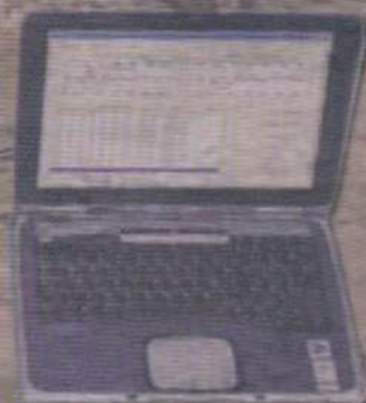


کاوش‌های صحرایی در

مهندسی ژئوتکنیک

قابل استفاده برای اساتید و دانش پژوهان و دانشجویان
مهندسی عمران، زمین شناسی و مهندسان مشاور



تألیف :

دکتر علی قنبری

(عضو هیئت علمی دانشگاه تربیت معلم تهران)



کاوش‌های صحرایی در

مهندسی ژئوتکنیک

تألیف:

دکتر علی قنبری

(عضو هیئت علمی دانشگاه تربیت معلم تهران)

سرشناسه : قنبری، علی، ۱۳۴۸ -
 عنوان و نام پدید آور : کاوش‌های صحرایی در مهندسی ژئوتکنیک / تألیف علی قنبری
 مشخصات نشر : تهران : نوآوران شریف؛ سمنان؛ دانشگاه سمنان، ۱۳۸۸
 مشخصات ظاهری : ۲۴۸ ص. : مصور، جدول، نمودار
 شابک : ۹۷۸-۶۰۰-۹۰۶۵۸-۶-۸
 وضعیت فهرست نویسی : فیپا
 یادداشت : کتابنامه: ص. ۲۳۹-۲۴۳.
 موضوع : خاک - مکانیک
 موضوع : سنگ‌ها - مکانیک
 موضوع : خاک - آزمایش
 موضوع : اکتشاف‌های زیر زمینی
 شناسه افزوده : دانشگاه سمنان
 رده بندی کنگره : ۱۳۸۸ ک۲۹ق/۱۰ TAV
 رده بندی دیویی : ۶۲۴/۱۵
 شماره کتابشناسی ملی : ۱۷۳۹۶۱۱



نشر پژوهشی
 نوآوران شریف

تهران - انقلاب - خیابان ۱۲ فروردین - گوجه بهشت آیین - پلاک ۲۵
 تلفن : ۶۶۴۱۳۶۸۵ - ۶۶۴۰۴۵۴۳ همراه : ۰۹۱۲۳۰۱۷۶۱۶

عنوان کتاب : کاوش‌های صحرایی در مهندسی ژئوتکنیک
 تألیف : دکتر علی قنبری
 ناشر : نشر پژوهشی نوآوران شریف
 ناشر همکار : دانشگاه سمنان
 نوبت و تاریخ چاپ : چاپ اول - ۱۳۸۸
 تیراژ : ۱۰۰۰ نسخه
 لیتوگرافی : باختر / ۶۶۹۵۴۱۴۳
 چاپ : دالاهو / ۸۳۱۳۷۸۶
 قیمت : ۷۰۰۰ تومان

برای کسب اطلاعات بیشتر از این مجموعه با آدرس ایمیل زیر مکاتبه فرمایید.

Khf_sharif@yahoo.com

فهرست مطالب

فصل اول: کلیات

- ۱-۱- مقدمه
- ۲-۱- هدف از کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک
- ۳-۱- انواع کاوشهای صحرایی ژئوتکنیک
- ۴-۱- جایگاه کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک در پروژه‌های مختلف
- ۵-۱- استانداردهای موجود برای کاوش‌های صحرایی

فصل دوم: برنامه ریزی مطالعات ژئوتکنیک

- ۱-۲- مقدمه
- ۲-۲- مراحل مطالعات ژئوتکنیک طرح
- ۳-۲- مطالعات دفتری و جمع‌آوری اسناد و نقشه‌ها
- ۱-۳-۲- نقشه‌های توپوگرافی
- ۲-۳-۲- نقشه‌های زمین‌شناسی
- ۳-۳-۲- عکس‌های هوایی
- ۴-۲- بازدید صحرایی اولیه
- ۵-۲- برنامه کاوش صحرایی
- ۶-۲- جایگاه و نقش مطالعات ژئوفیزیک
- ۷-۲- هزینه عملیات صحرایی
- ۸-۲- ترتیب و توالی فعالیت‌ها در برنامه
- ۹-۲- فاصله و عمق گمانه‌ها
- ۱-۹-۲- عوامل موثر در جانمایی گمانه‌ها
- ۲-۹-۲- توصیه‌های منابع مختلف برای جانمایی گمانه‌ها
- ۳-۹-۲- توصیه‌های برای شرایط خاص کشور ایران
- ۴-۹-۲- توصیه‌های منابع مختلف برای انتخاب عمق گمانه‌ها
- ۱۰-۲- توصیه‌های عمومی برای کارشناس ژئوتکنیک کارگاه

فصل سوم: روشهای حفاری

۱-۳- مقدمه	
۲-۳- حفاری چاله، چاه آزمایشی و ترانشه	
۱-۲-۳- حفاری چاله آزمایشی	
۲-۲-۳- حفاری چاه	
۳-۲-۳- حفاری ترانشه اکتشافی	
۳-۳- حفاری گمانه	
۱-۳-۳- مجموعه ادوات سیستمهای حفاری	
۲-۳-۳- ریزش و تثبیت جدار گمانه	
۳-۳-۳- تراوش آب و تورم در جدار گمانه	
۴-۳- حفاری مته ای (حفاری با اوگر)	
۱-۴-۳- اوگرهای دستی	
۲-۴-۳- اوگرهای ماشینی	
۳-۴-۳- اوگرهای ماشینی پره کوتاه	
۴-۴-۳- اوگرهای ماشینی پره بلند	
۵-۴-۳- اوگرهای سطلی	
۵-۳- حفاری دورانی	
۶-۳- حفاری به روش شستشویی	
۷-۳- روش حفاری ضربه ای	
۸-۳- حفاری چکشی	
۹-۳- مقایسه نحوه عملکرد و کارائی روشهای مختلف حفاری	
۸-۳- سرمته ها	
۱-۸-۳- انواع سرمته ها	
۲-۸-۳- سرمته های حفاری شستشویی	
۳-۸-۳- سرمته های حفاری دورانی بدون مغزه گیری	
۴-۸-۳- سر مته های مغزه گیر	
۵-۸-۳- انتخاب نوع سرمته	

فصل چهارم: نمونه گیری از خاک و سنگ

۱-۴ - مقدمه	۱-۴
۲-۴ - حجم نمونه	۲-۴
۳-۴ - انواع نمونه ها و روشهای نمونه گیری	۳-۴
۴-۴ - عوامل موثر بر میزان دست خوردگی نمونه ها	۴-۴
۱-۴-۴ - دست خوردگی های ناشی از نوع و مشخصات نمونه گیر تیوبی	۱-۴-۴
۲-۴-۴ - دست خوردگی های ناشی از روش وارد کردن نمونه گیر در خاک	۲-۴-۴
۳-۴-۴ - دست خوردگی های ناشی از تغییر وضعیت تنشهای خاک	۳-۴-۴
۴-۴-۴ - دست خوردگی های زمان حمل و نگهداری نمونه	۴-۴-۴
۵-۴-۴ - دست خوردگی ناشی از بریدن نمونه برای انجام آزمایش	۵-۴-۴
۶-۴-۴ - محافظت و نگهداری از نمونه های دست نخورده خاک	۶-۴-۴
۵-۴ - نمونه گیری دست خورده از خاک	۵-۴
۱-۵-۴ - نمونه گیری دستی	۱-۵-۴
۲-۵-۴ - نمونه گیری دست خورده با اوگر	۲-۵-۴
۳-۵-۴ - نمونه گیری دست خورده با نمونه گیرهای جدا شونده	۳-۵-۴
۶-۴ - نمونه گیری دست نخورده از خاک	۶-۴
۱-۶-۴ - نمونه گیر جدار نازک	۱-۶-۴
۲-۶-۴ - نمونه گیر پیستون ثابت	۲-۶-۴
۳-۶-۴ - نمونه گیر پیستون هیدرولیکی	۳-۶-۴
۴-۶-۴ - نمونه گیر دو جداره دنیسون	۴-۶-۴
۵-۶-۴ - نمونه گیر پیچر	۵-۶-۴
۶-۶-۴ - نمونه گیر سوئدی	۶-۶-۴
۷-۴ - مغزه گیری از سنگ	۷-۴
۱-۷-۴ - کربارل های یک جداره	۱-۷-۴
۲-۷-۴ - کربارل های دو جداره	۲-۷-۴
۳-۷-۴ - کربارل های سه جداره	۳-۷-۴
۴-۷-۴ - کربارل های کابلی	۴-۷-۴
۵-۷-۴ - اندازه کربارل ها	۵-۷-۴

فصل پنجم : آزمایش های نفوذ سنج در مهندسی ژئوتکنیک

.....	۱-۵	مقدمه
.....	۲-۵	آزمون نفوذ استاندارد (SPT)
.....	۱-۲-۵	مقدمه
.....	۲-۲-۵	روش انجام آزمایش SPT
.....	۳-۲-۵	تصحیح نتایج آزمایش SPT
.....	۴-۲-۵	اشکالات ساختاری آزمایش SPT
.....	۵-۲-۵	خطاهای معمول شده در ایران برای انجام آزمایش SPT
.....	۶-۲-۵	توصیه هایی برای استفاده از آزمون SPT در ایران
.....	۳-۵	آزمون نفوذ مخروط (Cone penetration test)
.....	۱-۳-۵	مقدمه
.....	۲-۳-۵	انواع دستگاههای CPT
.....	۳-۳-۵	اجزاء دستگاه CPT
.....	۴-۳-۵	روش انجام آزمایش CPT
.....	۵-۳-۵	اصلاح نتایج CPT برای تاثیر میزان سربار
.....	۶-۳-۵	کاربرد نتایج آزمون CPT
.....	۷-۳-۵	همبستگی بین نتایج SPT, CPT
.....	۴-۵	آزمایش کاوشگر دینامیکی
.....	۱-۴-۵	مقدمه
.....	۲-۴-۵	اجزاء کاوشگرهای دینامیکی و طریقه انجام آزمایش با آنها
.....	۳-۴-۵	روابط تجربی بین نتایج آزمون کاوشگر دینامیکی و مشخصات خاک
.....	۴-۴-۵	مزایا و کاربردهای آزمون کاوشگر دینامیکی
.....	۵-۶	سایر نفوذسنجها

فصل ششم: آزمونهای سنجش مقاومت و تغییر شکل پذیری خاک

.....	۱-۶- مقدمه
.....	۲-۶- آزمایش برش پره
.....	۱-۲-۶- مقدمه
.....	۲-۲-۶- تجهیزات آزمایش
.....	۳-۲-۶- روش انجام آزمایش
.....	۴-۲-۶- برآورد مشخصات خاک از آزمون برش پره
.....	۳-۶- آزمایش بارگذاری صفحه
.....	۱-۳-۶- مقدمه
.....	۲-۳-۶- تجهیزات و روشهای انجام آزمایش
.....	۳-۳-۶- روش معمول انجام آزمایش بارگذاری صفحه در ایران
.....	۴-۳-۶- خطاهای معمول شده در انجام آزمایش
.....	۵-۳-۶- تعیین خصوصیات خاک با استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه
.....	۴-۶- آزمایش پرسومتر
.....	۱-۴-۶- مقدمه
.....	۲-۴-۶- جایگاه پرسومتر
.....	۳-۴-۶- تجهیزات پرسومتر
.....	۵-۴-۶- مراحل انجام آزمایش
.....	۶-۴-۶- کاربرد نتایج آزمون پرسومتر
.....	۵-۶- آزمون دایلاتومتر تخت
.....	۱-۵-۶- مقدمه
.....	۲-۵-۶- تجهیزات و روش انجام آزمون دایلاتومتر تخت
.....	۳-۵-۶- کاربرد نتایج آزمون دایلاتومتر تخت در برآورد مشخصات خاک

فصل هفتم: آزمون‌های صحرایی تعیین نفوذپذیری زمین

۱-۷- مقدمه

- ۲-۷- تعیین نفوذپذیری در توده‌های سنگی با آزمایش فشار آب (لوژان)
- ۱-۲-۷ تعریف
- ۲-۲-۷ روش و ابزارهای انجام آزمایش
- ۳-۲-۷ روش میله‌ای برای تفسیر نتایج آزمایش لوژان
- ۴-۲-۷ روش منحنی‌های (P-Q) برای تفسیر نتایج آزمایش لوژان
- ۵-۲-۷ رابطه بین عدد لوژان و ضریب نفوذپذیری زمین
- ۳-۷- تعیین نفوذپذیری صحرایی در خاک با آزمایش لوفران
- ۱-۳-۷ اساس و روش انجام آزمایش لوفران
- ۲-۳-۷ روش بار آبی ثابت
- ۳-۳-۷ روش بار آبی افتان
- ۴-۳-۷ آزمایش بار آبی خیزان
- ۵-۳-۷ سایر فرمولهای تعیین ضریب نفوذپذیری از آزمایش لوفران
- ۴-۷- تعیین نفوذپذیری صحرایی با آزمایش پمپاژ

فصل هشتم: کاربرد روش‌های ژئوفیزیک در ژئوتکنیک

۱-۸- مقدمه.....	۱-۸
۲-۸- دانش ژئوفیزیک.....	۲-۸
۳-۸- انواع برداشت‌های ژئوفیزیکی.....	۳-۸
۱-۳-۸- برداشت هوایی.....	۱-۳-۸
۲-۳-۸- برداشت دریایی.....	۲-۳-۸
۳-۳-۸- برداشت درون چاهی.....	۳-۳-۸
۴-۳-۸- برداشت زمینی.....	۴-۳-۸
۴-۸- مقایسه روش‌های ژئوفیزیک با روش‌های ژئوتکنیک در کاوش‌های صحرایی.....	۴-۸
۱-۴-۸- مزایای روش‌های ژئوفیزیک.....	۱-۴-۸
۲-۴-۸- معایب روش‌های ژئوفیزیک.....	۲-۴-۸
۵-۸- دسته‌بندی و انواع روش‌های ژئوفیزیک.....	۵-۸
۶-۸- روش‌های الکتریکی (ژئوالکتریک).....	۶-۸
۱-۶-۸- روش مقاومت‌سنجی.....	۱-۶-۸
۲-۶-۸- تغییرات مقاومت ویژه الکتریکی.....	۲-۶-۸
۳-۶-۸- کارایی و محدودیت‌های روش مقاومت‌سنجی در مطالعات پی سازه‌ها.....	۳-۶-۸
۴-۶-۸- آزمایش مقاومت‌سنجی با ابزار CPT.....	۴-۶-۸
۷-۸- روش‌های لرزه‌ای.....	۷-۸
۱-۷-۸- روش انکساری لرزه‌ای.....	۱-۷-۸
۲-۷-۸- روش انعکاسی.....	۲-۷-۸
۳-۷-۸- روش تحلیل طیفی امواج سطحی.....	۳-۷-۸
۴-۷-۸- تغییرات سرعت امواج لرزه‌ای در انواع خاک‌ها و سنگ‌ها.....	۴-۷-۸
۵-۷-۸- ارتباط سرعت امواج لرزه‌ای با خصوصیات فیزیکی مواد.....	۵-۷-۸
۶-۷-۸- کارایی و محدودیت‌های روش لرزه‌ای.....	۶-۷-۸
۸-۸- ثقل‌سنجی.....	۸-۸
۹-۸- مغناطیس‌سنجی.....	۹-۸
۱۰-۸- روش‌های امواج الکترومغناطیسی.....	۱۰-۸

۸-۱۰-۱ - روش رادار نفوذی

۸-۱۱ - روش‌های هسته‌ای

۸-۱۲ - روش‌های درون چاهی

۸-۱۲-۱ - آزمون CHT (Cross Hole Test)

۸-۱۲-۲ - آزمون DHT (Down Hole Test)

۸-۱۲-۳ - روش پیمایش شناور (Suspension Logger)

۸-۱۲-۴ - روش پیمایش الکتریکی (Electrical Logging)

۸-۱۲-۵ - روش پیمایش هسته‌ای (Nuclear Logging)

۸-۱۲-۶ - روش پیمایش سنگ شناسی (لیتولوژی) (Lithology Logging)

فصل اول: کلیات

۱-۱- مقدمه:

هدف از محاسبات مهندسی طراحی سازه‌های پایدار و ایمن است. با این حال محاسبات مهندسی براساس رفتار فرضی (مدلسازی شده) برای مصالح صورت می‌پذیرد و دقت محاسبات مهندسی نیز متناسب با میزان دقت محاسبان در شناسایی رفتار مصالح می‌باشد. در این میان پیش بینی و شناخت رفتار مصالح ژئوتکنیکی پیچیده تر از سایر مصالح مصنوعی نظیر فولاد، بتن و حتی ژئوتکتستایل‌ها است. بر همین اساس شناخت رفتار محیط‌های ژئوتکنیکی نیازمند کاوشهای بیشتری نسبت به سایر مصالح می باشد.

به عنوان مثال، وقتی مهندس سازه برای ستون یک ساختمان تیر آهن IPB14 را طراحی می‌کند می‌داند که مطابق جداول موجود سطح مقطع آن ۴۳ سانتی متر مربع، مقاومت فشاری آن 2400 Kg/cm^2 و مدول الاستیسیته آن 210000 Kg/cm^2 می باشد. این طراح نیازی ندارد که آزمایش مقاومت کششی فولاد را برای آرماتورهای مورد استفاده خود انجام دهد و مشخصات آن را به دست آورد. در همین حال، وقتی مهندس ژئوتکنیک ارائه طرح تزریق را برای پی یک سازه در دست اقدام دارد، لازم است مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی مناسبی را برای ساختگاه مورد نظر انجام داده و اطلاعات میزان نفوذپذیری، وضعیت تخلخل خاک، شرایط لایه بندی پی و سایر مشخصات فنی زمین را به دست آورد و صرفاً پس از طی این مراحل و با اضافه کردن قضاوت مهندسی به نتایج حاصله، میتواند طرح لازم را ارائه دهد. بدون کاوش‌های مذکور طرح وی غیر مستند و توجیه ناپذیر است.

گفته می شود که مشکل مهندسان ژئوتکنیک آن است که آنچه آنها به دنبال آن هستند در زیر زمین پنهان شده است و پیدا نیست. از سوی دیگر، مشخصات فنی این اشیاء پنهان از یک نقطه به نقطه دیگر تفاوت می کند. واقعیت همین است و باید اذعان نمود که مهندسان ژئوتکنیک با خاک و سنگ که مصالحی طبیعی هستند سر و کار دارند و خصوصیات این مصالح از نقطه ای به نقطه دیگر و حتی در مقابل یک بارگذاری نسبت به بارگذاری دیگر تفاوت خواهد کرد. بنابراین لازم است پیش از طراحی های ژئوتکنیکی و همچنین طراحی سازه های مرتبط با زمین، کاوش های صحرایی^۱ و آزمایش های برجا^۲ را برای شناسایی رفتار مصالح و جمع آوری اطلاعات زمین^۳ انجام داد.

۱-۲- هدف از کاوش های صحرایی ژئوتکنیک

بطور کلی کاوش های ژئوتکنیک برای جمع آوری اطلاعات از وضعیت زیر سطحی زمین صورت می پذیرد و هدف نهایی آن تعیین مشخصات پی از لحاظ مقاومت، نفوذپذیری، شرایط هندسی لایه ها، دانه بندی و سایر مشخصات فیزیکی خاک و سنگ برای طراح می باشد. بر همین اساس می بایست آن دسته از مشخصاتی که به کار طراحی می آید مورد کاوش قرار گیرد و از شناسایی های غیر ضروری خودداری گردد. به طور معمول در پروژه های عمرانی موارد زیر به عنوان اهداف کاوش های صحرایی ژئوتکنیک در نظر گرفته می شود:

۱. تعیین ضخامت و جنس لایه های خاک و عمق سنگ بستر
۲. تعیین عمق سطح آب زیر زمینی و احتمالاً تعیین ترکیبات شیمیایی آب زیرزمینی
۳. مشخصات مصالح و استخراج پارامترهای طراحی از طریق آزمونهای صحرایی.
۴. نمونه گیری برای مطالعات تکمیلی و انجام آزمایش های آزمایشگاهی.
۵. تعیین موقعیت حفرات یا قناتهای موجود در پی و همچنین سایر عوارض طبیعی و مصنوعی.

تعداد و نوع کاوش ها و آزمایش هایی که در صحرا می بایست صورت پذیرد تابع شرایط زمین، مشخصات سازه و سطح مطالعات می باشد. با این حال، همانگونه که پیشتر بیان گردید، زمین یک محیط طبیعی است و شناخت طبیعت همواره مشکل تر از شناخت محصولات مصنوعی است. بر همین اساس برای شناسایی مشخصات پی هر سازه لازم است کاوش های مستقلی صورت پذیرد و عدم توجه به مطالعات صحرایی معمولاً منجر به طرح سازه های غیر اقتصادی یا غیر ایمن می گردد. باید یادآوری گردد که انجام کاوش های صحرایی نیز مستلزم صرف هزینه و زمان است و لازم است احجام حفاری ها،

1- Site Investigation

2- In situ tests

3- Ground Charcterization

تعداد آزمایش‌ها و نوع کاوش‌هایی که صورت می‌پذیرد به لحاظ اقتصادی توجیه پذیر باشد. بر همین اساس پیش از انجام مطالعات لازم است برنامه ریزی کلی و تحلیل سود به هزینه به صورت مستند ارائه گردیده و هر مرحله‌ای از مطالعات که انجام آن به صرفه نیست و توجیه کافی ندارد از برنامه حذف گردد. در فصل دوم برنامه ریزی مطالعات ژئوتکنیک به تفصیل مورد بحث قرار گرفته است.

۱-۳- انواع کاوشهای صحرایی ژئوتکنیک

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

در شرایط کنونی مطالعات و کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک به روش‌های زیر قابل انجام است:

۱. حفاری در زمین با ادوات مکانیکی یا دست^۱
۲. نمونه گیری دست خورده یا دست نخورده از زمین^۲
۳. انجام آزمونهای برجا^۳
۴. کاوش‌های صحرایی ژئوفیزیک^۴
۵. دورسنجی^۵

حفاری قدیمی‌ترین روش جمع آوری اطلاعات از وضعیت زیر سطحی زمین است. معمولاً حفاری توسط دستگاههای حفار که دارای موتور محرک، دکل بزرگ و میله‌های بلند و سرمته هستند صورت

¹ - Drilling

² - Disturbed and Undisturbed Sampling

³ - In situ testing

⁴ - Geophysical Investigation

⁵ - Remote Sensing

می‌پذیرد و می‌توان به جای سرمرته نمونه‌گیر و یا ادوات آزمونهای صحرایی را به آنها متصل نمود. هر چند که روش حفاری دسترسی مستقیم به لایه‌های زیر سطحی را فراهم می‌کند با این حال این اطلاعات صرفاً برای نقاط حفاری شده اطمینان بخش و قطعی هستند و تغییرات بین این نقاط با قضاوت مهندسی تخمین زده می‌شود.

در سالهای اخیر انجام آزمونهای برجا سهولت بیشتری یافته است و با توجه به اطلاعات بسیار خوبی که این آزمونها از زمین به دست می‌دهند، اقبال گسترده‌ای به انجام آزمونهای مذکور بوجود آمده است. در مقابل، آزمونهای آزمایشگاهی که به علت دست خوردگی نمونه‌ها معمولاً نتایج آنها با تقریب مواجه می‌باشد کمتر مورد تاکید واقع می‌شوند. پیش بینی می‌گردد که محاسبه پارامترهای مکانیکی برای محیط‌های خاکی و سنگی در آینده براساس آزمونهای صحرایی صورت پذیرد و آزمونهای آزمایشگاهی صرفاً برای تخمین خواص فیزیکی شاخص و آزمونهای پایه مورد توجه واقع شود. به طور کلی آزمون‌های برجا ژئوتکنیکی به دو دسته تقسیم می‌شوند. دسته اول به آزمون‌های درون چاهی (Borehole Tests) موسوم بوده و برای انجام آنها حفاری گمانه نیز ضرورت دارد. دسته دوم آزمون‌هایی هستند که دارای سیستم خود حفار بوده و یا در سطح زمین انجام می‌گردند و بر همین اساس نیازی به حفاری گمانه ندارد. در فصل‌های آتی این مجلد آزمونهای مذکور به تفصیل مورد بحث واقع می‌شود.

در مقابل آزمونهای برجا و آزمایشگاهی ژئوتکنیک، کاوش‌های ژئوفیزیکی و دورسنجی روش‌های کارا و غیر مخرب در مطالعه وضعیت زمین به حساب می‌آیند. بطور کلی دانش ژئوفیزیک کاربردهای وسیعی در علوم پایه و مهندسی یافته است و با توجه به پیشرفت‌های فراگیر الکترونیک و مخابرات مطالعه زمین با روش‌های ژئوفیزیک در حال توسعه می‌باشد. روش‌های ژئوفیزیک قادرند مشخصات زمین را در کمترین زمان و با کمترین دستخوردگی در محیط به دست دهند. با این حال هر یک از تکنیک‌های ژئوفیزیک در شرایط خاصی کارائی داشته و انتخاب تکنیک مناسب برای هر پروژه اصلی ترین بخش مطالعات ژئوفیزیک می‌باشد.

از سوی دیگر، در سالهای اخیر استفاده از تصاویر ماهواره‌ای و سایر راهکارهای سنسجش از راه دور جایگاه ویژه‌ای در مطالعات ژئوتکنیک پیدا کرده است. با توجه به آنکه برخی از عوارض سطحی و موقعیت‌های جغرافیایی در مدت کوتاهی دچار تغییر می‌شوند استفاده از تصاویر ماهواره‌ای نسبت به عکس‌های هوایی از این امتیاز برخوردار است که تغییرات سطحی اخیر را نیز نشان می‌دهد. در حال حاضر از دورسنجی در کاوش‌های ژئوتکنیکی برای شناسایی عوارض سطحی، ساختارهای زمین شناسی، ردیابی سطحی گسل‌ها، شناسایی منابع قرضه و بررسی راههای دسترسی به ساختگاههای شناسایی شده استفاده می‌شود.

۴-۱- جایگاه کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک در پروژه‌های مختلف:

شناخت مشخصات و وضعیت زمین در بسیاری از پروژه‌های عمرانی و صنعتی به عنوان مرحله اول مطالعات طرح به حساب می‌آید. بر همین اساس کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک که عمده‌ترین روش شناسایی جنس پی و جمع‌آوری اطلاعات زمین هستند در پروژه‌های مذکور کارایی داشته و از جایگاه ویژه‌ای برخوردار می‌باشند. در اینجا برخی از عناوین مطالعاتی مرتبط با مطالعات ژئوتکنیک عنوان شده و کاربرد کاوش‌های صحرایی در این مطالعات مورد بحث واقع می‌شود:

الف) انتخاب ساختگاه مناسب^۱: برای احداث برخی از سازه‌ها ساختگاه‌های متعددی وجود دارد و یکی از معیارهای انتخاب ساختگاه بهینه وضعیت ژئوتکنیکی پی می‌باشد. در این موارد علاوه بر برآورد مشخصات زمین لازم است مزایا و معایب ساختگاه‌های مختلف مورد ارزیابی و مقایسه قرار گیرد. بر همین اساس ممکن است مطالعات ژئوتکنیک در دو فاز مقدماتی و تکمیلی انجام شود. در فاز مقدماتی صرفاً مشخصاتی از زمین که برای مقایسه ساختگاه‌ها و یا ترسیم طرح اولیه سازه مورد نیاز است برآورد می‌گردد و این عملیات ممکن است برای چندین ساختگاه انجام شود. در فاز تکمیلی ضمن تدقیق مشخصات زمین در ساختگاه منتخب، آزمایش‌های تکمیلی و خاص نیز انجام می‌شود.

برای انتخاب محور مناسب جهت ساخت سدها معمولاً به همین نحو عمل می‌گردد. همچنین برای انتخاب محل مناسب برای جانمایی سیلوی سنگین یک کارخانه سیمان علاوه بر محدودیت‌های طرح صنعتی لازم است مشخصات زمین پی در گزینه‌های مختلف ساختگاه سیلو مورد ارزیابی و مقایسه واقع شود.

ب) طراحی پی سازه‌ها: پس از آنکه محل سازه قطعی گردید، معمولاً مهندس سازه برای آنکه بتواند ابعاد و نوع پی‌ها را طراحی کند به داده‌های ژئوتکنیکی کافی احتیاج دارد. علاوه بر این در برخی از سازه‌ها طراحی پی‌ها به طور معمول با وضعیت اولیه زمین مقذور نیست. در این گونه موارد معمولاً اصلاح زمین و بهبود مشخصات آن^۲ در دستور کار قرار می‌گیرد. در مورد اخیر ممکن است لازم باشد آزمون‌های صحرایی تکمیلی پیش از اصلاح زمین و یا در حین آن صورت پذیرد. به عنوان مثال، در صورتی که اصلاح مشخصات آبگذری و یا مقاومت توسط عملیات تزریق و یا شمع کوبی در دستور کار باشد لازم است در حین اجرا با آزمون‌های صحرایی ژئوتکنیک کفایت اصلاحات مذکور بررسی گردد.

^۱ - Site Selection

^۲ - Soil Improvement

ج) **طراحی سازه‌های موقت**^۱ اجرای برخی سازه‌ها مستلزم انجام پاره ای کارهای موقتی نظیر گودبرداری پی، پایدارسازی موقت جدار حفاری شده و آب بندی گودال پی می باشد. در این موارد ممکن است لازم باشد کاوش‌های ویژه ای برای طرح سازه‌های موقت صورت پذیرد. به عنوان مثال اطلاع از نفوذپذیری زمین در مطالعه پی ساختمانها ضرورتی ندارد. با این حال اگر پی‌ها در زیر سطح آب زیر زمینی اجرا می شوند، لازم است گودال پی به صورت موقت آب بندی شده و یا آبهای نفوذی به آن توسط سیستم پمپاژ تخلیه گردند. در این موارد اطلاع از نفوذپذیری زمین و میزان نشت آبهای ورودی به پی اهمیت پیدا می نماید.

د) **مطالعه اثرات زیست محیطی پروژه‌ها**^۲ بررسی اثرات زیست محیطی پروژه‌های صنعتی و عمرانی در کنار سایر مطالعات پایه و طراحی‌های پروژه صورت می پذیرد. برای آنکه یک پروژه مجوز اجرا دریافت نماید، لازم است علاوه بر شاخص‌های اقتصادی و اجتماعی، شاخص‌های ارزیابی زیست محیطی پروژه نیز در مجموع وضعیت مناسبی داشته باشد. انجام برخی از مطالعات زیست محیطی مستلزم کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک است. از جمله موارد مذکور می توان به بررسی آلودگی‌های زیر سطحی، میزان نشت شیرابه‌ها، ترکیب شیمیایی املاح موجود در آبهای سطحی و زیر سطحی و اثرات آن در انحلال خاک اشاره نمود. ژئوتکنیک زیست محیطی شاخه ای از مهندسی ژئوتکنیک است که در سالهای اخیر از کاربردهای فراوانی برخوردار گشته است.

ه) **طرح علاج بخشی سازه‌های آسیب دیده**^۳ : برای سازه‌هایی که در معرض خرابی کلی یا موضعی قرار می گیرند معمولاً طرح علاج بخشی و مقاوم سازی ارائه می گردد. ارائه طرح علاج بخشی مستلزم اطلاع از مشخصات زمین و پارامترهای معرف مصالح می باشد. معمولاً برای جمع آوری این اطلاعات از آزمونهای صحرایی ژئوتکنیک استفاده می شود.

و) **بررسی عملکرد سازه‌های موجود**^۴ : سازه‌های موجود بر مبنای اطلاعات علمی زمان ساخت سازه طراحی شده اند. با توجه به آنکه دانش مهندسی ژئوتکنیک و مطالعه رفتار زمین در دهه‌های اخیر با پیشرفت‌های چشمگیری مواجه بوده است لازم است پایداری پی این سازه‌ها مورد بازبینی واقع شود. کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک برای تخمین مشخصات زمین در این طرح‌ها کارائی دارد. در این موارد ممکن است محاسبه نشست‌های آبی و تحکیمی اهمیت نداشته باشد، زیرا عملکرد

^۱ - Temporary Works Design

^۲ - Environmental Study

^۳ - The design of remedial works

^۴ - Investigation of existing construction

استاتیکی این سازه‌ها با گذشت زمان تایید شده است. با این حال به دلیل عدم وقوع زلزله‌های شدید در منطقه مورد نظر، ممکن است مطالعه رفتار لرزه ای پی و سازه اهمیت داشته باشد.

۵-۱- استانداردهای موجود برای کاوش‌های صحرایی

اغلب آزمونهای معمول صحرایی و روش‌های مختلف ژئوفیزیکی و همچنین روش‌های نمونه گیری از خاک و سنگ توسط انجمن آمریکایی ASTM به صورت استاندارد تعریف شده اند. همچنین برخی از موارد مذکور توسط سایر انجمن‌های علمی و از جمله AASHTO نیز تعریف شده است. در جدول (۱-۱) عمده استانداردهای موجود در ارتباط با کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک ارائه شده است.

جدول (۱-۱): استانداردهای موجود در ASTM و AASHTO برای کاوش‌های صحرایی.

AASHTO	ASTM	
M 146	C 294	Descriptive Nomenclature for Constituents Mineral Aggregates
T 86	D 420	Guide for Investigating and Sampling Soil and Rock.
-	D 1194	Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load on Spread Footing.
-	D 1195	Test Method for Repetitive Static Plate Load Test of Soils and Flexible Pavement Components, for Airport and Highway Pavements.
-	D1196	Test Method for Non Repetitive Static Plate Load Test of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements.
T 203	D 1452	Practice for soil Investigation and Sampling by Auger Borings.
T 206	D 1586	Standard Penetration Test and Spilt-Barrel Sampling of Soils.
T 207	D1587	Practice for Thin- Walled Tube Sampling of Soils.
T 225	D 2113	Practice for Diamond Core Drilling for Site Investigation.
M 145	D 2487	Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes.
-	D2488	Practice for Description and Identification of Soils (Visual-

		Manual Procedure).
T 223	D 2573	Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil.
-	D 3550	Practice for Ring- Lined Barrel Sampling of Soils.
-	D 4220	Practice for Preserving and Transporting Soil Samples.
-	D 4428	Test Method for Crosshole Seismic Test.
-	D4544	Practice for Estimating Peat Deposit Thickness.
-	D 4700	General Methods of Augering, Drilling,& Site Investigation.
-	D4719	Test Method for Pressuremeter Testing in Soils.
-	D4750	Test Method for Determining Subsurface Liquid Levels in a Borehole or Monitoring Well (Observation Well).
-	D5079	Practice for Preserving and Transporting Rock Core Samples.
-	D 5092	Design and Installation of Ground Water Monitoring Wells in Aquifers.
-	D 5777	Guide for Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation.
-	D 5778	Test Method for Electronic Cone Penetration Testing of Soils.
-	D 6635	Procedures for Flat Plate Dilatometer Testing in Soils.
-	G 57	Field Measurement of Soil Resistivity (Wenner Array).

فصل دوم:

برنامه ریزی مطالعات ژئوتکنیک

۲-۱- مقدمه:

مطالعات ژئوتکنیک یکی از اصلی ترین بخش های مطالعات و طراحی سازه ها است و با توجه به گستردگی روش های انجام آن لازم است برنامه ریزی مناسب، هدایت علمی و نظارت دقیقی بر انجام آن وجود داشته باشد. بطور کلی برای جمع آوری اطلاعات زمین روش های مستقیم و غیر مستقیم متعددی وجود دارد. روش های مستقیم شامل بازدیدهای صحرایی، حفاری و گمانه زنی، نمونه گیری، آزمایش های صحرایی و برخی کاوش های ژئوفیزیکی و راهکارهایی از این قبیل می باشد. همچنین روش های غیر مستقیم شامل بررسی نقشه های توپوگرافی و زمین شناسی، تفسیر عکس های هوایی و روش هایی از قبیل دور سنجی است. در یک برنامه ریزی جامع لازم است با توجه به حجم و ابعاد پروژه از بهینه ترین روش های جمع آوری اطلاعات زمین استفاده شود.

در پروژه های بزرگ با توجه به ارتباط بسیار زیاد بین بخش های طراحی و مطالعات و امکان تغییر گزینه های سازه ای براساس اطلاعات ژئوتکنیک، معمولاً برنامه مطالعات ژئوتکنیک در چند مرحله انجام می شود و به موازات پیشرفت کار هر مرحله و با دریافت اطلاعات زمین گزینه های سازه ای طرح دقیق تر تبیین می گردند.

در این فصل ضمن بیان اهمیت برنامه ریزی در مطالعات ژئوتکنیک، ترتیب فعالیت ها و وسعت گزینه های مطرح برای این مطالعات مورد بحث واقع می شود. همچنین بر مبنای نسبت هزینه عملیات ژئوتکنیک به هزینه کل طرح بحث هایی پیرامون میزان حفاری ها و اکتشافات صحرایی در پروژه های مختلف عمرانی ارائه می گردد.

۲-۲- مراحل مطالعات ژئوتکنیک طرح:

یک مطالعه جامع ژئوتکنیک معمولاً در چند مرحله انجام می شود و داده های هر مرحله برنامه مرحله بعد را مشخص می کند. انجام مرحله ای مطالعات منجر به کاهش هزینه های طرح و دستیابی بهتر و سریع تر و دقیق تر به پارامترهای مشخص کننده وضعیت زمین می شود. بطور کلی توصیه می شود که مراحل زیر در مطالعات ژئوتکنیک مورد نظر قرار گیرد:

الف) مطالعات دفتری اولیه^۱

در این مرحله گزارش ها، اسناد، مدارک و نقشه های منطقه گردآوری شده و بررسی های دفتری بر روی آنها صورت می پذیرد.

ب) بازدید اولیه صحرایی برای آشنایی با منطقه طرح^۲

در این مرحله با پیمایش زمینی منطقه طرح اطلاعات کلی از آن به دست می آید.

ج) برنامه ریزی مطالعات ژئوتکنیک

در این مرحله با توجه به اهداف طرح و شرایط ساختگاه مورد مطالعه و همچنین پس از رایزنی با مهندسین طراح و تبیین انتظارات آنها و زمانهای مهم برای تیم طراحی، برنامه مطالعات ژئوتکنیک تدوین می گردد.

د) انجام کاوش های صحرایی مرحله اول^۳

در این مرحله حفاری ها، نمونه گیری ها و آزمایش های صحرایی انجام و اطلاعات صحرایی جمع آوری می شود. نمونه ها برای آزمایشگاه ارسال می گردند و نتایج آنها در گزارش وارد می گردد.

ه) تدقیق و تکمیل اطلاعات با مطالعات ژئوفیزیک

با توجه به آنکه مترژ حفاری های مرحله قبل محدود است و از آنجایی که بعضی از عوارض با کاوش های ژئوفیزیک راحت تر و سریع تر مشخص می شوند، در این مرحله با استفاده از تکنیک های ژئوفیزیک اطلاعات مرحله قبل تکمیل و تدقیق می گردد. ممکن است با توجه به شرایط ساختگاه و اهداف طرح این مرحله قبل، به موازات و یا بعد از حفاری ها صورت پذیرد.

و) مطالعات ژئوتکنیک تکمیلی (مرحله دوم)

در این مرحله با توجه به آنکه تیم طراحی به موازات مراحل قبل طرح فاز اول پروژه را تدوین کرده است، برای گزینه منتخب کاوش های تکمیلی انجام می شود. حجم عملیات این قسمت وابسته به انتظارات و خواسته های تیم طراحی برای مرحله دوم پروژه می باشد.

ز) نظارت و هماهنگی با مهندس ناظر کارگاهی در حین اجرای پروژه

در جریان اجرای پروژه لازم است مهندس ژئوتکنیک ارتباط کافی با نظارت کارگاهی داشته باشد.

^۱ - Preliminary Desk Study

^۲ - Site Walk-Over Survey

^۳ - Preliminary Subsurface Exploration

۳-۲- مطالعات دفتری و جمع‌آوری اسناد و نقشه‌ها

اولین کارها برای انجام تحقیقات صحرایی در دفتر انجام می‌شود و شامل جمع‌آوری، بررسی و مطالعه مدارک موجود دفتری می‌باشد. این مرحله از اهمیت قابل توجهی برخوردار است و در صورت عدم انجام آن ممکن است برنامه مطالعات صحرایی به انحراف کشیده شده و یا با هزینه بالایی به اهداف مورد نظر نایل شود. بسیاری از منابع اطلاعاتی مفید که در صحرا برای توجیه و تصمیم‌گیری کارایی دارند در واقع همان اسناد و مدارکی هستند که در دفتر بایگانی شده‌اند. مرور مدارک دفتری از دو جهت اهمیت دارد. اولاً، شناخت مقدماتی از ساختگاه را برای کارشناس عازم مطالعه صحرایی بوجود آورده و ثانیاً، در تصمیم‌گیری برای تعیین موقعیت، تعداد و عمق گمانه‌ها و همچنین نوع و تعداد آزمایش‌های صحرایی کارایی خواهد داشت. لیست پاره‌ای از منابع فنی، زمین‌شناسی، تاریخی و اطلاعات توپوگرافی قابل استفاده در مطالعات دفتری به قرار زیر می‌باشد:

- ۱) گزارش مطالعات ژئوتکنیک پروژه‌های محلی
 - ۲) گزارش مشکلات ژئوتکنیکی بوجود آمده برای سایر پروژه‌های اجرا شده و یا در حال اجرا منطقه (مواردی نظیر تراوش بیش از حد انتظار آب از پی سازه‌ها، وقوع زمین لغزش، نشست‌های غیر منتظره برای سازه‌ها،.... می‌تواند در این قسمت مورد توجه واقع شود).
 - ۳) نقشه‌های توپوگرافی و زمین‌شناسی، عکس‌های هوایی و ماهواره‌ای و مدارک مشابه.
 - ۴) داده‌ها و اطلاعات مربوط به زلزله‌های تاریخی و دستگاهی منطقه.
- با توجه به نقش مهم نقشه‌های توپوگرافی و زمین‌شناسی و عکس‌های هوایی و ماهواره‌ای در مطالعات دفتری، در ادامه این قسمت از نوشتار به اختصار مورد بحث واقع می‌شوند.

۳-۲-۱- نقشه‌های توپوگرافی:

نقشه‌های توپوگرافی وضعیت پستی و بلندی‌های سطح زمین را با استفاده از خطوط تراز نمایش می‌دهند. علاوه بر این اطلاعات دیگری از قبیل موقعیت مناطق مسکونی، راههای دسترسی، رودخانه‌ها و خطوط انتقال برق و سایر نمادهای قابل توجه در این نقشه‌ها وجود دارد. این نقشه‌ها در شمار اولین وسایل لازم برای مطالعات دفتری محسوب می‌شوند و لازم است بلافاصله پس از تعریف پروژه نقشه‌های مذکور که بصورت چاپی و دیجیتالی موجود هستند، تهیه گردند. در ایران نقشه‌های مذکور عمدتاً از طریق سازمان نقشه برداری و همچنین سازمان جغرافیایی نیروهای مسلح توزیع می‌شود.

هرچند این نقشه‌ها با مقیاس‌های متنوعی تهیه می‌شوند، ولی نقشه‌های با مقیاس ۱:۲۵۰۰۰ به عنوان یکی از بهترین نقشه‌های قابل استفاده برای کاوش‌های صحرایی محسوب می‌شوند. با در دست داشتن این نقشه‌ها به راحتی می‌توان موقعیت صحرایی را توجیه نمود و در بسیاری از موارد

ساختارهای قابل توجه از قبیل دره‌ها، سواحل سیلابی، مناطق مخروط افکنه ای، تراس‌های آبرفتی، منابع مستعد قرضه خاک ریزدانه و زمین‌های کشاورزی آبی، دیم و بسیاری دیگر از جزئیات مورد نیاز برای کار صحرایی از طریق این نقشه‌ها قابل تشخیص و شناسایی است.

۲-۳-۲- نقشه‌های زمین شناسی:

در نقشه‌های زمین شناسی توصیف جنس سنگ و خاک در رخنمونهای سطحی، مقاطع عرضی و برش‌های ستونی معمولاً دیده می شود. در کنار و پشت ورقه‌های منتشره از این نقشه‌ها معمولاً توصیف نسبتاً خوبی از ساختارهای منطقه ارائه شده است. این نقشه‌ها بصورت چهارگوش‌های شماره بندی شده برای اکثر نقاط کشور توسط سازمان زمین شناسی و تحقیقات معدنی کشور و وزارت نفت تهیه شده و از طریق مراکز توزیع این سازمانها قابل اکتیاع است.

برای تهیه گزارش زمین شناسی هر پروژه لازم است نقشه‌های مذکور مطالعه شده و پس از کاوش‌های صحرایی نقشه‌ها با مقیاس مناسب طرح با استفاده از آنها و اطلاعات صحرایی تهیه گردد.

۲-۳-۳- عکس‌های هوایی^۱:

عکس هوایی تصویر تهیه شده از سطح زمین بوسیله هواپیما و یا ماهواره می باشد که بصورت رنگی و یا سیاه و سفید و در مقیاس‌های متنوع چاپ می شود. هرچند که ممکن است عکس‌های هوایی در مورد پروژه‌های درون شهری کمک قابل توجهی به مطالعات ژئوتکنیک طرح ننماید، ولی در مطالعه پروژه‌های خارج از شهر معمولاً به عنوان یکی از مفیدترین منابع اطلاعاتی طرح محسوب می شوند. این امر مخصوصاً در مورد پروژه‌هایی که هیچگونه شناسایی قبلی برای آنها صورت نگرفته و یا پروژه‌های وسیع مانند شبکه‌های آبیاری و زهکشی و یا مطالعات مخزن سدها، و همچنین در مورد پروژه‌های خطی نظیر طرح بزرگراهها و یا خطوط انتقال آب از اهمیت بیشتری برخوردار است.

کارشناسان مجرب و آموزش دیده با استفاده از عکس‌های هوای قادر خواهند بود با دقت فوق العاده ای وضعیت رخنمون‌های سطحی و توده‌های تحت الارضی را پیش بینی کنند. اطلاعاتی که می توان از عکس‌های هوایی به دست آورد شامل موقعیت گسل‌ها و سازو کار آنها، نوع سنگ، مشخصات زمین ساختی سنگ مانند روند درزه‌ها، صفحات لایه بندی و چین خوردگی‌ها، نوع و ضخامت روباره، عمق آب زیرزمینی، موقعیت‌های مناسب برای منابع قرضه شن و ماسه است و بسیاری دیگر از مجهولات مورد نظر کاوشگران صحرایی با دقت و ارزیابی فنی در عکس‌های هوایی قابل استخراج است. عکس‌های هوایی از سازمان نقشه برداری کشور و عکس‌های ماهواره ای از نمایندگی‌های مربوطه قابل سفارش و اکتیاع است. با این حال لازم است در تهیه موارد مذکور دقت شود که برای برخی از

¹ - Air Photograph

مناطق کشور برداشت‌های هوایی جدید انجام نشده و ممکن است عکس‌های موجود مربوط به چندده سال پیش باشد و یا به رغم تغییر مقیاس از نگاتیوهای قدیمی برای تهیه آنها استفاده شده باشد.

۲-۴- بازدید صحرایی اولیه^۱

پس از جمع‌آوری اسناد و نقشه‌های طرح و پیش از برنامه‌ریزی مطالعات ژئوتکنیک لازم است منطقه طرح به صورت مستقیم مورد بازدید و پیمایش زمینی قرار گیرد. بهتر است در این مرحله ساختگاه مورد نظر و پیرامون آن مورد قدم زنی واقع شود. این کار علاوه بر آنکه می‌تواند اطلاعات ژئوتکنیک مفیدی در اختیار قرار دهد، دیدگاه و فضای تصورات طراحان را واقع بینانه‌تر می‌نماید. اقداماتی که قبل از بازدید صحرایی اولیه باید انجام شود شامل موارد زیر می‌شود:

- (۱) تهیه چند نقشه گویای مناسب برای استفاده در بازدید صحرایی.
 - (۲) اخذ مجوزهای لازم برای دسترسی‌ها.
 - (۳) برنامه‌ریزی پیرامون نحوه دسترسی به سایت.
 - (۴) همراه داشتن لوازم مهندسی (قطب نما، چکش، دفترچه یادداشت، دوربین عکاسی و فیلم برداری،...)
- مواردی که در صحرا باید کنترل شده و مورد دقت قرار گیرد، پیش از آنکه نوشتنی باشد به طبع افراد و قابلیت‌های مهندسی آنها وابسته است. با این حال مواردی از قبیل عناوین زیر می‌تواند مورد توجه واقع شود:
- (۱) توجیه موقعیت جغرافیایی.
 - (۲) ملاحظه ترانسه‌های مصنوعی و یا طبیعی موجود در منطقه.
 - (۳) بررسی چاههای حفاری شده از دیدگاه عمق سنگ بستر، عمق آب زیر زمینی، کیفیت آب،....
 - (۴) ثبت عوارض خاص سطحی، نظیر فروافتادگی‌ها، تغییر پوشش گیاهی، تغییر جنس زمین و موارد دیگر که می‌تواند در ردیابی گسل‌ها راهگشا باشد.
 - (۵) ثبت موقعیت زمین لغزش‌های قدیمی از طریق ملاحظه تغییر در توپوگرافی، پوشش گیاهی و یا موارد مشابه
 - (۶) بررسی جنس رخنمونهای سنگی منطقه، میزان هوازدگی درزه‌ها، جهت و راستای درزه‌ها،....
 - (۷) ثبت موقعیت تاسیسات و شریانهای حیاتی که از منطقه عبور می‌نماید. در این ارتباط خطوط انتقال نیروی فشار قوی، خطوط نفت و گاز، راههای سراسری، خطوط انتقال آب و موارد مشابه می‌تواند مورد توجه واقع شود.

¹ - Preliminary site visit

- ۸) ثبت داغ آب رودخانه، محل ایستگاههای هیدرومتری منطقه، اطلاعات افراد محلی از سیل‌های حوزه.
- ۹) توصیف ظاهری آبرفت‌های رودخانه‌ای، توصیف ظاهری تراس‌های آبرفتی قدیمی، مخروط‌های افکنه‌ای....
- ۱۰) بررسی امکان انتقال دستگاه حفاری به سایت.
- ۱۱) شواهد صحرایی دال بر وجود خاکهای مسئله دار.
- ۱۲) بررسی وجود نقاط نشانه اصلی نقشه برداری در منطقه.

۲-۵. برنامه کاوش صحرایی

پس از مطالعات مقدماتی و بازدید اولیه صحرایی، سومین قدم اساسی در مطالعات صحرایی ژئوتکنیک که بلافاصله پس از تبیین سیمای کلی پروژه و تایید لزوم مطالعات ژئوتکنیک در مطالعات اولیه برداشته می شود، تدوین برنامه مطالعات است. هدف اصلی از تهیه برنامه کاوش‌های صحرایی روشن نمودن مراحل کار و توالی فعالیت‌ها و همچنین جایگاه تکنیک‌های مورد استفاده می باشد. با وجود این برنامه کلی، ابعاد و احجام کار به صورت تقریبی روشن شده و تجهیزات مورد نیاز شناسایی می شوند.

پیش از ارائه یک برنامه جامع لازم است سئوالات زیر به وضوح پاسخ داده شوند:

- ۱) کدام پارامترها برای طراحی‌های پروژه در این مرحله مورد نیاز هستند؟ با چه دقتی؟
- ۲) به لحاظ زمانی کدام روش برای کاوش صحرایی از میان روش‌های دورسنجی، ژئوفیزیک و حفاری بر سایر روش‌ها مقدم است و کدام روش کارائی بالاتری دارد.
- ۳) در میان روش‌های ژئوفیزیک کدام روش متناسب با ساختار منطقه و اهداف طرح است؟
- ۴) چه روشی برای حفاری در منطقه مناسب است؟
- ۵) آیا به نمونه گیری دست نخورده نیازی هست؟
- ۶) آیا انجام آزمونهای برجا در این مرحله از پروژه ضروری است؟ چه آزمونهایی برای منطقه مناسب است؟

در صورت نیاز به حفاری در یک برنامه جامع برای مطالعات ژئوتکنیک می بایست تعداد گمانه‌ها، متراژ کل حفاری، تخمین احجام حفاری در آبرفت و سنگ، روش حفاری، عمق، قطر و زاویه حفاری در هر گمانه، تعداد و نوع آزمایش‌های برجا در هر گمانه، تعداد و نوع و عمق نمونه‌های مورد نظر برای استخراج از گمانه‌های طرح، برنامه زمانی اجرای عملیات و مواردی از این قبیل به طور روشن آورده شود.

بدیهی است که برخی از پارامترهای مذکور از ابتدای مطالعات قابل تعیین نیستند و در واقع در ضمن حفاری‌ها و با تحلیل نتایج اولیه تدقیق خواهند شد. با این حال به نظر می رسد که معایب و مشکلاتی

که عدم وجود یک برنامه جامع در ابتدای مطالعات می‌تواند بوجود آورد بسیار بیشتر از گرفتاری‌های ناشی از تغییر و اصلاح آن در طول اجرای عملیات ژئوتکنیک می‌باشد. از سوی دیگر کاوش‌های صحرایی و استخراج پارامترهای ژئوتکنیکی مورد نیاز طراح به روش‌های مختلفی امکان پذیر است که حفاری گمانه و دستیابی مستقیم به توده‌های زیر سطحی معمول ترین راه آن می‌باشد. با این حال انواع کاوش‌های ژئوفیزیکی و استفاده از روش‌های سنجش از راه دور نیز می‌تواند به عنوان یک راهکار مستقل و یا مکمل برای دستیابی به پارامترهای محیط به کار گرفته شود.

در بسیاری از پروژه‌های بزرگ و مهم عمرانی علاوه بر حفاری گمانه، نمونه گیری و آزمایش‌های صحرایی، کاوش‌های ژئوفیزیکی از قبیل ژئوالکتریک، ژئوسایسمیک، ژئومگنتیک و حتی ژئورادار نیز مورد استفاده واقع شده و در نهایت پروفیل‌های مورد نظر از مجموع نتایج به دست آمده از همه روش‌ها ترسیم می‌گردد.

قابل ذکر است که در مرحله برنامه ریزی کاوش‌های صحرایی برای پروژه‌های مهم نظیر طرح‌های سدسازی، تونل سازی و سازه‌های صنعتی بزرگ، استفاده از نظریات متخصص ژئوتکنیک مجرب و کار آزموده می‌تواند نقش موثری در انجام بهینه مطالعات داشته باشد. (Clayton et al., 1997) از این امر به عنوان اولین قدم در برنامه‌ریزی مطالعات ژئوتکنیک یاد کرده است.

از طرف دیگر تبادل نظر مهندس طراح و مهندس مطالعات ژئوتکنیک در تدوین برنامه مطالعات و حفاری‌ها شایان توجه است. در این تبادل نظرها مشخص می‌شود که طراح چه پارامترهایی را از مطالعات خواستار است. در برخی از پروژه‌ها که این مرحله در آنها انجام نشده است معمولاً همه آنچه مهندس طراح می‌خواهد به دست نمی‌آید و یا در زمان مناسب به دست نمی‌آید. در برخی موارد نیز به دست آوردن پارامترهایی که در چارچوب اهداف طرح نیست به علت عدم اطلاع مهندس ژئوتکنیک از نظرات طراح وقت پروژه را به خود اختصاص داده و مطالعات را به انحراف می‌کشاند. به عنوان مثال ممکن است مهندس ژئوتکنیک برای مطالعات ساختگاه یک کارخانه سیمان دستور انجام آزمایش نفوذپذیری صحرایی (لوفران) را بدهد در حالی که این پارامتر برای ساختگاه مذکور اهمیتی ندارد. از طرف دیگر ممکن است در یک طرح سد سازی مهندس ژئوتکنیک به اهمیت نقش لنزهای ماسه ای توجه نداشته و نفوذپذیری آنها را گزارش ننماید.

۲-۶- جایگاه و نقش مطالعات ژئوفیزیک

معمولاً در یک برنامه جامع مطالعات ژئوتکنیک کاوش‌های ژئوفیزیکی قبل و بعد از حفاری‌ها کارایی دارند. قبل از حفاری گمانه‌ها به منظور کسب اطلاعات اجمالی از وضعیت ساختگاه، جنس لایه‌ها و عمق سنگ کف و اطلاعاتی از این دست می‌توان از مطالعات ژئوفیزیک استفاده کرد. بعد از حفاری گمانه‌ها نیز برای اطمینان از عدم وجود یک عارضه غیر منتظره در بین دو گمانه و تکمیل نتایج

حفاری‌ها می‌توان از تکنیک‌های ژئوفیزیک استفاده کرد. البته در برخی از موارد استفاده از روش‌های ژئوفیزیک فاقد کارایی و یا غیر ضروری است و در برخی از موارد نیز کاوش‌های ژئوفیزیکی به تنهایی می‌توانند اطلاعات مورد نیاز برای طراحی را به دست دهند.

به عنوان مثال در مطالعات ژئوتکنیک پی یک ساختمان چهارطبقه که در یک ناحیه نوساز شهری احداث خواهد شد و قرائن کافی دال بر عدم وجود قنات و یا سایر عوارض نامطلوب در زیر آن وجود داشته و دو حلقه چاه یا گمانه نیز در آن حفاری شده است، دلیلی بر انجام مطالعات ژئوفیزیک برای تکمیل مطالعات و حفاری‌ها نیست. از طرفی دیگر برای یک سد کوتاه که به منظور تغذیه مصنوعی در یک دره عریض با آبرفت همگن و شناخته شده احداث می‌گردد، شاید بتوان فقط با کاوش‌های ژئوفیزیکی اطلاعات مورد نیاز طراحان را به دست آورده و در هزینه‌های حفاری صرفه جویی نمود.

حفاری در مقایسه با روش‌های ژئوفیزیکی از این امتیاز برخوردار است که بطور مستقیم زمین را مورد بازدید قرار داده و از آن نمونه‌گیری می‌نماید. بر همین اساس اطمینان بیشتری نسبت به نتایج آن وجود دارد. این در حالی است که در روش‌های ژئوفیزیکی امکان نمونه‌گیری وجود نداشته و مشخصات پی در این روش‌ها عمدتاً براساس برقراری ارتباط بین خواص خاک یا سنگ و خصوصیات امواج فیزیکی حاصل می‌شود.

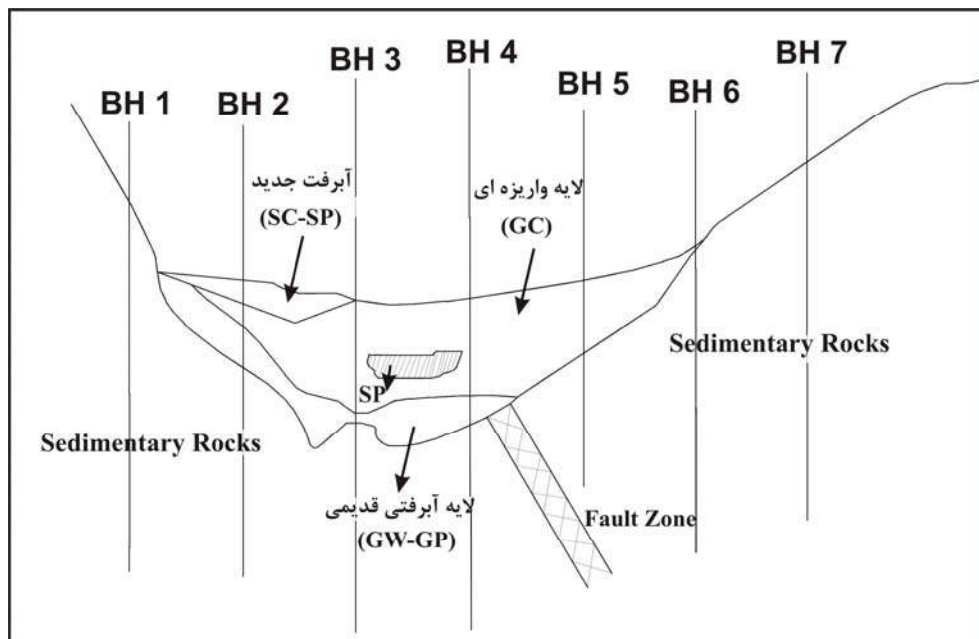
از طرف دیگر، اطلاعات حاصل از حفاری از نقاط پراکنده‌ای به دست می‌آید که با بهره‌گیری مناسب اضافه کردن قضاوت مهندسی و تحلیل‌های مبتنی بر تجربه به آنها تغییرات لایه‌های زیرسطحی در بین این نقاط تخمین زده می‌شود. در چنین شرایطی اگر پدیده خاصی در بین دو گمانه اتفاق افتاده باشد، ممکن است از دید مطالعات به دور بماند.

