- محدودیت در ارزیابی طبیعت خاک

آزمایش‌های لرزه‌ای از جمله کاوش‌های صحرایی می‌باشند که شرایط مرزی و وضعیت زهکشی کنترل‌شده‌تری را ایجاد می‌نمایند. ضمناً در این نوع آزمایش‌ها معمولاً حوزه کرنش‌ها یکنواخت‌تر و میزان دست‌خوردگی بسیار اندک است.

بررسی مزایا و محدودیت‌های هر دو دسته از آزمایش‌ها نشان‌دهنده لزوم انجام هر دو نوع به‌عنوان مکمل یکدیگر در تعیین ویژگی‌های خاک است. آزمایش‌های برجا نقش اساسی در تعیین ویژگی‌های نهشته‌های رسوبی دارند. در واقع انجام دقیق و با برنامه آزمایش‌های صحرایی زمینه‌ساز انتخاب بهتر و مناسب‌تر نمونه‌های آزمایشگاهی و تکمیل برنامه آزمایش‌ها است. بدین ترتیب ترکیب استفاده از کاوش‌های صحرایی و آزمون‌های آزمایشگاهی، ابزاری توانمند برای حل مسائل مهندسی ژئوتکنیک در اختیار قرار خواهند داد.

۱-۴- کاوش‌های زیرسطحی و روش‌های تحلیل

اولین هدف از انجام کاوش‌های زیرسطحی ارزیابی لایه‌بندی تحت‌الارضی و تعیین ویژگی‌های فیزیکی خاک جهت سنجش با نیازهای پروژه می‌باشد. تعیین دقیق مشخصات تحت‌الارضی

بصورت كامل جهت انجام پروسه طراحي، ساخت و عملكرد سازه‌ها الزامي مي‌باشد. گستردگي شرايط زمين‌شناسي و بازه وسيع مسائل طراحي و اجرايي موجب بروز پيچيدگي در اين مطالعات مي‌گردد. با توجه به اين پيچيدگي‌ها، روش‌ها و تكنيك‌هاي مطالعات صحرآيي و آزمون‌هاي برجا نيز در طول زمان گسترش يافته‌اند. تعيين و انتخاب روش مناسب براي انجام مطالعات صحرآيي با در نظرگيري عوامل ذيل امكان‌پذير مي‌باشد:

الف- شرايط زمين‌شناسي

ب- نيازهاي طرح

پ- روش‌هاي ساخت و اجرا

ت- روش‌هاي تحليل و طراحي

شرايط زمين‌شناسي از توده‌هاي سنگي سخت تا خاك‌هاي نرم و مواد آلي متغير است. اما عمده تكنيك‌هاي انجام آزمون‌هاي برجا تنها در خصوص خاك‌ها قابل‌كاربرد هستند. ملزومات طرح، روش ساخت و روبه‌هاي مختلف طراحي نيز به‌نوعي مشخص‌كننده سطح مطالعات و كاوش‌هاي صحرآيي مورد نياز پروژه مي‌باشند. به‌عنوان مثال در طرح يك نيروگاه هسته‌اي، سطح بررسي بالاتري نسبت به يك پروژه با ميزان اهميت كم‌تر از جهت كاربرد در مسائل طراحي و يا روش ساخت مورد نياز است.

۱-۵- انواع آزمون‌هاي برجا

جدول (۱-۱) فهرستي از مهم‌ترين آزمون‌هاي برجاي مورد استفاده در مهندسي ژئوتكنيك، دامنه كاربرد آن‌ها در شرايط مختلف تحت الارضي و كارآيي آن‌ها براي تعيين ويژگي‌هاي مهندسي مورد نياز را ارائه مي‌نمايد (Robertson and Ghionna, 1987). اين جدول بر اساس هزينه‌هاي آزمون و ميزان پيچيدگي نسبي آن تهيه شده است. به‌عنوان مثال آزمون‌هاي نفوذي كه هزينه كم‌تري دارند در قسمت بالايي جدول قرار گرفته‌اند. مرور جدول ذكر شده نشان‌دهنده آن است كه عمده آزمون‌هاي مذكور در خاك‌هاي داراي قطر متوسط دانه‌هاي كمتر از ۶ ميلي‌متر ($D_{50} < 6 \text{ mm}$) قابل‌كاربرد هستند و تنها درصد كوچكي از اين روش‌ها براي زمين‌هاي سخت مانند شن‌ها، نهشته‌هاي يخچالي و سنگ‌ها قابل استفاده هستند. در ادامه به معرفي مختصر تعدادي از مهم‌ترين آزمون‌هاي برجا پرداخته مي‌شود.

جدول (۱-۱): فهرستی از مهم‌ترین آزمایش‌های برجای مورد استفاده در مهندسی ژئوتکنیک و دامنه کاربرد آنها (Robertson & Ghionna, 1987)

آزمایش	اطلاعات ژئوتکنیکی										شرایط زمین								
	نوع خاک	فشار پیژومتریکی (u)	زاویه اصطکاک (φ)	مقاومت برشی زهکشی نشده (S _u)	دانسیته (D)	ضریب فشردگی (C _c)	ضریب تحکیم (C _v)	نفوذپذیری (k)	مدول برشی (G)	ضریب فشار سکون (K ₀)	تاریخچه تنش (OCR)	منحنی تنش-کرنش	سنگ‌های سخت	سنگ‌های نرم	شن	ماسه	سیلت	رس	خاک‌های آلی
SPT	A	-	B	C	B	-	-	-	B	-	C	-	-	C	B	A	B	C	C
DCPT	C	-	C	C	B	-	-	-	C	-	-	C	-	C	B	A	B	B	B
CPT	B	-	B	C	B	C	-	-	C	C	C	-	-	C	-	A	A	A	A
CPTU	A	A	B	B	B	C	A	B	B	C	B	C	-	C	-	A	A	A	A
SCPTU	A	A	B	B	B	C	A	B	A	B	B	B	-	C	-	A	A	A	A
DMT	B	B	B	B	C	B	B	B	B	B	B	C	-	C	-	A	A	A	A
VST	C	-	-	A	-	-	-	-	-	C	B	-	-	-	-	-	B	A	B
PMT	B	-	C	B	C	C	C	-	A	-	-	-	A	A	B	B	B	A	B
SBPT	B	B	B	B	B	C	A	B	A	A	A	A	-	C	-	B	A	A	A
PLT	C	-	-	-	C	-	-	-	A	C	C	C	B	A	B	B	A	A	A
Geo seismic	C	-	B	C	B	-	-	-	B	-	C	-	A	A	A	A	A	A	A

C: نتایج متوسط

D: نتایج نامطلوب

A: نتایج مطلوب

B: نتایج معمولی

۱-۵-۱- آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)

آزمایش نفوذ استاندارد به آزمونی اطلاق می‌گردد که طی آن یک نمونه‌گیر دو تکه تحت نیروی معینی به داخل زمین رانده شده و تعداد ضربات لازم جهت ۳۰ سانتیمتر نفوذ آن به عنوان عدد نفوذ استاندارد (N) تعیین می‌گردد (de Mello, 1971). اصول انجام این آزمایش در ASTM D1586 ارائه شده است.

در اين استاندارد تاكيد شده است كه قطر خارجي نمونه‌گير ۵/۱ سانتيمتر و قطر داخلي آن ۳/۵ سانتيمتر باشد. ضمناً طول نمونه‌گير جهت اخذ نمونه در حدود ۵۰ تا ۸۰ سانتيمتر است. نمونه‌گير با ضربه وزنه‌اي ۶۳/۵ كيلوگرمي كه از ارتفاع ۷۶ سانتيمتري رها مي‌شود به داخل زمين فرو مي‌رود. نمونه اخذ شده از اين آزمايش براي انجام آزمايش‌هاي فيزيكي قابل كاربرد است و عدد نفوذ استاندارد (N) توسط محققين فراوان جهت ارزيابي ويژگي‌هاي مختلف مكانيكي خاك مرتبط شده است.

۱-۵-۲- آزمايش نفوذ مخروط (CPT)

آزمون نفوذ مخروط به آزمايشي اطلاق مي‌گردد كه در آن يك سوند مخروطي‌شكل به داخل زمين رانده شده و مقدار مقاومت خاك در مقابل نفوذ آن ثبت مي‌گردد (Robertson and Campanella, 1983).

روش انجام اين آزمايش در ASTM D3441 ارائه شده است. در اين استاندارد زاويه راس مخروط ۶۰ درجه و قطر آن ۳/۵۷ سانتيمتر ذكر شده است كه معادل سطح مقطع حدود ۱۰ سانتيمتر مربع مي‌باشد. انواع قديمي‌تر اين آزمايش به‌صورت مكانيكي عمل مي‌نمودند. اما انواع جديدتر به تجهيزات الكترونيكي مجهز مي‌باشند كه مخروط را با سرعت ثابت ۲ سانتيمتر بر ثانيه به داخل زمين مي‌رانند.

ديگر متعلقات آزمايش ميله فشاري با سطح جاني ۱۵۰ سانتيمتر مربع و يك المان متخلخل براي ثبت فشار آب حفره‌اي در نوک است. بدین ترتيب و با استفاده از سنسورهاي الكترونيكي، مقاومت نوک، مقاومت جداره و فشار آب حفره‌اي به‌صورت منظم و با نفوذ مخروط اندازه‌گيري و ثبت مي‌گردد.

۱-۵-۳- آزمايش پرسيومتري

آزمايش پرسيومتري در سال ۱۹۷۵ توسط Menard ابداع گرديد و شامل قراردادن سوند استوانه‌اي شكل در گمانه از پيش حفر شده و تعيين و ثبت تغييرات حجم سوند با تغييرات در فشار است. روش انجام اين آزمايش در ASTM D4719 ارائه شده است. قطر سوند استوانه‌اي در اين استاندارد از ۴/۴ تا ۷/۴ سانتيمتر ذكر شده است. طول بخش

قابل انعطاف استوانه که منجر به اعمال فشار بر خاک می‌گردد نیز از ۳۰ تا ۶۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده است.

آزمایش در فواصل قائم حدود یک متری یا بیشتر انجام شده و منحنی فشار-تغییر حجم در هر عمق تعیین می‌شود. با تعیین این منحنی‌ها پارامترهایی مانند مدول پرسویمتری (E_{PM}) و یا فشار حدی (P_L) تعیین می‌شوند که از طریق آن‌ها امکان دستیابی به بسیاری از ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی خاک‌ها میسر خواهد بود. پرسوومتر در انواع مختلفی مانند پرسوومتر خودحفار یا پرسوومتر پیش‌حفار وجود دارد که هر یک در شرایط مقتضی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۱-۵-۴- آزمایش برش وین (VST)

آزمایش برش وین شامل راندن یک تیغه چهارپره در داخل خاک و تعیین نیروی پیچشی لازم برای ایجاد یک سطح استوانه‌ای برشی در اثر چرخش تیغه‌ها می‌باشد (Becker et al., 1987). استفاده عمده آزمایش برش وین در خاک‌های چسبنده است. روش انجام این آزمایش در ASTM D2573 ارائه شده است. بر اساس این دستورالعمل، عرض رایج تیغه‌ها از ۳/۸ تا ۹/۲ سانتیمتر متغیر است. همچنین طول آن‌ها که دو برابر عرض تیغه است در بازه ۷/۶ تا ۱۸/۴ سانتیمتر تغییر می‌نماید.

انتخاب مناسب تیغه‌ها وابسته به نوع خاک می‌باشد. معمولاً برای خاک‌های رسی نرم از تیغه‌های بزرگ‌تر استفاده می‌گردد تا نیروی پیچشی در سطح وسیع‌تر و با بزرگی قابل قبول‌تری محاسبه شود. معمولاً نیروی پیچشی به آهستگی و با نرخ ۰/۱ درجه در ثانیه اعمال می‌گردد که منجر به گسیختگی در بازه ۲ الی ۱۰ دقیقه بر حسب نوع خاک می‌گردد. مقاومت برشی خاک بر پایه مقدار نیروی پیچشی و عدد ثابتی که وابسته به هندسه دستگاه برش وین است تعیین می‌گردد.

۱-۵-۵- آزمایش بارگذاری صفحه (PLT)

آزمایش بارگذاری صفحه شامل اعمال بارگذاری تدریجی و باربرداری بر یک صفحه تخت فلزی قرارگرفته بر روی خاک یا در عمق مشخص توسط جک اعمال نیرو و

اندازه‌گیری تغییر مکان‌های نظیر هر میزان بارگذاری و یا باربرداری است. این آزمایش توسط Marsland در سال ۱۹۷۲ ابداع گردید و از جمله ابتدایی‌ترین آزمایش‌ها در تعیین خصوصیات تغییر شکل خاک‌ها است. با انجام این آزمایش‌ها مدول تغییر شکل عمودی که از منحنی نیرو-نشست بدست می‌آید، در هر عمق تعیین می‌گردد. انجام این آزمایش در سطح زمین و یا در انتهای چاله دستی حفر شده امکان‌پذیر است اما با ازدیاد عمق، زمان و هزینه انجام آن به صورت تصاعدی افزایش می‌یابد. آزمایش بارگذاری صفحه از جمله آزمون‌های صحرایی است که امکان انجام آن در خاک‌های سخت و یا زمین‌های نرم نیز موجود است.

۱-۵-۶- آزمایش‌های ژئوفیزیک

در دهه‌های اخیر آزمایش‌های ژئوفیزیک ابزاری سودمند برای ارزیابی شرایط تحت الارضی مورد استفاده مهندسين قرار گرفته است (Woods, 1978). با توجه به عدم دست‌خوردگی ساختار خاک طی این آزمایش‌ها و همچنین حجم بزرگ توده خاک مورد آزمایش، نتایج این آزمون‌ها نسبت به سایر روش‌ها مزیت و برتری دارند. روش‌های انعکاس لرزه‌ای^۱ و انکسار لرزه‌ای^۲ از جمله این آزمایش‌ها می‌باشند. اساس این روش‌ها بر اندازه‌گیری زمان عبور موج کالبدی و یا موج برشی از داخل لایه‌های خاک بین یک فرستنده و یک گیرنده می‌باشد. با محاسبه سرعت موج عبوری، برخی از ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی توده خاک تعیین و محاسبه می‌شوند.

۱-۵-۷- آزمایش دایلاتومتری (DMT)

دایلاتومتر تخت توسط Marchetti در سال ۱۹۸۰ و سپس Schmertmann در سال ۱۹۸۶ به‌عنوان وسیله‌ای ساده جهت تعیین فشار افقی خاک بر شمع‌های تخت بارگذاری جانبی ساخته شد. طرح کنونی دایلاتومتر تخت شامل تیغه تختی به ضخامت ۱/۵ سانتیمتر و عرض ۹/۶ سانتیمتر با یک غشاء مدور به قطر ۶ سانتیمتر در مرکز آن

1. Seismic reflection
2. Seismic refraction

می‌باشد.

آزمایش با نفوذ تیغه تحت سرعت ثابت ۲ سانتیمتر بر ثانیه به داخل زمین آغاز می‌گردد و در هر بازه نفوذ ۲۰ سانتیمتری، دو تا سه قرائت فشار انجام می‌شود. قرائت A در زمانی انجام می‌گیرد که غشاء با اولین حرکت در تماس با خاک قرار می‌گیرد. قرائت B مربوط به زمانی است که غشاء به اندازه ۱/۱ میلی‌متر به داخل خاک اطراف وارد می‌شود. در صورت نیاز، فشار C نیز که فشار مربوط به وضعیت اولیه‌اش است قرائت می‌گردد. فشارهای A و B با در نظرگیری تصحیح سختی غشاء به P_0 و P_1 اصلاح می‌گردد که از طریق آن‌ها پارامترهای اصلی مانند شاخص دایلاتومتری (E_D) یا شاخص مصالح (I_D) محاسبه می‌گردد.

محققین مختلف ارتباطات مناسبی بین این شاخص‌ها و پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک برقرار نموده‌اند که از طریق آن‌ها امکان تعیین این خصوصیات وجود خواهد داشت. روش انجام آزمایش دایلاتومتری در ASTM D6635 ارائه شده است.

از مزایای عمده آزمایش دایلاتومتری می‌توان به دو مورد ذیل اشاره نمود:

الف- دایلاتومتر وسیله‌ای ساده و اقتصادی برای تعیین خصوصیات مکانیکی خاک مانند سختی، مقاومت و تاریخچه تنش با قابلیت تکرار بسیار بالا در اعماق متوالی در یک محل است.

ب- به دلیل هندسه و شکل دایلاتومتر، میزان دست‌خوردگی توده خاک از جمله کرنش‌های برشی و حجمی و غیریکنواختی ناشی از قراردادن این وسیله در هر عمق جهت تعیین خصوصیات خاک حداقل است که منجر به ارزیابی دقیقتری از شرایط و ویژگی‌های مکانیکی خاک خواهد شد.

سفید

فصل دوم

تاریخچه دایلاتومتری

سفید

۲-۱- مقدمه

آزمایش دایلاتومتری تخت توسط Marchetti در سال ۱۹۸۰ در ایتالیا ابداع گردید. پس از آن استفاده از این دستگاه در آمریکای شمالی و سپس اروپا رواج یافت. در حال حاضر دایلاتومتر در بیش از ۴۰ کشور جهان مورد استفاده قرار می‌گیرد. شکل (۲-۱)، توزیع جهانی استفاده از دایلاتومتر را نشان می‌دهد که بیانگر فراگیر شدن این آزمایش در جهان می‌باشد. دستگاه دایلاتومتر، روش آزمایش با آن و اولین ارتباطات تجربی ما بین خروجی‌های آن و خواص مکانیکی خاک‌ها توسط Marchetti در مقاله‌ای بنیادی در مجله ASCE ایالات متحده تحت عنوان "انجام آزمایش‌های برجا با دایلاتومتر تخت" چاپ گردید. پس از آن و با توجه به مقبولیت نتایج این آزمایش، به سرعت روابط تجربی برای ارتباط پارامترهای خروجی این آزمایش و ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی خاک گسترش یافت.

۲-۲- مراجع و کتاب‌های کلیدی در ارتباط با دایلاتومتر

از جمله اولین استانداردها و منوال‌های موجود که در ارتباط با آزمایش دایلاتومتری وجود دارد، پیشنهادی است که در سال ۱۹۸۶ توسط ASTM به چاپ رسید. اما استاندارد موجود برای انجام آزمایش دایلاتومتر، که نسخه پیشنهادی آن ابتدا در سال ۲۰۰۱ مورد

تصویب قرار گرفت، تحت عنوان "روش استاندارد انجام آزمایش دایلاتومتر تخت" گسترش یافت و هم اکنون تحت عنوان ASTM D6635 در استاندارد سال ۲۰۰۷ موجود می‌باشد. همچنین استاندارد اروپایی Eurocode 7 که در سال ۱۹۹۷ چاپ گردید نیز از جمله دستورالعمل‌های معتبر موجود در این ارتباط است. به همین ترتیب استانداردهای ملی و داخلی برای انجام این آزمایش در برخی کشورها مانند آلمان و سوئد تهیه شده است. دستورالعمل تهیه شده برای انجام آزمایش دایلاتومتر تخت توسط سازمان حمل و نقل ایالات متحده (US DOT) از جمله دیگر مراجع مصطلح در این زمینه است (Briaud and Miran, 1992). ضمناً Marchetti در سال ۱۹۹۷ در گزارشی جامع و کلیدی، کاربردهای طراحی و پیشرفت‌های انجام‌شده تا آن زمان در ارتباط با این آزمایش را جمع‌آوری و منتشر نمود.

لیستی از استانداردهای موجود در این زمینه به قرار زیر می‌باشند:

ASTM D6635 (2007), "Standard Test Method for Performing the Flat Dilatometer", American Society for Testing Materials, West Conshohocken, U.S.

ASTM Subcommittee D 18.02.10- Schmertmann, J.H., Chairman (1986), "Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 9, No. 2, June.

Eurocode 7 (1997), Geotechnical Design-Part 3:"Design Assigned by Field Testing", Section 9: Flat Dilatometer Test (DMT).

همچنین در این زمینه از دستورالعمل‌های ذیل می‌توان نام برد:

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. and Calabrese, M. (2001), "The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations", Report by the ISSMGE Committee TC16, 41 pp.

Schmertmann, J.H. (1988), Report No. FHWA-PA-87-022+84-24 to Penn DOT, Office of Research and Special Studies, Harrisburg, PA, in 4 Volumes.

US DOT- Briaud, J.H. and Miran, J. (1992), "The Flat Dilatometer Test", Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., Publication No. FHWA-SA-91-044, 102 pp.

۳-۲- کنفرانس‌ها و سمینارهای مرتبط با دایلاتومتر تخت

در ارتباط با آزمایش دایلاتومتری تاکنون چند کنفرانس و سمینار بین‌المللی برگزار شده که نتایج تحقیقات محققین مختلف در سراسر جهان را به صورت متمرکز منتشر و ارائه نموده است. اهم کنفرانس‌ها، سمینارها و کارگاه‌های آموزشی در این رابطه به قرار زیر می‌باشند:

- ۱- اولین کنفرانس بین‌المللی آزمایش دایلاتومتر تخت در سال ۱۹۸۳ در ادمنتون^۱ کانادا
- ۲- کارگاه آموزشی یک‌روزه آزمایش دایلاتومتری توسط Marchetti در آتلانتا^۲ در ایالات متحده به صورت جنبی در کنار کنفرانس بین‌المللی آزمایش‌های برجا در سال ۱۹۹۸
- ۳- سمینار بین‌المللی آزمایش دایلاتومتر تخت و کاربرد آن در طراحی و مسائل مهندسی ژئوتکنیک توسط Marchetti در انجمن ژئوتکنیک ژاپن در توکیو در سال ۱۹۹۹
- ۴- دومین کنفرانس بین‌المللی آزمایش دایلاتومتر تخت در سال ۲۰۰۶ در واشنگتن ایالات متحده

۴-۲- آزمایش دایلاتومتر تخت بر روی اینترنت

Marchetti اقدام به تهیه سایتی شخصی در اینترنت جهت گسترش و اشاعه آزمایش دایلاتومتر تخت نموده است که می‌توان مقالات کلیدی و برخی دست‌اورد عمل‌های مرتبط با انجام آزمایش را از آن استخراج نمود. آدرس این سایت از قرار زیر می‌باشد:

<http://www.marchetti-dmt.it>

۵-۲- آزمایش دایلاتومتری در ایران

بررسی مطالعات گذشته نشان می‌دهد که آزمایش دایلاتومتری در ایران تا کنون فقط برای تعیین مدول تغییرشکل سنگ‌ها مورد استفاده قرار گرفته و تحقیقی که از این آزمایش برای ارزیابی خصوصیات خاک‌ها استفاده شده باشد، موجود نیست.

به‌عنوان یکی از اولین موارد، در سال ۲۰۰۳ از این آزمایش در مورد سد مسجد سلیمان و ارزیابی ویژگی‌های تکیه‌گاه‌های سنگی استفاده شد (Stabel & Samani, 2003). پس از آن به‌منظور بررسی ویژگی‌های ساختگاهی برای احداث سد بر روی رودخانه جاوه که در

1. Edmonton
2. Atlanta

نزدیکی شهر سنج در استان کردستان واقع شده است از آزمایش‌های دایلاتومتري و بارگذاری صفحه‌ای که دو روش مرسوم برای تعیین مدول تغییر شکل در سنگ‌ها هستند، در گالری‌های از پیش آماده شده استفاده گردید (هاشمی و قارونی نیک، ۲۰۰۶). با توجه به اینکه هر دو روش مبتنی بر تئوری الاستیسیته هستند که در آن‌ها توده سنگ به‌عنوان محیطی الاستیک، ایزوتروپ و همگن در نظر گرفته می‌شود، باید مدول تغییر شکل بدست‌آمده از هر دو روش یکسان باشند. اما معمولاً در شرایط واقعی چنین اتفاقی نمی‌افتد و مدول بدست‌آمده از آزمون بارگذاری صفحه‌ای بزرگتر از مقدار نظیر در آزمایش دایلاتومتري خواهد بود.

طاهریان و همکاران (۲۰۰۶) استفاده از این آزمایش در سایت نیروگاه آبی لوارک که در پنجاه کیلومتري شمال شرقی تهران واقع شده است را گزارش نمودند. همچنین هاشمی و قارونی نیک (۲۰۰۶) نیز استفاده از نتایج آزمایش دایلاتومتري را برای اندازه‌گیری مدول تغییر شکل در سد جاوه گزارش کرده و استفاده از دایلاتومتر و بارگذاری صفحه را برای این منظور با هم مقایسه نمودند.

شاهوردیلو (۲۰۰۷) استفاده از آزمایش دایلاتومتري را در نیروگاه سیاه‌بیشه که اولین نیروگاه پمپی ایران می‌باشد گزارش کرد. هاشمی و همکاران (۲۰۰۷) نیز آزمایش‌های دایلاتومتري زیادی را در مطالعات سایتی واقع در نزدیکی شهر الیگودرز در استان لرستان که در غرب ایران واقع است، انجام دادند. آن‌ها در مقاله خود به بررسی و مقایسه نتایج بدست‌آمده از کاربرد دو نوع دایلاتومتر مختلف پرداختند.

همچنین هاشمی (۲۰۰۸) استفاده از این روش را به‌همراه بارگذاری صفحه‌ای در سد رودبار لرستان گزارش نموده است. فرامرزی (۲۰۰۸) نیز در پژوهشی به تفسیر نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و دایلاتومتري پرداخته است. همچنین قارونی نیک (۲۰۰۸) در مقاله‌ای استفاده از دایلاتومتر و آزمایش بارگذاری صفحه‌ای را در خصوص سد چم‌شیر گزارش کرده است. با توجه به این موارد مشخص می‌گردد که آزمایش دایلاتومتري در ایران، تا کنون به‌صورت بسیار محدود و فقط در مورد سنگ‌ها استفاده شده است. با توجه به قابلیت‌های متعدد این آزمایش در تعیین ویژگی‌های مکانیکی خاک‌ها، بجاست تا این آزمایش در مورد خاک‌ها نیز در ایران، مورد استفاده قرار گرفته و در آینده شاهد گسترش کاربرد آن در پروژه‌های عمرانی و مطالعات ژئوتکنیکی باشیم.

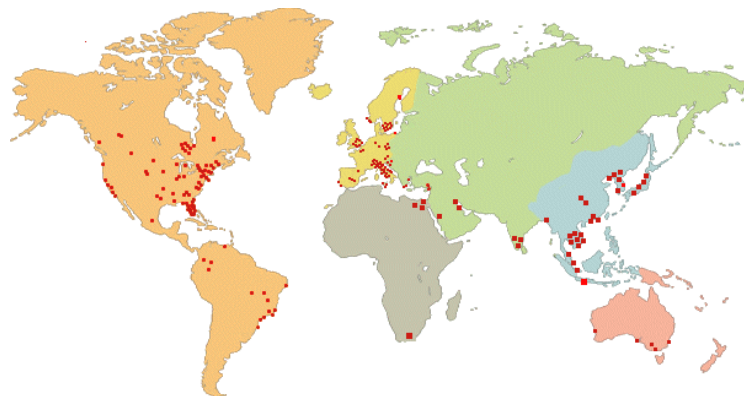
فصل سوم

معرفی دستگاه دایلاتومتر و انواع آن

سفید

۱-۳- مقدمه

دستگاه آزمایش دایلاتومتری توسط Marchetti محقق ایتالیایی در سال ۱۹۸۰ ساخته شد. اما این دستگاه ابتدا در آمریکای شمالی و سپس در اروپا مورد استفاده قرار گرفت و هم اکنون در بیش از ۴۰ کشور جهان استفاده می‌شود. شکل (۱-۳) توزیع جهانی استفاده از آزمایش دایلاتومتری را نشان می‌دهد. بنا به این شکل مشخص می‌گردد که آزمایش دایلاتومتری در اغلب نقاط جهان مطرح بوده و مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل (۱-۳): توزیع جهانی استفاده از آزمایش دایلاتومتری (Marchetti website, 2008)

۲-۳- معرفی دستگاه دایلاتومتر

دایلاتومتر تیغه‌ای فولادی و ضد زنگ می‌باشد که شامل غشائی صاف، فلزی و دایره‌ای است که روی پایه‌ای سوار می‌شود. در شکل (۲-۳) نمای کلی و واقعی تیغه دایلاتومتر نشان داده شده است.



شکل (۲-۳): تیغه دایلاتومتر (نمای روبرو و عرضی) (Marchetti & Monaco, 2001)

تیغه فلزی از طریق یک کابل الکتریکی - فشاری (که الکتریسیته و فشار گاز را منتقل می‌کند) به واحد کنترل که روی سطح زمین قرار می‌گیرد متصل می‌شود و از طریق میله‌هایی که به داخل زمین فرو می‌رود، عمل خواهد کرد. یک تانک گاز به واحد کنترل متصل خواهد شد. این تانک، گاز مورد نیاز برای منبسط کردن غشاء فلزی را فراهم می‌کند. تانک گاز توسط یک کابل فشاری به واحد کنترل مربوط می‌شود.