برای مطالعات ژئوتکنیک ساختگاه سدی که در شکل (۲-۱) نشان داده شده است مجموعاً ۷ گمانه بر روی محور حفاری شده است و بر همین اساس پروفیل سنگ بستر و ضخامت لایه‌های مصالح واریزه‌ای و رودخانه‌ای به دست آمده است. با این حال وجود یک لایه کوچک متشکل از ماسه‌های سست و نفوذپذیر به دلیل قرارگیری در بین گمانه مورد غفلت واقع شده است. عدم توجه به این لایه می‌تواند طراح را در محاسبه نشت پی دچار خطای بزرگی نماید. در همین حال، با آنکه گمانه‌های زیادی در این ساختگاه است، متأسفانه عمیق‌ترین نقطه سنگ بستر و وجود یک ناحیه خرد شده در پی توسط گمانه‌ها مورد شناسایی واقع نشده است. البته وقوع این حالت از احتمال کمی برخوردار است و معمولاً حفاری گمانه‌ها اطلاعات کافی از ساختگاه به دست می‌دهد، با این حال در موارد نادری نظیر آنچه در مثال مذکور نشان داده شده است عدم پیوستگی اطلاعات گمانه‌ها منجر به ارائه تحلیل‌های ناقص توسط طراح خواهد شد.

روش‌های ژئوفیزیک، به رغم کاستی‌هایی که در بیان دقیق خواص لایه‌های پی دارند، معمولاً نتایج را در محدوده مورد مطالعه بطور پیوسته ارائه می‌دهند و می‌توانند به عنوان مکمل حفاری گمانه بکار گرفته شوند. قابل ذکر است که روش‌های ژئوفیزیک از سهولت و سرعت برخوردار بوده و

نسبت به روش‌های حفاری از هزینه کمتری برخوردار هستند، ولی اطلاعات حاصله از آنها حالت اجمالی داشته و از دقت بالایی برخوردار نیست. به عنوان مثال نفوذپذیری لایه‌های پی به طور مستقیم از نتایج ژئوفیزیک قابل استخراج نیست ولی با برقراری ارتباط بین نتایج حاصله بطور غیر مستقیم وضعیت اجمالی نفوذپذیری لایه‌های زیرسطحی روشن می‌گردد.

بسیاری از محققین معتقدند که روش‌های ژئوفیزیک برای ترسیم پروفیل خاک از کارایی لازم برخوردار هستند، با این حال اگر اطلاعات جزئی حاصله از آنها توسط مهندسين مجرب تفسیر نشده باشد ممکن است نتایج غیر واقع بینانه ای به دست دهند.



شکل (۲-۱): ساختگاه یک سد که در آن گمانه‌های حفر شده لایه سست ماسه ای و ناحیه گسله را شناسایی نکرده اند.

۲-۷- هزینه عملیات صحرائی:

شرایط و عوامل مالی نقش حائز اهمیتی در کیفیت و کمیت انجام پروژه‌های ژئوتکنیک ایفاء می‌نماید. از طرف دیگر، و اختصاص مبالغ مالی کافی و لازم به مطالعات ژئوتکنیک در گرو وجود یک برنامه ریزی جامع و مستدل و توجیه پذیر برای مطالعات پیش از انعقاد قرار داد با پیمانکار مطالعات ژئوتکنیک می‌باشد. به بیان دیگر کارفرما یا مشاور طرح باید بر مبنای اطلاعات کلی خود از پروژه و همچنین با استناد به احجام عملیات پروژه‌های مشابه، برنامه مناسبی برای مطالعات ژئوتکنیک تدوین

نماید. متأسفانه ممکن است مواردی نظیر محدود بودن سقف قراردادی پیمانکاران و یا عدم شناخت مهندس مشاور از ابعاد پروژه موجب ارائه برنامه ای ناقص برای مطالعات ژئوتکنیک شده و متعاقب آن توقف‌های ناخواسته برای پروژه و یا انتخاب پارامترهای غیر مستند توسط مشاور، پروژه را ناموفق نماید. در اینجا، به منظور ارائه رهنمودهای کلی توصیه‌های مراجع مختلف برای درصد هزینه اختصاص یافته از کل پروژه به کاوش‌های ژئوتکنیکی ارائه می گردد. یادآوری می گردد که ارقام مذکور با توجه به شرایط اقتصادی و بازار کار در هر کشور متفاوت خواهد بود.

۱. برخی کتب مرجع مهندسی پی از جمله هندبوک مهندسی پی (Winterkorn and Fang, 1975) بیان می دارند که هزینه اکتشافات زیرسطحی حدوداً بین ۰/۵ تا ۱ درصد هزینه احوادث پروژه می باشد. رقم پایین تر (۰/۵ درصد) مربوط به پروژه‌های بزرگتر و پروژه‌هایی می باشد که شرایط تحت الارضی در آنها بحرانی نیست.

۲. در مورد پروژه‌های ساختمان سازی در داخل شهرهای بزرگ، با توجه شناخت مهندسین محلی از زمین منطقه، اطلاعات زیادی از وضعیت جنس زمین در دست است و مهندسین با قدرت بالاتری می توانند سهم قضاوت مهندسی را در برآورد مشخصات زمین افزایش دهند. در این موارد توصیه شده است که درصد هزینه کاوش‌های صحرایی به درصد کل هزینه ساختمان کمتر از ۰/۵ درصد باشد. ASCE (1972) توصیه کرده است که درصد مذکور بین ۰/۱ تا ۰/۵ درصد هزینه کل ساختمان باشد.

۳. براساس تحقیقی که توسط Rowe (1972) صورت پذیرفته است، هزینه اکتشافات صحرایی بر حسب درصدی از هزینه‌های کل پروژه و همچنین برحسب درصدی از عملیات خاکی و پی سازی پروژه مطابق جدول (۱-۲) می باشد:

جدول (۱-۲) : هزینه کاوش‌های صحرایی (Rowe, 1972)

نوع کار	درصدی از هزینه کل پروژه	درصدی از هزینه کل عملیات خاکی و پی سازی
سدهای خاکی	۰/۸۹ تا ۳/۳	۵/۲ تا ۱/۱۴
خاکریزها	۰/۱۲ تا ۰/۱۹	۰/۱۶ تا ۰/۲
دایک‌ها	۰/۲۳ تا ۰/۵	۱/۶۷ تا ۰/۴۲
پل‌ها	۰/۱۲ تا ۰/۵	۱/۳ تا ۰/۲۶
ساختمان‌ها	۰/۰۵ تا ۰/۲۲	۲/۰ تا ۰/۵
جاده‌ها	۰/۲ تا ۱/۵۵	۵/۶۷ تا ۱/۶
خطوط آهن	۰/۶ تا ۲	۳/۵
متوسط کلی پروژه‌ها	۰/۷	۱/۵

۴. برای پروژه‌های بزرگ تونل سازی براساس اطلاعات جمع آوری شده توسط (Parker, 2004) هزینه‌های صرف شده برای کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک این پروژه‌ها بین ۱/۵ تا ۲/۲۵ درصد از هزینه ساخت کل طرح بوده است. بطور کلی در صورتی که صرفه جویی در هزینه احوادث یک پروژه براساس اطلاعات به دست آمده از کاوش‌های صحرایی و آزمایشگاهی بیش از هزینه کاوش‌های ژئوتکنیکی مذکور می باشد، تخصیص مبالغ بیشتر جهت ادامه عملیات ژئوتکنیک قابل توجیه است.

۲-۸- ترتیب و توالی فعالیت‌ها در برنامه

گاهی اوقات به دلیل حساسیت مراحل زمانی انجام کار و وجود ضرب الاجل برای ارائه طراحی‌ها، لازم است عملیات ژئوتکنیک با سرعت بیشتری انجام شده و یا حتی به موازات طراحی‌ها صورت پذیرد. در این صورت روش مناسب آن است که فعالیت‌های طراحی براساس فرضیات و قضاوت مهندسی و با استناد به پروژه‌های مشابه انتخاب گردیده و در همین حال برنامه کاوش‌های صحرایی نیز بطور مناسب ادامه یابد. پس از استخراج پارامترهای لازمه از مطالعات ژئوتکنیک مجدداً طراحی‌ها بازنگری گردد.

ترتیب و مراحل انجام شناسایی‌هایی که باید انجام شود باید مطابق صلاحدید طراح به نحوی انتخاب شود که بیشترین اطلاعات از گمانه‌های اولیه برای تصمیم گیری پیرامون لزوم احوادث گمانه‌های بعدی و یا توسعه آنها به دست آید. به عنوان مثال برای یک ساختگاه سد ممکن است حفاری گمانه‌های تکیه گاهها نسبت به گمانه‌های محل سرریز و یا فرازبند از اهمیت بیشتری برخوردار باشد و حتی استخراج نتایج آبخوری اولیه گمانه‌های مذکور ممکن است منجر به تغییر برنامه اولیه حفاری‌ها گردد.

در هر صورت تعیین ترتیب عملیات شناسایی به وسیله طراح نه تنها مفید بلکه اساسی است و در برخی از موارد اطلاعات حاصل از یک گمانه معمولاً نیاز به حفاری گمانه‌های دیگر را منتفی کند. همچنین در صورتی که زمان پیش بینی شده برای طراحی کوتاه باشد، ممکن است ترتیب عملیات براساس محدودیت زمانی تعیین گردد. ضمن آنکه ممکن است فعالیت‌های رفت و برگشتی بین کاوش‌های صحرایی و کاوش‌های آزمایشگاهی نیز صورت پذیرد. نهایتاً برای فعالیت‌هایی که از نظر طراح توالی آنها اهمیت ندارد، می توان انتخاب ترتیب انجام آنها را به صلاحدید پیمانکار حفاری واگذار نمود. در چنین مواردی ترتیب انجام عملیات بستگی به آن دارد که چه روشی برای حفار ساده تر بوده و حداقل نقل و انتقال دستگاههای حفاری بین گمانه‌ها را در پی خواهد داشت.

۲-۹- فاصله و عمق گمانه‌ها

۲-۹-۱- عوامل موثر در جانمایی گمانه‌ها

فاصله گمانه‌ها از همدیگر و همچنین عمق هر گمانه باید به نحوی انتخاب شود که پس از حفاری و نمونه‌گیری اطمینان کافی از وجود اطلاعات مناسب و لازم در محدوده طرح برای کارشناس مطالعات ژئوتکنیک بوجود آید و کارشناس مطالعات مذکور بتواند با دقت و اطمینان معقولی پارامترهای مورد نیاز طراح را برآورد نموده و در اختیار او قرار دهد. بر همین اساس جانمایی گمانه‌ها و انتخاب عمق آنها معمولاً وابسته به میزان پیچیدگی وضعیت زمین شناسی پی و همچنین شرایط سازه ای پروژه از قبیل میزان و نوع بارها و نهایتاً اهمیت پروژه است. با این حال اگر کارشناس مطالعات ژئوتکنیک در مورد ساختگاه مورد مطالعه تجربه و اطلاعات کافی داشته باشد، می‌تواند به استناد تجربیات خود از منطقه تعداد گمانه‌ها را کاهش دهد. در اینجا بدون توجه به میزان تجربه و اطلاعات کارشناس از منطقه، به اختصار عوامل موثر بر جانمایی گمانه‌ها که وابسته به ساختگاه و یا سازه هستند مورد بحث واقع شود.

الف) وسعت محدوده مورد مطالعه

هرچه محدوده مورد مطالعه وسیع‌تر باشد احتمال وجود عوارضی زیر سطحی و وجود شرایط غیر همگن در آن افزایش می‌یابد و لذا لازم است تعداد گمانه‌های اکتشافی افزایش یابد.

ب) سطح تنش سازه

هرچه سطح تنش سازه و میزان بارها افزایش یابد عمق تاثیر تنش‌ها افزایش یافته و لازم است عمق گمانه‌های اکتشافی افزایش یابد.

ج) پیچیدگی شرایط زمین شناسی ساختگاه

در ساختگاههایی که نظیر بستر رودخانه‌های سیلابی و توده‌های آبرفت‌های در دره‌های تنگ وضعیت غیر همگنی دارند، انتظار تنوع در لایه‌های پی و تغییرات عرضی و طولی آنها بیشتر است و لازم است تعداد گمانه‌ها افزایش یابد.

د) اهمیت و حساسیت پروژه

در برخی ساختگاه‌ها نظیر فونداسیون نیروگاه‌ها لازم است مشخصات مکانیکی پی با دقت بالایی محاسبه شود. این مشخصات در محاسبه دقیق نشست‌ها و دوران پی اهمیت قابل توجهی دارند و بر همین اساس لازم است تعداد گمانه‌ها در این پروژه‌ها افزایش یابد.

۲-۹-۲- توصیه‌های منابع مختلف برای جانمایی گمانه‌ها

محققین و انجمن‌های متعددی پیرامون انتخاب تعداد و عمق گمانه‌ها اظهار نظر نموده‌اند. در اینجا چند مورد از توصیه‌های مطرح شده در مراجع بین‌المللی بیان می‌گردد:

الف) توصیه‌های کلایتون^۱

(Clayton et al., 1997) برای پروژه‌های مختلف جانمایی گمانه‌ها را به صورت زیر پیشنهاد کرده است:

۱. سازه‌های کوچک: برای ساختمانهای کوچک یک گمانه کفایت می‌کند. این گمانه را می‌توان به روش دستی یا ماشینی حفاری نمود.
 ۲. پروژه‌های متراکم: در سازه‌هایی نظیر ساختمانهای متوسط و بلند، سدهای کوچک، پل‌ها و شیروانی‌ها حداقل باید چهار گمانه حفاری گردد.
- پروژه‌های بزرگ: در پروژه‌های بزرگ نظیر خطوط راه آهن و مترو و بزرگراهها توصیه می‌شود که اگر زمین از وضعیت یکنواختی برخوردار است فاصله گمانه‌ها حدود ۳۰۰ متر انتخاب شود. اگر تغییرات زمین در محدوده مورد مطالعه زیاد باشد فاصله گمانه‌ها را می‌توان به ۶۰ متر و حتی ۳۰ متر تقلیل داد. به عنوان مثال برای مطالعه ژئوتکنیک بزرگراهی در آمریکا گمانه‌هایی به عمق ۵ تا ۱۰ متر در فواصل ۱۵۰ متری حفاری گردیده است. در این پروژه برای محل سازه‌های بزرگ و پل‌ها عمق گمانه‌ها به ۲۵ تا ۳۰ متر افزایش داده شده است.

ب) توصیه‌های باولز^۲

- (Bowles (1996 پیرامون تعداد گمانه لازم برای کاوش‌های صحرایی ساختمانها ابراز عقیده کرده است که هیچ معیار صریحی برای برآورد تعداد و عمق گمانه‌های یک پروژه وجود ندارد و باید در هر پروژه ای براساس وضعیت سازه و ساختگاه طرح لازم برای جانمایی گمانه‌ها ارائه گردد. با این حال معیارهای کلی زیر را برای راهنمایی معرفی کرده است:
۱. بطور کلی برای هر ساختمان باید حداقل ۳ گمانه حفاری گردد. در شرایطی که سطح زمین هموار نباشد و یا در حالتی که پیش بینی می‌شود ساختار زمین شناسی پی وضعیت همگنی نداشته باشد، ترجیح دارد که ۵ گمانه (۴ گمانه در گوشه زمین و یک گمانه در وسط) حفاری گردد.
 ۲. در حالتی که تغییرات جنس خاک پی در جهت افقی بیش از تغییرات آن در جهت قائم است لازم است تعداد گمانه‌ها افزایش یابد.
 ۳. برای سازه‌های نقطه ای مثل دکل‌ها یا سازه‌هایی که بر روی سطحی کوچک بنا می‌شوند می‌توان صرفاً یک گمانه حفاری نمود.

^۱ - Clayton

^۲ - Bowles

ج) توصیه های مقررات مهندسی امور دریایی^۱ (NAVFAC)

بر اساس مجلد DM-7.01 از مجموعه مقررات مهندسی امور دریایی ایالات متحده، فاصله لازم برای گمانه ها در کاوشهای صحرایی ژئوتکنیک برای سازه های مختلف مطابق جدول (۲-۲) می باشد (NAVFAC, 1982).

جدول (۲-۲): توصیه های مرجع NAVFAC برای تخمین تعداد گمانه ها (NAVFAC, 1982).

نوع پروژه	طرح گمانه ها
شناسایی اولیه یک منطقه وسیع	فاصله گمانه ها بین ۶۰ تا ۱۵۰ متر مناسب است. توزیع گمانه ها به نحوی صورت پذیرد که مساحت بین هر چهار گمانه تقریباً ده درصد مساحت کل منطقه مورد مطالعه باشد. در کاوشهای تکمیلی برای تهیه مقطع زمین شناسی مناسب، گمانه هایی در محلها و جهت های مفید اضافه گردد.
سازه های بزرگ بر روی پی های منفرد نزدیک به هم	گمانه ها در هر جهت حدود ۱۵ متر از هم فاصله داشته باشند. در محل احتمالی پی دیوارهای خارجی، چاله پی آسانسور و ماشین آلات سنگین و برای تکمیل مقطع زمین شناسی میتوان گمانه هایی اضافه نمود.
مخازن سبک در یک منطقه وسیع	حداقل چهار گمانه در گوشه ها و یک گمانه در مرکز پی.
پی های منفرد صلب با مساحت بین ۲۳۰ تا ۹۰۰ متر مربع	حداقل ۳ گمانه در محیط پی حفاری گردد و اگر نتایج آنها ابهامی داشت گمانه چهارم نیز در مرکز پی حفاری گردد.
پی های منفرد صلب با مساحت کمتر از ۲۳۰ متر مربع	حداقل ۲ گمانه در راستای قطری حفاری گردد و اگر نتایج آنها ابهامی داشت گمانه اضافی حفاری گردد.
دیوارهای ساحلی بزرگ	معمولاً فاصله گمانه ها در طول دیوار از ۱۵ متر بیشتر نیست. به علاوه در محلهای خاص نظیر چاههای پمپاژ عمیق، دریچه ها، کالورت ها و تونلها گمانه اضافی حفاری گردد.
خاکریزهای بزرگ و ترانشه های عمیق	برای تهیه یک مقطع زمین شناسی مناسب جهت تحلیل پایداری، ۳ تا ۵ گمانه در جهت بحرانی حفاری گردد. تعداد مقاطع مورد بررسی تابع شرایط تحلیل پایداری است. برای لغزشهای فعال حداقل یک گمانه در بالای ناحیه لغزش حفاری شود.
سدها و سازه های آبی	فاصله گمانه ها در حاشیه بیرونی پی حدود ۶۰ متر و در وسط پی حدود ۳۰ متر باشد. گمانه هایی جهت شناسایی دقیقتر تکیه گاهها و یا سازه های جانبی نظیر سرریز، تونلها، سیستم آبیگری و تخلیه کننده اضافه گردد.

¹ - Naval Facilities Engineering Command

(د) توصیه‌های داس^۱

- Das (1990) تاکید کرده است که یک قانون کلی برای در نظر گرفتن فاصله گمانه‌ها وجود ندارد و برحسب میزان یکنواختی خاک منطقه و شرایط سازه، در هر پروژه جانمایی گمانه‌ها طراحی می‌شود. توصیه‌های کلی زیر برای شناخت حدود فواصل گمانه‌ها مفید است:
۱. ساختمانهای چند طبقه، ۱۰ تا ۳۰ متر.
 ۲. سازه‌های صنعتی، سوله‌ها، ۲۰ تا ۶۰ متر.
 ۳. بزرگراهها، ۲۵۰ تا ۵۰۰ متر.
 ۴. شهرک‌های متشکل از مجتمع و ساختمانهای مسکونی متعدد، ۲۵۰ تا ۵۰۰ متر.
 ۵. سدها و بندهای انحرافی، ۴۰ تا ۸۰ متر.

۲-۹-۳- توصیه‌هایی برای شرایط خاص کشور ایران

با توجه به وضعیت مطالعات ژئوتکنیک که در ایران انجام می‌شود و همچنین سطح پروژه‌های عمرانی و نحوه استفاده از پارامترهای زمین توسط مهندسان طراح، نگارنده موارد زیر را برای جانمایی گمانه‌ها توصیه می‌کند.

(۱) ساختمانهای کوچک:

توصیه می‌شود برای تخمین عمق خاک دستی و همچنین اندازه گیری دانسیته صحرایی خاک، ۲ گمانه و یا چاه دستی برای ساختمانهای کوچک حفاری گردد. در صورتی که کارشناس مطالعات از مشخصات زمین منطقه به اندازه کافی اطلاع داشته باشد می‌توان تعداد این گمانه یا چاه‌های دستی را به یک فقره کاهش داد.

(۲) ساختمانهای مرتفع با مساحت کمتر از ۱۰۰۰ مترمربع:

برای مطالعه ژئوتکنیک ساختمانهای مرتفع با مساحت کمتر از ۱۰۰۰ مترمربع توصیه می‌شود که ۳ گمانه یا چاه دستی و یا ترکیبی از آنها به صورت مثلی در ساختمان حفاری گردد. در صورت وجود لایه‌های رسی و یا ماسه‌های یکنواخت در لایه‌های فوقانی پی و با وجود بالا بودن سطح آب زیرزمینی منطقه، محاسبه نشست تحکیمی خاک و یا برآورد روانگرایی در پی اهمیت می‌یابد. در این موارد بهتر است تعداد گمانه‌ها به ۴ فقره افزایش یافته و آزمونهای صحرایی با دقت بالاتری انجام شود.

(۳) ساختمانهای مرتفع وسیع:

برای مطالعه ژئوتکنیک ساختمانهای مرتفع و با مساحت بیش از ۱۰۰۰ متر مربع توصیه می‌شود که بین ۶ تا ۸ فقره گمانه یا چاه دستی و یا ترکیبی از آنها در ساختمان حفاری گردد. در صورتی که لایه‌های پی از وضعیت یکنواختی برخوردار بوده و کارشناس مطالعات ژئوتکنیک هم تجربه و اطلاعات

¹ - Das

کافی از منطقه داشته باشد و همچنین شرایط بروز نشست‌های تحکیمی و یا وقوع روانگرایی برای پی وجود نداشته باشد، می‌توان تعداد گمانه‌ها را تا ۳ فقره نیز کاهش داد.

(۴) مجتمع‌های مسکونی و طرح‌های صنعتی:

برای طرح‌های مسکونی بزرگ نظیر مجتمع‌های مسکونی که به صورت شهرک احداث می‌گردند و همچنین برای مطالعه کارخانجات بزرگ صنعتی نظیر کارخانه‌های سیمان، پتروشیمی، ماشین‌سازی و موارد مشابه که معمولاً سیلوها و برج‌های سنگین و خاص دارند، ابتدا برای شناسایی کل محیط و جمع‌آوری اطلاعات عمومی منطقه گمانه‌هایی در نقاط یک شبکه ۲۰۰ متری حفاری گردد و سپس برای پی‌سازه‌های خاص با توجه به شرایط سازه مذکور حفاری و مطالعات ویژه صورت پذیرد.

(۵) پروژه‌های خطی:

برای پروژه‌های خطی نظیر راه آهن، بزرگراه‌ها، تونل‌ها و کانال‌های انتقال آب طویل و موارد مشابه، در مرحله اول مطالعات فاصله گمانه‌ها بین ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ متر و در مرحله دوم مطالعات با توجه به شرایط خاص منطقه و نقاط ابهام پروفیل‌های زمین‌شناسی تهیه شده، گمانه‌هایی در بین گمانه‌های مرحله اول حفاری گردد.

(۶) تونل‌های دسترسی و انحراف آب سدها:

برای تونل‌های مذکور که عمدتاً کمتر از ۱۰۰۰ متر طول دارند، در مرحله اول با توجه به میزان تغییرات زمین در طول مسیر حفاری ۳ تا ۵ گمانه برای شناسایی طولی مسیر تونل توصیه می‌گردد. پس از تهیه پروفیل زمین‌شناسی اولیه، در صورت نیاز گمانه‌های تکمیلی برای رفع ابهامات احتمالی پروفیل مرحله اول حفاری گردد.

(۷) ساختگاه سدها:

مطالعات ژئوتکنیک ساختگاه سدها با توجه به ارتفاع سد و میزان تغییرات زمین‌شناسی پی و همچنین اهداف طرح برنامه ریزی می‌گردد. توصیه‌های کلی برای انتخاب تعداد گمانه‌ها بشرح زیر می‌باشد:

۱. مطالعات مرحله اول طرح:

- برای سدهای کوتاه که ارتفاع آنها کمتر از ۱۵ متر است ۴ تا ۸ گمانه.
- برای سدهای متوسط که ارتفاع آنها بین ۱۵ تا ۵۰ متر است ۶ تا ۱۲ گمانه.
- برای سدهای بزرگ که ارتفاع آنها بین ۵۰ تا ۱۰۰ متر است ۱۰ تا ۲۰ گمانه.
- برای سدهای با ارتفاع بلندتر از ۱۰۰ متر بین ۲۰ تا ۴۰ گمانه.

۲. مطالعات مرحله دوم طرح:

در مطالعات مرحله دوم طرح‌های سد سازی بسته به میزان ناهمگنی محیط و شدت تغییرات جنس لایه‌ها و همچنین اهمیت پروژه، تعداد گمانه‌های طرح بین یک تا دو برابر گمانه‌های فاز اول مطالعات خواهد بود.

۲-۹-۴- توصیه‌های منابع مختلف برای انتخاب عمق گمانه‌ها:

بطور کلی نمی‌توان دستورالعمل کلی و یکپارچه‌ای برای تعیین عمق گمانه‌ها ارائه نمود. تعیین عمق گمانه‌ها تابع شرایط بارهای وارده بر پی، وضعیت زمین‌شناسی پی و سایر شرایط تحت‌الارضی می‌باشد. در سازه‌های آبی و سدهای مخزنی نفوذپذیری پی از اهمیت بالایی برخوردار است. در اینجا به منظور اطلاع از توصیه‌های کلی و سرانگشتی موجود در مراجع علمی خلاصه‌ای از نظرات محققین پیرامون انتخاب عمق گمانه‌ها ارائه می‌گردد. با این حال تاکید می‌گردد که همه این محققین نیز بر توجه به شرایط خاص هر پروژه و دقت در عوارض زیر سطحی برای تعیین عمق گمانه‌ها تاکید دارند.

الف) توصیه‌های ورسلو^۱

Hvorslev (1994)، توصیه کرده است که عمق گمانه‌ها برای شناسایی ساختگاه سدهای خاکی حداقل معادل نصف عرض سد در کف باشد. برای سدهای بتنی عمق شناسایی بهتر است بین ۱/۵ تا ۲ برابر ارتفاع سد انتخاب گردد. از سوی دیگر، حفاری گمانه باید تا جایی ادامه یابد که لایه نفوذناپذیر در پی شناسایی گردد.

همچنین Hvorslev (1994)، توصیه کرده است که عمق اولیه شناسایی برای دیواره‌ای حائل بین ۰/۷۵ تا ۱/۵ برابر ارتفاع دیوار از کف آن و یا از کف شمع‌های نگهدارنده باشد.

ب) توصیه‌های کلایتون^۲

Clayton et al. (1997) توصیه کرده‌اند که عمق گمانه‌ها با توجه به میزان بارهای وارده به پی و توزیع تنش‌ها در عمق و همچنین وضعیت فشار آب تعیین گردد. در پروژه‌های مختلف از موارد زیر می‌توان استفاده کرد:

۱. مخازن ذخیره آب: عمق گمانه‌ها در مخازن ذخیره آب به نحوی تعیین شود که حتی‌المقدور تا لایه نفوذناپذیر ادامه یافته و یا حداقل عمق گمانه‌ها بیش از ۲ برابر ارتفاع آب مخزن باشد.

۲. پی سازه‌ها: حفاری گمانه تا جایی ادامه یابد که افزایش تنش قائم به خاطر احداث سازه در پی حداکثر معادل ۱۰٪ تنش در زیر پی باشد. همچنین به عنوان یک راهنمای کلی می‌توان از شکل (۲-۲) برای تخمین عمق گمانه‌ها استفاده کرد.

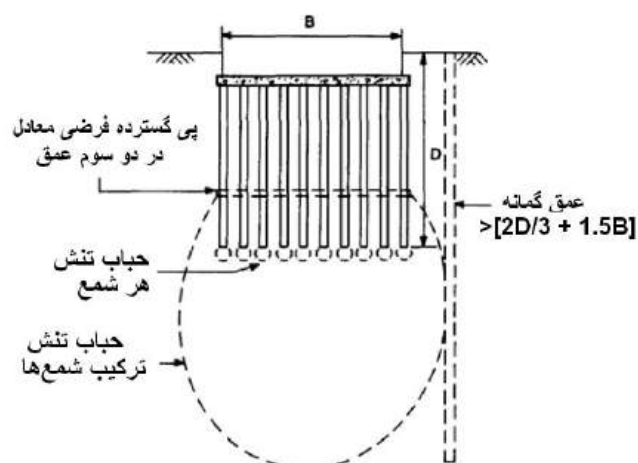
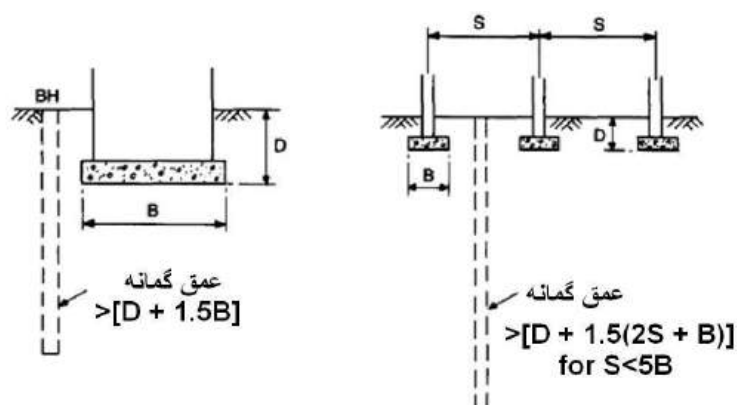
۳. راه‌ها: در پروژه‌های راهسازی معمولاً عمق گمانه محدود به ۲ تا ۴ متر است. با این حال در مواردی که طرح راه با خاکبرداری یا خاکریزی حجیم و ضخیم مواجه می‌شود،

^۱ - Hvorslev

^۲ - Clayton

توصیه می شود که حداقل ۵ متر زیر سطح تمام شده راه در خاکبرداری و حداقل ۱/۵ برابر ارتفاع خاکریز در خاکریزی توسط گمانه ها شناسایی شود.

۴. خاکریزها: برای شناسایی خاکریزها و دایک ها، عمق شناسایی حداقل باید به اندازه ارتفاع خاکریز باشد. در صورتی که محاسبه نشت حساسیت دارد، لازم است به اندازه عرض خاکریز در کف شناسایی شود.



شکل (۲-۲): توصیه Clayton et al. (1997) برای تعیین عمق گمانه در پی های سطحی و عمیق

ج) توصیه‌های انجمن مهندسان عمران آمریکا (ASCE)

انجمن مهندسان آمریکا (ASCE, 1972) توصیه کرده است که عمق گمانه در مطالعات پی ساختمانها معادل کمترین دو مقدار زیر انتخاب شود:

۱. عمقی که افزایش تنش کل در اثر احداث پی ($\Delta\sigma$) در آن معادل ده درصد تنش خالص در زیر پی باشد.

۲. عمقی که افزایش تنش کل در اثر احداث پی ($\Delta\sigma$) در آن معادل پنج درصد تنش موثر تماس خاک بدون توجه به بارگذاری جدید باشد.

برهمن اساس جدول (۳-۲) توسط مرجع مذکور برای انتخاب عمق گمانه‌های مربوط به مطالعات پی ساختمانها برحسب تعداد طبقات و عرض ساختمان ارائه شده است.

جدول (۳-۲): عمق گمانه برحسب متر برای ساختمانها (ASCE, 1972)

تعداد طبقه ساختمان	عرض ساختمان=۳۰ متر	عرض ساختمان=۶۰ متر	عرض ساختمان=۱۲۰ متر
۱	۴	۴	۴
۲	۶	۷	۷
۳	۱۰	۱۳	۱۴
۴	۱۶	۲۱	۲۵
۵	۲۴	۳۳	۴۲

د) توصیه‌های ساورز^۱

Sowers and Sowers (1970) توصیه کرده است که عمق گمانه برای شناسایی پی ساختمانها بین $3S^{1/7}$ تا $6S^{1/7}$ که در آن S تعداد طبقات ساختمان می باشد، انتخاب شود. حد پایین محدوده مذکور برای ساختمانهای با سازه فولادی سبک و یا ساختمانهای با سازه بتنی کم عرض و حد بالای آن برای ساختمانهایی که دارای سازه فولادی سنگین و یا سازه بتنی عریض هستند توصیه شده است.

ه) توصیه‌های وینترگرن و فنگ^۲

Winterkorn and Fang (1972)، تاکید کرده اند که عمق گمانه‌ها باید به اندازه ای باشد که اطلاعات مربوط به مصالحی که ممکن است برای پایداری سازه مسئله سازه بود

^۱ - Sowers

^۲ - Winterkorn and Fang

و یا نشست‌های توجیه ناپذیری بوجود آورد، فراهم گردد. براین اساس توصیه‌های زیر را برای انتخاب عمق گمانه‌ها ارائه کرده اند:

(الف) برای سازه‌های نقطه ای مانند ساختمانها، عمق گمانه‌ها تا جایی ادامه پیدا کند که تنش‌های قائم حداکثر ۱۰٪ و تنش‌های برشی حداکثر ۵ درصد تنش زیر پی گردند.

(ب) برای سدهای مخزنی حداقل یکی از گمانه‌ها تا سنگ بستر ادامه یابد. حفر این گمانه به منظور اطمینان از عدم وجود لایه‌های کاملاً نفوذپذیر در پی توصیه می شود.

(ج) برای تونلها و سازه‌های زیرزمینی حداقل عمق گمانه‌ها معادل تراز کف این بناها انتخاب شود.

(د) برای سازه‌هایی نظیر بزرگراهها و راه آهن، در جاهایی که خاکبرداری و خاکریزی قابل توجهی صورت نمی پذیرد، عمق گمانه‌ها حداقل باید ۵ فوت پایین تر از زیر اساس انتخاب گردد.

(و) توصیه‌های باولز^۱

Bowles(1996) در ارتباط با نحوه انتخاب عمق گمانه‌ها ابراز عقیده کرده است که گمانه‌ها باید تا جایی ادامه یابند که افزایش تنش ناشی از احداث سازه اهمیت دارد. معمولاً گفته می شود که در عمقی که افزایش تنش ناشی از احداث سازه در آن کمتر از ۱۰ درصد فشار تماسی زیر پی است، این شرایط حاصل می شود. برای پی‌های مربعی این عمق حدود ۲ برابر عرض پی است. تاکید کرده است که برای ساختمانهای بلند که در پلان ابعاد کوچکی دارند و به صورت یک برج بالا رفته اند، لازم است حداقل یک گمانه تا سنگ کف و یا تا جایی که گمانه با یک خاک سخت مواجه می شود، ادامه یابد.

۲-۱۰- توصیه‌های عمومی برای کارشناس ژئوتکنیک کارگاه

کارشناس ژئوتکنیک کارگاه در مرحله مطالعات شناسایی بر کار گروه حفاری و نمونه گیری نظارت می نماید. همچنین در زمان اجرای طرح به عنوان کارشناس رابط بین تیم طراحی (دفتر مرکزی) و دفتر فنی پیمانکار و ناظر عملیات اجرایی در کارگاه حضور دارد. کارشناس مذکور نقش حائز اهمیتی در گردآوری اطلاعات مناسب و همچنین جهت دهی به کاوش‌های صحرایی دارد. بر همین اساس توصیه‌هایی عمومی برای جلب نظر و افزایش کارایی کارشناسان ژئوتکنیک صحرایی ارائه می گردد. این توصیه‌ها غالباً توسط استانداردهای معتبر و از جمله FHWA بیان شده است.

¹ -Bowles

۱. کارشناس ژئوتکنیک کارگاه بهتر است قبل از اعزام به کارگاه با مطالعه مستندات طرح شناخت کافی از اهداف پروژه، مشخصات فنی و فهرست بهاء پروژه پیدا کند. توصیه می‌شود که یک کپی از پلان جانمایی گمانه‌ها و مشخصات فنی طرح در دفتر کارگاه داشته باشد.
۲. با ساختگاه و راههای دسترسی آن و روستاهای مجاور و همچنین محدودیت‌های آن آشنایی پیدا کند.
۳. اطلاعات علمی موجود پیرامون وضعیت لایه‌های پی و تشکیلات زمین شناسی ساختگاه را قبل از ترک دفتر مرکزی به دست آورد.
۴. اطلاعاتی که در کاوش‌های صحرایی به دست می‌آورد را مرتباً در نزد خود تحلیل نموده و مرور نماید.
۵. بطور روزانه با مهندس طراح پروژه و یا کارشناس نظارت عالی و یا مدیر پروژه در تماس باشد و روند کار را با او در میان بگذارد. شرایطی که در طول روز گذشته با آن مواجه شده است را با وی در میان بگذارد.
۶. هر چند وقت یکبار که به دفتر مرکزی می‌آید قبل از رفتن به مأموریت مجدد به اندازه کافی فرم، پوشه، استامپ،... را تهیه و همراه خود به کارگاه ببرد. برخی از فرم‌هایی که باید در کارگاه داشته باشد به قرار زیر می‌باشد:
 - یادداشت‌های روزانه
 - فرم خالی لوگ گمانه‌ها، چاله‌های آزمایشی، جانمایی چاهها،...
 - فرم گزارش پرداخت‌ها به پیمانکار، صورتجلسات کارگاهی،...
 - فرم ساعت کارکرد اعضاء
۷. به دقت کارهای گروه حفاری را تحت نظر بگیرد و مخصوصاً در موارد زیر دقت مضاعف داشته باشد:
 - الان در چه عمقی حفاری می‌شود؟ (طول میله‌های حفاری را محاسبه کند)
 - الان به چه روشی حفاری و نمونه‌گیری می‌کنند؟
 - آیا چیز خارج از معمولی وجود ندارد؟ آبخوری بالا، افتادن میله‌ها،...
 - تعداد ضربات آزمون SPT و همچنین تعداد ضربه نفوذ غلاف را هر چند وقت یکبار شخصاً بشمارد.
 - عمق آب زیرزمینی را اندازه‌گیری کند، درجه رطوبت نمونه‌ها را یادداشت کند.
۸. با حفار بر سر رعایت مشخصات فنی با جدیت برخورد کند و تعارف به خرج ندهد.
۹. نمونه‌های خاک و سنگ را طبقه‌بندی کند. نمونه‌های خاک در محفظه‌های ویژه نگهداری شود. فراموش نشود که آنها را شماره‌گذاری کرده و روی ظرف‌های

مربوطه با ماژیک یا هر قلم دیگری شماره نوشته شود. مطمئن شود که نمونه‌های سنگ را درست در باکس‌ها می‌گذارند. از جعبه‌ها عکس تهیه کند و پس از آن آنها را برای نگهداری در انبار ارسال کند.

۱۰. تاکید شود که نمونه‌های دست نخورده را درست نگهداری کنند. آیا در حمل و جابجایی آنها دقت کافی می‌شود؟ خوب موم اندود شده‌اند؟ درست شماره گذاری شده‌اند و روی هر یک شماره مربوطه نوشته شده است؟

۱۱. قبل از اینکه با مدیر پروژه و یا مهندس ژئوتکنیک طرح هماهنگی نماید، اطلاعات تائید نشده پروژه را در اختیار دیگران قرار ندهید.

۱۲. همواره تعدادی ظرف نگهداری نمونه و پلاستیک‌های بسته بندی اضافی همراه خود در دفتر کار صحرا داشته باشد.

۱۳. وقتی که با یک مورد مشکوک و یا یک عارضه ناشناخته در پی مواجهه شده و فکر می‌کند که تصور مهندس مطالعات ژئوتکنیک طرح هماهنگ با این یافته جدید نیست با او در میان بگذارد. شاید لازم باشد روش حفاری و یا نمونه گیری برای این ساختار جدید عوض گردد.

۱۴. وقتی که فکر می‌کنید که اگر با همین روند پیش بروید ممکن است حادثه‌ای جبران ناپذیر پیش بیاید و یا وقتی که سیستم حفاری یا نمونه گیری کار خود را خوب انجام نمی‌دهد و شما هم نمی‌توانید روند کار را به حالت مناسبی برگردانید، شک نکنید که باید کار را تعطیل کنید و سریعاً با مهندس مطالعات ژئوتکنیک و یا مدیر پروژه تماس بگیرید تا تصمیم مقتضی را بگیرند.

۱۵. همواره به یاد داشته باشید که اطلاعاتی که شما از صحرا به دست می‌آورید پایه همه طراحی‌ها و تصمیم‌گیری‌های مهندسی خواهد شد. پس در این کار سهل‌انگاری نکنید و برای دیگران هم اهمیت کار را توضیح دهید.

۱۶. تکراری بودن کار دلیلی بر عدم لزوم انجام آن نیست، به هر تعدادی که گفته‌اند کار را با دقت انجام دهید.

۱۷. شما اگر مشخصات زمین را شناخته‌اید دلیل بر آن نیست که کار نباید ادامه یابد. شناخت زمین باید از طریق مدارک و مستنداتی که شما در صحرا تهیه می‌کنید برای هرکسی در آینده هم عملی باشد.

۱۸. در اوقات فراغت کارگاهی به شناسایی جنس زمین‌های اطراف محدوده مورد مطالعه بپردازید. شاید در آینده اطلاعات شما از مناطق دیگر منطقه، مهندس ژئوتکنیک طرح را یاری دهد.

فصل سوم: روشهای حفاری

۳-۱- مقدمه:

حفاری^۱ معمول ترین و قدیمی ترین روش شناسایی زیر سطحی است. در واقع به واسطه حفاری دسترسی مستقیم به محیط زیر سطحی بوجود آمده و بدین ترتیب ضمن شناسایی ظاهری خاک و یا سنگ پی، انجام آزمایش‌های صحرایی امکان پذیر می گردد. بر همین اساس همواره حفاری به عنوان اصلی ترین قسمت مطالعات ژئوتکنیک ساختگاه سازه‌ها مطرح بوده و تجهیزات متنوعی برای این منظور ابداع شده است. هر یک از تجهیزات موجود براساس یکی از مکانیزم‌های حفاری عمل نموده و شرایط خاصی برای زمین و نمونه‌های اخذ شده بوجود می آورند. به منظور استفاده بهینه از تجهیزات مذکور و دستیابی به مناسب ترین روش حفاری لازم است مکانیزم‌های مختلف حفاری بررسی شده و قابلیت هر مکانیزم و هر دستگاه برای حفاری در زمین‌های مختلف مورد بحث واقع شود. از طرف دیگر علاوه بر تنوع در تجهیزات حفاری و همچنین روش‌های مختلف حفاری، حفره و یا چاله ایجاد شده در زمین نیز بر حسب اهداف حفاری از تنوع برخوردار است. انواع روش‌های حفاری به لحاظ شکل حفره ایجاد شده و مکانیزم مورد نظر برای حفاری به قرار زیر می باشد:

۱. حفر چاه دستی توسط مقنی
۲. حفر چاله آزمایشی و یا ترانشه توسط بیل مکانیکی.
۳. حفاری گمانه توسط دستگاههای حفاری.

¹ -Drilling

از سوی دیگر حفاری به دلایل و اهداف مختلفی صورت می پذیرد. اصلی ترین اهداف حفاری به قرار زیر می باشد:

۱. حفاری برای شناسایی منابع قرضه
۲. حفاری برای شناسایی ساختار پی سازه‌ها.
۳. حفاری برای نصب تجهیزات زهکشی و یا ابزار دقیق.
۴. حفاری گمانه برای تزریق و یا سایر تکنیک‌های اصلاح زمین.

در این فصل ابتدا اشکال مختلف حفاری به اختصار مورد بحث واقع شده و سپس روش‌ها و تجهیزات مختلف گمانه زنی که بخش اصلی مطالعات ژئوتکنیک را تشکیل می دهد به تفصیل بررسی می گردد.

۳-۲- حفاری چاله، چاه آزمایشی و ترانشه:

در سازه‌های سبک که معمولاً عمق مورد نظر برای بررسی در آنها محدود است، اگر ساختار لایه‌های پی ریزشی نباشد، می توان به جای حفاری گمانه از حفاری چاله، چاه و یا ترانشه برای شناسایی‌های زیر سطحی استفاده کرد. همچنین در پاره ای از موارد به علت درشت دانه بودن جنس خاک امکان نمونه گیری در روش حفاری گمانه وجود ندارد، در این صورت می توان با حفاری یک چاه قطور نمونه‌های مناسبی از پی اخذ نمود. روش‌های غیر گمانه ای حفاری به اختصار مورد بحث واقع می شود.

۳-۲-۱- حفاری چاله آزمایشی^۱

چاله‌های آزمایشی معمولاً بین ۳ تا ۵ متر عمق و ۶۰ تا ۱۰۰ سانتی متر قطر دارند. این چاله‌ها به منظور شناسایی لایه سطحی خاک و یا انجام آزمایش بارگذاری صفحه ای حفاری می گردند. غالباً حفاری این چاله‌ها توسط مقنی و به روش سنتی صورت می پذیرد. با این حال در مواردی که تعداد چاله‌ها خیلی زیاد است و یا سطح آب زیر زمینی مانع حفاری دستی است بهتر است حفر این چاله‌ها با بیل مکانیکی و یا وسائل مشابه صورت پذیرد. در هر صورت در چاله‌هایی که به روشی دستی حفاری می گردند لازم است امکان ریزش جدار چاله مورد توجه بوده و در صورت نیاز تمهیدات لازم برای مقابله با مخاطرات احتمالی صورت پذیرد.

حفر چاله آزمایشی در پروژه‌های خطی نظیر بزرگراه‌ها و کانال‌های انتقال آب و همچنین برای شناسایی منابع قرضه کارائی خوبی دارد. در این چاله‌ها علاوه بر امکان انجام برخی آزمون‌های برجا و همچنین نمونه گیری دست خورده از جدار چاله، امکان تهیه بلوک خاک از توده‌های دارای چسبندگی و اخذ نمونه دست نخورده برای انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی از آن وجود دارد.

¹ -Test Pit

۳-۲-۲- حفاری چاه^۱:

چاه معمولاً دارای عمق ۵ تا ۳۰ متر و قطر ۸۰ تا ۱۲۰ سانتی متر است و توسط مقنی حفاری می گردد. این روش شناسایی معمولاً در پروژه‌های ساختمان سازی درون شهری که نقل و انتقال دستگاه حفاری برای آنها ممکن است به صرفه نبوده و یا امکان پذیر نباشد و همچنین در لایه‌هایی که به دلیل ریزشی بودن امکان اخذ نمونه دست نخورده از آنها نیست، کارائی دارد.

حفاری چاه امکان تهیه لوگ دقیق لایه‌های زیر سطحی و همچنین انجام برخی آزمونهای برجا نظیر بارگذاری صفحه ای و دانسیته در محل را فراهم می آورد. با این حال با توجه به آنکه روابط و همبستگی‌های ارائه شده برای عدد حاصله از آزمون نفوذ استاندارد (SPT) برای انجام این آزمایش در گمانه ارائه شده است، توصیه می شود که از انجام این آزمون در چاه‌ها خودداری و یا اینکه با انجام طرحهای تحقیقاتی، ضریب اصلاح ویژه ای برای تبدیل نتایج چاه به گمانه به دست آورده شود.

قابل ذکر است که حفاری چاه برای توده‌های غیر ریزشی ریزدانه و آبرفتهای سیمانته راهکار مناسب برای تعیین مشخصات لایه‌های زیر سطحی و ضخامت لایه خاک دستی و همچنین بررسی وجود قنات و یا حفرات انحلالی می باشد. در ایران با توجه به قدمت تجربه در حفاری قناتها و چاه‌ها و همچنین بالا بودن سطح آب زیر زمینی در بسیاری از مناطق کشور این روش شناسایی روشی کم خرج و پُر فایده است و لازم است محققین کاوش‌های صحرایی انجام آزمون‌های برجا در چاه را به خاطر شرایط خاص کشور و وجود نیروهای محلی مجرب بومی سازی نمایند.

۳-۲-۳- حفاری ترانشه اکتشافی^۲:

ترانشه^۳ به عرض ۶۰ تا ۱۰۰ سانتی متر و عمق ۳ تا ۵ متر معمولاً توسط بیل مکانیکی و یا سایر ماشین آلات عملیات خاکی به صورت طولی حفاری می گردد. پس از حفر ترانشه شناسایی زیر سطحی از طریق مشاهده مستقیم لایه‌ها در جدار ترانشه و همچنین نمونه گیری انجام می شود. این روش شناسایی نسبت به سایر روش‌ها کاربرد و کارائی کمتری دارد، ولی در مواردی که تعیین امتداد یک عارضه زیر سطحی نظیر یک لنز ماسه ای و یا وجود ناپیوستگی‌های خاص نظیر نواحی خرد شده و یا گسل‌ها مورد نظر بوده و عمق مطالعه نیز کمتر از ۵ متر باشد، می توان از حفاری ترانشه به عنوان یک راهکار سریع و آسان برای جمع آوری اطلاعات استفاده کرد.

^۱ -Well - drilling

^۲ -Exploration Trenches

^۳ -Trench

قابل ذکر است که حفاری ترانشه‌های طویل (با طول بیش از ۱۰۰ متر) معمولاً توسط ماشین آلات مخصوص حفاری ترانشه^۱ که دارای انواع کلنگی و لیزری می باشند انجام می شود. این دستگاه‌ها در پروژه‌های وسیع آبیاری و زهکشی استان خوزستان که مشتمل بر حفاری دهها هزار متر ترانشه برای کار گذاری زهکش‌های عمقی می باشند به کار گرفته شده است.

۳-۳- حفاری گمانه^۲:

گمانه (Borehole) سوراخی است به قطر ۵ تا ۲۵ سانتی متر که توسط دستگاه‌های حفاری در زمین حفر شده و بسته به روش حفاری امکان نمونه گیری و انجام آزمایش‌های برجا و یا تزریق دوغاب را فراهم می سازد. همچنین از حفاری گمانه ممکن است برای جاسازی خرج انفجار نصب ابزار دقیق، تجهیزات زهکشی و یا بهسازی زمین استفاده شود. معمولاً حفاری گمانه به یکی از پنج روش زیر صورت می پذیرد:

۱. حفاری مته ای^۳
۲. حفاری ضربه ای^۴
۳. حفاری شستشویی^۵
۴. حفاری دورانی^۶
۵. حفاری چکشی^۷

انتخاب روش حفاری تابع جنس لایه‌های زمین و همچنین اهداف حفاری می باشد. هر یک از روش‌های مذکور به لحاظ قابلیت حفاری در عمق، امکان نمونه گیری و انجام آزمایش‌های برجا و همچنین دقت و سرعت حفاری از مشخصات ویژه ای برخوردار هستند و لازم است در انتخاب روش حفاری ملاحظات و مشخصات مذکور مورد توجه واقع شود. در ادامه این فصل مبانی روش‌های مذکور و تجهیزات مربوطه مورد بررسی واقع می گردد. قابل ذکر است که علاقمندان می توانند برای مطالعه بیشتر جزئیات روش‌ها و تجهیزات حفاری به (ASTM-D4700، AASHTO(1988 و یا به نشریه FHWAHI- 97 – 021 (1997 و همچنین کتاب روش‌های حفاری نوشته آقای مرتضی اصائلو مراجعه نمایند.

^۱ -Trencher

^۲ -Boring

^۳ -Auger Boring

^۴ -Percussion Drilling

^۵ -Wash Boring

^۶ -Rotary Drilling

^۷ -Hammer Drilling

۳-۳-۱- مجموعه ادوات سیستم‌های حفاری:

مجموعه مورد استفاده برای حفاری گمانه‌های اکتشافی و نمونه‌گیری غالباً به عنوان دستگاه حفاری شناخته شده و متشکل از ادوات زیر می‌باشد:

۱. موتور، که برای تامین انرژی مورد نیاز برای چرخاندن مته‌ها و دستگاه نمونه‌گیر و همچنین اعمال فشار لازم برای فرو بردن غلاف (Casing) و نمونه‌گیر در درون زمین بکار گرفته می‌شود.
۲. پمپ و یا کمپرسور، که جریان سیال با گل حفاری در داخل گمانه را برقرار کرده و بدین ترتیب خرده‌های حفاری (Cutting) از درون گمانه تخلیه شده و سرشته خنک می‌شود.
۳. سیستم وینچ، که مشتمل بر ریل‌هایی برای جابجایی دستگاه حفاری است.
۴. دکل حفاری، که یک قاب ۳ یا ۴ پایه است و قرقره‌ای به آن متصل می‌باشد. از این قرقره و طناب متصل به آن برای بیرون کشیدن میله‌ها و ادوات حفاری از درون گمانه و همچنین بالا بردن وزنه آزمایش SPT استفاده می‌شود.
۵. تجهیزات حفاری، که مشتمل بر میله‌های حفاری (Rods)، غلاف (Casing)، سرمته (Bit)، نمونه‌گیر (Sampler) و سایر لوازم جزئی می‌باشد.
۶. حوضچه ته‌نشینی، که برای رسوب کردن خرده‌های حفاری که از ته گمانه بالا می‌آیند به کار می‌آید. گاهی اوقات پیش از ورود خرده‌ها به این حوضچه آنها را الک می‌کنند.

۳-۳-۲- ریزش و تثبیت جدار گمانه:

در صورتی که مصالحی که در آن حفاری می‌شود از چسبندگی و یا سیمانتاسیون کافی برخوردار نباشد، معمولاً حفاری موجب ریزش جدار گمانه می‌شود. گمانه‌هایی که در خاک‌های چسبنده حفاری می‌شوند حتی تا چندین متر زیر سطح آب زیر زمینی هم بدون غلاف گذاری (کیسینگ) می‌توانند پایدار بمانند. با این حال هر چه عمق حفاری در آب زیر زمینی افزایش می‌یابد خطر ریزش جدار افزایش یافته و حتی ممکن است در اعماق زیاد حفاری در سنگ نیز به علت شرایط خاص درزه‌ها با ریزش مواجه شود. بر همین اساس در مواردی که احتمال ریزش جدار وجود دارد دیواره گمانه، مخصوصاً قسمتی که در زیر سطح آب زیر زمینی حفاری می‌گردد، توسط غلاف‌های فلزی موسوم به کیسینگ پایدار می‌شود. البته راه‌های دیگری نیز نظیر تثبیت بوسیله گل حفاری یا گل‌های پلیمری^۱، تزریق دوغاب و یا منجمد کردن محیط پیرامون گمانه نیز برای پایدار نگه داشتن جدار گمانه وجود دارد ولی موثرترین و معمول‌ترین روش تثبیت و پایدارسازی جدار گمانه همان استفاده از غلاف‌های فلزی می‌باشد.

کیسینگ یا غلاف، لوله‌ای فلزی و تو خالی است که بسته به محیط مورد نظر برای حفاری ممکن است سرمته‌هایی نیز بر نوک آن جاسازی شده باشد. انتخاب قطر کیسینگ وابسته به قطر مورد نظر

^۱ - Polymeric drilling muds

برای حفاری است و معمولاً دارای قطر بین ۶۰ تا ۱۳۰ میلی متر است. در برخی از حفاری‌ها به علت آنکه چند متر از لایه رویی از خاک دستی تشکیل شده و احتمال ریزش دارد، صرفاً همین محدوده غلاف گذاری می گردد. با این حال در موارد دیگر، ممکن است غلاف گذاری تا انتهای گمانه ادامه یابد.

در صورتی که محاسبه ضریب نفوذ پذیری و میزان آب خوری محیط مورد نظر باشد، نمی توان از گل حفاری و یا تزریق برای پایدار ساختن جدار گمانه استفاده کرد. زیرا این روش‌ها عملاً میزان نفوذ پذیری را کاهش می دهند و نتایج آزمایش فشار آب^۱ در محیط‌های تزریق شده و یا گمانه‌هایی که با گل حفاری تثبیت شده اند، غیر واقعی خواهد بود. حتی اگر انجام آزمایش نفوذپذیری در برنامه کاوش‌ها نباشد، اگر جدار گمانه توسط گل حفاری پایدار شود معمولاً این اشکال بوجود می آید که کاتینگ‌ها با گل مذکور مخلوط شده و تشخیص ترکیب و جنس واقعی مصالح را دشوار می سازد.

تحقیقاتی که توسط نگارنده پیرامون اثر استفاده از گل حفاری بر نتایج آزمون برش مستقیم انجام شده است نشان می دهد که استفاده از گل حفاری منجر به افزایش چسبندگی نمونه‌های بازسازی شده می گردد. مقایسه نتایج آزمون برش مستقیم با اندازه ۳۰ × ۳۰ سانتی متر مربع بر روی نمونه‌های اخذ شده از چاه‌های حفاری شده با دست در چندین پروژه درون شهری تهران با نتایج آزمون برش مستقیم با اندازه ۱۵ × ۱۵ سانتی متر مربع بر روی نمونه‌های اخذ شده از گمانه‌هایی که در حفاری آنها از گل حفاری استفاده شده است نشان می دهد که وجود گل حفاری موجب افزایش غیر واقع بینانه چسبندگی نمونه‌ها در آزمایش برش مستقیم می گردد.

۳-۳-۳ - تراوش آب و تورم در جدار گمانه:

حفاری گمانه موجب کاهش سطح تنش در جدار گمانه می شود. این کاهش سطح تنش که به نوعی باربرداری محسوب می شود، برای خاک جدار گمانه‌هایی که در زیر یا بالای سطح آب زیر زمینی حفاری می گردند تورم بوجود می آورد. با این حال در مورد گمانه‌هایی که در زیر سطح آب زیرزمینی حفاری می گردند تورم مذکور می تواند همراه تراوش آب‌های زیرزمینی به درون گمانه بوده و باعث دست خوردگی مصالح گردد. برای جلوگیری از اثرات نامطلوب دست خوردگی مذکور بهتر است در مورد گمانه‌هایی که در زیر سطح آب زیرزمینی حفاری می گردند همواره سطح آب گمانه هم تراز و یا بالاتر از سطح آب زیر زمینی قرار گیرد. در این صورت دست خوردگی نمونه‌ها به علت از بین رفتن گرادیان هیدرولیکی کاهش می یابد.

قابل ذکر است که اگر سطح آب گمانه بالاتر از سطح آب زیر زمینی قرار گیرد، جریان آب از گمانه به محیط اطراف برقرار شده و اندکی جدار گمانه را تثبیت می کند. با این حال در مواردی که نمونه

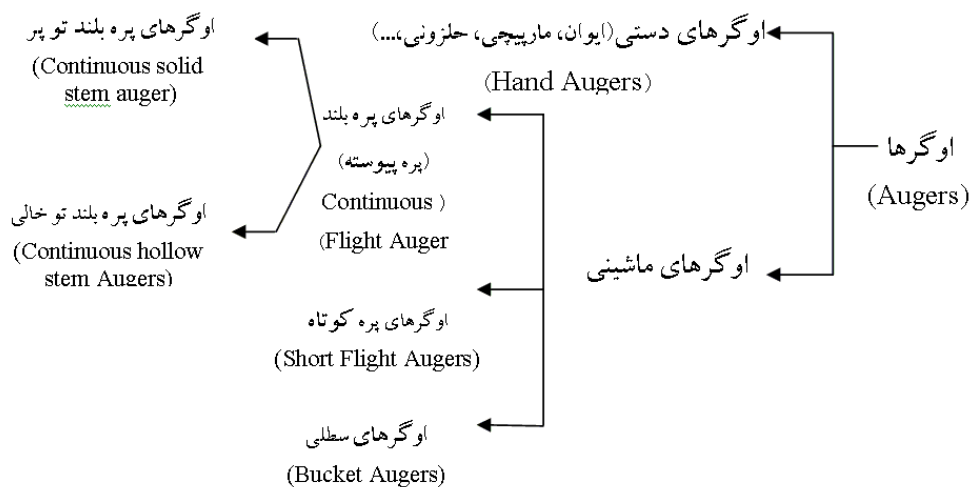
^۱ - Water Pressure test (WPT)

گیری دست نخورده از بالای سطح آب زیر زمینی مورد نظر است بهتر است سطح آب در حد سطح آب زیر زمینی بماند. در واقع افزایش سطح آب گمانه موجب تغییر رطوبت نمونه‌های خاک شده و در برخی موارد نیز می‌تواند موجب به هم ریختن ساختار خاکهای حساس گردد (Witerkorn and Fang, 1975).

۳-۴- حفاری مته ای (حفاری با اوگر):

یکی از روش‌های حفاری گمانه استفاده از مته ای مخصوص به نام اوگر است که دارای شکل‌های متنوعی است و لیکن در تمام آنها با چرخاندن سر مته و بطور همزمان اعمال فشار رو به پایین به آن، مته در داخل زمین نفوذ می‌کند. بطور کلی اعمال بار به اوگر به دو صورت دستی و ماشینی صورت می‌پذیرد و حداکثر عمق حفاری در سیستم‌های ماشینی به مراتب بیشتر از سیستم‌های دستی است. از سوی دیگر اوگرهای ماشینی با توجه به شکل مته آنها به انواع مختلفی تقسیم می‌شوند. در شکل (۱-۳) تقسیم بندی ساده ای برای انواع اوگرها ارائه شده است.

با توجه به سرعت بالای حفاری در روش حفاری با اوگر و همچنین قابلیت انواع دستی آن برای بکارگیری در محدوده‌هایی که دسترسی ماشین آلات حفاری به آنها مشکل است، استفاده از روش حفاری با اوگر برای کاوش‌های ژئوتکنیک درون شهری و عمدتاً برای تعیین ضخامت خاک دستی^۱ توصیه می‌شود. همچنین برای پروژه‌های خطی نظیر مطالعه بستر خطوط راه آهن، بزرگراهها و کانالهای آبیاری، حفاری با اوگر می‌تواند با سرعت قابل ملاحظه ای مشخصات کلی سیستم راه را به دست دهد.



شکل (۱-۳): انواع اوگرهای دستی و ماشینی

¹ - Fill Materials

۳-۴-۱- اوگرهای دستی^۱

اوگرهای دستی معمولاً با چرخاندن و به پایین فشار دادن یک دسته فلزی توسط کارگر به داخل زمین نفوذ داده می شوند. پس از آنکه مته به داخل زمین فرو رفت آنرا بالا کشیده و خاکهای جمع شده در لای پره‌های آن را جهت شناسایی مورد ارزیابی و نمونه گیری قرار می دهند. علی القاعده اوگرهای دستی صرفاً در زمین‌های نرم و در اعماق کم و در نرم ترین خاکها حداکثر تا چند متر کاربرد دارند. با این حال روشی ساده، ارزان و سریع برای کسب اطلاعات اولیه از زمین می باشند. اوگرهای دستی دارای اشکال مختلفی هستند و هر نوع آن دارای قابلیت ویژه ای است. (et al., 1997) Clayton، اوگرهای دستی را به شش گروه زیر تقسیم کرده است: (شکل ۳-۲)

- (۱) اوگرهای ایوان^۲، که سرمته آن شکل قاشقی داشته و برای نمونه گیری مناسب است.
- (۲) اوگرهای مارپیچی^۳، که سرمته آنها شکلی شبیه پیچ دارد.
- (۳) اوگرهای شن^۴، که دارای نوک تیز و سختی است.
- (۴) اوگرهای هلندی^۵، که سرمته آن شکلی شبیه دُم ماهی دارد.
- (۵) اوگرهای حلزونی^۶، که سرمته آنها شکلی شبیه فنر دارد.
- (۶) اوگرهای خمره ای^۷، که سرمته آن شکل استوانه ای دارد.

¹ - Hand- Operated Augers

² - Posthole(Iwan) Augers

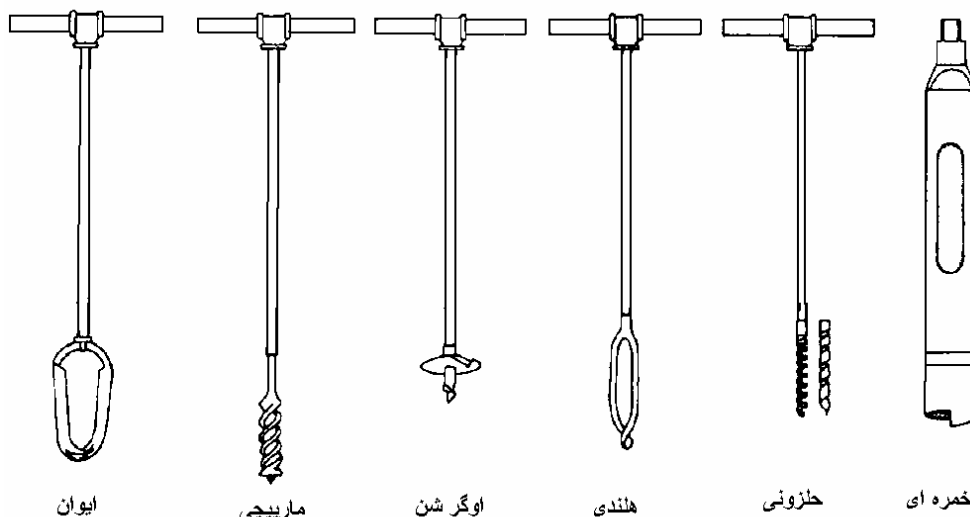
³ - Helical Augers

⁴ -Gravel Augers

⁵ - Dutch Augers

⁶ - Open and Closed Spiral Augers

⁷ -Flat Spiral Shoe Barrel Augers



شکل (۳-۲): تصویر شماتیک انواع اوگرهای دستی

برخی از انواع اوگرهای دستی امکان نمونه گیری با نمونه گیری‌های ویژه ای را نیز فراهم کرده اند. انواع نمونه گیری‌های مورد استفاده در حفاری با اوگردستی توسط ASTM-D4700 معرفی شده است. در هر صورت کار با اوگرهای دستی در خاکهای سیمانته شده و خاکهای دانه ای مخصوصاً در خاکهایی که حاوی قلوه سنگ نیز هستند کار دشوار و گاهاً غیر ممکن است.

معمول ترین اوگر در میان اوگرهای یاد شده، اوگر ایوان می باشد. این ابزار در قطرهای ۷ تا ۲۳ سانتی متری ساخته می شود. بطور کلی مته‌هایی نظیر اوگر ایوان مصالح نمونه گیری شده را بهتر از اوگرهای دیگر نگه می دارند و غالباً قابلیت نمونه گیری از خاکهای نرم را دارند. با این حال در مورد خاکهای غیر چسبنده در زیر سطح آب زیر زمینی به علت ریزش جدار و همچنین در خاکهای سخت و سیمانته شده به علت عدم توانایی نفوذ، اوگرهای مذکور قابل استفاده نیستند. در برخی از موارد حفاری با اوگر در خاکهای زیرزمینی منجر به گیر افتادن مته اوگر در زمین در اثر ریزش جدار گمانه می شود. همچنین از مته‌های مارپیچی برای حفاری در رُس‌های سخت استفاده می شود. هر چند که حفاری در زیر سطح آب زیر زمینی با این مته‌ها هم مشکل است. مته‌های حلزونی که به شکل فنر ساخته می شوند دارای انواع باز و بسته هستند که در نوع باز آن فاصله بین گامهای فنر بیشتر است. این مته‌ها برای مواردی که مته‌های مارپیچی خوب عمل نمی نمایند کارایی دارند.

به هر حال برای جاهایی که حمل و نقل دستگاههای حفاری ماشینی مشکل است و هدف از حفاری صرفاً شناسایی جنس چند متر رویی زمین است استفاده از اوگرهای دستی می تواند راه حل مناسب و ارزانی باشد. به نظر نگارنده برای ساختمانهای کوچک که حفاری گمانه در آنها به صرفه نیست و

حفاری چاه نیز ممکن است اقتصادی نبوده و یا امکان پذیر نباشد، استفاده از اوگرهای دستی برای محاسبه عمق خاک دستی راه حل مناسبی است. به هر حال اگر زمین به قدری سخت است که اوگر دستی در آن فرو نمی رود پس همین مدرک گواه مناسبی بر کافی بودن مقاومت مکانیکی آن برای ساخت یک ساختمان یک یا دو طبقه است.

۳-۴-۲- اوگرهای ماشینی:

اوگر ماشینی نظیر اوگر دستی دستگاهی است که دارای میله‌های مارپیچی بوده و می تواند با نفوذ در زمین نسبت به حفر گمانه و ارسال خاک به سطح زمین اقدام کند. در اوگرهای ماشینی سیستم اعمال نیرو و تولید دوران برای حفاری گمانه به صورت ماشینی بوده و مشتمل بر موتور و سیستم اعمال فشار بر محور در حال چرخش می باشد. در اوگرهای ماشینی نیز نظیر اوگرهای دستی مته تا پُر شدن پره های پیرامون آن به زمین فرو رفته و پس از آن محور بالا کشیده شده و خاک از لای پره‌ها خارج می شود.

اوگرهای ماشینی در اندازه‌های مختلفی ساخته می شوند و برخی از انواع قدرتمند آنها که قابلیت حفاری در اعماق زیاد را نیز دارند بر پشت کامیون جاسازی می شوند. همچنین با توجه به سختی پره‌ها و قدرت سر مته و موتور محرک، برخی از اوگرهای ماشینی برای حفاری در سنگ نیز بکار گرفته می شوند.

همانگونه که در شکل (۳-۱) نیز نشان داده شده است، اوگرهای ماشینی به سه دسته اوگرهای پره بلند، اوگرهای پره کوتاه و اوگرهای سطلی تقسیم می شوند. تفاوت اصلی اوگرهای مذکور عمدتاً در شکل و طول پره‌های آنها می باشد و با توجه به جنس زمین و عمق حفاری هر اوگر از کارائی ویژه ای برخوردار است.

در اوگرهای پره بلند تیغه‌های مارپیچی در طول قابل توجهی از میله حفاری گسترده شده است. این در حالی است که اوگرهای پره کوتاه صرفاً از یک یا چند حلقه تیغه در انتهای میله حفاری برخوردار هستند. از سوی دیگر اوگرهای سطلی به جای پره دارای یک محفظه استوانه ای در انتهای میله حفاری هستند که بوسیله آن می توان حجم قابل توجهی از خاک را نمونه گیری کرد. در اینجا شرح کوتاهی پیرامون نحوه عملکرد و ساختار هر یک از انواع سه گانه اوگرهای ماشینی ارائه می‌گردد.

۳-۴-۳- اوگرهای ماشینی پره کوتاه^۱

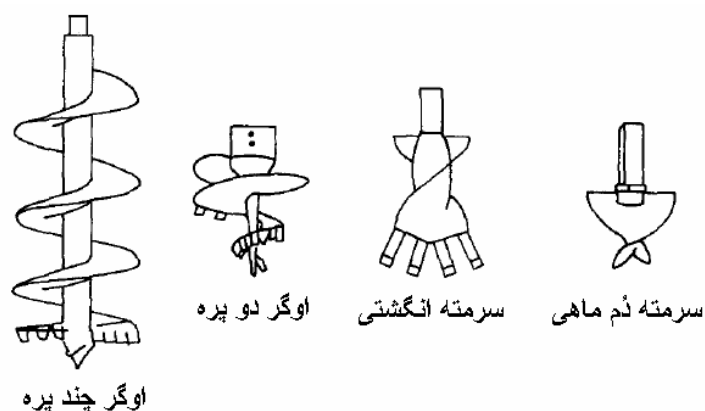
بخش حفار اوگرهای پره کوتاه شامل یک میله حفاری که معمولاً کلی^۲ نامیده می شود، یک نوک برنده^۱ که شبیه سر مته عمل می نماید و چند پره در انتهای میله و بالای نوک برنده می باشد.

^۱ - Short Flight Augers

^۲ - Kelly

اوگرهای پره کوتاه در انواع مختلفی ساخته شده اند که برخی از آنها در شکل (۳-۳) نمایش داده شده است. قطر این اوگرها از تنوع قابل ملاحظه ای برخوردار است و معمولاً در محدوده اقطار ۵ تا ۱۲۰ سانتی متر ساخته می شوند.

در اوگرهای پره کوتاه برای نمونه گیری ابتدا میله حفاری به ارتفاع پره و یا تا هنگامی که پره از خاک پُر شود به داخل زمین رانده می شود و سپس این میله تا نمایان شدن مته از گمانه بالا کشیده می شود. در این حال خاک با چرخاندن میله از روی نوک برنده خارج می شود. با تکرار این روش تا رسیدن به عمق مورد نیاز، حفاری گمانه ادامه می یابد. بدیهی است که هر چه طول پره کوتاه تر باشد بالا و پایین بردن مته برای خالی کردن خاک به زمان بیشتری نیاز دارد. بر همین اساس اوگرهای پره کوتاهی ساخته شده است که بیش از یک پره حلزونی در انتهای میله آنها وجود دارد و استفاده از مته های حلزونی چند پره (مثلاً چهار پره) معمول تر از سایر انواع اوگرهای پره کوتاه شده است. با این حال حداکثر عمق نفوذ این اوگرها کمتر از ۱۰ متر می باشد و در حفاری های عمیق تر معمولاً از اوگرهای پره بلند استفاده می شود.



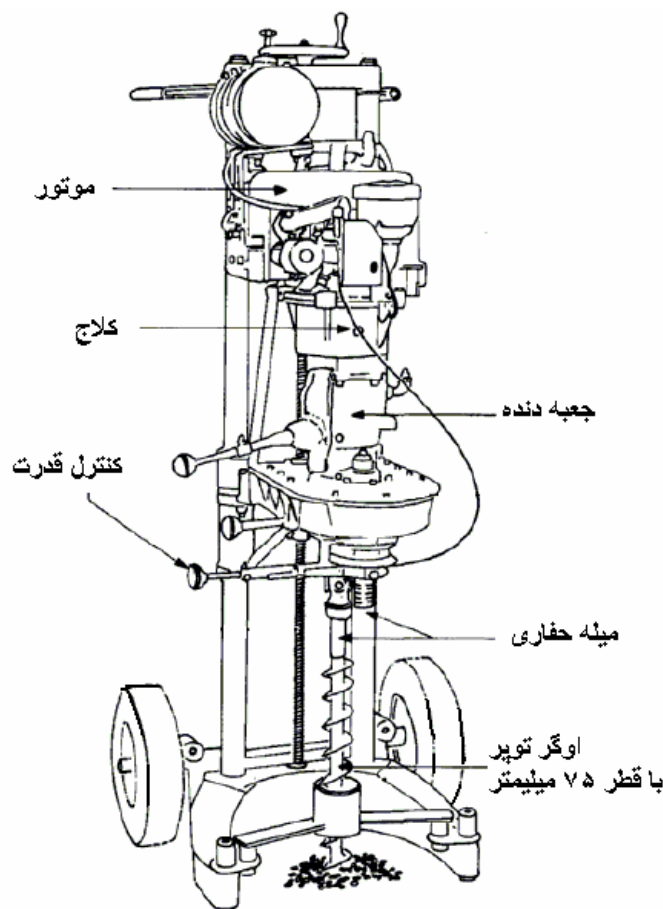
شکل (۳-۳): سر مته ها و حلزونی برای حفاری با اوگرهای ماشینی پره کوتاه (Clayton et al., 1997)

در واقع یکی از معایب اصلی اوگرهای پره کوتاه آن است که به دلیل محدود بودن طول پره ها لازم است برای خالی کردن خاک و نمونه گیری متناوباً تشکیلات حفاری از گمانه بیرون کشیده شده و خاکهایی که در لای پره های آن قرار دارند تخلیه گردد. از طرف دیگر از آنجایی که معمولاً برای حفاری با این روش از لوله جدار (کیسینگ) استفاده نمی شود، در جاهایی که عمق حفاری به بیش از ۱۰ متر می رسد، امکان ریزش جدار وجود دارد. همچنین برای حفاری در زیر سطح آب زیر زمینی استفاده از اوگرهای ماشینی پره کوتاه توصیه نمی شود.

¹ - Cutter head

۳-۴-۴- اوگرهای ماشینی پره بلند^۱

اوگرهای پره بلند یا اوگرهای پره پیوسته برای رفع اشکال اوگرهای پره کوتاه در حفاری‌های عمیق طراحی شده‌اند. این اوگرها تقریباً در سراسر طول میله حفاری خود دارای پره‌هایی هستند که با توجه به شکل مارپیچی خود در برخی از موارد قادر هستند که تا اعماق ۳۰ و حتی ۷۰ متری نیز حفاری نمایند. تشکیلات حفار این دستگاهها شامل سرمته، میله حفاری و پره‌هایی است که در پیرامون میله حفاری جاسازی شده‌اند، در این اوگرها خاک بر روی پره‌های حلزونی بالا آمده و پس از نمایان شدن در سطح زمین نمونه‌گیری می‌شود. با توجه به آنکه میله‌ها در قطعات طولی به هم پیچ می‌شوند، این امکان وجود دارد که طول میله و پره‌های مارپیچی آن مطابق نیاز و با توجه به طول گمانه در نظر گرفته شود. در شکل (۳-۴) نمونه‌ای از این اوگرها نشان داده شده است.



شکل (۳-۴): دستگاه ماشینی اوگر پره بلند توپر با قطر کم و سیستم موبیل (Clayton et al., 1997)

^۱ - Continuous Flight Auger

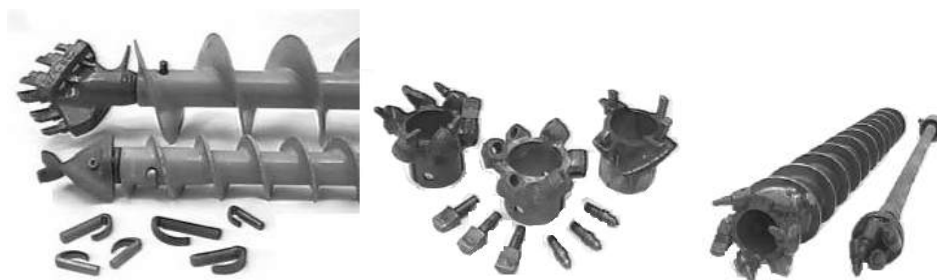
اوگرهای پره بلند در مقایسه با اوگرهای پره کوتاه از این مزیت برخوردار هستند که اعماق بیشتری را می توانند حفاری کنند و در طول حفاری نیازی نیست که سیستم حفار مرتباً برای تخلیه خاک از لای پره ها بالا کشیده شود. با این حال این عیب را نیز دارند که امکان مخلوط شدن خاکهای یک لایه مشخص با خاکهای لایه های دیگر وجود دارد. بر همین اساس، در صورت استفاده از این روش باید توجه شود که این روش برای شناسایی جنس لایه ها دقت محدودی دارد و در اعماق زیاد درصد خطا بیشتر می شود. از طرف دیگر در اوگرهای پره بلند توپر در صورتیکه نمونه گیری دست نخورده و یا انجام آزمایش بر جا مورد نظر باشد لازم است میله حفاری و سر مته های مربوط از درون چاه گمانه بیرون کشیده شده و تجهیزات نمونه گیری دست نخورده و آزمون برجا به درون گمانه فرستاده شود. بر همین اساس توصیه می شود که این اوگرها در ماسه ها و خاک هایی که امکان ریزش دارند و یا در جایی که سطح آب زیرزمینی بالا است، بکار گرفته نشوند. زیرا بیرون کشیدن متناوب میله حفاری موجب ریزش جدار گمانه می گردد. بطور کلی اوگرهای پره بلند

توپر صرفاً در خاکهای چسبنده سخت که جدار گمانه در حین حفاری در آنها پایدار می ماند کارائی دارند و با توجه به ماهیت حفاری در این روش، نمونه گیری دست نخورده در آن مشکل است. برای جبران این نقطه ضعف ها اوگرهای پره بلند توخالی^۱ ابداع شده اند. بنابراین اوگرهای پره بلند معمولاً در دو نوع توپر و توخالی^۲ بکار گرفته می شوند. البته باید توجه شود که در هر دو این اوگرها کاتینگ های حفاری توسط پره ها به سطح زمین ارسال می گردد.

اوگرهای پره بلند توخالی به قطرهای ۷ تا ۱۵ سانتی متر تولید می شوند و دارای یک هسته تو خالی دایره ای در مرکز میله حفاری هستند که امکان نمونه گیری از طریق مرکز میله را فراهم می آورد. از طرف دیگر میله تو خالی در این روش نظیر لوله جدار (کیسینگ) عمل می کند و لذا مشکل حفاری و نمونه گیری از خاکهای ریزشی و همچنین کار در زیر سطح آب زیرزمینی را برطرف می کند. در صورتی که حفاری در سنگ مورد نظر باشد می توان گُر بال را به انتهای میله پیوست نمود. برای حفاری در خاکهای سست و زیر سطح آب زیرزمینی معمولاً از گِل حفاری نیز استفاده می کنند. همچنین برای حفاری با اوگرهای پره بلند در خاکهای مختلف سر مته های گوناگونی وجود دارد. نمونه ای از این سر مته ها در شکل (۳-۵) آمده است.

^۱ - Hollow Stem Continuous Flight Augers

^۲ - Solid Stem and Hollow Stem



شکل (۳-۵): برخی از انواع سرمته ها برای حفاری ماشینی با اوگر پره بلند (NHI, 2001)

۳-۴-۵- اوگرهای سطلی^۱

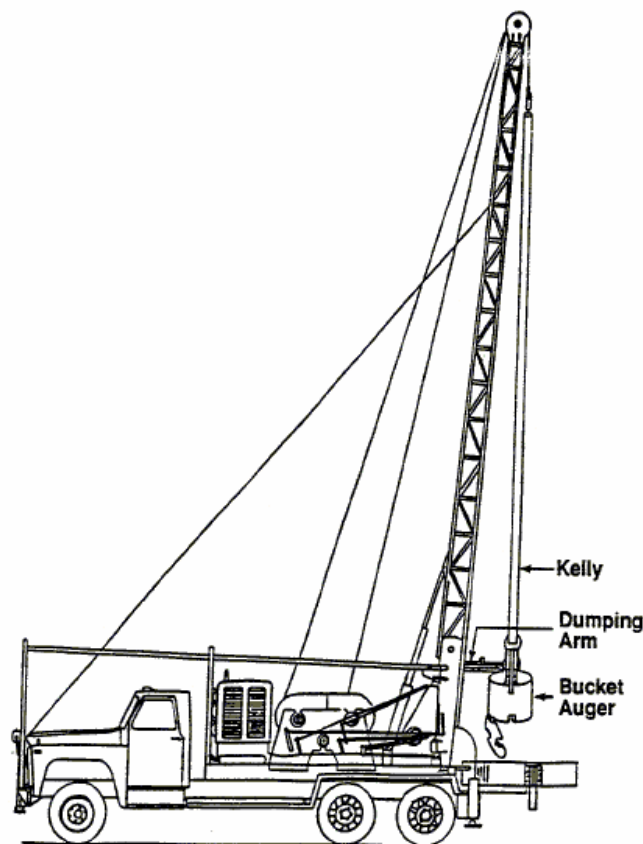
اوگرهای سطلی در جایی استفاده می شوند که برداشت و تهیه نمونه دست خورده در حجم زیادی از خاک مورد نظر باشد. در این روش یک سطل استوانه ای شبیه بشکه به قطر ۶۰ تا ۱۲۰ سانتی متر در انتهای میله حفاری قرار گرفته و امکان تهیه حجم زیادی از خاک را فراهم می کند. سطل نمونه گیر یک استوانه فلزی روباز است که طولی بین ۶۰ تا ۹۰ سانتی متر دارد و در ته آن یک یا دو شکاف برای ورود خاک و یا سنگ خردشده به داخل آن قرار دارد. در لبه این شکافها تیغه‌هایی برای بریدن زمین و پیشروی حفاری جاسازی شده است.

از این روش حفاری برای حفاری شمع‌ها و یا شفتهای آزمایشی نیز استفاده می شود. ضمن آنکه با توجه به قطر وسیع چاه حفاری شده معمولاً امکان حضور یک نفر در درون چاه به منظور مشاهده مستقیم لایه‌ها و احیاناً نمونه گیری دست نخورده وجود دارد. به رغم مزایای مذکور در خاک‌های غیر چسبنده و زیر سطح آب زیر زمینی استفاده از اوگرهای سطلی به دلیل احتمال ریزش جدار توصیه نمی شود.

نمای معمول تجهیزات یک سیستم حفاری سطلی در شکل (۳-۶) ارائه شده است. به شرط عدم ریزش جدار، اوگرهای سطلی می توانند تا اعماق ۳۰ متر و حتی ۶۰ متر حفاری نمایند. همچنین برخی از اوگرهای سطلی خاص دارای تجهیزات ویژه ای هستند که امکان مغزه گیری از مصالح سخت را نیز فراهم آورده و در مواردی سطل‌های حفاری در سنگ که دارای تیغه‌های کاربیدی در لبه تحتانی خود هستند نیز به کار گرفته می شود. با این حال از آنجایی که قطر حفاری در این روش بسیار بزرگتر از سایر روش‌های گمانه زنی است و همچنین امکان نمونه گیری بزرگ مقیاس در این روش وجود دارد، روش حفاری با اوگر سطلی بطور خاص برای حفاری در خاک‌هایی که حاوی شن و قله سنگ هستند توصیه می شود.

^۱ - Bucket Augers

قابل ذکر است که به رغم آنکه چاههای زیادی در کاوشهای ژئوتکنیک درون شهری و یا به منظور در نظر گیری سیستم فاضلاب در تهران حفاری می گردد با این حال استفاده از این اوگر که مناسب زمینهای آبرفتی درشت دانه است مرسوم نیست. شاید دلیل این امر تجربه فراوان کارگران و مقنیها در حفر چاه و پایدار نگه داشتن آن و ارزان بودن دستمزد حفاری دستی باشد.



شکل (۳-۶): حفاری با اوگرهای سطلی (ASTM-D 4700)

۳-۵- حفاری دورانی^۱:

حفاری دورانی ترکیبی از دوران و نیروی رو به پایین برای خرد کردن^۲ مصالح داخل گمانه است و معمولاً برای حفاری در سنگ و یا خاکهای سیمانته شده بکار گرفته می شود. در این روش سرمتههای حفاری با قدرت بالایی به چرخش در آمده و در زمین نفوذ می کنند. سرمتههای حفار به دو دسته توپر و تو خالی تقسیم می شوند. در شرایطی که نمونه گیری از توده حفاری شده مورد نظر

^۱ -Rotary Drilling

^۲ -Chopping and Twisting

باشد از سرمته‌های تو خالی به همراه گُربارل و در صورتی که نمونه‌گیری مورد نظر نباشد صرفاً از سرمته‌های توپر استفاده شده و خرده ریزه‌های حفاری از طریق سیرکولاسیون سیال حفاری به سطح زمین ارسال می‌گردند. در شکل (۳-۷) اجزاء سیستم حفاری دورانی نشان داده شده است.

روش‌های حفاری دورانی برای حفاری در خاکهای سخت نیز کاربرد دارند. در حالتی که از روش حفاری دورانی صرفاً برای ایجاد یک گمانه در زمین استفاده می‌شود، از آن به عنوان حفاری با سر مته توپر^۱ یاد شده و در طی آن امکان مغزه‌گیری وجود ندارد. در این حالت برای شناسایی جنس خاک صرفاً می‌توان به کاتینگ‌ها استناد کرد. در عُرف عوامل حفاری و برخی کُتب فنی جدید از این روش به عنوان روش حفاری شستشویی^۲ نام برده شده است. وجه تسمیه نامگذاری مذکور در واقع آن است که انتقال کامل مواد حفاری شده به سطح زمین توسط جریان سیال صورت می‌گیرد و مصالح استحصالی به نوعی شسته شده هستند.

در کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک معمولاً برای حفاری گمانه^۳ از سر مته سه گوش غلطکی بیشتر از سایر مته‌های توپر استفاده می‌شود. در شکل (۳-۱۲) انواع سرمته‌های مورد استفاده برای حفاری دورانی بدون مغزه‌گیری نشان داده شده است. علاوه بر حفر گمانه و ایجاد یک سوراخ در زمین، از روش حفاری دورانی برای اخذ مغزه‌های سالم از زمین نیز استفاده می‌شود. برای این منظور معمولاً یک مغزه‌گیر^۴ مجهز به مته توخالی^۵ به ته گمانه فرستاده شده و توسط دستگاه حفاری به دوران در می‌آید. چرخش مغزه‌گیر و نفوذ آن در زمین موجب می‌شود که توده سنگ انتهایی گمانه به صورت چنبره حلقوی بریده شده و نمونه سالم و استوانه‌ای شکل در وسط چنبره و در میان مغزه‌گیر قرار گیرد. هر مرحله حفاری اصطلاحاً یک ران^۶ نامیده می‌شود.

معمولاً هم زمان با حفاری از مایع حفاری نیز استفاده می‌شود. مایع حفاری به صورت هم زمان دو وظیفه را انجام می‌دهد. از یک طرف سر مته‌ها را خنک می‌کند و از خرابی آنها بواسطه حرارت بالای حفاری جلوگیری می‌نماید و از طرف دیگر در حین برگشت به سطح خرده ریزه‌های حفاری را با خود به سطح زمین می‌آورد. همچنین در گمانه‌های فاقد غلاف (کیسینگ) مایع حفاری علاوه بر موارد مذکور به پایداری دیواره‌ها هم کمک می‌کند. با این حال در مواردی که جریان سیال حفاری منجر به انحلال و دستخوردگی نمونه‌ها گردد ممکن است لازم باشد که حفاری به روش خشک و بدون سیال حفاری انجام شده و یا برای مغزه‌گیری از مغزه‌گیرهای خاص استفاده شود.

^۱ - Open-holing

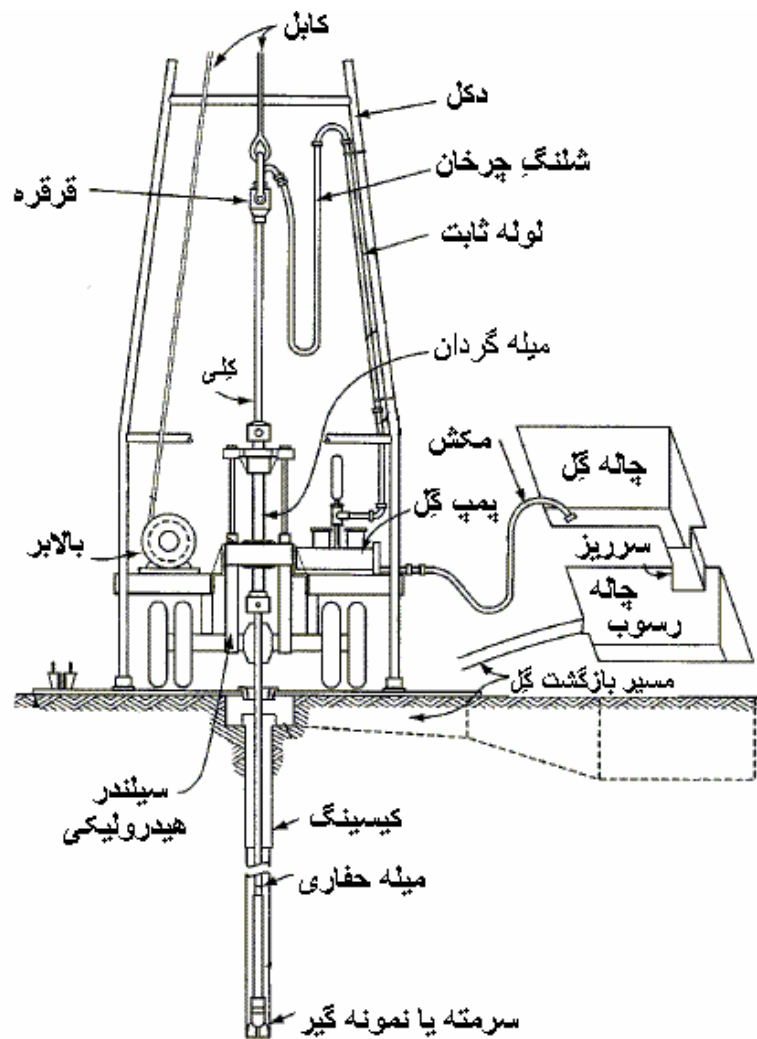
^۲ - Wash boring

^۳ - Open-holing

^۴ - Corebarrel

^۵ - Core bit

^۶ - Run



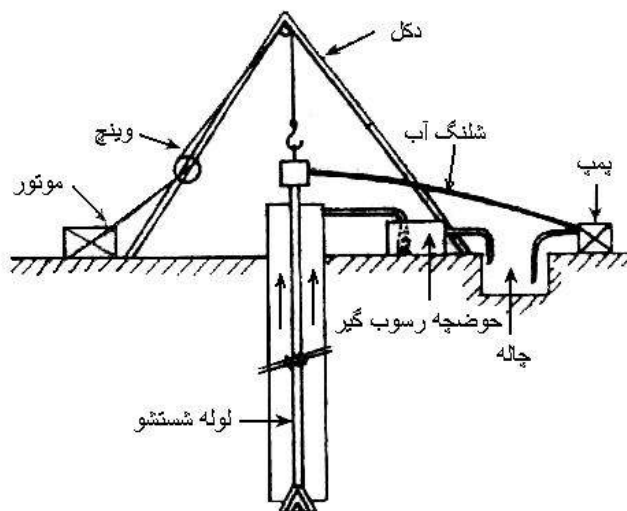
شکل (۳-۷): اجزاء سیستم حفاری دورانی

۳-۶- حفاری به روش شستشویی^۱

حفاری به روش شستشویی روشی نسبتاً قدیمی است که برای حفاری گمانه‌های با قطر کم در خاکهای ریزدانه و درشت دانه و احیاناً سنگ کاربرد دارد. از این روش در نیمه اول قرن بیستم برای حفاری گمانه‌های با قطر کم استفاده می شده است، ولی با پیشرفت روش‌های حفاری کارایی این روش محدود گردیده و کاربرد کمتری یافته است. سیستم حفاری شستشویی به لحاظ عملکرد به روشی اطلاق می گردد که ترکیبی از سه عملیات زیر می باشد:

¹ - Wash Boring

۱. حفاری گمانه با ترکیبی از ضربه زدن و خرد کردن^۱ توسط ادوات حفاری.
 ۲. تبدیل قطعات خاک و سنگ به تکه‌های کوچکتر بوسیله مایع تحت فشار^۲
 ۳. ارسال خرده ریزه‌ها^۳ به سطح زمین با استفاده از جریان مایع سیرولاسیون
- با توجه به پیشرفت‌هایی که در ساخت مته‌های حفاری حاصل گردیده است، عملاً مرحله دوم نیز توسط ادوات حفاری دورانی انجام شده و بدین ترتیب روش حفاری شستشویی کاربرد خود را از دست داده است. با این حال از آنجایی که خرده ریزه‌ها همچنان توسط جریان سیال به سطح زمین ارسال می‌گردند در بین برخی عوامل حفاری چنین مرسوم است که روش حفاری دورانی بدون کُر گیری را حفاری شستشویی^۴ می‌گویند.
- در واقع در روش حفاری شستشویی اولیه که در متون علمی قدیمی تشریح شده است عمده عمل حفاری توسط فشار آب صورت می‌گرفته است و تفاوت اساسی روش‌های دورانی و شستشویی در وجود این عمل در روش شستشویی بوده است. در حالی که با حذف این قابلیت در دستگاه‌های جدید و تاکید بر قابلیت‌های حفاری سرمته‌ها عملاً تفاوتی بین این دو روش وجود ندارد. بر همین اساس در متون علمی جدید از عمل حفاری دورانی بدون کُر گیری، که در آن مغزه گیری صورت نگرفته و کُل نمونه بصورت کاتینگ توسط جریان آب بالا می‌آید، به عنوان حفاری شستشویی^۵ یاد شده است. در شکل (۸-۳) حفاری شستشویی به شیوه قدیمی نشان داده شده است.



شکل (۸-۳): روش قدیمی حفاری شستشویی

¹ - Chopping

² - Jetting

³ - Cutting

⁴ - Wash Boring

⁵ - Wash-Type boring

در هر حال روش حفاری شستشویی صرفاً امکان اخذ نمونه‌های شسته شده را فراهم می‌کند. این نمونه‌ها از الک کردن آب گل آلود برگشتی از ته گمانه که حاوی خرده ریزه‌ها است، اخذ می‌گردد. در برخی موارد نیز به جای عبور دادن آب مذکور از یک الک اجازه می‌دهند مایع مذکور در یک حوضچه ته نشینی رسوب کرده و سپس از آن نمونه اخذ می‌کنند. روش اخیر از این مزیت برخوردار است که اجازه می‌دهد ذرات بسیار ریز موجود در آب گل آلود برگشتی از ته گمانه نیز به نمونه اضافه شوند. با این حال بطور کلی نمونه‌های شسته شده به علت خرد شدن قطعات خاک و سنگ بر اثر ضربه و زائل شدن سیمانتاسیون بین دانه‌ها در اثر شسته شدن و از دست رفتن ریزدانه‌ها به هنگام حمل به سطح و نیز انحلال درصی از ذرات خاک، بسیار بی‌ارزش بوده و به هیچ وجه معرف مصالح درجا نیستند. شاید این نمونه‌ها صرفاً برای شناسایی کلی جنس مصالح مفید باشند. در واقع تغییر عمده لایه‌های زیر سطحی را از طریق تغییر رنگ مایع حفاری و نوع رسوبات حمل شده تا حدودی مشخص می‌شود. (NHI 2001) استفاده از حفاری شستشویی را برای حفاری در نهشته‌های خاکی در زیر سطح آب زیر زمینی توصیه کرده است. جدارگمانه در این روش معمولاً به وسیله لوله غلاف (کیسینگ) یا بوسیله سیال حفاری پایدار نگه داشته می‌شود. سیال پایدارساز معمولاً ترکیبی از آب و بنتونیت و یا گل‌های شیمیایی^۱ و یا سایر محصولات جدید می‌باشد.

در طی حفاری شستشویی برخی اوقات جریان سیال حفاری کاهش یافته و یا قطع می‌گردد. وقوع این حالت حاکی از آن است که درز و شکافهای باز، حفرات و یا لایه‌های شنی با نفوذپذیری بالا و یا با شرایط مشابهی در داخل گمانه وجود دارد که منجر به فرو رفتن آب در آنها شده است. در صورتی که هم زمان با حفاری شستشویی نمونه‌گیری از لایه‌های زیر سطحی نیز مورد نظر باشد، سر مته حفار در حین عملیات از مجموعه جدا شده و با نمونه گیر جایگزین می‌گردد.

۷-۳- روش حفاری ضربه ای^۲

حفاری ضربه ای معمولاً برای حفاری گمانه در سنگ‌های سخت به منظور کاوش‌های زیر سطحی ژئوتکنیک و یا ایجاد یک گمانه برای نصب ابزار دقیق، پمپ آب و یا عملیات تزریق مورد استفاده واقع می‌شود. در سیستم‌های حفاری ضربه ای یک چکش سنگین متناوباً بالا برده شده و سقوط داده می‌شود. انرژی ناشی از سقوط وزنه موجب خرد شدن سنگ و حفر گمانه می‌گردد. خرده ریزه‌های حفاری در این روش معمولاً توسط جریان باد تحت فشار به سطح زمین انتقال داده می‌شود. با توجه به مکانیزم مذکور حفاری ضربه ای در زمین‌های نرم و خاک‌های چسبنده، آب دار کارائی ندارد. با این حال (Clayton et al. 1997) از روش حفاری ضربه ای سبک^۳ به عنوان روشی برای حفاری ضربه ای

^۱ -Foam Revert

^۲ -Percussion Drilling

^۳ -Light Percussion Drilling

در خاک‌های رسی و خاک‌های درشت دانه یاد کرده است. در روش اخیر یک نمونه گیر استوانه ای با ضربه وارد خاک شده و اقدام به حفاری و نمونه گیری می نماید.

در ماشین‌های قدیمی حفاری ضربه ای انرژی لازم برای بالا بردن طناب توسط نیروی انسانی و یا موتورهای دیزلی تامین می گردد. با این حال در سیستم‌های جدید حفاری ضربه ای هم مجموعه دستگاه کم حجم و سریع الانتقال شده است و هم از منابع مختلف برای تامین انرژی استفاده می شود.

چکش‌های حفاری^۱ نوعی از سیستم‌های حفاری ضربه ای هستند که عمدتاً برای حفر چاه‌هایی با قطر کم (تا ۵ سانتی متر) به کار برده می شوند. انرژی این نوع ماشین‌ها توسط هوای فشرده تامین و معمولاً از آنها جهت حفر چاه‌های با عمق کم استفاده می شود. ضربات این دستگاهها می تواند با سرعتی معادل ۲۲۰۰ بار در دقیقه نیز بر زمین اعمال گردد. در برخی سیستم‌ها در نوک دستگاه به جای مته از چکش‌های نوک تیز و میخمانندی استفاده می شود که این دستگاهها را پیکور می نامند و از آنها برای حفر چاله‌های انفجار و یا خرد کردن قطعات بزرگ سنگ در کارگاهها استفاده می‌گردد. دریافت‌ها^۲ نیز نوع دیگر دستگاههای حفاری ضربه ای هستند که معمولاً از چکش‌های حفاری سنگین تر بوده و قادر هستند چاله‌های تا قطر ۱۵ سانتی متر و اعماق ۳۰ متر را حفاری کنند. همچنین دریل واگن‌ها^۳ که معمولاً توسط ارابه‌های چرخ لاستیکی جابجا می شوند نیز از سیستم حفاری ضربه ای برای حفر چاله استفاده می کنند. این دستگاهها برای حفر چاله بر روی سطح به منظور نصب راک بولت و یا عملیات تزریق تحکیمی به کار می آیند (اصانلو، ۱۳۷۵).

دریل واگن‌ها علاوه بر آنکه از قابلیت بالای جابجایی در نقاط مختلف کارگاه و مناطق صعب العبور برخوردار هستند، قادرند چاله‌هایی با عمق تا ۴۵ متر را نیز حفاری کنند. با این حال معمولاً برای حفر چاله‌هایی با عمق حداکثر ۱۰ متر از آنها استفاده می شود. دریل واگن‌هایی که بیش از یک چالزن دارند را معمولاً جامبو دریل^۴ گویند که از قابلیت بالایی در حفاری تونل برخوردارند.

علاوه بر موارد مذکور از دستگاههای D.T.H. نیز در کارگاههای عمرانی معمولاً استفاده می شود. D.T.H که مخفف عبارت Down the hole drill می باشد، نوعی سیستم حفاری ضربه ای - چرخشی است که در آن چکش به جای آنکه در سطح یا بازو یا پایه ماشین نصب شده باشد بلافاصله بعد از مته قرار می گیرد و با مته به ته چاله می رود. بر همین اساس در این روش از اتلاف انرژی که از طریق لوله‌ها در انواع دیگر ماشین‌های حفاری مشاهده می شود در این نوع سیستم حفاری جلوگیری می شود.

^۱ -Jack hammers

^۲ -Drifters

^۳ -Wagon Drill

^۴ -Jumbo Drill

این امر موجب می شود که ماشین های مذکور توانایی حفر چاله های عمیق تر و قطورتر را داشته باشند. انتقال کاتینگ ها و حفاری در این روش به وسیله فشار هوا صورت می پذیرد. در این روش به دلیل محدودیت اندازه چکش که در درون چال قرار می گیرد، معمولاً چاله های با قطر کمتر از ۱۰ سانتی متر را نمی توان با DTH حفاری کرد.

در سالهای اخیر و در پروژه های سدسازی ایران بحث هایی پیرامون قابلیت حفر گمانه های تزریق توسط دستگاه های ضربه ای مطرح گردیده است. پاره ای از کارشناسان معتقدند که استفاده از دستگاه های با عملکرد ضربه ای در برخی سنگها موجب تولید بیش از اندازه پودر سنگ در داخل گمانه و نهایتاً تزریق پذیری محیط از طریق بسته شدن درز و شکاف ها توسط پودر مذکور می گردد. با این حال در بسیاری از سنگها نیز این پدیده دیده نشده است.

مقایسه تزریق پذیری چاله های حفاری شده توسط دستگاه های با عملکرد ضربه ای در پروژه کارون ۳ با سایر چاله های این پروژه حاکی از آن است که در سنگ های آهکی ساختگاه مذکور کاهش تزریق پذیری در اثر عامل مذکور دیده می شود. با این حال بررسی همین مورد توسط نگارنده در سنگ های آذرین ساختگاه سد شهید مدنی تبریز حاکی از آن است که تفاوت ملموسی بین تزریق پذیری چاله های حفاری شده توسط دستگاه های چرخشی با چاله های حفر شده توسط دستگاه های ضربه ای و ضربه ای - چرخشی وجود ندارد.

به نظر می رسد که جنس سنگ، سرعت ضربه زنی دستگاه های حفاری ضربه ای و مشخصات درز و شکاف های محیط، عوامل موثر در میزان کاهش تزریق پذیری سنگ به دلیل استفاده از دستگاه های با عملکرد ضربه ای هستند و در ضمن لازم است در هر پروژه بر مبنای شرایط محلی تصمیم گیری شود.

قابل ذکر است که سیستم های حفاری ضربه ای عمدتاً به دو گروه اصلی SMD و DTH تقسیم می شوند. سیستم چکش در دستگاه های گروه SMD (Surface mounted drill) بیرون از دهانه چال و در دستگاه های DTH در پشت مته و در چال قرار می گیرد.

۳-۸- حفاری چکشی^۱

حفاری چکشی روشی مناسب برای حفاری در آبرفت می باشد که توسط یک شرکت حفاری (Becker drilling ltd) کانادایی ابداع شده است. این روش بطور خاص برای حفاری در شن و ماسه های متراکم و قلوه سنگ دار بوجود آمده است (Winterkorn and Fang, 1975).

در این روش غلافی دوجداره به وسیله یک شمع کوب دیزلی به درون زمین رانده شده و به طور هم زمان از طریق فضای حلقوی بین دو لوله جدار آب و یا هوای تحت فشار به درون گمانه و نهایتاً به سر

^۱ - Hammer Drilling

مته دندانه داری که در انتهای غلاف جاسازی شده است هدایت می شود. مصالح انتهایی گمانه تحت ضربات چکش و عملکرد سر مته‌های انتهایی لوله جدار به قطعات کوچکتر تبدیل شده و توسط جریان سیال یا هوای فشرده به سطح زمین ارسال می گردند.

از خرده‌هایی که به این طریق به سطح زمین می رسند نمونه‌های فوق العاده دستخورده، که صرفاً به اتکای مهارت مهندسين کارگاهی بیانگر تغییر جنس لایه‌ها هستند، اخذ می گردد. با این حال از آنجایی که انتهای غلاف داخلی می تواند باز باشد، حفاری در هر مرحله برای نصب مغزه گیر و اخذ مغزه می تواند متوقف گردد. معمولاً یک سیستم حفاری دورانی به دستگاه منضم می باشد و از طریق آن امکان نصب مغزه گیر در انتهای دستگاه و یا نصب سر مته‌های مخروطی وجود دارد.

مهم ترین مزیت استفاده از این روش آن است که حفاری با آن سریع و ارزان است و همچنین این روش به عنوان مناسب ترین روش برای حفاری در مصالح حاوی قلوه سنگ شناخته شده است.

از طرف دیگر در مواردی که حفاری در زیر سطح آب زیر زمینی صورت می پذیرد ممکن است فشار آب زیر زمینی دست خوردگی قابل توجهی در نمونه‌ها ایجاد نماید. ضمن آنکه مصالح انتهایی گمانه نیز تا حدودی به علت تحمل ضربات چکش خرد شده و دچار دست خوردگی می گردند. علیرغم کاستی‌های مذکور حفاری چکشی تاکنون به عنوان یکی از کاراترین روش‌های حفاری در آبرفت‌های شن و ماسه ای متراکم شناخته شده است.

۳-۹- مقایسه نحوه عملکرد و کارائی روش‌های مختلف حفاری:

در مباحث قبلی پنج روش مستقل حفاری شامل حفاری با اوگر، حفاری درونی، حفاری ضربه ای، حفاری شستشویی و حفاری چکشی تشریح گردید. مکانیزم عمل، نحوه حفاری و نمونه گیری، حداکثر عمق حفاری و کارائی هر یک از روش‌های مذکور برای حفاری در خاک و سنگ و شرایط مختلف ژئوتکنیکی متفاوت است. از سوی دیگر با توجه به پیشرفت‌های چشمگیر در تکنولوژی ساخت ماشین آلات، قابلیت این دستگاهها نیز به سرعت در حال تغییر است. بطوری که گاهی تقسیم بندی‌های موجود برای این ماشین آلات برای محصولات جدید چندان انطباق ندارد. در اینجا برخی از تفاوت‌های ساختاری و همچنین قابلیت‌های خاص ماشین آلات حفاری مورد بحث واقع می گردد. با این وجود توصیه می شود که علاقمندان اطلاعات هر ماشین را مستقلاً از شرکت‌های تولید کننده و سایت‌های اطلاعاتی مربوطه دریافت نمایند.

به طور کلی، هرچند که نمی توان قابلیت حفاری هیچ یک از روش‌های حفاری را منحصر به محیط‌های خاکی یا سنگی دانست، روش‌های حفاری با اوگر و حفاری شستشویی قدیمی قابلیت کمتری برای حفاری گمانه در سنگ دارند و معمولاً این روش‌ها برای حفاری در خاک کاربرد دارند. از طرف دیگر روش‌های ضربه ای و دورانی کاربرد وسیع تری در حفاری در سنگ دارند.

روش حفاری دورانی با ترکیبی از چرخش و فشار رو به پایین^۱ مصالح را خرد می نماید و اگر حفاری در آن به صورت توپر باشد از آن به عنوان حفاری شستشویی نیز نام برده می شود. با این حال اصطلاح حفاری شستشویی قبلاً برای روشی از حفاری بکار برده می شد که حفاری در آن بوسیله ترکیبی از چرخش و فشار آب^۲ صورت می پذیرفت. همچنین حفاری ضربه ای براساس سقوط وزنه و خرد کردن توده^۳ عمل می نماید.

حداکثر عمق حفاری در میان روشهای مختلف حفاری مربوط به حفاری دورانی است و کمترین عمق حفاری را اوگرهای دستی و همچنین اوگرهای ماشینی پره کوتاه دارند. پس از اوگرها کمترین عمق حفاری مربوط به سیستمهای حفاری ضربه ای و چکشی است. خرده ریزه‌های حفاری در روشهای دورانی و شستشویی بوسیله جریان سیال حفاری و در روش ضربه ای بوسیله فشار باد به سطح زمین می آیند. در روش حفاری چکشی هر دو روش فشار باد و فشار سیال برای بالا آوردن خرده ریزه‌های حفاری بکار گرفته می شود. همچنین اوگرها مصالح حفاری شده را بصورت مکانیکی از لای پره‌های خود بالا می دهند.

به استثنای روش حفاری ضربه ای که در آن خرده ریزه‌ها به وسیله فشار باد بالا می آیند و امکان نمونه گیری از آنها وجود ندارد، در سایر روشهای حفاری همراه با نمونه گیری می باشد. با این حال نمونه‌های به دست آمده از روشهای مختلف به لحاظ دست خوردگی با همدیگر بسیار متفاوت هستند. در حفاری شستشویی نمونه‌های به دست آمده شدیداً دست خورده و به هم ریخته هستند. این نمونه‌ها حتی به کار دانه بندی هم نمی آیند و گاهی اوقات جنس زمین نیز از آنها قابل تشخیص نیست. نمونه‌های به دست آمده در روش اوگر می توان برای دانه بندی و طبقه بندی و شناسایی کلی زمین استفاده کرد. بهترین نمونه‌ها از روش حفاری دورانی با سرشته مغزه گیر^۴ به دست می آید. این نمونه‌ها را می توان برای آزمایشهای مقاومتی مورد استفاده قرار داد.

در مجموع باید اذعان داشت که با توجه به قابلیت‌های مناسب روش دورانی، این روش اصلی ترین و عمومی ترین روش حفاری در خاک و سنگ محسوب می شود. با این حال اطلاع کافی از سایر روشها می تواند در برخی موارد موجب استفاده از قابلیت‌های ویژه این روشها و همچنین اقتصادی کردن کاوشهای صحرایی شود.

^۱ - Chopping and twisting

^۲ - Chopping and jetting

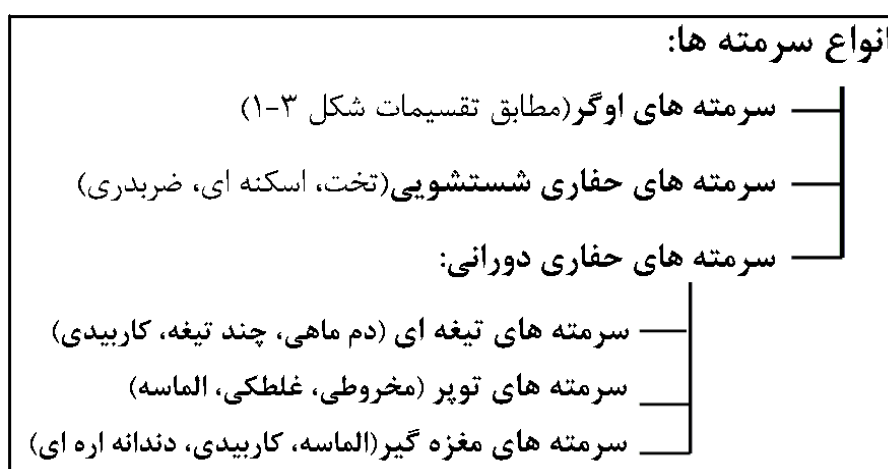
^۳ - Rising and Falling and Crushing

^۴ - Rotary Coring

۳-۸. سرمت‌ها

۳-۸-۱- انواع سرمت‌ها:

سرمت^۱ در واقع انتهایی ترین بخش تجهیزات درون گمانه در حین حفاری می باشد و وظیفه آن خرد کردن خاک و سنگ و آماده نمودن آن برای انتقال به سطح زمین بوسیله فشار آب یا باد می باشد. بطور کلی سرمت‌ها علاوه بر حفاری ممکن است قابلیت مغزه گیری هم داشته باشند. سرمت‌های توپرتیغه ای، اوگرها و سرمت‌های حفاری شستشویی قابلیت مغزه گیری نداشته و توده سنگ یا خاک مقابل خود را تا حدود زیادی و یا بطور کامل تخریب می نمایند. هر یک از انواع سرمت‌های مذکور برحسب شکل، جنس و قابلیت‌هایی که دارند به اقسام مختلفی تقسیم می گردند. در شکل (۳-۹) تقسیم بندی ساده ای از آنها نشان داده شده است. در میان سرمت‌های مذکور مته‌های اوگر پیشتر بیان گردید. سایر سرمت‌ها متعاقباً تشریح می گردند.



شکل (۳-۹): انواع سرمت‌های مورد استفاده در حفاری‌های مهندسی ژئوتکنیک

۳-۸-۲- سرمت‌های حفاری شستشویی:

سرمت‌های حفاری شستشویی علاوه بر ضربه و دوران برای تخریب خاک و سنگ داخل گمانه از جت آب هم برای حفاری استفاده می کنند. علاوه بر این در برخی موارد جهت آب به چرخیدن مته هم کمک می کند.

همه انواع سرمت‌های حفاری شستشویی که استفاده آنها در حفاری ژئوتکنیک با وجود حفاری دورانی چندان کارائی ندارد، روش کار یکسانی دارند. با این حال همانگونه که در شکل (۳-۱۰) نشان داده شده

¹ - Bit

است، شکل نوک آنها با همدیگر متفاوت است. سرمته‌های تخت^۱ نوک تخت و صافی دارند، سرمته‌های اسکنه ای^۲ نوک زاویه دار و نبشی مانند دارند و نهایتاً سرمته‌های ضربدری^۳ شکل چهارگوش و متقاطعی دارند (Winterkorn and Fang, 1975).



شکل (۳-۱۰): انواع سرمته در حفاری شستشویی (از چپ به راست: تخت، اسکنه ای و ضربدری)

۳-۸-۳- سرمته‌های حفاری دورانی بدون مغزه گیری:

سرمته‌هایی که برای حفاری دورانی مورد استفاده قرار می‌گیرند در حالت کلی به دو گروه سرمته‌های فاقد قابلیت مغزه گیری^۴ و سرمته‌های مغزه گیر^۵ تقسیم می‌شوند و سرمته‌های فاقد قابلیت مغزه گیری خود دارای دو دسته سرمته‌های تیغه ای^۶ و سرمته‌های توپر^۷ می‌باشند. سرمته‌های تیغه ای از طریق اعمال تنش‌های برشی و خراشیدن، خاک یا سنگ انتهای گمانه را خرد کرده و در آن حفاری می‌نمایند. بر همین اساس برای حفاری در لایه‌های روباره و احیاناً سنگ‌های نرم مناسب هستند. در شکل (۳-۱۱) چند نمونه از سرمته‌های تیغه ای که در حفاری دورانی مورد استفاده قرار می‌گیرند نشان داده شده است. در میان اشکال مذکور سرمته‌های دُم ماهی^۸، چند تیغه^۹ و کاربریدی^{۱۰} در شمار سرمته‌های تیغه ای محسوب می‌شوند. سرمته‌های دُم ماهی سرمته دو تیغه^{۱۱} که

^۱ - Straight

^۲ -Chisel

^۳ -Cross

^۴ -Non – Coring Bits

^۵ - Coring Bits

^۶ - Drag Bits

^۷ - Rock Bits

^۸ -Fish taill

^۹ -Bladed

^{۱۰} -Carbide insert drag bits

^{۱۱} -Double bladed

نوعی سرمته چند تیغه است برای حفاری در خاکهای نرم نظیر ماسه و رس و سرمته‌های سه و چهار تیغه با تیغه‌های ثابت برای استفاده در خاکهای سخت و سنگ‌های نرم مناسب تر هستند. کلیه سرمته‌های تیغه ای دارای مجراهایی برای انتقال سیال به نوک سرمته هستند. این سیال تحت فشار خرده‌های حفاری را به سطح زمین فرستاده و سرمته را هم خنک نگه می دارد. سرمته‌های توپر نیز معمولاً به سه دسته مخروطی^۱، غلتکی^۲ و الماسه^۳ تقسیم می شوند. سرمته‌های مخروطی و غلتکی دارای دندان‌هایی هستند که بر روی سطوح غلتک‌ها و مخروطی‌ها به صورت کنگره ای ساخته شده و طوری جاسازی شده اند که وقتی سرمته می چرخد دندان‌ها نیز با آن می چرخد. این عمل باعث می گردد که طول عمر دندان‌ها افزایش یافته و در تماس با سنگ‌های سخت به راحتی از بین نروند.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

شکل (۳-۱۱): انواع سرمته های تیغه ای و توپر در حفاری دورانی
 (a) دُم ماهی (b) چند تیغه (c) کاربیدی تیغه ای (d) مخروطی (e) الماسه

¹ -Cone bits

² -Roller bits

³ - Diamond Plug Bits

سرمت‌های مخروطی معمولاً با استفاده از دو، سه یا چهار مخروط ساخته می‌شوند و نوع سه تایی آنها در شکل (۳-۱۱) نیز نشان داده شده است به نام سر مته سه مخروطی^۱ معروف بوده و کارایی بالایی در حفاریهای ژئوتکنیکی دارد.

در سرمته غلتکی دو غلتک بر روی محور مایل و دو محور بر روی محور افقی و عمود بر غلتک‌های مورب قرار گرفته است. طراحی فاصله و بلندی دندانهای روی مخروطها و غلتکها در سرمته‌های مخروطی و غلتکی به نوع مصالحی که باید در آن حفاری شود بستگی دارد. در سرمته‌های مخروطی معمولاً هر مخروط بطور مستقل آزادی چرخش و غلتیدن دارد. از این جهت این مته‌ها را سرمته‌های غلتکی هم گویند. هر مخروط دارای تیغه‌ها و دندانهای متعددی است که حفاری را تسهیل می‌کنند. به دلیل تعدد دندانهای مذکور گاهی این سرمته‌ها را سرمته‌های چرخشی دنداندار^۲ هم می‌گویند.

در سنگ‌های نرم طول دندانها و فاصله آنها از همدیگر زیاد می‌باشد، ولی برای حفاری در سنگهای سخت معمولاً از مته‌های با دندانهای کوتاه و نزدیک به هم استفاده می‌شود. اخیراً سرمته‌هایی تولید می‌شود که دندانهای آنها صاف شده و شکلی شبیه دگمه‌ها روی مخروطها پیدا کرده اند. جنس آنها معمولاً از کربور تنگستن (WC) است و لذا به آنها سرمته‌های دگمه‌ای^۳ هم می‌گویند.

سرمته‌های مخروطی دنداندار (غلتکی) قادرند در سنگهای سخت همچون گرافایست و سنگ معدنی بسیار سخت مس دار و آهن دار با قابلیت نفوذ بالا حفاری نمایند.