واحد کنترل شامل موارد زیر می‌باشد:

- (۱) تنظیم کننده فشار
- (۲) گیج اندازه‌گیری فشار
- (۳) چراغ‌های راهنما
- (۴) دریچه‌های هوا

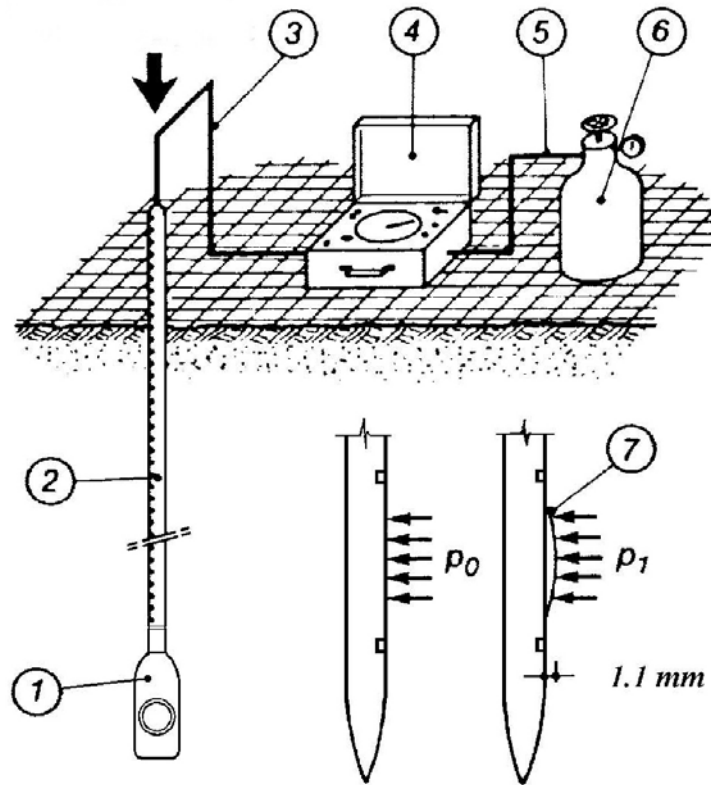
تیغه حفاری توسط دستگاه‌های معمول مورد استفاده برای این کار، مثل دستگاه CPT و سایر دستگاه‌های حفاری، به داخل زمین فرو برده می‌شود. میله‌های فشاری برای انتقال فشار دستگاه حفار به تیغه دایلاتومتر استفاده می‌شود. در شکل‌های (۳-۳) و (۴-۳) شمای کلی و همچنین قسمت‌های اصلی آزمایش دایلاتومتری همراه با بعضی مشخصات آن‌ها نشان داده شده است.

آزمایش با قراردادن تیغه دایلاتومتر به داخل زمین شروع می‌شود. هنگام نفوذ تیغه در داخل زمین، توسط واحد کنترل، غشاء فلزی منبسط شده و موارد زیر از دستگاه خوانده و برداشت می‌شود:

فشار A: فشاری که غشاء برای شروع جابجایی خود در مقابل خاک لازم دارد.
فشار B: فشاری که لازم است تا مرکز غشاء فلزی به اندازه ۱/۱ میلی‌متر داخل خاک حرکت کند.

فشار سومی به نام C را می‌توان بصورت اختیاری برداشت نمود. این فشار به صورت دلخواه در حین کاهش فشار پشت غشاء با سرعتی پایین، تا رسیدن به فشار B برداشت خواهد شد.

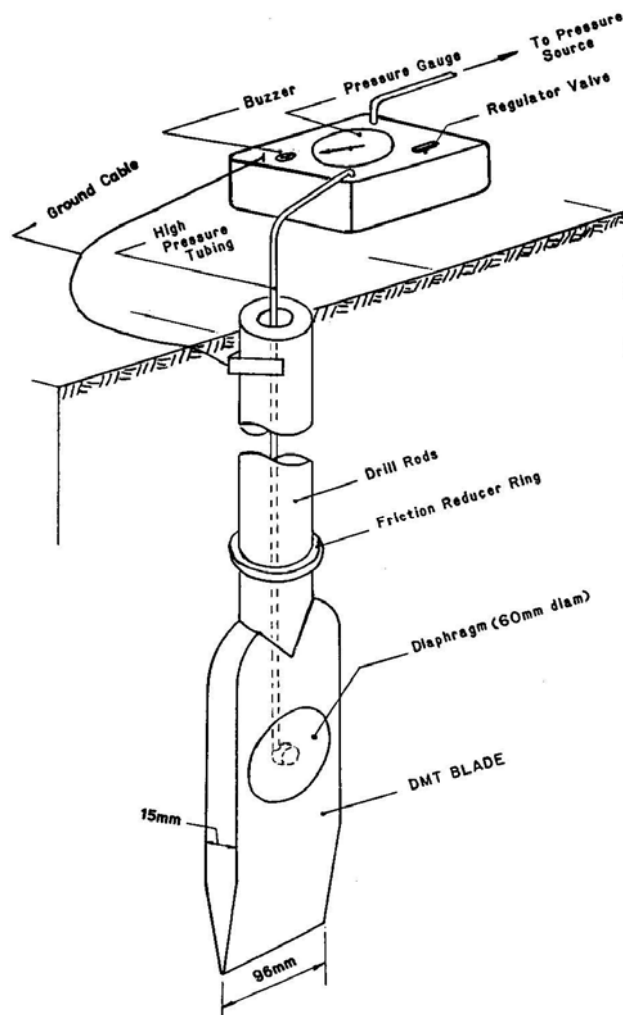
سپس تیغه فلزی دوباره به اندازه معمول (۲۰ سانتی‌متر) به داخل زمین فرو برده می‌شود و دوباره برداشت‌های A و B انجام می‌گیرد.



۱	تیغه دایلاتومتر	۲	میله‌های فشاری
۳	کابل‌های فشاری - الکتریکی	۴	واحد کنترل
۵	کابل‌های فشاری	۶	تانک گاز
۷	تورم غشاء		

شکل (۳-۳): نمای کلی آزمایش دایلاتومتری (Report of TC16, 2001)

فشارهای A و B از طریق مقادیر ΔA و ΔB که به وسیله کالیبراسیون دستگاه (مربوط به سختی غشاء) تعیین می‌شوند، اصلاح شده و به فشارهای P_0 و P_1 تبدیل می‌شوند.



شکل (۳-۴): تجهیزات دستگاه دایلاتومتري (Hayes J.A., 1990)

زمینه‌های مورد استفاده برای دایلاتومتري بسیار متنوع و گسترده، از خاک‌های خیلی نرم تا خاک‌های سفت (یا سنگ‌های نرم) می‌باشد. دایلاتومتري برای ماسه، رس، لای و جاهایی که دانه‌های خاک کوچک و قابل مقایسه با قطر غشاء می‌باشند، مناسب است. اما انجام این آزمایش در خاک‌های شنی مناسب نیست، اگرچه تیغه دایلاتومتر آنقدر سخت می‌باشد که می‌تواند از لایه‌ای به ضخامت ۰/۵ متر شن، عبور کند.

دستگاه دایلاتومتر دستگاهی بسیار دقیق است حتی در خاک‌های بسیار نرم که تقریباً به حالت لجن هستند. به عبارت دیگر، تیغه دایلاتومتر بسیار محکم می‌باشد و بدون هیچگونه تغییر شکلی در آن می‌تواند در برابر فشارهای تا ۲۵۰ کیلونیوتن کار کند و همچنین می‌تواند در سنگ‌های نرم نفوذ کند. این آزمایش می‌تواند برای رس‌های با $C_u=2-4$ kPa تا $C_u=1000$ kPa مورد استفاده قرار گیرد. همچنین حدود مدول الاستیسیته برای انجام آزمایش دایلاتومتري بين $0/4$ تا 4000 کیلوپاسکال است.

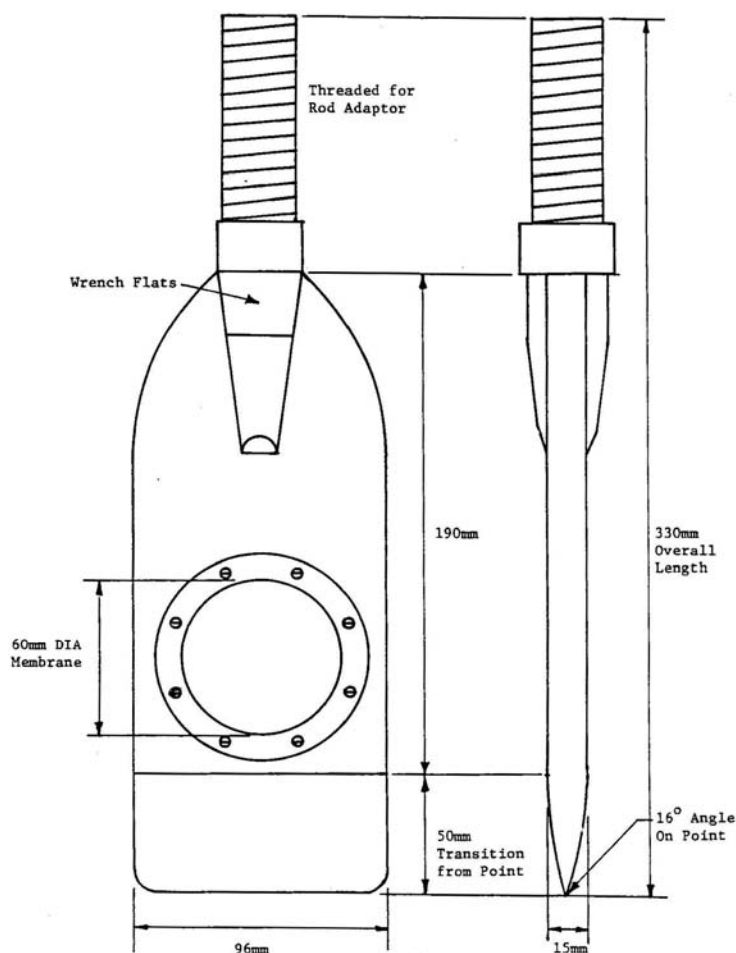
۳-۳- اجزاء دستگاه دایلاتومتر

اجزای اصلی دستگاه دایلاتومتر در شکل (۳-۳) نمایش داده شده است. در این بخش به معرفی اجزای مختلف دستگاه می‌پردازیم.

۳-۳-۱- تیغه دایلاتومتر

۳-۳-۱-۱- ویژگی‌های تیغه و غشاء

ابعاد ظاهری تیغه عبارت از ۹۵ میلی‌متر پهنا و ۱۵ میلی‌متر ضخامت است. مشخصات کامل تیغه دایلاتومتري در شکل (۳-۵) نشان داده شده است. تیغه دارای لبه‌ای برنده و تیز برای فرو رفتن در خاک است. زاویه نوک تیغه از ۲۴ تا ۳۲ درجه می‌باشد.



شکل (۳-۵): مشخصات تیغه دایلاتومتري (Hayes J.A., 1990)

مقطع پایین باریک شونده نوک دارای طول ۵۰ میلی‌متر می‌باشد. تیغه می‌تواند تا فشارهای بالای ۲۵۰ کیلو نیوتن را تحمل کند. قطر غشاء فولادی دایره‌ای ۶۰ میلی‌متر است. ضخامت غشاء معمولاً، ۰/۲ میلی‌متر (۰/۲۵ میلی‌متر) برای خاک‌هایی که ممکن است غشاء را تراش دهند می‌باشد. غشاء روی تیغه به صورت تراز، سوار شده و توسط حلقه‌ای روی تیغه محکم خواهد شد (شکل ۳-۶).



شکل (۳-۶): غشاء فیزی دایلاتومتر و تجهیزات مربوط به آن (Marchetti & Monaco, 2001)

۳-۳-۱-۲- نرخ نفوذ تیغه دایلاتومتر

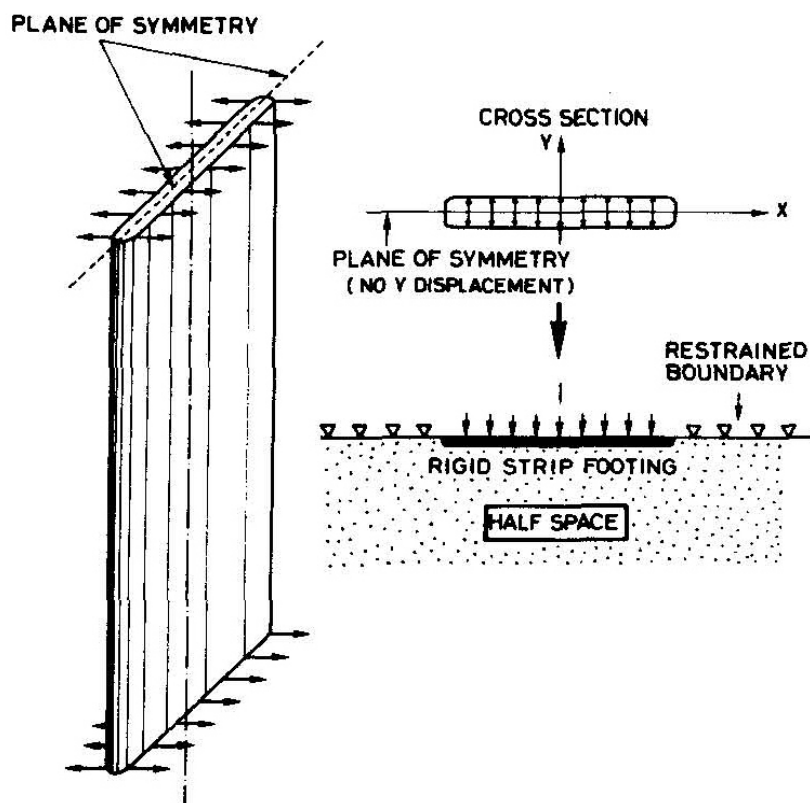
سرعت نفوذ تیغه به داخل خاک معمولاً ۲ تا ۴ سانتی‌متر بر ثانیه تنظیم می‌شود. تا کنون تحقیق جامعی در مورد تأثیر سرعت نفوذ بر روی فشار A و B انجام نشده است ولی پیشنهاد می‌شود برای کاهش دست‌خوردگی خاک این مقدار تا حد امکان کوچک انتخاب گردد.

۳-۳-۱-۳- سرعت انبساط

در بسیاری از خاک‌ها مشاهده شده است که با دو برابر کردن سرعت انبساط، نیازی به تغییر در فشار گاز برای انبساط غشاء وجود ندارد.

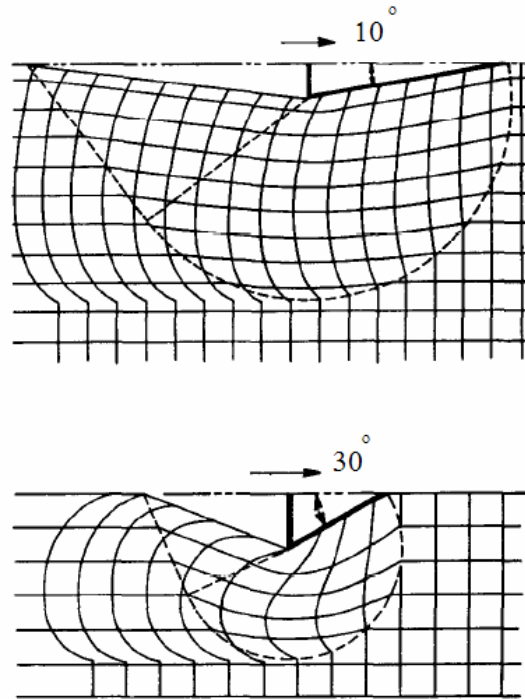
۳-۳-۱-۴- مرحله نفوذ

مرحله نفوذ دایلاتومتر داخل خاک می‌تواند به‌عنوان یک مرحله مهم مورد توجه قرار گیرد. یک روش تئوری ممکن برای آنالیز فرایند نفوذ، استفاده از تئوری انبساط حفره صاف بمانند شکل (۳-۷) می‌باشد. انجام چنین آنالیزهایی نشان می‌دهد که با ازدیاد فشار افقی کل در خاک با نفوذ تیغه، پارامترهای مقاومت خاک و سختی خاک، افزایش می‌یابد.



شکل (۷-۳): مدل نفوذ تیغه دایلاتومتر (Marchetti S., 1980)

نفوذ تیغه دایلاتومتر به داخل خاک باعث می‌شود که جابجایی در حدود نصف ضخامت دایلاتومتر (۷ میلی‌متر) در خاک ایجاد شود و این جابجایی خیلی کمتر از آن است که به وسیله نوک مخروطی CPT (۱۸ میلی‌متر) در خاک ایجاد می‌شود. شکل (۸-۳) راه‌حل تئوری که اولین بار توسط Baligh ارائه شده است را برای کرنش‌های مختلفی که توسط لبه‌های شیب‌دار نوک CPT (که در حدود ۳۰ درجه است) و دایلاتومتر (که در حدود ۱۰ درجه می‌باشد) نشان می‌دهد. همچنین مقادیر متفاوت کرنش که توسط این دو لبه ایجاد شده در شکل نشان داده شده است.



شکل (۳-۸): تغییر شکل‌های شبکه بدلیل لبه تیغه دایلاتومتر (Marchetti S., 1980)

در حین نفوذ تیغه دایلاتومتر، تمرکز تنش برشی در نزدیک لبه‌ها بوجود می‌آید، به طوری که حجم خاکی که در تماس با غشاء فلزی است تنش برشی کمتر از حد متوسط را تحمل می‌کند.

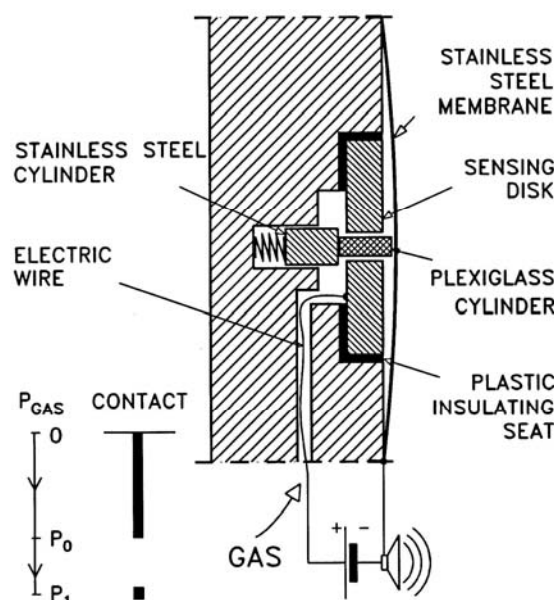
۳-۳-۱-۵- مرحله انبساط

در این مرحله افزایش کرنش در خاک، نسبتاً پایین است. برای بدست آوردن مدول عکس العمل خاک می‌توان از تئوری الاستیسیته استفاده نمود. مدول عکس العمل محاسبه شده مربوط به خاکی است که در مجاورت غشاء فلزی می‌باشد و در مرحله نفوذ، تحت تاثیر کرنش واقع شده است. همانطور که قبلاً اشاره شد کرنش برشی که به حجم خاک وارد می‌شود در مقایسه با دیگر وسایل نفوذ مانند (CPT، SPT و...) بسیار کمتر است. ضمناً سختی خاک به کرنش اولیه وارده بسیار حساس است. بنابراین در خصوص

آزمایش دایلاتومتري میزان دست‌خوردگی نسبت به سایر آزمایشات نفوذی کمتر بوده که نتیجه آن امکان دستیابی به مقادیر مناسب‌تر مدول عکس‌العمل برای خاک مورد نظر خواهد بود. در هر حال برای تعیین سختی اولیه خاک نیاز به یک ضریب تسطیح می‌باشد. در خاک‌های حساس، تغییر ویژگی‌های خاک به علت نفوذ، معمولاً زیاد است، به طوری که ارزیابی ویژگی‌های اولیه خاک را دشوار می‌نماید.

۳-۱-۳-۳- اصول کار تیغه

روش کار تیغه دایلاتومتر در شکل (۳-۹) نشان داده شده است.



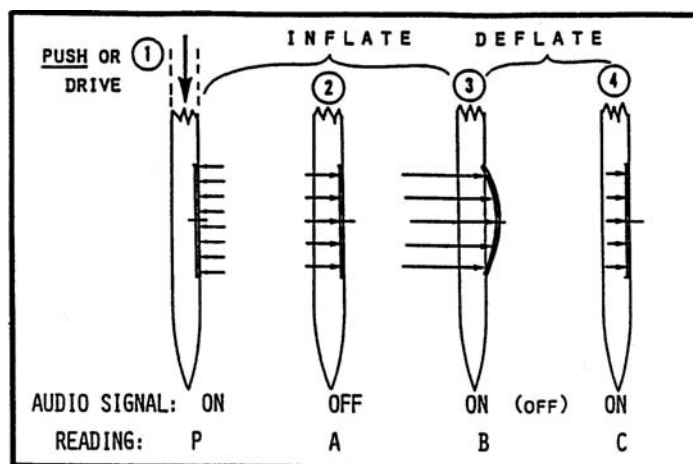
شکل (۳-۹): اصول کار دستگاه آزمایش دایلاتومتر (Marchetti S., 1999)

تیغه مانند یک کلید برق (روشن - خاموش) کار می‌کند. تکیه‌گاه عایق (Insulating Seat) از تماس الکتریکی بدنه تیغه با دیسک حساس زیر غشاء جلوگیری می‌کند. دیسک حساس در جای خود ثابت می‌باشد و به صورت تحت فشار داخل تکیه‌گاه عایق قرار گرفته است. اتصال توسط یک سیگنال صوتی / تصویری نشان داده می‌شود. دیسک حساس در دو حالت زیر کار خود را انجام می‌دهد.

در قبل از لحظه جدایی اتصال زمانی که غشاء هنوز با آن در تماس است. زمانی که مرکز غشاء فلزی به اندازه ۱/۱ میلی‌متر داخل خاک جابجا می‌شود. این زمانی است که سیلندر فلزی که توسط فنر پشت آن جابجا می‌شود به دیسک حساس تماس پیدا می‌کند. هنگامی که اپراتور فشار گاز پشت غشاء را افزایش می‌دهد هنوز تماس برقرار است. به محض این که فشار به حدی رسید که غشاء شروع به جدا شدن از دیسک کرد، اتصال قطع می‌شود. زمانی که فشار داخلی پشت غشاء با فشار خارجی خاک در حالت تعادل قرار می‌گیرد، دقیقاً زمان جدایی خواهد بود.

قطع جریان یعنی همان زمانی که سیگنال قطع می‌شود اپراتور را ملزوم می‌دارد که فشار A یا فشار بالازدگی را بخواند. این مقدار بعداً به P_0 تصحیح شده و اپراتور افزایش فشار را ادامه می‌دهد. در تمام این لحظات اتصال قطع و سیگنال خاموش می‌باشد. زمانی که جابجایی مرکز غشاء به ۱/۱ میلی‌متر می‌رسد سیلندر فلزی به دیسک حساس تماس پیدا می‌کند و اتصال دوباره برقرار می‌شود. در این لحظه دوباره اپراتور فشار را قرائت می‌کند، این فشار B می‌باشد که بعداً به P_1 تصحیح می‌شود.

در شکل (۳-۱۰) فرایند قرائت فشارهای A و B و همچنین تورم غشاء فلزی نشان داده شده است.



شکل (۳-۱۰): قرائت‌های متوالی دایلاتومتر (Marchetti & Monaco, 2001)

سیستم تغییر مکان ثابت بدون توجه به دقت اپراتور، جابجایی غشاء به اندازه 0.02 ± 0.10 میلی‌متر را ضمانت می‌کند. سیلندر کالیبره شده تن‌ها باید از جنس پلاکسی گلاس با ارتفاع 0.1 ± 0.90 میلی‌متر باشد تا جابجایی در پشت غشاء را تضمین نماید.

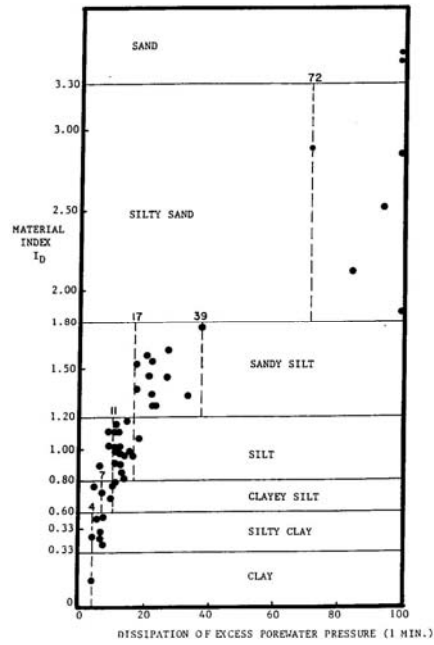
۳-۱-۷- ملاحظات در مورد عملکرد تیغه و غشاء دایلاتومتر

تورم غشاء یک فرایند کنترل نیرو (Load Control) نیست بلکه یک فرایند کنترل جابجایی (Displacement Control) است، بنابراین در همه خاک‌ها جابجایی مرکزی یکسان است. جدول (۱-۳) میزان کرنش تقریبی ایجاد شده در خاک‌های مختلف را نشان می‌دهد. بر اساس این جدول مشخص می‌گردد که میزان کرنش بر اثر نفوذ تیغه مستقل از نوع خاک می‌باشد.

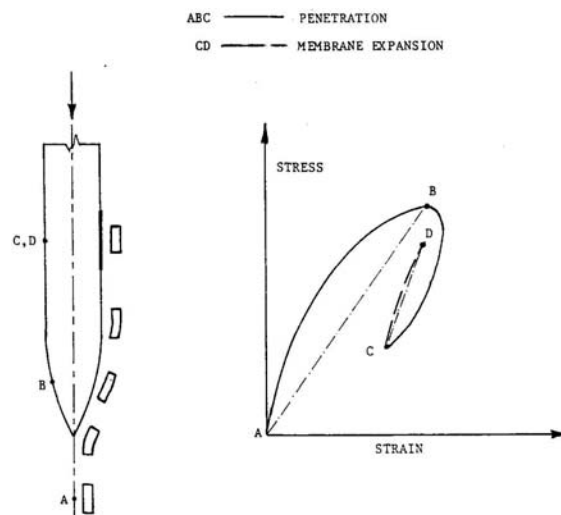
در حین آزمایش دایلاتومتر فشار آب حفره‌ای تغییر می‌کند. تاثیرات تغییرات و پراکندگی فشار آب حفره ای حین آزمایش بر روی شاخص دایلاتومتري (I_D) در شکل (۱۱-۳) نشان داده شده است.

غشاء دایلاتومتر در واقع وظیفه اعمال فشار گاز به خاک را بر عهده داشته و سیستم اندازه‌گیری بصورت کاملاً جدا از آن عمل می‌نماید. در واقع سیستم اندازه‌گیر دایلاتومتر در سطح زمین قرار می‌گیرد. لذا نقطه شروع صفحه گیج را می‌توان در هر زمان بازدید و کنترل نمود. گیج استفاده شده باید دارای دقت بالایی باشد تا در خاک‌های نرم، اندازه‌گیری‌ها توأم با بروز خطا نگردد.

تیغه دایلاتومتر در حین فرورفتن داخل خاک تا اندازه‌ای موجب دست‌خوردگی و برهم‌زدن ساختار خاک می‌گردد. شکل (۱۲-۳) تغییرات مدول الاستیسیته خاک را به دلیل دست‌خوردگی ساختار خاک حین فرو رفتن تیغه دایلاتومتر نشان می‌دهد. سختی اندازه‌گیری شده در خاک‌های ماسه‌ای به‌عنوان سختی زهکشی شده شناخته می‌شود. در خاک‌های رسی به علت عدم امکان زهکشی در زمان فرو بردن تیغه دایلاتومتر در خاک، مقدار سختی اندازه‌گیری شده به عنوان سختی زهکشی نشده تلقی می‌گردد.



شکل (۱۱-۳): تاثیر تغییرات فشار آب حفره‌ای حین آزمایش دایلاتومتري بر روی I_D (Hayes J.A., 1990)



شکل (۱۲-۳): منحنی میانگین تنش-کرنش المان خاک در مقابل تیغه دایلاتومتر (Hayes J.A., 1990)

۳-۳-۲- واحد کنترل

۳-۳-۲-۱- عملکرد و اجزاء

واحد کنترل، در سطح زمین، برای اندازه‌گیری فشارهای A، B و گاهاً C مورد استفاده قرار می‌گیرد. واحد کنترل مطابق شکل (۳-۱۳) شامل بخش‌های زیر می‌باشد:

دو گیج فشار

محل اتصال به منبع فشار (منبع گاز)

محل اتصال کابل بادی-الکتریکی

محل اتصال کابل الکتریکی به زمین

یک گالوانومتر (برق‌سنج) و یک زنگ صدا برای اندازه‌گیری فشارهای A، B یا C (که حین قطع و وصل جریان داخل تیغه فعال می‌شود).

دریچه‌های کنترل جریان گاز و سیستم کنترل جریان هوا



شکل (۳-۱۳): واحد کنترل دایلاتومتر (Report of TC16, 2001)

۳-۳-۲-۲- گیج‌های اندازه‌گیری فشار

این بخش شامل دو گیج اندازه‌گیری است که به‌طور موازی به هم متصل شده‌اند. این دو گیج درجه‌بندی‌های مختلفی دارند، که یکی دارای درجه‌بندی فشار پایین با حداکثر فشار ۱ مگاپاسکال و دومی با درجه‌بندی فشار بالا با حداکثر فشار ۶ مگاپاسکال است. این

دو گيچ تعيين دقيق فشار براي خاك‌هاي خيلي نرم تا خيلي سخت را امكان پذير مي‌كنند. بر طبق آيين‌نامه (Euro code 7 (1997)، فشارسنج‌ها بايد حداقل براي فشارهاي پايين‌تر از 50 kPa بايد با دقت 10 kPa كنترل و كالبره شوند. در كل گيچ‌هاي اندازه‌گيري بايد داراي دقتي معادل $0/5$ درصد ماكزيمم فشار مجاز خود باشند.

۳-۲-۳-۳- شیرهای کنترل گاز

شیرهایی که روی پانل واحد کنترل قرار دارند به اپراتور اجازه می‌دهند که میزان فشار گاز پشت غشاء را تنظیم کند. شیر اصلی، برای ورود جریان گاز به داخل سیستم کنترل تیغه می‌باشد. شیر جریان میکرومتر برای کنترل نرخ یا سرعت جریان گاز در طی آزمایش استفاده می‌شود.

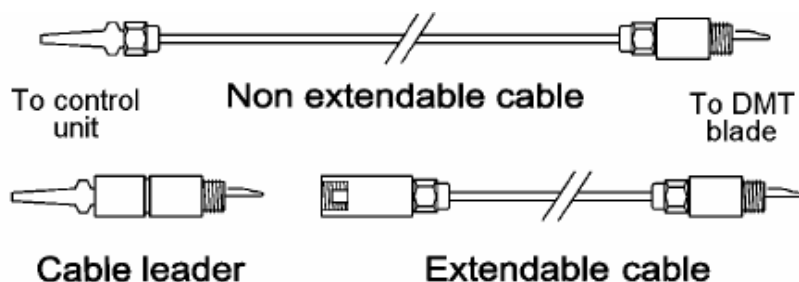
۳-۲-۳-۴- مدار الکتریکی

مداربندي الکتریکی در واحد کنترل با هدف نشان‌دادن شرایط خاموش / روشن کلید تیغه ساخته شده است. این مدار یک برق‌سنج تصویری و زنگ صوتی را برای اپراتور فراهم می‌کند. زنگ زمانی که در شرایط مدار کوتاه قرار می‌گیرد روشن است. بنابراین در زمانی که، خاک مجاور غشاء به حد گسیختگی رسیده و یا غشاء به‌طور کامل متورم شده است زنگ خاموش خواهد بود. در زمان انتقال از حالت روشن به خاموش و خاموش به روشن، باید به ترتیب فشار A و B توسط اپراتور قرائت گردد. باتری ۹ ولت، جریان الکتریکی را برای سیم داخل کابل بادی - الکتریکی فراهم می‌کند. اگر تیغه در شرایط اتصال کوتاه باشد، جریان به داخل کابل زمینی برمی‌گردد. وجود یک کلید در مدار الکتریکی این اجازه را می‌دهد که میزان قدرت و انرژی باتری و عملکرد برق‌سنج و زنگ کنترل گردد.

۳-۲-۳-۵- کابل فشاری - الکتریکی

این کابل (p-e) پیوستگی فشاری و الکتریکی بین واحد کنترل و تیغه را ایجاد می‌نماید. این کابل از یک سیم فولادی ضد زنگ ساخته شده که توسط یک لوله با

بست‌های فلزی ویژه، در هر دو انتها پوشیده شده است. در دستگاه دایلاتومتر معمولاً از دو کابل مختلف استفاده می‌شود که نمای آن در شکل (۳-۱۴) نشان داده شده است.



شکل (۳-۱۴): انواع مختلف کابل‌های فشاری-الکتریکی (Report of TC16, 2001)

۳-۲-۳-۶- کابل بدون قابلیت افزایش طول

این کابل یک بست فلزی عایق در یک انتها برای اتصال به تیغه دایلاتومتر دارد. در طرف دیگر یک بست غیر عایق برای اتصال به واحد کنترل در انتهای دیگر آن موجود می‌باشد. طول کابل (منهای طولی که در سطح زمین دارد) عمق نفوذ را محدود می‌کند. عمق آزمایش عمقی است که همه طول کابل داخل گمانه قرار گرفته است. در اینجا چون طول کابل غیرقابل افزایش است، آزمایش در عمق نهایی معادل طول کابل به‌انجام می‌رسد. این شرایط نامناسب با هزینه کم کابل و سادگی کابل متعادل می‌شود.

۳-۲-۳-۷- کابل با قابلیت افزایش طول

اپراتور دستگاه در طول گمانه‌زنی می‌تواند با استفاده از این کابل‌ها، طول کابل اصلی را افزایش دهد و کابل‌های اضافی را به آن متصل کند.

ترمینال انتهایی که به‌صورت مادگی است (در کابل‌های با قابلیت افزایش طول) به‌طور مستقیم نمی‌تواند به بست واحد کنترل متصل شود. بنابراین از یک کابل متصل‌کننده کوتاه یا کابل راهنما (cable leader) استفاده می‌شود که به ترمینال متصل شده و سپس به واحد کنترل مرتبط خواهد شد. با اتصال یک کابل اضافی، کابل راهنما برداشته می‌شود. این کابل‌ها انعطاف‌پذیری آزمایش را از نظر ازدیاد عمق نفوذ بالا می‌برد.

گونه مناسب و طول کابل باید بر اساس عمق نفوذ آزمایش انتخاب شود. معمولاً برای سادگی در انجام آزمایش و به حداقل رساندن افت فشار در گیج‌های واحد کنترل، همیشه از کوتاه‌ترین طول مفید استفاده می‌شود.

کار کردن با کابل‌های کوتاه راحت‌تر است اما استفاده از این کابل‌ها نیاز به اتصالات متعدد دارد. نقاط اتصال به‌گونه‌ای است که در حین کار معمولاً اجازه ورود ذرات خاک به مجاری و لوله‌ها داده نمی‌شود. بدین منظور باید در زمان آزمایش برای این اتصالات از سرپوش‌هایی استفاده شود. بست‌های فلزی به‌صورت الکتریکی از سیم‌های داخلی عایق ساخته می‌شوند که از ایجاد اتصال کوتاه در سطح زمین جلوگیری کنند. همچنین این بست‌ها آب‌بندی شده تا از نشت گاز جلوگیری شود. لازم به ذکر است که این بست‌ها و ترمینال‌ها به‌سادگی قابل تعمیر نیستند.

۳-۳-۲-۸- مخزن فشار گاز

مخزن فشار یک تانک گاز می‌باشد که توسط تنظیم کننده‌های فشار و لوله‌های فشاری یا تحت فشار که به واحد کنترل متصل هستند، تجهیز شده است. تنظیم کننده فشار (که مناسب نوع گاز انتخاب می‌شود) باید قادر باشد که فشار خروجی تنظیم شده‌ای را در حدود ۸-۷ مگاپاسکال فراهم کند. در اکثر خاک‌ها فشار خروجی حدود ۴-۳ مگاپاسکال تنظیم می‌شود. برای خاک‌های خیلی سخت میزان فشار خروجی باید افزایش یابد. گازهای اشتعال‌پذیر، خورنده و سمی نباید استفاده شود. بدین منظور معمولاً از نیتروژن یا هوای فشرده شده استفاده می‌شود. مصرف گاز با افزایش فشار پشت غشاء (حین خواندن فشار A و B) و عمق آزمایش، افزایش می‌یابد. معمولاً در خاک‌های متوسط از یک تانک هوای تحت فشار به ارتفاع ۰/۶ متر استفاده می‌شود. این تانک می‌تواند فشار ۱۵ مگاپاسکال را تأمین و فشار مورد نیاز، تقریباً برای ۱۰-۷ متر نفوذ را فراهم نماید. معمولاً اگر از یک تانک هوای فشرده به ارتفاع ۱/۵ متر استفاده شود بسیار اقتصادی‌تر و کارآمدتر می‌باشد چون امکان انجام آزمایش‌هایی با بازه زمانی بیشتر از ۱ روز را فراهم می‌آورد.

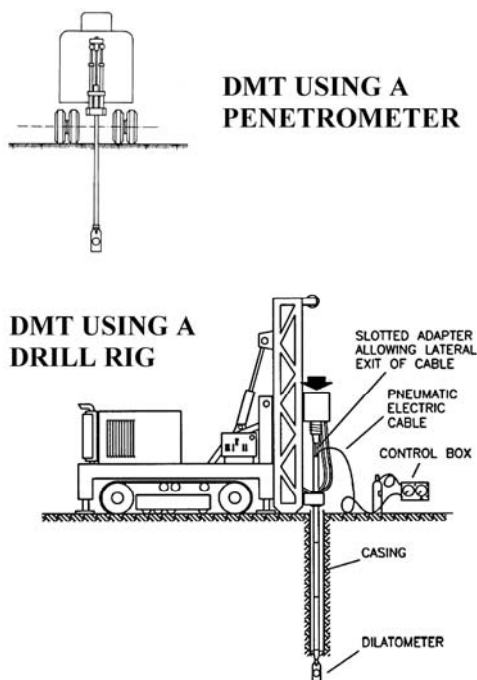
۳-۲-۳-۹- کابل الکتریکی زمین

این کابل پیوستگی الکتریکی بین میله‌های فشاری (push rods) و واحد کنترل را فراهم می‌کند. این کابل جریان الکتریسیته که توسط کابل فشاری- الکتریکی از تیغه حمل شده است را برمی‌گرداند.

۳-۳-۳- تجهیزات فرو بردن تیغه دایلاتومتر داخل خاک

۳-۳-۳-۱- تجهیزات فشاری

تیغه حفاری معمولاً توسط یک دستگاه حفار به داخل زمین فرستاده می‌شود.



شکل (۳-۱۵): دستگاه‌های فرو بردن تیغه دایلاتومتر به داخل زمین (Report of TC16, 2001)

سرعت نفوذ معمولاً 2 cm/s همانند آزمایش CPT می‌باشد (بر اساس Euro code 7 (1997) ، سرعت نفوذ برای دایلاتومتر از 1 تا 3 cm/s قابل پذیرش است). دایلاتومتر را همچنین می‌توان با چکش و میله‌های SPT کوئید اما معمولاً روش‌های

قبلي ذكر شده ترجيح داده مي‌شود. نفوذكننده‌هايي كه روي كاميون‌ها سوار مي‌شوند به طور غير قابل مقايسه‌اي كارآمدتر از دستگاه‌هاي حفار مي‌باشند.

فروكردن تيغه دايلاتومتر با يك كاميون ۲۰ تني بسيار مؤثر مي‌باشد و بيشترين بازدهي را خواهد داشت. با اين وسيله امكان نفوذ تا اعماق بيشتر از ۸۰ متر در هر روز فراهم مي‌گردد.

دستگاه‌هاي حفار و حفارهاي سبك معمولاً براي خاك‌هاي نرم و يا براي عمق‌هاي خيلي كم استفاده مي‌شوند. در اكثر موارد (مخصوصاً در خاك‌هاي سخت)، حفارهاي سبك ممكن است نامناسب باشند و مشكلات زيادي را بوجود آورند. هر چند ممكن است دستگاه‌هاي حفار براي خاك‌هايي كه شامل قلوه‌سنگ و يا لايه‌هاي سخت هستند مورد نياز باشد، زيرا حفاري معمولي امكان گذر از چنين موانعي را نخواهد داشت.

هنگامي كه گمانه‌زني دايلاتومتر بعد از پيش حفاري گمانه از سرگرفته مي‌شود، نتايج اولين آزمايش در محدوده دست‌خورده بدست مي‌آيد.

هنگام آزمايش دايلاتومتري داخل گمانه، قطر گمانه و پوشش casing مورد نياز براي جلوگيري از كمانش، بايد حتي‌الامكان كوچك و در حدود ۱۰۰ تا ۱۲۰ ميلي‌متر انتخاب شود.

در همه آزمايش‌هاي دايلاتومتري بايستي حداقل فاصله دايلاتومتر با حفاري‌هاي ديگر حداقل ۱ متر يا ۲۵ برابر قطر گمانه باشد.

فصل چهارم

مبانی نظری آزمایش دایلاتومتري

سفید

۴-۱- مقدمه

در این فصل روشی تحلیلی برای مدل‌سازی دوبعدی انبساط حفره تخت، قابل استفاده در خاک‌های رسی و ماسه‌ای و همچنین روش تحلیلی سه بعدی مسیر کرنش که در حال حاضر تنها برای خاک‌های رسی و در شرایط زهکشی نشده تدوین شده است، به‌عنوان چهارچوبی مناسب برای مدل‌سازی آزمایش دایلاتومتري تخت در خاک‌ها ارائه می‌گردد.

۴-۲- آزمایش دایلاتومتري تخت در رس‌ها

۴-۲-۱- مرور کلی

پژوهش‌های انجام شده تاکنون به‌منظور فهم بهتر اصول مکانیکی آزمایش دایلاتومتري تخت بسیار کم بوده و به‌نظر می‌رسد که تنها به خاک‌های رسی و آن‌هم در شرایط زهکشی نشده محدود می‌باشد. این مطالعات بر اساس تئوری انبساط حفره تخت، توسط محققین مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته است (Yu et al., 1993; Smith and Houlsby, 1995). همچنین برخی پژوهشگران از تحلیل مسیر کرنش برای بررسی رفتار مکانیکی خاک‌های رسی در آزمایش دایلاتومتري استفاده نموده‌اند. (Huang, 1989; Finno, 1993; Whittle and Aubeny, 1993)

۴-۲-۲- تحلیل تنش کل برای انبساط حفره تخت

به عنوان روشی ساده، Yu et al. (1993) پیشنهاد کردند که آزمایش دایلاتومتري را می توان با انبساط حفره ای تخت شبیه سازی نمود. این عمل مشابه مدل سازی رایج آزمایش پرسيومتری به صورت انبساط حفره استوانه ای شکل می باشد (Houlsby and Withers, 1988). تفاوت این دو در آن است که بر خلاف مسئله انبساط حفره استوانه ای شکل، حل مسئله انبساط حفره تخت در خاک به صورت تحلیلی موجود نیست. بنابراین به منظور حل مسئله مدل سازی آزمایش دایلاتومتري باید از روش های عددی استفاده شود. اگرچه ساده سازی و حل دوبعدی مسئله مدل سازی انبساط حفره تخت باعث ایجاد خطا در تنش های محاسبه شده در نزدیکی لبه تیغه دایلاتومتر می شود، اما تنش های محاسبه شده در نقاط دورتر و در پشت تیغه دایلاتومتر دقیقتر خواهند بود (Finno, 1993).

(Yu et al. 1993) با استفاده از مدل الاستوپلاستیک ترسکا برای خاک، آزمایش دایلاتومتري را با روش اجزا محدود تحلیل کردند. نتایج نشان داد که اولین قرائت فشار دایلاتومتر یعنی فشار p_0 در لحظه انبساط غشاء را می توان توسط فاکتور دایلاتومتري N_{p_0} به تنش افقی کل در محل، σ_{h0} و اندیس سختی، $I_r = G/S_u$ مرتبط نمود:

$$N_{p_0} = \frac{p_0 - \sigma_{h0}}{S_u} = 1.57 \ln I_r - 1.75 \quad (1-4)$$

این مطالعه نشان داد که فشار لازم برای انبساط دایلاتومتر شبیه به فشار انبساط پرسيومتر است. مشاهدات تجربی برخی دیگر از محققان از جمله Lutenegeger and Blanchard (1990) نیز این مطلب را تأیید می کند. همچنین بین فاکتور دایلاتومتري N_{p_0} ، اندیس تنش افقی دایلاتومتري، K_D و ضریب فشار حالت سکون خاک $K_0 = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0}$ ، رابطه زیر برقرار است (Yu et al., 1993):

$$K_D - K_0 = N_{p_0} \times \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \quad (2-4)$$

۴-۲-۳- تحلیل تنش موثر برای انبساط حفره تخت

به منظور در نظر گرفتن اثر تاریخچه تنش خاک بر نتایج تحلیل، آزمایش دایلاتومتري در

خاک‌های رسی در شرایط زهکشی نشده را می‌توان با استفاده از روابط تنش موثر و در غالب یک مدل حالت بحرانی تحلیل نمود (Yu et al., 2003). ایشان مطالعه‌ای پارامتری را با استفاده از یک مدل حالت بحرانی به نام CASM که توسط Yu (1998) توسعه یافته بود انجام دادند. آن‌ها مدل رفتاری CASM را در یک برنامه اجزاء محدود بنام CRISP قرار داده و از آن برای تحلیل آزمون دایلاتومتري استفاده نمودند. ثابت‌های استفاده شده متناسب با هر یک از انواع خاک رسی مورد نظر در این مطالعه در جدول (۴-۱) ارائه شده است.

جدول (۴-۱): ثوابت مورد استفاده در مدل CASM برای هریک از انواع رس (Yu, 2004)

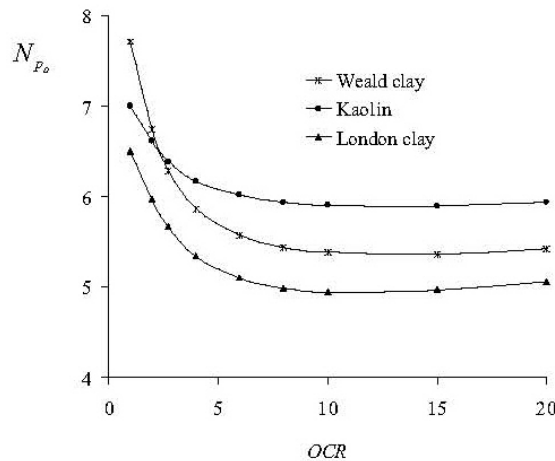
پارامتر	London clay	Weald clay	Kaolin clay
M	۰/۸۹	۰/۹	۰/۸۶
λ	۰/۱۶۱	۰/۰۹۳	۰/۱۹
κ	۰/۰۶۲	۰/۰۲۵	۰/۰۳
μ	۰/۳	۰/۳	۰/۳
Γ	۲/۷۵۹	۲/۰۶	۳/۰۵۶
n	۲/۰	۴/۵	۲/۰
r	۲/۷۱۸	۲/۷۱۸	۲/۷۱۸

عدد دایلاتومتر N_{p_0} ، برای خاک رسی مشخص را می‌توان از نظر مقدار به نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی OCR، مرتبط نمود. می‌دانیم که از OCR برای تعریف نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی در غالب تنش قائم موثر استفاده می‌شود. این نسبت ممکن است به کمک تنش موثر میانگین نیز تعریف شود که در این حالت معمولاً با R نشان داده می‌شود (Wroth, 1984). رابطه دقیق بین این دو، پیچیده بوده و به تاریخچه تحکیم واقعی خاک بستگی دارد. به عنوان مثال، دو نسبت یاد شده برای یک نمونه خاک تحکیم‌یافته تحت تاثیر تنش ایزوتروپ، یکسان است (Wroth, 1984). اما در نمونه‌ای که تحت شرایط یک‌بعدی تحکیم‌یافته است، R کوچکتر از OCR خواهد بود (Wood, 1990). مطالعات عددی مقدماتی ارائه شده در این قسمت، به تحلیل کرنش مسطح آزمایش دایلاتومتري در خاک رسی تحکیم‌یافته در شرایط ایزوتروپ مربوط شده که در این حالت هر دو تعریف از نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی یکسان می‌باشند.

همان‌طور که از شکل (۱-۴) آشکار است، نتایج آنالیز المان محدود نشان می‌دهد که فاکتور دایلاتومتري را می‌توان با رابطه (۳-۴)، به شرایط اولیه خاک رسی یعنی نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی مرتبط نمود:

$$N_{p_0} = \frac{p_0 - \sigma_{h0}}{S_u} = c_1 (OCR)^{c_2} \quad (3-4)$$

در این رابطه c_1 و c_2 ثوابتی هستند که به جنس خاک بستگی دارند. برای خاک‌های رسی مورد آزمایش، مقدار این ثوابت در جدول (۲-۴) ارائه شده است.



شکل (۱-۴): رابطه تئوریک بین فاکتور دایلاتومتري و نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی (Yu, 2004)

جدول (۲-۴): مقدارهای c_1 و c_2 برای خاک‌های رسی تحت آزمایش (Yu, 2004)

نوع رس	c_1	c_2
London clay	۶/۱۷	-۰/۰۸۶
Weald clay	۷/۲۴	-۰/۱۲۱
Kaolin clay	۶/۶۵	-۰/۰۴۶

از ترکیب معادله‌های (۲-۴) و (۳-۴)، رابطه زیر بدست می‌آید:

$$K_D - K_0 = c_1 (OCR)^{c_2} \times \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \quad (4-4)$$

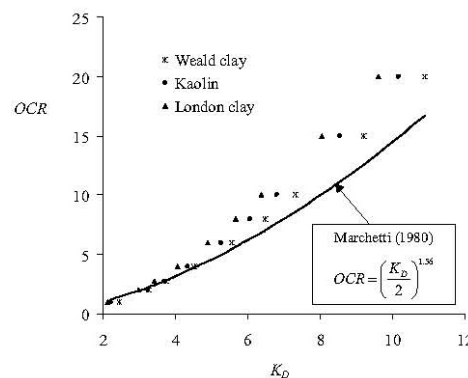
Wroth (1984) با استفاده از تئوری حالت حدی، برای خاک‌های تحکیم‌یافته در شرایط تنش ایزوتروپ نشان داد که رابطه زیر بین مقاومت زهکشی‌نشده و نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی برقرار است:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{M}{2} \left(\frac{OCR}{r} \right)^\Lambda \quad (5-4)$$

در این رابطه، r نسبت فاصله (Spacing ratio) و $\Lambda = (\lambda - \kappa) / \lambda$ می‌باشند (Yu, 1998). اعتبار این رابطه تئوریک توسط داده‌های آزمایشگاهی نیز تأیید شده است (Ladd et al., 1977).

همچنین ضریب فشار خاک در حالت سکون، K_0 ، را نیز می‌توان با رابطه تجربی زیر به نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی مرتبط نمود (Mayne and Kulhawy, 1982):

$$K_0 = (1 - \sin \theta) (OCR)^{\sin \theta} \quad (6-4)$$



شکل (۶-۴): رابطه تئوریک بین K_D و نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی (Yu, 2004)

با جایگذاری از معادله‌های (۵-۴)، (۶-۴) و رابطه $\sin \phi = 3M / (6 + M)$ در معادله (۲-۴) که در اینجا منظور از M شیب خط حالت بحرانی است، ارتباط تئوریک زیر بین K_D و OCR به صورت زیر بدست می‌آید:

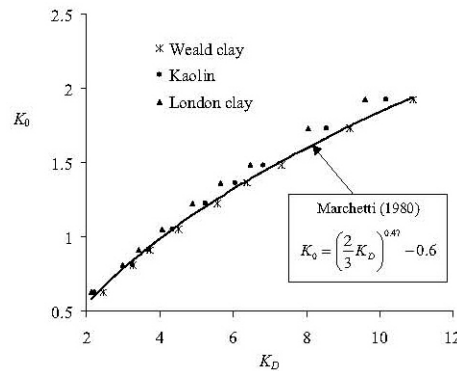
$$K_D = \frac{6 - 2M}{6 + M} (OCR)^{\frac{3M}{6+M}} + \frac{c_1 M}{2r^\Lambda} (OCR)^{c_2 + \Lambda} \quad (7-4)$$

این رابطه در شکل (۲-۴) برای هر سه نوع رس مذکور نشان داده شده است. علاوه بر

آن از ترکیب معادله‌های (۶-۶) و (۶-۷) می‌توان رابطه زیر را بین K_D و K_0 نتیجه گرفت:

$$K_D = K_0 + \frac{c_1 M}{2r^\Lambda} \left[\frac{(6+M)}{(6-2M)} K_0 \right]^{\frac{6+M}{3M}(c_2+\Lambda)} \quad (۸-۴)$$

این رابطه نیز در شکل (۳-۴) برای خاک‌های رسی مورد نظر نشان داده شده است.



شکل (۳-۴): رابطه تئوریک بین K_0 و K_D (Yu, 2004)

بر مبنای مقایسه‌های انجام شده، واضح است که اگرچه استفاده از روابط تجربی برای برخی رس‌ها می‌تواند قابل قبول باشد (Marchetti, 1980)، اما ممکن است همین روابط در مورد سایر خاک‌های رسی، از دقت کافی برخوردار نباشد که این موضوع وابسته به خصوصیات مکانیکی خاک است. مثلاً برای سه نوع خاک رسی یاد شده، استفاده از روابط تئوریک OCR- K_D در مقایسه با رابطه پیشنهادی (Marchetti, 1980) تفاوت قابل توجهی را نشان می‌دهد. برخی دیگر از محققان نیز هنگام مقایسه روابط (Marchetti, 1980) با نتایج آزمایش دایلاتومتري برجا برای انواع دیگری از خاک‌های رسی، چنین اختلافی را گزارش نمودند (Powell and Uglow, 1988).

۴-۲-۴- تحلیل مسیر کرنش

Huang (1989) روشی عددی را برای تحلیل مسیر کرنش در مسئله سه‌بعدی نفوذ پیشنهاد نمود. پس از آن، تحلیل مسیر کرنش برای آزمایش دایلاتومتر تخت در رس ارائه گردید (Whittle and Aubeny, 1993; Finno, 1993).

اگرچه مطالعات مذکور باعث درک بهتری از مفاهیم تئوریک آزمایش دایلاتومتري شد، اما دامنه بررسی شده توسط آنها نسبتاً محدود بوده و هیچ رابطه تئوریک برای استفاده مستقیم عملی ارائه نشده است. به نظر می‌رسد که مطالعه پارامتری انجام شده توسط Finno (1993) با استفاده از مدل سطح تسلیم مرزی (Bounding surface) برای نسبت‌های پیش‌تحکیم‌یافتگی تقریباً کوچک، رابطه تجربی بین K_D و OCR که پیشتر توسط Marchetti (1980) ارائه شده بود را تأیید می‌نماید.

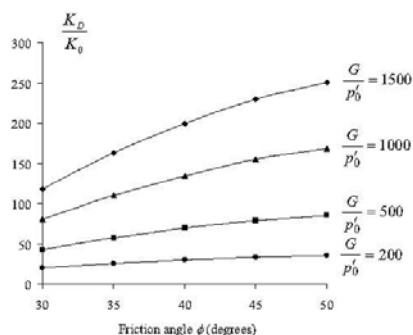
۴-۳- آزمایش دایلاتومتري تخت در ماسه‌ها

۴-۳-۱- مرور کلی

تاکنون تحقیقات کمی در خصوص تحلیل آزمایش دایلاتومتري در خاک‌های ماسه‌ای به چاپ رسیده است. تقریباً همه روابط موجود از طبیعت تجربی برخوردارند. تغییر حجم ممتد خاک موجب می‌گردد تا تحلیل مسیر کرنش در این خاک‌ها به سادگی ممکن نباشد. اما روند شبیه‌سازی آزمایش دایلاتومتري به عنوان انبساط حفره تخت را می‌توان به‌طور مشابه رس، برای خاک ماسه‌ای به کار برد. آنچه در این قسمت ارائه می‌شود، نتایج شبیه‌سازی آزمایش دایلاتومتري با استفاده از روش اجزای محدود در خاک ماسه‌ای است (Yu, 2004).