سرمته‌های الماسه دارای انواع توپر و مغزه گیر هستند. در این سر مته‌ها ذرات الماس بر روی یک قالب فولادی جاسازی شده و روی آنها نیز با پودرهای فلزی پوشانده شده است. سر مته‌های توپر الماسه به سه نوع محدب^۴، شش بر^۵ و باریک^۶ تقسیم می‌شوند. سر مته‌های شش بر که قطر نوک آن از بقیه سر مته‌ها کوچکتر است در سنگهای سخت و گمانه‌هایی که سختی لایه‌های سنگ در آنها متناوباً تغییر می‌کند به کار می‌رود. سر مته باریک نیز برای استفاده در سنگ‌های سخت کارایی خوبی دارد.

۳-۸-۴- سر مته‌های مغزه گیر:

سر مته‌های مغزه گیر^۷ در مواردی به کار گرفته می‌شوند که مغزه گیری از سنگ یا خاک در ضمن حفاری مورد نظر باشد. این سر مته‌ها به نحوی طراحی شده اند که شکل چنبره ای و استوانه توخالی

^۱ -Tricone Bit

^۲ -Toothed Wheel bits

^۳ -Button bits

^۴ -Concave

^۵ -Bilot

^۶ -Taper

^۷ -Coring Bits

دارند و مغزه سنگ بصورت استوانه ای در درون آنها واقع می شود. در برخی از گمانه‌ها ممکن است لازم باشد تمام طول گمانه مورد مغزه گیری واقع شود^۱. در این صورت در حین حفاری همواره سر مته مغزه گیر به انتهای میله‌های حفاری متصل است. با این حال در بسیاری از موارد مغزه گیری به صورت پیوسته انجام نشده و صرفاً در موارد خاص از سر مته مغزه گیر استفاده شده و در سایر موارد از سر مته توپر استفاده می شود. در شکل (۳-۱۲) چند نمونه از سر مته های مغزه گیر نشان داده شده است. به طور کلی سر مته‌های مغزه گیر به ۳ گروه اصلی تقسیم می شوند:

الف) سر مته‌های مغزه گیر الماسه^۲

ب) سر مته‌های مغزه گیر کاربیدی^۳

ج) سر مته‌های دندان‌اره ای^۴

سر مته‌های الماسه مغزه گیر با توجه به تنوع شرایط سنگ به لحاظ جنس و درجه خرد شدگی در انواع مختلفی طراحی شده اند. این سر مته‌ها دارای تغییرات وسیعی در کیفیت، اندازه و فاصله دانه‌های الماس، ترکیب فلز پایه که الماسه‌ها بر روی آن اضافه شده اند، پستی و بلندی‌های سطح سر مته و تعداد مجاری عبور آب هستند.

در سر مته‌های الماسه سطحی^۵ دانه‌های الماس در فلز پایه و در سطح خارجی و داخلی سر مته نزدیک کف و همچنین در کف یا سطح برنده آن چیده شده است. در نوع دیگر که سر مته‌های ملقمه الماسی^۶ نامیده می شود، قطعات ریز الماس در متن کالبد فلز پایه سر مته جاگذاری شده است.

¹-Continuous Coring

²-Diamond Coring Bits

³-Carbide insert Coring Bits

⁴-Sawtooth Bits Coring

⁵-Surface Set

⁶-Impregnated diamond Coring Bits



شکل (۳-۱۲): سرشته های مغزه گیر در حفاری دورانی (a و b) الماسه c و d) کاربیدی (e) دانه اره ای

در سرشته های کاربیدی مغزه گیر به جای الماس از فلز تنگستن کاربید^۱ برای نفوذ در مواردی که از آن ها مغزه گیری می شود، استفاده شده است. این نوع سرشته ها برای مغزه گیری در محدوده سنگهای نرم تا سنگهایی با سختی متوسط بکار می روند و به لحاظ قیمت و سرعت از سرشته های الماسه ارزان تر بوده و سرعت حفاری آنها نیز کم تر است.

سرشته های اره ای یا دندان اره ای در نوک خود دارای یک سری دندان هستند که معمولاً تا انتهای سرشته بریده شده اند. به منظور افزایش مقاومت آن در برابر سایش سطح ونوک دندانها بوسیله آلیاژ فلز سخت تنگستن کاربید پوشش یافته و بدین وسیله عمر مفید سرشته نیز افزایش یافته است. از این

^۱-Tungsten Carbide

نوع سر مته عموماً برای مغزه گیری از سنگ‌های بسیار نرم استفاده می شود. ضمن آنکه سرعت حفاری آنها پایین است و در شمار ارزان ترین نوع سرمته‌های مغزه گیر نیز قرار دارند.

۳-۸-۵- انتخاب نوع سرمته:

انتخاب نوع سرمته براساس ساختار و جنس توده سنگ، خاک و همچنین سیال مورد نظر برای حفاری صورت می پذیرد. در واقع جنس سرمته بقدری باید سخت و مقاوم باشد که با توجه به سختی سنگ و فشار توده قادر به خرد کردن سنگ و یا مغزه گیری از آن باشد و از طرف دیگر از لحاظ اقتصادی هم استفاده از آن به صرفه بوده و سرعت حفاری با آن نیز متناسب با اهداف طرح باشد.

سرمته‌های الماسه از سختی بالایی برخوردار بوده و در همه نوع سنگی قابلیت حفاری دارند. همچنین در مقایسه با سایر انواع سرمته در حین حفاری از سرعت بالاتری برخوردار هستند. با این حال به دلیل قیمت بالای آنها از این نوع سرمته صرفاً در حفاری مخصوصاً مغزه گیری از سنگ‌های سخت استفاده می گردد.

سرمته‌های کاربریدی از سرمته‌های الماسه ارزان تر هستند و برای استفاده در سنگهای نرم تا سنگهایی با سختی متوسط هم کارائی خوبی دارند. با این حال سرمته‌های دندانداره ای که معمولاً از سایر سرمته‌ها ارزانتر هستند صرفاً برای حفاری در خاک و سنگ‌های نرم کارائی دارند و از طرف دیگر سرعت حفاری با آنها در سطح پایینی قرار دارد.

در میان سرمته‌های مغزه گیر سرمته‌های الماسه در مقایسه با سایر سرمته‌ها در محدوده وسیعی از سنگهای با سختی متفاوت کارائی دارند و قادر به نمونه گیری در سنگهای نرم تا سنگهای سخت می باشند. البته در سنگهای بسیار سخت و یا در نهشته‌های دارای لایه‌های متناوب نرم و سخت هیچیک از سرمته‌های مذکور مغزه ایده آلی به دست نمی دهند. با این حال در مجموع سرمته‌های الماسه نسبت به سایر سرمته‌ها از سرعت حفاری و مغزه گیری بیشتری برخوردار هستند. ضمن آنکه تنش‌های پیچشی کمتری به نمونه وارد کرده و بر همین اساس تهیه مغزه‌های با طول بیشتر و قطر کمتر توسط این سرمته‌ها عملی تر است. قابل ذکر است که سرمته‌های کاربریدی مغزه گیر نیز برای مغزه گیری از سنگهای نرم تا سنگهای با سختی متوسط کاربرد دارند.

مسئله حائز اهمیتی که در همه سرمته‌ها قابل توجه است مجرای اختصاص یافته به جریان آب حفاری می باشد. در برخی از سرمته‌ها از مجرای معمولی استفاده شده است و آب حفاری از طریق سطح داخلی سرمته جریان می یابد. در این نوع سرمته‌ها آب حفاری در تماس با مغزه قرار می گیرد. با این حال در برخی دیگر از سرمته‌ها برای جریان آب مسیرهایی در سطح لبه سرمته ایجاد شده و مسیره‌های مذکور توسط ورقه فلزی از مغزه جداگشته و آب در تماس با مغزه قرار نمی گیرد. از این نوع سرمته‌ها برای مغزه گیری در سنگهای نرم یا سنگهایی که خرد شدگی آنها با مواد پُرکننده پُر شده است و بطور کلی برای سنگهایی که در تماس با آب امکان تخریب و انحلال مغزه وجود دارد استفاده می شود.

حفاری خاکهای رسی، شیل‌های نرم یا نیمه سخت و سنگهای جوان رسوبی نظیر ماسه سنگ و سنگ آهک نرم و سنگهای مشابه توسط سیستم‌های حفاری که مجهز به سرمته‌های تیغه ای باشند بازدهی مناسبی دارد.

در واقع در مته‌های تیغه ای تیغه‌ها هیچگونه چرخش مستقلی ندارند و صرفاً با چرخش میله‌های حفاری دوران می نمایند. بر همین اساس این مته‌ها در حفاری سنگهای سخت با مشکل مواجه می شوند و تخریب تیغه‌ها با سرعت بیشتری صورت می پذیرد. در مقابل، سرمته‌های غلتکی و مخروطی که در آنها اجزاء برنده سرمته به صورت مستقل چرخش می نماید از انعطاف بیشتری در مواجه با سنگهای نیمه سخت و سخت برخوردار هستند و در این توده‌ها کارایی بالاتری دارند.

جنس تیغه‌ها در سرمته‌های تیغه ای معمولاً از کربور تنگستن است و روی آنها منافذی تعبیه شده که سیال حفاری پس از عبور از این منافذ قطعات خرد شده ته گمانه را به سطح زمین منتقل می کند. عمر سرمته‌های تیغه ای به دلیل کاربرد آنها در سنگهای نرم معمولاً بیش از ۳۰۰ متر برای هر سرمته می باشد (اصانلو، ۱۳۷۵).

فصل چهارم

نمونه گیری از خاک و سنگ

۴-۱- مقدمه

هدف اصلی کاوشهای صحرایی ارائه مشخصات زمین بر اساس نتایج حفاریها، آزمونهای صحرایی و آزمونهای آزمایشگاهی، برحسب ارقام و نمودار می باشد. با این تفسیر آزمونهای آزمایشگاهی بخشی از فرآیند جامع شناسایی زمین^۱ می باشد که لازم است برای انجام آن نمونه هایی تهیه و به آزمایشگاه ارسال گردد. حجم و ابعاد نمونه های مذکور باید برای انجام آزمایشهای مورد نظر کافی بوده و بیانگر شرایط واقعی مصالح مذکور در صحرا باشد. همچنین مشخصات نمونه گیر و نحوه نمونه گیری و نیز شرایط نگهداری و حمل نمونه می بایست به گونه ای انتخاب شود که نمونه آزمایش شده در آزمایشگاه بیانگر و معرف شرایط واقعی خاک در محل باشد.

در این فصل ابتدا شرایط کلی نمونه گیری بیان شده و سپس بطور خاص نمونه گیری از خاک و سنگ تشریح می گردد.

۴-۲- حجم نمونه

حجم نمونه باید نمایانگر محتویات مصالح محلی از لحاظ اندازه، توزیع دانه ها، درز و ترکهای آن باشد و نیز مصالح کافی برای انجام آزمایشهای مورد نظر را تامین نماید.

به عنوان یک قاعده کلی، ابعاد نمونه برای آزمایش باید حداقل بین ۵ تا ۱۰ برابر بزرگترین ذرات موجود در نمونه خاک بوده و همچنین علاوه بر معیار بزرگترین اندازه دانه های موجود در نمونه، حداقل وزن نمونه نیز باید در حدی باشد که بتوان آزمایش مورد نظر را با آن انجام داد.

¹Ground characterization

گروه مهندسين ارتش آمريكا (U.S. Army, 2001) حداقل قطر يا وزن خشك مورد نياز براي نمونه هايي آزمایشگاهی را برحسب نوع آزمایشی که برای آنها مورد نظر است را مطابق جدول (۱-۴) ارائه نموده اند.

در مورد مغزه گیرهای مرسوم از خاک و سنگ با توجه به قطر اندک مغزه گیرها و طول محدود حفاری، بطور معمول میزان نمونه های موجود از هر لایه با محدودیت طول مواجه است و به راحتی نمی توان آزمایشهای آزمایشگاهی را به تعداد دلخواه بر روی آنها انجام داد. از سوی دیگر خردشدگی لایه های سنگ نیز باعث می شود که نمونه های استوانه ای شکل برای آزمایشهای مکانیکی از طولهای کوتاهی برخوردار باشند. با توجه به آنکه قطر مغزه گیری نقش حائز اهمیتی در درصد بازیافت نمونه دارد، لازم است در انتخاب قطر و طول مغزه گیری دقت لازم صورت پذیرد.

بر اساس Clayton et al. (1997)، قطر استاندارد برای مغزه های سنگ ۵۴ میلیمتر است. البته مغزه هایی با قطری بیشتر از مقدار مذکور، خردشدگی مکانیکی کمتر و بازیافت بالاتری دارند ولی تهیه آنها هزینه بیشتری را بر طرح تحمیل می کند. توصیه شده است که در نواحی خرد شده و ضعیف حداقل طول مغزه گیری ۱/۵ متر و با توجه به احتمال خرابی و شکست طولی در نمونه های طویل حداکثر طول مغزه گیری ۳ متر باشد.

جدول (۱-۴) حداقل قطر و وزن مخصوص نمونه ها برحسب نوع آزمایش برای مصالح عبوری از الک شماره ۴ (US Army, 2001)

نام آزمایش	حداقل قطر نمونه (cm)	حداقل وزن خشک (kg)	نام آزمایش	حداقل وزن خشک (kg)
وزن واحد حجم	۷/۶	-	تراکم استاندارد	۱۳/۵
نفوذپذیری	۷/۶	-	نفوذپذیری	۰/۹
تحکیم	۱۲/۷	-	تحکیم (به قطر ۱۰/۲ cm)	۰/۹
سه محوری	۱۲/۷	-	برش مستقیم	۰/۹
تک محوری محدود نشده	۷/۶	-	سه محوری (به قطر ۳/۶ cm)	۰/۹
برش مستقیم	۱۲/۷	-	سه محوری (به قطر ۷/۲ cm)	۴/۵
درصد آب نمونه	-	۰/۲		
حدود اثر برگ	-	۰/۲		
حد انقباض	-	۰/۲		
وزن مخصوص	-	۰/۱		
دانه بندی	-	۰/۲		

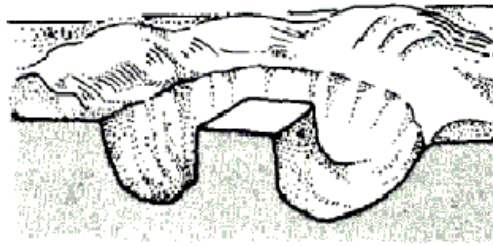
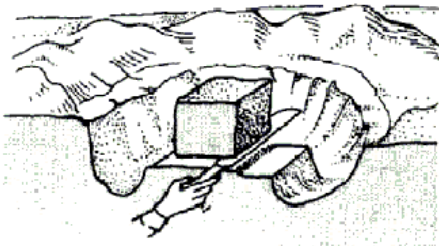
۳-۴- انواع نمونه‌ها و روشهای نمونه‌گیری

روشهای اصلی نمونه‌گیری از زمین که توسط غالب مراجع معتبر کاوشهای صحرایی معرفی شده است، شامل موارد زیر می‌باشد:

۱. نمونه‌گیری دستی (فله‌ای)
۲. نمونه‌گیری بلوکی^۱
۳. نمونه‌گیری با اوگر^۲
۴. نمونه‌گیری با نمونه‌گیرهای تیوبی^۳
۵. نمونه‌گیری با کربارل^۴

به طور معمول در روش نمونه‌گیری دستی با کمک بیلچه و کاردک مقداری خاک از جدار چاه یا سطح زمین برداشته شده و در کیسه‌ای بسته‌بندی می‌شود و از توده‌های سنگی نیز چند قطعه سنگ با دست یا توسط وسایلی چون دیلم و چکش جهت شناسایی برداشته شده و پس از شماره‌گذاری به آزمایشگاه ارسال می‌گردد. این نمونه‌ها از کارایی محدودی در شناسایی خواص خاک و سنگ برخوردار هستند.

نمونه‌گیری بلوکی روش ساده‌ای برای اخذ نمونه نسبتاً دست‌نخورده از توده‌های دارای چسبندگی است. در این روش بلوکی کوچک با ابعاد ۲۰ تا ۴۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده و زمین اطراف آن به دقت خاکبرداری می‌شود تا بلوک مورد نظر مانند آنچه در شکل (۴-۱) دیده می‌شود، نمایان گردد. سپس با استفاده از یک تیغه برنده نمونه از زمین جدا شده و پس از موم‌اندود کردن، در جعبه‌ای مخصوص جاسازی می‌گردد. امکان اخذ نمونه‌های بلوکی از داخل گالری‌ها یا از اعماق چاهها نیز وجود دارد، ولی به علت دشواری انجام این عمل در اعماق زمین به نسبت سطح زمین، این روش در اعماق کاربرد چندانی ندارد.

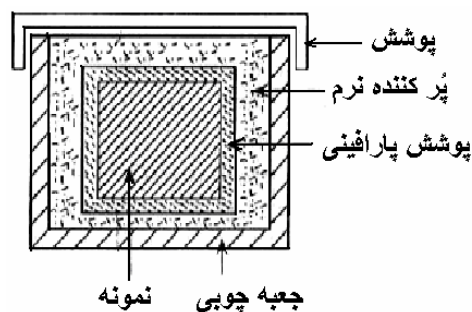


¹ Block Sampling

² Auger Sampling

³ Tube Sampling

⁴ Coring Sampling



شکل (۴-۱): روش تهیه نمونه بلوکی از زمین و نگهداری آن (Clayton et al., 1997)

نمونه گیری با اوگرها نیز از جمله روشهای مناسب نمونه گیری دست خورده است و برای هر نوع خاک می توان به تناسب آن از اوگر استفاده نمود. در مورد این نوع نمونه گیر در فصلهای قبلی بحث شد.

نمونه گیرهای تیوبی یا لوله ای به آن دسته از نمونه گیرها گفته می شود که دارای بدنه استوانه ای شکل و نوک تیز بوده که با فشار وارد خاک می گردند. نمونه در داخل فضای میان استوانه قرار می گیرد. انواع این نمونه گیر در بخشهای آتی این فصل مورد بحث واقع می شود. میزان دست خوردگی این نمونه گیرها تابع شرایط هندسی نمونه و نحوه نمونه گیری است. برای نمونه گیری از خاک این نوع نمونه گیر به کار می رود.

برای اخذ نمونه از سنگ و یا خاکهای سخت معمولاً از روش گُرگیری استفاده می شود. در بخشهای بعدی انواع گُربارل ها نیز مورد بحث واقع شده اند.

قابل ذکر است که انواع نمونه ها از لحاظ شرایط دست خوردگی و قابلیت انطباق با شرایط صحرایی به دو گروه زیر تقسیم می شوند:

۱. نمونه های دست نخورده^۱: در این نمونه ها کلیه ذرات خاک محلی با نسبتهای واقعی در نمونه حضور داشته و میزان تخلخل، رطوبت، مقاومت مکانیکی، ساختار و سایر مشخصات موثر در نتایج آزمایشگاهی نمونه عیناً نظیر توده صحرایی می باشد.
۲. نمونه های دست خورده^۲: در این نمونه ها کلیه دانه های موجود در توده صحرایی با نسبت های واقعی در نمونه حضور دارند ولی از لحاظ تخلخل، حفظ ساختار صحرایی، میزان رطوبت نمونه وموارد مشابه تغییراتی در نمونه بوجود آمده است.

^۱ Undisturbed sample

^۲ Disturbed sample

در خاکهای درشت دانه که نمونه‌گیری دست نخورده مشکل است، برای آنکه تا حدودی شرایط محلی را در آزمایشگاه برای خاک دست خورده بوجود آورند، نمونه را به اندازه دانسیته صحرایی آن متراکم می‌نمایند. این گونه نمونه‌ها را نمونه بازسازی شده^۱ گویند. در مورد خاکهای درشت دانه سیمانته شده این گونه نمونه‌ها نمی‌تواند شرایط واقعی خاک را فراهم نمایند. در واقع دست خوردگی خاک و متراکم نمودن آن موجب زائل شدن سیمانتاسیون می‌گردد.

از سوی دیگر نمونه‌ها را به دو دسته معرف^۲ و غیر معرف تقسیم می‌کنند. نمونه معرف نمونه‌ای است که به لحاظ اندازه ذرات و محتویات آن و همچنین نسبت ذرات موجود در آن معرف و نماینده واقعی توده خاک محلی می‌باشد. نمونه‌های شسته شده^۳ که در آنها ذرات خاک بوسیله جریان آب شسته شده و ذرات درشت نیز در اثر تماس با سرشته خرد شده اند مثالی برای نمونه‌های غیر معرف هستند. همچنین در توده‌های سنگی نمونه‌ای که از قسمت سالم و بدون درز و ترک سنگ اخذ می‌گردد را نمونه بکر یا سالم^۴ می‌گویند و معمولاً بیانگر خصوصیات یک سنگ بکر و بدون درز و ترک است.

۴-۴- عوامل موثر بر میزان دست خوردگی نمونه‌ها

بطور کلی نمونه دست خورده نمونه‌ای است که حاوی کلیه اجزاء مصالح در جا با نسبت‌های واقعی بوده ولی ساختار آن به اندازه‌ای دست خورده شده است که نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی برای تعیین مشخصات مهندسی قابل انطباق بر شرایط واقعی نیست. در مقابل یک نمونه دست نخورده دارای ساختاری مشابه ساختار مصالح صحرایی بوده و در صورت انجام آزمایشهایی نظیر مقاومت برشی، مقاومت کششی، تراکم، نفوذپذیری و تحکیم و سایر آزمایشهای معمول، خواص به دست آمده در آزمایشگاه منطبق بر خواص واقعی خاک است. قابل ذکر است که نمونه‌هایی که حاوی کلیه اجزاء مصالح در جا با نسبت‌های واقعی نیستند نمونه‌های غیر معرف محسوب می‌شوند.

نمونه‌های دست خورده صرفاً برای انجام آزمایشهای دانه بندی، حدود اتربرگ، تشریح نظری، تعیین حد رطوبت، هیدرومتری و آزمایشهای تعیین خواص شیمیایی خاک مناسب هستند. با این حال حتی در مواردی ممکن است روش حفاری و یا نمونه‌گیری منجر به تغییر درصد رطوبت نمونه و یا شسته شدن برخی از عناصر خاک گردد. در این موارد نمونه غیر معرف محسوب شده و صحت انجام آزمایشهای مذکور نیز ممکن است خدشه دار شود.

بطور کلی عوامل موثر بر دست خوردگی نمونه‌ها به پنج دسته تقسیم می‌شوند :

^۱ Remolded sample

^۲ Representative

^۳ Wash boring sample

^۴ Intact sample

۱. دست خوردگی های ناشی از نوع و مشخصات نمونه گیر
۲. دست خوردگی های ناشی از روش وارد کردن نمونه گیر در خاک^۱
۳. دست خوردگی های زمان حمل و نگهداری نمونه
۴. دست خوردگی های ناشی از تغییر وضعیت تنش های خاک
۵. دست خوردگی های ناشی از بریدن نمونه برای انجام آزمایش

با توجه به نقش حائز اهمیت داده های آزمایشگاهی در صحت نتایج تحلیلهای عددی و طراحی های مهندسی، لازم است توجه کافی به هر یک از انواع دست خوردگی های محتمل برای نمونه صورت گرفته و حتی المقدور شرایطی فراهم شود که داده های آزمایشگاهی معرف شرایط واقعی محیط مورد بررسی باشند. قابل ذکر است که برخی از محققین به استناد خطاهای ناگزیری که برای داده های آزمایشگاهی مکانیک خاک و مخصوصاً برای آزمایشهای مقاومتی وجود دارد، توصیه می کنند که مشخصات زمین بر اساس آزمایش های برجا و صحرایی تعیین گردد و صرفاً آزمایش های شاخص^۲ در آزمایشگاه انجام شود.

یادآوری می گردد که نمونه های دست خورده از میزان دست خوردگی متفاوتی برخوردار هستند. در این میان دست خورده ترین نمونه ها که در واقع کم ارزشترین نمونه ها نیز می باشند، نمونه های اخذ شده از خرده ریزه های حفاری به روش دورانی با سرمرته توپر و یا روش قدیمی شستشویی است. این نمونه ها که به نمونه شسته شده^۳ معروف هستند حتی برای دانه بندی مکانیکی نیز مناسب نیستند و صرفاً به استناد قضاوت مهندسین ناظر مجرب می توان از آنها برای شناسایی کلی جنس و ساختار لایه های زیر سطحی استفاده کرد.

در ادامه این بخش انواع دست خوردگی های نمونه ها و معیارهای اندازه گیری میزان آنها بیان شده و در پایان توصیه هایی برای محافظت و نگهداری از نمونه های دست نخورده ارائه شده است.

۴-۴-۱- دست خوردگی های ناشی از نوع و مشخصات نمونه گیر تیوبی

انواع نمونه گیرهای مورد استفاده در کاوشهای صحرایی در بخشهای آتی این فصل معرفی می گردد. بطور کلی نمونه گیرهای تیوبی دارای بدنه لوله ای شکل هستند که با ورود به زمین نمونه خاک را بصورت یک مغزه در درون خود جای می دهد. شرایط هندسی نمونه گیر از قبیل ضخامت بدنه لوله ای شکل مذکور، تیزی نوک آن، تمیزی و صاف بودن جدار داخلی و همچنین سایر خصوصیات هندسی و مکانیکی نمونه گیر در میزان دست خوردگی نمونه موثر هستند.

¹ Sample Driving Methods

² Index Tests

³ Wash boring sample

Clayton et al. (1997) چهار خصوصیت زیر را اصلی‌ترین عوامل موثر در میزان دست‌خوردگی نمونه ناشی از نوع و مشخصات نمونه گیر معرفی کرده است:

۱. نسبت مساحت نمونه گیر^۱
۲. زاویه تیزی نوک نمونه گیر^۲
۳. صافی جدار نمونه گیر^۳
۴. نسبت طول به قطر نمونه گیر^۴

در میان موارد فوق نسبت مساحت مهمترین شاخصی است که توسط محققین معرفی شده است. نسبت مساحت اولین بار توسط Hvorslev (1949) به صورت زیر تعریف گردید :

$$AR = \frac{(D_e)^2 - (D_i)^2}{(D_e)^2}$$

که در آن D_e و D_i به ترتیب قطر خارجی و قطر داخلی استوانه نمونه گیر می باشند. این مشخصات در شکل (۴-۲) نشان داده شده اند. در نمونه گیرهای معمول بر اساس استاندارد BS-5930 با نسبت مساحت (AR) حداکثر ۳۰٪ برای نمونه گیری دست نخورده و بنا به NHI(2001) (برای نمونه گیری دست نخورده) حداکثر ضریب AR معادل ۱۰٪ می باشد. سایر مراجع نیز اعدادی بینابین برای ضریب AR تعریف نموده اند و بعضی این ضریب را تابع زاویه تیزی نوک نمونه گیر می دانند. در مجموع هر چه AR کمتر باشد دست‌خوردگی نمونه نیز کمتر بوده ولی نمونه گیر تردتر و شکننده تر می شود و لذا، به تناوب لبه های آن آسیب می بیند و در خاکهای دانه ای نیز کار با آن دشوار است.

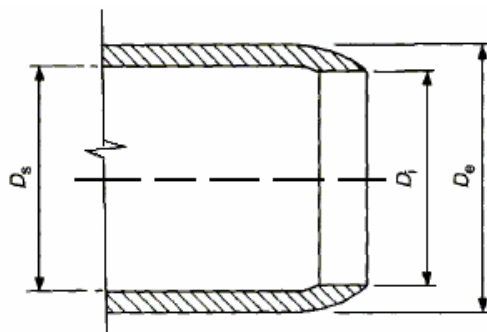
یکی دیگر از پارامترهای معرف تاثیر وضعیت هندسی نمونه گیر در دست‌خوردگی نمونه تیزی لبه نمونه گیر است. همانگونه که بیان گردید، در صورتی که نمونه گیر لبه ضخیمی داشته باشد نسبت مساحت نمونه گیر افزایش می یابد. به منظور کاهش نسبت مساحت و افزایش قابلیت نفوذ نمونه گیر در زمین، لبه های آن را زاویه دار (پخ شده) و تیز می سازند. البته زاویه مذکور نباید به حدی باشد که منجر به شکسته شدن نمونه گیر شود. (Clayton et al. (1997)، برای نمونه گیری از خاکهای ریز دانه حداکثر زاویه پخی را ۶۰ درجه و حداکثر ضخامت لبه را ۰/۳ میلیمتر و در خاکهای دانه ای ضخامت لبه را ۱۰٪ اندازه دانه های خاک در نظر می گیرد.

¹Area Ratio

² Cutting edge taper angle

³Inside clearance

⁴Length to diameter ratio



شکل (۴-۲): مشخصات مورد استفاده در تعریف نسبت مساحت و تمیزی جدار نمونه گیر

صافی و تمیزی جدار نمونه گیر پارامتر موثر دیگری در دست خوردگی نمونه است. از آنجایی که استوانه های نمونه گیر بطور عمده فولادی هستند و ممکن است نمونه پیش از آزمایش تا چند روز درون آن باقی بماند، احتمال زنگ زدگی و خوردگی جدار نمونه گیر وجود دارد و به همین علت ممکن است بین نمونه و جدار داخلی نمونه گیر چسبندگی بوجود آید که در این صورت نمونه از نمونه گیر به دشواری خارج خواهد شد. به منظور اجتناب از موارد مذکور و حفظ دست خوردگی نمونه اگر جدار داخلی استوانه های به کار رفته با رنگ لاک یا ضد زنگ پوشش داده شود و یا از استوانه های ضد زنگ نظیر استوانه های برنجی استفاده گردد نتیجه بهتر خواهد بود.

در هر حال، اگر جدار داخلی نمونه گیر ناصاف و کثیف باشد، در حین نمونه گیری اصطکاک و چسبندگی جداره تراکم اندکی در نمونه بوجود می آورد. برای کاهش دست خوردگی مذکور جدار داخلی نمونه گیر باید به طور مرتب پرداخت گردد. باید توجه داشت روغن کاری جدار مذکور جهت خروج ساده نمونه از نمونه گیر که متأسفانه در برخی کارگاهها معمول است اقدام مطلوبی نیست و میزان دست خوردگی نمونه را افزایش می دهد.

انجمن بین المللی مکانیک خاک و مهندسی پی^۱ پارامتر صافی جدار داخلی نمونه گیر را به صورت زیر تعریف کرده است :

$$ICR = \frac{D_s - D_i}{D_i}$$

که در آن D_s و D_i به ترتیب قطر داخلی استوانه نمونه گیر و قطر داخلی کفشک لبه تیز نوک نمونه گیر^۲ می باشد. مرجع مذکور پیشنهاد کرده است که اگر سطح داخلی استوانه نمونه گیر صاف و تمیز بوده و ICR بین ۰/۵ تا ۱ درصد باشد، میزان دست خوردگی نمونه هایی که از عمق بالای ۲۰ متر اخذ

^۱ ISSMEFE (1965)

^۲ Cutting shoe

می شوند قابل قبول است و در نمونه گیری از خاکهای متورم شونده باید دقت بیشتری اعمال نمود. همچنین NHI(2001) برای نمونه های دست نخورده ICR را حدود ۱٪ معرفی کرده است. چهارمین پارامتر مورد بحث در مشخصات هندسی نمونه گیر که در دست خوردگی نمونه موثر است نسبت طول استوانه نمونه گیر به قطر آن است. افزایش این نسبت موجب افزایش تنش مماسی بین جدار نمونه گیر و نمونه می شود. در این ارتباط نیز مراجع معتبر علمی توصیه هایی بیان نموده اند که شرح آن در این نوشتار نمی گنجد. در مجموع ابعاد هندسی نمونه گیر می بایست مطابق استاندارد و ضوابط علمی انتخاب شود و ساخت خود سرانه و کارگاهی نمونه گیر قاعدتا منجر به اخذ نمونه های کاملاً دست خورده خواهد شد. هر چند که در ظاهر ممکن است نمونه ها شکل مناسب و دست نخورده ای داشته باشند. (US Army (2001، توصیه کرده است که نسبت طول به قطر نمونه گیر برای نمونه گیری از خاکهای درشت دانه بین ۵ تا ۱۰ و برای خاکهای چسبنده بین ۱۰ تا ۲۰ انتخاب شود.

۲-۴-۴- دست خوردگی های ناشی از روش وارد کردن نمونه گیر در خاک

برای وارد کردن نمونه گیر در خاک روشها و سیستمهای مختلفی وجود دارد. روشهایی که نمونه گیر را به صورت ضربه ای و در اثر اعمال ضربات چکش به داخل زمین وارد می کنند، بیشترین دست خوردگی و روشهایی که نمونه گیر را بطور پیوسته وارد خاک می نمایند کمترین دست خوردگی در نمونه را ایجاد می کنند. همچنین باید توجه شود که راه و زمان کافی برای بیرون رفتن آب یا هوایی که داخل تیوب نمونه گیر و بالای نمونه محبوس شده است وجود داشته باشد. در غیر این صورت ممکن است باعث ایجاد تراکم ظاهری در نمونه شود. (Clayton et al. (1997، توصیه می کند که سرعت ورود نمونه گیر به درون زمین معادل ۲۵ میلیمتر در ثانیه باشد.

۳-۴-۴- دست خوردگی های ناشی از تغییر وضعیت تنشهای خاک

در بعضی آزمایشها شرایط بارگذاری نمونه در آزمایشگاه با بارگذاری محلی و واقعی تفاوت می کند و بر همین اساس نتایج حاصله برای نمونه معرف خواص واقعی خاک یا سنگ محل نیست. در این موارد به رغم اخذ نمونه دست نخورده و نگهداری در شرایط مناسب، به علت عدم انطباق شرایط بارگذاری آزمایشگاهی با شرایط بارگذاری محلی ممکن است نتایج آزمایشگاهی قابل انطباق بر زمین محل نباشد. در این ارتباط می توان به موارد زیر اشاره کرد :

أ) فشارهای افقی و قائم محلی وارد بر نمونه پس از اخذ نمونه از روی آن برداشته شده و مجدداً در آزمایشگاه اعمال می گردد. تخمین این سیکل باربرداری و بارگذاری ممکن است منجر به تغییر خواص مصالح گردد.

ب) جهت لایه بندی و تشکیل ساختار نمونه محلی در میزان بارهای وارد بر آن تاثیر دارد. ممکن است زاویه بین بار و لایه بندی نمونه در محل و آزمایشگاه متفاوت باشد.

ج) مسیر تنشهای وارده بر نمونه^۱ باید منطبق بر مسیر تنش محلی باشد. در واقع نه تنها مقدار و جهت تنشهای وارده به یک نمونه اهمیت دارد، بلکه مسیر طی شده در صفحه تنشها برای دستیابی به مقادیر تنش اهمیت دارد. در همین ارتباط پله ای یا پیوسته بودن روش اعمال بار بر نتایج آزمایش نیز موثر خواهد بود.

۴-۴-۴- دست خوردگی های زمان حمل و نگهداری نمونه

ممکن است نمونه گیری با شیوه مناسبی انجام شده و نمونه دست نخورده از زمین اخذ گردیده باشد، ولی در مرحله موم اندود نمودن و یا ضمن حمل نمونه و همچنین نگهداری آن تا روز آزمایش اقدامات لازم برای جلوگیری از خرابی نمونه انجام نشود و میزان دست خوردگی نمونه افزایش یابد. برخی از عوامل افزایش دست خوردگی نمونه در فاصله نمونه گیری تا آزمایشگاه عبارتند از :

أ) کاهش رطوبت نمونه در اثر ناقص بودن شرایط موم اندود و یا وضعیت دمای نگهداری

ب) تغییر وضعیت نمونه در اثر یخبندان

ج) وارد آمدن ضربه و یا ارتعاش به نمونه

د) واکنش شیمیایی بین ذرات نمونه در دوران نگهداری

۴-۴-۵- دست خوردگی ناشی از بریدن نمونه برای انجام آزمایش

معمولاً برای انجام آزمایشهای آزمایشگاهی نمونه باید شکل و اندازه خاصی داشته باشد. بر همین اساس برای انجام هر آزمایشی سر و ته نمونه باید بریده شده و قطر آن متناسب با قطر تعریف شده برای آزمایش اصلاح شود. با توجه به آنکه خاک یک محیط دانه ای است و بریدن و صاف کردن آن معمولاً موجب جابجایی دانه ها می گردد، آماده کردن نمونه برای آزمایش نیز موجب دست خوردگی نمونه می شود.

۴-۴-۶- محافظت و نگهداری از نمونه های دست نخورده خاک

هر مرحله در نمونه گیری، بیرون آوردن، انبار کردن و انجام آزمایش بر روی نمونه درجات مختلفی از دست خوردگی را در نمونه ایجاد می کند. نمونه گیری مناسب انتقال نمونه و روشهای انبار کردن نمونه جهت به حداقل رساندن دست خوردگی از موارد بسیار مهم است. مهندس ژئوتکنیک و ناظر مستقر در سایت باید از میزان دست خوردگی ایجاد شده برای نمونه در مراحل مختلف نمونه گیری تا انجام آزمایش مطلع باشند. بحث مفصل و مفیدی در خصوص محافظت از نمونه و انتقال آن به آزمایشگاه در ASTM D4220 ارائه شده است.

¹Stress path

قبل از انجام نمونه‌گیری، تیوبها (لوله‌های نمونه‌گیری) باید از نظر شکل ظاهری (تیوبها خم نشده و لبه‌های آنها آسیب ندیده باشند) و بخشهای داخلی از نظر خوردگی و زنگ زدگی کنترل شوند. اگر دیواره‌های تیوب خورده شده یا وضعیت غیر معمول داشته باشند و یا نمونه‌ها برای زمانی طولانی در تیوبها نگهداری شوند، ممکن است نیروی لازم جهت خارج کردن نمونه از مقاومت برشی نمونه بیشتر شده و سبب افزایش دست خوردگی نمونه گردد.

نمونه‌ها باید در مقابل درجه حرارتهای بالا و تابش مستقیم خورشید محافظت شوند. در چنین مواردی می‌توان با استفاده از پارچه‌های کیسه‌ای مرطوب یا مواد مشابه دیگر نمونه‌ها را پوشاند.

در زمستان باید نمونه‌ها را از یخ زدگی در زمان انتقال آن به آزمایشگاه محافظت نمود. تا حد امکان باید تیوبهای جدار نازک به حالت عمودی نگه داشته شوند به نحوی که قسمت فوقانی نمونه به سمت بالا قرار گیرد. خارج کردن خاک از نمونه گیر تیوبی در محل عملی نامطلوب است و اغلب باعث تورم و ایجاد دست خوردگی بالا در نمونه می‌شود. بدون شک رها شدن تنشها به نمونه این اجازه را می‌دهد که از خود رفتار نرم شوندگی بروز داده و افزایش حجم دهد و در چنین شرایطی نمونه‌ها بیشتر مستعد دست خوردگی در حین انتقال یافتن به آزمایشگاه خواهند بود.

بهترین شرایط برای به دست آوردن نمونه‌های دست نخورده با کیفیت بالا زمانی حاصل می‌شود که نمونه‌های خاک در آزمایشگاه و درست قبل از انجام آزمایش تحکیم، سه محوری، برش مستقیم، نفوذپذیری، و یا آزمایش ستون تشدید از نمونه گیر خارج شوند. متأسفانه برخی پیمانکاران به منظور صرفه جویی اقدام به خارج کردن نمونه در محل نموده تا بتوانند مجدداً از تیوب برای نمونه‌گیری استفاده کنند و نمونه‌ها را اغلب در فویل‌های آلومینیومی می‌پیچند. بسته به مقدار PH خاک ممکن است فویل آلومینیومی با سطح خاک واکنش داده و یک لایه بدون رنگ نازک خاک را ایجاد کند که در نتیجه آن مشاهدات عینی خاک دشوار و تشخیص آن سخت تر خواهد شد و نیز ممکن است موجب تغییر در رطوبت موجود در نمونه شود. با آنکه صفحات پلاستیکی هم مستعد واکنش نشان دادن با خاکی که با آن در تماس هستند می‌باشند اما تجربه نشان می‌دهد که پلاستیک نسبت به فویل تاثیر کمتری دارد. بنابر این توصیه شده است که ابتدا نمونه‌های خاک اخذ شده جهت محافظت در صفحات پلاستیکی پیچیده شوند و سپس یک لایه فویل دور آنها پیچیده شود. هر چند که مجدداً تاکید می‌شود نمونه‌ها بهتر است از تیوبهایی که داخل آنها هستند بیرون آورده نشوند تا مقدار تورم، دست خوردگی و موارد مربوط به حمل و نقل آنها به حداقل ممکن برسد.

انبار کردن نمونه‌های دست نخورده برای مدت زمان طولانی تحت هر شرایطی توصیه نمی‌شود. انبار کردن بیش از یک ماه ممکن است اساساً مقاومت خاک و تراکم پذیری آن را دچار تغییر کند.

۵-۴- نمونه گیری دست خورده از خاک^۱

نمونه های دست خورده برای شناسایی دانه بندی، حدود اتربرگ، میزان املاح شیمیایی موجود در خاک و برخی از آزمایشهای شاخص خاک کارایی دارند. روشهای اخذ نمونه دست خورده شامل نمونه گیری دستی، نمونه گیری با اوگرهای پره دار و سطلی، نمونه گیری با نمونه گیر جدا شونده SPT و برخی روشهای پیشرفته نمونه گیری نظیر نمونه گیری به روش آزمون نفوذ حجیم (LPT) می باشد.

۱-۵-۴- نمونه گیری دستی

ساده ترین روش نمونه گیری دست خورده آن است که بطور مستقیم و به کمک وسایل ساده نظیر کاردک و بیلچه توده خاک نمونه گیری شود. برای نمونه گیری دستی از اعماق زمین باید ابتدا چاله ای به روش دستی یا ماشینی حفر شده و سپس از جدار آن در اعماق مورد نظر نمونه گیری گردد. بطور معمول این چاله در خاکهای پایدار توسط مقنی و به روش دستی حفر می شود. با این حال در خاکهای ریزشی و یا در مواردی که شناسایی زمین در طول یک خط مورد نظر باشد ماشین آلات حفاری نظیر بیل مکانیکی به کار می روند.

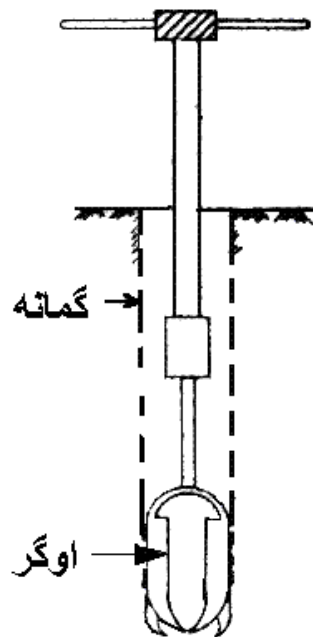
هنگامی که حجم زیادی از خاک برای انجام آزمایشهای آزمایشگاهی مورد نیاز است این روش به کار می رود. به عنوان مثال برای نمونه گیری از منابع قرضه مورد استفاده در ساختمان یک سد و یا قشر زیر اساس یک بزرگراه معمولاً چاله هایی به عمق ۳ تا ۵ متر حفاری شده و نمونه های ۲۵ تا ۵۰ کیلوپی برای انجام آزمایش دانه بندی، حدود خمیری، ارزش ماسه ای و تراکم تهیه شده و به آزمایشگاه ارسال می گردد. علاوه بر آزمایشهای مذکور آزمایشهای مقاومتی و نفوذپذیری نیز به طور معمول بر روی نمونه های باز سازی شده انجام می شود.

در نمونه گیری از جدار چاهکها و یا ترانشه ها باید دقت شود که نمونه گیری به صورتی انجام پذیرد که نمونه حاصل حاوی نسبتهای متناسب با ضخامت لایه های موجود باشد. بطوریکه نمونه اخذ شده معرف مخلوط حاصله در هنگام گودبرداری منابع قرضه برای استفاده از مصالح در ساختمان سد و یا بدنه راه باشد. البته در موارد خاصی نیز ممکن است هدف از تحقیقات صرفاً مطالعه یک لایه خاک مسئله دار باشد. به عنوان مثال اگر در گودبرداری پی یک بند انحرافی بطور غیر منتظره یک لایه ماسه ای با دانه بندی یکنواخت و نفوذپذیر مشاهده شود ممکن است لازم باشد برای بررسی امکان وقوع روانگرایی یا بازنگری محاسبات نشت پی صرفاً از آن لایه نمونه گیری شده و بررسی لازم صورت پذیرد.

¹Disturbed Sample

۴-۵-۲- نمونه‌گیری دست خورده با اوگر

اوگرهای دستی و ماشینی یکی از روشهای مناسب برای نمونه‌گیری دست خورده از خاک می‌باشند. هر چند که ممکن است در حفاری‌های عمیق مصالح حفاری شده توسط اوگرها در حین بالا آمدن با هم مخلوط شده و تعیین عمق آنها اندکی مشکل شود، با این حال سرعت حفاری و نمونه‌گیری با این دستگاه قابل توجه بوده و در مواردی که حجم زیادی از نمونه برای آزمایشهای آزمایشگاهی مورد نیاز است این روش بر نمونه‌گیری دستی ارجحیت دارد. جزئیات نمونه‌گیری توسط اوگرها در بخشهای قبلی بیان شده است. در شکل (۳-۴) طریقه نمونه‌گیری با نوعی از اوگرهای دستی نشان داده شده است. اوگرهای پره بلند و اوگرهای سطلی از جمله روشهای مناسب برای نمونه‌گیری دست خورده مورد توصیه (NAVFAC(1982 و برخی مراجع معتبر دیگر می‌باشند.



شکل (۳-۴): نمونه‌گیری با اوگر دستی

۴-۵-۳- نمونه‌گیری دست خورده با نمونه‌گیرهای جدا شونده^۱

اصطلاح نمونه‌گیر جداشونده به نمونه‌گیرهایی اطلاق می‌شود که جدار آنها به دو نیم تقسیم شده و خاک دست خورده از درون هر یک از دو نیمه خارج می‌شود. استفاده از این نمونه‌گیر متداول‌ترین روش نمونه‌گیری دست خورده از درون گمانه می‌باشد و نوع معمول آن نمونه‌گیر آزمایش

¹ Spilt Barrel or spilt tube

استاندارد (SPT) است که از قطر و طول مشخصی برخوردار بوده و در سطح وسیعی مورد استفاده واقع می شود. در این حالت نمونه گیر با اعمال ضربه یک چکش ۶۳/۵ کیلوگرمی که از ارتفاع ۷۶ سانتیمتری سقوط می کند، به داخل زمین رانده می شود. جزئیات آزمون مذکور و روش نمونه گیری آن در فصل های بعدی ارائه می شود.

عموماً نمونه گیرهای جدا شونده در طولهای استاندارد ۱۸ یا ۲۴ اینچی و به قطر داخلی ۱/۵ تا ۴/۵ اینچ ساخته می شوند. با این حال استفاده از نمونه گیر با قطر داخلی ۱/۵ اینچ به دلیل وجود روابط تجربی متعددی بین تعداد ضربه های لازم برای نفوذ این نمونه گیر و خواص خاکها، عمومیت بیشتری دارد. از نمونه گیرهای قطور در صورتی استفاده می شود که مصالح مورد نمونه گیری حاوی دانه های شن بوده و یا حجم بیشتری از خاک برای نمونه گیری مورد نظر باشد. اجزاء یک نمونه گیر جدا شونده در شکل (۴-۴) نشان داده شده است. بطور کلی این نمونه گیرها دارای ۵ قسمت اصلی می باشند:

۱. کفشک^۱، که بخش لبه تیز نوک نمونه گیر را تشکیل می دهد.
۲. ضامن^۲، که مانع خروج نمونه از نمونه گیر در حین بالا آوردن از گمانه می شود.
۳. جدار جدا شونده^۳، که نمونه را در خود جای داده و به دو نیمه تقسیم می شود.
۴. پوشش صلب^۴، که در پیرامون جدار قرار می گیرد.
۵. توپی^۵، که به ضامن در جلوگیری از خروج نمونه از نمونه گیر کمک می کند.
۶. کلاهک^۶، که از طریق آن نمونه گیر به میله های حفاری پیچ می شود.



-
- ¹ Barrel shoe
 - ² Retainer (or catcher)
 - ³ Spilt Barrel
 - ⁴ Solid sleeve
 - ⁵ Ball check valve
 - ⁶ Sampler Head



شکل (۴-۴): نمونه گیر جداشونده، الف) اجزاء نمونه گیر (ب) ضامن ج) استخراج نمونه د) جدار صلب در بعضی مدلها پوشش صلب حذف شده و کلاهک نمونه گیری به گونه ای طراحی شده است که مستقیماً به استوانه پیچ می شود. در نوع دیگر از پوششی سراسری بر روی کل نمونه گیر به صورت آستری یک پارچه یا قطعه قطعه استفاده شده است.

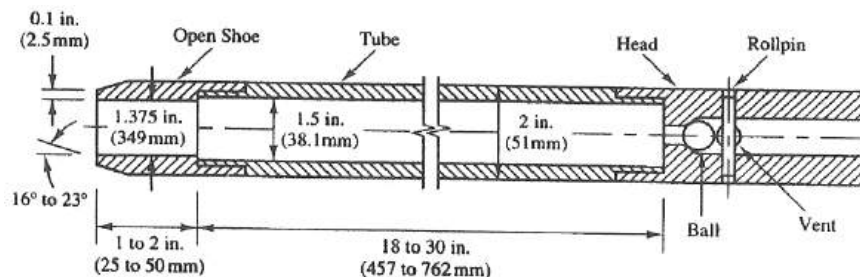
برای استخراج نمونه از نمونه گیر کفشک و پوشش از جدار دو قطعه ای باز شده و مصالح خاکی از درون دو نیمه به راحتی خارج می شود.

تدابیری که در این نمونه گیرها برای جلوگیری از خروج نمونه های غیر چسبنده از درون نمونه گیر در حین بالا کشیدن آن از درون گمانه در نظر گرفته شده است شامل استفاده از ضامن در پایین نمونه گیر و تویی در بالای آن می باشد. سوپاپ تویی در بالای نمونه قرار گرفته و هنگام بالا کشیدن نمونه گیر بسته می شود. بدین ترتیب از خارج شدن نمونه تحت اثر فشار آب وارد بر بالای آن جلوگیری می شود. همچنین بواسطه عملکرد تویی، اگر نمونه بخواهد تحت اثر وزن خود به بیرون بلغزد در بالای آن خلاء بوجود آمده و از افتادن آن جلوگیری می شود. ضامن ها که در انتهای نمونه گیر قرار دارند دارای انواع مختلفی هستند ولی بطور کلی در حین ورود نمونه به نمونه گیر باز هستند و در هنگام بالا کشیدن نمونه گیر از درون گمانه بسته شده و نمونه را در نمونه گیر نگه می دارند.

در نمونه گیر جدا شونده استاندارد قطر داخلی $1/5$ اینچ و قطر خارجی 2 اینچ است و کفشک نوک تیز آن نیز دارای قطر داخلی $1/375$ اینچ می باشد. بر اساس ارقام مذکور نسبت مساحت نمونه گیر جدا شونده استاندارد که همان نمونه گیر SPT است معادل 112% است و با توجه به تعریف نسبت مساحت که در بخشهای قبلی این فصل بیان شد نمونه گیر SPT یک نمونه گیر کاملاً دست خورده محسوب می شود. بنابراین نمونه های حاصله از این نمونه گیر صرفاً برای انجام آزمایش های شاخص و شناسایی کلی جنس خاک به کار می آیند.

از سوی دیگر با توجه به شرایط و ابعاد هندسی نمونه گیر SPT از آن برای نمونه گیری از خاکهای سیمانته شده و یا خاکهای مخلوط شن و ماسه نمی توان استفاده کرد. در موارد مذکور نمونه گیر به

سختی وارد زمین شده و قابلیت نفوذ کافی در خاک را ندارد. در شکل (۴-۵) ابعاد استاندارد نمونه گیر SPT نشان داده شده است.



شکل (۴-۵): ابعاد استاندارد نمونه گیر SPT، (Coduto, 2002)

در برخی از مناطق دنیا انواع غیر استاندارد آزمون نفوذ با اندازه نمونه گیر و چکش بزرگ برای نمونه گیری از خاکهای درشت دانه و آبرفتهای حاوی قلوه سنگ ابداع شده است که از آن جمله می توان به آزمون نفوذ حجیم^۱ اشاره کرد. این آزمون دارای چکش ۱۶۰ کیلویی و نمونه گیری بزرگتر از SPT می باشد و برای نمونه گیری از شن و ماسه مناسب است.

نمونه گیری بوسیله نمونه گیر جدا شونده در مواردی به کار می رود که تعیین جنس لایه های زیر سطحی، طبقه بندی، خصوصیات خمیری و حداکثر وزن مخصوص خشک خاک مورد نظر باشد. در هر صورت به رغم سهولت و سرعت بالای نمونه گیری به این روش، تصمیم های مهمی در مرحله مطالعات شناخت پروژه های بزرگ و در مرحله طراحی برای پروژه های کوچک بر اساس نتایج آزمون نفوذ استاندارد اتخاذ می شود و لذا انجام این آزمون و نمونه گیری توسط آن در سطح وسیعی مورد استفاده قرار می گیرد. جزئیات نمونه گیری مذکور در استانداردهای ASTM-D1586 , AASHTO-T206 ارائه شده است.

۴-۶- نمونه گیری دست نخورده از خاک^۲

نمونه های دست نخورده ارزشمندترین نمونه های خاک هستند که می توان آزمایشهای مختلف برای شناسایی رفتار خاک، تعیین مقادیرهای برشی و فشاری و خواص تحکیمی خاک را بر روی آنها انجام داد. غالباً نمونه گیری دست نخورده توسط نمونه گیرهای تیوبی انجام می شود که انواع این نمونه گیرها متعاقباً تشریح می گردد.

^۱ Large penetration test (LPT)

^۲ Undisturbed soil sampling

بطور کلی نمونه‌گیری دست نخورده از خاکهای ریز دانه ساده تر از خاکهای درشت دانه است، در خاکهای درشت باید از نمونه‌گیرهای پیشرفته تر که برای نفوذ در زمین و حفظ نمونه در داخل نمونه‌گیر امکانات ویژه‌ای دارند، استفاده شود. البته باید یادآوری گردد که در خاکهای درشت دانه با اندازه‌گیری دانسیته صحرایی و ساخت نمونه باز سازی شده^۱ در آزمایشگاه تا حدودی می‌توان شرایطی نزدیک آنچه در محل دارا هستند را برای آنها بوجود آورد.

در نقاط مختلف دنیا با توجه به شرایط محلی و قابلیت‌های منطقه‌ای، نمونه‌گیرهای متعددی برای اخذ نمونه دست نخورده ابداع شده است. با این حال برخی از این نمونه‌گیرها به لحاظ کاربرد عمومیت بیشتری دارند. (NAVFAC (1982 اصلی ترین نمونه‌های دست نخورده و محدوده کاربرد آنها را مطابق جدول (۲-۴) معرفی کرده است.

جدول (۲-۴) : نمونه‌گیرهای اصلی در اخذ نمونه‌های دست نخورده از خاک^۲

نمونه‌گیر	خاک مناسب	روش نفوذ در زمین	عوامل دست‌خوردگی و ایجاد دست‌خوردگی در نمونه
نمونه‌گیر جدار نازک ASTM-D1587 AASHTO-T-207	خاکهای چسبنده ریز دانه و خاکهای نرم	با ضربات نسبتاً سریع به درون زمین فرو می‌رود.	- اعمال فشار نامنظم و بیش از حد به نمونه‌گیر - استفاده از چکش برای ضربه زدن - وجود دانه‌های شن در خاک - اعوجاج لبه‌های تیوب نمونه‌گیری - نمونه‌گیری در خاک نامناسب - راندن بیش از ۸۰٪ طول تیوب در زمین
پیستون ثابت	رسهای نرم تا متوسط و سیلت‌های نرم	با ضربات پیوسته و آرام به درون زمین فرستاده می‌شود.	- اعمال فشار نامنظم و بیش از حد به نمونه‌گیر - حرکت میله پیستون در حین نفوذ نمونه‌گیر - نمونه‌گیری در خاک نامناسب
پیستون هیدرولیکی	رسها و سیلتها و برخی از ماسه‌ها	با فشار هیدرولیکی یا فشار کمپرسور هوا در زمین فرو می‌رود.	- فشار بیش از حد به نمونه‌گیر - آب بندی و بست ناکافی برای میله‌های حفاری
دنيسون	رسهای سخت، سیلت، ماسه‌های سیمانته شده، سنگهای نرم	با دوران و فشار هیدرولیکی در زمین فرو می‌رود.	- بکارگیری نامناسب نمونه‌گیر - حفاری نامناسب
نمونه‌گیر پیچر	نظیر نمونه‌گیر دنيسون	نظیر نمونه‌گیر دنيسون	نظیر نمونه‌گیر دنيسون
نمونه‌گیر سوئدی	خاکهای ریز دانه	با ضربات آرام به درون زمین رانده می‌شود.	این نمونه‌گیر برای خاکهای حاوی دانه‌ها و قطعات مناسب نیست

¹ Remolded sample

² NAVFAC, 1982

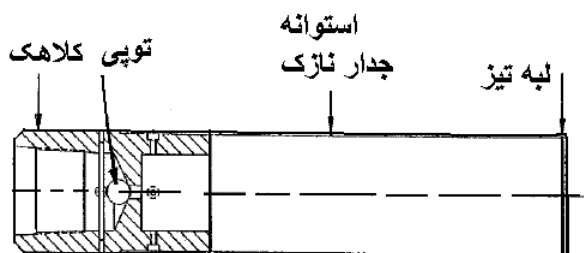
۴-۶-۱- نمونه گیر جدار نازک^۱

استفاده از نمونه گیر جدار نازک متداولترین روش تهیه نمونه دست نخورده از خاک می باشد. این نمونه گیر از سیستم و اجزاء ساده ای تشکیل شده و برای نمونه گیری از خاکهای نرم تا سخت چسبنده کارایی دارد.

معمولاً یک نمونه گیر جدار نازک از اجزاء زیر تشکیل شده است: (شکل ۴-۶)

۱. استوانه جدار نازک، که دارای لبه تیزی بوده و نمونه را در خود جا می دهد.
 ۲. شیر توپی^۲، که از طریق دریچه هایی خروج سیال حفاری و هوا را از استوانه تسهیل می کند.
 ۳. کلاهک نمونه گیر، که نمونه گیر را به میله های حفاری متصل می کند.
- قطر داخلی نمونه گیر معمولاً ۷۳ میلیمتر و قطر خارجی ۷۶ میلیمتر است. بدین ترتیب نسبت مساحت این نمونه گیر حدود ۹٪ است و در شمار نمونه گیرهای مناسب برای تهیه نمونه دست نخورده محسوب می شود. در حالت کلی قطر نمونه گیرهای جدار نازک بین ۵۱ تا ۷۶ میلیمتر و طول آنها بین ۷۰۰ تا ۹۰۰ میلیمتر است. قطرهای بزرگتر زمانی کاربرد دارند که خاک درشت دانه است و یا نمونه گیری با کیفیت بالا و دست خوردگی کمتری مورد نظر باشد. جزئیات نمونه گیری با نمونه گیر جدار نازک در استانداردهای مختلف از جمله در ASTM-D1587, AASHTO-207 آورده شده است.

قابل ذکر است که نمونه گیر جدار نازک فاقد ضامن تحتانی بوده و اصولاً برای خاکهایی مناسب است که دارای چسبندگی لازم برای جدا نشدن نمونه از جدار نمونه گیر در حین بالا کشیدن دستگاه نمونه گیر از گمانه باشند. بنابراین ماسه های فاقد چسبندگی و مصالح مخلوط شن و ماسه با این روش قابل نمونه گیری نیستند. از سوی دیگر به رغم آنکه نمونه های چسبنده حاصله از این روش معمولاً دست خوردگی بسیار کمی دارند، لازم است قطر نمونه گیر متناسب با اندازه دانه های موجود در خاک انتخاب شده و به اندازه کافی بزرگ باشد. همچنین راندن نمونه گیر به درون زمین و استخراج نمونه از نمونه گیر باید به نحوی انجام شود که حداقل دست خوردگی را در نمونه ایجاد نماید.