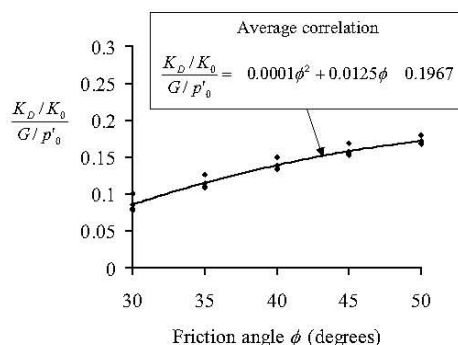
۴-۳-۲- مقاومت برشی زهکشی شده

همانند مطالعات صورت‌گرفته در خاک‌های رسی (Yu et al., 1993)، می‌توان نفوذ دایلاتومتر در خاک ماسه‌ای را با استفاده از تئوری انبساط حفره تخت مدل نمود (Yu, 2004). برای شبیه‌سازی رفتار خاک ماسه‌ای از مدل الاستوپلاستیک موهر-کولمب استفاده شده است. هدف، یافتن ارتباطی تئوریک بین اندیس افقی دایلاتومتر، D_K ، با خصوصیات مکانیکی خاک بوده است. برای شبیه‌سازی عددی، از نرم افزار تحلیل اجزا محدود ABAQUS و مدل موهر-کولمب استفاده شده است. زاویه اصطکاک، ϕ ، از 30° تا 50° و اندیس سختی خاک، (G/p'_0) ، نیز از ۲۰۰ تا ۱۵۰۰ متغیر بوده‌اند. با استفاده از رابطه اتساع Rowe (1962) و فرض مقدار 30° برای زاویه اصطکاک در حالت بحرانی، محاسبه زاویه اتساع، v ، از مقدار زاویه اصطکاک امکان‌پذیر است (Bolton, 1986).



شکل (۴-۴): رابطه تئوریک برای بدست آوردن زاویه اصطکاک (Yu, 2004)

شکل (۴-۴) نشان می‌دهد که اگرچه اندیس افقی نرمال شده دایلاتومتر، K_D/K_0 ، با افزایش زاویه اصطکاک خاک افزایش می‌یابد اما اندیس سختی خاک، G/p'_0 ، نیز بسیار تأثیرگذار خواهد بود. علت این موضوع آن است که بخش زیادی از نفوذ اولیه دایلاتومتر زمانی اتفاق می‌افتد که خاک در حالت الاستیک قرار دارد. در نتیجه اولین قرائت دایلاتومتر به شدت تابعی از سختی اولیه خاک که از ثوابت الاستیک آن است خواهد بود.



شکل (۵-۴): رابطه نرمال شده برای بدست آوردن زاویه اصطکاک (Yu, 2004)

داده‌های شکل (۴-۴)، در شکل (۵-۴) نیز نشان داده شده‌اند که در نتیجه رابطه‌ای یکتا برای مرتبط ساختن اندیس افقی نرمال شده، زاویه اصطکاک و اندیس سختی بدست آمده است:

$$\phi = 1013 \left[\frac{K_D/K_0}{G/p'_0} \right]^2 - 42.4 \left[\frac{K_D/K_0}{G/p'_0} \right] + 26.5 \quad (9-4)$$

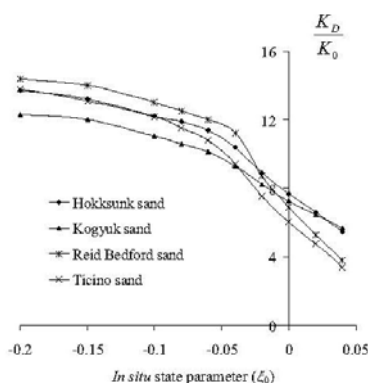
این رابطه به روشنی نشان می‌دهد پیش از آنکه بتوان زاویه اصطکاک خاک را از مقادیر

K_D محاسبه شده از آزمایش دایلاتومتري بدست آورد، باید اندیس سختی و ضریب تنش افقی برجا تخمین زده شده باشند.

۴-۳-۳- پارامتر وابسته به شرایط برجای خاک (In situ state parameter)

برای مدل سازی رفتار خاک‌های ماسه‌ای در آزمایش دایلاتومتري، می‌توان از پارامتر حالت (CASM) به‌عنوان جایگزینی مناسب برای مدل موهر-کولمب استفاده نمود (Yu, 1998). استفاده موفقیت آمیز از CASM برای مدل سازی آزمایش دایلاتومتري در خاک‌های رسی و در شرایط زهکشی نشده در قسمت قبل بیان شده است. در اینجا نتایج تحلیل دایلاتومتر در خاک‌های ماسه‌ای با روش اجزا محدود که با استفاده از پارامتر CASM انجام شده است تشریح می‌گردد. مانند سایر مدل‌های حالت حدی، در CASM از مدول برشی وابسته به فشار دورگیر استفاده می‌شود. ثوابت به کار رفته، متناسب با هریک از انواع خاک ماسه‌ای در جدول (۴-۳) ارائه شده است.

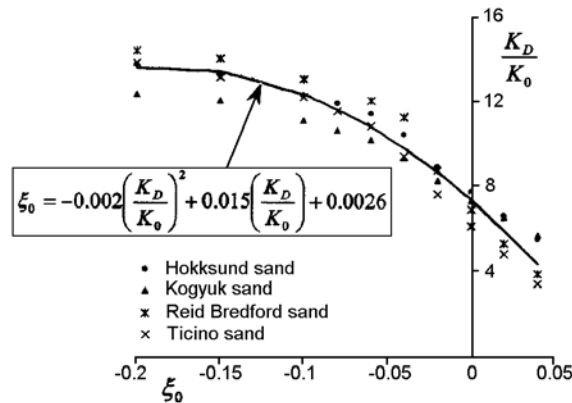
شکل (۴-۶) نتایج بدست آمده را در قالب اندیس تنش افقی نرمال شده دایلاتومتر، K_D/K_0 ، در برابر پارامتر ξ_0 ، وابسته به شرایط برجای خاک، پیش از نفوذ دایلاتومتر نشان می‌دهد. همان‌طور که انتظار می‌رود، با کاهش پارامتر برجای مربوط به شرایط خاک از مقادیر مثبت (که به معنای وقوع شرایط بحرانی در حالت سست تر می‌باشد) به مقادیر منفی (که به معنای وقوع شرایط بحرانی در حالت متراکم تر است)، اندیس تنش افقی نرمال شده دایلاتومتري افزایش می‌یابد.



شکل (۴-۶): روابط تئوریک برای استخراج پارامتر مربوط به شرایط برجای خاک (Yu, 2004)

این ارتباط به نوع خاک وابسته نبوده و در موارد عملی، استفاده از رابطه زیر که در شکل (۷-۴) نشان داده شده است مناسب می‌باشد:

$$\frac{K_D}{K_0} = -185.4\xi_0^2 - 68.2\xi_0 + 7.3 \quad (10-4)$$



شکل (۷-۴): رابطه میانگین برای استخراج پارامتر وابسته به شرایط برجای خاک (Yu, 2004)

به‌طور جایگزین، پارامتر وابسته به شرایط برجای خاک را می‌توان از اندیس تنش افقی نرمال‌شده دایلاتومتري با استفاده از رابطه زیر بدست آورد:

$$\xi_0 = -0.002 \left(\frac{K_D}{K_0} \right)^2 + 0.015 \left(\frac{K_D}{K_0} \right) + 0.0026 \quad (11-4)$$

جدول (۳-۴): ثابت‌های به کار رفته در CASM برای ماسه (Yu, 2004)

پارامتر	Hokksund sand	Kogyuk sand	Ticino sand	Reid Bedford sand
M	۱/۲۹	۱/۲۴	۱/۲۴	۱/۲۹
λ	۰/۰۲۴	۰/۰۲۹	۰/۰۴	۰/۰۲۸
κ	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱
μ	۰/۳	۰/۳	۰/۳	۰/۳
Γ	۱/۹۳۴	۱/۸۴۹	۱/۹۶۸	۲/۰۱۴
n	۲/۰	۲/۰	۲/۰	۲/۰
r	۱۰	۱۰	۴	۱۰

فصل پنجم

روش انجام آزمایش دایلاتومتری

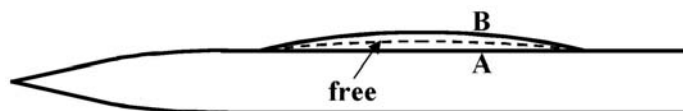
سفید

۱-۵- مقدمه

روش انجام آزمایش دایلاتومتری با استفاده از آخرین استانداردهای موجود در این فصل ارائه شده است. در ارائه مطلب سعی در آن بوده تا مراحل در حد ممکن به صورت ساده و عملی ذکر شوند به طوری که بتوان از این فصل در پروژه‌ها و مطالعات ژئوتکنیکی به طور مستقل استفاده نمود.

۲-۵- کالیبراسیون غشاء

فرایند کالیبراسیون شامل تعیین فشارهای ΔA و ΔB به منظور غلبه بر سختی غشاء می‌باشد. در نهایت از این دو مقدار برای اصلاح قرائت‌های A و B استفاده خواهد شد. لازم به ذکر است که در هوای آزاد و تحت فشار اتمسفر، غشاء در حالتی مابین موقعیت‌های A و B قرار دارد چراکه به طور طبیعی دارای کمی انحنای به سمت خارج می‌باشد (شکل ۱-۵).



شکل (۱-۵): حالت‌های غشاء (A و B) (Report of TC16, 2001)

ΔA فشار خارجي لازم، در هوای آزاد، برای برگرداندن غشاء به حالت خوابیده اولیه است (موقعیت A) و ΔB فشار داخلی لازم، در هوای آزاد، برای بلند کردن مرکز غشاء از حالت خوابیده به اندازه $1/1$ میلی‌متر می‌باشد (موقعیت B).

جزئیات کامل کالیبراسیون غشاء توسط Marchetti & Crapps (1981), Marchetti (1999) تشریح شده است. باید خاطرنشان کرد که از نظر لغوی، کالیبراسیون غشاء دقیقا یک پروسه کالیبراسیون نمی‌باشد چرا که این اصطلاح معمولا به مقیاس یک دستگاه اندازه‌گیری اطلاق می‌شود. اما غشاء دایلاتومتر یک جداکننده منفعل گاز / خاک بوده و یک وسیله اندازه‌گیری نمی‌باشد.

۵-۳- تعیین ΔA و ΔB

این دو پارامتر را می‌توان به‌سادگی با استفاده از سرنگی برای ایجاد مکش یا فشار اندازه‌گیری نمود.

با بستن شیر اصلی بر روی جعبه کنترل در خلال کالیبراسیون، باید فشار زیاد مخزن گاز را به‌طور کامل از مدار فشاری جدا نمود.

تعیین ΔA : به منظور اعمال بیشینه مکش ممکن، باید به‌سرعت سرنگ را بیرون بکشید (مکش باعث انحنای غشاء به سمت داخل می‌شود که شبیه این موضوع را هنگام شروع آزمایش در اثر اعمال فشار خارجی بر روی غشاء دیده‌ایم). پیستون باید برای زمان کافی نگه داشته شود (حداقل ۵ ثانیه) تا اینکه مکش در سیستم به حالت تعادل برسد. در این فاصله باید سیگنال مولد صوت فعال گردد. سپس به‌آرامی پیستون را رها کرده ΔA از گیج مربوط به دامنه‌های پایین قرائت می‌گردد (در حالت مکش گیج را هنگامی که مولد صوت متوقف شده است، قرائت نمایید). توجه شود که ΔA همواره مثبت است (مثلا مکش 15 kPa باید به‌صورت $\Delta A = 15$ kPa گزارش شود) چراکه فرمول اصلاح p_0 (معادله یک در بخش ۶-۱) به‌صورتی تدوین شده که باید ΔA مثبت به‌عنوان مکش در نظر گرفته شود.

تعیین ΔB : پیستون را به‌آرامی در داخل سرنگ فشار داده و زمانی که مولد صوت دوباره فعال می‌شود یعنی در وضعیت B، مقدار ΔB را از گیج مربوط به دامنه‌های پایین

قرائت کنید. با تکرار این فرایند می‌توان از صحت مقادیر قرائت شده اطمینان حاصل کرد.

اصلاحات غشاء (ΔA و ΔB) باید پیش از شروع آزمایش و پس از هر نفوذ یعنی زمانی که تیغه از زمین خارج می‌شود اندازه‌گیری شوند.

این دو مقدار معمولاً به‌عنوان یک شاخص کنترل، پیش از رفتن به محل آزمایش تعیین می‌شوند. اگرچه تفاوت بسیار ناچیز خواهد بود، اما اولین مقادیر ΔA و ΔB که مورد استفاده قرار خواهند گرفت، تنها آن‌هایی هستند که درست پیش از اعمال نفوذ تعیین شده باشند. مقادیر نهایی ΔA و ΔB نیز باید در پایان پروسه نفوذ اندازه‌گیری شوند.

برای غشاء سالم، مقادیر ΔA و ΔB تقریباً در خلال یک نفوذ دایلاتومتر ثابت و بی‌تغییر باقی خواهند ماند. مقایسه این مقادیر قبل و بعد از نفوذ، نشانگر شرایط غشاء خواهد بود بدین صورت که تفاوت زیاد، نشان می‌دهد که غشاء باید تعویض شود. بنابراین فرایند کالیبراسیون شاخصی مناسب برای ارزیابی شرایط دستگاه و در نتیجه کیفیت داده‌های بدست‌آمده توسط آن می‌باشد.

۵-۴- مقادیر قابل قبول برای ΔA و ΔB

مقادیر قابل قبول برای ΔA و ΔB بر اساس Eurocode 7 (1997) باید در بازه $\Delta A = 5-30 \text{ kPa}$ و $\Delta B = 5-80 \text{ kPa}$ قرار داشته باشند:

اگر مقدارهای بدست‌آمده پیش از نفوذ تیغه به داخل خاک خارج از این بازه باشند، باید پیش از آزمایش، غشاء را تعویض نمود. تغییر ΔA و ΔB در پایان نفوذ نباید بیش از 25 kPa باشد و گرنه باید از نتایج بدست‌آمده صرف نظر نمود. ضمناً مقادیر معمول ΔA و ΔB عبارت از $\Delta A = 15 \text{ kPa}$ و $\Delta B = 40 \text{ kPa}$ می‌باشند.

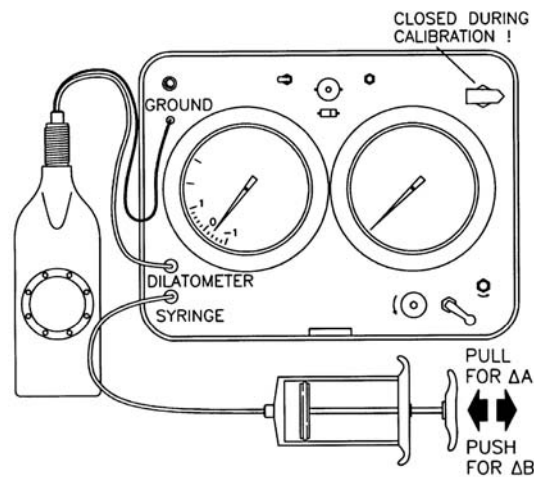
همچنین ΔA و ΔB نشانگر زمانی هستند که باید غشاء را تعویض نمود. تا زمانی که ΔA و ΔB دارای دقت کافی و در محدوده مناسبی هستند، یک غشاء قدیمی نباید تعویض شود چراکه یک غشاء قدیمی بعلا پایداری بیشتر و مقادیر ΔA و ΔB کوچکتر به یک غشای نو ترجیح دارد.

در هر حال در شرایط وجود چروک‌های زیاد و یا خراشیدگی و مانند این‌ها حتی اگر ΔA و

ΔB داراي دقت كافي هستند غشاء بايد تعويض شود (اگرچه بعيد است كه در چنين شرايطي اين دو مقدار از دقت كافي برخوردار باشند).

۵-۵- تنظیم‌های مربوط به کالیبراسیون

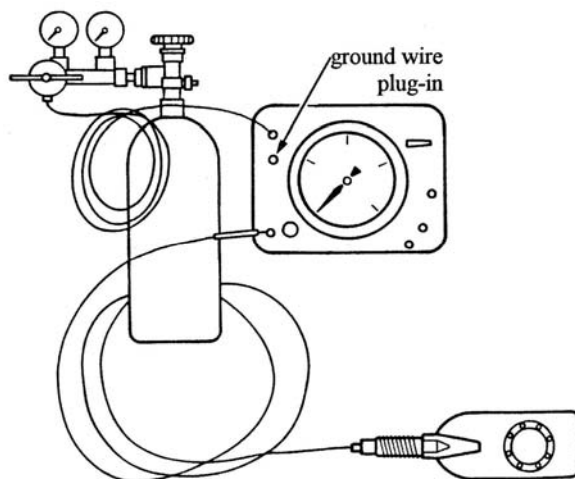
کالیبراسیون غشاء (تعیین ΔA و ΔB) را می‌توان به دو صورت انجام داد: حالت اول (دسترسى به تیغه وجود دارد شکل ۵-۲) مثلاً در شروع نفوذ زمانی که هنوز تیغه در دسترس اپراتور قرار دارد.



شکل (۵-۲): نمایی از اتصالات در خلال کالیبراسیون غشاء (زمانی که دسترسى به غشاء وجود دارد)
(Report of TC16, 2001)

در این حالت باید از کابل کوتاه کالیبراسیون و یا ارتباط دهنده (connector) کوچک کالیبراسیون استفاده شود.

حالت دوم (دسترسى به تیغه وجود ندارد) زمانی استفاده می‌شود که تیغه در زیر فشارسنج قرار دارد و به واحد کنترل متصل است مثلاً در خلال آزمایش (شکل ۵-۳). در این حالت از کابل‌هایی با طول بلند (مثلاً ۲۰ تا ۳۰ متر) استفاده می‌شود.



شکل (۳-۵): دورنمایی از اتصالات در هنگام آزمایش (Report of TC16, 2001)

فرایند کالیبراسیون در هر دو حالت یکسان خواهد بود. تنها تفاوتی که در حالت دوم وجود دارد آن است که به دلیل طول بلند کابل‌های دایلاتومتری زمان بیشتری برای ایجاد تعادل در سیستم و روند آزمایش نیاز خواهد بود (این موضوع از عکس العمل کند گیج‌های فشار به سرنگ قابل مشاهده است). بنابراین در چنین شرایطی ΔA و ΔB باید به آرامی ثبت شوند (مثلاً ۱۵ ثانیه برای هر بار تعیین نیاز خواهد بود).

۵-۶- کنترل‌ها و عملیات اولیه لازم قبل از انجام آزمایش

تنها از تیغه‌هایی استفاده شود که دارای دقت کافی باشند. گیج‌های با دقت بیشتر از ۰/۲۵ درصد در هر دور، توسط ASTM پیشنهاد شده اند. دستگاه نشان داده شده در شکل (۴-۵) دارای دو گیج برای دامنه‌های پایین و دامنه‌های بالا می‌باشد که توسط اپراتور قابل قرائت می‌باشند. دستگاه‌های قدیمی‌تر تنها یک گیج را دارا بودند، برای دامنه‌های متوسط، که در هر حال گیج باید حداقل به‌طور سالانه با استانداردهای موجود کالیبره شود. به‌طور مشابه باید فقط از تجهیزاتی استفاده نمود که کاملاً بررسی و کنترل شده باشند.

تغییر فشار گیج با باز و بسته نمودن شیر کنترل جریان، نشان‌دهنده رخنه در سیستم می‌باشد. رخنه سوراخ‌های موجود در کابل را باید پیدا و تعمیر نمود. شکاف‌های کوچک در

واحد كنترل (با افت فشار كمتر از ۱۰۰ كيلوپاسكال در دقيقه) اگرچه نامطلوب و نشان دهنده مشكل هستند، اما اثر چندانى بر نتايج آزمون نخواستند.



شكل (۴-۵): نماى كلي دستگاهى آزمون دایلاتومتري (Report of TC16, 2001)

۱	شیر اصلی جریان	۲	کلید کنترل مدار
۳	گالوانومتر	۴	مولد صوت
۵	کلید مولد صوت	۶	منبع فشار (اتصال سریع)
۷	فیش کابل زمین	۸	کابل فشاری - الکتریکی (اتصال سریع به تیغه)
۹	اتصال سریع سرنگ برای کالیبراسیون	۱۰	شیر باد میکرومتر (کند)
۱۱	شیر باد (سریع)	۱۲	شیر جریان میکرومتر
۱۳	گیج برای دامنه زیاد	۱۴	گیج برای دامنه کم

کابل فشاری - الکتریکی (p-e) به تعداد مورد نظر از میله‌های فشاری و رابط‌ها متصل می‌شود. در خلال این عمل، پایانه‌های کابل باید توسط درپوش‌هایی از گردو غبار محافظت شوند تا از خوردگی آن‌ها جلوگیری شود.

پایانه کابل باید کاملاً به تیغه پیچیده و محکم شده باشد. با قرار دادن رابط پایینی تیغه در وسط مقطع میله فشاری، تیغه به انتهای پایین‌ترین میله فشاری متصل می‌شود. در این مرحله باید از پیچاندن اضافی کابل هنگام برقراری اتصال‌ها پرهیز گردد.

دوشاخه کابل الکتریکی زمینی در جک واحد کنترل وارد و انتهای دیگر (کلیپ الکتریکی) به بالاترین رابط یا به یکی از میله‌های فشاری (غیر از قاب فلزی تجهیزات) متصل گردد. نحوه اتصالات باید به صورت نشان داده شده در شکل (۵-۳) باشد. در این مرحله هنوز نباید شیر مخزن گاز را باز نمود.

به منظور کنترل پیوستگی الکتریکی، مرکز غشاء به سمت پایین فشار داده شود. با این کار باید سیگنال صوتی فعال شود در غیر این صورت با کنترل مجدد و انجام اصلاحات، مشکل رفع گردد.

با باز کردن شیر باد و قرائت فشار در حالی که اپراتور به آرامی بر روی شیشه گیج ضربه می زند، صفر گیج، Z_M ، ثبت می گردد. سپس کالیبراسیون همانگونه که جزئیات آن در ابتدای این فصل آمده است انجام می گیرد. در حالی که شیر مخزن گاز بسته است، تنظیم کننده فشار (regulator) به مخزن متصل شده و فشار در صفر قرار داده می شود. تذکره: اپراتور می تواند از هر گاز غیر قابل اشتعال، غیر خورنده، غیر سمی به عنوان منبع فشار استفاده کند اما ASTM استفاده از نیتروژن خشک را توصیه نموده است.

کابل فشاری از تنظیم کننده مخزن گاز به مادگی اتصال سریع واحد کنترل (که آن را منبع فشار می نامیم) متصل می گردد. از بسته بودن شیر اصلی و شیر جریان میکرومتر همچنین باز بودن شیر باد اطمینان حاصل شده و رگلاتور به گونه ای تنظیم می گردد که فشار مورد نیاز برای واحد کنترل در حدود ۳ MPa باشد (این فشار را در ادامه و در صورت لزوم می توان افزایش داد). سپس شیر مخزن باز می گردد. در نهایت شیر اصلی جریان باز می گردد. این شیر به صورت عادی همیشه در خلال آزمایش باز می ماند. در خلال آزمایش اپراتور تنها از شیر جریان میکرومتر و شیر باد استفاده می کند.

۷-۵- مراحل گام به گام آزمایش (قراءت‌های A, B, C)

آزمایش دایلاتومتري شامل مراحل زیر می باشد.

الف) پس از حصول اطمینان از بسته بودن شیر جریان میکرومتر و باز بودن شیر باد، اپراتور دایلاتومتر به اپراتور حفاری فرمان شروع عملیات را می دهد (هر دو اپراتور باید مکان هایشان را به گونه ای تنظیم کنند که بتوانند به راحتی یکدیگر را از شرایط موجود آگاه

کنند).

ب) اپراتور دستگاه، یا از سطح زمین و یا از انتهای گمانه، تیغه را به‌طور عمودی و به سمت پایین تارسیدن به عمق مورد نظر در خاک فشار می‌دهد. اگر از نیروی شبه‌استاتیکی استفاده می‌شود، نرخ آن باید در حدود ۱۰ تا ۳۰ میلی‌متر در ثانیه باشد. در خلال پیشرفت حفاری، سیگنال (گالوانومتر و مولد صوت) به‌طور عادی روشن است چراکه فشار خاک باعث بسته شدن غشاء می‌شود (سیگنال عموماً از ۲۰ تا ۴۰ سانتیمتر زیر سطح زمین شروع می‌شود).

تذکره: اپراتور ممکن است تیغه را به کمک نیروی شبه‌استاتیکی و یا ضربه دینامیکی توسط چکش، تا عمق مورد نظر هدایت کند که البته برای کاهش مخاطرات، فشار شبه‌استاتیکی ترجیح دارد.

تذکره: در خاک‌های حساس به ضربه و ارتعاش از قبیل محیط‌های ماسه‌ای سست یا رس‌های حساس، استفاده از ضربه دینامیکی می‌تواند به‌میزان قابل توجهی بر نتایج آزمایش نسبت به نتایج بدست‌آمده از فشار شبه‌استاتیکی تاثیر بگذارد. به‌طور کل خاک‌هایی که ساختار حساس دارند هنگام استفاده از روش دینامیکی تراکم پذیری بیشتری از را از خود نشان خواهند داد. در چنین مواردی باید کنترل‌های لازم به‌منظور استفاده از روش دینامیکی صورت گیرد و در صورت امکان کالیبراسیون لازم و در نهایت تفسیر نتایج نیز باید با توجه به شرایط موجود تغییر کنند.

پ) به‌محض رسیدن به عمق آزمایش، اپراتور دستگاه حفاری نیروی موجود بر روی میله فشار را حذف نموده فرمان اجرا را به اپراتور دایلاتومتر می‌دهد.

ت) اپراتور دایلاتومتر شیر باد را بسته و به‌آرامی شیر جریان میکرومتر را باز می‌کند تا فشار وارد بر غشاء افزایش یابد. در خلال این زمان، او صدای ممتد سیگنال یا مولد صوت را از واحد کنترل می‌شنود. در لحظه ای که سیگنال متوقف شد (یعنی زمانی که غشاء از حالت خوابیده، بلند شده و تنها شروع به پیشرفت جانبی می‌کند) اپراتور، فشار گیج را می‌خواند و اولین قرائت فشار را به نام A ثبت می‌کند.

ث) بدون توقف جریان، اپراتور دایلاتومتر به بادکردن غشاء (در وضعیتی که سیگنال خاموش است) می‌پردازد تا اینکه سیگنال دوباره فعال شود (یعنی زمانی که حرکت غشاء

برابر با ۱/۱ mm است). در این لحظه، اپراتور دومین فشار یعنی B را از روی گیج قرائت می کند. پس از به خاطر سپردن و یا ثبت این مقدار، او باید چهار کار زیر را انجام دهد:

۱- بلافاصله شیر باد را باز کند تا فشار از غشاء برداشته شود.

۲- شیر جریان میکرومتر را ببندد تا از افزایش بیشتر فشار به دایلاتومتر جلوگیری شود (مراحل ۱ و ۲ از انبساط بیشتر غشاء که می تواند به صورت دائمی باعث تغییر شکل آن شده و کالیبراسیون غشاء را تغییر دهد، جلوگیری می کنند و باید به سرعت پس از قرائت B انجام شوند در غیر این صورت غشاء ممکن است آسیب ببیند).

۳- فرمان اجرا را به اپراتور دستگاه بدهد تا نفوذ به اندازه یک جزء عمق (معمولا بین ۱۵ تا ۳۰ سانتیمتر) انجام شود. در خلال نفوذ، شیر باد باید باز بماند تا از حرکت تیغه و غشاء منبسط و پارگی آن جلوگیری شود. در بیشتر مواقع نفوذ به صورت قائم توسط تیغه دستگاه صورت می گیرد اما برای آزمایش در زیر لایه های نفوذناپذیر، نیاز خواهد بود که از قبل گمانه ای به قطر حداقل ۱۰۰ میلیمتر حفر شود.

۴- ثبت قرائت دوم یعنی B

مراحل بالا در هر عمقی باید تکرار شوند تا اینکه صدا دیگر به گوش نرسد. در انتهای به گوش رسیدن صدا و پس از بیرون آوردن تیغه، کالیبراسیون نهایی انجام می شود (اپراتور باید کالیبراسیون غشاء را قبل و بعد از هر آزمایش انجام دهد).

اگر قرار است تا قرائت C نیز صورت گیرد، تنها یک اختلاف در مراحل ذکر شده وجود خواهد داشت. در مرحله "ث"، پس از B، به جای شیر باد سریع، باید شیر باد میکرومتر (کند) را باز نمود و باید صبر کرد (تقریبا یک دقیقه) تا اینکه فشار افت کرده به صفر گیج نزدیک شود. در لحظه ای که سیگنال بر می گردد باید قرائت C را انجام داد.

لازم به ذکر است که در ماسه ها، مقدار مورد انتظار برای C بسیار کوچک بوده، معمولا کمتر از ۱۰۰ تا ۲۰۰ کیلوپاسکال می باشد.

تذکره: خطاهای متداول در قرائت C

در (DMT Digest Winter (1996) (ویرایش شده توسط GPE Inc. Gainesville, Florida)

ذکر شده است که عمدتا به علت ضعف در تکنیک، کاربران بسیاری قرائت های ضعیفی از C

را گزارش می نمایند. عمده علل این اشتباهات رایج به شرح زیر است:

پس از B یعنی زمانی که تخلیه باد آغاز می شود، سیگنال روشن است. پس از مدتی سیگنال قطع می شود (از روشن به خاموش). اشتباه آن است که فشار در این برعکس سازی به عنوان C قرائت شود که نادرست است (زیرا در این زمان غشاء در حالت B قرار دارد). در واقع لحظه صحیح قرائت C کمی دیرتر خواهد بود یعنی زمانی که تخلیه باد به طور کامل صورت گرفته و پس از حدود یک دقیقه که غشاء به حالت بسته بر می گردد یعنی موقعیت A که در این زمان غشاء با پایه تماس پیدا کرده و سیگنال مجدداً فعال می گردد.

تذکره: زمان های قرائت C

الف) سایت های ماسه ای

در ماسه ها ($B \geq 2.5A$) قرائت های C می توانند به صورت گاه گاه و پراکنده، به عنوان مثال در هر یک یا دو متر، صورت گیرند. این قرائت ها در برآورد زیرنویس U_0 مورد استفاده قرار خواهند گرفت (فشار آب حفره ای معادل). توصیه می شود که سیکل A-B-C بارها تکرار شود تا اطمینان حاصل شود که این سیکل ها نتایج مشابهی را در مورد C ارائه می کنند.

ب) لایه های ماسه ای محصور شده در رس

اگر هدف فقط یافتن U_0 در پروفایل باشد، آنگاه قرائت C را می توان در هر یک یا دو متر از لایه ماسه ای انجام داد. زمانی که علاوه بر U_0 ، قصد تشخیص لایه های با امکان زهکشی آزاد از لایه های غیر زهکش را نیز داشته باشیم، C را در هر عمق آزمایش باید ثبت کرد.

تذکره: اتصال های الکتریکی در خلال آزمایش

زمانی که اپراتور دایلاتومتر در حال انجام قرائت هاست و به هر حال قبل از صدور فرمان اجرا توسط او، اپراتور دستگاه هرگز نباید کابل زمین را قطع کند. به عنوان مثال در مواردی که نیاز به اضافه نمودن میله های فشاری است به هیچ وجه گیره الکتریکی را نباید حرکت داد یا منقطع نمود.

تذکره: نرخ انبساط

نرخ انبساط باید به گونه ای باشد که فشارهای A و B به آرامی بوجود آیند.

(Euro code 7 (1997) نرخ جریان گاز برای اعمال فشار بر غشاء را به گونه‌ای توصیه می‌نماید که قرائت A در خلال ۲۰ ثانیه از رسیدن به عمق آزمایش (عموما در ۱۵ ثانیه) و قرائت B (انبساط از A تا B) در خلال ۲۰ ثانیه پس از قرائت A انجام شود. در نتیجه نرخ افزایش فشار، در خاک‌های ضعیف بسیار آرام و در خاک‌های سخت بسیار سریع خواهد بود. بازه‌های زمانی ذکر شده، به‌طور معمول برای کابل‌هایی با طول بیش از ۳۰ متر اعمال می‌شوند. برای کابل‌های بلندتر، ممکن است نیاز به کاهش نرخ جریان باشد تا تعادل فشار در طول کابل بوجود آید.

هر چند وقت در خلال آزمایش، اپراتور ممکن است کافی بودن نرخ جریان انتخاب شده را با بستن شیر جریان میکرومتر و مشاهده عکس العمل گیج فشار، کنترل کند. اگر زمانی که شیر را می‌بندیم، گیج فشار بیش از ۲ درصد افت کند نرخ بسیار زیاد بوده و باید کاهش یابد (ASTM 1986).

تذکره: زمان مورد نیاز برای آزمایش

تاخیر زمانی بین پایان اعمال فشار و شروع افزایش فشار باد عموماً بین یک تا دو ثانیه است. دوره کامل آزمایش (قرائت‌های A و B) عموماً نیازمند زمان حدود یک دقیقه می‌باشند. زمان کل لازم برای بدست آوردن یک پروفایل ۳۰ متری متداول (در صورت عدم وجود مانع خاص) در حدود سه ساعت برآورد می‌گردد. قرائت C در حدود ۴۵ ثانیه تا یک دقیقه را به زمان مورد نیاز برای هر اجرای دایلاتومتر در هر عمق، اضافه خواهد نمود.

تذکره: افزایش عمق

زمانی که جزئیات بیشتر از پروفایل خاک مورد نیاز باشد، افزایش عمق کمتر (عموماً ۱۰ سانتی‌متر) و حتی افزایش عمق به اندازه بخشی از تیغه دایلاتومتري نیز قابل قبول خواهد بود.

تذکره: عمق‌های آزمایش

عمق‌های آزمایش باید با توجه به مرکز غشاء ثبت شوند.

تذکره: اندازه‌گیری فشار

برخی مولفین (Schmertmann 1988) و استانداردها (ASTM 1986, ASTM Draft 2001) اندازه‌گیری فشار مورد نیاز برای نفوذ تیغه را در غالب یک بخش روتین از مراحل انجام

آزمایش دایلاتومتري توصیه کرده‌اند. هدف از این اندازه‌گیری اضافی بدست آوردن q_D مقاومت نفوذ تیغه (blade tip) می‌باشد. بر اساس روشی که فرمولاسیون آن توسط Schmertmann (1982, 1983) ارائه شده است، به کمک q_D می‌توان k_0 و φ را در ماسه تعیین نمود. جزئیات این روش‌ها در فصل ششم این کتاب ذکر شده است.

اندازه‌گیری q_D به صورت مستقیم بسیار غیر عملی است. یکی از راه‌های بدست آوردن q_D تعیین آن از نیروی فشاری اعمال شده، توسط یک سلول بارگذاری کالیبره شده می‌باشد. محل ترجیحی این سلول بارگذاری درست بالای تیغه می‌باشد تا بتوان مانع اصطکاک میله شد (در هر حال اصطکاک جانبی بر روی تیغه هنوز هم باید کم شود). قرار دادن سلول در این مکان، نسبت به اینکه سلول بارگذاری در بالای سطح زمین واقع شود، بسیار مشکل بوده در حال حاضر جز برای اهداف تحقیقاتی پذیرفته شده نمی‌باشد. اصطکاک میله با خاک در ماسه‌ها کم بوده اما به هر حال در خلال بالا کشیدن میله قابل اندازه‌گیری خواهد بود. روش‌های جایگزین عملی دیگر برای تخمین q_D در استاندارد (ASTM 1986) به صورت زیر ذکر شده اند:

الف) اندازه‌گیری فشار در سطح زمین و کم کردن اصطکاک میله در بالای تیغه
 ب) اندازه‌گیری فشار مورد نیاز برای نفوذ به سمت پایین و فشار مورد نیاز برای بالا کشیدن آن، که تفاوت این دو عدد، مقدار تقریبی q_D را بدست خواهد داد.
 پ) اگر مقدارهای مقاومت نفوذ مخروط، q_C ، از CPT که در مجاورت آن انجام شده موجود باشد، می‌توان گفت

(ASTM 1986, Campanella & Robertson 1991, ASTM Draft 2001):

$$q_D \approx q_C \quad (1-5)$$

۵-۸- گزارش نتایج آزمایش (جدول داده‌های خام)

نحوه ثبت داده‌های خام برای آزمایش دایلاتومتري در جدول (۱-۵) که در انتهای فصل آمده نشان داده شده است. در کنار این جدول، روش آزمایش یا ارجاعی به یک استاندارد منتشر شده نیز باید وجود داشته باشد.

۵-۹- آزمایش‌های مربوط به اضمحلال فشار آب حفره‌ای A

در خاک‌هایی که شرایط زهکشی ضعیف است ($I_D < 2$)، فشار آب حفره‌ای اضافی القا شده توسط نفوذ تیغه معمولاً در زمانی طولانی‌تر از زمان مورد نیاز برای آزمایش دایلاتومتري حذف می‌شود. در چنین مواردی می‌توان ضریب تحکیم را از روی نرخ کاهش و اضمحلال فشار A تخمین زد. برای انجام این آزمایش، نفوذ تیغه را در عمق مورد نظر متوقف و سپس با گذشت زمان، به‌طور پیاپی فشار A را قرائت کنید. ممکن است مدت این آزمایش بسیار طولانی باشد بنابراین تنها زمانی که انجام آن الزامی باشد اجرا خواهد شد. برای انجام این آزمایش دو روش وجود دارد که با نام روش‌های A_2 و A ذکر می‌گردند. استفاده از هر دو روش قابل قبول و مجاز می‌باشد.

تذکره: پیش از تعیین دقیق منحنی فشار A در برابر زمان حذف فشار آب حفره‌ای، که در ادامه ذکر خواهد شد می‌توان با اصلاح مقادیر ثبت شده برای A، مقادیر p_0 را بدست آورد. اگر متناظر با فشار A، اندازه‌گیری‌های فشار B هم صورت گرفته باشد (مثلاً در مورد آخرین فشار A) p_0 را می‌توان بر اساس روابط ذکر شده در جدول (۶-۱) از فصل ششم تعیین نمود. البته معمولاً در تحلیل آزمایش‌های حذف فشار آب حفره‌ای، جفت متناظر فشار B در دسترس نمی‌باشد و معادله زیر برای اصلاح قرائت‌های A استفاده شود:

$$p_0(\text{dissipation}) = (A - Z_m + \Delta A) \quad (2-5)$$

۵-۹-۱- روش A_2

در روش A_2 سعی بر آن است که فشار آب حفره‌ای به‌طور مستقیم اندازه گرفته شده و پارامترهای تحکیم از تحلیل نتایج منحنی فشار حفره‌ای تعیین شوند. در این روش پیش از شروع ثبت فشارهای A، یک آزمایش کامل دایلاتومتري با سه قرائت (A-B-C) مورد نیاز خواهد بود. زمانی که در خاک‌های با امکان زهکشی آزاد، این آزمایش تا اتمام حذف کامل فشار آب حفره‌ای انجام شود مقدار نهایی p_0 (بخش ۵-۶) باید برابر با فشار آب حفره‌ای در محل (u_0) باشد. در شرایط ایده‌آل، آزمایش دایلاتومتري حفره‌ای به قطر $1/10$ mm را ایجاد کرده و اندازه‌گیری فشار A که در ادامه انجام می‌شود فشار آب حفره‌ای را در ناحیه بسیار دست‌خورده در خاک که بلافاصله در همسایگی غشاء قرار دارد اندازه‌گیری می‌کند. در

صورتیکه منحنی (فشار A - زمان حذف فشار) به u_0 مجانب شود این فرض صحیح خواهد بود. مراحل انجام این روش را می‌توان به شرح زیر بر شمرد:

الف- پس از نفوذ تا عمق آزمایش، یک دوره کامل قرائت دایلاتومتر یعنی (A-B-C) انجام گیرد. کرنومتر را روشن کرده و لحظه قرائت فشار ثبت گردد. زمان سپری شده را بر حسب ثانیه در لحظه قرائت C ثبت کنید.

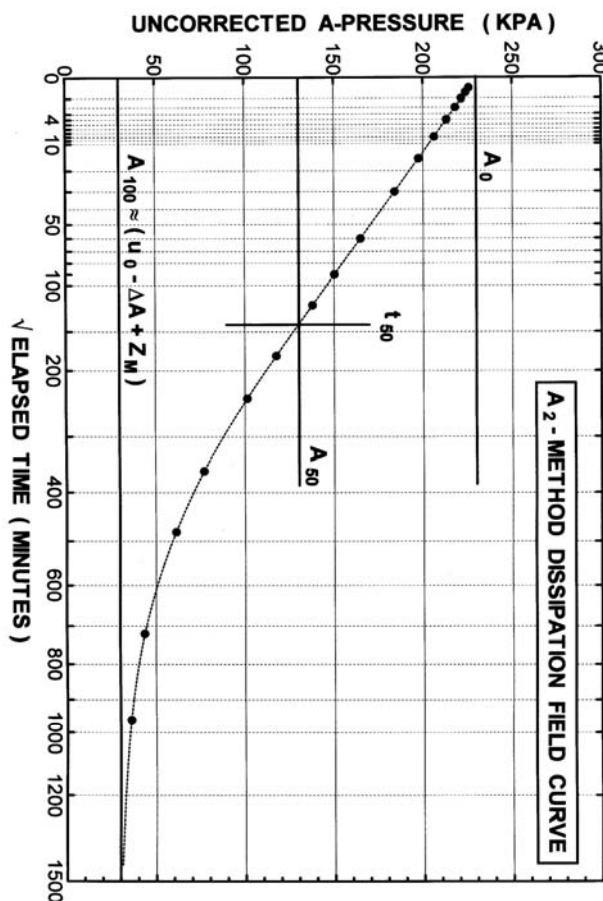
ب- بلافاصله مجدداً فشار بر سیستم اعمال شده و یک قرائت A ثبت شود. سپس فشار را بدون انبساط بیشتر غشاء تخلیه و لحظه ثبت قرائت A نیز بر حسب ثانیه ثبت گردد. ثبت قرائت‌های A تا نزدیک‌ترین مقدار به $1/0$ kPa ادامه یابد.

پ- انجام قرائت‌های ذکر شده در مرحله "ب" را ادامه داده تا نقاط کافی برای رسم منحنی (فشار A در برابر زمان حذف فشار) بدست آید (که در بند ت مورد استفاده قرار می‌گیرد). نسبت افزایش ۲ برای زمان هر قرائت فشار A مطلوب می‌باشد (یعنی فشار A در ۱، ۲، ۴، ۸، ۱۵ و ۳۰ دقیقه قرائت شود). پس از آخرین قرائت A، فشار B نیز باید ثبت شود.

ت- فشارهای A بدست‌آمده در برابر زمان سپری شده برای هر قرائت رسم شود. مقیاس جذر زمان که در ادامه تشریح می‌شود برای برونمایی این منحنی بسیار مناسب خواهد بود (شکل ۵-۵ نمونه‌ای ایده آل از منحنی ترسیم شده را نشان می‌دهد).

ث- پس از بدست آوردن مقادیر کافی برای تخمین t_{50} که زمان مربوط به ۵۰ درصد زایل شدن فشار A می‌باشد، آزمایش متوقف شود. از این عدد برای محاسبه ضریب تحکیم استفاده خواهد شد. در صورت امکان، آزمایش تا رسیدن منحنی به مجانبش در ۱۰۰ درصد زایل شدن فشار (A_{100})، ادامه یابد. این عمل به تعریف A_{100} کمک می‌نماید (A_{100} در حالت ایده‌آل پس از اصلاح برابر U_0 خواهد بود). روش تعیین t_{50} با انجام مراحل زیر است:

۱) به کمک روش‌های ریاضی و یا به‌طور تقریبی با چشم، منحنی به سمت زمان‌های کوچکتر تا تلاقی فشار A در زمان صفر ادامه یابد (A_0 در شکل ۵-۵). معمولاً رسم خطی صاف از اولین نقطه کفایت می‌کند.



شکل (۵-۵): مثالی ایده‌آل از روش A_2 اصلاح نشده (ASTM D6635)

۲) به همین ترتیب و به صورت تقریبی، انتهای منحنی را به سمت زمان‌های بزرگتر ادامه داده و بجانب فشار A (A_{100}) در شکل (۵-۵) تعیین گردد. به طور جایگزین می‌توان A_{100} را از فشار آب حفره‌ای محتمل در عمق آزمایش تخمین زد:

$$A_{100}(\text{estimated}) = (u_0 - \Delta A + Z_m) \quad (3-5)$$

۳) از A_0 و A_{100} میانگین گرفته تا A_{50} در ۵۰ درصد اضمحلال فشار آب حفره‌ای بدست آید.

۴) زمان مربوط به A_{50} بر روی منحنی برابر t_{50} است.

۵-۹-۲- روش A

در روش A تنها به قرائت‌های A در عمق مورد نظر نیاز خواهد بود و هرگز غشاء بیش از وضعیت A باز نخواهد شد. این روش تنش کل را که بر تیغه وارد می‌شود اندازه می‌گیرد و پارامترهای تحکیم را از تحلیل منحنی تنش کل-اضمحلال فشار آب حفره‌ای تعیین می‌کند. زمانی که آزمایش تا پایان اضمحلال کامل فشار آب حفره‌ای انجام شود، مقدار نهایی p_0 (بخش ۵-۶) تقریباً برابر با تنش جانبی کل وارد بر تیغه می‌باشد. به دلیل نفوذ تیغه و دست‌خوردگی خاک، این تنش با تنش جانبی واقعی در محل متفاوت خواهد بود اما می‌توان در طراحی پی‌های عمیق از آن استفاده نمود. مراحل زیر برای اجرای این روش توصیه می‌شوند:

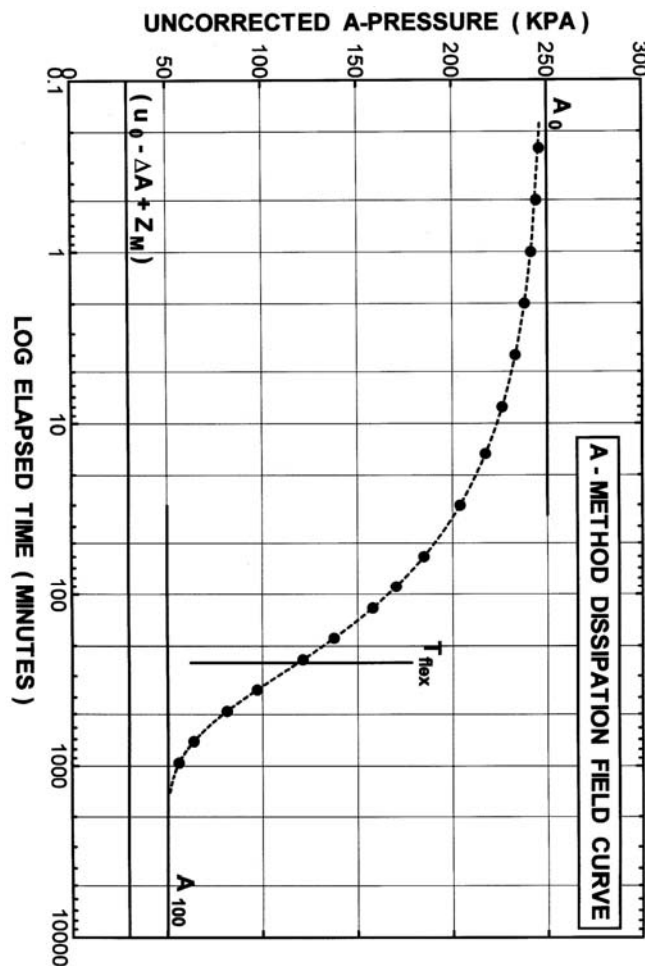
الف- پس از نفوذ تا عمق آزمایش به سرعت فشار را از میله‌های فشاری برداشته، کرنومتر را روشن کرده و زمان صفر در لحظه حذف فشار ثبت گردد. سپس بدون تاخیر فشار وارد بر غشاء را افزایش داده و در لحظه مناسب قرائت A انجام پذیرد. بلافاصله پس از قرائت A بدون انبساط بیشتر غشاء، باد سیستم تخلیه گردد. این عمل باید به نحوی انجام گیرد که بر نرخ زایل شدن فشار آب حفره‌ای تاثیری نگذارد. مقادیر مربوط به فشار A تا نزدیک‌ترین فشار به ۱ kPa ثبت شود و زمان مربوط به هر قرائت A نیز تعیین گردد.

ب- قرائت‌های بعدی فشار A را ادامه داده تا داده کافی برای رسم منحنی (فشار A در برابر زمان ناپدید شدن فشار) بدست آید (که در بند پ مورد استفاده قرار می‌گیرد). ضریب افزایش دو در زمان برای زمان‌های قرائت A مطلوب می‌باشد (یعنی فشار A در زمان‌های ۰/۲۵، ۰/۵، ۱، ۲، ۴، ۸، ۱۵ و ۳۰ دقیقه ثبت شود). برای آخرین قرائت A، فشار B را نیز باید ثبت نمود.

پ- فشارهای A بدست‌آمده در برابر لگاریتم زمان سپری شده برای هر قرائت رسم گردد. شکل (۵-۶) این منحنی را به صورت ایده‌آل نشان می‌دهد. این منحنی در حالت عادی به شکل S معکوس، با شیب کم‌تر در ابتدا و انتها و یک نقطه عطف (تغییر تقعر) در میان که به معنای تغییر کمتر A با افزایش لگاریتم زمان می‌باشد، خواهد بود.

ت- زمانی که مشخص شد شیب منحنی A در برابر لگاریتم زمان به اندازه کافی تسطیح

شده که بتوان نقطه تقعر آن را تعیین نمود، آزمایش متوقف شود. زمان مربوط به نقطه تقعر T_{flex} است. از این زمان به عنوان شاخصی کیفی برای تخمین ضریب تحکیم استفاده می‌شود. در صورتیکه صلاح است آزمایش تا رسیدن منحنی به مجانبش یعنی ۱۰۰ درصد اضمحلال فشار آب حفره‌ای (A_{100}) ادامه یابد. مقدار p_0 محاسبه شده مطابق جدول (۶-۱) در فصل بعد، برای آخرین فشارهای A و B ، تنش افقی نهایی وارد بر تیغه را نشان خواهد داد.



شکل (۶-۵): مثالی ایده آل از روش A اصلاح نشده (ASTM D6635)

۵-۱۰- پایان آزمایش

پس از پایان آخرین آزمایش باید تیغه را جدا کرده، آن را بازرسی نموده و هر آسیب جدی به لبه تیغه، انحنای آن و غشاء وارد شده را تعیین کرد. همچنین باید فرایند کالیبراسیون را همانند آنچه در بخش (۵-۲) تشریح شد تکرار و مقادیر ΔA و ΔB را ثبت کرد. اگر تیغه یا غشاء آسیب زیادی دیده است، فشارهای A و B، سیگنال الکتریکی را در زمان لازم به وضوح فعال نمی‌کند. همچنین اگر مقادیر بدست‌آمده از کالیبراسیون غشاء در انتهای آزمایش با مقادیر اولیه بدست‌آمده تفاوت زیادی داشته باشد به نحوی که اثر چشم‌گیری در تفسیر نتایج گذارد، تیغه، غشاء و یا هردو باید تعمیر یا تعویض شده و عملیات نفوذ تیغه تکرار گردد. اگر ایجاد آسیب به عمق خاصی مربوط است، تنها لازم است که آزمایش‌های پایین تر از این عمق تکرار شوند. اهمیت تغییر کالیبراسیون به مقاومت خاک و اینکه از نتایج آزمایش برای چه کاری استفاده خواهد شد بستگی دارد. محاسبات آزمایش با استفاده از کالیبراسیون‌های اولیه و نهایی، اهمیت تاثیر آن‌ها را بر نتایج روشن می‌کند.

آزمایش را با تکرار آن در تمامی محل‌های لازم در زمین تمام کرده و تمام اطلاعات مورد نیاز ثبت شود. در نهایت پارامترهای لازم از نتایج بدست‌آمده استخراج و گزارش نهایی آماده گردد.

جدول (۵-۱): جدول داده‌های خام مربوط به آزمایش (ASTM D6635)

Typical: 0.15 0.40		BLADE No.	ΔA (bar) 0.05-0.20	ΔB (bar) 0.20-0.80	Δmm	Membrane Aspect ⁽¹⁾					
FIRM (max characters no.=32)		↓	Start								
CUSTOMER ⁽³²⁾			$Z_{E=}$ ⁽³⁾								
JOB ⁽³²⁾			$Z_{E=}$								
SITE ⁽³²⁾			$Z_{E=}$								
REMARK ⁽³²⁾			$Z_{E=}$								
TEST NAME ⁽¹²⁾ DATE ⁽²⁰⁾		⁽¹⁾ Coaxiality error (L square) ⁽²⁾ Elastic, overinflated, wrinkled, snapping, scratched, etc. ⁽³⁾ Depth reached from extracted blade									
Absol. elev.(optional) _____ m Z_{water} (necess.) _____ m or <input type="checkbox"/> > Z_{final}											
Zero of gauge _____ bar γ_{top} _____ t/m ³ (default 1.75)											
<input type="checkbox"/> Rig <input type="checkbox"/> Penetrometer Diameter of rod behind the blade _____		TEST STOPPED → BECAUSE		REFUSAL MEMBRANE † Z = Z prefixed		<input type="checkbox"/> OPERATOR _____					
0	A	B	C	6		12		18		24	
2				2		2		2		2	
4				4		4		4		4	
6				6		6		6		6	
8				8		8		8		8	
1				7		13		19		25	
2				2		2		2		2	
4				4		4		4		4	
6				6		6		6		6	
8				8		8		8		8	
2				8		14		20		26	
2				2		2		2		2	
4				4		4		4		4	
6				6		6		6		6	
8				8		8		8		8	
3				9		15		21		27	
2				2		2		2		2	
4				4		4		4		4	
6				6		6		6		6	
8				8		8		8		8	
4				10		16		22		28	
2				2		2		2		2	
4				4		4		4		4	
6				6		6		6		6	
8				8		8		8		8	
5				11		17		23		29	
2				2		2		2		2	
4				4		4		4		4	
6				6		6		6		6	
8				8		8		8		8	

سفید

فصل ششم

تعیین ویژگی‌های ژئوتکنیکی خاک با استفاده از آزمایش
دایلاتومتری

۱-۶- مقدمه

روش اصلی برای استفاده نتایج دایلاتومتری، تفسیر آن‌ها بر اساس پارمترهای خاک می‌باشد. در اکثر موارد، پارامترهای تخمین زده شده توسط دایلاتومتری، در روش‌های طراحی استفاده می‌شود.

۱-۶-۲- اطلاعات مشتق شده از آزمایش دایلاتومتری

فرمول‌های ساده‌سازی اطلاعات دایلاتومتری در جدول (۱-۶) ارائه شده است. فشارهای قرائت شده A و B به دلیل سختی غشاء، انحراف از صفر گیج‌های فشار و فاصله بسیار کوچک دیسک حساس تا غشاء به فشارهای P_0 و P_1 تصحیح می‌شوند. مقادیر P_0 و P_1 بر اساس روابط ذیل محاسبه می‌شوند:

$$P_0 = 1.05(A - Z_m + \Delta A) - 0.05(B - Z_m - \Delta B) \quad (1-6)$$

$$P_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2-6)$$

مقادیر ΔA و ΔB با کالیبره کردن غشاء تعیین می‌شوند.

Z_m ، انحراف از صفر گیج‌های فشار است و با قرائت گیج‌ها در فشار اتمسفر تعیین می‌شود.

بنابراین از این پس بجای A و B در تحلیل نتایج دایلاتومتری از P_0 و P_1 استفاده می‌شود. با استفاده از P_0 و P_1 سه پارامتر واسطه یا پارامترهای هدف بدست خواهند آمد. فرمول‌های این پارامترها بر حسب P_0 و P_1 در جدول (۶-۱) تحت عناوین E_D ، K_D ، I_D ارائه شده است.

پارامترهای رایج خاک‌ها از طریق این پارامترهای واسطه بدست خواهند آمد. اهم روابط مذکور نیز در جدول (۶-۱) ارائه شده است.

جدول (۶-۱): خلاصه فرمول‌های مشتق‌شده از آزمایش دایلاتومتری (Report of TC16, 2001)

SYMBOL	DESCRIPTION	BASIC DMT REDUCTION FORMULAE	
p_0	Corrected First Reading	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	Z_M = Gage reading when vented to atm. If ΔA & ΔB are measured with the same gage used for current readings A & B, set $Z_M = 0$ (Z_M is compensated)
p_1	Corrected Second Reading	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Material Index	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	u_0 = pre-insertion pore pressure
K_D	Horizontal Stress Index	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	σ'_{v0} = pre-insertion overburden stress
E_D	Dilatometer Modulus	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	E_D is NOT a Young's modulus E . E_D should be used only AFTER combining it with K_D (Stress History). First obtain $M_{DMT} = R_M E_D$, then e.g. $E = 0.8 M_{DMT}$
K_0	Coeff. Earth Pressure in Situ	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	for $I_D < 1.2$
OCR	Overconsolidation Ratio	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.58}$	for $I_D < 1.2$
c_u	Undrained Shear Strength	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.26}$	for $I_D < 1.2$
Φ	Friction Angle	$\Phi_{DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	for $I_D > 1.8$
c_h	Coefficient of Consolidation	$c_{h,DMT} = 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	t_{flex} from A-log t DMT-A decay curve
k_h	Coefficient of Permeability	$k_h = c_h \gamma_w / M_h$ ($M_h = K_D M_{DMT}$)	
γ	Unit Weight and Description	(see chart in Fig. 16)	
M	Vertical Drained Constrained Modulus	$M_{DMT} = R_M E_D$ If $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ If $I_D \geq 3$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ If $0.6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ with $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$ If $K_D > 10$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$ If $R_M < 0.85$ set $R_M = 0.85$	
u_0	Equilibrium Pore Pressure	$u_0 = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	In free-draining soils

برای محاسبه پارامترهای مذکور، مقادیر فشار آب حفره‌ای و تنش مؤثر قبل از نفوذ تیغه دایلاتومتری مورد نیاز است. بنابراین باید این دو مقدار، حداقل به صورت تقریبی در دسترس باشند.