شکل (۴-۶): اجزاء نمونه گیر جدار نازک

^۱ Shelby tube sampler

^۲ Ball check valve

لوله های جدار نازک از فولاد کربن دار، فولاد کربن دار با روپوش گالوانیزه، فولاد ضد زنگ و یا برنج ساخته می شوند. نوع فولاد کربن دار آنها ارزانه ترین مدل در بین انواع لوله های جدار نازک است، جدار داخلی این نمونه گیر قابلیت زنگ زدگی داشته و اگر نمونه ای برای چند روز در داخل آن بماند ممکن است در اثر زنگ زدگی جدار لوله اصطکاک قابل توجهی بین نمونه و جدار ایجاد شود. برای نمونه گیری از خاکهای سخت بهتر است که از فولاد کربن دار با روپوش گالوانیزه استفاده شود. فولاد کربن دار به اندازه کافی محکم است و انبساط اندکی می یابد. از طرف دیگر گالوانیزه بودن آن باعث می شود که در مقابل خوردگی مقاوم باشد. برای نمونه گیری از خاک سواحل و در شرایط آب زیرزمینی، لوله های فولادی ضد زنگ مناسب تر می باشند.

برای راندن نمونه گیر به داخل زمین باید از سیستمهای مناسب که حداقل دست خوردگی را ایجاد می نماید استفاده شود. پیشنهاد شده است که سرعت نفوذ نمونه گیر در زمین یک چهارم تا یک دوم فوت در ثانیه باشد و در مواردی که نمونه گیری در خاکهای رمبنده^۱ انجام می شود دقتهای مضاعف مورد توجه قرار گیرد. در جریان راندن نمونه گیر به داخل زمین نباید کل نمونه گیر وارد خاک شود و مقداری از سر نمونه گیر (حدود ۷۵ میلیمتر) باید خالی بماند.

بعد از به دست آوردن نمونه، لجن و خاک دست خورده باید از سرو ته نمونه برداشته شده و طول نمونه جدید دوباره اندازه گیری و ثبت شود. سپس به اندازه یک اینچ از مصالح سر و ته نمونه بریده شده و برای انجام آزمایشهای شاخص ارسال گردد. همچنین نمونه دست نخورده در داخل یک میله محافظ برچسب دار قرار گرفته و هر دو انتهای آن بعد از قرار دادن صفحه پلاستیکی باید به وسیله یک لایه از پوشش میکروکریستالین به ضخامت حداقل ۲۵ میلیمتر برای محافظت انتهای نمونه آب بندی شود. در این مورد باید به جزئیات بیان شده در استاندارد ASTM-D4220 توجه شود.

در بعضی موارد نمونه های استوانه جدار نازک را به جای انتقال به آزمایشگاه در کارگاه از پوشش مربوطه بیرون می آورند. از آنجایی که شرایط موجود در کارگاه ها معمولاً کنترل شده و مطابق استاندارد نمی باشد و حفار دارای امکانات کافی برای نگهداری مناسب نمونه های بدون پوشش را ندارد، این عمل قابل قبول نیست و طبق جزئیات ASTM-D4220 باید نمونه های مذکور در آزمایشگاه بیرون آورده شوند. در ضمن باید نزدیک انتهای بالایی استوانه کلمه بالا یا علامت پیکان حک شده تا بالای نمونه مشخص شود و در جریان حمل بدان توجه گردد.

۶-۴-۲- نمونه گیر پیستون ثابت^۲

نمونه گیر پیستون ثابت نوع اصلاح شده نمونه گیرهای جدار نازک است که به انتهای میله حفاری متصل شده و برای نمونه گیری به درون گمانه فرستاده می شود. این نمونه گیر برای نمونه گیری از

^۱ Collapsible

^۲ Stationary piston sample

خاکهای ریزدانه نرم که نمونه گیری از آنها ممکن است دشوار باشد، به کار می رود. کلاهک این نمونه گیر از کلاهک جدار نازک پیشرفته تر بوده و از کارایی بالاتری برخوردار است. اجزاء تشکیل دهنده نمونه گیر پیستون ثابت شامل موارد زیر می باشد:

۱. جدار نمونه گیر^۱، که متشکل از یک میله استوانه ای نوک تیز فولادی و یا برنجی است و نمونه را در خود جا می دهد.

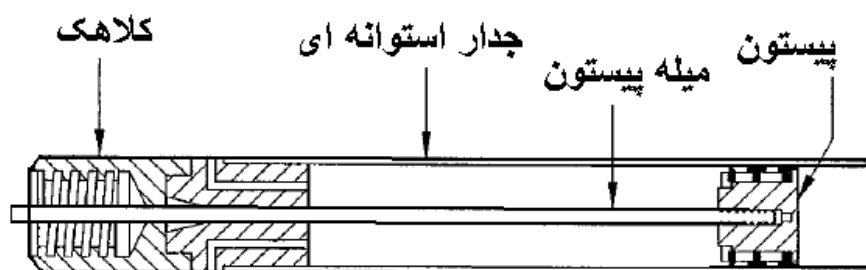
۲. پیستون، که در انتهای نمونه گیر واقع شده و کیفیت نمونه گیری را افزایش می دهد.

۳. میله پیستون^۲، که میله ای باریک است و بین پیستون و کلاهک نمونه گیر قرار می گیرد.

۴. کلاهک نمونه گیر^۳، که نمونه گیر را به میله های حفاری متصل می کند.

پیستون ثابت انتهای نمونه گیر دارای قفلی است که از لغزیدن آن به سمت پایین جلوگیری می کند. همچنین برای جلوگیری از حرکت رو به بالای پیستون در هنگام ارسال نمونه گیر به درون گمانه، میله پیستون دارای یک قطر کوتاه رزوه شده است که به کلاهک نمونه گیر وصل شده و پیستون را در ته نمونه گیر ثابت نگه می دارد.

نمونه گیر پیستونی در قطرهای ۵ تا ۱۲/۷ سانتیمتر موجود است ولی متداولترین نوع آن دارای قطر خارجی ۷۶ میلیمتر بوده و طول آن ۷۶ سانتیمتر است. گونه ای از نمونه گیرهای مذکور در شکل (۷-۴) نشان داده شده است.



شکل (۷-۴): اجزاء نمونه گیر پیستونی با پیستون ثابت

روش نمونه گیری با این ابزار بدین طریق است که پس از اتصال نمونه گیر به میله های حفاری و ارسال آن به انتهای گمانه، میله پیستون نسبت به سطح زمین ثابت نگه داشته شده و استوانه جدار نازک با سرعت یک چهارم تا یک دوم فوت بر ثانیه با ضربات پیوسته به درون زمین فرو می رود. پس از اتمام نمونه گیری، نمونه گیر از درون گمانه خارج شده و هوای بین پیستون

¹ Sample Tube

² Actuator Rod or piston Rod

³ Sampler Head

و بالای نمونه بوسیله دستگاه خلاء شکن^۱ که در پیستون نصب شده تخلیه می شود و سر و ته نمونه برای آزمایشهای شاخص بریده شده و در قوطی مخصوصی بسته بندی می گردد. در مورد حفاظت و آب بندی نمونه نیز نظیر نمونه های اخذ شده با نمونه گیر جدار نازک، باید توجه شود. یکی از مزیت های اصلی نمونه گیرهای پیستونی نسبت به نمونه گیرهای جدار نازک آن است که پیستون ثابت انتهای نمونه گیر از ورود سیال و خاکهای دست خورده و آلوده به نمونه گیر جلوگیری می کند و بدین ترتیب درصد بازیافت نمونه افزایش می یابد. همچنین کلاهک اصلاح شده این نمونه گیر قادر است خلاء به وجود آمده مابین پیستون و بالای نمونه را از بین برده و شرایط بهتری برای نمونه گیری ایجاد نماید.

نمونه گیر پیستون ثابت برای نمونه گیری از خاکهای نرم سیلتی و رسی از کارایی مناسبی برخوردار است و کیفیت نمونه های اخذ شده توسط آن در حد بالایی است. با این حال در مورد نمونه گیری از خاکهایی که حاوی شن و ماسه هستند و حتی برای نمونه گیری از ماسه ها نمونه گیر مناسبی نیست.

۴-۶-۳- نمونه گیر پیستون هیدرولیکی^۲

نمونه گیر پیستون هیدرولیکی که به نمونه گیر استربرگ^۳ نیز شهرت دارد نوع پیشرفته نمونه گیر جدار نازک پیستون ثابت می باشد که علاوه بر تجهیزات نمونه گیر مذکور دارای یک پیستون متحرک و سیستم اعمال فشار هیدرولیکی است.

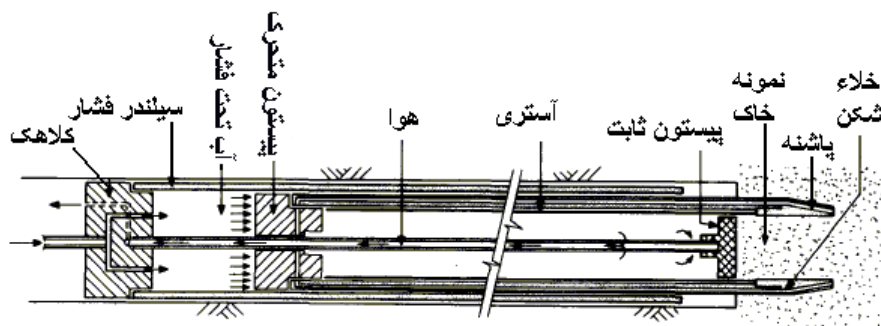
طریقه نمونه گیری در این روش بدین صورت است که فشار هیدرولیکی از طریق میله های حفاری بر روی پیستون ثابت عمل نموده و آن را همراه استوانه نمونه گیری به آرامی داخل زمین فرو می کند. در صورتی که فشار از حد مشخصی بیشتر شود به علت برخورد پیستون متحرک با پیستون ثابت نمونه گیر تحت تاثیر فشار اضافی قرار نمی گیرد. علاوه بر مزیت مذکور، نمونه گیرهای پیستون هیدرولیکی نسبت به نمونه گیرهای پیستون ثابت از این امتیاز برخوردار هستند که در خاکهای ماسه ای نیز تا حدودی قابلیت نمونه گیری دارند. با این حال لازم است میله های حفاری مورد استفاده که مجاری اعمال فشار سیال یا فشار کمپرسور باد هستند از وضعیت مناسبی برخوردار بوده و به اندازه کافی آب بند باشند.

قطر خارجی معمول این نمونه گیرها ۷۶ میلیمتر و طول استاندارد آنها ۹۱۰ میلیمتر می باشد. با این حال در قطرهای ۵۰ تا ۱۰۱ میلیمتر تولید می شوند. شکل (۴-۸) نمونه ای از نمونه گیرهای پیستونی که توسط Osterberg (1973) ساخته شده را نشان می دهد.

¹ Vacuum Breaking

² Hydraulic piston sampler

³ Osterberg



شکل (۴-۸): نمونه گیر پیستونی با پیستون هیدرولیکی (Osterberg (1973)

۴-۶-۴- نمونه گیر دو جداره دنیسون^۱

نمونه گیر دو جداره خاک دنیسون اولین بار در سال ۱۹۳۹ برای نمونه گیری در پروژه سد دنیسون تگزاس ابداع گردید. روش نمونه گیری در این نمونه گیر بر اساس ترکیبی از اعمال فشار رو به پایین به نمونه گیر و حفاری توسط سرمتنه ها برای نفوذ و پیشروی بهتر نمونه گیر در خاک می باشد.

این نمونه گیر نظیر کربارل های دو جداره سنگ دارای دو استوانه جدار داخلی و خارجی است و برای نمونه گیری از خاکهای سخت (رس های سخت، سیلیت ها و ماسه های سیمانته شده) و سنگهای نرم مناسب است. برای نمونه گیری از ماسه های شل و رس های نرم این نمونه گیر توصیه نمی شود. در واقع این نمونه گیر یک کربارل (مغزه گیر) برای خاک محسوب می شود.

نمونه ای از نمونه گیرهای دو جداره دنیسون در شکل (۴-۹) نشان داده شده است. اجزاء این نمونه گیر شباهت زیادی به مغزه گیرهای سنگ داشته و شامل موارد زیر می باشد:

۱. جدار خارجی، که نقش حفاری و نفوذ در زمین را به عهده دارد.
۲. سرمتنه، که در نوک جدار خارجی جاسازی شده و به نفوذ نمونه گیر در خاک کمک می کند.
۳. جدار داخلی، که نمونه را در خود جا می دهد.
۴. کفشک^۲، که در نوک جدار خارجی جاسازی شده و با داشتن یک گوشه تیز ورود خاک به درون نمونه گیر را تسهیل می کند.
۵. کلاهک ها^۳، که یکی به سر جدار داخلی و دیگری به سر جدار خارجی متصل می شود.

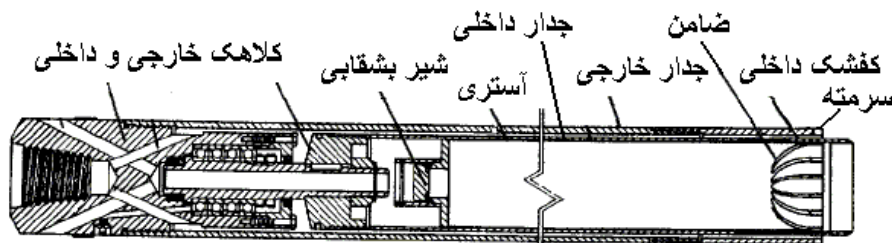
^۱ Denison sampler

^۲ Inner barrel shoe

^۳ Barrel Heads

۶. ضامن^۱، که مانع خروج نمونه از نمونه گیر در حین بالا کشیدن آن از گمانه می شود.
۷. شیر بشقابی^۲، که از طریق دریچه هایی موجب تخلیه مایع حفاری از استوانه داخلی می شود.
۸. آستری^۳، که یک لایه نازک فلزی است و برای محافظت نمونه در درون جدار داخلی قرار می گیرد.

روش نمونه گیری با این سیستم بدین صورت است که پس از آنکه نمونه گیر به انتهای گمانه فرستاده می شود با مکانیزم هیدرولیکی یا مکانیکی جدار خارجی و سرمت ه های جاسازی شده در نوک آن در زمین نفوذ می کنند. جریان مایع حفاری از بین دو جدار خرده ریزه ها را به سطح زمین فرستاده و سرمت ه را خنک می کند. پس از اعمال فشار مذکور دوران جدار خارجی و سرمت ه های مربوطه آغاز شده و فشار نیز ثابت نگه داشته می شود. بدین ترتیب مغزه خاک وارد جدار داخلی شده و در چنبره آستری قرار می گیرد. با بالا آوردن نمونه گیر و جدا کردن جدار خارجی، کلاهک ها و کفشک از آن، نمونه آستری دار از جدار داخلی بیرون آورده شده و مطابق جزئیاتی که برای محافظت نمونه های جدار نازک بیان گردید بسته بندی شده و به همراه آستری به آزمایشگاه ارسال می شود.



شکل (۴-۹): اجزاء نمونه گیر دنیسون

نمونه گیر دنیسون در قطرهای ۸۹ تا ۱۷۷ میلیمتر تولید می شود که نمونه هایی با قطر ۶۰ تا ۱۶۰ میلیمتر در جدار داخلی آنها جای می گیرد. همچنین طول استاندارد نمونه گیر دنیسون معادل ۶۱۰ میلیمتر است. (NAVFAC, 1982)

۴-۵- نمونه گیر پیچر^۴

نمونه گیر پیچر نوع اصلاح شده نمونه گیر دو جداره دنیسون است که در آن امکان تنظیم اتوماتیک فاصله سرمت ه های حفاری از لبه برنده نمونه گیر وجود دارد. این امر بوسیله جاسازی یک فنر در بالای

¹ Basket type Retainer

² Disk-type check valve

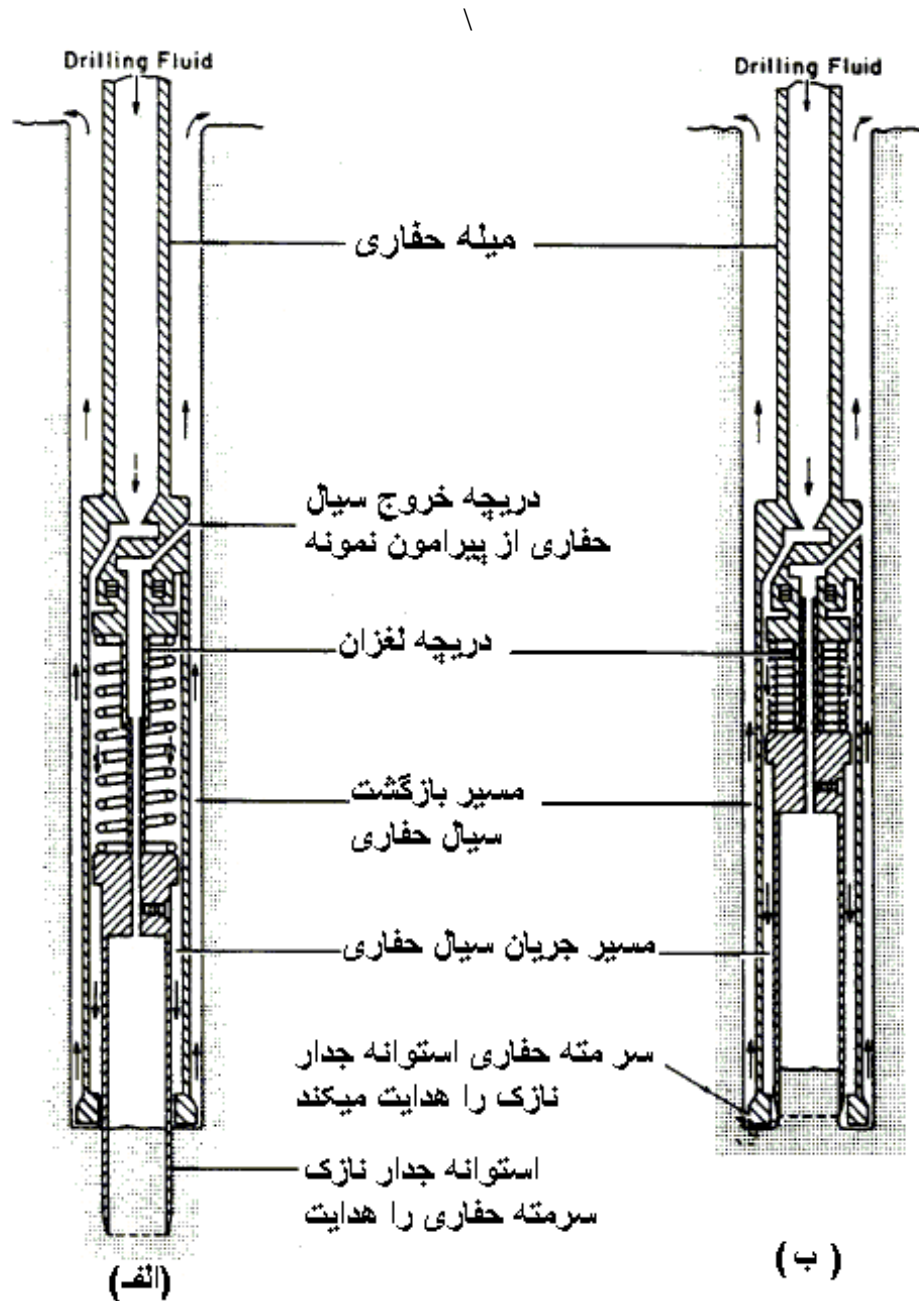
³ Thin wall liner

⁴ Pitcher sampler

جدار داخلی صورت می گیرد و عملاً جدار داخلی توسط این فنر تحت بارگذاری قرار دارد. استوانه داخلی با استفاده از فنر مذکور برحسب سختی مصالحی که باید در آن فرو رود سرمته استوانه خارجی را به جلو و عقب می کشد و این کار باعث می شود در خاکهای سخت جدار خارجی و سرمته و در خاکهای نرم جدار داخلی در نوک عملیات نفوذ در خاک و نمونه گیری قرار گیرد.

عملیات نمونه گیری با دوران استوانه خارجی با سرعت ۱۰۰ تا ۲۰۰ دور در دقیقه و اعمال فشار رو به پایین انجام می شود. در مصالح نرم که سختی آنها کم است، مانند شکل (۴-۱۰ الف)، فنر چندان فشرده نشده و استوانه جدار نازک به داخل زمین نفوذ می کند. در این حال نقش سرمته فقط خارج کردن خرده های حفاری از اطراف تیوب می باشد و طریقه نمونه گیری شبیه یک نمونه گیر جدار نازک است. در مصالح سخت مانند شکل (۴-۱۰ ب)، فنر کاملاً فشرده شده و استوانه خارجی و سرمته های نوک آن وظیفه بریدن نمونه و نفوذ در زمین را به عهده دارند. (Winterkorn and Fang, 1975) در واقع نمونه گیر پیچر ترکیبی از نمونه گیر جدار نازک و نمونه گیر دنیسون است و فنر بین دو جدار برحسب سختی مصالح تعیین می کند که نمونه گیر به صورت جدار نازک وارد کار شود و یا به صورت نمونه گیر دنیسون عمل نماید. بر همین اساس این نمونه گیر برای نمونه گیری از رسوباتی که به صورت لایه لایه تشکیل شده و هر لایه سختی متفاوتی نسبت به لایه های دیگر دارد مناسب است. اما NAVFAC, (1982) کاربرد آن را برای نمونه گیری از خاکهای فاقد چسبندگی نامناسب می داند.

قطر خارجی نمونه گیرهای پیچر معمولاً ۱۰۵ میلیمتر است که یک استوانه جدار نازک ۷۶ میلیمتری به همراه آن به عنوان جدار داخلی مورد استفاده قرار می گیرد و نمونه هایی به طول ۶۱۰ میلیمتر را اخذ می کند.



شکل (۴-۱۰): نمونه گیر پیچر برای نمونه گیری در الف) خاک نرم ب) خاک سخت

۴-۶-۶- نمونه گیر سوئدی^۱

این نمونه گیر اولین بار در کشور سوئد بدان منظور ابداع گردید که بتواند در یک مرحله از نمونه گیری نمونه های با طول چند متری با کیفیتی نظیر نمونه های حاصله از نمونه گیرهای جدار نازک را اخذ نماید. انواعی از این نمونه گیرها قادر هستند که بطور پیوسته نمونه هایی با طول ۲۰ متر را اخذ نمایند. بدین ترتیب این امکان وجود دارد که لایه های روباره را که معمولاً کمتر از ۲۰ متر هستند، در یک مرحله نمونه گیری نموده و حفاری را به سنگ کف رساند. برای تسهیل این هدف سعی شده است که اصطکاک بین نمونه و جدار داخلی نمونه گیر به حداقل مقدار کاهش یابد. این کار بوسیله روکش کردن نمونه با یک ورقه فلزی شبیه زَر ورق^۲ در حین ورود به نمونه گیر صورت می پذیرد. بر همین اساس نام نمونه گیر ورق سوئدی یا نمونه گیر ورقی برای این نمونه گیرها انتخاب شده است. اجزاء این نمونه گیر شامل کلاهک، که در انتهای نمونه گیر قرار گرفته و نوک تیزی دارد، پیستون شناور، غلطکهای هدایت کننده نوار روکش فلزی و قطعات استوانه ای که به بالای کلاهک نمونه گیر وصل شده و تا زمین ادامه دارند، می باشند.

قطعات استوانه ای در طولهای ۲/۵ متری و قطرهای حدود ۷ سانتیمتری به همدیگر وصل شده اند. اتصال این قطعات به نحوی طراحی شده است که در حین بالا کشیدن آنها از گمانه بدون چرخاندن در امتداد طولی دو نیم شده و از همدیگر جدا می شوند و بدین ترتیب حداقل دست خوردگی را در نمونه ایجاد می نمایند.

طریقه نمونه گیری در این روش به این ترتیب است که با ضربات آرام نمونه گیر به درون زمین نفوذ داده می شود. این عمل بطور پیوسته انجام شده و صرفاً در زمان اضافه کردن میله جدید به مجموعه میله ها توقفی در کار بوجود می آید. طریقه عمل پیستون شناور و سایر اجزاء نمونه گیر در مراجع مربوطه و از جمله Winterkorn and Fang (1975) ارائه شده است.

این نمونه گیر بطور خاص برای نمونه گیری از خاکهایی که دارای لایه بندی نازک هستند، خاکهای حساس و همچنین خاکهای بسیار نرم و آبکی که در سواحل دریاها پیدا می شوند مناسب است.

۴-۷- مغزه گیری از سنگ^۳

آزمونهای مکانیک سنگ به دو گروه آزمونهای فیزیکی و آزمونهای مکانیکی قابل تفکیک هستند. بطور معمول در آزمونهای فیزیکی لازم نیست که مغزه های استوانه ای شکل با اندازه مشخص به کار برود. تکه سنگهایی از جعبه نمونه ها یا قطعات و بلوکهای سنگ که به طور دستی از ساختگاه تهیه می شوند، مصالح لازم برای آزمونهای فیزیکی نظیر اندازه گیری وزن واحد حجم سنگ، فعالیت قلیایی،

¹ Foil sampler

² Foil

³ Rock coring

سایش لوس آنجلس، مقاومت در مقابل سولفات، دوام و امثالهم می‌باشند. برای آزمونهای مکانیکی نظیر مقاومت تک محوری، مقاومت برشی سه محوری و آزمونهای مشابه لازم است مغزه استوانه‌ای شکل با نسبت طول به قطر مشخص تهیه شده و پس از بریدن و صاف کردن سر و ته آن مورد استفاده واقع شود.

مغزه‌گیری یا کُرگیری به عملیاتی اطلاق می‌شود که طی آن با استفاده از سرمته‌های مغزه‌گیر که در فصل پیش مورد بحث واقع شدند، نمونه‌های استوانه‌ای از سنگ و یا خاکهای بسیار سخت اخذ شده و برای انجام آزمونهای آزمایشگاهی مورد استفاده واقع می‌شود.

در انتخاب تجهیزات مغزه‌گیری از سنگ، اندازه و نوع مغزه‌گیر، نوع سرمته و نوع سیال مورد استفاده در حفاری متغیرهای مهمی هستند که با توجه به جنس سنگ، میزان دقت اطلاعات مورد نظر و مکانیزم حفاری در مورد آنها تصمیم‌گیری می‌شود. اصطلاحاً نمونه‌گیرهای مورد استفاده برای مغزه‌گیری از سنگ و یا خاکهای سیمانته و بسیار سخت را کربارل^۱ گویند و مطابق انواع معرفی شده در استاندارد ASTM-D2113 و سایر مراجع کربارل‌ها دارای پنج نوع اصلی هستند:

۱. کربارل یک‌جداره^۲
۲. کربارل دوجداره صلب^۳
۳. کربارل دو جداره چرخان^۴
۴. کربارل سه‌جداره^۵
۵. کربارل کابلی^۶

بخش اصلی همه کربارل‌ها استوانه‌ای توخالی است که در نوک آن مته‌های الماسی کار گذاشته شده است. در ادامه جزئیات مغزه‌گیرهای مذکور و نحوه عملکرد آنها به اختصار مورد بحث واقع می‌شود. اطلاعات کاملتر پیرامون این تجهیزات را می‌توان از Clayton et al.(1997) , NHI(2001) و استاندارد ASTM-D2113 مطالعه نمود. قابل ذکر است که کربارل‌ها معمولاً برای مغزه‌گیری از سنگ در حین حفاری به روش دورانی مورد استفاده واقع می‌شوند و این نمونه‌گیرها ابزار معمول برای مغزه‌گیری از سنگ در کاوشهای صحرایی هستند. با این حال برای مغزه‌گیری از خاکهای سخت و حتی گاهی برای مغزه‌گیری از بتن نیز به کار گرفته می‌شوند.

۴-۷-۱- کربارل‌های یک‌جداره

¹ Core Barrel

² Single Tube Core Barrel

³ Rigid Double Tube Core Barrel

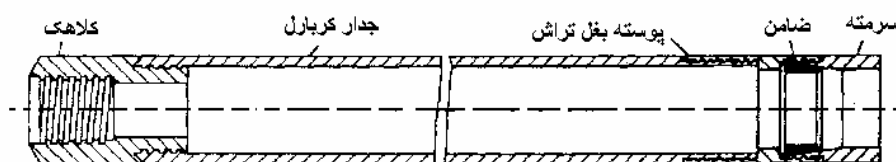
⁴ Swivel Double Tube Core Barrel

⁵ Triple Tube Core Barrel

⁶ Wire Line Core Barrel

مغزه گیرهای یک جداره قدیمی ترین، ساده ترین و ارزان ترین نوع کربارل ها هستند. این مغزه گیرها دارای سیستم ساده ای متشکل از بدنه ای استوانه شکل هستند که در نوک آن بر روی محیط یک دایره مته های ریز جاسازی شده و کار حفاری را انجام می دهند. علاوه بر مته ها، سیستم ضامن نگهدارنده نمونه^۱، پوسته بغل تراش^۲ و سیستم سر مغزه گیر کار نمونه گیری را تسهیل می کنند. جزئیات یک کربارل تک جداره در شکل (۴-۱۱) نشان داده شده است. در این کربارل ها سیستم سر مغزه گیر صرفاً وظیفه اتصال کربارل به میله های حفاری را به عهده دارد ولی در کربارل های دیگر ادواتی برای خروج هوا از سر نمونه گیر و تسهیل نمونه گیری در قسمت سر کربارل تعبیه شده است. در طول حفاری و نمونه گیری جریان آب تحت فشار از بین لوله ها وارد کربارل شده و سرمته را خنک نگه می دارد.

در اکثر کربارل ها برای آنکه به هنگام در آوردن مغزه گیر از گمانه مغزه از درون کربارل بیرون نیاید از یک سیستم ساده به نام ضامن یا تله موشی^۳ استفاده می کنند. این سیستم به محض ورود مغزه به آن باز شده و اجازه داخل شدن مغزه به درون مغزه گیر را می دهد. پس از اتمام عملیات مغزه گیری، در هنگام خارج کردن میله های حفاری از درون گمانه، با ناخن های خود مغزه را در بر گرفته و مانع خروج و لغزیدن مغزه به بیرون می شود. ضامن ها دارای انواع گسترده ای هستند و مکانیزم عملکرد آنها متفاوت است که در اینجا به اختصار بدان اشاره شد.



شکل (۴-۱۱): اجزاء کربارل تک جداره

از سوی دیگر به منظور کاهش اصطکاک بین سرمته و جدار گمانه یک پوسته بغل تراش در بین مغزه گیر و سرمته ها جاسازی شده است. پوسته بغل تراش قطعه ای استوانه ای شکل می باشد که قطر آن کمی از قطر مغزه گیر بزرگتر است، بر سطح آن دانه ها یا خطوط الماسی و یا خطوط کاربیدی به نحوی جاسازی شده اند که جدار گمانه را می تراشند، بدین ترتیب قطر گمانه کمی بزرگتر از قطر سرمته می گردد.

¹Core Lifter

² Reaming shell

³Core Lifter or Retainer or Catcher

نحوه مغزه‌گیری توسط کربارل‌های یک جداره به این ترتیب است که مغزه گیر با چرخش و فشار رو به پایین، وارد توده سنگ شده و نمونه‌ای استوانه‌ای شکل را در درون خود جای می‌دهد. در ضمن نمونه‌گیری، مایع حفاری برای خنک کردن سرمته و همچنین برای انتقال خرده‌های حفاری به سطح زمین از درون مغزه‌گیر جریان می‌یابد. نمونه‌ای که توسط این سیستم اخذ می‌شود در معرض مستقیم جریان آب قرار دارد، لذا ممکن است دچار انحلال یا فرسایش گردد. بر همین اساس توصیه شده است که از این مغزه‌گیرها صرفاً برای مغزه‌گیری از سنگهای سخت و مقاوم در مقابل جریان آب استفاده گردد. در کربارل‌های دو و سه جداره تا حدود زیادی مشکل مذکور برطرف شده است.

۴-۷-۲- کربارل‌های دو جداره

کربارل دو جداره نوع اصلاح شده کربارل یک جداره است که دارای دو جدار داخلی و بیرونی بوده و سیال حفاری از بین دو جدار به سرمته‌ها ارسال می‌گردد. بدین ترتیب نمونه کمتر در تماس با آب قرار دارد.

در کربارل‌های یک جداره سیال حفاری از پیرامون مغزه عبور کرده و به سرمته می‌رسد. در واقع در کربارل‌های یک جداره آب تحت فشار به طور مستقیم با مغزه در تماس است. این ارتباط در سنگ‌های ضعیف و نرم و یا آبرفتهای سیمانته موجب انحلال و دست‌خوردگی در نمونه می‌گردد. همچنین در سنگهای درزه دار که درز و شکاف آنها با مواد نرم پر شده است آب موجب انحلال و شسته شدن پر شدگی درزه‌ها شده و حتی در بعضی سنگها، نظیر شیل‌های نرم، باعث تخریب نمونه می‌گردد. برای رفع این نقیصه هم اکنون در بسیاری از استانداردهای معتبر دنیا استفاده از مغزه گیر دو جداره مورد تاکید است. طبق شکل (۴-۱۲)، کربارل‌های دو جداره معمولاً شامل قسمتهای زیر هستند:

۱. جدار بیرونی^۱، که به میله حفاری متصل می‌شود.
۲. جدار داخلی^۲، که راس آن از طریق یک حلقه به جدار بیرونی وصل میگردد.
۳. ضامن، که مغزه را در درون کربارل نگه می‌دارد.
۴. پوسته بغل تراش، که از تماس سرمته با جدار گمانه جلوگیری می‌کند.
۵. سرمته حفاری^۳، که معمولاً الماسه بوده و کار حفاری را انجام می‌دهد.
۶. سر کربارل (کلاهک)، که مغزه گیر را به میله‌های حفاری متصل می‌کند.

¹ Outer tube

² Inner tube

³ Coring Bits



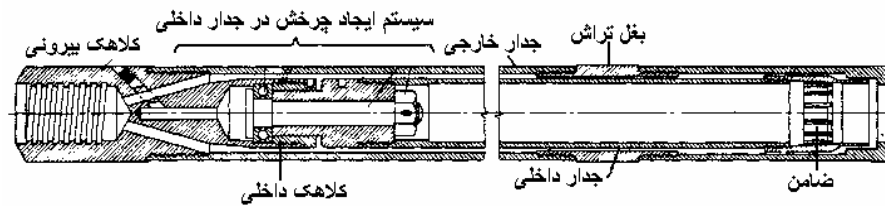
شکل (۴-۱۲): اجزاء کربارل دوجداره صلب

جدار داخلی در کربارل‌های دو جداره نسبت به جدار خارجی می‌تواند حالت ثابت یا چرخان داشته باشد. بر همین اساس کربارل‌های دو جداره را به دو دسته کربارل‌های دو جداره صلب و کربارل‌های دو جداره چرخان تقسیم می‌کنند. در کربارل‌های صلب جدار داخلی به سر کربارل ثابت شده و نظیر جدار خارجی در حین حفاری به دور مغزه اخذ شده می‌چرخد. این در حالی است که در کربارل‌های چرخان با تعبیه یک دسته غلطک (بلبرینگ) در محل اتصال جدار داخلی به سر کربارل این امکان بوجود آمده است که جدار داخلی مستقل از چرخش جدار بیرونی عمل نماید و همراه آن در طی حفاری نمی‌چرخد. این وضعیت نیروی پیچشی وارد بر مغزه را کاهش می‌دهد و در عمل دست‌خوردگی کمتری را در نمونه ایجاد کرده و بازیافت بهتری برای مغزه ایجاد می‌نماید. بر همین اساس، مغزه‌گیرهای دو جداره چرخان برای مغزه‌گیری از سنگهای خرد شده، سست و انحلال‌پذیر مناسب‌تر از مغزه‌گیرهای صلب هستند.

غالباً در کربارل‌های دو جداره، جدار داخلی نظیر نمونه‌گیر SPT دارای یک درز طولی است که در آوردن مغزه را از درون نمونه‌گیر تسهیل می‌نماید.

مغزه‌گیرهای دوجداره چرخان دارای دو نوع معمولی و سری M هستند. بخشهای فوقانی هر دو نوع کربارل معمولی و سری M از ساختار مشابهی برخوردار هستند و دارای جدار خارجی چرخان، جدار داخلی ثابت بوده و جریان سیال حفاری از فضای بین دو جدار برقرار می‌شود. با این حال اجزاء پایینی در این نوع کربارل‌ها با هم اندکی تفاوت دارند. در کربارل نوع معمولی ترتیب قرارگیری پوسته بغل تراش، ضامن و سرمنه نظیر کربارل‌های دو جداره صلب است، ولی در کربارل‌های سری M ضامن باریک‌تر از نوع معمولی بوده و در داخل یک پوسته که به انتهای جدار داخلی متصل است عمل می‌نماید. شکل (۴-۱۳) نمونه‌ای از کربارل‌های سری M را نشان می‌دهد.

نحوه قرارگیری اجزاء تحتانی کربارل‌های سری M باعث شده است که این کربارل‌ها دارای دو مزیت عمده نسبت به کربارل‌های معمولی باشند، اولاً مغزه در این نوع کربارل‌ها با سایش کمتری اخذ می‌گردد و ثانیاً سطح تماس مغزه با آب حفاری حداقل مقدار می‌باشد (Winterkorn and Fang, 1975).



شکل (۴-۱۳): اجزاء کربارل دوجداره چرخان نوع M

۴-۷-۳- کربارل های سه جداره

مغزه گیرهای سه جداره کاملاً مشابه مغزه گیرهای دو جداره هستند با این تفاوت که سومین جدار نیز در درون جدار داخلی جاسازی شده است. این جدار سوم که به صورت آستری برای جدارهای داخلی عمل می‌کند معمولاً از فولاد یا برنج و یا کامپوزیت‌های انعطاف پذیر ساخته می‌شود. مزیت استفاده از کربارل های سه جداره آن است که نمونه های دریافتی به این طریق از کیفیت و بازیافت بالایی برخوردار هستند و دست خوردگی آنها حداقل مقدار می‌باشد. ضمن آنکه استخراج و بیرون آوردن نمونه از درون کربارل به سادگی صورت می‌پذیرد. این کار بوسیله کشیدن آستری در حالی که کربارل به صورت افقی نگه داشته شده است صورت می‌پذیرد. در این حالت مغزه در درون آستری بدون دست خوردگی بیرون می‌آید.

در واقع کربارل های سه جداره نمونه را در درون یک آستری قرار داده و با همین پوشش محافظ به آزمایشگاه ارسال می‌شوند. در آزمایشگاه پس از بریدن آستری مغزه از درون آن بیرون آورده می‌شود. عیب مغزه گیری با مغزه گیرهای سه جداره آن است که حفار بلافاصله نمی‌تواند مغزه دریافتی را مشاهده نموده و از میزان بازیافت آن اطلاع یابد.

۴-۷-۴- کربارل های کابلی

مغزه گیری از سنگ را می‌توان بوسیله تجهیزات معمول حفاری یا با استفاده از تجهیزات کابلی انجام داد. در حالتی که از تجهیزات معمول حفاری استفاده می‌شود، برای آنکه مغزه از درون مغزه گیر بیرون آورده شود لازم است مجموعه لوله های حفاری و کربارل به سطح زمین بالا کشیده شده و مغزه خارج گردد. انجام این مراحل زمان قابل توجهی از عملیات حفاری را به خود اختصاص می‌دهد. در سیستم‌های حفاری کابلی امکان جدا شدن جدار داخلی مغزه گیر از جدار خارجی آن وجود داشته و بنابراین برای بیرون آوردن مغزه از درون مغزه گیر صرفاً جدار داخلی بوسیله سیستم کابل ها به سطح زمین کشانده شده و مغزه از درون آن بیرون آورده می‌شود. لوله های حفاری و لوله خارجی مغزه گیر تنها وقتی بالا آورده می‌شوند که لازم باشد سرته تعویض گردد. این سیستم ها، به خصوص در سنگهای نرم، مغزه های دست نخورده تری را به دست می‌دهند.

قابل ذکر است که معمولاً حفارها مغزه را با زدن ضربه به مغزه گیر از آن جدا می کنند و این عمل ممکن است موجب خرد شدن مغزه شود. در صورت استفاده از کربارل های کابلی استخراج نمونه با دست خوردگی کمتری همراه است. بطور کلی حفاری کابلی برای حفاری در هر محیطی قابل استفاده است، با این حال معمولاً از این سیستم در حفاری گمانه های با عمق بیش از ۲۵ متر استفاده می نمایند. در واقع در حفاریهای عمیق زمانی که صرف بالا کشیدن مجموعه لوله های حفاری و کربارل می گردد به مراتب بیش از زمان معادل در حفاریهای کم عمق است و اختلاف مذکور تفاوت چشمگیری در افزایش هزینه حفاریهای عمیق ایجاد می نماید. بر همین اساس کاربرد کربارل کابلی در حفاری های عمیق ارجحیت دارد. (NHI,2001)

کربارل های کابلی در اندازه هایی وجود دارند که مغزه هایی با قطرهای حدود ۳ سانتیمتر تا ۹ سانتیمتر به این طریق به دست می آید. سیستم این کربارل ها نظیر کربارل های دو جداره متشکل از جدارهای داخلی و بیرونی، سرمته، پوسته بغل تراش و قسمت سر کربارل می باشد. سر کربارل علاوه بر وظیفه اتصال قطعات به میله های حفاری دارای یک بلبرینگ چرخان است و نهایتاً به یک کابل متصل بوده و برای بالا بردن جدار داخلی کربارل به سطح زمین به کار می آید. کربارل های کابلی علاوه بر آنکه موجب صرفه جویی در زمان و افزایش سرعت حفاری می گردند دارای مزایای زیر هستند :

۱. با توجه به آنکه میله های حفاری در هر نوبت مغزه گیری لازم نیست از گمانه خارج شوند، احتمال ریزش جدار گمانه کاهش یافته و در سازندهای ریزشی دیوار گمانه سالم تر می ماند.
۲. در حفاری های معمول در اثر ریزش جدار گمانه و حفاری مجدد در آنها سرمته سریعتر خراب می شود. بر همین اساس در حفاری کابلی بطور نسبی عمر سرمته ها بیشتر است.
۳. در نوع خاص کربارل های کابلی یک سوپاپ ویژه طراحی شده که موجب کاهش سایش مغزه گردیده و درصد بازیافت آن را افزایش می دهد.

۴-۵-۷- اندازه کربارل ها

کربارل ها به لحاظ نوع کربارل، قطر مغزه دریافتی و همچنین طول کربارل در شماره های مختلف تقسیم بندی شده و تولید می شوند. در جدول (۴-۳) بر اساس اطلاعات ارائه شده توسط NHI(2001) اندازه های موجود از کربارل های مختلف و همچنین قطر مغزه دریافتی و قطر گمانه مورد نیاز برای عملکرد این سیستم ارائه شده است. طول کربارل ها بسیار متفاوت بوده و ممکن است به طولهای ۶۰ سانتیمتر تا ۶ متر تولید شوند.

در میان کربارل های موجود کربارل های تیپ NX که مغزه هایی با قطر ۵۴/۷ میلیمتر را اخذ می نمایند کاربرد بیشتری در کاوشهای مهندسی دارد. کربارل های بزرگتر درصد بازیافت بالاتری نسبت به کربارل های کوچک تر خواهند داشت. طول هر نوبت مغزه گیری معمولاً حداکثر ۳ متر در نظر گرفته

می‌شود. با این حال در سنگهای شدیداً درز دار و هوا زده و همچنین در اولین مرحله گُرگیری از سطح زمین بهتر است این طول به ۱/۵ متر و حتی کمتر تقلیل داده شود.

جدول (۴-۳) : اندازه های مختلف کربارهای موجود و قطر مغزه های حاصله از هر یک (NHI,2001)

اندازه	قطر مغزه ^۱		قطر گمانه	
	اینچ	میلیمتر	اینچ	میلیمتر
EX,EXM	۰/۸۴۶	۲۱/۵	۱/۴۸۴	۳۷/۷
EWD3	۰/۸۳۵	۲۱/۲	۱/۴۸۴	۳۷/۷
AX	۱/۱۸۵	۳۰/۱	۱/۸۹۰	۴۸/۰
AWD4,AWD3	۱/۱۳۸	۲۸/۹	۱/۸۹۰	۴۸/۰
AWM	۱/۱۸۵	۳۰/۱	۱/۸۹۰	۴۸/۰
AQ Wireline ,AV	۱/۰۶۷	۲۷/۱	۱/۸۹۰	۴۸/۰
BX	۱/۶۵۴	۴۲/۰	۲/۳۵۸	۵۹/۹
BWD4,BWD3	۱/۶۱۴	۴۱/۰	۲/۳۵۸	۵۹/۹
BXB Wireline, BWC3	۱/۴۳۳	۳۶/۴	۲/۳۵۸	۵۹/۹
BQ Wireline, BV	۱/۴۳۳	۳۶/۴	۲/۳۵۸	۵۹/۹
NX	۲/۱۵۴	۵۴/۷	۲/۹۸۰	۷۵/۷
NWD4,NWD3	۲/۰۵۹	۵۲/۳	۲/۹۸۰	۷۵/۷
NXB Wireline, NWC3	۱/۸۷۴	۴۷/۶	۲/۹۸۰	۷۵/۷
NQ Wireline, NV	۱/۸۷۴	۴۷/۶	۲/۹۸۰	۷۵/۷
HWD4,HXB Wireline, HWD3	۲/۴۰۶	۶۱/۱	۳/۶۵۰	۹۲/۷
HQ Wireline	۲/۵۰۰	۶۳/۵	۳/۷۹۱	۹۶/۳
CP, PQ Wireline	۳/۳۴۶	۸۵/۰	۴/۸۴۲	۱۲۲/۶

¹ Core

فصل پنجم :

آزمایش های نفوذ سنج در مهندسی ژئوتکنیک

۵-۱ مقدمه

آزمونهای صحرایی متعددی وجود دارد که پارامترهای ژئوتکنیکی زمین را بطور مستقیم بدست میدهند. در پاره ای از آزمونها میزان نفوذ یک نفوذ سنج و یا کاوشگر در خاک به عنوان نمادی از مقاومت خاک محاسبه شده و با استفاده از آن و با استناد به روابط تجربی موجود بطور غیر مستقیم خصوصیات زمینی بدست می آید. یکی از اصلی ترین مزیت های استفاده از آزمونهای صحرایی در مطالعات ژئوتکنیک آن است که در آنها اثرات دست خوردگی ناشی از نمونه گیری و انتقال نمونه به آزمایشگاه حذف می گردد و بر همین اساس در مقایسه با آزمونهای آزمایشگاهی و در صورت رعایت ضوابط استاندارد نتایج آنها مورداعتمادتر می باشد. بر اساس مکانیزم انجام و نتایج حاصله از هر آزمون، می توان آزمونهای صحرایی ژئوتکنیک را به سه دسته زیر تقسیم کرد:

- (۱) آزمونهای نفوذسنج^۱
- (۲) آزمونهای سنجش مقاومت و تراکم پذیری خاک^۲
- (۳) آزمونهای تعیین نفوذپذیری^۳

^۱ Penetration Testing

^۲ Strength and Compressibility Testing

^۳ Permeability Testing

در این فصل اجمالاً آزمونهای نفوذ سنج مورد بحث و بررسی واقع می شود. با توجه به ماهیت انجام این آزمونها که مبتنی بر نفوذ یک نفوذسنج در درون زمین می باشد و از آنجایی که اساساً این ایده از آزمونهای نفوذ در مصالح سیال گونه نظیر قیر و سیمان دوغاب اکتباس شده است، آزمونهای نفوذ سنج در خاکهای ریزدانه کارایی بالاتری دارند. مهم ترین آزمونهای نفوذسنج به قرار زیر میباشند:

- (۱) آزمون استاندارد (SPT)
- (۲) آزمون نفوذ مخروط (CPT)
- (۳) آزمون کاوشگر دینامیکی (DP)
- (۴) آزمون ابزار مکینتاش^۱
- (۵) آزمون کاوشگر دینامیکی سبک^۲
- (۶) آزمون مخروط سوئدی^۳

در میان آزمونهای یاد شده ابزار مکینتاش، کاوشگر دینامیکی سبک و مخروط سوئدی به نام گروه آزمونهای برجای ارزان قیمت^۴ معروف شده اند.

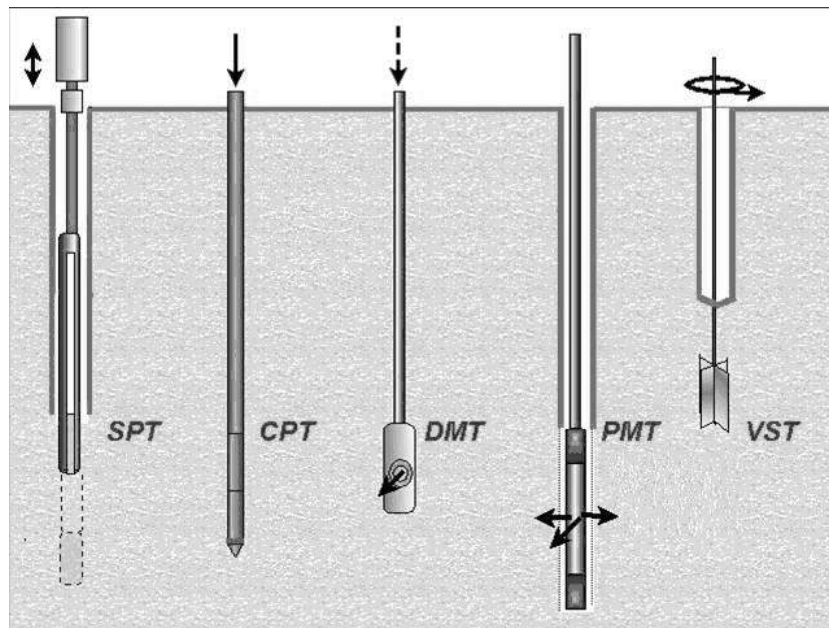
در ادامه مباحث این فصل آزمونهای مذکور مورد بحث واقع می شود. قابل ذکر است که بطور کلی آزمونهای نفوذ سنجی به دو دسته استاتیکی و دینامیکی تقسیم میشوند. در آزمونهای استاتیکی از فشار استاتیکی برای نفوذ ابزار درون زمین استفاده میشود. این در حالی است که در آزمونهای دینامیکی انرژی لازم برای نفوذ در خاک از طریق ضربات چکش تامین میگردد. آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) و همچنین کاوشگر دینامیکی (DP) متداولترین نوع آزمونهای دینامیکی و آزمون نفوذ مخروط (CPT) معروفترین آزمون استاتیکی در میان آزمونهای نفوذ سنج می باشد. در شکل (۵-۱) برخی از آزمونهای صحرایی مهندسی ژئوتکنیک نشان داده شده است.

^۱ Machintosh Probe

^۲ Light Dynamic Probing

^۳ Swedish weight Sounding

^۴ Low Cost In-situ Tests



شکل (۵-۱) نحوه عملکرد برخی از آزمونهای صحرایی مهندسی ژئوتکنیک

۵-۲- آزمون نفوذ استاندارد (SPT)

۵-۲-۱- مقدمه

آزمون نفوذ استاندارد^۱ (SPT) یکی از قدیمیترین و معمولترین آزمایش‌های صحرایی ژئوتکنیک است که از آن برای تخمین مقاومت خاک کف گمانه استفاده می‌نمایند. این آزمون در سال ۱۹۲۰ ابداع گردیده و هم‌اکنون در سطح وسیعی در سراسر دنیا به کار گرفته شده و شناخته شده است. با این وجود به دلیل پاره‌ای انتقادهای مستند که به نحوه آزمایش و روش‌های استفاده از نتایج آن وارد شده است، در شرایط کنونی بسیاری از محققین بر عدم توجه به آن و حتی حذف کامل این آزمون از شمار آزمایش‌های معتبر اصرار می‌ورزند. آنچه که باعث شده است تلاش‌های مذکور که برای حذف SPT صورت می‌پذیرد عملاً موفق نبوده و همچنان این آزمون پا برجا بماند آن است که بسیاری از روابط و روش‌های محاسباتی و همچنین جداول پیشنهادی و قضاوت‌های مهندسی وابسته به عدد SPT است و از طرف دیگر نتایج این آزمون به عنوان یک معیار ساده، ارزان و ملموس در نزد مهندسین شناخته شده است. از طرف دیگر آزمون نفوذ استاندارد در درون گمانه‌های اکتشافی که به دلایل دیگر حفاری آنها ضرورت یافته است، با به کارگیری تجهیزات ساده و ارزان قیمت انجام می‌شود. بر همین اساس اضافه کردن آن به برنامه کاوش‌های صحرایی چندان هزینه کل عملیات را تغییر

^۱ -Standard Penetration Test

نمی دهد ولی در صورت عدم توجه به نحوه انجام آزمایش استنباطهایی که مهندس طراح از عدددهای این آزمایش می نماید ممکن است گمراه کننده باشد.

در ایران دستورالعملی با شماره استاندارد ۱۸۲-الف در سال ۱۳۷۹ با عنوان "دستورالعمل آزمایش نفوذ استاندارد SPT" توسط استاندارد مهندسی آب کشور وابسته به وزارت نیرو تدوین شده است. به رغم معایب عمده ای که در بخش های آتی این فصل بیان شده است، آزمون SPT از سه امتیاز مهم برخوردار است:

- (۱) نمونه ای از خاکی که آزمایش در آن انجام شده است را به دست می دهد و از این طریق طبقه بندی کلی خاک مشخص می شود. بسیاری از آزمونهای نفوذ دارای نوک مخروطی بوده و از این قابلیت برخوردار نیستند. در این موارد طبقه بندی خاک صرفا بر اساس همبستگی بین نتایج آزمایش و یا از طریق نتایج گمانه و چاله های مجاور قابل استخراج است.
- (۲) SPT یک آزمون سریع و ارزان است و معمولا در گمانه ای انجام می شود که برای مقاصد دیگر حفاری شده است. بنابراین هزینه اضافی بر طرح تحمیل نمی کند.
- (۳) تقریبا همه تجهیزات آزمایش همان تجهیزاتی هستند که برای حفاری به کار گرفته می شوند و تجهیزات اختصاصی این آزمون در حد محدودی هستند. این در حالی است که در سایر آزمون ها معمولا تجهیزات اختصاصی گسترده ای به کار گرفته میشود.

۵-۲-۲- روش انجام آزمایش SPT

روش انجام آزمون نفوذ استاندارد برای اولین بار در سال ۱۹۵۸ توسط ASTM-1586 به صورت استاندارد ارائه گردید. بر اساس این مرجع مراحل انجام آزمایش به قرار زیر می باشد:

- (۱) گمانه ای به قطر ۲/۵ تا ۸ اینچ تا عمق مورد نظر برای انجام آزمایش حفاری می گردد.

- (۲) در عمق مورد نظر سرمته از میله های حفاری جدا شده و به جای آن نمونه گیر SPT به میله ها وصل می شود. این نمونه گیر از یک استوانه توخالی و نوک تیز تشکیل شده و از این قابلیت برخوردار است که در امتداد طول خود به دو نیم تبدیل شود. ابعاد استاندارد این نمونه گیر در شکل (۴-۵) نشان داده شده است.

- (۳) با استفاده از یک مکانیزم اتومکانیک و یا با مکانیزم قرقره و طناب نظیر آنچه در شکل (۴-۵) نشان داده شده است، یک چکش ۶۳/۵ کیلوپی از ارتفاع ۷۶ سانتیمتری به صورت سقوط آزاد به همراه میله های حفاری روی خاک رها می شود. این انرژی باعث می شود که نمونه گیر SPT به درون خاک انتهای گمانه رانده شود. این عمل به قدری تکرار میشود که نمونه گیر به اندازه ۴۵ سانتیمتر (معادل ۳ مرحله ۱۵ سانتی متری) در درون خاک نفوذ کند. در این حال تعداد ضربات لازم برای آنکه نمونه گیر به اندازه ۱۵ سانتی متر

در خاک نفوذ کند در هر مرحله اندازه گیری می شود. در صورتی که بیش از ۵۰ ضربه برای ۱۵ سانتی متر نفوذ لازم باشد معمولاً "آزمایش متوقف می شود".

۴) عدد N از جمع تعداد ضربات لازم برای نفوذ ۱۵ سانتی مترهای دوم و سوم به دست می‌آید. نتایج آزمایش برای نفوذ در ۱۵ سانتی متر اول به دلیل آنکه خاک محدوده مذکور در عملیات حفاری دست خورده شده است و یا اینکه در اثر ریزش جداره گمانه نخاله‌هایی در انتهای گمانه جمع شده اند، مورد اعتماد نیست و به آن توجه نمی شود.

۵) نمونه گیر SPT از میله های حفاری جدا شده و خاک درون آن به عنوان نمونه دست خورده برداشته می شود.

۵-۲-۳ تصحیح نتایج آزمایش SPT

به منظور همسان نمودن شیوه های استفاده از نتایج آزمون SPT برخی از محققین ضرائب اصلاح و اصلاحاتی برای نتایج آزمون نفوذ استاندارد معرفی کرده اند. در واقع این اصلاحات تا حدودی از تأثیرات برخی از نواقص عمده آزمون نفوذ استاندارد کاسته و متغیرهای موثر در نتیجه آزمون را کمتر می نماید.

Skempton (1986) پیشنهاد کرده است که نتایج خام آزمون نفوذ استاندارد با استفاده از رابطه زیر اصلاح گردند:

$$N_{60} = E_m C_B C_S C_R N / 0.6 \quad (۱-۵)$$

که در آن،
 E_m ، ضربه بازدهی چکش است و برحسب نوع چکش بین ۰/۴۵ تا ۰/۸۵ متغیر می‌باشد.
 C_B ، ضربه اصلاح قطر گمانه است و بین ۱ تا ۱/۵ متغیر می باشد. هرچه قطر گمانه بزرگتر باشد C_B بزرگتر خواهد بود.
 C_S ، ضربه اصلاح نمونه گیر است و برای نمونه گیرهای بدون آستری معادل ۱/۲ در نظر گرفته می شود.
 C_R ، ضربه اصلاح طول میله است و هرچه طول میله بلندتر باشد C_R بزرگتر است.
 N ، عدد خام آزمون SPT که در صحرا حاصل شده است.

در جدول (۱-۵) نحوه استخراج ضرائب اصلاحی C_B ، C_S و C_R نشان داده شده است. قابل ذکر است که چکش های مورد استفاده برای اعمال ضربات آزمون نفوذ استاندارد دارای انواع متعددی هستند که از لحاظ بازدهی دستگاه و همچنین مکانیزم رها سازی با همدیگر تفاوت

دارند. در شکل (۲-۵) و همچنین جدول (۲-۵) انواع معمول این چکش ها و همچنین میزان بازدهی آنها نشان داده شده است.