M : مدول الاستیسیته در شرایط تغییرشکل جانبی صفر

C_u : مقاومت برشی زهکشی‌نشده برای

K_0 : ضریب فشار سکون خاک

OCR: نسبت پیش تحکیم یافتگی

C_h : ضریب تحکیم افقی خاک

K_h : ضریب نفوذپذیری خاک

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی

γ : وزن مخصوص خاک

u_0 : فشار منفذی در خاک

روابط بالا برای خاک‌های رسی در $I_D < 1.2$ و برای خاک‌های ماسه‌ای در $I_D > 1.8$ بکار می‌روند. پارامترهای M و C_u که از نتایج دایلاتومتری بدست می‌آیند بسیار قابل اعتماد و مفید می‌باشند.

۶-۲-۱- انحراف از صفر گیج فشار

اگر ΔA و ΔB با همان گیج فشاری اندازه‌گیری شده باشند که A و B از طریق آن‌ها خوانده شده‌اند، در همه فرمول‌هایی که شامل Z_m هستند مقدار Z_m را صفر قرار می‌دهیم. در حالت کلی مقدار Z_m که قرار است در معادلات برابر مقدار انحراف از صفر گیج فشار برای اندازه‌گیری A و B منهای مقدار انحراف از صفر گیج فشار حین اندازه‌گیری ΔA و ΔB می‌باشد.

۶-۲-۲- تصحیح فرمول برای P_0

معادله ۱ برای P_0 از فرض یک رابطه خطی برای جابجایی- فشار بین 0.5mm (فاصله کوچک بالای دیسک حساس) و 1.0mm بدست آمده است (Marchetti & Crapps 1981).

۶-۲-۳- تصحیح علامت ΔA و ΔB

اگرچه علامت واقعی فشار ΔA بخاطر وجود مکش منفی است، ولی به صورت یک فشار مثبت تلقی می‌شود. ΔB نیز در حالت عمومی مثبت است.

۴-۲-۶- میانگین گیری برای محاسبه P_1 و P_0

میانگین گرفتن از مقادیر ΔA و ΔB باید توسط یک تکنسین باتجربه انجام شود. بدین ترتیب هنگام میانگین گیری، تکنسین باید ایده‌ای کلی در باره تغییرات ΔA و ΔB داشته باشد.

اگر در عمق گمانه آزمایش به‌طور منظم انجام شود (به‌طور مثال غشاء بیشتر از حد متورم نشود و محدوده تغییرات ΔA و ΔB بر اساس Euro code 7 بیشتر از حد مجاز نشود)، مقادیر ΔA و ΔB در طول گمانه بسیار به هم نزدیک خواهند بود و میانگین این مقادیر، مقدار مناسبی است.

اگر مقادیر ΔA و ΔB در عمق گمانه بیشتر از ۲۵ kPa باشند نتایج آزمایش (بر طبق Euro code 7) قابل قبول نخواهد بود. هر چند اگر خاک سخت باشد نتایج آزمایش زیاد تحت تأثیر ΔA و ΔB نخواهد بود و استفاده از ΔA و ΔB (به‌طور مثال ۱۵ و ۴۰ کیلوپاسکال) نتایج مطلوبی را در اختیار ما قرار خواهد داد.

۴-۲-۵- تعداد پارامترهای واسطه

سه پارامتر I_D ، K_D و E_D از دو قرائت صحرائی دستگاه (A و B) مشتق می‌شوند. بنابراین تنها دو مقدار از خروجی‌ها مستقل هستند. بنابراین دایلاتومتري یک آزمایش ۲ پارامتری می‌باشد.

۴-۳-۶- پارامترهای واسطه دایلاتومتري

۴-۳-۶-۱- I_d (شاخص دایلاتومتري)

I_D به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (۳-۶)$$

در این رابطه u_0 فشار آب حفره‌ای قبل از نفوذ دستگاه می‌باشد. بر اساس تعریف بالا مشاهده شده است که در رس‌ها مقادیر P_1 و P_0 نزدیک به یکدیگر و در ماسه‌ها با هم فاصله دارند.

بر اساس مطالعات Marchetti در سال ۱۹۸۰، شاخص دایلاتومتري برحسب نوع خاک

به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$0.1 < I_D < 0.6 \quad \text{رس}$$

$$0.6 < I_D < 1.8 \quad \text{لای}$$

$$1.8 < I_D < 10 \quad \text{ماسه}$$

توجه داشته باشید که گاهی اوقات صرف توجه به مقدار I_D ، نوع خاک سیلت را رس و یا برعکس تعیین می‌نماید. در واقع I_D تبیین کننده نتایج آزمایش دانه‌بندی نمی‌باشد بلکه پارامتری برای ارزیابی رفتار مکانیکی خاک است. به عنوان مثال اگر یک خاک رسی سختی بالاتری از دیگری داشته باشد، مقدار I_D در این خاک، در محدوده لای خواهد بود.

۶-۳-۲- شاخص تنش افقی، K_D

شاخص تنش افقی K_D به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (۴-۶)$$

در این رابطه σ'_{v0} تنش مؤثر قائم پیش از شروع آزمایش می‌باشد. K_D در واقع می‌تواند به عنوان K_0 تلقی شود که به دلیل نفوذ افزایش یافته است. لازم به ذکر است که در رس‌های تحکیم عادی یافته مقدار K_D تقریباً برابر ۲ است. پروفیل K_D بسیار شبیه پروفیل OCR می‌باشد. بنابراین به طور کلی این مقدار، برای فهم و درک تاریخچه تنش بسیار مفید می‌باشد. (Marchetti 1980 & Jamiolkowski et al. 1988)

۶-۳-۳- E_D (معادل دایلاتومتري)

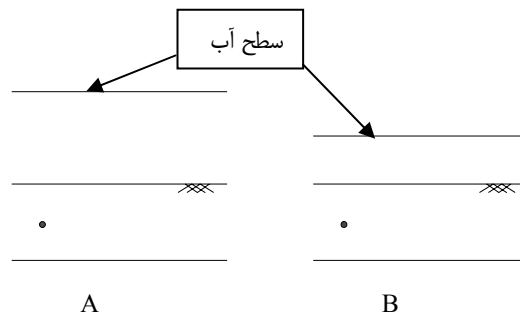
E_D توسط P_0 و P_1 با استفاده از تئوری الاستیسیته بدست می‌آید. برای قطر غشاء ۶۰ میلی‌متر و فاصله ۱/۱ میلی‌متری در مرکز غشاء خواهیم داشت:

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) \quad (۵-۶)$$

استفاده از E_D در حالت کلی توصیه نمی‌شود زیرا مقدار آن وابستگی شدیدی به تاریخچه تنش در خاک دارد. معمولاً E_D همیشه در ترکیب با شاخص‌های I_D و K_D

استفاده مي‌شود.

به‌طور كلي پيشنهاده مي‌شود بجاي استفاده از P_0 در معادلات (۳-۶) و (۴-۶)، $(P_0 - u_0)$ مورد استفاده قرار گيرد. به‌عنوان مثال در دو حالت A و B شكل (۱-۶) شرايط يكساني دارند اما سطح آب روي اين دو پروفيل متفاوت است. در اين وضعيت مقدار P_0 در هر دو حالت يكسان است که منجر به شاخص‌هاي يكسان دايلاتومتر مي‌شود. اما در صورتي که از $P_0 - u_0$ استفاده گردد، تفاوت در هر دو حالت لحاظ خواهد گرديد.



شكل (۱-۶): استفاده از $(P_0 - u_0)$ بجاي استفاده از P_0

۴-۶- پارامترهاي مشتق شده از پارامترهاي واسطه

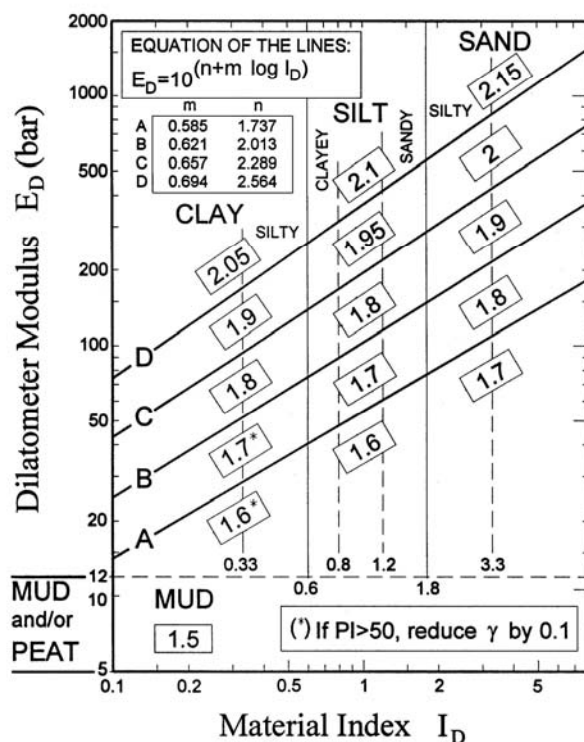
۴-۶-۱- پارامترهاي "فيزيكي / تاريخچه تنش"

۴-۶-۱-۱- وزن واحد خاک و نوع آن

براي تعيين وزن مخصوص و نوع خاک با استفاده از E_D و I_D مي‌توان از نمودار (۲-۶)

استفاده نمود (Marchetti & Crapps, 1981).

SOIL DESCRIPTION and estimated γ/γ_w



شکل (۶-۲): نمودار تخمین نوع و وزن واحد خاک (Marchetti & Crapps, 1981)

محققین بسیاری مانند (Lacasse & Lunne, 1988) نمودارهای اصلاح شده‌ای که تطابق بیشتری با شرایط محیطی دارند را ارائه کرده‌اند. اما نمودار (۶-۲)، نمودار بسیار مناسبی برای تعیین یک مقدار متوسط در عمده خاک‌ها می‌باشد. به عبارت دیگر هدف اصلی این نمودار تخمین دقیق γ نمی‌باشد بلکه یک تخمین تقریبی از پروفیل تنش مؤثر برای ساخت و ساز در شرایط پیچیده است.

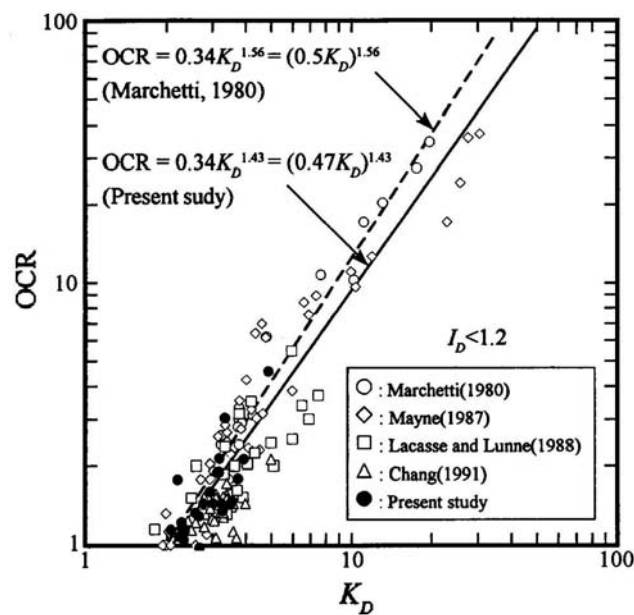
۶-۴-۱-۲- نسبت پیش تحکیمی ، OCR در خاک‌های رسی

ارتباط و پیوستگی بین OCR و شاخص تنش افقی (بر اساس اطلاعات موجود برای رس فاقد ساختار و غیرسیمانی‌شده) توسط Marchetti در سال ۱۹۸۰ ارائه شد. وی این

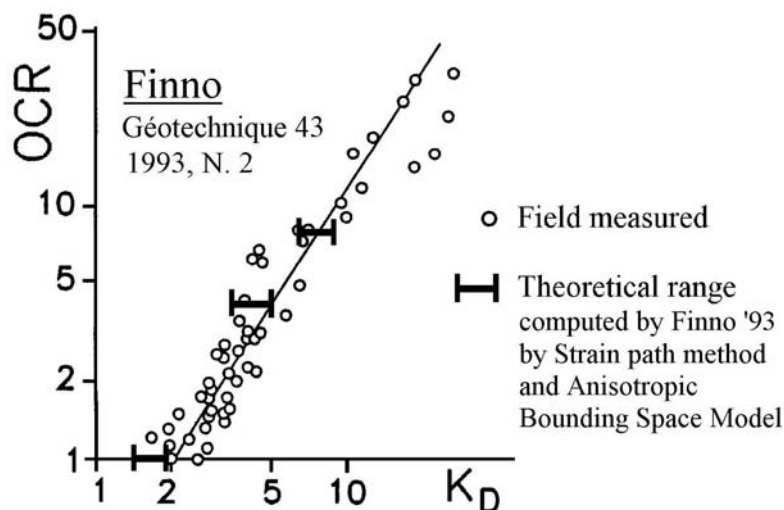
ارتباط را از مشاهده پروفیل شاخص K_D و پروفیل نسبت پیش تحکیمی OCR و وجود شباهت بین این دو بدست آورد:

$$OCR_{DMT} = (0.5K_D)^{1.56} \quad (۶-۶)$$

شباهت بین پروفیل‌های OCR و K_D توسط محققان دیگری نیز به اثبات رسیده است که از آن جمله می‌توان به (Jamiolkowski et al, 1988) اشاره کرد. تحقیقاتی که توسط (Powell & Uglow, 1988) روی پیوستگی OCR و اندیس K_D در چند منطقه در انگلستان صورت گرفت مقداری اختلاف با رابطه Marchetti را نشان می‌داد. در هر صورت تحقیق این افراد نشان می‌داد که معادله و نمودار Marchetti میانگینی برای نقاط برداشت شده آن‌ها در انگلستان بوده است. نموداری که توسط Marchetti ارائه شد توسط مجموعه‌ای از اطلاعات برداشت شده توسط Kamei & Iwasaki در سال ۱۹۹۵ و به صورت تئوری توسط Finno 1993 برای رس به اثبات رسید.



شکل (۶-۳): رابطه OCR و K_D در خاک‌های چسبنده (Kamei & Iwasaki, 1995)



شکل (۴-۶): رابطه تئوری بین K_D و OCR (Finno, 1993)

تحقیق اخیر Totani و همکاران در مورد سطوح لغزش در سال ۱۹۹۷، مقدار $K_D \approx 2$ برای خاک‌های رسی کاملاً NC را به اثبات رساند. در حقیقت: در همه لایه‌هایی که لغزش یافته‌اند توسط شیب‌سنج‌ها، $K_D \approx 2$ به اثبات رسیده بود. باندهای رسی که لغزش یافته‌اند به دلیل این که ساختار خود را از دست داده‌اند، بازیافت مقاومتی نیز نخواهند داشت. بنابراین خصوصیات، مشابه خاک رس عادی تحکیم‌یافته خواهد بود. لذا برای خاک رسی هر چه K_D از ۲ بیشتر شود از حالت عادی تحکیم‌یافته فاصله خواهد گرفت و احتمالاً وجود ساختار و بازیافت مقاومت را نشان می‌دهد.

۴-۱-۳-۶- رس دارای ساختار، همراه بازیافت مقاومت و سیمان‌تاسیون

نمودار (۱-۶) برای خاک‌های دارای ساختار قابل کاربرد نیست. همچنین یک نمودار مستقل برای خاک‌های دارای ساختار در دسترس نمی‌باشد. در حالت کلی می‌توان گفت که هر چه خاک دارای ساختار قوی‌تری باشد مقدار K_D از ۲ بیشتر می‌شود. بنابراین مقادیر برداشت شده K_D برای خاک‌های سیمان‌ته و غیر سیمان‌ته یا فاقد ساختار از یکدیگر جدا بوده و تلاش در خصوص تبیین یک نمودار واحد برای هر دوی این خاک‌ها بی نتیجه به نظر می‌رسد.

۴-۱-۴-۶- روش‌های علمی تخمین OCR برای انواع خاک‌های رسی

در حالت کلی پروفیل K_D برای درک بهتر تاریخچه تنش مفید می‌باشد. پروفیل K_D این اجازه را می‌دهد که خاک رس پیش‌تحکیم‌یافته (OC) را از رس عادی تحکیم‌یافته (NC) تشخیص داده لایه‌های خشک مدفون و یا کم عمق شناسایی شوند. پروفیل K_D اغلب اولین دیاگرامی می‌باشد که مورد توجه مهندسين است. این موضوع به این دلیل است که با بررسی آن می‌توان به تاریخچه تنش در خاک پی برد. با ملاحظه پروفیل K_D می‌توان نوع رس از حالت NC که در آن $K_D \approx 2$ است تا رس OC که نظیر 3-4 K_D است را تشخیص داد. K_D مابین این دو مقدار، نشانه‌ای از میزان ساختار و توان بازیافت مقاومت خاک است. پروفیل K_D در رس‌های OC دارای ساختار، بمانند رس‌های NC مقدار ساختار یا سیمانتاسیون را مشخص نخواهد نمود. اما نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی، OCR، با استفاده از معادله (۶-۶) به خوبی قابل پیش‌بینی است. پروفیل‌های دقیق و دارای جزئیات کافی برای OCR را می‌توان از طریق کالیبره کردن دایلاتومتري بدست آورد (Powell & Uglow, 1988). دلیل این موضوع آن است که تعیین آزمایشگاهی و مستقیم پروفیل OCR مشکل و گران می‌باشد. در رس‌های OC بدون ترک و شکاف پروفیل‌های K_D نسبتاً یکنواخت است اما رس‌های پیش‌تحکیم‌یافته یا OC درز و ترک‌دار پروفیل‌های K_D متغیری را ارائه می‌نمایند که مبین عبور دایلاتومتر از داخل شکاف‌ها می‌باشد. باید توجه داشت که مقادیر K_D در رس‌های پیش‌تحکیم‌یافته، OC، به میزان قابل توجهی بزرگ‌تر از ۲ می‌باشند، بنابراین ترک‌های این رس‌ها با لغزش سطوح متفاوت است چون برای این سطوح لغزش یافته، مقدار $K_D=2$ است.

۴-۱-۴-۵- تعیین نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی در خاک‌های ماسه‌ای (OCR)

تعریف و تعیین OCR در ماسه بسیار مشکل‌تر از رس می‌باشد. OCR موجود در ماسه نتیجه یک تاریخچه بارگذاری پیچیده، خشک شدن در نتیجه پایین رفتن سطح آب و یا دیگر تأثیرات و فعل و انفعالات می‌باشد. همان‌طور که در رس توسط ائودومتر میزان OCR

تعیین می‌شود، دست‌خوردگی و آشفتگی نمونه اجازه تعیین OCR در ماسه را نمی‌دهد. بنابراین مقداری تقریب در تعیین میزان پیش‌تحکیمی ماسه را باید پذیرفت.

یکی از راه‌های پیدا کردن OCR در ماسه، استفاده از نسبت M_{DMT}/q_c است. بر این اساس مراجع مختلف به موارد متفاوتی اشاره کرده‌اند که در ذیل به آن‌ها اشاره می‌گردد: Jendebay در سال ۱۹۹۲ آزمایش‌های CPT و دایلاتومتري فراوانی بر روی خاکریز ماسه‌ای شل قبل و بعد از کوبش انجام داد. او نسبت M_{DMT}/q_c برای ماسه قبل از کوبش (ماسه تقریباً NC) را بین ۷ تا ۱۰ و برای ماسه بعد از کوبش (ماسه OC) بین ۱۲ تا ۲۴ بدست آورد.

Baldi et al. در سال ۱۹۸۸ این نسبت را برای نمونه‌های رسی به صورت زیر ارائه کردند:

$$\frac{M_{cc}}{q_c} (\text{for NC Sand}) = 4 - 7$$

$$\frac{M_{cc}}{q_c} (\text{for OC Sand}) = 12 - 16$$

بنابراین OCR در ماسه می‌تواند به صورت تقریبی با استفاده از نسبت M_{DMT}/q_c ارزیابی شود.

در هر حال می‌توان از یک نسبت مشخص زیر از این به بعد استفاده نمود:

$$\frac{M_{DMT}}{q_c} (\text{for NC Sand}) = 5 - 10$$

$$\frac{M_{DMT}}{q_c} (\text{for OC Sand}) = 12 - 24$$

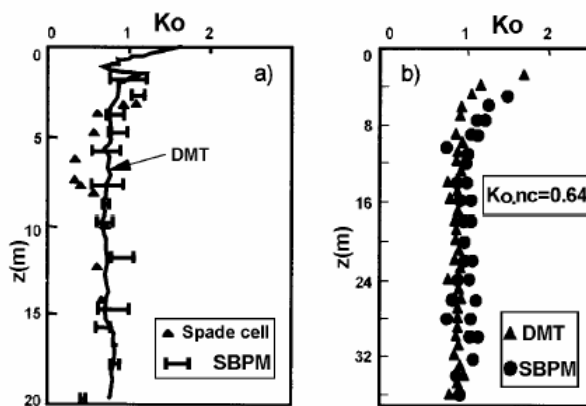
۶-۴-۱-۶- ضریب فشار جانبی حالت سکون خاک (K_0) در رس

برای خاک‌های رسی غیرسیمانته، Marchetti، K_0 را به صورت زیر ارائه نمود:

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6 \quad (۷-۶)$$

محققان مختلفی مانند Kulhawy و Mayne در ۱۹۹۰، Kacasse و Lunne در ۱۹۸۸ و Powell و Uglow در ۱۹۸۸ شکل‌های اصلاح شده‌ای از معادله بالا را ارائه کردند. معادله بالا تخمینی رضایت‌بخش از K_0 را ارائه می‌کند که این تخمین برای عمده

محاسبات کافی است. ممکن است معادله (۶-۷) برای رس‌های دارای ساختار قوی K_0 را تا حدی دست‌بالا تخمین بزند ولی در هر حال مقدار بالای بدست‌آمده برای K_D از این رابطه، ناشی از سیمانتاسیون و یا ساختار قوی در خاک است. در شکل (۶-۵) مقدار K_0 بدست‌آمده از آزمایش دایلاتومتري و روش‌های دیگر با یکدیگر مقایسه شده است (Aversa, 1997).



شکل (۶-۵): K_0 بدست‌آمده از دایلاتومتري و آزمایش‌های دیگر بر روی دو نوع رس
 Burghignoli et al., 1991 (b) Nash et al., 1992 (a)

۶-۴-۱-۷- ضریب فشار جانبی حالت سکون خاک (K_0) در ماسه
 برای ماسه نمی‌توان نموداری برای تعیین K_0 برحسب K_D ارائه کرد. علاوه بر K_D ، K_0 به مقدار زاویه اصطکاک، ϕ ، یا دانسیته نسبی، D_r ، ماسه نیز بستگی دارد. Schemertman نمودارهایی بر حسب پارامترهای K_0 ، K_D و ϕ ارائه کرد. همچنین وی پیشنهاد داد که از روش پیشنهادی Durgunoglu و Mitchell در سال ۱۹۷۵ استفاده شود و از پارامتر دیگری مانند q_c یا q_D (در صورت اندازه‌گیری) در محاسبات استفاده کرد. Marchetti در سال ۱۹۸۵ نموداری مرکب از K_D ، K_0 و q_c که در آن تاثیر زاویه اصطکاک، ϕ ، حذف شده بود ارائه نمود. Baldi و همکاران در سال ۱۹۸۶ و بعد از پیشنهاد Marchetti نمودار وی را اصلاح کرد و معادله‌های زیر را ارائه نمود:

$$K_0 = 0.376 + 0.095K_D - 0.0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v,0}} \quad (۶-۸)$$

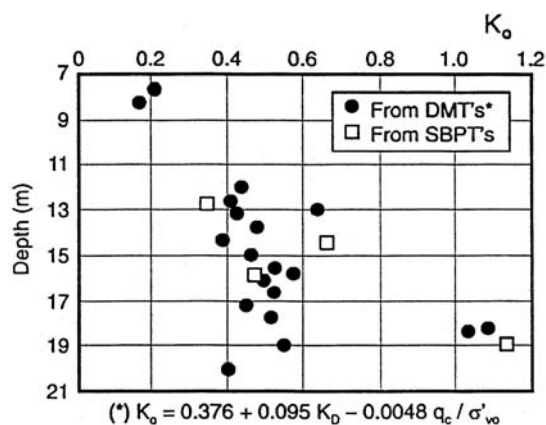
فصل ششم: تعیین ویژگی‌های ژئوتکنیکی خاک با استفاده از آزمایش دایلاتومتري / ۱۰۳

$$K_0 = 0.376 + 0.095K_D - 0.0046 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (9-6)$$

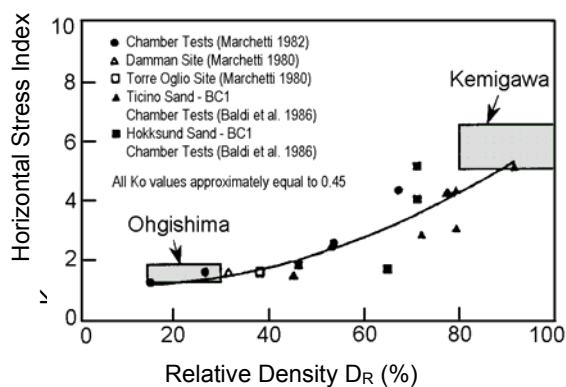
در این روابط σ'_{v0} تنش موثر قائم اولیه در خاک می‌باشد. معادله (۸-۶) برای بدست آوردن K_0 برای ماسه مصنوعی با استفاده از یک سری اطلاعات جدید بود. پیشنهاد می‌شود که در معادلات (۸-۶) و (۹-۶) از ضرایب اصلاحی زیر استفاده شود:

برای ماسه فصلی (Seasoned sand): -0.005

در نهشته‌های تازه (Freshly deposits): -0.002



شکل (۹-۶): K_0 بدست آمده از آزمایش‌های دایلاتومتري و SBPT (Jamiolkowski, 1995)



شکل (۷-۶): رابطه بین K_D و D_r در ماسه‌های غیرسیمانه شامل تحقیقات Chameau و Reyna در ۱۹۹۱ و Tanaka در ۱۹۹۸

۶-۴-۱-۸- دانسیته نسبی (D_r)

در ماسه‌های غیر سیمانته، نمودار (۳-۷) که D_r را برحسب K_D بیان می‌نماید ارائه شده است.

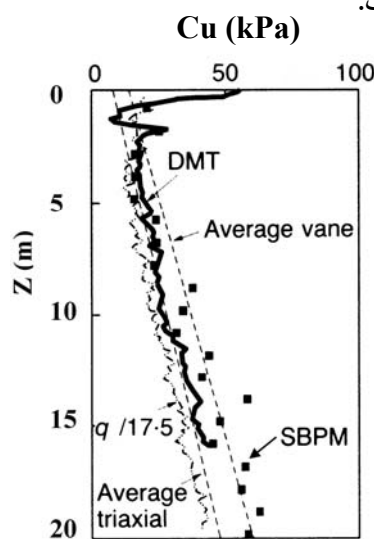
۶-۴-۲- پارامترهای مقاومتی

۶-۴-۲-۱- مقاومت برشی زهکشی نشده (C_u)

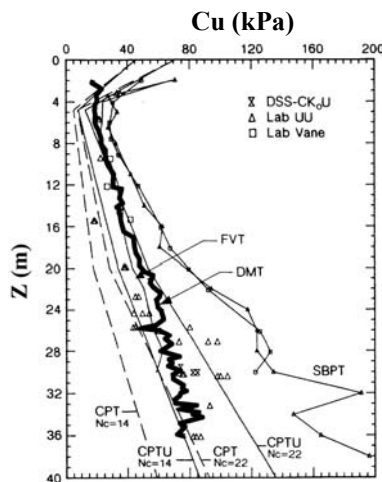
رابطه اصلی تعیین C_u از دایلاتومتری توسط Marchetti در سال ۱۹۸۰ به صورت زیر ارائه شده است:

$$c_u = 0.22\sigma'_{v0}(0.5K_D)^{1.25} \quad (۶-۱۰)$$

این رابطه میانگینی از مجموعه اطلاعات موجود C_u با دایلاتومتری بوده است. در شکل (۶-۸) و (۶-۹)، C_u بدست‌آمده از دایلاتومتری با C_u محاسبه شده از دیگر آزمایش‌ها مقیاس شده است.



شکل (۶-۸): مقایسه بین C_u بدست‌آمده توسط آزمایش دایلاتومتری و آزمایش‌های دیگر (Nash et al., 1992)



شکل (۹-۶): مقایسه بین C_u بدست‌آمده توسط آزمایش دایلاتومتري و آزمایش‌های دیگر (Burghignoli et al., 1991)

تجربه نشان داده که C_u محاسبه شده از طریق نتایج دایلاتومتري بسیار دقیق و قابل اعتماد است.

۶-۲-۲- زاویه اصطکاک (ϕ)

برای بدست آوردن زاویه اصطکاک، ϕ ، از نتایج دایلاتومتري دو روش رایج وجود دارد. روش اول شامل تخمین‌های مشابهی از ϕ و K_D از دو سری پارامتر q_D و K_D (روش 1-a) و یا از دو پارامتر q_c و K_D (روش 1-b) را ارائه می‌دهد. روش دوم تخمینی مستقیم از ϕ بر اساس K_D را ارائه می‌دهد. جزئیات این روش در سال ۱۹۹۷ توسط Marchetti ارائه شد. مقدار ϕ توسط K_D با رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D \quad (11-6)$$

این مقدار ϕ ، تخمین خیلی دقیقی نیست اما می‌تواند تخمین حدودی مناسبی را در اختیار ما قرار دهد. میزان انحراف معیار حدود ۲ تا ۴ درجه می‌باشد.

۶-۲-۳- مدول الاستیسیته در شرایط تغییر شکل جانبی صفر (M)

مدول M از نتایج آزمایش دایلاتومتري بدست می‌آید و M_{DMT} نامیده می‌شود. مدول مماسی محدود و زهکشی شده عمودی در شرایط اعمال σ'_v در جهت قائم می‌باشد. لذا

بمانند مدولی است که از آزمایش ائودومتر بدست می‌آید.

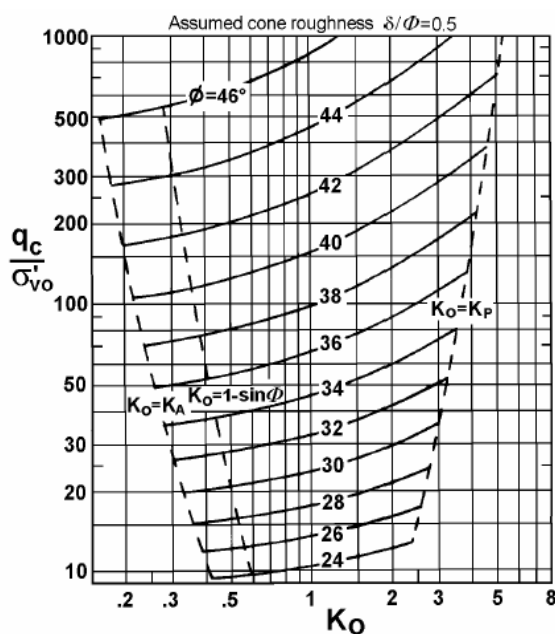
$$E_{oed} = \frac{1}{m_{v_0}}$$

همچنين M_{DMT} نیز از طریق اصلاح E_D توسط R_D بدست می‌آید:

$$M_{DMT} = R_M E_D \quad (۱۲-۶)$$

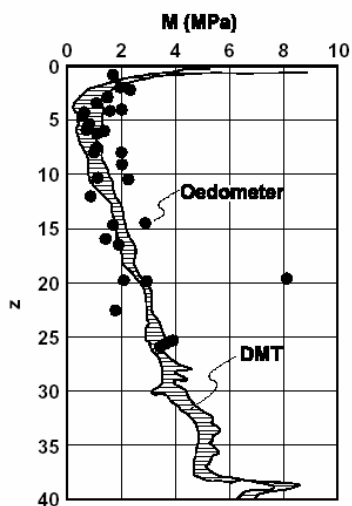
مقدار R_M با ازدیاد K_D افزایش می‌یابد. بر اساس تحقیقات Marchetti در سال ۱۹۸۰، R_M تابعی از I_D و K_D می‌باشد. باید توجه داشت که R_M همانطور که به I_D و K_D وابسته است یک مقدار ثابت و واحد نمی‌باشد و از ۱ تا ۳ تغییر می‌کند. همانطور که E_D مدول غیرصحيح و M_{DMT} یک مدول صحيح می‌باشد بنابراین ویژگی‌های تغییر شکل باید از M_{DMT} مشتق شوند. تجربه نشان داده که M_{DMT} در یک بازه وسیع از ۰/۴ تا ۴۰۰ مگاپاسکال تغییر می‌کند.

در شکل‌های (۱۱-۶) و (۱۲-۶) مقادیر مدول محصور شده، M ، بدست‌آمده از نتایج آزمایش دایلاتومتري و ائودومتر با هم مقایسه شده است.

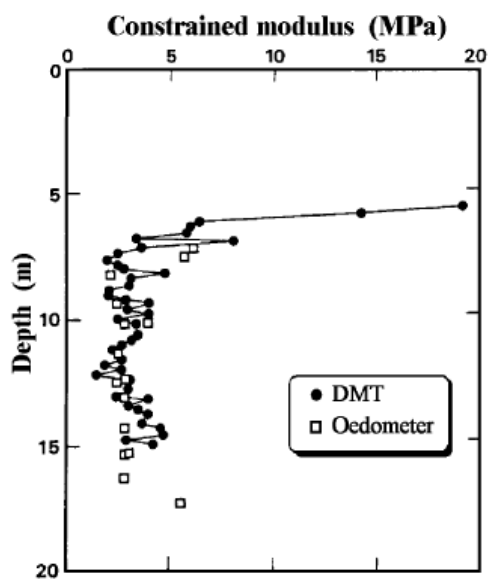


شکل (۱۰-۶): نمودار ارتباط $q_c - K_0 - \phi$ بر اساس تئوری (Durgunoglu & Mitchell, 1975)

فصل ششم: تعیین ویژگی‌های ژئوتکنیکی خاک با استفاده از آزمایش دایلاتومتري / ۱۰۷



شکل (۶-۱۱): مقایسه بین M بدست‌آمده توسط آزمایش دایلاتومتري و دستگاه ائودومتر با کیفیت بالا (Lacasse, 1986)



شکل (۶-۱۲): مقایسه بین M بدست‌آمده توسط آزمایش دایلاتومتري و دستگاه ائودومتر با کیفیت بالا (Iwasaki et al. 1991)

۱-۳-۲-۴-۶- E_D بر R_M اصلاحي ضريب بردن

E_D از يك خاك كه به دليل حفاري دست خورده شده است بدست مي آيد. مسير بارگذاري براي تعيين M افقي است، در حالي كه M تعيين شده با ائودومتر تحت مسير تنش عمودي محاسبه مي شود. E_D اطلاعات مربوط به تاريخچه تنش و تنش هاي جانبي را كه از K_D حاصل مي گردد را شامل نمي شود. حال آن كه محققان، بسيار بر لزوم تاثير تاريخچه تنش براي ارزيابي واقعي نشست تاكيد كرده اند. در خاك هاي رسي، E_D از شاخه باربرداري در شرايط زهكشي نشده بدست مي آيد، درحالي كه مدول محصور شده M، يك پارامتر زهكشي شده مي باشد.

۴-۲-۴-۶- مدول يانگ (E')

مدول يانگ با استفاده از تئوري الاستيسيته توسط رابطه زير و با استفاده از M_{DMT} بدست مي آيد:

$$E' = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} M \quad (۱۳-۶)$$

بايد در نظر داشت كه مدول يانگ را نمي توان از مدول دايلاتومتر E_D بدست آورد. تورم غشاء فلزي را مي توان به عنوان بارگذاري صفحه اي ديره اي در يك نيم صفحه الاستيك مدل سازي نمود. رابطه رياضي براي مدول الاستيسيته به صورت زير است:

$$\Delta p = \frac{\pi W_r}{4R_0} \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R_0}\right)^2} \left(\frac{E}{1-\nu^2}\right) \quad (۱۴-۶)$$

در اين رابطه پارامترهاي استفاده شده به قرار زير است:

ΔP : فشار وارده بر خاك

W_r : جابجايي صفحه ديره اي كه برابر ۱/۱۰ ميلي متر است.

r : فاصله شعاعي نقطه

R : شعاع صفحه بارگذاري (۳۰ ميلي متر)

ν : ضریب پواسون

مقدار $\frac{E}{1-\nu^2}$ به عنوان مدول دایلاتومتر E_D شناخته می‌شود. E_0 یا مقدار اولیه آن توسط

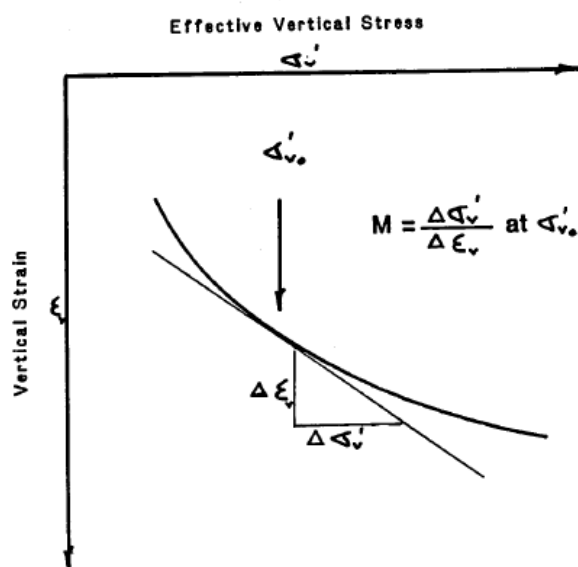
رابطه

(۱۵-۶) با ΔP مرتبط است.

$$E_0 = 34.7 \Delta P \quad (15-6)$$

مدول محصور شده M ، بر اساس شکل (۱۳-۶) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$M = \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta \epsilon_v} \quad (16-6)$$



شکل (۱۳-۶): تعریف مدول محصور شده M (Hayes J.A., 1990)

با استفاده از تعریف مدول دایلاتومتر داریم:

$$E_D = \frac{E}{1-\mu^2} \quad (17-6)$$

$$M = E_D \frac{(1-\mu)^2}{(1-2\mu)} \quad (18-6) \quad E_D \text{ زهکشی شده}$$

$$M = E_D \frac{(1-\mu)}{2(1-2\mu)} \quad (19-6) \quad E_D \text{ زهكشي نشده}$$

$$M = R_m E_D \quad (20-6)$$

در جدول (۲-۶)، نتايج مقايسه مقادير M ائودومتر و دایلاتومتري براي انواع مختلف خاک كه توسط Schemertman در سال ۱۹۸۶ گردآوری شده است را ارائه مي نمايد.

جدول (۲-۶): مقايسه مقادير M بدست آمده با دایلاتومتر و ائودومتر (Schemertman, 1986)

Item	Clay & Organic	Sand & Silt
No. of Comparisons	22	7
Average	-11%	+1%
Standard Deviation	40%	20%
Range (high)	+55%	+20%
Range (low)	-79%	-29%
Range in average DMT values (bars)	1.5 to 440	10 to 2000

۵-۲-۴-۶- مدول برشي ماكزيمم (G_0)

Marchetti در سال ۱۹۸۰ در اولين تحقيقات بر روي دایلاتومتري رابطه‌اي براي G_0 ارائه نكرد. Tanaka, M. و Tanaka, H. در سال ۱۹۹۸ با بررسي چهار سايت رسي عادي تحكيم يافته با $K_D \approx 2$ نشان دادند كه $\frac{G_0}{E_D} \approx 7.5$ مي باشد. همچنين آن ها با بررسي سه سايت با خاک ماسه‌اي دريافتند كه با کاهش K_D نسبت $\frac{G_0}{E_D}$ کاهش خواهد يافت.

۳-۴-۶- پارامترهاي تراوش و فشار آب حفره‌اي در خاک

۱-۳-۴-۶- ضريب نفوذ پذيري (K_h)

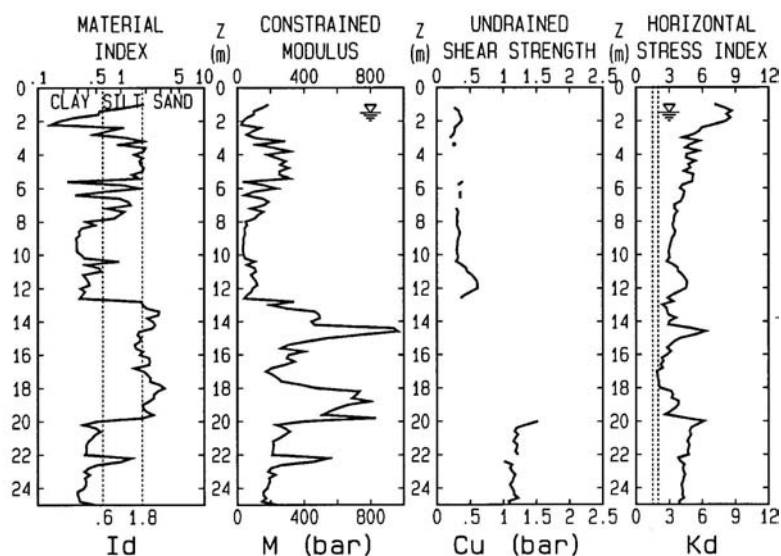
Schemertman در سال ۱۹۸۸ روش زير را براي بدست آوردن K_h از C_h يا ضريب تحكيم افقي پيشنهاد نمود:

$$k_h = c_h \gamma_w / M_h, \quad (M_h = K_0 M_{DMT}) \quad (21-6)$$

۵-۶- نتایج دایلاتومتري

شکل (۶-۱۴) نمودارهای خروجی یک آزمایش دایلاتومتري را نشان می‌دهد. این چهار نمودار شامل I_D ، M ، C_u و K_D می‌باشند. هر چند K_D از پارامترهای رایج خاک نمی‌باشد، اما به‌عنوان پارامتری که پروفیل آن شبیه پروفیل OCR است انتخاب شده تا از این طریق، پروفیل تاریخچه تنش در سایت مشخص گردد.

همچنین در شکل‌های (۶-۱۶) و (۶-۱۷) نتایج آزمایش دایلاتومتري برای دو نوع خاک پیش‌تحکیم‌یافته، OC، و عادی تحکیم‌یافته، NC، آورده شده است که به‌خوبی با یکدیگر قابل مقایسه می‌باشند.



شکل (۶-۱۴): خروجی‌های پیشنهادی آزمایش دایلاتومتري (Marchetti S., 1999)

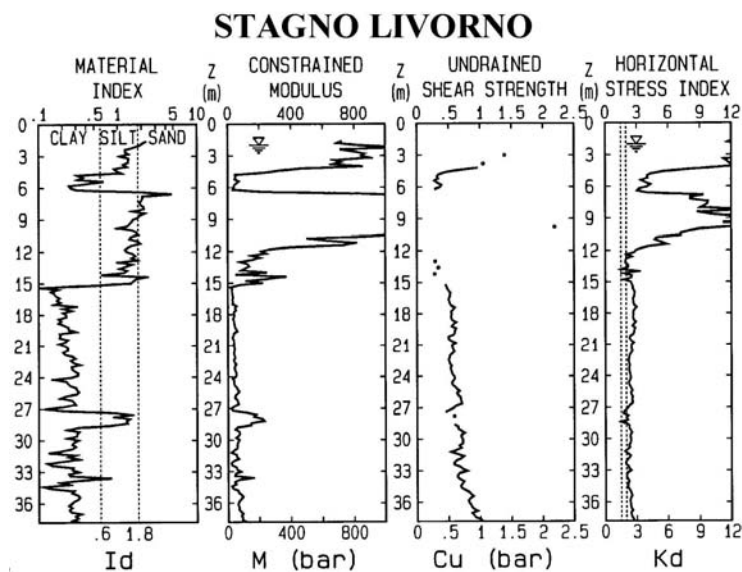
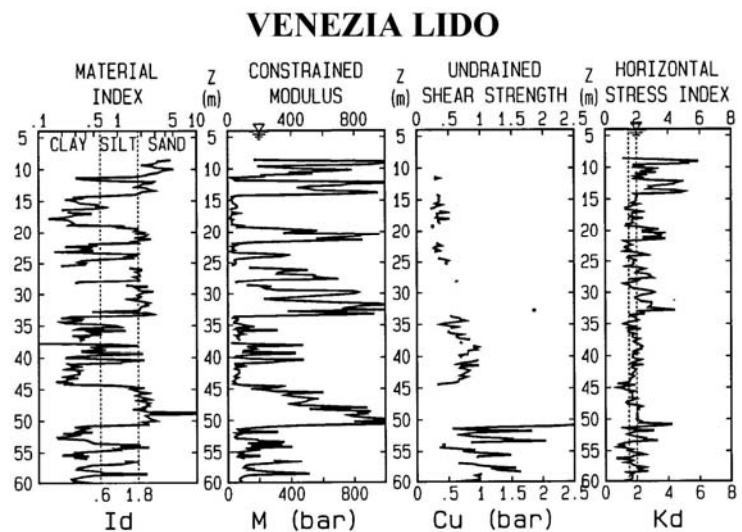
SOIL TEST D M T : D3 - 4 OCT 1989 Reg 1003
LIVORNO HARBOUR NEW QUAY WATERTABLE m 1.5

Reduction formulae according to ASCE Geot. Jnl., Mar. 1980, Vol.109, 299-321
NOTE : OCR = 'relative OCR'. OCR below often reasonable. Accuracy can be improved if precise OCR values are available. Then factorize all OCR below by the ratio OCRreference/OCR

Po	=	Corrected A reading	bar	INTERPRETED GEOTECHNICAL PARAMETERS	
P1	=	Corrected B reading	bar	-----	
Gamma	=	Bulk unit weight/GammaH2O	(-)	Ko = In situ earth press. coeff.	(-)
Sigma'	=	Effective overb. stress	bar	Ocr= Overconsolidation ratio	(-)
U	=	Pore pressure	bar	Phi= Safe floor value of friction angle	(-)
Id	=	Material Index	(-)	M = Constrained modulus (at Sigma')	bar
Kd	=	Horizontal stress index	(-)	Cu = Undrained shear strength	bar
Ed	=	Dilatometer modulus	bar		

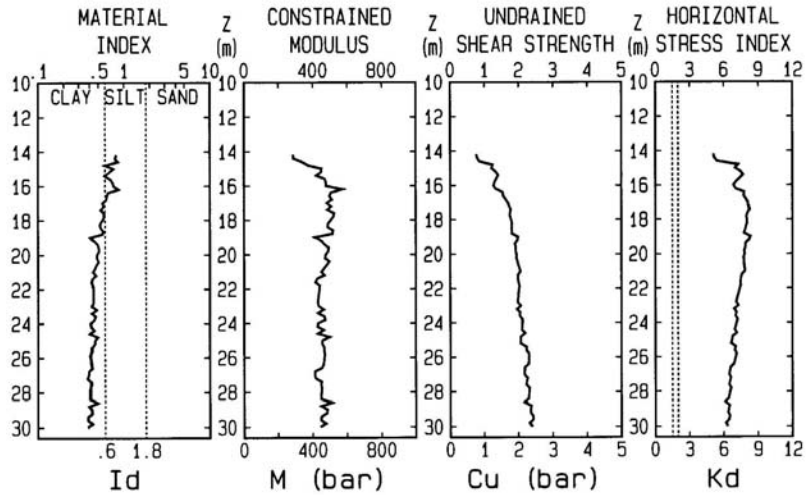
Z (m)	Po	P1	Gamma	Sigma'	U	Id	Kd	Ed	Ko	Ocr	Phi	M	Cu	DESCRIPTION
1.00	1.2	3.5	1.80	0.17	0.00	1.89	7.1	85			39	186		SILTY SAND
1.20	1.6	3.4	1.70	0.21	0.00	1.09	7.9	66	1.6	8.6		150	0.26	SILT
1.40	2.1	3.2	1.70	0.24	0.00	0.56	8.6	43	1.7	9.8		100	0.33	SILTY CLAY
1.60	2.2	3.3	1.70	0.26	0.01	0.53	8.2	43	1.6	9.0		98	0.34	SILTY CLAY
1.80	2.4	3.0	1.60	0.28	0.03	0.27	8.5	23	1.7	9.6		55	0.37	CLAY
2.00	2.4	2.8	1.60	0.29	0.05	0.18	8.2	16	1.6	9.0		36	0.37	CLAY
2.20	2.2	2.5	1.50	0.30	0.07	0.15	7.1	12	1.5	7.3		25	0.32	MUD
2.40	1.9	3.8	1.70	0.31	0.09	1.02	6.0	70	1.3	5.5		139	0.27	SILT
2.60	2.0	3.2	1.70	0.32	0.11	0.68	5.7	47	1.3	5.2		90	0.27	CLAYEY SILT
2.80	1.9	2.7	1.60	0.34	0.13	0.48	5.2	31	1.2	4.4		57	0.25	SILTY CLAY
3.00	1.6	3.4	1.70	0.35	0.15	1.19	4.3	66	1.0	3.3		110	0.20	SILT
3.20	2.2	6.0	1.80	0.36	0.17	1.81	5.7	140			38	276		SILTY SAND
3.40	2.0	3.8	1.70	0.38	0.19	0.96	4.9	66	1.1	4.0		118	0.26	SILT
3.60	2.0	5.4	1.80	0.39	0.21	1.97	4.5	128			37	224		SILTY SAND
3.80	2.5	6.8	1.90	0.41	0.23	1.87	5.6	159			38	312		SILTY SAND
4.00	2.2	5.0	1.70	0.43	0.25	1.45	4.6	105			37	183		SANDY SILT
4.20	2.3	5.9	1.80	0.44	0.26	1.85	4.5	136			37	238		SILTY SAND
4.40	2.7	6.8	1.80	0.46	0.28	1.67	5.4	152			38	289		SANDY SILT
4.60	2.5	6.4	1.70	0.47	0.30	1.73	4.7	144			37	258		SANDY SILT
4.80	2.7	7.2	1.90	0.49	0.32	1.89	4.9	167			37	306		SILTY SAND
5.00	2.5	6.5	1.80	0.50	0.34	1.82	4.4	148			36	253		SILTY SAND
5.20	3.1	6.7	1.80	0.52	0.36	1.37	5.2	136			37	253		SANDY SILT
5.40	3.1	7.6	1.80	0.53	0.38	1.65	5.1	167			37	310		SANDY SILT
5.60	3.2	3.8	1.70	0.55	0.40	0.23	5.1	23	1.2	4.3		42	0.39	CLAY
5.80	2.8	5.4	1.70	0.56	0.42	1.10	4.2	97	1.0	3.2		160	0.32	SILT
6.00	2.7	6.6	1.80	0.58	0.44	1.69	4.0	144			36	233		SANDY SILT
6.20	3.1	4.6	1.70	0.59	0.46	0.61	4.4	58	1.1	3.4		96	0.35	CLAYEY SILT
6.40	3.1	3.8	1.70	0.61	0.48	0.28	4.3	27	1.0	3.3		44	0.35	CLAY
6.60	3.1	5.6	1.70	0.62	0.50	0.97	4.2	93	1.0	3.2		152	0.35	SILT
6.80	3.1	6.2	1.70	0.63	0.52	1.23	4.0	117			36	187		SANDY SILT
7.00	2.8	5.7	1.70	0.65	0.54	1.31	3.5	109			35	159		SANDY SILT
7.20	2.9	4.4	1.70	0.66	0.56	0.69	3.5	58	0.88	2.4		83	0.29	CLAYEY SILT
7.40	3.1	5.8	1.70	0.68	0.58	1.08	3.7	101	0.93	2.6		154	0.32	SILT
7.60	3.0	5.3	1.70	0.69	0.60	0.95	3.5	85	0.89	2.4		124	0.31	SILT
7.80	3.0	5.0	1.70	0.70	0.62	0.83	3.4	74	0.88	2.3		105	0.30	SILT
8.00	3.1	4.0	1.70	0.72	0.64	0.39	3.4	35	0.87	2.3		49	0.31	SILTY CLAY
8.20	3.1	4.2	1.70	0.73	0.66	0.48	3.3	43	0.85	2.2		58	0.30	SILTY CLAY
8.40	3.2	4.0	1.70	0.74	0.68	0.33	3.4	31	0.86	2.3		43	0.32	SILTY CLAY
8.60	3.4	4.2	1.70	0.76	0.70	0.31	3.6	31	0.90	2.4		45	0.34	CLAY
8.80	3.4	4.2	1.70	0.77	0.72	0.31	3.5	31	0.88	2.4		44	0.34	CLAY
9.00	3.3	4.0	1.70	0.79	0.74	0.29	3.3	27	0.84	2.1		37	0.32	CLAY
9.20	3.3	4.0	1.70	0.80	0.76	0.29	3.2	27	0.82	2.1		36	0.31	CLAY
9.40	3.3	4.0	1.70	0.81	0.77	0.29	3.1	27	0.81	2.0		35	0.31	CLAY
9.60	3.3	4.0	1.70	0.83	0.79	0.29	3.0	27	0.79	1.9		35	0.30	CLAY
9.80	3.3	4.0	1.70	0.84	0.81	0.30	3.0	27	0.77	1.8		34	0.30	CLAY
10.00	3.4	4.2	1.70	0.85	0.83	0.33	3.0	31	0.78	1.9		39	0.31	CLAY
10.20	3.5	4.4	1.70	0.87	0.85	0.36	3.0	35	0.79	1.9		45	0.32	SILTY CLAY
10.40	3.3	5.6	1.70	0.88	0.87	0.94	2.8	85	0.74	1.7		104	0.29	SILT
10.60	3.9	5.0	1.70	0.90	0.89	0.39	3.3	43	0.85	2.2		59	0.37	SILTY CLAY

شکل (۶-۱۵): نمونه خروجی‌های عددی آزمایش دایلاتومتري بصورت فایل رقومی
(Report of TC16, 2001)

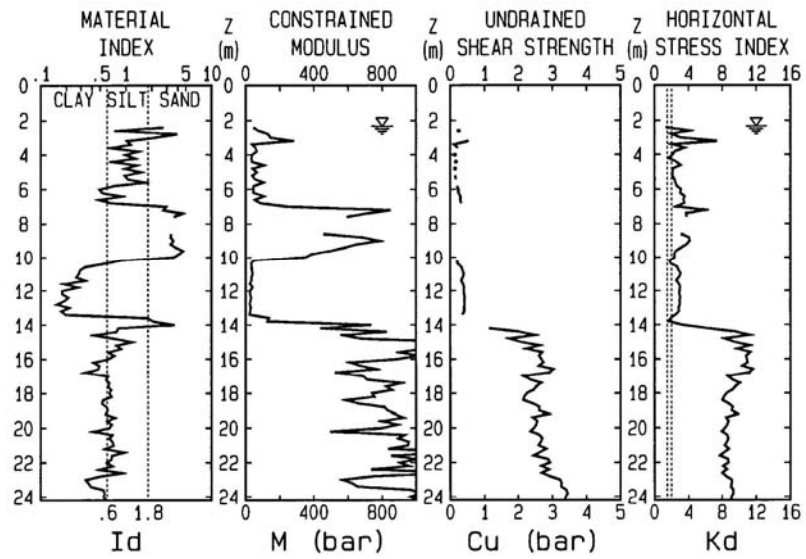


شکل (۶-۱۶): نمونه خروجی دایلاتومتري در خاک رس عادی تحکیم یافته NC با $K_D \approx 2$ (Marchetti S., 1999)

AUGUSTA



TARANTO



شکل (۶-۱۷): نمونه خروجی دایلاتومتری در خاک رس پیش‌تحکیم‌یافته با $K_D \geq 2$ (Marchetti S., 1999)

۶-۶- کاربرد نتایج آزمایش دایلاتومتري در مسائل و پروژه‌های مهندسی

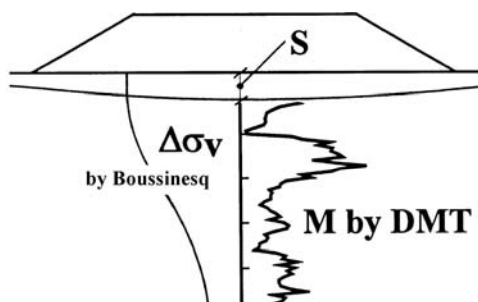
در این بخش جزئیات بیشتری از کاربرد نتایج آزمایش دایلاتومتري ارائه می‌گردد. این موارد به کاربرد مستقیم نتایج آزمایش دایلاتومتري در تعیین نشست پی‌های سطحی و عمیق یا شمع‌ها تحت بارگذاری‌های قائم و جانبی و همچنین پدیده روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای می‌پردازد.