جدول (۱-۵): ضریب اصلاح برای نتایج آزمون نفوذ استاندارد (Skempton(1986)

نام ضریب	نام متغییر	اندازه متغییر	مقدار ضریب اصلاح
ضریب اصلاح قطر گمانه C_B	قطر گمانه (میلیمتر)	۶۵-۱۱۵	۱/۰۰
		۱۵۰	۱/۰۵
		۲۰۰	۱/۱۵
ضریب اصلاح نمونه گیر C_S	نوع نمونه گیر	نمونه گیر استاندارد	۱/۰۰
		نمونه گیر بدون پوشش (توصیه نشده)	۱/۲۰
ضریب اصلاح طول میله C_R	طول میله حفاری (متر)	۳-۴	۰/۷۵
		۴-۶	۰/۸۵
		۶-۱۰	۰/۹۵
		بزرگتر از ۱۰	۱/۰۰

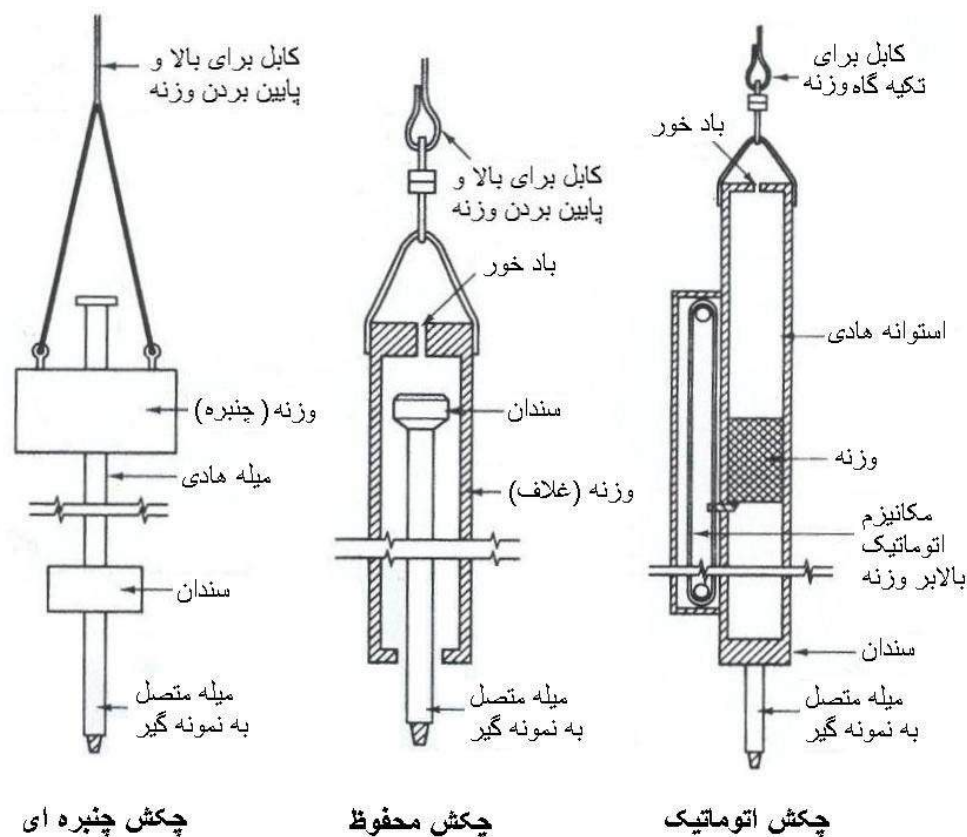
جدول (۲-۵): ضریب بازدهی چکش های معمول در آزمون نفوذ استاندارد (Clayton et al., 1997)

کشور	نوع چکش	مکانیزم رهاسازی چکش	کارایی چکش (Em)
آرژانتین	چنبره	چرخک ^۱	۰/۴۵
برزیل	وزنه سوزنی	دستی	۰/۷۲
چین	اتوماتیک	لغزیدن ^۲	۰/۶۰
	چنبره	دستی	۰/۵۵
	چنبره	چرخک	۰/۵۰
کلمبیا	چنبره	چرخک	۰/۵۰
ژاپن	چنبره	ماشه ای ^۳	۰/۷۸-۰/۸۵
	چنبره	دو دور چرخک + رها سازی مخصوص	۰/۶۵-۰/۶۷
انگلیس	اتوماتیک	لغزیدن	۰/۷۳
آمریکا	محفوظ	دو دور چرخک	۰/۵۵-۰/۶۰
	چنبره	دو دور چرخک	۰/۴۵
ونزوئلا	چنبره	چرخک	۰/۴۳

^۱ Cathead

^۲ Trip

^۳ Tombi Trigger



شکل (۵-۲) انواع معمول چکش‌های مورد استفاده آزمون نفوذ استاندارد (Coduto, 2002)

از طرف دیگر مقدار تنش قائم در اعماق مختلف زمین متفاوت است و لذا میزان سربار وارده بر محیطی که مورد ضربات SPT واقع می‌شود در هر نقطه تابع ارتفاع خاک روی آن می‌باشد. بر همین اساس برخی از محققین معتقدند که لازم است نتایج SPT برای عمق آزمون هم اصلاح شود. این اصلاح تحت عنوان اصلاح سربار^۱ مطرح می‌شود. همچنین آزمایش‌های انجام شده در نزدیکی انتهای لایه‌های خاک عدد SPT را بالاتر از نقاط آزمایش شده در بالای لایه‌های مذکور نشان می‌دهد. محققین توصیه کرده‌اند که اصلاح سربار برای شرایطی که فشار سربار غیر از $\sigma'_z = 100 \text{ Kpa}$

¹ Overburden Correction

است باید انجام شود. بر همین اساس ضریب اصلاح سربار را برای خاکهای ماسه ای به صورت زیر معرفی می نمایند :

$$(N_1)_{60} = N_{60} \sqrt{100Kpa / \sigma'_z} \quad (۲-۵)$$

که در آن $(N_1)_{60}$ عدد SPT اصلاح شده برای تنش های سربار صحرایی و N_{60} عدد SPT اصلاح شده از رابطه (۱-۵) و همچنین σ'_z تنش موثر قائم در تراز انجام آزمون است. قابل ذکر است که با آنکه ضریب اصلاح رابطه (۱-۵) مورد اتفاق نظر محققین قرار دارد، در مورد ضریب اصلاح سربار و همچنین استفاده آن در خاکهای غیرماسه ای این اتفاق نظر وجود ندارد. محققین روابط تجربی متعددی بین عدد نفوذ استاندارد و خواص مهندسی انواع خاکهای ریزدانه و درشت دانه ارائه نموده اند. با این حال با توجه به ماهیت آزمون نفوذ استاندارد، برای خاکهای ماسه ای سیمانته نشده هماهنگی بیشتری بین نتایج این آزمون و خواص مکانیکی خاک وجود دارد. در شکل (۳-۵) نمونه ای از همبستگی های مذکور ارائه گردیده است.

معمولاً آزمایش SPT بسته به شرایط پروژه در فواصل ۱/۵ تا ۵ متری و در درون گمانه انجام می شود. عدد N برای خاکهای نرم و خاکهای خیلی سفت به طور معمول کمتر از ۵ و برای خاکهای خیلی متراکم و سخت بالاتر از ۵۰ است. جداول (۳-۵) و (۴-۵) محدوده تغییرات عدد N را برای خاکهای مختلف نشان میدهد. عددهای خیلی زیاد برای N (مثلاً $N > 50$) به طور معمول علامت سخت و متراکم بودن خاک است. با این حال در برخی از موارد به دلیل برخورد نمونه گیر با یک قلوه سنگ کار نفوذ متوقف شده و عدد N به طور ظاهری بالا دیده میشود.

جدول (۳-۵): محدوده تغییرات عدد نفوذ استاندارد و مقاومت زهکشی نشده برای خاکهای ریزدانه (Coduto, 2002)

طبقه بندی خاک	تشریح	N ₆₀	مقاومت زهکشی نشده Su (Kg/cm ²)
خیلی نرم	انگشت شست به راحتی در آن نفوذ میکند و وقتی در داخل مُشت فشرده میشود از لای انگشتان بیرون میزند.	۳ >	۰/۱۲ >
نرم	انگشت شست حدود ۲۵ میلیمتر در آن نفوذ میکند و با فشار اندک انگشت شکل میگیرد.	۲-۴	۰/۱۲ - ۰/۲۵
متوسط	انگشت شست با فشار ملایم حدود ۶ میلیمتر در آن نفوذ میکند، با فشار زیاد انگشتان شکل میگیرد.	۴-۸	۰/۲۵ - ۰/۵۰
سفت ^۱	انگشت شست به راحتی در آن دندان ^۲ می اندازد (مضرس میکند) و با فشار زیاد ۱۲ میلیمتر در آن نفوذ می کند.	۸-۱۵	۰/۵ - ۱/۰
سخت ^۳	انگشت شست در آن دندان ^۴ نمی اندازد ولی ناخن شست به سهولت آن را دندان ^۵ می اندازد.	۱۵-۳۰	۱-۲
خیلی سخت	ناخن انگشت شست بر آن دندان ^۵ نمی اندازد و یا به سختی دندان ^۶ می اندازد.	۳۰ >	۲ >

جدول (۴-۵): محدوده تغییرات عدد نفوذ استاندارد و دانسیته نسبی برای خاکهای درشت دانه (Coduto, 2002)

طبقه بندی خاک	تشریح	N ₆₀	دانسیته نسبی (Dr)
خیلی سست	میل به قطر ۱۲ میلیمتر با فشار دست به راحتی در آن نفوذ میکند.	۴ >	۰-۱۵
سست ^۵	میل به قطر ۱۲ میلیمتر با فشار دست به دشواری در آن نفوذ میکند.	۴-۱۰	۱۵-۳۵
تراکم متوسط	میل به قطر ۱۲ میلیمتر با فشار چکش ۲/۳ کیلوگرمی به راحتی ۳۰۰ میلیمتر در آن نفوذ میکند.	۱۰-۱۷	۳۵-۶۵
متراکم ^۶	میل به قطر ۱۲ میلیمتر با فشار چکش ۲/۳ کیلوگرمی به دشواری ۳۰۰ میلیمتر در آن نفوذ میکند.	۱۷-۳۲	۶۵-۸۵
خیلی متراکم	میل به قطر ۱۲ میلیمتر با فشار چکش ۲/۳ کیلوگرمی فقط حدود ۱۵۰ میلیمتر در آن نفوذ میکند.	۳۲ >	۸۵-۱۰۰

¹ Stiff

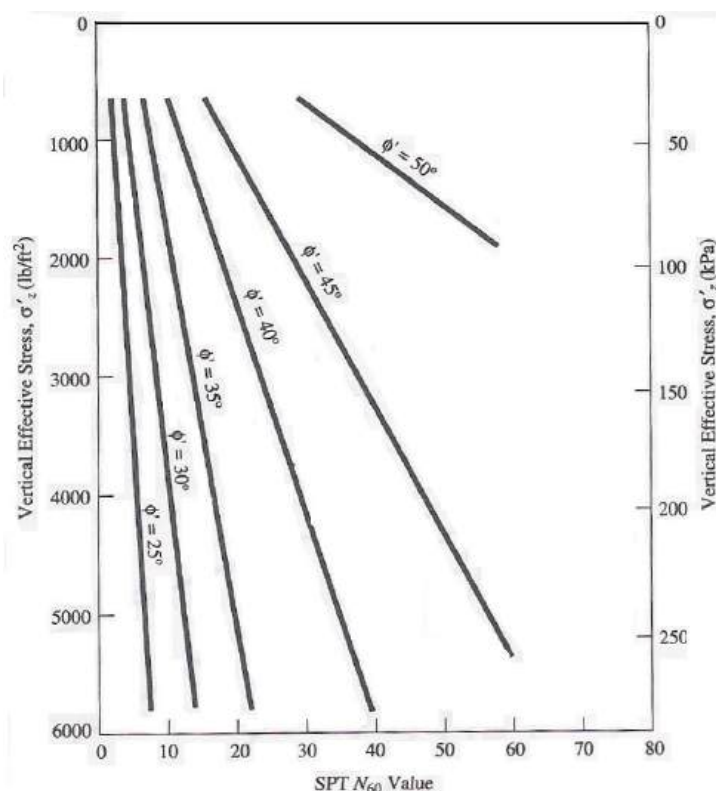
² Indents

³ Hard

⁴ Indents

⁵ Loose

⁶ Dense



شکل (۵-۳): ارتباط بین N_{60} و ϕ' بر حسب تنش موثر قائم برای ماسه های سیمانته نشده (De Mello, 1971)

۵-۲-۴- اشکالات ساختاری آزمایش SPT

گرچه آزمون SPT و تجهیزات آن استاندارد شده است، با این حال این آزمون به صورت ساختاری دارای نواقص و اشکالاتی است که لازم است مورد توجه واقع شود. برخی از این اشکالات از مکانیزم انجام آزمایش و برخی دیگر از اندازه، شکل و مشخصات تجهیزات آن ناشی می شود. ضمن اینکه پاره ای ایرادها نیز به نحوه به کارگیری نتایج آن و عدم کفایت این آزمون در ارائه تصور صحیح از شرایط زیر سطحی برمیگردد. به اختصار می توان اشکالات ساختاری آزمون نفوذ استاندارد را به سه دسته تقسیم کرد:

- عدم تکرار پذیری^۱ نتایج
- عدم انطباق شرایط بارگذاری با کاربردهای مورد انتظار
- عدم وجود مفهوم یکسان برای N در سراسر محدوده تغییر آن

^۱ Repeatability

۵-۲-۴-الف) بررسی دلایل عدم تکرار پذیری نتایج آزمون SPT

در موارد متعددی مشاهده شده است که دو گروه حفاری برای یک لایه مشخص از خاک ارقام متفاوتی به دست می‌دهند. نتایجی از این قبیل نشان می‌دهد که آزمایش SPT از تکرار پذیری پایینی برخوردار است. پایین بودن تکرار پذیری نتایج بدان دلیل است که عوامل و متغیرهای زیادی که در نتایج آزمون موثر هستند، چندان قابل کنترل نیستند. برخی از متغیرهای مذکور به قرار زیر می‌باشند:

- (۱) روش‌های مختلفی برای حفاری گمانه وجود دارد و هر یک از این روشها وضعیت متفاوتی برای خاک انتهایی گمانه به وجود می‌آورند.
- (۲) گل حفاری که اثر آن در داخل گمانه وجود دارد ممکن است نتایج آزمون SPT را تحت تاثیر قرار دهد.
- (۳) قطر گمانه میتواند بین ۲/۵ تا ۸ اینچ باشد و نتایج SPT معمولاً متاثر از قطر گمانه می‌باشد.
- (۴) میزان به هم ریختگی خاک انتهایی گمانه در نتایج آزمون موثر است.
- (۵) تغییر موقعیت چکش در طول میله‌های حفاری نتایج آزمایش را تغییر می‌دهد.
- (۶) نوع چکش و دستی یا اتوماتیک بودن نحوه عملکرد آن نتایج آزمون را تحت تاثیر قرار میدهد.
- (۷) تعداد حلقه‌های طناب که به دور چرخک^۱ می‌چرخد در نتایج تاثیر دارد.
- (۸) در سیستم چکش دستی ارتفاع واقعی سقوط ممکن است تا ۲۵٪ خطا داشته باشد.
- (۹) جرم سندان یا بالشتکی^۲ که چکش روی آن ضربه می‌زند در نتایج موثر است.
- (۱۰) میزان اصطکاک بین قرقره و طنابها در نتیجه آزمون موثر است.
- (۱۱) در صورتی که کفشک نمونه گیر پوشش داشته باشد نتایج را تحت تاثیر قرار میدهد.
- (۱۲) میزان مستقیم بودن میله‌های حفاری در نتایج آزمون موثر است.
- (۱۳) وجود یا عدم وجود آستر در درون نمونه گیر می‌تواند نتایج را ۲۰ تا ۳۰ درصد تغییر دهد. (Coduto, 2002)

- (۱۴) سرعت سقوط وزنه در میزان نفوذ نمونه گیر در خاک موثر است.
- (۱۵) لبه نمونه گیرهای مستعمل سائیده شده و سخت تر از نمونه گیرهای جدید در خاک نفوذ می‌کنند.

به همه موارد مذکور ماهر بودن اپراتورهای این آزمایش و دقت آنها در انجام آزمایش باید اضافه شود. برخی از حفارها علاقمند هستند که مترائ حفاری گروه خود را به هر شکل ممکن افزایش دهند و در واقع نماد پیشرفت کار خود را در بالا بودن مترائ حفاری روزانه می‌دانند. بر همین اساس آزمایش

¹ Rotating Cathode

² Anvil

های صحرایی را با سرعت و با دقت کمتری انجام می دهند و در واقع آن را در راستای هدف خود نمی دانند.

Seed et al.(1985) به منظور افزایش قابلیت آزمون SPT و بالا بردن میزان تکرارپذیری آن معیارهای تکمیلی زیر را توصیه نموده اند :

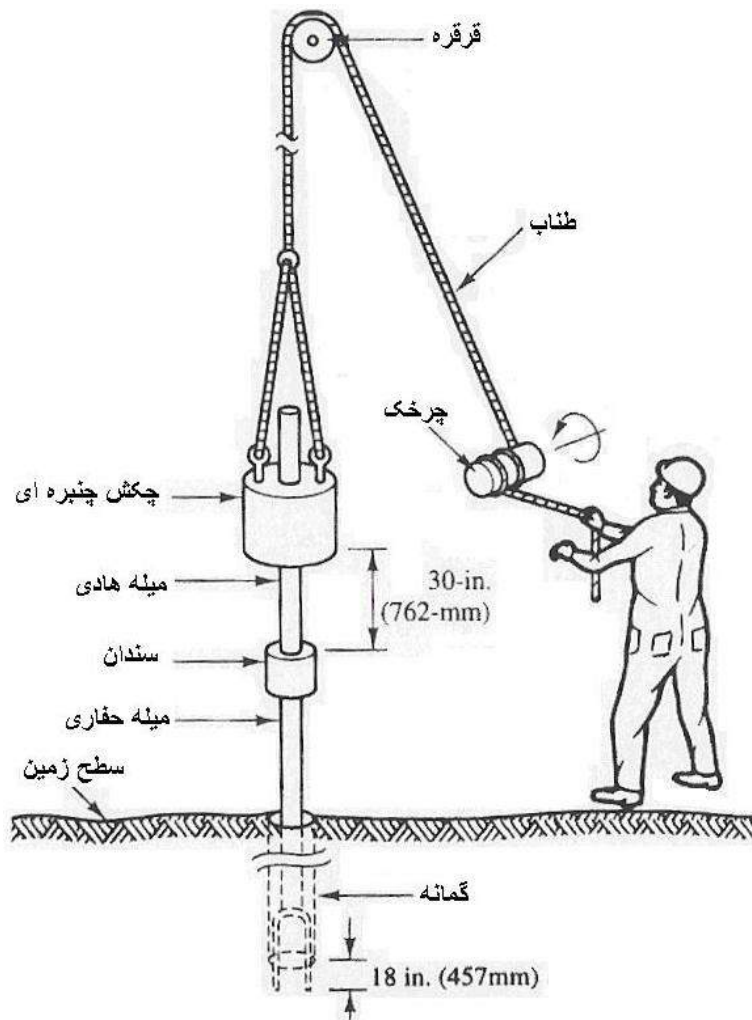
(۱) برای حفاری از سیستم حفاری دورانی استفاده شود و قطر گمانه بین ۲۰ تا ۲۵ سانتی متر باشد.

(۲) برای حفاری در اعماق کمتر از ۱۵ متر از میله های حفاری با اندازه A یا AW و برای حفاری در اعماق بیشتر از میله های با اندازه N یا NW استفاده شود.

(۳) برای ضربه زدن از چکشی استفاده شود که دارای بازدهی ۶۰٪ باشد.

(۴) ضربات چکش با سرعت ۳۰ تا ۴۰ ضربه در دقیقه به نمونه گیر اعمال شود.

متأسفانه در میان حفاران ایرانی استفاده از چکش های اتوماتیک چندان گسترش نیافته است و انجام دستی این آزمون در صد بالایی از خطا را ایجاد خواهد کرد. از طرف دیگر در انتخاب سرعت ضربات و یا نوع میله ها هم دقت چندانی نمی شود.



شکل (۴-۵): طریقه صحیح انجام SPT در گمانه در حالت اعمال دستی ضربات (Coduto, 2002)

۵-۲-۴-ب) بررسی اشکالات شرایط بارگذاری آزمون SPT

در آزمون نفوذ استاندارد خاک به صورت دینامیکی تحت ضربات یک نمونه گیر استوانه ای تو خالی قرار می گیرد. این بارگذاری باعث نفوذ نمونه گیر در درون زمین می شود. در صورتی که تنش ها و تغییر شکل های که در اثر این بارگذاری در خاک ایجاد می شود مورد بررسی واقع شود این نتیجه گیری به دست می آید که محیط مورد بارگذاری در واقع در حالت گسیخته شده و بالاتر از حد پلاستیک واقع شده است. این در حالی است که نتایج این آزمون برای به دست آوردن خواص الاستیک و همچنین مقاومت برشی خاک به کار می رود. به طور خلاصه نوع و محدوده تنشها و کرنش هایی که

در آزمون نفوذ استاندارد برای خاک ایجاد می شود منطبق بر نوع و محدوده تنش ها و کرنشهایی که تحت بار سازه برای خاک به وجود می آید نیست.

از سوی دیگر هر یک از آزمایش های صحرایی در اثر بار گذاری خود حجم خاصی از زمین را تحت تاثیر قرار می دهند. هر چه حجم بارگذاری شده افزایش یابد انطباق نتایج آن آزمون با شرایط واقعی بیشتر می شود. آزمون نفوذ استاندارد حجم اندکی از زمین را که صرفاً در انتهای گمانه مورد آزمایش قرار گرفته است بارگذاری می نماید. این در حالی است که آزمونهای دیگر نظیر پرسیمتری حجم گسترده ای از زمین را تحت بارگذاری قرار میدهند.

همچنین اختلاف مقاومت نفوذی که در بین دو حالت خشک و اشباع در آزمون نفوذ استاندارد دیده می شود منطبق بر اختلاف مقاومت فشاری و برشی خاک در دو حالت مذکور نیست. عملاً هم امکان انجام دو آزمون مستقل اشباع و خشک برای یک نمونه وجود ندارد و یا به سختی قابل انجام است.

۵-۲-۴-ج) عدم وجود مفهوم یکسان برای N در سراسر محدوده تغییر آن

نتیجه آزمون نفوذ استاندارد عدد N می باشد که معمولاً "مقادیری بین صفر تا ۵۰ می پذیرد. روابط و فرمول های متعددی برای تخمین خصوصیات خاک برحسب عدد N به صورت تجربی وجود دارد. با این حال عدد N در سراسر محدوده صفر تا ۵۰ از ماهیت و مفهوم یکنواختی برخوردار نیست. به عنوان مثال وقتی عدد N برای یک خاک از ۱۰ به ۲۰ افزایش می یابد این میزان افزایش با افزایش عدد N از ۴۰ به ۵۰ از مفهوم یکسانی در مورد مقاومت خاک برخوردار نیست. اصولاً "فرمولهایی که برای محاسبه خواص خاک از طریق عدد N به صورت تجربی ارائه شده اند برای بازه میانی محدوده صفر تا ۵۰ صادق هستند و برای N های خیلی کوچک و همچنین N های خیلی بزرگ درست نیستند.

۵-۲-۵-خطا های معمول شده در ایران برای انجام آزمایش SPT

علاوه بر اشکالاتی که به صورت ساختاری بر آزمون نفوذ استاندارد وارد است، برخی خطاها نیز در نحوه انجام آزمایش و استفاده از نتایج آن به صورت محلی در ایران معمول و متداول شده است. خطاهای مذکور در پاره ای از موارد به قدری شایع و معمول شده است که در نزد بسیاری از شرکت های مشاور پذیرش خطا بودن آن دشوار و گاهی "غیر قابل قبول است. بر همین اساس در این قسمت ضمن بر شمردن پاره ای از اشتباهات و انحرافات مذکور، توصیه می شود که مراکز علمی کشور حتی المقدور در اندیشه محلی سازی روابط مورد استفاده در محاسبات با توجه به خطاهای مذکور باشند.

۵-۲-۵ الف) استفاده از مخروط توپر در انجام آزمون SPT

همانگونه که پیشتر بیان گردید، آزمون نفوذ استاندارد با استفاده از نمونه گیر جدا شونده و بارگذاری ضربه ای انجام می شود. استانداردهای مختلف و از جمله استاندارد ASTM-1586 صرفاً "نمونه گیر جداشونده را برای انجام آزمایش توصیه کرده است. با این حال گزارش هایی در دست است که در برخی از مناطق دنیا و از جمله آمریکا، هند و ایران از یک مخروط توپر که مشابه مخروط آزمون CPT می باشد به جای نمونه گیر جدا شونده استفاده میشود. در واقع، در خاکهای درشت دانه نمونه گیر استاندارد به راحتی نمی تواند نفوذ کند و از روی ناچاری مخروط توپر را جایگزین آن می نمایند. هر چند که در خاکهای درشت دانه می توان با آزمایش های دیگر نظیر آزمون پرسیمتری و یا بارگذاری صفحه ای خواص خاک را به دست آورد، با این حال اگر مهندسان ژئوتکنیک اصرار دارند که خواص خاک را از آزمون نفوذ استاندارد به دست آورند، لازم است نتایج حاصله را اصلاح نمایند. تاکنون مطالعات کاملی برای تبدیل نتایج SPT با مخروط توپر به SPT استاندارد ارائه نشده است. با این حال برخی از محققین پیشنهاد کرده اند که یک ضریب تقلیل کمتر از واحد برای اصلاح نتایج در نظر گرفته شود.

برخی از محققین از کشور هندوستان از جمله (Mittal and Shkla (2006 و Som and Das (2003 پیشنهاد کرده اند که برای اصلاح نتایج از رابطه زیر استفاده شود:

$$N_{SPT} = (0.57 \text{ to } 0.67) N_{DCPT} \quad (۵-۳)$$

رابطه اخیر برای اعماق کمتر از ۹ متر توصیه شده و در آن N_{DCPT} تعداد ضربه در آزمون انجام شده با مخروط توپر و N_{SPT} تعداد ضربه در آزمون نفوذ استاندارد می باشد. قابل ذکر است که پاره ای از محققین از آزمون نفوذ استاندارد با مخروط توپر تحت عنوان آزمون نفوذ مخروط دینامیکی (DCPT) و یا آزمون نفوذ دینامیکی (DP) یاد کرده اند. همچنین در پاره ای از موارد آزمون نفوذ مخروط با چکش های سنگین تر و یا سبک تر از استاندارد انجام می شود که در این صورت لازم است اصلاح وزن چکش نیز در نتایج اعمال گردد.

۵-۲-۵ ب) انجام آزمایش SPT در چاه

در دستور العمل استاندارد آزمون نفوذ استاندارد محدوده مجاز برای قطر گمانه ای که آزمایش در آن انجام می شود بین ۲/۵ تا ۸ اینچ اعلام شده است. در ایران و مخصوصاً در کاوشهای درون شهری تهران به دلیل شرایط خاص آبرفتیهای موجود و همچنین کارگران خبره در حفاری چاه، انجام آزمون SPT در چاه نیز معمول شده است. چاه از دو جهت نتایج آزمون را تحت تاثیر قرار می دهد. در درجه اول به دلیل قطر زیاد چاه، خاک کف آن امکان فرار به جانب و تسهیل در نفوذ را فراهم می نماید و از

سوی دیگر امکان کماتش بیشتری برای لوله های حفاری ایجاد می نماید. برخی از اکیپ های حفاری برای جلوگیری از کماتش مضاعف لوله ها در چاه از شبکه های حلقوی نگهدارنده و مقید کننده استفاده می نماید. این شبکه ها در کاهش کماتش میله های حفاری موثر هستند، با این حال در مجموع آزمون SPT در چاه فاقد وجاهت علمی و استاندارد است. پیشنهاد می شود که مراکز علمی کشور بر مبنای تحقیقات مستند روابطی برای تبدیل و یا تصحیح نتایج آزمون نفوذ استاندارد در چاه ارائه نمایند.

۵-۲-۵) عدم توجه به ضوابط اعمال ضربه در SPT

وزن، ارتفاع سقوط، سرعت سقوط و جهت سقوط وزنه باید مطابق ضوابط استاندارد باشد. در سیستم های دستی عملکرد اپراتور و میزان دقت وی شدیداً در نتایج حاصله از آزمایش تاثیر می گذارد. برای جلوگیری از این خطاها لازم است از چکش های اتوماتیک استفاده شود. همچنین باید توجه شود که ضربه به صورت قائم و بدون خروج از مرکز بر بالشتک زیر چکش وارد شود. متأسفانه در برخی از موارد عدم قرارگیری طناب در مرکز و کج شدگی آن و همچنین اتصال نامناسب میله ها به همدیگر و یا عدم دقت اپراتور در کشیدن طناب منجر به ایجاد خطاهای قابل توجه در نتایج می گردد.

۵-۲-۵) عدم اعمال اصلاحات برای عدد N

همانگونه که در بخشهای قبل بیان گردید، اصلاحات متعددی برای عدد آزمایش نفوذ استاندارد ارائه شده است که انجام این اصلاحات نتیجه آزمون SPT را تا حدود زیادی تغییر می دهد. متأسفانه ضرائب و اصلاحات مذکور در میان مشاورین کشور در پاره ای از موارد مورد غفلت واقع شده و عدد اصلاح نشده آزمون به طور مستقیم مورد استناد و استفاده واقع می شود. این خطا ممکن است منجر به طراحی ها و تصمیم گیری های گمراه کننده ای شود.

۵-۲-۶) توصیه هایی برای استفاده از آزمون SPT در ایران

در بخش های قبلی این نوشتار آزمون نفوذ استاندارد از زوایای مختلف مورد بحث و ارزیابی واقع شد. بر مبنای مطالب مذکور برای شرایط ایران توصیه های زیر در زمینه انجام آزمون و استفاده از نتایج SPT ارائه می گردد :

- ۱) با توجه به نواقص اساسی آزمون SPT بهتر است هیچ تصمیم مهمی در طرحهای عمرانی بر اساس SPT اتخاذ نگردد و از این آزمون صرفاً با مراجعه به نتایج آزمونهای دیگر و جمع بندی بین نتایج چند آزمایش استفاده شود.

۲) نتیجه آزمون SPT بیش از آنکه عددی با ماهیت واقعی باشد، یک نماد از وضعیت کلی خاک مورد آزمایش است که بیشتر برای استنباطهای نسبی و مقایسه‌های محلی در یک پروژه کاربرد دارد.

۳) در انجام آزمون با دقت در رعایت نکات استاندارد تلاش شود که نواقص و معایب بیان شده در بخش قبل که متأسفانه در بسیاری از پروژه‌ها معمول شده است به حداقل برسد.

۴) در خاکهای شنی آزمون SPT کارایی ندارد. در این گونه موارد بهتر است از آزمونهای دیگر نظیر آزمون پرسیمتری استفاده شود. متأسفانه در برخی از موارد از آزمون SPT برای محاسبه خصوصیات خاکهای درشت دانه استفاده می‌شود و با توجه به اینکه عدد SPT حداکثر معادل ۵۰ در نظر گرفته می‌شود، خصوصیات تخمینی برای مصالح درشت دانه بسیار محافظه کارانه انتخاب می‌شود.

۵-۳- آزمون نفوذ مخروط (Cone penetration test)

۵-۳-۱- مقدمه

آزمون نفوذ مخروط که به اختصار آن را CPT می‌گویند، بر اساس نفوذ پیوسته ابزار استوانه‌ای با نوک مخروطی شکل (نفوذسنج) به داخل زمین عمل می‌نماید. نفوذسنج دارای نوک مخروطی با زاویه پخی ۶۰ درجه و قطر ۳۵/۷ میلی‌متر است و با سرعت ۲۰ میلی‌متر در ثانیه به داخل زمین نفوذ میکند. مقدار مقاومت خاک در مقابل نفوذ ابزار مذکور به صورت مقاومت نوک و مقاومت جدار توسط دستگاه اندازه‌گیری می‌شود. مقاومت نوک در این آزمون با q_c و مقاومت جدار با f_s نمایش داده می‌شود.

در شرایط کنونی با توجه به کارایی بالای CPT در ارائه یک پروفیل پیوسته از وضعیت ژئوتکنیکی لایه‌های زیر سطحی برای رسیها و ماسه‌ها و همچنین سرعت مناسب و اقتصادی بودن آزمایش، این آزمون به یک آزمایش برجای معمول در سطح جهان تبدیل شده است. با این حال در ایران به دلیل محدود بودن پهنه‌های رسی و همچنین عدم اطلاع کامل مهندسين ایرانی از کارایی‌های گسترده آن این آزمون گسترش چندانی نیافته است.

آزمون نفوذ مخروط، صرفاً برای مطالعه مقاومت رسیهای خیلی نرم تا ماسه‌های متراکم کارایی دارد و در مصالح شنی و رسوبات حاوی قطعات سنگی توصیه نمی‌شود. شماره استاندارد این آزمایش در ASTM برای سیستم‌های مکانیکی آن ASTM-D 3441 و برای سیستم‌های الکتریکی و الکترونیکی آن ASTM-D 5778 میباشد. همچنین انجمن بین‌المللی مکانیک خاک و مهندسی پی (ISSMFE) دستورالعمل مرجعی را برای انجام آزمایش مخروط ارائه نموده است (ISSMFE, 1988). در جدول (۵-۵) به طور خلاصه معایب و مزایای نسبی مطرح در ارتباط با آزمون CPT لیست شده است.

جدول (۵-۵): مزایا و معایب نسبی آزمون CPT

مزایای نسبی CPT	معایب نسبی CPT
۱- آزمایش سریع انجام میشود و پروفیل پیوسته ای از خاک به دست می آید.	۱- لازم است اپراتورهای دستگاه آموزش داده شوند.
۲- با توجه به نتایج ارزشمند حاصله، این آزمایش اقتصادی محسوب میشود.	۲- نمونه از خاک مورد آزمایش به دست نمی آید.
۳- نتایج چندان وابسته به اپراتور نیست.	۳- این آزمون در خاکهای شنی و قلوه سنگ دار کارایی ندارد.
۴- آزمایش از مبانی تئوریک قوی برخوردار است.	۴- عمق نفوذ در خاکهای سخت محدود است.
۵- آزمایش در خاکهای نرم از کارایی بالایی برخوردار است.	۵- با توجه به مکانیزم عملکرد این آزمون، رفتار خاک در محدوده تنشهای کوچک به دست نمی آید.

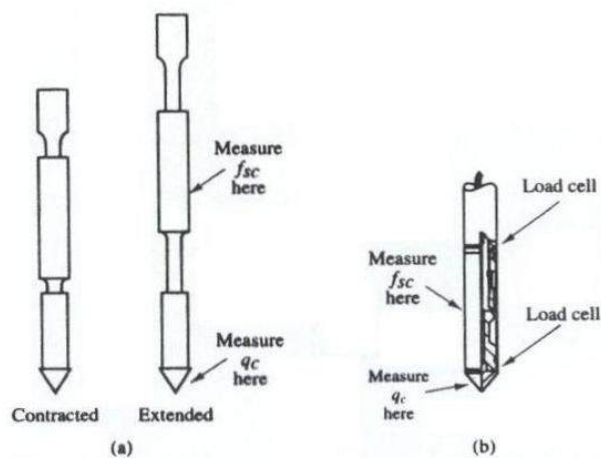
۵-۳-۲- انواع دستگاههای CPT

به لحاظ تاریخی دستگاه CPT اولین بار توسط هلندی ها در سال ۱۹۳۰ ابداع شده است. هر چند که قبل از آن در راه آهن هلند نوعی CPT جیبی بکار گرفته می شد که با آن مقاومت زمین را اندازه می گرفتند و بر همین اساس به این دستگاه مخروط هلندی (Dutch cone) هم می گویند. سیستم دستگاه هلندی ها برای نفوذ در خاک مکانیکی بود و در فواصل ۲۰ سانتی متری اندازه گیری مقاومت خاک انجام می گردید. هم اکنون این دستگاهها مخروط مکانیکی (Mechanical CPT) نامیده می شوند و اندازه گیری داده ها در آنها به طور ناپیوسته انجام میشود. در سال ۱۹۴۸، مخروطهای الکتریکی (Electrical CPT) به نحوی طراحی گردیدند که از قابلیت ارائه نتایج به صورت پیوسته برخوردار بودند.

در سال ۱۹۶۵ اندازه گیری مقاومت جدار (Sleeve friction) به سیستم اضافه شد و با این کار شناخت طبقه بندی خاک بر اساس آزمون CPT عملی گردید. در سال ۱۹۷۴ به مخروط الکتریکی یک پیژومتر اندازه گیری فشار آب حفره ای منضم گردید، این ابزار جدید را CPTU یا پیژوکن نامیدند. اخیرا ابزارهای دیگری از قبیل مخروط اکوستیک (Acoustic cone)، مخروط لرزه ای (Seismic cone)، مخروط ویبره (Vibro cone)، مخروط با قابلیت اندازه گیری فشار جانبی (Lateral Stress cone) ابداع شده و برخی ابزارهای الکتریکی و الکترونیکی نیز به دستگاه اضافه شده است. مخروط لرزه ای که به آن SCPTU هم گفته می شود از جمله ابزارهای جدید است که علاوه بر امکانات CPTU از این قابلیت برخوردار است که سرعت حرکت موج برشی در محیط مورد آزمایش را اندازه گیری نماید.

به طور کلی از لحاظ نحوه اعمال بار، دستگاه‌های CPT به سه گروه استاتیکی، دینامیکی و دستگاه‌های با قابلیت توام اعمال بار استاتیکی و دینامیکی تقسیم می‌شوند. در نفوذسنج‌های استاتیکی بارگذاری از طریق جک‌های هیدرولیک و به آرامی صورت می‌پذیرد، ولی در نفوذسنج‌های دینامیکی مخروط نفوذسنج از طریق ضربات چکش و سقوط یک وزنه روی آن به درون زمین رانده می‌شود. نفوذسنج‌های دینامیکی دارای انواع وزنه سبک، متوسط و سنگین هستند و سطح مقطع مخروط و ارتفاع سقوط وزنه در آنها نیز متفاوت می‌باشد. همچنین نفوذسنج‌هایی ابداع شده است که قابلیت انجام هر نوع آزمایش استاتیکی و دینامیکی برای آنها وجود دارد. با این حال، اکثر مراجع علمی اصطلاح CPT را صرفاً برای نفوذسنج‌های استاتیکی به کار می‌برند و نفوذسنج‌های دینامیکی تحت عنوان مخروط نفوذ دینامیکی (DCPT) و یا کاوشگر دینامیکی (DP) مورد اشاره واقع می‌شوند.

از سوی دیگر نفوذسنج‌های استاتیکی از لحاظ مکانیزم انجام آزمایش و اندازه‌گیری داده‌ها به گروه نفوذسنج‌های الکتریکی و مکانیکی تقسیم می‌شوند. در هر دو نوع اخیر نیروی لازم برای نفوذ مخروط توسط جک‌های هیدرولیکی تولید می‌شود، ولی اندازه‌گیری نتایج در نوع مکانیکی توسط گیج‌های روغنی و در نوع الکتریکی توسط ابزارهای الکتریکی صورت می‌پذیرد. از سوی دیگر در انواع الکتریکی اندازه‌گیری مقاومت مخروط نوک (q_c) و همچنین مقاومت اصطکاکی جدار (f_{sc}) به صورت پیوسته در عمق زمین انجام می‌شود، در حالی که در نوع مکانیکی که از قدمت بیشتری برخوردار است پیشرفت مخروط در زمین به صورت مرحله‌ای صورت می‌گیرد و مقادیر q_c و f_{sc} در فواصل ۲۰ سانتی متری اندازه‌گیری می‌شود. در شکل (۵-۵) به صورت شماتیک دو نوع مکانیکی و الکتریکی دستگاه‌های CPT نمایش داده شده است.



شکل (۵-۵): دستگاه‌های CPT مکانیکی (a) و الکتریکی (b)

۵-۳-۳- اجزاء دستگاه CPT

همانگونه که پیشتر بیان گردید در سالهای اخیر انواع دستگاههای CPT با تنوع قابل توجهی در اجزاء آنها تولید شده است و مدلهای مختلف آن با قابلیتهای جدید هر روز توسط شرکتیهای تولید کننده به بازار عرضه میگردد. با این حال اجزاء اصلی این دستگاهها بر اساس دستورالعمل انجمن بین المللی مکانیک خاک و مهندسی پی (ISSMFE, 1988) به قرار زیر می باشد:

۱) نفوذسنج، (Penetrometer) بخشی از دستگاه است که با فشار وارد زمین شده و شامل اجزاء زیر می باشد:

الف) مخروط نوک، (Cone) که بخش انتهایی نفوذسنج را تشکیل می دهد و شکل استوانه ای دارد.

ب) غلاف اصطکاکی (Sleeve friction)، که بدنه نفوذسنج را تشکیل می دهد و شکل استوانه ای دارد.

ج) فیلترهای متخلخل، که فشار آب حفره ای را در نوک نفوذسنج اندازه گیری می کنند.

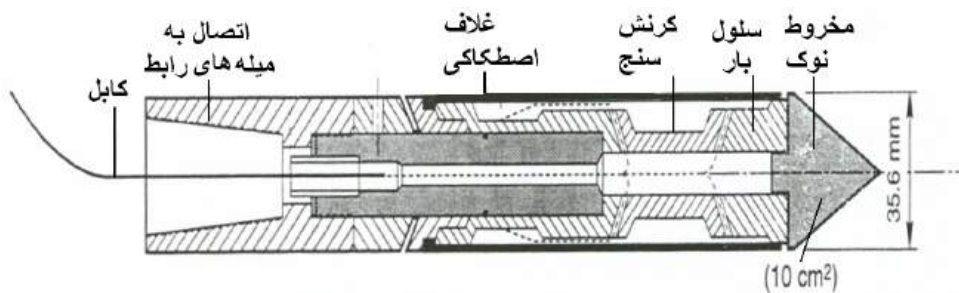
۲) میله های رابط، (Push rods) که نفوذسنج را تا عمق مورد نظر فرو می برند و معمولاً از قطعات ۱ متری تشکیل شده اند.

۳) جک هیدرولیکی، که بر روی یک دستگاه کامیون یا وانت نصب می گردد.

۴) سیستم ثبت نتایج، (Data acquisition system) که سیگنالهای آنالوگ ابزار دقیق دستگاه را دریافت کرده و به سیگنالهای دیجیتال تبدیل می کند.

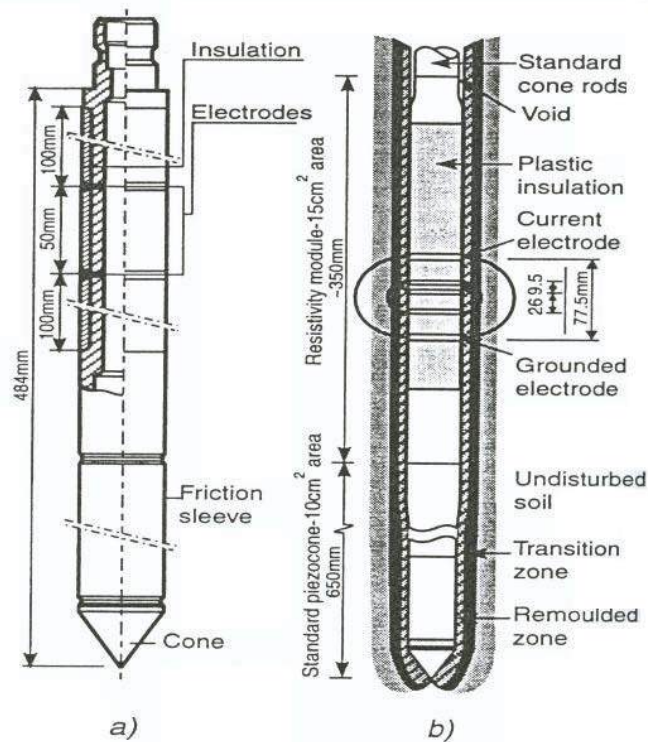
۵) کامیون یا وانت حمل دستگاه که حداقل وزن آن معادل ظرفیت دستگاه است. (حدود ۲۰ تن)

در شکل (۵-۶) به طور شماتیک بخش نفوذسنج دستگاه CPT الکتریکی نمایش داده شده است. مخروط نوک در واقع به وجود آورنده مقاومت انتهایی و غلاف اصطکاکی به وجود آورنده اصطکاک جانبی می باشد. ساختار بعضی از نفوذسنجها به نحوی است که می توانند مقاومت انتهایی و اصطکاک جانبی را به طور مستقل از هم اندازه گیری نمایند. با این حال در برخی دیگر از این دستگاهها مقاومت انتهایی توسط یک حسگر الکترونیکی و مجموع مقاومت های انتهایی و جانبی توسط حسگر دیگری اندازه گیری می شود. طول غلاف اصطکاکی حدود ۱۳۴ میلی متر و قطر آن معمولاً اندازه قطر مخروط نوک (۳۵/۷mm) می باشد.



شکل (۵-۶) بخش نفوذسنج دستگاه CPT الکتریکی

فیلترهای متخلخل برای اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند و در نقاط مختلفی از نفوذسنج قابل نصب هستند. انجمن بین‌المللی مکانیک خاک و مهندسی پی (ISSMFE, 1988) توصیه کرده است که فیلترهای متخلخل بلافاصله بعد از مخروط نوک قرار گیرند. با این حال در بسیاری از دستگاه‌های CPT این فیلتر در نوک مخروط و یا میانه آن و حتی بالای غلاف اصطکاکی نصب شده‌اند. در شکل (۵-۷) دو نوع مخروط، که یکی دارای فیلتر متخلخل و دیگری فاقد آن است، نشان داده شده است.



شکل (۵-۷) دو نوع مخروط CPT، یکی دارای فیلتر متخلخل و دیگری فاقد آن است.

۵-۳-۴- روش انجام آزمایش CPT

به طور کلی در این آزمون مخروطی با مشخصات ذکر شده در بندهای قبلی این نوشتار و با سرعت ۲۰ میلی متر در ثانیه به داخل زمین رانده می شود. برای این منظور از سیستم های کمپرسور تولید کننده فشار استفاده می گردد و با افزایش عمق نفوذ مخروط در زمین میله های جدیدی به آن متصل می کنند تا امکان نفوذ بیشتر را پیدا کند. اضافه کردن میله جدید معمولاً در فواصل ۱ تا ۱/۵ متری انجام می گردد. ابزارهای الکترونیکی نصب شده در نوک، جدار و فیلترها از طریق یک یا دو سیستم کامپیوتری به سیستم ثبت نتایج متصل هستند و در فواصل ۲ تا ۵ دقیقه ای مقادیر f_{sc} ، q_c و u را با دقت لازم اندازه گیری می کنند. در دستگاههای SCPTU علاوه بر ۳ مشخصه مذکور سرعت امواج برشی تولید شده در سطح زمین نیز به وسیله یک ژئوفن که در ۰/۵ متری بالای مخروط نوک نصب شده است اندازه گیری می شود. فواصل اندازه گیری سرعت موج برشی معادل فواصل اضافه کردن میله ها بوده و معمولاً ۱ تا ۱/۵ متر است.

با وجود نمایشگرهای کامپیوتری به راحتی می توان نمودار تغییرات مشخصه های مذکور با پیشرفت عمق نفوذ دستگاه را ترسیم نموده و به موازات حفاری در مورد وضعیت لایه های زیر سطحی و مشخصات مکانیکی آنها به صورت صحرایی قضاوت نمود. البته بهتر است برای جلوگیری از فقدان اطلاعات ضبط شده در حافظه الکترونیکی کامپیوتر، فایل های پشتیبان و یا نسخه های چاپی از اطلاعات مذکور تهیه گردد. همچنین در مورد فیلترهای متخلخل که اطلاعات فشار آب حفره ای از طریق ابزارهای الکترونیکی جاسازی شده در آنها به دست می آید، لازم است که از اشباع کامل آنها و همچنین ملحقات الکترونیکی متصل به آنها اطمینان حاصل گردد. در صورتی که فرایند اشباع شدن به طور کامل صورت نپذیرد، وجود نواحی تراکم پذیر در فیلترها موجب ثبت اطلاعات گمراه کننده می گردد. از سوی دیگر قبل و بعد از اضافه کردن میله به مجموعه میله های حفاری، لازم است اطلاعات به دقت ثبت شده و اصلاحات لازم در نتایج مطابق آنچه شرکت های سازنده برای این منظور به دست می دهند انجام گردد. قابل ذکر است که در حین اضافه کردن میله اختلالاتی در سیستم اعمال فشار به وجود می آید که لازم است در نتایج حاصله در نظر گرفته شود.

۵-۳-۵- اصلاح نتایج CPT برای تاثیر میزان سربار

در بسیاری از روابط تحلیلی نتایج صحرایی CPT بدون هیچ اصلاحی به کار گرفته می شود. با این حال در برخی از موارد لازم است که از نتایج اصلاح شده CPT در روابط مورد نظر استفاده شود. در این موارد می بایست نتایج این آزمایش برای اثر سربار اصلاح گردد. ضریب اصلاح اثر سربار در CPT، نظیر آنچه برای اصلاح عدد SPT بیان گردید، به صورت زیر تعریف می گردد:

$$q_{cl} = q_c \sqrt{\frac{100}{\sigma_z}} \quad (۴-۵)$$

$$f_{scl} = f_{sc} \sqrt{\frac{100}{\sigma_z}} \quad (۵-۵)$$

در روابط بالا داریم:

q_c = مقاومت مخروط که به طور مستقیم از آزمایش صحرایی به دست آمده است.

q_{cl} = مقاومت مخروط اصلاح شده برای تنش سربار

f_{sc} = اصطکاک جانبی مخروط که به طور مستقیم از آزمایش صحرایی به دست آمده است.

f_{scl} = اصطکاک جانبی مخروط اصلاح شده برای اثر تنش سربار

σ_z' = تنش قائم موثر در عمق انجام آزمایش (بر حسب kPa)

۵-۳-۶- کاربرد نتایج آزمون CPT

نتایج آزمون CPT برای تخمین بسیاری از خصوصیات فیزیکی و مکانیکی در خاک های ریز دانه و ماسه ها به کار می آید. به این منظور محققین روابط همبستگی متعددی بین خصوصیات خاک و پارامترهای حاصل از CPT ارائه نموده اند. اصلی ترین خصوصیات خاک که از طریق نتایج CPT تخمین زده می شوند به قرار زیر می باشند:

۱) مدول الاستیسیته (E) و مدول برشی (G)

۲) زاویه اصطکاک داخلی

۳) مقاومت برشی زهکشی نشده خاک

۴) طبقه بندی خاک

۵) دانسیته نسبی خاک

۶) ضریب نفوذپذیری و تحکیم خاک

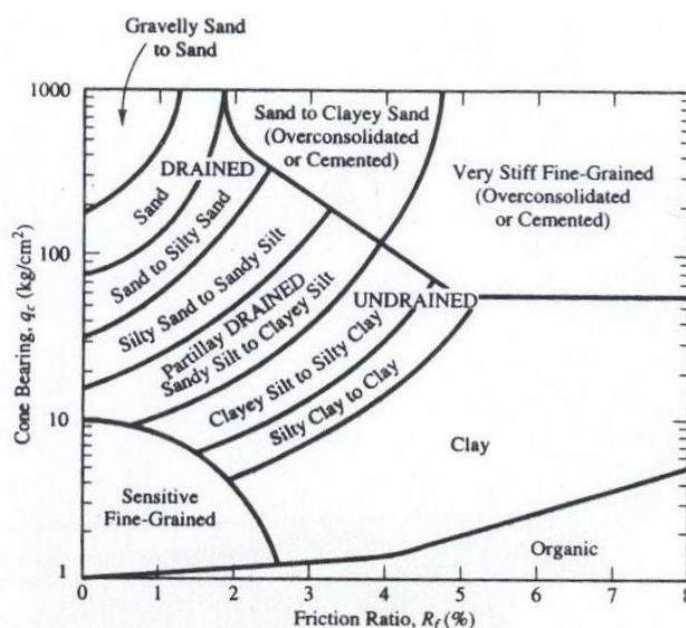
تشریح نحوه محاسبه هر یک از خصوصیات مذکور در مراجع مربوط ارائه گردیده است. با توجه به تعداد آزمونهای صحرایی و همبستگی های فراوان ارائه شده توسط محققین، بیان تفصیلی آنها در این کتاب مقدور نمی باشد. علاقه مندان برای اطلاع از کارائی های آزمون CPT می توانند در میان مراجع فارسی به کتاب " کاربردهای آزمایش نفوذ مخروط CPTU " نوشته بازیار و محمودزادگان مراجعه نمایند. در اینجا صرفا چند مورد عمومی از کاربردهای نتایج آزمون CPT مورد اشاره واقع می شود.

۵-۳-۶-۱- طبقه بندی خاک

تعیین طبقه بندی خاک یکی از عمومی ترین کاربردهای نتایج آزمون CPT می باشد. با توجه به آنکه این آزمون نمونه ای برای دانه بندی و طبقه بندی آزمایشگاهی به دست نمی دهد، شناخت طبقه بندی خاک آزمایش شده از اهمیت بالایی برخوردار است. محققین مختلف همبستگی های تجربی متعددی بین طبقه بندی خاک و نتایج آزمون CPT ارائه نموده اند که نمونه ای از آنها در شکل (۵-۸) نشان داده شده است. این روش طبقه بندی توسط Robertson and Campanella (1983) ارائه شده است و مطابق آن با داشتن نتایج مقاومت مخروط (q_c) و نسبت اصطکاکی (R_f) میتوان نوع خاک را تعیین کرد. نمونه ای دیگر از همبستگی های مذکور توسط Douglas and Olsen (1984) ارائه شده است که در آن طبقه بندی خاک بر اساس مقاومت مخروط اصلاح شده برای اثر سربار (q_{ci}) و نسبت اصطکاکی (R_f) به دست می آید.

۵-۳-۶-۲- زاویه اصطکاک داخلی خاک

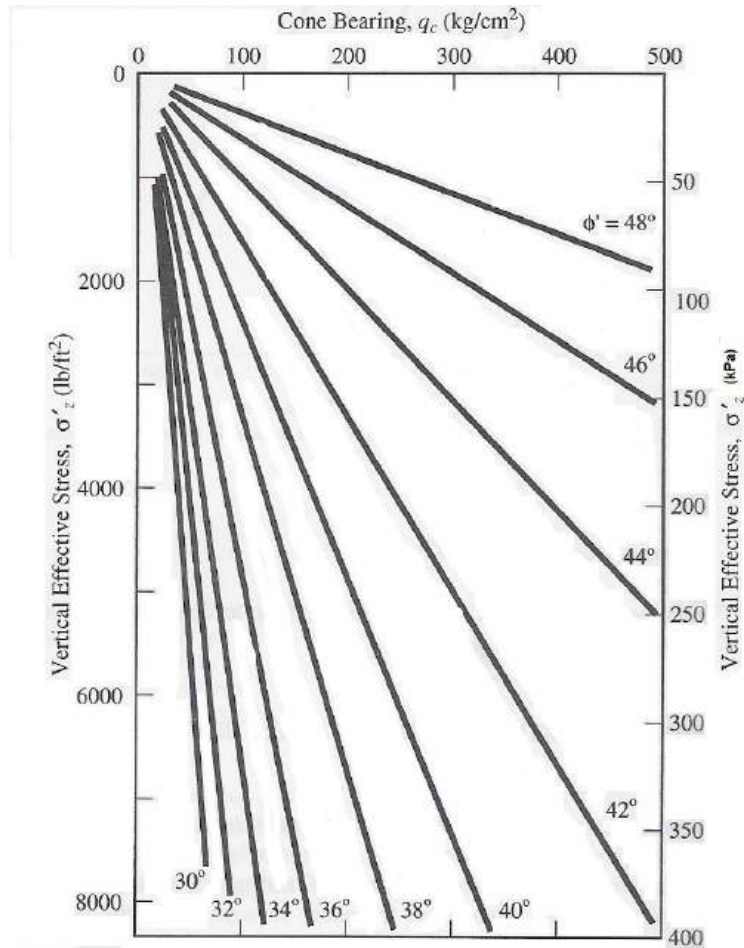
همبستگی های متعددی بین زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ') و مقاومت نوک در آزمون CPT ارائه شده است که یکی از معمول ترین این همبستگی ها منحنی های ارائه شده توسط Robertson and Campanella, 1983) است که در شکل (۵-۹) نشان داده شده است. این منحنی ها بر مبنای مطالعه آزمایشگاهی بر روی ماسه های کوارتزی تحکیم نیافته و سیمانته نشده به دست آمده اند.



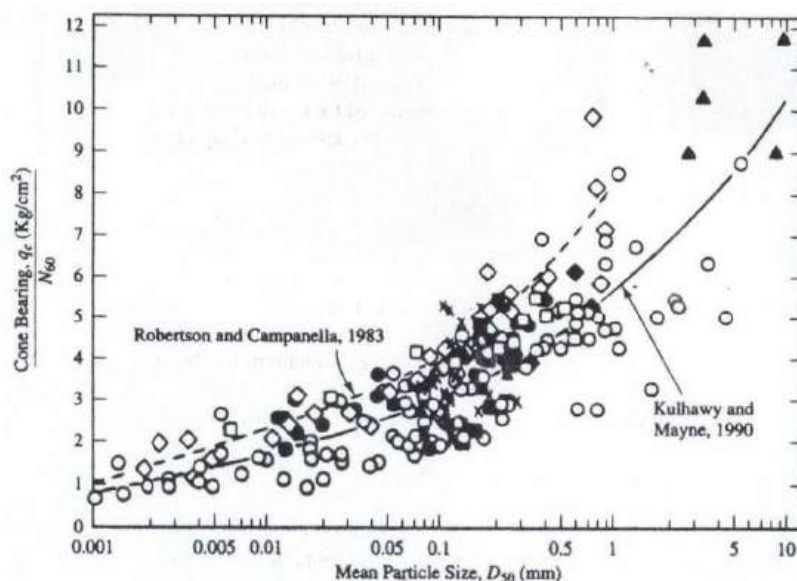
شکل (۵-۸) : طبقه بندی خاک بر اساس نتایج CPT (Robertson and Campanella, 1983)

۵-۳-۷- همبستگی بین نتایج SPT, CPT

گرچه آزمایش‌های SPT, CPT از ماهیت و مبنای نظری مشابهی برخوردار نیستند و شکل نفوذسنج نیز در آنها متفاوت است، با این حال مهندسان ژئوتکنیک از طریق بررسی تجربی نتایج این دو آزمون در خاک‌های مشابه توانسته‌اند همبستگی معنی‌داری بین این دو برقرار نمایند. در شکل (۵-۱۰) رابطه بین CPT و SPT بر حسب متوسط اندازه دانه ها (D_{50}) که توسط Kulhawy and Mayne (1990) و Robertson and Campanella (1983) ارائه شده، نشان داده شده است. در شکل مذکور محور قائم نسبت مقاومت نوک مخروط CPT به عدد N_{60} حاصل از آزمایش SPT و محور افقی متوسط اندازه دانه ها بر حسب میلیمتر می باشد.



شکل (۵-۹) همبستگی تجربی بین ϕ' و مقاومت نوک در آزمون CPT برای ماسه ها



شکل (۵-۱۰) همبستگی نتایج آزمایش های SPT و CPT (Kulhawy and Mayne, 1990)

۵-۴- آزمایش کاوشگر دینامیکی^۱

۵-۴-۱- مقدمه

کاوشگر دینامیکی یکی از ابزارهای مورد استفاده در آزمون‌های نفوذسنج است. در این آزمایش نیز نظیر آزمون نفوذ استاندارد تعداد ضربات لازم برای نفوذ یک ابزار نوک تیز در عمق مشخصی از زمین محاسبه می‌گردد. ابزار نفوذ این آزمون شکل مخروطی دارد و برخلاف آزمون نفوذ استاندارد که شکل استوانه توخالی دارد، امکان نمونه‌گیری توسط آن مهیا نیست. با این حال روش‌های ویژه‌ای برای نمونه‌گیری با کاوشگر دینامیکی نیز وجود دارد.

تاکنون کاوشگرهای دینامیکی در ابعاد و اندازه‌های مختلف و با مشخصات گوناگونی ساخته شده‌اند و تعدادی از آنها تحت استانداردهای DIN 4094 (1980) و BS 1377 (1990) و همچنین انجمن بین‌المللی مکانیک خاک و مهندسی پی (ISSMFE) درآمده‌اند. در ایران نیز براساس تحقیقات انجام شده توسط خداپرست (۱۳۸۴) و خداپرست و همکاران (۱۳۸۰) کاوشگر دینامیکی با قابلیت‌های ویژه ساخته شده‌است، با این حال متأسفانه در موارد عملی کمتر از این آزمون استفاده می‌شود. در جدول

^۱ Dynamic probing test

(۵-۶) مشخصات مهمترین انواع کاوشگرهای دینامیکی براساس استانداردهای مختلف آمده‌است. علاوه بر موارد فوق ویرایش جدید استاندارد BS که با شماره BS-5930 در سال ۱۹۹۹ انتشار یافته انواع دیگری از این ابزارها را معرفی کرده‌است.

قابل ذکر است که کاوشگرهای دینامیکی که بطور کلی در آنها یک مخروط با ضربه به زمین نفوذ داده می‌شود، می‌توانند شامل ابزارهای سبک نفوذسنج نظیر ابزار مکینتاش و ابزار نفوذ مخروط دینامیکی (DCP) باشد، ولی در این کتاب ابزارهای مذکور به‌طور مجزا در بخشهای بعدی این فصل معرفی شده‌اند. علاوه بر این، نوع خاص دیگری از کاوشگرهای دینامیکی موسوم به پاندا (PANDA) ابداع گردیده‌است که قابلیت به کارگیری ابزارهای الکتریکی برای اندازه‌گیری دقیق‌تر مشخصات ضربه و نفوذ را دارا می‌باشد.

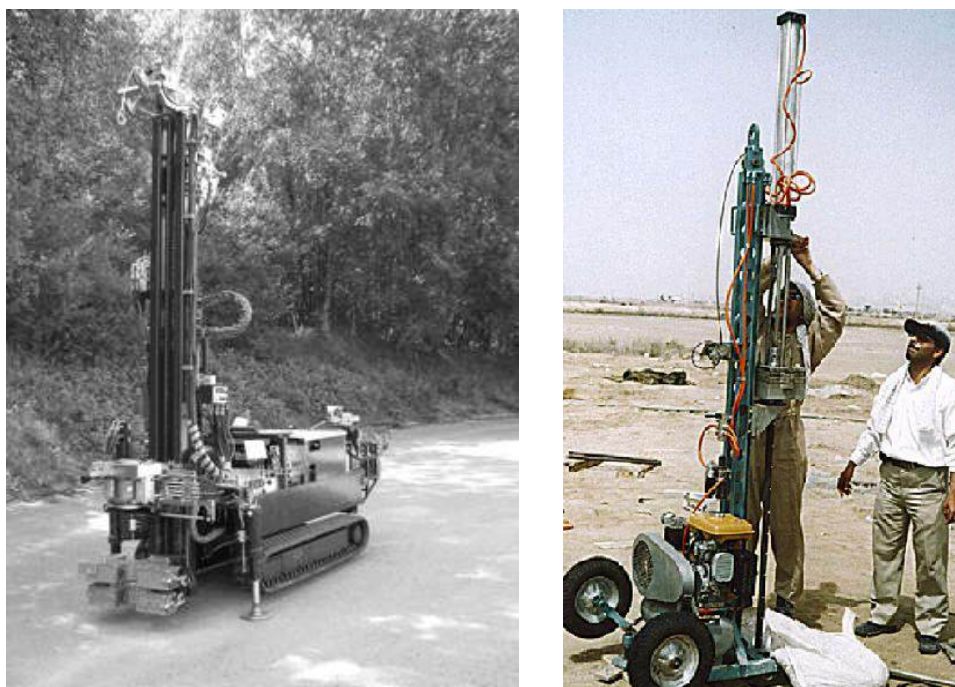
جدول (۵-۶): مشخصات انواع کاوشگرهای دینامیکی براساس استانداردهای مختلف (Clayton et al., 1997)

استاندارد	وزن چکش (kg)	ارتفاع سقوط (mm)	قطر مخروط (mm)	سطح مخروط (cm ²)	تعداد ضربه در دقیقه	انرژی چکش (J/mm ³ x 10 ⁻⁴)	اسم
BS 1377:1990	50±0.5	500±10	43.7	15	15-30	16.4	DPH
	63.5 ± 0.5	750 ± 20	15-30	20	15-30	23.4	DPSH
DIN 4094	10	500	25.2	5	15-30	9.8	LRS5
	10	500	35.6	10	15-30	4.9	LRS10
	30	200	35.6	10	15-30	5.9	MRSAI O
	30	500	35.6	10	15-30	14.7	MRSB1 O
	50	500	35.6	10	15-30	24.5	SRS10
	50	500	43.7	15	15-30	16.4	SRSI5
ISSMFE (1977)	63.5	750	62	30	200	7.8	DPA
	63.5	750	51	20	200	11.7	DPB

۵-۴-۲- اجزاء کاوشگرهای دینامیکی و طریقه انجام آزمایش با آنها

نظیر سایر روش‌های نفوذسنجی، تجهیزات اصلی کاوشگرهای دینامیکی از سه بخش اصلی سیستم اعمال ضربه (چکش)، میله‌های رابط و مخروط نفوذ تشکیل شده‌است. برای انجام آزمایش، چکش با استفاده از یک مکانیزم دستی و یا ماشینی بالا برده شده و رها می‌گردد. تعداد ضربات لازم برای نفوذ در یک عمق مشخص که معمولاً بین ۱۰ تا ۲۰ سانتی‌متر است، اندازه‌گیری شده و به‌عنوان عدد M ثبت می‌گردد. این عدد نتیجه نهایی آزمون کاوشگر دینامیکی است و بین آن و نتایج سایر آزمون‌ها و

همچنین خواص خاک روابط تجربی متعددی ارائه شده است. در شکل (۵-۱۱) نمونه هایی از کاوشگرهای دینامیکی نمایش داده شده است.



شکل (۵-۱۱): نمونه هایی از کاوشگرهای دینامیکی (نمونه سمت راست ساخت شده در داخل کشور است).

با توجه به اینکه میله های رابط از طول محدودی برخوردار هستند و از آنجایی که مخروط نفوذ به سر میله و چکش به انتهای آن پیچ شده است، هنگامی که یک میله بطور کامل در خاک نفوذ می کند چکش را از سر آن باز کرده و به جای آن میله ای دیگر متصل می گردد و سپس مجدداً چکش روی میله فوقانی نصب گردیده و آزمایش ادامه می یابد. نهایتاً نمودار پیوسته ای از تغییرات M در عمق به دست می آید. قابل ذکر است که برای این آزمون برخلاف آزمایش نفوذ استاندارد نیازی به حفاری گمانه نیست.

برای بالابردن چکش باتوجه به وزن و ارتفاع آن از یکی از دو روش دستی یا ماشینی استفاده می شود و بر همین اساس کاوشگرهای دینامیکی به دوشکل دستی و موتوردار ساخته شده اند. در روش دستی وزن چکش محدود بوده و با افزایش وزن چکش عملاً استفاده از روش دستی مشکل خواهد بود.

کاوشگرهای دینامیکی ماشینی که دارای سیستم موتور برای بالابردن چکش هستند، به دو دسته چرخ زنجیری و پنوماتیک تقسیم می‌شوند.

۵-۴-۳- روابط تجربی بین نتایج آزمون کاوشگر دینامیکی و مشخصات خاک

همانگونه که پیشتر بیان گردید، عدد M نشان‌دهنده تعداد ضربه لازم برای نفوذ در یک عمق خاص به عنوان نتیجه آزمون کاوشگر دینامیکی محسوب می‌شود. محققین روابط تجربی مختلفی بین M و نتایج سایر آزمون‌ها نظیر SPT و CPT و آزمایش مکینتاش و همچنین برخی مشخصه‌های فیزیکی خاکهای ریزدانه نظیر چسبندگی ارائه نموده‌اند.

Butcher et al. (1995) براساس مطالعات تجربی انجام‌شده روابط زیر را بین نتایج آزمایش کاوشگر دینامیکی و نتایج آزمون CPT ارائه کرده‌اند:

الف) ارتباط بین عدد نفوذسنج نوع سنگین (DPH) و SPT برای یک ساختگاه خاص:

$$N = 8N_{10} - 6 \quad (۷-۵)$$

که در این رابطه N ، عدد نفوذ استاندارد و N_{10} تعداد ضربه در آزمایش نفوذسنج دینامیکی برای نفوذ ۱۰ سانتی‌متر در خاک می‌باشد.

ب) برای رس‌های سخت و نرم رابطه زیر بین مقاومت نوک مخروط (q_t) در آزمایش CPT و مقاومت دینامیکی مخروط در آزمایش نفوذسنجی دینامیکی (q_d) ارائه شده‌است.

$$q_t = q_d \quad \text{برای رس سخت:} \quad (۸-۵)$$

$$q_t = 0.24q_d + 0.14 \quad \text{برای رس نرم:} \quad (۹-۵)$$

همچنین Amor et al. (1999) رابطه زیر را بین نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) و نتایج آزمون نفوذسنج دینامیکی ارائه کرده‌اند:

$$\log_{10} CBR = 0.35 + 1.06 \log_{10} q_d \quad (۱۰-۵)$$

در روابط بالا q_t مقاومت نوک مخروط در آزمون CPT و q_d مقاومت نوک مخروط در آزمون کاوشگر دینامیکی است.

۴-۴-۵- مزایا و کاربردهای آزمون کاوشگر دینامیکی

مطالعه خواص مکانیکی لایه‌های زمین با استفاده از کاوشگر دینامیکی نسبت به آزمونهای مشابه از این امتیاز برخوردار است که ضمن برخورداری از سرعت بالا خواص مکانیکی و سهولت در استفاده، در شمار آزمونهای کم‌هزینه از لحاظ قیمت تجهیزات و هزینه انجام آزمایش محسوب می‌گردد. از طرف دیگر نتایج آزمایش از تکرارپذیری مناسبی برخوردار بوده و در عمق مورد مطالعه نیز به‌صورت پیوسته ارائه می‌گردد. با این حال استفاده از این آزمون در خاکهای درشت دانه و خاکهای ریزدانه که حاوی قطعات سنگی هستند با مشکل مواجه است.

بطور کلی از این آزمون برای تعیین پروفیل زمین و مقاومت خاک و همچنین شناسایی موقعیت لایه‌های ضعیف استفاده می‌گردد. علاوه بر این در مواردی برای کنترل عملیات تراکم خاکریزها و یا کنترل کفایت بهسازی انجام شده در زمین از کاوشگر دینامیکی استفاده شده است.

۵-۶- سایر نفوذسنجها

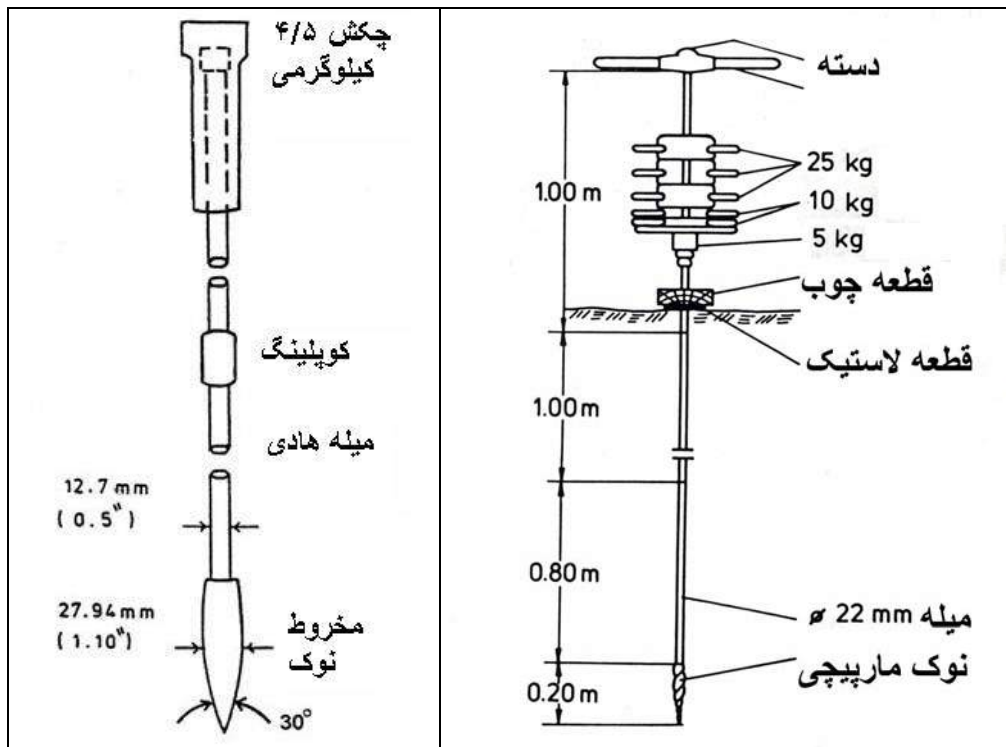
سنجش مقاومت زمین از طریق مقاومت آن در مقابل نفوذ یک جسم که به‌واسطه ضربات چکش به داخل زمین فرو می‌رود، اساس کار نفوذسنجها و یا کاوشگرهای دینامیکی است. نوع مشهور کاوشگر دینامیکی که بر همین اساس عمل می‌نماید در بخش قبلی معرفی گردید. آزمون SPT نیز نوعی کاوشگر دینامیکی است که مخروط نوک به شکل استوانه توخالی است و بر همین اساس می‌توان با آن نمونه‌گیری نیز کرد. علاوه بر این دو، کاوشگرهای دینامیکی متعددی وجود دارد که تفاوت آنها عمدتاً در وزن و ارتفاع سقوط چکش و شکل هندسی مخروط نوک می‌باشد.

بطور کلی نفوذسنجها از سه قسمت اصلی چکش، مخروط نفوذ و میله‌های رابط تشکیل شده‌اند و در همه آنها انرژی لازم برای نفوذ در خاک بر اثر ضربه تأمین می‌شود. این ضربه از سقوط وزنه‌ای معین از ارتفاع مشخص به‌صورت دستی و یا به کمک موتور ناشی می‌شود و در نهایت نتیجه آزمایش در همه نفوذسنجها تعداد ضربه لازم برای مقدار نفوذ مشخصی می‌باشد.

درمجموع کاوشگرهای دینامیکی ضمن برخورداری از سهولت عملکرد، دارای مزیت‌های اقتصادی بوده و سرعت شناسایی توسط این ابزارها بالاست. با این حال برخی از محققین معتقدند که در خاکهای نرم استفاده از کاوشگرهای سنگین نمی‌تواند برآورد صحیح و دقیقی از پارامترهای مقاومتی خاک داشته باشد (Butcher et al., 1996). از سوی دیگر در خاکهای سخت و سیمانته نیز علاوه بر محدودیت کارایی ابزارهای مذکور، پشتوانه نظری ارتباط بین تعداد ضربات لازم برای نفوذ ابزار و مقاومت خاک محل بحث می‌باشد.

علاوه بر نفوذسنج‌های ذکر شده در جدول (۵-۶) نفوذسنج‌های دیگری نظیر ابزار مکینتاش^۱ و همچنین مخروط نفوذسنج سوئدی^۲ وجود دارد که در شمار آزمونهای سبک و ارزان قیمت هستند. این آزمونها غالباً برای خاکهای ریزدانه و در اعماق کم کارائی دارند. در شکل (۵-۱۲) دو نمونه از این ابزارها نشان داده شده است.

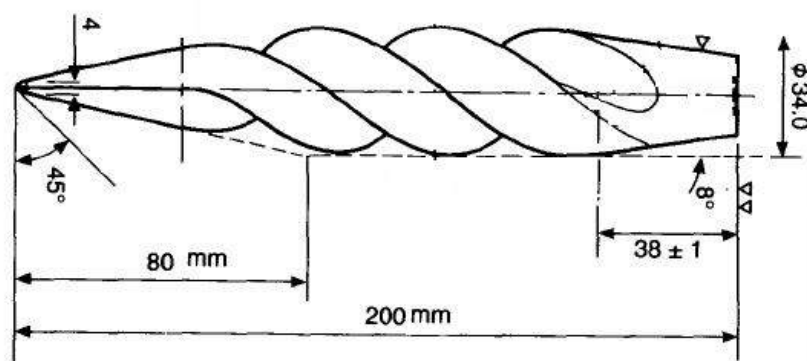
نفوذسنج سوئدی متشکل از ابزار نوک، میله، وزنها و سیستمی برای چرخش میله میباشد. این نفوذسنج دارای نوک مارپیچی تیزی است که در شکل (۵-۱۳) نشان داده شده و به صورت دستی یا ماشینی در زمین نفوذ داده می‌شود. وزنه‌های مورد استفاده در این آزمون از صفر تا ۱۰۰ کیلوگرم جرم دارند و با ترتیب و استاندارد خاصی مورد استفاده قرار می‌گیرند (Clayton et al., 1997).



شکل (۵-۱۲): ابزار آزمون نفوذسنج سوئدی (راست) و ابزار مکینتاش (چپ)

¹ Mackintosh probe

² Swedish weight sounding



شکل (۵-۱۳): قطعه نوک در آزمون نفوذسنج سوئدی (Clayton et al., 1997)

مکینتاش نوعی نفوذسنج دینامیکی است که از مخروطی نوک تیز، میله‌های رابط و چکش سبک ۴/۵ کیلوپی تشکیل شده است. این ابزار توسط استاندارد انگلیسی BS-5930 به عنوان وسیله‌ای برای آزمون صحرایی خاک به صورت استاندارد معرفی گردیده و نحوه عملکرد آن توسط Clayton et al. (1997) نیز بیان شده است.

مخروط نوک دارای سطح مقطع ۶/۱ سانتی متر مربع می‌باشد که در مقایسه با سایر نفوذسنج‌های معرفی شده در جدول (۵-۶) از سطح مقطع کوچکی برخوردار است. چکش ۴/۵ کیلوپی این ابزار از ارتفاع ۳۰ سانتی متری سقوط کرده و تعداد ضربات لازم برای ۱۰ سانتی متر نفوذ ثبت گردیده و با حرف M نشان داده می‌شود. نفوذ ابزار مکینتاش در زمین به صورت پیوسته صورت می‌گیرد و بنابراین این ابزار از مزیت ارائه پروفیل پیوسته خاک برخوردار است. با وجود تعریف فوق برای عدد M، Clayton et al. (1997) عدد M را معادل تعداد ضربه برای نفوذ ۱۵ سانتی متر ابزار مکینتاش تعریف کرده است.

برای استخراج خصوصیات خاک از عدد M محققین روابط تجربی متعددی پیشنهاد کرده‌اند که از آن جمله می‌توان به رابطه Sabtan and Shahata (1994) اشاره کرد. این محققین رابطه بین عدد SPT و عدد مکینتاش را به صورت زیر پیشنهاد کرده‌اند:

$$N = 0.16M^{0.91} \quad (۵-۱۱)$$

همچنین Butcher et al. (1996) براساس مطالعات تجربی روی خاکهای ریزدانه رابطه زیر را برای محاسبه چسبندگی زهکشی نشده خاکهای رسی نرم (C_u) از نتیجه آزمونهای نفوذسنج دینامیکی پیشنهاد کرده‌اند:

$$C_u = \frac{1}{170} \left[\frac{M_1}{M_1 + M_2} \left(\frac{M_1 g h}{Ae} \right) \right] + 20 \quad (۱۲-۵)$$

در رابطه مذکور M_1 وزن چکش برحسب کیلوگرم، M_2 وزن میله‌های رابط و مخروط نفوذ برحسب کیلوگرم، g شتاب جاذبه برحسب متر بر مجذور ثانیه، h ارتفاع سقوط برحسب متر، A سطح مقطع مخروط برحسب مترمربع و e مقدار نفوذ برحسب متر بخش بر تعداد ضربات می‌باشد. مقدار e برای کاوشگرهایی که در آن تعداد ضربه برای ۱۰ سانتی‌متر نفوذ اندازه‌گیری می‌شود و از جمله برای ابزار مکینتاش، معادل یک دهم M می‌باشد. علاوه بر محققین مذکور، خداپرست (۱۳۸۴) ضمن بررسی روابط فوق براساس مطالعات صحرایی در چند ساختگاه پیشنهاد کرده‌است که مقدار C_u برای خاکهای ریزدانه نرم تا خیلی نرم براساس نتایج آزمون مکینتاش از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$C_u = 2.5M \quad (۱۳-۵)$$

در این رابطه C_u چسبندگی زهکشی نشده خاک ریزدانه در حالت اشباع می‌باشد. نمونه کاوشگر مورد استفاده در مطالعات خداپرست (۱۳۸۴) در شکل (۵-۱۱) نشان داده شده است.

فصل ششم:

آزمونهای سنجش مقاومت و تغییر شکل پذیری خاک

۶-۱- مقدمه

آزمون هایی که در این فصل به آنها پرداخته می شود برای محاسبه مقاومت، تغییر شکل پذیری و تراکم پذیری خاک کارایی دارند. در این آزمونها با اعمال تنش به خاک رفتار آن در مقابل تنشهای وارده به صورت صحرایی اندازه گیری و مطالعه می شود. وجه تفاوت این آزمایشها با آزمایشهای ذکر شده در فصل قبل در اندازه گیری نشست و تغییر شکل است. بر همین اساس بر اساس نتایج آزمایشهای این فصل به نحوی می توان مدول الاستیسیته و یا سایر مشخصات تراکم پذیری خاک را تعیین کرد.

در سالهای اخیر توجه به آزمون های صحرایی در مهندسی ژئوتکنیک به طور فزاینده ای افزایش یافته و این آزمون ها به طور وسیعی برای اندازه گیری پارامترهای زمین به کار گرفته شده اند، در این میان آزمون های سنجش مقاومت و تغییر شکل پذیری خاک نیز با تغییرات قابل ملاحظه ای از لحاظ تعداد آزمایشها و کیفیت انجام آنها مواجه بوده اند. در جدول (۶-۱) قابلیت آزمون صحرایی مختلف در برآورد خصوصیات خاک های مختلف نشان داده شده است.

در این فصل به طور اختصار آزمایشهای صحرایی زیر مورد بحث واقع می شوند:

الف) آزمایش برش پره

ب) آزمایش بارگذاری صفحه

(ج) آزمایش پرسیومتری
(د) آزمایش دیلاتومتر تخت

در میان آزمایشهای مذکور، در ایران آزمایشهای بارگذاری صفحه و پرسیومتر در سطح وسیعی مورد استفاده قرار می گیرند. با این حال دو آزمایش دیگر که عمدتاً برای خاکهای ریزدانه کاربرد دارند کمتر به کار گرفته می شوند.

جدول (۶-۱): قابلیت آزمونهای مختلف صحرای در مطالعه رفتار خاک

بارگذاری صفحه (PLT)	دایلاتومتر تخت (FDMT)	پرسیومتری (PMT)	برش پره (VST)	نفوذ مخروط (CPT)	نفوذ استاندارد (SPT)	
ساده و با دوام	پیچیده و نسبتاً با دوام	پیچیده و ظریف	ساده و با دوام	پیچیده و نسبتاً با دوام	ساده و با دوام	سادگی و دوام تجهیزات
متوسط	ساده	پیچیده	ساده	ساده	ساده	سهولت انجام آزمایش
نقطه ای	نقطه ای	نقطه ای	نقطه ای	پیوسته	نقطه ای	نتایج پیوسته یا نقطه ای
تجربی و نظری	تجربی و نظری	تجربی و نظری	نظری	تجربی و نظری	تجربی	مبنای تفسیر نتایج
همه خاکها	همه خاکها به جز شنها	همه خاکها	ریزدانه اشباع	همه خاکها به جز شنها	ماسه ها	خاک مناسب
فراگیر	در پروژه های خاص	در پروژه های خاص	کم	نسبتاً فراگیر	فراگیر	فراوانی استفاده
محدود	زیاد	زیاد	محدود	زیاد	محدود	پتانسیل توسعه در آینده

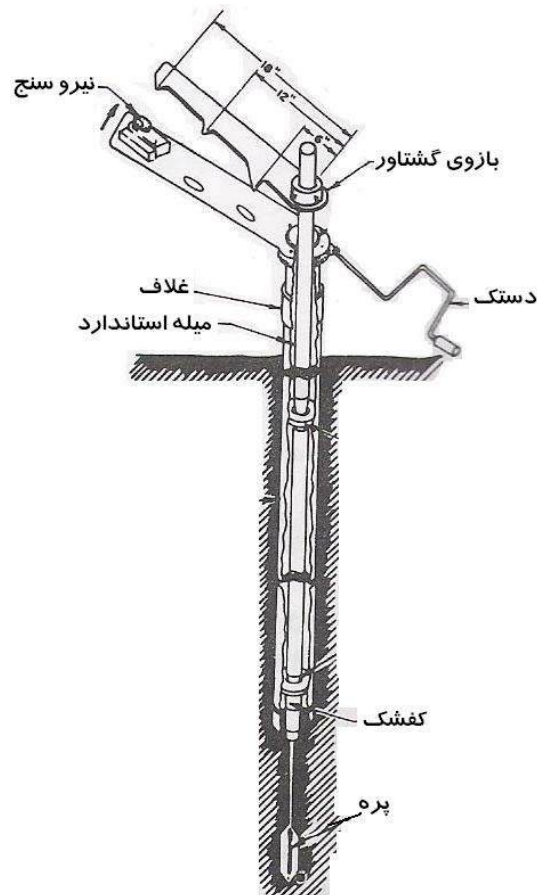
۶-۲- آزمایش برش پره^۱

۶-۲-۱- مقدمه

آزمایش برش پره یکی از آزمایشهای صحرایی است که در آن ابزاری چهار پره مانند آنچه که در شکل (۶-۱) نشان داده شده است با اعمال فشار وارد زمین شده و از طریق اندازه گیری نیروی لازم برای چرخش آن در خاک، مقاومت برشی رس های نرم تا نسبتاً سخت اندازه گیری می شود. استفاده

^۱ Vane Shear Test

از این آزمایش محدود به خاکهایی می گردد که چرخش آرام تیغه ها (۶ درجه در دقیقه) بتواند باعث گسیختگی برشی زهکشی نشده در آنها گردد.



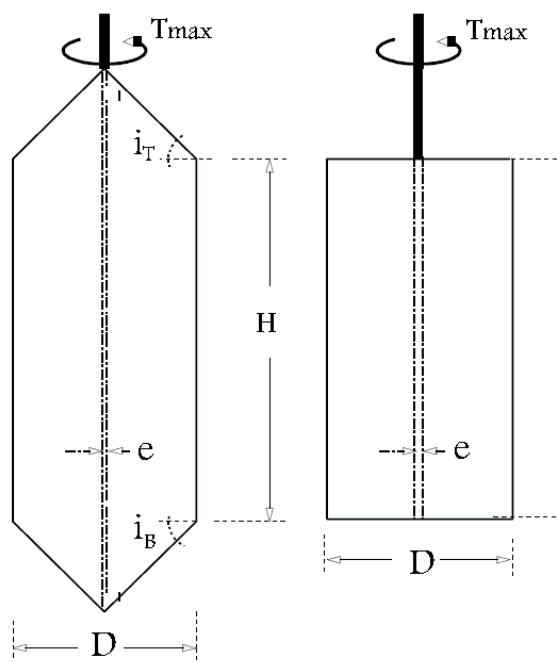
شکل (۶-۱): تجهیزات آزمایش برش پره (U.S. Navy, 1982=NAVFAC)

۶-۲-۲- تجهیزات آزمایش

تجهیزات این آزمایش شامل موارد زیر می باشد:

- ۱) تیغه چهار پره، که نسبت ارتفاع به قطر پره برای آن ۲ می باشد.
- ۲) میله ها، که تیغه را به سیستم تولید نیرو متصل می نمایند و معمولاً قطر آنها ۱۲/۷ میلی متر است.
- ۳) سیستم تولید نیرو برای چرخش میله ها، که می تواند دستی یا ماشینی باشد.
- ۴) ابزار اندازه گیری میزان نیرو (گشتاور) تولید شده.

در برخی از دستگاههای برش پره علاوه بر موارد مذکور ابزارهایی برای کاهش و یا محاسبه اصطکاک میله ها و همچنین چرخ دنده هایی برای ثابت نگه داشتن سرعت چرخش پره ها وجود دارد. قطر پره های استاندارد ۶۵ میلی متر، ارتفاع آنها ۱۳۰ میلی متر و ضخامت آنها ۲ میلی متر می باشد. با این حال معمولاً پره هایی با قطر ۳۸ تا ۹۲ میلی متر، ارتفاع ۷۶ تا ۱۸۴ میلی متر و ضخامت ۱/۶ تا ۳/۲ میلی متر مورد استفاده قرار می گیرد. شکل پره ها معمولاً مستطیلی است، با این حال برای سهولت نفوذ در خاک در برخی موارد لبه پره ها را پخ نموده و آنها را نظیر آنچه در شکل (۶-۲) نشان داده شده است به صورت نوک تیز می سازند.



شکل (۶-۲): در دو نوع معمول پره مورد استفاده در آزمایش برش پره

انتخاب اندازه پره تابع مقاومت مورد انتظار از خاک و قابلیت سیستم اعمال نیرو می باشد. پره های بزرگتر برای خاکهای سخت تر به کار گرفته می شوند و معمولاً نتایج دقیق تری به دست می دهند. البته باید توجه شود که این پره ها دست خوردگی بیشتری در خاک ایجاد می نمایند و چرخاندن آنها هم سخت تر است. در عمل بهتر است چندین پره و آچار با اندازه های مختلف به صحرا ارسال گردد تا متناسب با شرایط زمین نوع پره و آچار انتخاب گردد.

۳-۲-۶- روش انجام آزمایش

روش انجام آزمایش برش پره در استاندارد ASTM D-2573 آمده است. با توجه به نوع پره ای که برای انجام آزمایش انتخاب می گردد، امکان ایجاد اصطکاک بین میله ها و زمین وجود دارد و عددی که عقربه گشتاور سنج در بالای چاه نشان می دهد شامل گشتاور لازم برای غلبه بر این اصطکاک نیز می باشد. باید تلاش گردد که این اصطکاک در حداقل مقدار خود باشد و نهایتاً مقدار آن هم به نحوی اندازه گیری شود. از طرف دیگر برای حداقل نمودن اثر دست خوردگی ناشی از نصب پره ها بهتر است فاصله انتهای گمانه از بالای پره ها بیشتر از ۴ برابر قطر گمانه باشد.

آزمایش ۵ دقیقه پس از جاگذاری دستگاه در خاک شروع می شود و پره ها با سرعت ۶ درجه در دقیقه به چرخش در آورده می شوند. این سرعت باعث می شود که در ظرف ۲ تا ۵ دقیقه خاک به حالت گسیختگی برسد و به این ترتیب می توان اطمینان داشت که شرایط گسیختگی خاک زهکشی نشده بوده است. با این حال زمان گسیختگی در رس های خیلی نرم ممکن است بین ۱۰ تا ۱۵ دقیقه طول بکشد. (Sabatini et al. , 2002)

در دستگاههای دیجیتالی نمودار کامل گشتاور در مقابل زمان و یا زاویه چرخش ترسیم می گردد. همچنین در دستگاههای معمولی گشتاور وارده معمولاً در فواصل زمانی ۳۰ تا ۶۰ ثانیه ثبت می گردد. بدین ترتیب پاسخ خاک به نیروی وارده به دست آمده و می توان مقاومت زهکشی نشده خاک را محاسبه نمود.

۴-۲-۶- برآورد مشخصات خاک از آزمون برش پره

آزمایش برش پره برای ارزیابی مشخصات خاکهای ریزدانه اشباع کاربرد دارد. برخی از خصوصیات خاکهای ریزدانه بطور مستقیم و برخی دیگر نیز از طریق روابط همبستگی موجود بین مشخصات خاک و نتایج آزمایش برش پره به دست می آیند.

مشخصاتی از خاک که بطور مستقیم توسط آزمایش برش پره قابل محاسبه هستند عبارتند از :

- ۱) مقاومت برشی زهکشی نشده خاک (S_{uvst})
- ۲) مقاومت برشی زهکشی نشده خاک در حالت بازسازی شده (S_{rvst})
- ۳) درجه حساسیت خاک (St_{vst})

قابل ذکر است که از آنجایی که این پارامترها از آزمایشهای مختلفی قابل محاسبه هستند و گاهی نتایج آنها با هم متفاوت نیز می باشد، اندیس VST به نمادهای مذکور اضافه گردیده است تا مشخص باشد که این نتایج مربوط به آزمایش برش پره هستند. در صورتی که برای انجام آزمایش گمانه غلاف گذاری نشده باشد بین خاک و میله های آزمایش اصطکاکی بوجود می آید. این اصطکاک باعث می شود که گشتاور بیشتری توسط دستگاه ثبت گردد. پیش از انجام محاسبات

لازم است گشتاور ناشی از اصطکاک میله ها (Trod) از گشتاور ثبت شده توسط دستگاه (Tmax) کاسته گردد. بدین ترتیب مقدار خالص گشتاور (Tnet) از رابطه زیر به دست می آید:

$$T_{net} = T_{max} - T_{rod} \quad (۱-۶)$$

مقاومت زهکشی نشده خاک برای پره مستطیلی استاندارد (H/D=2) به صورت زیر خواهد بود:

$$Su_{VST} = \frac{6T_{net}}{7\pi D^3} \quad (۲-۶)$$

همچنین در حالت کلی برای انواع پره های مستطیلی و پخ شده فرمول زیر قابل استفاده است:

$$Su_{VST} = \frac{12T_{net}}{\pi D^2 \left(\frac{D}{\cos(i_B)} + \frac{D}{\cos(i_T)} + 6H \right)} \quad (۳-۶)$$

در روابط بالا، D قطر و H ارتفاع پره ها است. همچنین i_B و i_T به ترتیب زاویه پخی پایین و بالای پره می باشد که در شکل (۲-۶) نیز نشان داده شده اند (Chandler, 1988).

مقاومت برشی زهکشی نشده خاک در حالت بازسازی^۲ (SrVST) شده نیز از طریق همین روابط به دست می آید. با این تفاوت که برای قرائت T_{net} لازم است پره ها به میزان ۱۰ دور و بطور سریع در داخل خاک چرخانده شوند. پس از محاسبه SrVST درجه حساسیت خاک از رابطه زیر به دست می آید:

$$St_{VST} = \frac{Su_{VST}}{Sr_{VST}} \quad (۴-۶)$$

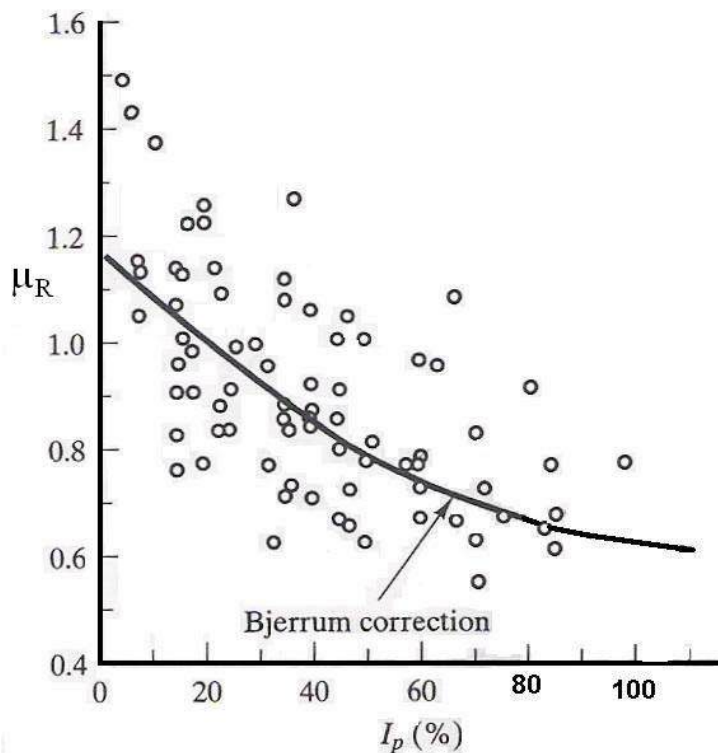
از سوی دیگر، بررسی های آزمایشگاهی نشان می دهد که با افزایش شاخص خمیری خاک دقت آزمون برش پره در تخمین مقاومت برشی خاک کاهش می یابد. بر همین اساس برخی محققین توصیه کرده اند که نتایج صحرایی آزمون برش پره در ضریب اصلاح μ_R ضرب گردد و رابطه زیر را برای محاسبه μ_R ارائه کرده اند: (Chandler, 1988)

$$Su = \mu_R Su_{VST}, \quad \mu_R = 1.05 - b(PI)^{0.5}, \quad b = 0.015 + 0.0075 \log(t_f) \quad (۵-۶)$$

² Remolded Undrained Shear Strength

که در آن t_f زمان وقوع شکست بر حسب دقیقه میباشد. خاکهایی که زمان شکست آنها طولانی تر است ضریب اصلاح کوچکتری دارند و لذا مقاومت واقعی آنها کمتر از مقدار ثبت شده در آزمون صحرایی است.

علاوه بر این (Coduto, 2002) بر مبنای مطالعات سایر محققان منحنی تغییرات ضریب اصلاح μ_R را بر حسب شاخص خمیری خاک به صورت شکل (۳-۶) ارائه کرده است.



شکل (۳-۶): ضریب تصحیح نتایج آزمون برش پره (Coduto, 2002)

با استفاده از نتایج آزمایش برش پره تنش پیش تحکیمی خاکهای رسی (σ_p) نیز قابل محاسبه است. مطالعه آزمایشهای ارائه شده توسط Kulhawy and Mayne (1990) نشان می دهد که رابطه زیر بین فشار پیش تحکیمی و مقاومت زهکشی نشده خاکهای رسی وجود دارد:

$$\sigma_p = 3.54 S u_{VST} \quad (۶-۶)$$

۶-۳- آزمایش بارگذاری صفحه

۶-۳-۱- مقدمه

آزمایش بارگذاری صفحه (Plate load test) روشی صحرایی برای تعیین ظرفیت باربری خاک، ارزیابی میزان تراکم پذیری و محاسبه مدول عکس العمل بستر در برابر بارهای وارده است. در این روش یک صفحه فلزی تحت بار قائم قرار گرفته و میزان نشست آن ثبت میگردد. شرایط این صفحه نظیر یک پی منفرد است، بنابراین می توان نتایج آن را با اعمال ضرایبی برای محاسبه میزان نشست پی های سطحی به کار گرفت.

هدف اصلی این آزمایش تعیین ظرفیت باربری نهایی خاک بر مبنای ملاحظات نشست میباشد. با این حال نتایج این آزمون دستاوردهای دیگری خواهد داشت که از آن جمله میتوان به تعیین میزان تراکم پذیری، تعیین مقاومت برشی خاکهای چسبنده و برآورد مدول الاستیسیته خاک، محاسبه مدول عکس العمل بستر اشاره کرد. روش استاندارد انجام این آزمایش در ASTM D1194 بیان گردیده است. مطابق استاندارد مذکور این آزمایش اطلاعاتی از خاک تا عمقی معادل دو برابر قطر صفحه باربری را به دست می دهد.

در صورتی که آزمایش بارگذاری بر روی شالوده ای با اندازه واقعی انجام شود، مستقیماً ظرفیت باربری به دست می آید. اما انجام این کار معمول نیست، چرا که باید بار قابل توجهی اعمال کرد. چنین باری را می توان با کوبیدن دو شمع در داخل زمین و نصب یک شاهتیر بزرگ در بین آنها انجام داد تا جک هیدرولیک روی شالوده با اتکا به شاهتیر امکان اعمال بار بر روی شالوده را داشته باشد. این عملیات بسیار پرهزینه است و ضمناً ظرفیت باربری به دست آمده تنها برای آن اندازه است و در صورت وجود شالوده هایی با اندازه های متفاوت، انجام آزمایش های اضافی ضرورت دارد، هزینه آزمایش اکنون شرح آن رفت ممکن است بسیار زیاد باشد (Bowles, 1996). بر همین اساس آزمایش بارگذاری صفحه ای معمولاً بر روی صفحاتی کوچکتر از پی واقعی انجام میشود و برای دستیابی به میزان نشست و ظرفیت باربری پی با ابعاد واقعی، از ضرایب تبدیل استفاده میگردد.

قابل ذکر است که در میان آزمایشهای صحرایی مکانیک سنگ نیز از آزمایش بارگذاری صفحه به عنوان روشی برای تعیین مدول تغییر شکل توده سنگ یاد شده است. آزمایش مذکور در اساس کاملاً مشابه آزمایش بارگذاری صفحه در خاک است، با این حال تجهیزات و روش انجام آزمایش و همچنین در مواردی محاسبات آنها با همدیگر متفاوت است و در هر مورد لازم است به استانداردهای مربوطه مراجعه شود.

۶-۳-۲- تجهیزات و روشهای انجام آزمایش

تجهیزات مورد نیاز برای انجام آزمایش به دو دسته تقسیم میشوند. دسته اول تجهیزاتی هستند که برای حفاری گودال مورد نیاز میباشند، که در اینجا مورد بحث واقع نمیشوند. دسته دوم تجهیزات انجام آزمایش بارگذاری صفحه ای هستند که شامل موارد زیر میباشند:

الف) صفحه فولادی، که معمولاً از صفحات دایره‌ای با قطر ۳۰ تا ۷۵ سانتیمتر و یا مربعی به ابعاد ۳۰ تا ۶۰ سانتیمتر استفاده میشود. برای اطمینان از صلبیت صفحه اغلب از سه صفحه هم مرکز با قطرهای مختلف استفاده میشود. به‌طور کلی قطر صفحه آزمایش بارگذاری صفحه نباید کمتر از شش برابر حداکثر اندازه دانه‌های خاک باشد.

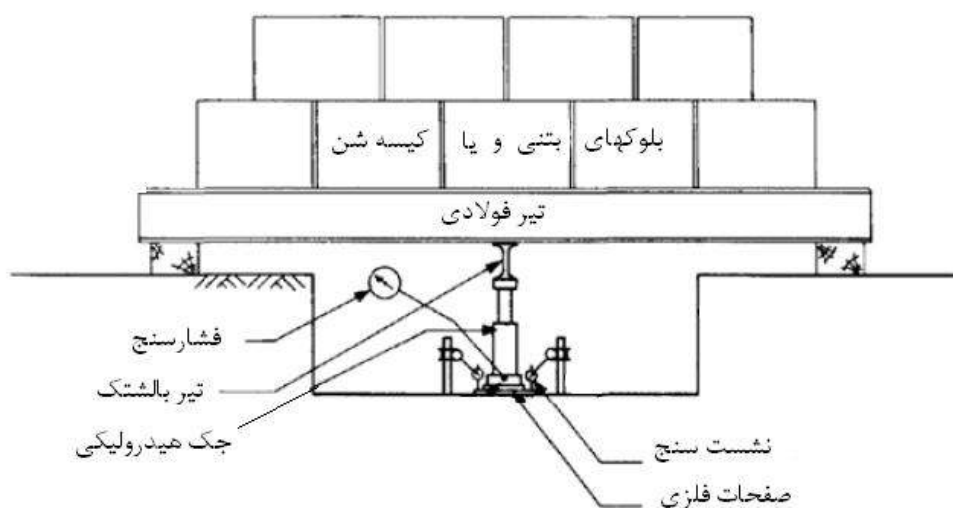
ب) جک هیدرولیکی، که برای اعمال فشار به صفحه مورد استفاده قرار میگیرد.

ج) گیج اندازه گیری فشار قائم، که میزان فشار وارده از طرف جک به صفحه را اندازه گیری میکند.

د) گیجهای اندازه گیری نشست، که روی صفحه قرار گرفته و میزان نشست را در سه نقطه از صفحه اندازه میگیرند. این گیجهای به نقاط ثابتی در خارج از صفحه بسته شده اند.

برای آنکه جک بتواند نیروی خود را به صفحه اعمال کند لازم است به یک تکیه گاه تغییر شکل ناپذیر بسته شود. برای این کار، همانگونه که در اشکال (۴-۶ و ۵-۶) نشان داده شده است، میتوان از یک تیر فولادی که بسته های سنگینی روی آن قرار گرفته است استفاده کرد. همچنین گاهی از محور ماشین آلات سنگین نیز برای ایجاد این تکیه گاه استفاده میشود.

علاوه بر این دو روش، در مواردی به جای آنکه آزمون بارگذاری صفحه ای در کف یک چاله انجام شود، در درون یک گالری افقی که از داخل چاه حفاری میشود، انجام میپذیرد. در این حالت، شبیه آنچه که در آزمایش جکینگ در توده های سنگی معمول است، از سقف گالری به عنوان تکیه گاه جکهای هیدرولیکی استفاده میشود. در شکل (۳-۶) نمونه ای از آزمون بارگذاری صفحه ای به روش مذکور نشان داده شده است. با توجه به اختلافی که بین روش مذکور و روش مورد توصیه در استاندارد وجود دارد، به نظر میرسد در این صورت لازم است نتایج حاصله با توجه به عمق آزمایش و سختی خاک محیط تصحیح گردند (قدرت، ۱۳۸۵).



شکل (۴-۶): شمای آزمایش بارگذاری صفحه (Clayton et al., 1997)



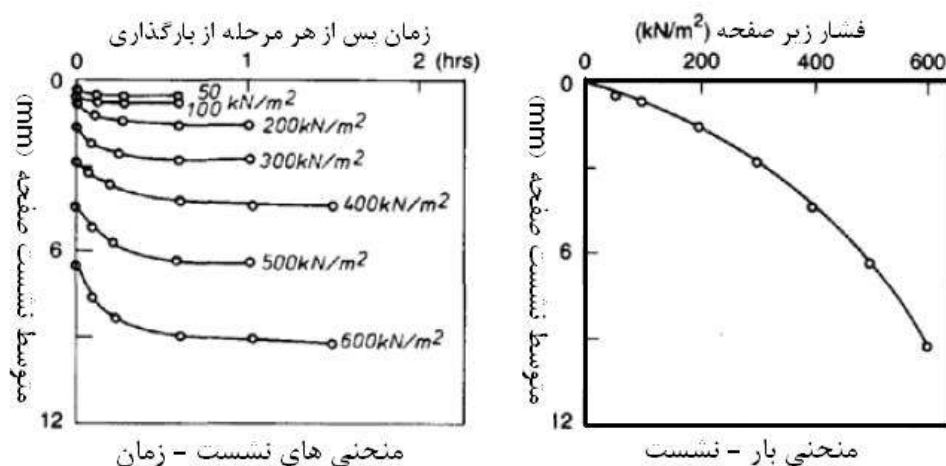
شکل (۵-۶): بارگذاری ۲۱ تنی توسط وزنه های فلزی (نمونه ی انجام شده در ایران)

مطابق ASTM D1194 برای انجام آزمایش بارگذاری صفحه، گودالی به قطر حداقل چهار برابر قطر صفحه آزمایش و تا عمق D_f (عمق پی) حفر شده و صفحه در مرکز سوراخ قرار داده می‌شود. سپس بار توسط جک با افزایش پله‌ای بر صفحه اعمال می‌شود. گامهای بارگذاری حداکثر مساوی یک‌چهارم تا یک‌پنجم بار نهایی تخمین زده شده می‌باشد. در هر گام بارگذاری، نشست شالوده توسط گیج با دقت ۰/۲۵ میلی‌متر اندازه‌گیری می‌شود. بار هر گام حداقل به اندازه ۱ ساعت حفظ می‌شود. آزمایش بارگذاری صفحه تا لحظه گسیختگی، وقوع نشست ۲۵ میلی‌متر، یا زمانی که تنش صفحه به دو یا سه برابر بار طراحی پیشنهادی برای پی اصلی برسد ادامه پیدا می‌کند.

بر نمونه‌های بار باید نظارت شود تا میزان نشست از حد ظرفیت اندازه‌گیری عقب‌به‌ای فراتر نرود. نمونه‌های بار باید تقریباً یک‌پنجم ظرفیت باربری تخمینی خاک باشند. فواصل زمانی بارگذاری نباید از یک ساعت کمتر باشد و طول زمان در تمامی نمونه‌های بارگذاری باید تقریباً یکسان باشد. همچنین پس از برداشتن بار باید برجهندگی (بازگشت) الاستیک خاک را برای مدت زمانی حداقل معادل با طول زمان یک نمو بار ثبت کرد. ثبت نشست‌ها برای یک ساعت اول هر ۵ تا ۱۰ دقیقه انجام می‌گیرد.

نتایج اندازه‌گیری‌ها، به‌طور معمول به دو صورت منحنی زمان-نشست و منحنی بار-نشست ارائه می‌گردد. در شکل (۶-۶) نمونه‌ای از منحنی‌های مذکور ارائه شده است. برای تعیین بار نهایی از منحنی بار-نشست، بر قسمت‌های منحنی آن مماس‌هایی ترسیم می‌گردد و از محل تقاطع این مماس‌ها بار نهایی حاصل می‌گردد. در برخی از آزمایش‌ها به دلیل استقرار نامناسب صفحه نمودار بار-نشست مبداء مختصات را قطع نمی‌کند و با برون‌یابی نمودار صحرایی ممکن است به ازاء تنش صفر اندکی نشست گزارش شود. در این صورت برای جبران این خطا لازم است از کلیه ارقام حاصله برای نشست صفحه رقوم مذکور کاسته شود. این تصحیح به اصلاح نقطه صفر موسوم است.

در مورد برخی از خاک‌ها که نمودار بار نشست آنها شکل مناسبی برای استخراج بار نهایی قابل تحمل توسط زمین را ندارند، ترسیم این منحنی در صفحه لگاریتمی باعث سهولت محاسبات خواهد شد. جزئیات روش توسط (شمسایی و نشاط، ۱۳۸۵) بیان شده است.



شکل (۶-۶): منحنی های زمان-نشست و بار-نشست آزمایش بارگذاری صفحه (Clayton et al., 1997)

۳-۳-۶- روش معمول انجام آزمایش بارگذاری صفحه در ایران

بر اساس بررسی های صورت گرفته آزمایش بارگذاری صفحه در ایران به یکی از سه روش زیر انجام می گیرد:

۱- انجام آزمایش در گالری حفر شده در چاه دستی

۲- انجام آزمایش در گالری حفر شده در ترانشه خاکی

۳- انجام آزمایش در کف چاه حفر شده تا تراز پیشنهادی پی مطابق استاندارد ASTM D1194

در موارد اول و دوم تراز قرارگیری صفحه بارگذاری همان تراز کف گالری می باشد. معمول ترین شکل انجام آزمایش بارگذاری صفحه در اکثر موارد و مخصوصاً در پروژه های ساختمان سازی تهران، روش اول است. در روش اول و دوم هدف از حفر گالری، ثابت کردن صفحه بالایی جک هیدرولیکی بارگذاری به سقف آن می باشد و ابعاد این گالری معمولاً $1 \times 2 \times 0.8$ متر است. در روش سوم، برای ثابت کردن صفحه بالایی جک از یک تیر ثابت شده به زمین و یا از یک کامیون حامل ماسه و یا وسایل مشابه آن استفاده می گردد. با توجه به مطالب مذکور چون در هر دو روش اول و دوم آزمایش بارگذاری صفحه در گالری انجام می شود می توان حالت انجام آزمایش در گالری حفر شده در ترانشه خاکی را حالت خاصی از انجام آزمایش در گالری حفر شده در چاه دستی در نظر گرفت.



شکل (۶-۷): نمونه‌ای از انجام آزمایش بارگذاری صفحه در گالری در جنوب تهران

۶-۳-۴- خطاهای معمول شده در انجام آزمایش

پاره ای از روشهای انجام آزمون و نیز طریقه بارگذاری و یا ثابت نمودن تکیه گاهها صرفاً در شمار خطاهای معمول شده در ایران محسوب میشود و در سایر نقاط دنیا معمول نیست. بر همین اساس در این نوشتار موارد مذکور مورد بحث واقع شده و ضمن تبیین درصد تاثیر آنها در تغییر نتایج راهکارهایی برای بهینه سازی آن ارائه شده است. به طور کلی چهار عنوان زیر مهم ترین خطاهای معمول شده در انجام آزمون و برآورد خصوصیات خاک توسط آن در ایران میباشد.

۱- عدم رعایت فاصله صفحه از دیواره ترانشه اصلی ترین مورد ایجاد خطا در نتایج آزمون بارگذاری صفحه در ایران میباشد. در واقع در آزمونهایی که در گالری و یا چاه انجام میشوند این خطا بطور طبیعی ایجاد میگردد. مطابق استاندارد آزمایش باید در کف یک ترانشه حفاری شده که نظیر آنچه در شکل (۶-۴) نشان داده شده است انجام شود و صفحه آزمایش از هر طرف تا دیوار ترانشه فاصله مشخصی داشته باشد. این در حالی است که آزمونهایی که در درون گالری و یا چاه انجام میشوند این امر مراعات نگردیده است.

۲- استفاده از محیطهای انعطاف پذیر برای تکیه گاه جک که فشار را به صفحه وارد مینماید یکی دیگر از خطاهای معمول میباشد. این مسئله برای آزمونهایی که در گالری انجام میشوند با ثابت

کردن جک به سقف گالری بوجود میاید. در واقع سقف گالری محیطی انعطاف پذیر است که شرایط لازم برای تکیه گاه را ندارد. با اعمال فشار جک سقف نیز دچار فشردگی شده و انجام آزمایش را با خطا مواجه مینماید.

۳- در صورتی که آزمایش در چاه و یا گالری انجام شود، عمق انجام آزمایش در نتایج حاصله تاثیر خواهد داشت. در واقع وقتی که فاصله صفحه بار از جدار ترانشه کافی نیست، گوه های گسیختگی توده خاک زیر صفحه از عمق انجام آزمایش تاثیر میپذیرند و این موضوع برخلاف ضوابط استاندارد آزمایش مذکور میباشد. بر همین اساس مدول الاستیسیته و یا مدول عکس العمل بستر در این حالت با خطا به دست خواهند آمد.

۴- در محاسبه خصوصیات خاک و مخصوصاً مدول الاستیسیته لازم است توجه شود که ضرائب تاثیر شکل پی و سایر پارامترهای تعریف شده توسط مراجع معتبر در نظر گرفته شود. در این ارتباط در بخش بعدی این نوشتار روابط ارائه شده توسط برخی از مرجع مورد اشاره واقع شده است.

۳-۵- تعیین خصوصیات خاک با استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه

۳-۵-۱- ظرفیت باربری

روابط ارائه شده برای محاسبه ظرفیت باربری پی های سطحی به تفصیل در کتب مهندسی پی مورد بحث واقع شده است. دقت در این روابط نشان میدهد که با افزایش عرض پی ظرفیت باربری نیز افزایش می یابد. با این حال میزان افزایش که با ضریب N_γ نشان داده می شود برای خاکهای دانه ای به مراتب بیشتر از خاکهای ریزدانه است. بر همین اساس بسیاری دیگر از محققان اعتقاد دارند که برای خاکهای رسی در رابطه ظرفیت باربری جمله BN_γ صفر در نظر گرفته می شود. بر همین اساس q_{ult} مستقل از اندازه پی است و در نتیجه ظرفیت باربری پی همان ظرفیت باربری به دست آمده در محل برای صفحه بارگذاری می باشد.

$$q_{ult, foundation} = q_{ult, plate} \quad (۷-۶)$$

به نظر می آید که این شرایط صرفاً برای رسهای اشباع زهکشی نشده و یا رسهای عادی تحکیم یافته می تواند صادق باشد و برای رسهایی که در طول عمر مفید سازه همواره تحکیم یافته، خشک و یا زهکشی شده هستند زاویه اصطکاک داخلی آنها از مقدار قابل ملاحظه ای برخوردار است و این فرض صحیح نیست. در هر صورت در خاکهای غیرچسبنده و C و ϕ دار، هر سه جمله معادله ظرفیت باربری کاربرد دارد و با توجه به آن که جمله N_γ شامل عرض شالوده است، می توان گفت:

$$q_{ult, foundation} = M + N \frac{B_{foundation}}{B_{plate}} \quad (۸-۶)$$

که در اینجا M شامل جملات N_c و N_q و N_γ است. با استفاده از چند اندازه صفحه می‌توان این معادله را به صورت نموداری برحسب q_{ult} حل کرد. در عمل برای برون‌یابی آزمایش‌های بارگذاری صفحه در ماسه‌ها (اغلب با چنان ترکیبی که جمله N_q نادیده گرفته می‌شود)، از معادله زیر استفاده کنید:

$$q_{ult} = q_{plate} \left(\frac{B_{foundation}}{B_{plate}} \right) \quad (۹-۶)$$

استفاده از این معادله در شرایطی توصیه می‌شود که نسبت عرض شالوده به عرض صفحه آزمایش از حدود ۳ خیلی بیشتر نباشد. در زمانی که این نسبت ۶ تا ۱۵ یا بیشتر است، برون‌یابی آزمایش بارگذاری صفحه نتایج تقریبی به دست می‌دهد که آن نتایج را می‌توان با استفاده از روابط همبستگی SPT یا CPT نیز به دست آورد.

۶-۳-۵-۲- محاسبه نشست پی

به طور معمول ظرفیت باربری پی‌ها بر مبنای با نهایی برای گسیختگی برشی پی و همچنین بر اساس ملاحظات نشست تعیین می‌گردد. در صورتی که نتایج آزمایش بارگذاری صفحه در دست باشد نشستی که باعث گسیختگی صفحه می‌گردد قابل تعیین است. از سوی دیگر در صورتی که نشست مجاز مشخص باشد می‌توان ظرفیت باربری مجاز را با استفاده از منحنی به دست آمده از آزمایش بارگذاری صفحه به دست آورد. با این حال قبل از هر کاری باید نشست صفحه به نشست پی تبدیل شود. برای این منظور چندین رابطه ارائه شده است. بر مبنای پیشنهاد ترزاقی و پک روابط زیرمورد استفاده قرار می‌گیرند. برای شدت بار مشخص q_0 داریم:

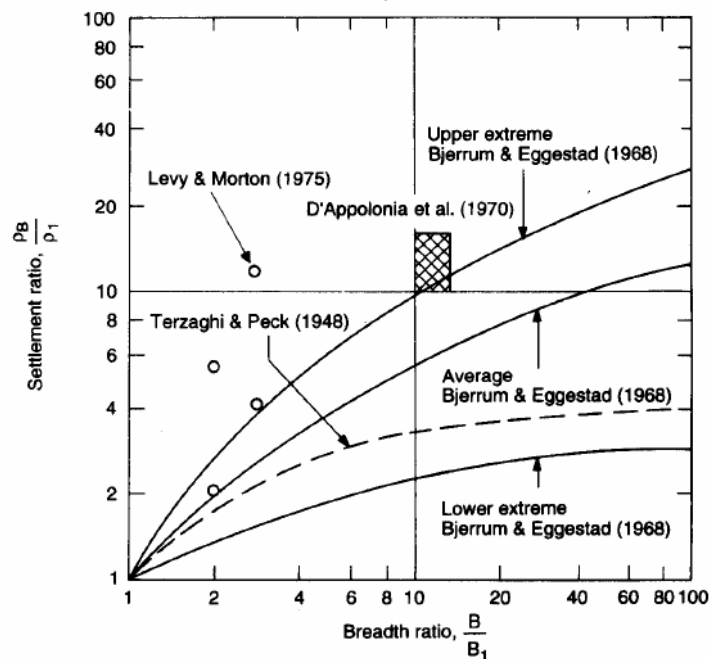
برای خاک‌های رسی:

$$S_F = S_p \frac{B_F}{B_p} \quad (۱۰-۶)$$

برای خاک‌های ماسه‌ای:

$$S_F = S_p \left(\frac{B_F}{B_p} \right)^2 \left(\frac{3.28 B_p + 1}{3.28 B_F + 1} \right)^2 \quad (۱۱-۶)$$

B_p و B_F به ترتیب ابعاد پی و صفحه آزمایش هستند و برحسب متر می‌باشند. در شکل (۸-۶) روابط ارائه شده توسط محققین مختلف مورد مقایسه واقع شده است.



شکل (۶-۸): روابط نشست پی با نتایج آزمایش بارگذاری صفحه (ρ_B و ρ_1 همان S_B و S_1 هستند).

۳-۵-۳-۶- محاسبه مدول الاستیسیته

محاسبه مدول الاستیسیته از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه ای یکی از روشهای صحرایی تخمین مدول الاستیسیته خاک است و به نظر میرسد که پس از پرسیومتری و دایلاتومتری تخت، نتایج واقع بینانه تری نسبت به سایر آزمونهای صحرایی به دست میدهد. برای محاسبه مدول الاستیسیته از روی نتایج آزمایش بارگذاری صفحه، استاندارد BS 5930:1981 پیشنهاد کرده است که از رابطه زیر استفاده شود:

$$E = \frac{\pi q B (1 - \nu^2)}{4\rho} \quad (۶-۱۲)$$

در این رابطه E, ν به ترتیب مدول الاستیسیته و ضریب پواسون خاک، B عرض صفحه، q فشار اعمال شده بین صفحه و خاک و ρ نشست صفحه میباشد. برای خاکهای دانه‌ای و سنگ نرم ضریب پواسون معمولاً بین ۰/۱ تا ۰/۳ است و بنابراین جمله $(1 - \nu^2)$ تأثیر نسبتاً کمی دارد. چون

آزمایش بارگذاری در ناحیه تحت تنش پی پیشنهادی انجام می شود مقدار q به عنوان تنش قائم پی اعمال شده در تراز صفحه آزمایش قابل دستیابی است. همچنین در جهت اطمینان میتوان مقدار q را ۵۰٪ بیشتر از تنش اعمال شده تخمینی در نظر گرفت (Clayton et al., 1997).

۳-۵-۴- تعیین مقاومت برشی یا ظرفیت باربری خاک های چسبنده

چنانچه هدف آزمایش بارگذاری صفحه به دست دادن مقادیر مقاومت برشی یا ظرفیت باربری در خاک های چسبنده باشد، بارگذاری نباید در چند مرحله انجام گیرد. صفحه طوری به پایین فشار داده می شود که نرخ نفوذ ثابتی داشته باشد و در آن صورت مقاومت برشی زه کشی نشده از معادله (۲-۷) حاصل می شود: (Clayton et al., 1997)

$$C_u = \frac{q_{ult} - \gamma H}{N_c} \quad (۳-۶)$$

C_u : مقاومت برشی زه کشی نشده q_{ult} : ظرفیت باربری نهایی

γ : وزن واحد بالک متوسط خاک بالای تراز آزمایش

H : عمقی که در آن آزمایش انجام می گیرد.

N_c : فاکتور ظرفیت باربری که معمولاً برای یک ناحیه بارگذاری دایره ای در سطح برابر ۶/۱۵ در نظر گرفته می شود و برای زمانی که آزمایش با استفاده از یک صفحه در کف گمانه انجام می شود و صفحه قطری برابر قطر گمانه دارد مقدار آن ۹/۲۵ می باشد. وقتی ظرفیت باربری نهایی q_{ult} در منحنی بار-نشست مشخص نباشد، این مقدار باید معادل مقداری که در نشست برابر ۱۵٪ قطر صفحه رخ می دهد فرض شود. (Clayton et al., 1997).