۶-۶-۱- نشست پی‌های سطحی

یکی از کاربردهای اصلی دایلاتومتري در پیش‌بینی نشست الاستیک پی‌های سطحی بر روی خاک‌های ماسه‌ای می‌باشد. نشست معمولاً به وسیله فرمول یک‌بعدی که در زیر شکل (۶-۱۸) نشان داده شده است قابل محاسبه می‌باشد.

$$S_{DMT} = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M_{DMT}} \Delta Z \quad (۶-۲۲)$$

در این رابطه، $\Delta\sigma_v$ تنش قائم بدست‌آمده از طریق رابطه Bousinesk و M مدول محصور شده محاسبه شده از دایلاتومتري می‌باشد.



$$S = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \cdot \Delta Z$$

شکل (۶-۱۸): روش محاسبه نشست (Marchetti S., 1999)

بايد يادآوري نمود كه رابطه (۶-۱۸) بر اساس تئوري الاستيسيته بوده و بنا بر اين قادر به تعيين نشست غير خطي نيست. لذا معمولاً در شرايط بهره‌برداري از ضريب اطمينان ۱/۵ تا ۳/۵ استفاده مي‌شود.

۶-۶-۲- نشست الاستيك در خاك‌هاي ماسه‌اي

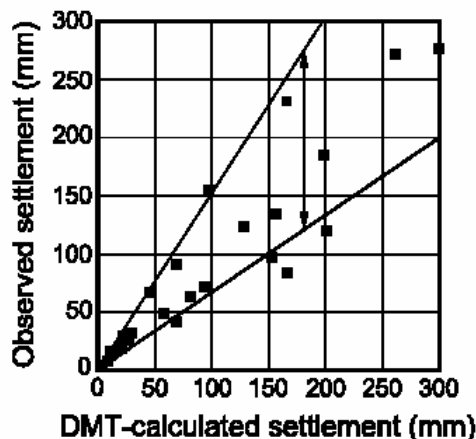
آناليز نشست در ماسه، با استفاده از روابط يك‌بعدي و يا سه‌بعدي الاستيسيته انجام خواهد شد. بسياري از محققان پيشنهاد کرده‌اند كه مي‌توان از روابط يك‌بعدي استفاده نمود. در آناليز سه‌بعدي، مقدار مدول يانگ، E' ، با استفاده از تئوري الاستيسيته بر حسب مدول محصور شده M ، بدست مي‌آيد كه با تقريب مناسبي براي ضريب پواسون ۰/۲۵ مقدار E' برابر $۰/۸۳ M$ بدست خواهد آمد.

۶-۶-۳- نشست الاستيك در خاك‌هاي رسي

معادله شكل (۶-۱۸) براي تخمين نشست در خاك‌هاي رسي نيز قابل كاربرد است. نشستی كه از اين معادله بدست مي‌آيد نشست اوليه يا نشست الاستيك مي‌باشد و بنا بر اين شامل نشست ثانويه نمي‌باشد زيرا M_{DMT} نيز مشابه E_{oed} است از منحنی ائودومتر در محدوده تنش مجاز بدست مي‌آيد.

۶-۶-۴- مقايسه نشست‌هاي محاسبه شده از دایلاتومتري با مقادير واقعي

تحقيقات بسياري در ارتباط با مقايسه نشست محاسبه شده از آزمایش دایلاتومتري و مقادير واقعي صورت گرفته است كه همه اين موارد نتايج رضايتمندبخشي را ارائه مي‌كنند. Schmertman در سال ۱۹۸۶، در ۱۶ منطقه مختلف با خاك‌هاي متفاوت نسبت نشست حاصل از دایلاتومتري به نشست واقعي را محاسبه كرد و مقدار ميانگين ۱/۱۸ را گزارش نمود. اين نسبت از ۰/۷۵ تا ۱/۳ تغيير مي‌كرد. شكل (۶-۱۹) مقايسه‌اي از مقادير نشست محاسبه شده از آزمایش دایلاتومتري و مقادير اندازه‌گيري شده يا واقعي نشست را نشان مي‌دهد.



شکل (۶-۱۹): نشست‌های محاسبه شده از دایلاتومتري و مقادير واقعي اندازه‌گيري شده (Hayes, 1990)

۶-۷- شمع‌ها با بارگذاري محوري

۶-۷-۱- روش Marchetti et al. (1986) در مورد شمع‌های کوبيدني

روش $DMT - \sigma_{hc}$ روشی برای تعیین ظرفیت باربری شمع‌های کوبیده شده در خاک‌های رسی می‌باشد که توسط Marchetti و همکاران در سال ۱۹۸۶ ارائه شده است. این روش بر اساس تعیین σ'_{hc} (تنش افقی مؤثر بر تیغه دایلاتومتري در پایان تحکیم) می‌باشد. با بکار بردن یک ضریب تصحیح به نام ρ مقدار مقاومت اصطکاکی بدنه شمع بدست مطابق رابطه (۶-۲۳) بدست می‌آید:

$$f_s = \rho \sigma'_{hc} \quad (۶-۲۳)$$

ضریب ρ مقدار ثابتی نیست و در بازه ۰/۱ تا ۰/۲ تغییر می‌نماید. معمولاً برای حصول به مقدار مناسب f_s ضریب ρ را در حدود ۰/۱ در نظر می‌گیرند.

۶-۷-۲- روش Powell al. (2001) برای شمع‌های کوبیده شده در رس

Powell و همکاران در سال ۲۰۰۱ این روش را برای طراحی شمع‌های تحت اثر نیروی محوري کوبیده شده در خاک‌های رسی ارائه کردند. در این روش با تعیین $(P_1 - P_0)$ و I_D از آزمایش دایلاتومتري، مقاومت اصطکاکی بدنه شمع تخمین زده می‌شود.

$$I_D \leq 0.1 \quad f_s / (p_1 - p_0) = 0.5 \quad (24-6)$$

$$0.1 \leq I_D \leq 0.65 \quad f_s / (p_1 - p_0) = -0.73077I_D + 0.575 \quad (25-6)$$

$$I_D \geq 0.65 \quad f_s / (p_1 - p_0) = 0.1 \quad (26-6)$$

شکل خلاصه شده معادلات فوق در شمعیهای فشاری به قرار زیر می باشد:

$$I_D \leq 0.6 \quad f_s / (p_1 - p_0) = -1.1111I_D + 0.775 \quad (27-6)$$

$$I_D \geq 0.6 \quad f_s / (p_1 - p_0) = 0.11 \quad (28-6)$$

برای قسمت های فوقانی شمعی با $\frac{h}{R} > 50$ (که h فاصله طولی شمعی از نوک و R شعاع

شمعی است) همه مقادیر فوق در ضریب $0/85$ ضرب می شود.

همچنین مقاومت انتهایی شمعی از رابطه زیر قابل محاسبه می باشد:

$$q_p = k_{di} P_{le} \quad (29-6)$$

که P_{le} معادل P_1 به عنوان مقدار میانگین مناسب در انتهای شمعی و k_{di} ضریب ظرفیت

باربری دایلاتومتري است. مقادیر k_{di} برای شمعیهای کوبیده شده با انتهای بسته به صورت

زیر پیشنهاد می شود:

$$E_D \geq 2 \text{ MPa} \quad k_{di} = 1.3 \quad (30-6)$$

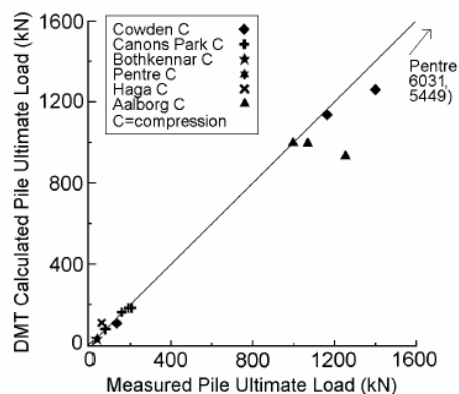
$$E_D \leq 2 \text{ MPa} \quad k_{di} = 0.7 \quad (31-6)$$

اگر انتهای شمعی غیرگیردار باشد این مقادیر در ضریب $0/5$ ضرب می شود.

Powell و همکاران در سال ۲۰۰۱ بر اساس نتایج تحقیقات خود، استفاده از این روش

را مناسب و هم تراز با روش های موجود طراحی بیان کردند.

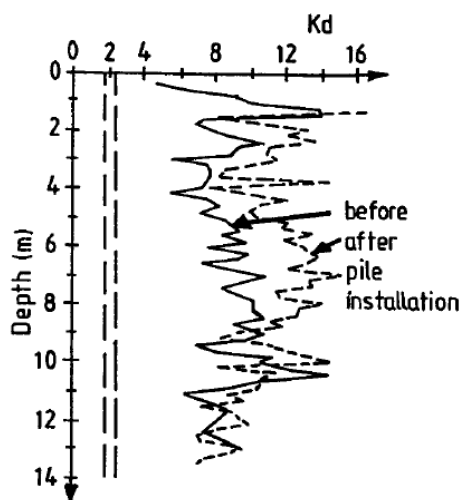
در شکل (۳-۲۰) مقادیر واقعی و بدست آمده از روش های بالا با هم مقایسه شده است.



شکل (۶-۲۰): ظرفیت نهایی اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده با استفاده از روش شمع فشاری دایلاتومتري (Powell et al, 2001a)

شمع‌های با بارگذاری جانبی

۶-۸-۱- روش Marchetti et al. (1991) برای شمع کوبیدنی در خاک رسی
 Marchetti و همکاران در سال ۱۹۹۱ با استفاده مستقیم از نتایج دایلاتومتري منحنی‌های $p - y$ را برای شمع‌های کوبیده شده در خاک رسی بدست آوردند.



شکل (۶-۲۱): نتایج آزمایش دایلاتومتري برای مقایسه تاثیر زمان نصب شمع‌های مختلف بر پارامتر K_d (DeCock et al, 1993)

منحنی p - y در هر عمقی به وسیله رابطه‌ای هیپربولیک تعیین می‌شود:

$$\frac{P}{P_u} = \tanh\left(\frac{E_{si} \cdot y}{P_u}\right) \quad (۳۲-۶)$$

$$P_u = \alpha \cdot K_1 \cdot (p_0 - u_0) \cdot D \quad (۳۳-۶)$$

$$E_{si} = \alpha \cdot K_2 \cdot E_D \quad (۳۴-۶)$$

$$\alpha = \frac{1}{3} + \frac{2}{3} \cdot \frac{z}{7 \cdot D} \leq 1 \quad (۳۵-۶)$$

در این روابط داریم:

P_u : مقاومت نهایی جانبی خاک

E_{si} : مدول مماسی اولیه خاک

α : ضریب کاهش برای عمق‌های کمتر از 7D است. برای اعماق $Z \geq 7D$ مقدار $\alpha = 1$ است.

p_0 : از نتایج دایلاتومتري

u_0 : فشار آب حفره‌ای

D: قطر شمع بر حسب متر

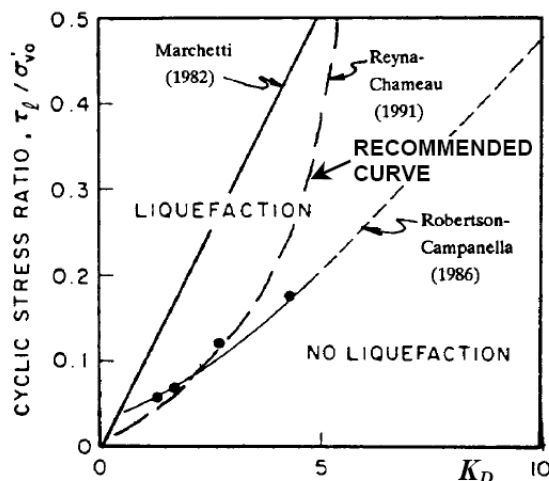
z: عمق

K_1 : ضریب تجربی مقاومت خاک، $K_1 = 1.24$

K_2 : ضریب تجربی سختی خاک، $K_2 = 10 \cdot \left(\frac{D}{0.5}\right)^{0.5}$

۶-۹- ارزیابی پتانسیل روانگرایی

شکل (۲۲-۶) کلیه اطلاعات موجود در ارزیابی روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای با استفاده از نتایج آزمایش دایلاتومتري را نشان می‌دهد.
 Reyna و Chameau در سال ۱۹۹۱ منحنی (۲۲-۶) برای تخمین نسبت مقاومت تناوبی (CRR) با استفاده از K_D را ارائه کردند.



شکل (۶-۲۲): نمودار پیشنهادی برای تخمین CRR از طریق K_D (Reyna & Chameau, 1991)

CRR که توسط شکل (۶-۲۲) تخمین زده می‌شود در ارزیابی وقوع روانگرایی به همراه سایر روش‌های موجود مانند روش Seed و همکاران در سال ۱۹۸۵ مورد استفاده قرار می‌گیرد.

Marchetti, 1997 بر اساس شکل (۶-۲۲) و همچنین با استفاده از تجربیات موجود، پیشنهاد می‌کند که یک خاک ماسه‌ای فاقد ریزدانه با داشتن مقادیر K_D ارائه شده در زیر در برابر روانگرایی برای زلزله ۷/۵ ریشتر تحت شتاب‌های ذکر شده ایمن است:

برای مناطق بدون زلزله‌خیزی $K_D > 1.7$

برای مناطق با زلزله‌خیزی کم با شتاب حداکثر $0.15g$ $K_D > 4.2$

برای مناطق با زلزله‌خیزی متوسط با شتاب حداکثر $0.25g$ $K_D > 5.0$

برای مناطق با زلزله‌خیزی بالا با شتاب حداکثر $0.35g$ $K_D > 5.5$

سفید

فهرست مراجع

سفید

ASTM D1586, "Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils".

ASTM D2573-94, "Standard test method for field vane shear test in cohesive soil".

ASTM D3441-98, "Standard test method for mechanical cone penetration tests of soil".

ASTM D4719-00, "Standard test method for prebored pressuremeter testing in soils".

ASTM D6635, (2007) "Standard test method for performing the flat dilatometer", American Society for Testing Materials, West Conshohocken, U.S.

ASTM D6635-01, (2007) "Standard test method for performing the flat plate dilatometer".

ASTM Subcommittee D 18.02.10 - Schmertmann J.H., Chairman (1986) "Suggested method for performing the flat dilatometer test", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 9, No. 2, June, 93-101.

ASTM "Standard test method for performing the flat plate dilatometer", Approved Draft, 2001.

Aversa S., (1997) "Experimental aspects and modeling in design of retaining walls and excavations" (in Italian). Proc. IV Nat. Conf. of the Geotechn. National Research Council Group, Perugia, Oct., Vol. II, 121-207.

Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., (1988) "Stiffness of sands from CPT, SPT and DMT – A critical review". ICE Proc. Conf. Penetration Testing in the UK, Univ. of Birmingham, July, Paper No. 42, 299-305.

Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Marchetti S., Pasqualini E. (1986) "Flat dilatometer tests in calibration chambers". Proc. In Situ '86, ASCE Spec. Conf. on "Use of In Situ Tests in Geotechn. Engineering", Virginia Tech, Blacksburg, VA, June, ASCE Geotechn. Special Publ. No. 6, 431-446.

Baligh M.M., "Theory of deep site static cone penetration resistance", Research Report R75-76, No. 517, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.

Becker D.E., Crooks J.H.A., Been K., Jefferies M.G., (1987) "Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, No. 4, pp. 549-564.

Briaud J.L., Miran J., (1991) "The flat dilatometer manual", For the Federal Highway Administration. Washington, D.C. Res. Rep. FHWA-TA-91-044: 102 pp. June (Available from : National Technical Information Service, Springfield, Virginia 22161 under : Government Accession No. PB92 178524).

Burghignoli A., Cavalera L., Chieppa V., Jamiolkowski M., Mancuso C., Marchetti S., Pane V., Paoliani P., Silvestri F., Vinale F., Vittori E., (1991) "Geotechnical characterization of Fucino clay", Proc. X ECSMFE, Florence, Vol. 1, 27-40.

Campanella R.G., Robertson P.K., (1991) "Use and interpretation of a research dilatometer", *Canad. Geotechn. Journal*, Vol. 28, 113-126.

De Cock F., Van Impe W.F., Peiffer H., (1993) "Atlas screw piles and tube screw piles in stiff tertiary clays", *Proc. BAP II, Ghent*, 359-367.

De Mello V. F. B., (1971) "The standard penetration test", *Proceedings of the 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: San Juan, PR*, v.1:1-86.

Durgunoglu H.T., Mitchell J.K., (1975) "Static penetration resistance of soils, I - Analysis, II - Evaluation of the theory and implications for practice", *ASCE Spec. Conf. on "In Situ Measurement of Soil Properties"*, Raleigh, NC, Vol. 1.

Eurocode 7 (1997), *Geotechnical Design-Part 3:"Design assigned by field testing"*, Section 9: Flat Dilatometer Test (DMT).

European Committee for standardization: EUROCODE 7 (1997).

Faramarzi L., (2008) "Interpretation of plate loading test and dilatometer borehole loading test results", *3rd International Conference on Site Characterization, Taipei, Taiwan*.

Finno R.J., (1993) "Analytical interpretation of dilatometer penetration through saturated cohesive soils", *Geotechnique*, 43(2):241-254.

Gharouni-Nik M., (2008) "Comparison of the results of FDT and PLT in determining deformability modulus of the rock mass in Chamshir dam site in Iran", *The 3rd International Conference on Site Characterization, Taipei, Taiwan*.

Ghionna V.N., Robertson P.K., (1987) "Capability of in situ testing", *XIII Ciclo di Conferenze di Torino, Torino*.

Hashemi S., (2008) "A comparison of different in situ testing methods for measuring deformability characteristics of rock masses in Roudbar Lorestan, Iran" The 3rd International Conference on Site Characterization, Taipei, Taiwan.

Hashemi S., Gharouni-Nik M., (2006) "A case study of deformation measurements of slates at Javeh dam site in Iran", Rock Mechanics in Underground Construction: ISRM International Symposium and 4th Asian Rock Mechanics Symposium, Singapore.

Hashemi S., Gharouni-Nik M., Moradi M., (2007) "Comparing the functionality of two dilatometers in the rock masses of Dalan formation", The 3rd Iranian Rock Mechanics Conference (IRMC).

Hayes J.A., (1990) "The Marchetti dilatometer and compressibility", Southern Ontario Section of the Canad. Geotech. Society. Seminar on "In Situ Testing and Monitoring".

Houlsby G.T., Withers N.J., (1988) "Analysis of the cone pressuremeter test in clay", *Geotechnique*, 38:575-587.

Huang A.B., (1989) "Strain path analysis for arbitrary three dimensional penetrometers", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 13:551-564.

Huang A.B., (1989) "Strain path analysis for arbitrary three dimensional penetrometers", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 13:551-564.

Iwasaki K., Tsuchiya H., Sakai Y., Yamamoto Y., (1991) "Applicability of the Marchetti dilatometer test to soft ground in Japan", *Proc. GEOCOAST '91*, Yokohama, Sept., 1/6.

Jamiolkowski M., (1995) "Opening address". *Proc. Int. Sympon Cone Penetration Testing CPT '95*, Swedish Geot. Soc., Linköping, Vol. 3, 7-15.

Jamiolkowski M., Ghionna V., Lancellotta R., Pasqualini E., (1988) "New correlations of penetration tests for design practice", Proc. ISOPT-1, Orlando, FL, Vol. 1, 263-296.

Jendeby L. (1992) "Deep compaction by vibrowing", Proc. Nordic Geotechnical Meeting NGM-92, Vol. 1, 19-24.

Kamei T., Iwasaki K., (1995) "Evaluation of undrained shear strength of cohesive soils using a Flat Dilatometer", Soils and Foundations, Vol. 35, No. 2, June, 111-116.

Kulhawy F., Mayne P., (1990) "Manual on estimating soil properties for foundation design", Electric Power Research Institute, Cornell Univ., Ithaca, NY, Report No. EL-6800, 250 pp.

Lacasse S., Lunne T., (1988) "Calibration of dilatometer correlations", Proc. ISOPT-1, Orlando, FL, Vol. 1, 539-548.

Lacasse S., (1986) "In situ site investigation techniques and interpretation for offshore practice", Norwegian Geotechnical Inst., Report 40019-28, Sept.

Ladd C.C., Foott R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G., (1977) "Stress-dormation and strength characteristics", Theme Lecture. Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2: 421-497.

Lutenegger A.J., Blanchard J.D. (1990) "A comparison between full displacement pressuremeter tests and dilatometer tests in clay", Proceedings of ISP3, Oxford, 309-320.

Marchetti S., (1999) "The flat dilatometer and its applications to geotechnical design", International Seminar, Japanese Geotechnical Society, Tokyo, 12 Feb 1999, 80 p.

Marchetti S., Monaco P., (2001) "DMT course notes", Bali Insitu, 77p.

Marchetti Website, (2008): www.marchetti-dmt.it

Marchetti S., Crapps D.K., (1981) "Flat dilatometer manual", Internal Report of G.P.E. Inc.

Marchetti S., (1980) "In situ tests by flat dilatometer", ASCE Jnl GED, Vol. 106, No. GT3, Mar., 299-321.

Marchetti S., (1985) "On the field determination of K_0 in sand", Discussion Session No. 2A, Proc. XI ICSMFE, S. Francisco, Vol. 5, 2667-2673.

Marchetti S., (1997) "The flat dilatometer: Design applications", Proc. Third International Geotechnical Engineering Conference, Keynote lecture, Cairo University, Jan., 421-448.

Marchetti S., (1999) "On the calibration of the DMT membrane", L'Aquila Univ., Unpublished report, Mar.

Marchetti S., (1980) "In situ tests by flat dilatometer", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 106(GT3):299-321.

Marchetti S., Monaco P., Totani G., Calabrese M., (2001) "The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations", Report by the ISSMGE Committee TC16, 41 pp.

Marchetti S., Totani G., Calabrese M., Monaco P., (1991) "P-y curves from DMT data for piles driven in clay", Proc. 4th Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, DFI, Stresa, Vol. 1, 263-272.

Marchetti S., Totani G., Campanella R.G., Robertson P.K., Taddei B., (1986) "The DMT-shc method for piles driven in clay", Proc. In Situ '86, ASCE Spec. Conf. on "Use of In Situ Tests in Geotechn. Engineering", Virginia Tech, Blacksburg, VA, June, ASCE Geotech. Special Publ. No. 6, 765-779.

Marsland A., (1972) "Clays subjected to in situ plate tests", *Ground Engineering*, 5 (6), 24-31.

Mayne P.W., Kulhawy F.H., (1982) "K₀-OCR relationships in soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 108(6):851-872.

Mayne P.W., Kulhawy F.H., (1988) "Discussion of "Independence of geostatic stress from overconsolidation in some Beaufort Sea clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No. 3, pp. 617-621.

Nash D.F.Y., Powell J.J.M., Lloyd I.M., (1992) "Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar", *Geotechnique*, 42, No. 2, 163-181.

Powell J.J.M., Uglow I.M., (1988) "The interpretation of the Marchetti dilatometer test in UK clays", *ICE Proc. Conf. Penetration Testing in the UK*, Univ. of Birmingham, July, Paper No. 34, 269-273.

Powell J.J.M., Lunne T., Frank R., (2001 a) "Semi-empirical design procedures for axial pile capacity in clays", *Proc. XV ICSMGE*, Istanbul, Aug., Balkema.

Powell J.J.M., Shields C.H., Dupla J.C., Mokkelbost K.H., (2001 b) "A new DMT method for the design of axially loaded driven piles in clay soils", Submitted for publication.

Reyna F., Chameau J.L., (1991) "Dilatometer based liquefaction potential of sites in the Imperial Valley", *Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geot. Earthquake Engrg. and Soil Dyn.*, St. Louis, May.

Robertson P.K., Campanella R.G., (1983) "Interpretation of cone penetration tests", *Canadian Geotechnical J.*, 20 (4), 718-745.

Robertson P.K., Ghionna V.N., (1987) "Capability of in situ testing", *Conference Di Geotechnica Di Torino, XIII CICLO*, November 10-12, Italy.

Rowe P.W., (1962) "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", Proc. Royal Society, London, A269, 500-527.

Schmertmann J.H., (1982) "A method for determining the friction angle in sands from the Marchetti dilatometer test (DMT)", Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, 853-861.

Schmertmann J.H., (1983) "Revised procedure for calculating K_0 and OCR from DMT's with $I_D > 1.2$ and which incorporates the penetration measurement to permit calculating the plane strain friction angle", DMT Digest No. 1. GPE Inc., Gainesville, FL.

Schmertmann J.H., (1986) "Dilatometer to compute foundation settlement", Proc. In Situ '86, ASCE Spec. Conf. on "Use of In Situ Tests in Geotechn. Engineering", Virginia Tech, Blacksburg, VA, June, ASCE Geotechn. Special Publ. No. 6, 303-321.

Schmertmann J.H., (1988) "Report No. FHWA-PA-87-022+84-24 to Penn DOT, Office of Research and Special Studies", Harrisburg, PA, in 4 Volumes.

Schmertmann J.H., (1988) "Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design", Rept. No. FHW PA-87-022+84-24 to PennDOT, Office of Research and Special Studies, Harrisburg, PA, in 4 volumes with the 3 below concerning primarily the DMT: Vol. I - Summary (78 pp.); Vol. III - DMT Test Methods and Data Reduction (183 pp.); Vol. IV - DMT Design Method and Examples (135 pp.).

Schmertmann J.H., (1986) "Dilatometer to compute foundation settlement", Proc. In Situ '86 ASCE Spec. Conf. on "Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering", Virginia Tech, Blacksburg, VA, June 23-25, 1986. ASCE Geotechn. Special Publ. No. 6: 303.

Schmertmann J.H., (1986) "Some 1985-86 development in dilatometer testing and analysis", Proc. PennDOT and ASCE Conf. on Geotechnical Engineering Practice, Harrisburg, PA. April.

Seed, H.B., Tokimatsu, D., Harder, L.F., Chung, R.M. (1985), "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. GT11, PP. 1016-1032.

Shahverdiloo M.R., (2007) "Technical report about dilatometer test in the Siah Bisheh project", Moshanir Co., Iran.

Smith M.G., Houlsby G.T., (1995) "Interpretation of the Marchetti dilatometer in clay", Proceedings of 11th ECSMFE, Vol 1:247-252.

Stabel B., Samani F., (2003) "Masjed-e-Soleiman HEPP, Iran. Rock engineering investigations, analysis, design and construction", Proceedings of the 10th Congress of the ISRM, Johannesburg, South Africa.

Taherian A., Asari M., Falahat Pische A., (2006) "Geoengineering aspects of the Lavarak hydro-power cavern in very soft rock, Iran", International Association for Engineering Geology Conference (IAEG), Nottingham, UK.

Tanaka H., Tanaka M. (1998) "Characterization of sandy soils using CPT and DMT", Soils and Foundations, Japanese Geot. Soc., Vol. 38, No. 3, 55-65.

Technical Committee TC16 (2001) "The DMT in soil investigations". A Report by ISSMGE's TC16, 41 p.

Totani G., Calabrese M., Marchetti S., Monaco P., (1997) "Use of in situ flat dilatometer (DMT) for ground characterization in the stability analysis of slopes", Proc. XIV ICSMFE, Hamburg, Vol. 1, 607-610.

U.S. Dep. of Transportation, (1992) "The flat dilatometer test", Civ. Eng. Dept. Texas A & M Univ. for the Fed. Highway Administration Washington D.C., Publ. FHWA-SA-91-044, by Briaud J.L. & Miran J., 102 pp. June (Available from: National Technical Information Service, Springfield, Virginia 22161 under: Government Accession No. PB92 178524).

US DOT - Briaud J.L., Miran J. (1992) "The flat dilatometer test", Departm. of Transportation - Fed. Highway Administr., Washington, D.C., Publ. No. FHWA-SA-91-044, Feb., 102 p.

Whittle A.J., Aubeny C.P., (1993), "The effects of installation disturbance on interpretation of in situ tests in clays", In: Predictive Soil Mechanics, Thomas Telford, London, 742-767.

Wood D.M., (1990) "Soil behaviour and critical state soil mechanics", Cambridge University Press.

Woods R.D., (1978) "Measurement of dynamic soil properties", State of the Art Report: Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, CA. 1, 91-178.

Wroth C.P., (1984) "The interpretation of in situ soil tests", Geotechnique, 34:449-489.

Yu H.S., (2004) "In situ soil testing: From mechanics to interpretation", Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds.), 2004 Millpress, Rotterdam.

Yu H.S., (1998) "CASM: A unified state parameter model for clay and sand", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 22:621-653.

Yu H.S., Carter J.P., Booker J.R., (1993) "Analysis of the dilatometer test in undrained clay", In Predictive Soil Mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, Edited by G.T. Houlsby and A.N. Schofield. Thomas Telford Ltd., London, UK. pp. 783–795.

Yu H.S., Khong C.D., Charles M., (2005) "Analysis of pressuremeter geometry effects in clay using critical state models", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 29, 845-859.

سفید