۳-۵-۵- محاسبه مدول عکس العمل بستر

مدول عکس العمل بستر در واقع مقدار تنش است که اگر به صورت عمود بر صفحه پی وارد گردد به میزان یک واحد در پی نشست ایجاد میکند. به عبارت دیگر مدول عکس العمل بستر شیب منحنی تنش نشست میباشد و به صورت زیر نوشته می شود:

$$k=q/\Delta \quad (۱۴-۶)$$

که در آن q میزان تنش وارده بر پی بر حسب کیلونیوتن بر متر مربع و Δ نشست حاصله بر حسب متر در زیر پی به ازای q و k مدول عکس العمل بستر بر حسب کیلونیوتن بر متر مکعب می باشد. جدول (۱-۶) رابطه بین عدد N آزمایش SPT، نوع خاک و مدول عکس العمل بستر حاصل از آزمایش بارگذاری صفحه قابل مشاهده است. در عمل دیده میشود که مقدار k نظیر مدول الاستیسیته خاک به ازای سطوح مختلف تنش تغییر میکند و در سراسر محدوده تنش ثابت نیست. برای رفع این اختلاف برخی محققین توصیه کرده اند که مقدار k برای نشست نیم اینچ مورد توجه قرارگیرد. با این حال به نظر میرسد که بهتر است به جای یک عدد منحنی تغییرات k بر حسب سطح تنش ارائه گردد و یا اینکه برای هر سازه ای با توجه به سطح تنش واقعی پی این پارامتر تعیین گردد.

از سوی دیگر ابعاد صفحه نیز نقش موثری در تغییر مقدار k دارد و با بزرگ شدن بعد صفحه مقدار k افزایش می یابد. روابط زیر برای تبدیل مدول عکس العمل صفحه یک فوتی به پی با عرض B و همچنین تبدیل مدول عکس العمل بستر یک پی مربعی به مدول یک پی مستطیلی ارائه شده است: (Das, 1990)

$$k = k_{0.3} [B + 0.3 / 2B]^2 \quad (۱۵-۶) \quad \text{برای پی بر روی خاکهای ماسه ای:}$$

$$k = k_{0.3} [0.3 / B] \quad (۱۶-۶) \quad \text{برای پی بر روی خاکهای رسی:}$$

$$k = k_{B \times B} \left[\frac{1 + B/L}{1.5} \right] \quad (۱۷-۶) \quad \text{برای تبدیل پی مربعی به عرض } B \text{ به پی مستطیلی به ابعاد } B \text{ و } L:$$

که در آن B و L عرض و طول پی بر حسب متر و $k_{0.3}$ مدول عکس العمل بستر حاصل از آزمایش بارگذاری بر صفحه به عرض ۳۰ سانتی متر می باشد. در جدول (۲-۶) ارتباط بین عدد آزمایش نفوذ استاندارد و مدول عکس العمل بستر نیز نشان داده شده است.

جدول (۶-۲): رابطه N آزمایش SPT، نوع خاک و مدول عکس العمل بستر حاصل از آزمایش بارگذاری صفحه

خاک‌های دارای چسبندگی			خاک‌های فاقد چسبندگی		
مدول عکس‌العمل بستر $k(kg/cm^3)$	مقاومت محدودنشده (kg/cm^2)	میزان تراکم	مدول عکس‌العمل بستر $k(kg/cm^3)$	مقدار N آزمایش SPT	میزان تراکم
۲/۷	۱-۲	سفت	۰/۹-۱/۵	کمتر از ۱۰	خاک شل
۲/۷-۵/۴	۲-۴	خیلی سفت	۰/۹-۴/۷	۱۰-۳۰	خاک متوسط
۵/۴-۱۰/۸	کمتر از ۴	سخت	۲/۹-۱۸/۰	بیشتر از ۳۰	خاک متراکم

۶-۴- آزمایش پرسیومتری

۶-۴-۱- مقدمه

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

آزمایش پرسیومتری هم در خاک و هم در سنگ قابل انجام است. پراب پرسیومتری که ابزاری استوانه‌ای است طوری طراحی شده است که بتواند فشار یکنواخت وارد کند. این ابزار با این که قائم وصل می‌شود اما از طریق پوسته منعطف خود بار افقی به زمین وارد می‌کند. این ابزار با سیستم تیوب یا کابل به یک واحد اندازه‌گیری در سطح زمین متصل می‌شود.

در این بخش از کتاب به اختصار تجهیزات آزمایش پرسیومتری و نحوه آزمایش و تفسیر نتایج مورد توجه واقع شده است. با این حال در صورت نیاز به اطلاعات کاملتر توصیه میشود که خوانندگان محترم به کتاب "کاربرد پرسیومتری در مهندسی ژئوتکنیک" که توسط نگارنده و همکار نگاشته شده است و یا سایر مراجع موجود مراجعه فرمایند.

۶-۴-۲- جایگاه پرسیومتری

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

پارامترهای زیادی از خاک بر اساس نتایج آزمایش پرسیومتری قابل اندازه گیری یا مقایسه با سایر آزمایشها هستند. اندازه گیری هایی که با آزمایش پرسیومتری انجام می شود به لحاظ مکانیزم بارگذاری انطباق بیشتری با بارگذاری های وارده بر توده خاکی دارد، و نیز این آزمایش نسبت به سایر آزمایش های برجا پشتوانه علمی و تئوری محکم تری داشته و پارامترهای حاصل از آن بیشتر قابل قبول هستند. این آزمایش بدلیل کسب اطلاعات کمی فراوان در مورد رفتار خاک، از سایر آزمایش های برجا متمایز گردیده و امروزه به عنوان برترین آزمایش صحرایی مکانیک خاک قلمداد می گردد.

۶-۴-۳- تجهیزات پرسیومتر

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

الف _ سوند (پراب)^۳، که شامل سیستم نفوذ در در خاک و سیستم منبسط شونده انجام آزمایش است.

ب _ واحد کنترل و اندازه گیری^۴، که برای کنترل و ثبت نتایج آزمایش مورد استفاده قرار می گیرد و معمولاً شامل بخش تامین فشار^۵، بخش اندازه گیری فشار و تغییر مکان و بخش کنترل تغییر مکان یا فشار است.

³ Probe

⁴ Control Unit

⁵ Pressure Supply

ج _ واحد رابط، که برای ارتباط بخشهای درون گمانه با قسمت های واقع در سطح می باشد و شامل لوله های رابط انتقال فشار، کابل های تامین انرژی الکتریکی تجهیزات درون گمانه و کابل های خروجی از سوند است.

۴-۴-۶- انواع پرسیومتر و تجهیزات وابسته

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

الف _ پرسیومترهای پیش حفار

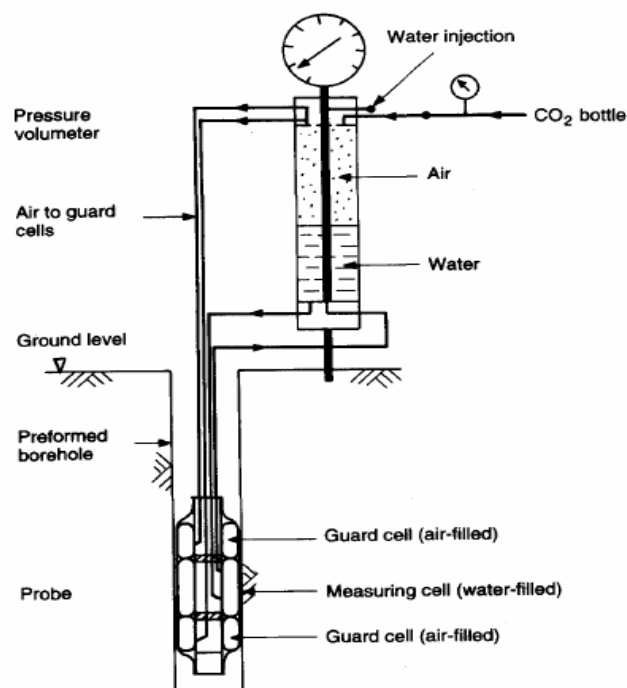
ب _ پرسیومترهای خود حفار

ج _ پرسیومترهای تغییر مکانی

۴-۴-۶-۱- پرسیومترهای پیش حفار^۶

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

^۶ Pre-Bored Pressuremeter



شکل (۶-۹): پرسیومتر پیش حفار (Gambine & Rousseau, 1988)

این نوع پرسیومترها در کلیه خاکها و سنگهای ضعیف که امکان ایجادگمانه در آنها باشد قابل استفاده می باشند. سوند این پرسیومترها سه سلولی یا تک سلولی است. ابعاد این نوع پرسیومترها باید به نحوی باشد که به راحتی درون حفره آزمایش آماده شده توسط حفار استاندارد قرار گیرد.

دو نوع پرسیومتر پیش حفار وجود دارد: نوع تغییرحجمی و نوع تغییر شعاعی. به عنوان نمونه پرسیومتر منارد جزء گروه اول و الاستومتر^۷ جزء گروه دوم می باشد. از طرف دیگر چند نوع مختلف پرسیومتر منارد وجود دارد که در بین آنها انواع GB و GC بیشترین کاربرد را دارند. نوع GB که برای سنگهای ضعیف به کار می رود دارای قطر ۷۴ میلی متری است و سوند آن از سه سلول تشکیل می شود. هر سه سلول توسط آب و با یک فشار مساوی منبسط می شوند. ماکزیمم فشار اعمالی به این سوند تا ۱۰۰ مگا پاسکال می باشد. نوع GC در خاکها مورد استفاده قرار می گیرد و دارای قطر ۷۴ میلیمتری می باشد. سوند این نوع پرسیومتر به گونه ای است که سلول آزمایش درون یک غلاف قرار می گیرد. این سلول با آب تحت فشار قرار می گیرد و فضای باقیمانده که در نقش سلول های محافظ ظاهر می شود، با گاز پر می شود. فشار ماکزیمم اعمالی به این نوع تا ۴ مگا پاسکال می باشد.

⁷ Elastometer



شکل (۶-۱۰): پرسیومتر منارد

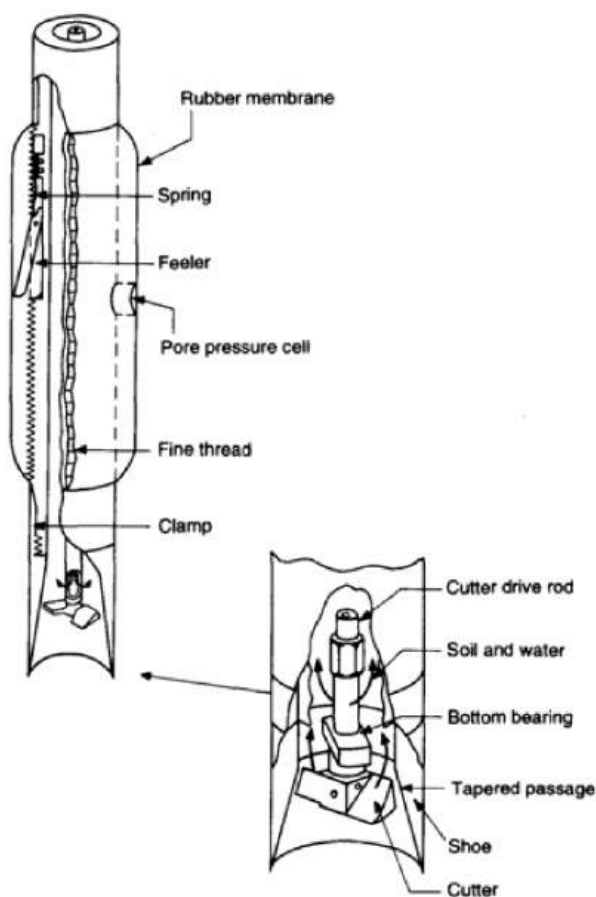
۶-۴-۲- پرسیومترهای خود حفار^۸ (SBP)

این نوع پرسیومتر هم در فرانسه و هم در انگلیس مورد استفاده قرار گرفته است. اقبال به سوی این روش در واقع تلاشی برای جلوگیری از دست خوردگی اجتناب ناپذیر حفر گمانه بود. یکی از عواملی که اهمیت قابل توجهی دارد آن است که با حفاری گمانه، خاک به انبساط به درون فضای خالی تمایل پیدا می کند، به طوری که در این آزمایش تأثیرات دست خوردگی قابل توجه خواهد شد. این سیستم در خاک های فاقد شن و قلوه سنگ و در سنگ ضعیف قابل استفاده است. پرسیومتر خود حفار دارای یک مکانسیم حفاری از داخل، در انتهای خود است. به طوری که پراب پرسیومتر از بالا با فشار هیدرولیکی به درون خاک هدایت می شود و در هنگام نفوذ عمل حفاری انجام می گیرد و مواد حاصل از حفاری که در اصطلاح کاتینگ نامیده می شود از طریق سیال حفاری به بالای گمانه برگشت می کند. به طور کلی ۲ نوع پرسیومتر خود حفار موجود می باشد:

^۸ Self –Boring Pressuremeter

- پرسیومتر خودحفار انگلیسی یا کمبریج: این پرسیومتر در سال ۱۹۷۱ در دانشگاه کمبریج انگلستان ساخته شد و به طور گسترده در انگلیس برای رس‌های بیش‌تحکیم‌یافته مورد استفاده قرار گرفته است. اکنون انواع مختلف و پیشرفته تری از آن ساخته می‌شود و دارای دو نوع پرسیومتر انبساطی^۹ و پرسیومتر سلول بار^{۱۰} است.

- پرسیومتر خودحفار فرانسوی: این نوع پرسیومتر موسوم به PAF^{۱۱} می‌باشد و در سال ۱۹۷۲ به طور گسترده توسط محققین^{۱۲} مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل (۶-۱۱): پرسیومتر خود حفار کمبریج (Windle and Wroth, 1977)

^۹ Expantion Pressuremeter

^{۱۰} Load Cell Pressuremeter

^{۱۱} Pressiometre Autoforeur

^{۱۲} Baguelin et al.

۶-۴-۳- پرسیمترهای تغییر مکانی^{۱۳}

جز کوئل و همکاران (Jezequel et al., 1982) پرسیمپنترومتری ساختند که برای استفاده های دریایی کاربرد داشت. این پرسیمتر شامل یک پیزوکن^{۱۴}، 10 cm^2 و سوندی با قطری معادل قطر مخروط بالایی آن می باشد. سوند تک سلولی این دستگاه از نوع تغییر حجمی است (تغییر حجم سلول اندازه گیری می شود) که می تواند فشاری برابر $2/5$ مگا پاسکال را تحمل کند. همچنین این سوند دارای ظرفیت کرنش حجمی برابر ۱۰۰ درصد است. وایتز و همکاران (Withers et al., 1986) پرسیمتری تغییر مکانی با قطر ۴۴ میلیمتر و طول ۱ متر ساختند که طول قسمت منبسط شونده ۴۵ سانتی متر بود.

۶-۴-۵- مراحل انجام آزمایش

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

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

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

الف- کالیبراسیون^{۱۵} تجهیزات

ب- حفاری (برای پرسیمتر های پیش حفر)

ج- جایگذاری سوند درون زمین

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

ه- اصلاح داده های خام

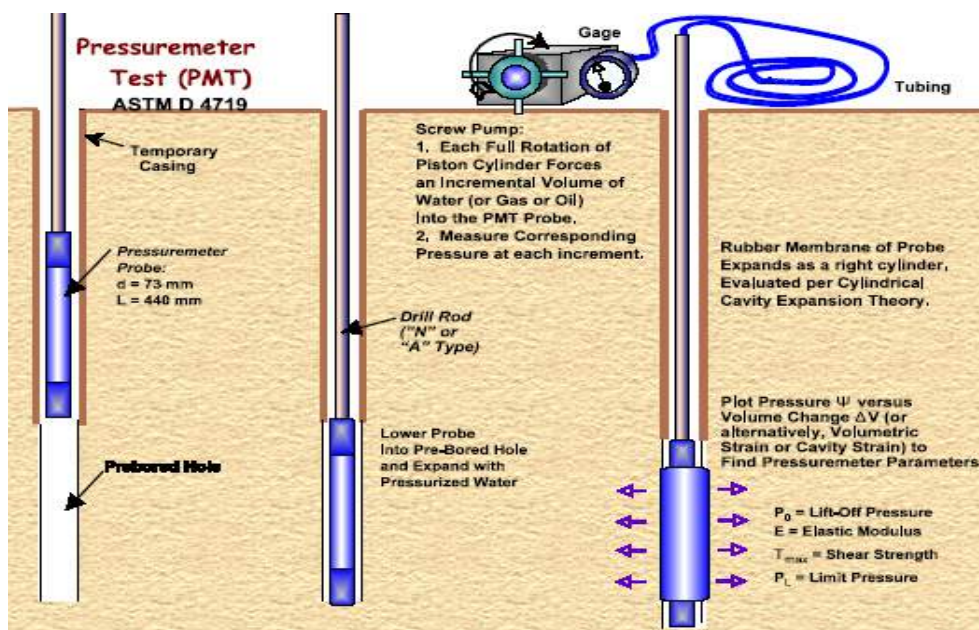
¹³ Displacement pressuremeters

¹⁴ Piezocone

¹⁵ Calibration

و _ تجزیه و تحلیل داده ها و استخراج پارامترهای مهندسی

در شکل (۶-۱۲) به طور شماتیک مراحل انجام آزمایش پرسیومتری نمایش داده شده است.



شکل (۶-۱۲): مراحل انجام آزمایش پرسیومتر با دستگاه پیش حفار (NHI, 2001)

۶-۴-۶- کاربرد نتایج آزمون پرسیومتری

هدف اصلی آزمایش پرسیومتری یافتن اطلاعاتی درباره سختی و مقاومت مصالح خاکی با اندازه‌گیری رابطه بین فشار شعاعی اعمال شده و تغییر شکل حاصل است. این آزمایش در ارزیابی خواص فیزیکی و مکانیکی خاک کاربرد دارد. از معمول‌ترین ویژگی‌هایی که براساس انجام این آزمایش ارزیابی می‌گردند عبارتند از:

۱- ظرفیت باربری پی‌های سطحی و شمع‌ها

۲- محاسبه مدول تغییر شکل خاک

۳- مقاومت زهکشی نشده خاک‌های رسی اشباع و سنگ‌های ضعیف

۴ - فشار جانبی موجود در محل

۵ - زاویه مقاومت برشی موثر در ماسه و رس

۶ - زاویه انبساط در ماسه ها

۷ - ضریب تحکیم افقی

از مزایای آزمون پرسیومتری این است که شرایط نمونه خاک در محل تقریباً و به طور نسبی نسبت به بسیاری از آزمایشهای مکانیک خاک حالت دست خوردگی کمتری دارد و همین مزیت و نیز سهولت کاربرد دستگاه موجب شده است که در پروژه های مختلفی کاربرد یافته باشد.

۶-۴-۷- مزایا و معایب کلی آزمایش پرسیومتری

به طور کلی آزمایشهای صحرایی به دلیل سطح و مسیر تنش هایی که در خاک ایجاد می نمایند، پارامترهای اندازه گیری شده و خصوصیات از خاک که با آن پارامترها ارتباط دارند، با یکدیگر تفاوت ساختاری دارند و هر یک برای شرایط خاصی مناسب هستند. در برخی از موارد استفاده نابجا از یک آزمایش صحرایی باعث می شود که نتایج گمراه کننده ای بدست آید. بر همین اساس علاوه بر قابلیت های ویژه هر آزمایش صحرایی باید شرایط کارایی، محدودیت ها و فرضیات پایه ای آن هم مورد توجه قرار گیرد. به طور کلی می توان برای هر آزمایش مزایا و معایبی که در مورد آن آزمایش عمومیت دارد را بیان نمود. در جدول (۶-۱) مقایسه انواع آزمایشهای صحرایی در قابلیت تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی نشان داده شده است. پرسیومتری نیز مانند آزمایش های برجای دیگر دارای مزایا و معایبی می باشد که در ادامه به برخی از آنها اشاره می گردد.

۶-۴-۷-۱- مزایای آزمایش پرسیومتری

- آزمایش پرسیومتری نسبت به سایر آزمایشهای برجا پارامترهای بیشتری از خاک را بدست می دهد و همچنین بنیان نظری محکم تری دارد و بر همین اساس نتایج آزمایش از تکرارپذیری مناسبی برخوردار است.

- نسبت به سایر آزمایشهای برجا و همچنین آزمایشهای آزمایشگاهی حجم بیشتری از خاک را تحت آزمایش قرار می دهد و بر همین اساس به لحاظ حجم نمونه انطباق بیشتری با شرایط واقعی دارد. به طور کلی دست خوردگی محیط، مخصوصاً در پرسیومترهای خود حفار، چندان زیاد نیست.

- آزمایش در محدوده کرنشهای بزرگ و نزدیک به واقعی انجام میشود و لذا مدول برشی خاک را به طور مناسبتری بدست میدهد.
- منحنی کاملی از رفتار تنش - کرنش خاک بدست می دهد و پارامترهای رفتاری نظیر مدول شکل پذیری که در تحلیل نشست اهمیت ویژه ای دارند، بطور مستقیم از آزمایش بدست می آیند.
- برای تخمین فشار افقی خاک و همچنین موارد ویژه دیگری نظیر طراحی شمع های تحت بار جانبی از کاربردهای منحصر به فردی برخوردار است.
- در پرسیومتری که دارای سیستم کنترل اتوماتیک هستند و بویژه در پرسیومترهای خودحفر، نتایج تا حد زیادی تحت تاثیر اپراتور نمی باشند (البته در بسیاری از پرسیومترها لازم است اپراتور تخصص کافی در انجام آزمایش داشته باشد).

۶-۴-۷-۲- معایب آزمایش پرسیومتری

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

۶-۵- آزمون دایلاتومتر تخت

۶-۵-۱- مقدمه

پس از ابداع آزمون پرسیومتری در خاک و همچنین آزمون دایلاتومتری در سنگ ایده اندازه گیری خواص خاک از طریق اعمال فشار به گمانه که در آن ابزار حالت خود حفر داشته و مشکلات متراکم کردن بالن لاستیکی آزمون پرسیومتری را نداشته باشد مطرح گردید. برای این منظور (1980) Marcheti برای اولین بار دستگاه دایلاتومتر تخت یا دایلاتومتر مارچتی (Marcheti Dilatometer) را ابداع کرد. این آزمون هم اکنون در بسیاری از کشورهای دنیا برای برآورد رفتار خاک های ریز دانه و گاهاً دانه ای مورد استفاده قرار گرفته است. با این حال متأسفانه تا کنون از این ابزار در پروژه های داخل کشور استفاده نشده است.

آزمون دایلاتومتری تخت (Flat Dilatometer) یکی از آزمونهای صحرایی ژئوتکنیک است که با اعمال فشار به خاک در عمق زمین، رفتار آن را در مقابل تنش های وارده ثبت می کند. از این جهت آزمون دایلاتومتر تخت در شمار گروه سوم از آزمون های صحرایی قرار دارد و مشابه آزمون پرسیمتری (فشار سنجی) در خاک عمل می نماید. ولی به جهت آنکه در این آزمایش میزان اتساع یک غشاء انعطاف پذیر تخت اندازه گیری می شود، آن را دایلاتومتر تخت (اتساع سنجی) نامیده اند. در هر صورت به رغم تشابه آن در نامگذاری، این آزمون با آزمون صحرایی دایلاتومتر که در سنگ انجام می شود تفاوت های عمده ای دارد.

اساس این آزمون بر اعمال فشار به جدار گمانه از طریق منبسط کردن یک غشاء لاستیکی که در یک طرف ابزار نفوذ نصب شده است استوار می باشد. این آزمون نیازی به حفر گمانه ندارد و از طریق سیستم های اندازه گیری متصل به آن قادر است تغییر شکل جدار گمانه و همچنین میزان فشارهای اعمالی را اندازه گیری کند. همانطور که در جدول (۶-۱) نشان داده شده است، آزمون دایلاتومتر تخت قادر است که برای همه خاکها به استثنای خاکهای شن دار رفتار تنش کرنش زمین را مدلسازی نماید. در ادامه جزئیات این آزمون و تجهیزات و کاربردهای آن بیان می گردد.

به علاقمندان توصیه می شود که برای مطالعه بیشتر راجع به جزئیات این آزمایش به کتاب "آزمایش دایلاتومتری در مهندسی ژئوتکنیک" نوشته دکتر حمیدی و مهندس خزائی مراجعه فرمایید.

۶-۵-۲- تجهیزات و روش انجام آزمون دایلاتومتر تخت:

دایلاتومتر تخت در واقع یک صفحه فولادی ضد زنگ است که در یک طرف آن غشاء انعطاف پذیری کار گذاشته شده است. صفحه مذکور در بخش انتهایی خود لبه نوک تیزی دارد و نظیر ابزار آزمون CPT می تواند با اعمال فشار وارد زمین های خاکی گردد. روش و تجهیزات انجام آزمون دایلاتومتر تخت توسط استاندارد ASTM-D6635 به صورت استاندارد معرفی شده است. همچنین انجمن بین المللی مکانیک خاک و مهندسی پی (ISSMGE, 2001) دستور العمل جامعی برای انجام آزمون مذکور ارائه کرده است. در اینجا تجهیزات و روش آزمون به اختصار معرفی می گردد.

۶-۵-۲-۱- تجهیزات آزمایش:

در شکل (۶-۱۳) به طور شماتیک تجهیزات و سیستم آزمون صحرایی دایلاتومتر تخت نشان داده شده است. اجزاء اصلی سیستم مذکور به قرار زیر می باشند:

۱) تیغه دایلاتومتر (Dilatometer Blade)، این تیغه یک صفحه فولادی تخت است که ۲۴۰ میلی متر طول، ۹۵ میلی متر عرض و ۱۵ میلی متر ضخامت دارد. همچنین قسمت انتهایی آن متشکل از یک لبه نوک تیز با زاویه ۱۸ درجه می باشد که کار راندن تیغه در خاک را تسهیل می کند. بر یک طرف

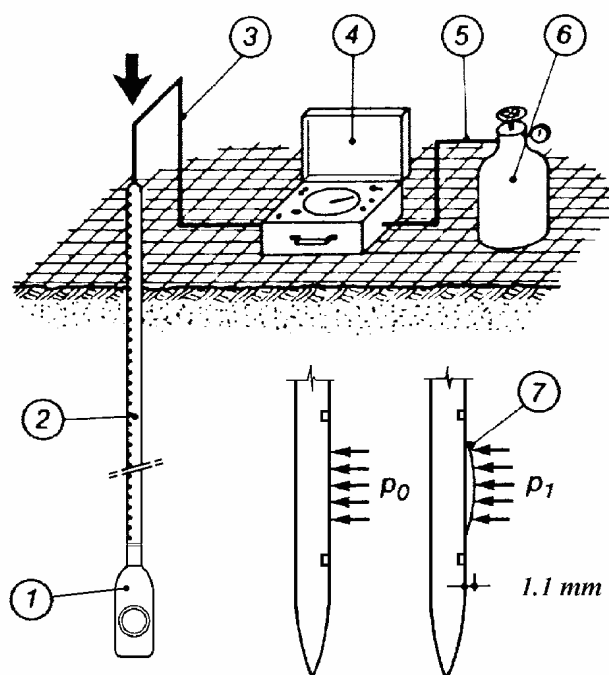
این تیغه، غشاء انعطاف پذیر دایره ای شکلی وجود دارد که معمولاً دارای ضخامت میلی متر و قطر ۶۰ میلی متر است و در اصل اعمال فشار به خاک با انبساط این غشاء صورت می پذیرد. در شکل (۶-۱۴) نماهای مختلف تیغه نمایش داده شده است.

(۲) میله های رابط که معمولاً از تجهیزات آزمون نفوذ مخروط (CPT) استفاده می شود.
(۳) کابل های پنوماتیک-الکتریک، که ارتباط تجهیزات درون چاهی را با مخزن فشار و سیستم کنترل برقرار می کنند.

(۴) واحد کنترل و اندازه گیری داده ها، که در سطح زمین قرار گرفته و تغییر مکان وسط غشاء و فشار اعمال شده به آن را ثبت می کند.

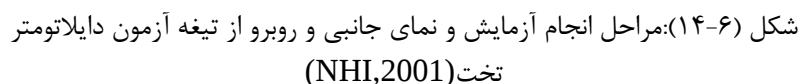
(۵) کابل پنوماتیک، که ارتباط تانک گاز نیتروژن با واحد کنترل داده ها را برقرار می سازد.

(۶) تانک گاز که معمولاً گاز نیتروژن را با فشار از طریق میله های رابط و کابل های پنوماتیک به درون تیغه دستگاه دایلاتومتری می فرستد و باعث انبساط غشاء می گردد.



(۱) تیغه (۲) میله های رابط (۳) کابل های پنوماتیک-الکتریک (۴) واحد کنترل (۵) کابل های پنوماتیک (۶) تانک گاز (۷) غشاء منبسط شده

شکل (۶-۱۳): تجهیزات آزمایش دایلاتومتری تخت (ISSMGE, 2001)



پس از ثبت قرائت مذکور، مجدداً فشار گاز نیتروژن افزایش می یابد تا جاییکه تغییر مکان مرکز غشاء به $1/1$ میلیمتر برسد ($\delta=1/1$). فشاری که تغییر مکان مذکور را ایجاد میکند نیز به عنوان قرائت B ثبت می شود. پس از این حالت منبع تولید فشار خاموش شده و فشار گاز نیتروژن به طور کامل از مدار حذف می گردد. در این حال به رغم حذف فشار، غشاء به حالت تقعر بر می گردد و اندکی تغییر مکان خواهد داشت. این وضعیت در اثر اعمال فشار آب حفره ای به غشاء ایجاد می شود و بنابراین

فشار وارد بر غشاء در این حالت به عنوان قرائت C ثبت شده و نشانگر میزان فشار آب حفرهای خاک در عمق مورد آزمایش می باشد.

در شکل (۶-۱۴) مراحل انجام آزمون به طور شماتیک نشان داده شده است. علاوه بر مراحل مذکور در ابتدای آزمایش لازم است سختی غشاء انعطاف پذیر کالیبره گردد. معمولاً غشاء برای فشار هوا کالیبره شده و نهایتاً نتایج حاصله از آزمایش به صورت زیر اصلاح می گردند:

الف) برای خاکهای سخت (Marchetti, 1986)

$$P_0 = A + \Delta A \quad (۶-۱۸)$$

$$P_1 = B - \Delta B \quad (۶-۱۹)$$

ب) برای خاکهای نرم (Swbmertmann, 1980):

$$P_0 = 1.05(A + \Delta A - Z_m) - 0.05(B - \Delta B - Z_m) \quad (۶-۲۰)$$

$$P_1 = B - \Delta B - Z_m \quad (۶-۲۱)$$

در معادلات بالا $\Delta A, \Delta B$ مقادیر مثبت مربوط به کالیبراسیون غشاء برای فشار هوا می باشند که ΔA با اعمال مکش هوا و ΔB با اعمال فشار هوا در غشاء به دست می آید. Z_m قرائت صفر عقربه فشار بوده و بطور معمول برای قرائت های A, B عقربه های نو معادل صفر می باشد. همچنین P فشار تماسی یا فشار برخاست (Lift-off or Contact pressure) و فشار انبساط (Expansion pressure) هستند. در واقع P_0, P_1 به ترتیب مقادیر تصحیح شده هستند.

۶-۵-۳- کاربرد نتایج آزمون دایلاتومتر تخت در برآورد مشخصات خاک:

گستره کاربرد نتایج آزمون دایلاتومتر تخت (FDMT) بسیار و وسیع است و از خاک های بسیار نرم تا خاکهای سخت و حتی سنگهای نرم را شامل می شود. با این حال بطور کلی محققین این آزمون را برای برآورد مشخصات خاکهای ماسه ای، سیلتی و رسی مناسب می دانند، ولی در خاکهای حاوی درشت دانه و قلوه سنگ هرچند هم که تیغه آن محکم و سخت باشد مورد توصیه واقع نشده و مناسب نیست. (ISSMGE, 2001).

با استفاده از نتایج آزمون دایلاتومتر در خاک می توان بطور مناسبی طبقه بندی خاک، مقاومت برشی زهکشی نشده رسها، فشار آب حفره ای و تنش افقی خاک در عمق مورد بررسی و همچنین مدول

فشاری زهکشی نشده را برآورد نمود. علاوه بر این به طور غیر مستقیم وارد و در درجه دوم می توان پارامترهایی نظیر وزن مخصوص خاک، مدول برشی و مدول الاستیسیته و زاویه اصطکاک داخلی خاک را برای مصالح مورد آزمایش تخمین زد. برای بدست آوردن هریک از پارامترهای یاد شده ابتدا لازم است با استفاده از فشارهای اصلاح شده p_1 , p_0 شاخصهای سه گانه I_D , E_D و K_D را به صورت زیر محاسبه کرد:

$$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - U_0) \quad (22-6)$$

شاخص مصالح
(Material Index)

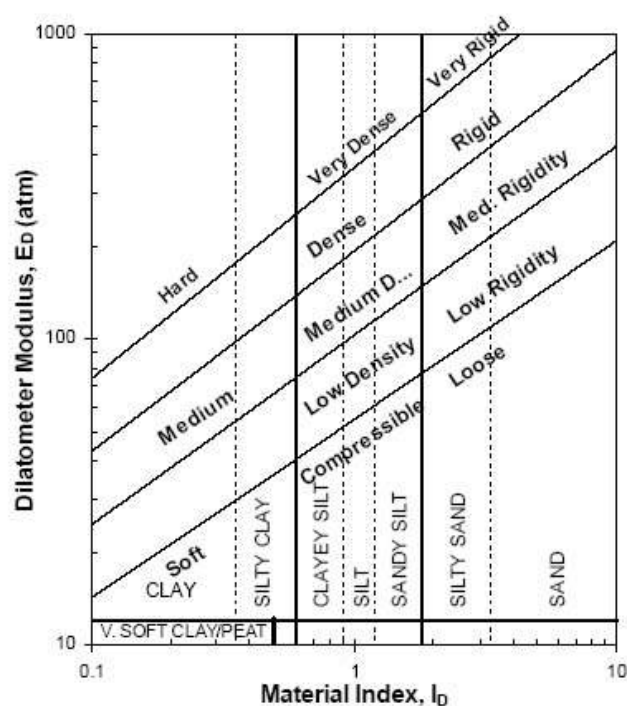
$$E_D = 34.7(P_1 - P_0) \quad (23-6)$$

مدول دایلاتومتری
(Dilatometer Modulus)

$$KD = (P_0 - U_0) / \sigma'_{v0} \quad (24-6)$$

شاخص تنشهای افقی
(Horizontal stress index)

در روابط بالا U_0 فشار هیدرواستاتیک و σ'_{v0} تنش موثر قائم سربار می باشد. با داشتن دو پارامتر I_D , E_D با استفاده از شکل (۶-۱۵) میتوان طبقه بندی خاک مورد آزمایش را تشخیص داد. بر اساس این جدول اگر I_D کوچکتر از 0.6 باشد خاک مورد آزمایش رسی و اگر بزرگتر از $1/8$ باشد ماسه ای است. اعداد مابین این دو محدوده نیز مربوط به خاکهای سیلتی هستند. همچنین میزان تراکم خاک از محور قائم و با دانستن میزان E_D تعیین میشود.



شکل (۶-۱۵): طبقه بندی خاک بر اساس نتایج دایلاتومتر تخت (Sabatini et al., 2002)

از سوی دیگر با دانستن P_1 و σ_{h0} از رابطه زیر می توان مقدار مقاومت برشی زهکشی نشده رسها را تخمین زد. در این رابطه N شاخص وابسته به انعطاف پذیری رس بوده و برای رسهای ترد وسیلت ۵، برای رس متوسط ۷ و برای رس پلاستیک نیمه حساس ۹ می باشد.

(۶-۲۵)

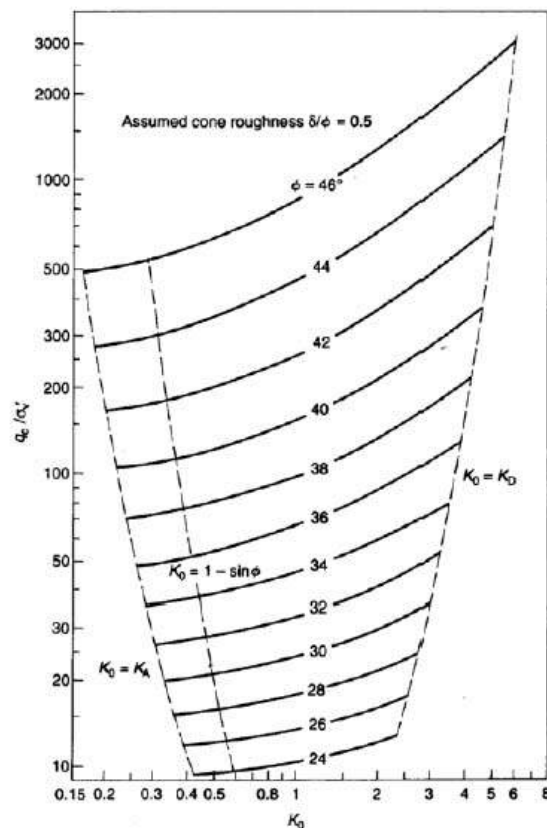
$$S_u = (P_1 - \sigma_{h0}) / N_D$$

همچنین همانگونه که در بند قبل بیان گردید قرائت C در واقع فشار آب حفره ای و قرائت A نماد فشار افقی برجای خاک در عمق مورد آزمایش می باشد. بدین ترتیب پارامترهای مذکور نیز از آزمون دایلاتومتري به دست می آیند. همچنین مدول فشاری زهکشی نشده در خاکهای ماسه ای بر اساس شاخص E_D از فرمول زیر به دست می آید:

(۲۶-۶)

$$M = R_M E_D$$

که در آن E_D مدول دایلاتومتری و ضریبی است که تابع شاخص K_D می باشد. در شکل (۱۶-۶) نیز منحنی استخراج زاویه اصطکاک داخلی از نتایج آزمون دایلاتومتری تخت ارائه شده است.



شکل (۱۶-۶): نحوه تخمین زاویه اصطکاک داخلی خاک از نتایج آزمون دایلاتومتری (Clayton et al., 1997)

قابل ذکر است که، با توجه به آنکه در این آزمون از تجهیزات آزمایش CPT برای جاگذاری دستگاه و نفذ آن در زمین استفاده می شود، استفاده توام از آزمون های CPT و FDMT ضمن کاهش هزینه های مطالعات، می تواند نتایج مفیدی برای تخمین پارامترهای رفتاری زمین به دست دهد.

فصل هفتم:

آزمون‌های صحرایی تعیین نفوذپذیری زمین

۷-۱- مقدمه

نفوذپذیری یکی از مشخصات زمین است که در سازه‌های آبی و همچنین سازه‌هایی که سطح آب زیرزمینی و حرکت آب در خاک برای آنها اهمیت دارد، مورد توجه قرار می‌گیرد. این مشخصه که دارای بُعد طول بر زمان است معمولاً با واحدهایی نظیر متر بر ثانیه یا سانتی‌متر بر ثانیه اندازه‌گیری می‌شود. خاک‌های درشت دانه و شن و ماسه‌های تمیز معمولاً نفوذپذیری بالایی دارند، ولی خاک‌های ریزدانه و شن و ماسه‌هایی که حاوی درصد قابل توجهی ریزدانه هستند، نفوذپذیری اندکی دارند. از سوی دیگر نفوذپذیری توده‌های سنگی وابسته به میزان خردشدگی آنها و نوع پرشدگی درزه‌ها در آنهاست. در مواردی توده‌های سنگی شدیداً درزه‌دار که درزه‌های آنها با مصالح رُسی و ریزدانه پُر شده است معمولاً فاقد نفوذپذیری‌اند. در مقابل برخی از سنگ‌های سالم که فقط درزه‌هایی با فواصل چند متری داشته‌اند، به علت بازشدگی زیاد درزه‌ها و عدم وجود مصالح پرکننده در درزه‌های آنها، از نفوذپذیری بالایی برخوردارند.

برای تعیین ضریب نفوذپذیری روش‌های آزمایشگاهی و صحرایی متنوعی وجود دارد. با این حال معمولاً روش‌های صحرایی نتایج واقع بینانه‌تری به دست می‌دهند. در تعیین نفوذپذیری آزمایشگاهی خاک‌ها معمولاً نمونه‌گیری منجر به دست‌خوردگی در نمونه و تغییر تخلخل آن می‌گردد. همچنین شرایط لایه‌بندی و تشکیل لایه‌های خاک در آزمایشگاه قابل شبیه‌سازی نیست. از سوی دیگر برای تعیین نفوذپذیری آزمایشگاهی توده‌های سنگ نمی‌توان وضعیت هندسی درزه‌ها و شرایط پرشدگی آنها

را شبیه‌سازی کرد. بنابراین در عمل تنها راه اندازه‌گیری نفوذپذیری توده‌های سنگی آزمایش‌های صحرایی است. آزمون‌های آزمایشگاهی صرفاً می‌تواند برای خاک‌های ریزدانه و یا در صورت استفاده از قالب‌های با اندازه مناسب و اخذ نمونه دست نخورده برای خاک‌های درشت‌دانه نتایج قابل قبولی ارائه کرد. البته نمونه‌گیری از خاک‌های درشت دانه معمولاً با دست‌خوردگی همراه است.

از نظر کاربرد و اهمیت، تعیین نفوذپذیری برای پی سدها و بندها اصلی‌ترین مورد کاربرد ضریب نفوذپذیری است. در واقع برای محاسبه میزان تراوش از پی سد و همچنین برای تعیین گرادیان هیدرولیکی آب در نقاط مختلف پی لازم است ضریب نفوذپذیری به روش آزمایشگاهی یا صحرایی تعیین شده و در تحلیل‌های عددی به عنوان داده ورودی به نرم‌افزار داده شود. پس از انجام تحلیل عددی و تعیین میزان نشت از پی سد، ممکن است این نتیجه‌گیری به دست آید که حجم آب تراوش یافته مطابق با اهداف طرح است و در حد قابل قبولی است. با این حال ممکن است در مواردی میزان نشت از پی و یا گرادیان هیدرولیکی در برخی از نقاط پی بیش از حد مورد نظر برای طرح باشد در این موارد لازم است با تزریق پی یا سایر روش‌های آب‌بندی، نشت پی کاهش یابد.

همچنین علاوه بر مطالعه تراوش از پی سدها، آزمون‌های صحرایی تعیین نفوذپذیری زمین برای طراحی سیستم‌های پمپاژ از چاه‌ها نیز کاربرد دارند. در برخی از طرح‌های عمرانی قبل از احداث سازه ممکن است لازم باشد گود برداری عمیقی در زیر سطح آب زیرزمینی صورت پذیرد. پی‌کنی برخی از برج‌های بزرگ که چند طبقه در زیر زمین طبیعی دارند و یا پی‌کنی برخی از سدها نمونه‌ای از مورد مذکور است. در این حالت معمولاً برای پائین انداختن سطح آب زیر زمینی که مزاحم عملیات پی‌کنی است از سیستم‌های پمپاژ استفاده می‌کنند. برای طراحی تعداد، فواصل و عمق پمپ‌های مذکور لازم است نفوذپذیری خاک در جهت افقی و قائم مشخص باشد.

برای محاسبه زیر فشار^۱ وارد پی‌سازه‌های هیدرولیکی نیز دانستن ضریب نفوذپذیری زمین لازم است. زیر فشار در اثر قرارگیری پی سازه در عمقی پایین تر از سطح آزاد آب به وجود می‌آید و در برخی از موارد، نظیر پی سر ریز سدها، از

فشارهای بسیار بزرگی برخوردار می‌شود. با دانستن ضریب نفوذپذیری زمین، مقدار فشار آب در هر نقطه از زیرسازه محاسبه شده و در مجموع نیروی رو به بالای وارد بر پی سازه برآورد می‌شود. در صورتی که این نیرو بیش از حد قابل قبول برای سازه باشد، غالباً با استفاده از میل مهارهای فولادی تعادل در پی ایجاد می‌شود. با این حال ممکن است با روش‌های اصلاح در بهسازی زمین و یا زه‌کشی نیز بتوان مقدار نیروی زیر فشار را کاهش داد. در هر صورت در موارد مذکور دانستن ضریب نفوذپذیری پی لازم است.

1 - Up-Lift Pressure

به طور کلی برای تعیین میزان نفوذپذیری زمین به شیوه صحرایی سه روش وجود دارد:

الف) تعیین نفوذ پذیری صحرایی با آزمون‌های تراوش^۱، که شامل آزمایش‌های سطح آب افتان، خیزان و ثابت است و برای تعیین نفوذپذیری توده‌های خاکی کارائی دارد. مجموعه این آزمون‌ها تحت عنوان آزمایش لوفران^۲ نیز شناخته می‌شود.

ب) تعیین نفوذپذیری صحرایی با آزمون‌های پمپاژ آب که برای تعیین میزان نفوذپذیری در توده‌های سنگی درزه‌دار کارائی داشته و به نام آزمایش لوژان^۳ نیز شناخته می‌شود.

ج) تعیین نفوذپذیری صحرایی با آزمون‌های پمپاژ آب^۴ که در آن سطح آب چاه مورد آزمایش با پمپاژ پایین برده می‌شود و تغییر سطح آب در چاه‌های مجاور برای اندازه‌گیری نفوذپذیری خاک ثبت می‌گردد.

در ادامه مطالب این فصل، جزئیات روش‌های مذکور به تفصیل مورد بحث و بررسی واقع می‌شود. قابل ذکر است که با توجه به ماهیت تجربی روش‌های مذکور ممکن است نتایج روش‌های مختلف برای یک ساختگاه ارقام یکسانی به دست ندهد. بدیهی است که قضاوت کارشناسی نقش تعیین کننده‌ای در انتخاب ضریب نفوذپذیری پی دارد.

۲-۷- تعیین نفوذپذیری در توده‌های سنگی با آزمایش فشار آب (لوژان)

۱-۲-۷ تعریف

مرسوم‌ترین روش اندازه‌گیری نفوذپذیری توده‌های سنگی درزه‌دار در صحرا، شیوه ابداع شده توسط Lugeon (1933) است. در این روش که به نام آزمایش لوژان موسوم است، ابتدا میزان آب خوری توده تحت یک فشار ثابت اندازه‌گیری می‌شود و سپس با تغییر فشار آب منحنی تغییرات خورند در برابر فشار آب ترسیم می‌شود. از تفسیر این نمودار عدد لوژان به دست می‌آید.

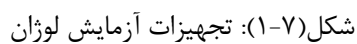
عدد لوژان در واقع نماد غیر مستقیم نفوذپذیری توده‌های سنگ است و طبق تعریف یک واحد لوژان معادل نفوذپذیری توده سنگی است که از یک متر طول گمانه حفاری شده در آن، تحت فشار ۱۰ بار، یک لیتر در دقیقه آب عبور کند. با توجه به این که تعیین نفوذپذیری زمین در این روش با سیستم آب تحت فشار انجام می‌شود این آزمون را به نام آزمایش فشار آب^۵ نیز می‌شناسد. از زمان

-
- 1 - Seepage Tests
 - 2 - Lefrane Test
 - 3 - Lugeon Test
 - 4 - Pumping Tests
 - 5 - Water Pressure Test

ابداع آن در سال ۱۹۳۳ تاکنون محققین مختلف برای تفسیر منحنی‌های آن به اظهار نظر پرداخته‌اند، و همچنان در این زمینه کاوش‌های ارزشمندی در سطح جهان انجام می‌شود.

۲-۲-۷ روش و ابزارهای انجام آزمایش

آزمایش فشار آب یا لوژان یک آزمون درون چاهی است و بنابر این لازم است برای انجام آن گمانه-ای حفاری شود. به همین دلیل این آزمون معمولاً در جریان حفاری گمانه‌های اکتشافی انجام می‌شود. معمولاً در طرح‌های آبی در حین حفاری گمانه‌های اکتشافی و مغزه‌گیری از سنگ، به موازات پیشروی گمانه آزمون فشار آب هم انجام می‌شود. پس از حفاری تا مقطع مورد نظر، سر مته‌ها و ادوات حفاری از چاه بیرون کشیده شده و جدار گمانه به طور کامل شستشو داده می‌شود. شستشوی گمانه تا جایی ادامه می‌یابد که آب کاملاً زلال از گمانه خارج شود. هدف از شستشوی گمانه تمیز کردن جدار آن و خارج نمودن گل و لای از میان درزه‌های جدار است که ممکن است به طور غیر طبیعی راه نفوذ آب را به محیط اطراف را ببندد. پس از شستشو، مطابق آنچه در شکل (۷-۱) نشان داده شده است، مسدودکننده‌هایی^۱ در دو سر قطعه مورد نظر برای آزمایش نصب می‌شود و بدین وسیله دوسر قطعه آب‌بند می‌گردد. بدین ترتیب جریان آب می‌تواند صرفاً به صورت افقی از قطعه مورد نظر به زمین اطراف وارد شود. باید توجه شود که مسدودکننده‌ها به خوبی راه عبور آب از داخل قطعه به بالا و پایین گمانه را بسته باشند. در غیر این صورت فرار آب از پشت مسدودکننده‌ها نتایج حاصل از آزمایش را با خطا مواجه خواهد کرد. پس از حصول اطمینان از عملکرد مسدودکننده‌ها آب تحت فشار وارد قطعه مورد نظر می‌شود. این کار معمولاً در ۵ یا ۷ پله فشار انجام می‌شود.



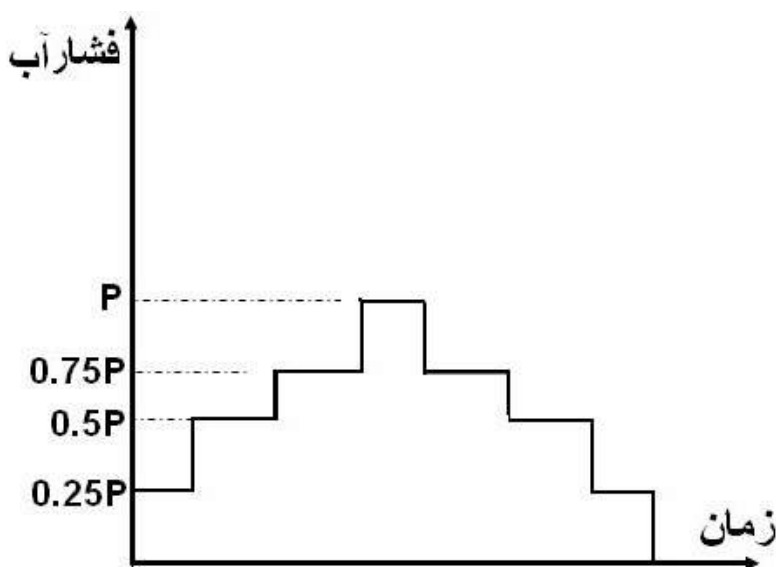
پله‌های فشار معمولاً در حالتی که آزمون هفت پله‌ای انجام می‌شود، به ترتیب معادل p ، $0/25p$ ، $0/5p$ ، $0/75p$ ، p ، $0/25p$ ، $0/5p$ ، p می‌باشد.

تحت آن انجام می‌شود و در ارقام مذکور معادل p در نظر گرفته شده تابع حداکثر ارتفاع آب مخزن سد در دوران بهره‌برداری و مشخصات طرح است. در شکل (۷-۲) به طور شماتیک روند افزایش فشار در یک آزمایش لوژان نشان داده شده است (Clayton et al. (1997 پیشنهاد نموده است که پله‌های

فشار در سیستم ۵ پله‌ای به ترتیب برابر $\frac{p}{3}$ ، $\frac{2p}{3}$ ، p ، $\frac{2p}{3}$ ، $\frac{p}{3}$ در نظر گرفته شود.

قابل ذکر است که در مرحله اول برای ارتقاء فشار از صفر به $0.25p$ روند افزایش فشار به آرامی صورت می‌پذیرد.

حجم آب نفوذ یافته به زمین در هر پله در فواصل زمانی ۵ دقیقه‌ای قرائت و ثبت می‌شود. در صورتی که اختلاف بین دو قرائت از یک پله فشار کمتر از ۱۰٪ باشد آزمایش در پله فشار مذکور پایان یافته تلقی می‌شود و افزایش فشار برای پله بعد صورت می‌پذیرد. بنابراین مشخص نیست که هر پله فشار چه زمانی را به خود اختصاص می‌دهد و چه میزان آب در طی آن به داخل زمین نفوذ می‌یابد. همچنین باید توجه شود که قبل از شروع آزمایش، قطعه مورد آزمایش از آب اشباع شود و حجم آبی که برای اشباع شدن قطعه به کار می‌رود در محاسبه نفوذپذیری زمین دخالت داده نشود. برای اشباع نمودن معمولاً به مدت ۱۰ دقیقه آب بدون فشار به صورت ثقلی به محیط تزریق می‌شود.



شکل (۷-۲): نحوه افزایش فشار در آزمایش لوژان به روش هفت پله‌ای

برای هر پله فشار یک عدد لوژان به دست می‌آید. بنابراین در سیستم پنج پله‌ای ۵ عدد لوژان و در سیستم هفت پله‌ای، ۷ عدد لوژان به دست می‌آید. برای انتخاب عدد لوژان نهایی قطعه، محققین

روش‌های متنوعی ارائه نموده‌اند که در بخش بعدی این نوشتار مورد بحث واقع شده است. در هر صورت عدد لوژان برای هرپله فشار از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$L_u = 10 \frac{Q}{p_e l} \quad (۷-۱)$$

که در آن Q معادل حجم آب جذب شده در دقیقه برای هر پله فشار است و بر حسب لیتر در دقیقه اندازه‌گیری می‌شود. همچنین P_e ، فشار موثر آب در وسط قطعه مورد آزمایش بر حسب اتمسفر و L ، طول قطعه مورد آزمایش بر حسب متر است.

در صورتی که عدد لوژان برای پله‌های مختلف مساوی و یا نزدیک به هم باشد، وضعیت جریان آب در توده سنگی آرام گزارش شده و عدد لوژان نهایی متوسط اعداد حاصله است. در غیر این صورت بر حسب نظرات محققین نسبت به شناسائی وضعیت جریان آب در توده و انتخاب عدد لوژان نهایی اقدام می‌گردد. (Houlsby 1976)، روشی ساده مبتنی بر بررسی میله‌ای عدد لوژان پله‌های مختلف فشار برای انتخاب نوع جریان و عدد لوژان نهایی ارائه کرده است. همچنین برخی محققین دیگر انتخاب عدد لوژان نهایی را از طریق تفسیر نمودارهای فشار به خوردن ($P-Q$) توصیه کرده‌اند. در ادامه مطالب این فصل، درباره روش‌های مذکور بحث شده است.

برای محاسبه فشار موثر (P_e)، لازم است فشار مانومتر فشار آب قرائت شده از عقربه فشارسنج و ارتفاع آب روی نقطه مورد آزمایش (فشار هیدرواستاتیک) باهم جمع زده شده و افت مسیر از آنها کاسته شود. بدین ترتیب خواهیم داشت:

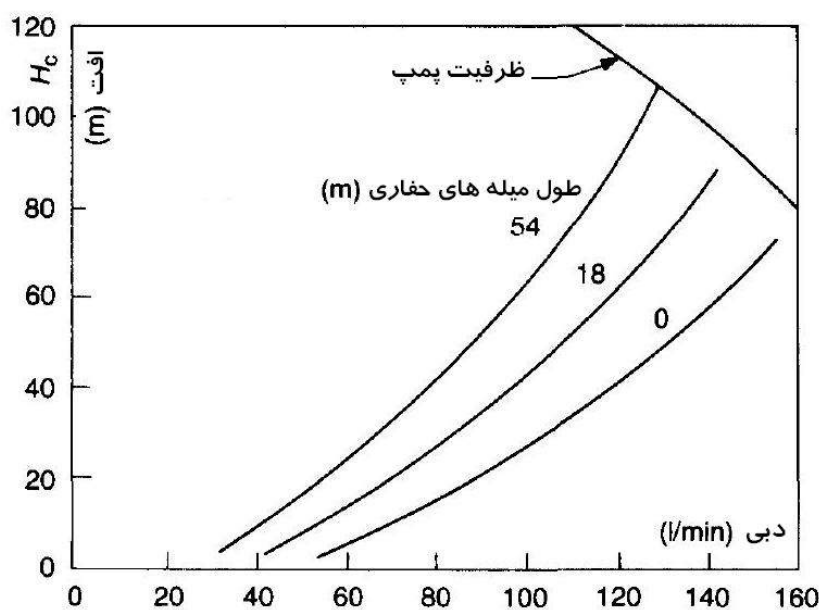
$$P_e = P_m + P_h - \Delta p, \quad \Delta P = P_p + P_r \quad (۷-۲)$$

در روابط بالا، P_e فشار موثر، P_m فشار مانومتر، P_h ارتفاع آب از مانومتر تا وسط قطعه و ΔP افت فشار می‌باشد.

همچنین P_p افت فشار پکر، P_r افت فشار میله‌های حفاری هستند و به روش‌های تجربی محاسبه می‌گردند. تمامی فشارها بر حسب واحد اتمسفر در روابط قرار داده می‌شوند. باید توجه نمود که در صورتی که گمانه زاویه‌دار باشد فشار هیدرواستاتیک معادل ارتفاع قائم وسط قطعه مورد آزمایش از سطح زمین خواهد بود. همچنین در صورتی که سطح آب زیر زمینی بالاتر از قطعه مورد آزمایش باشد، برای محاسبه فشار هیدرواستاتیک به جای ارتفاع آب از مانومتر تا وسط قطعه، ارتفاع آب از مانومتر تا سطح آب زیر زمینی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

برای محاسبه افت پکر و میله‌های حفاری، لازم است تجهیزات مذکور کالیبراسیون شده و افت فشار آب در آنها اندازه‌گیری شود. بدین ترتیب منحنی میزان افت به ازاء دبی‌های مختلف برای آب و همچنین طول‌های مختلف برای میله‌های حفاری قابل ترسیم است. (Dick(1975 نمونه‌ای از منحنی-های مذکور را که در آن افت کل بر حسب دبی و طول میله حفاری قابل محاسبه است، ارائه نموده است. منحنی مذکور در شکل (۷-۳) ارائه شده است، با این حال به نظر می‌آید این منحنی صرفاً برای شرایط تجهیزات مورد استفاده توسط محقق مذکور قابل استفاده باشد و توصیه می‌شود برای هر تجهیزاتی این منحنی به طور مستقل محاسبه شود.

افت میله حفاری (P_f) برای آب خوری‌های کم، قابل صرف‌نظر است. در سنگ‌های نفوذپذیر میزان این افت بر اساس جداولی که بر حسب اندازه و طول میله‌ها و دبی آب تهیه شده‌است، قابل محاسبه می‌باشد. برای محاسبه افت پکر (P_p) می‌توان پکر را به صورت آزاد روی زمین قرار داده و با اتصال پمپ به آن میزان افت فشار در پکر به ازای دبی حداکثر پمپ را محاسبه نمود. این افت به عنوان افت پکر برای پکر و پمپ مورد نظر و همچنین در حداکثر دبی پمپ قابل اعتبار است. با این حال با تغییر تجهیزات، آزمایش مذکور می‌بایست مجدداً انجام شود. همچنین برای محاسبه افت پکر در دبی‌های دیگر می‌توان آزمایش را برای دبی‌های مختلف انجام داده و منحنی‌های افت را، نظیر آنچه توسط Dick (1975) تهیه گردیده است و در شکل (۷-۳) نمایش داده‌شد، به دست آورده و یا این که از روابط تقریبی دبی افت فشار و دبی استفاده نمود.



شکل (۷-۳): منحنی پیشنهادی توسط Dick(1975) برای محاسبه افت تجهیزات

۷-۲-۳- روش میله‌ای برای تفسیر نتایج آزمایش لوژان

Houlsby (1976) روش ساده‌ای برای تعیین نوع جریان در توده‌های سنگی و انتخاب عدد لوژان نهایی برای هر مقطع ارائه نمود. بر مبنای این روش، نظیر آنچه در شکل (۷-۴) برای یک آزمایش آب پنج پله‌ای نمایش داده شده است، ابتدا مقادیر لوژان پله‌های مختلف فشار، به صورت میله‌ای ترسیم می‌گردد. سپس با توجه به روند تغییرات این ارقام با پله‌های فشار، یکی از حالت‌های پنج‌گانه نشان داده شده برای تفسیر جریان انتخاب می‌شود.

در حالت (۱)، مقدار لوژان در پله‌های فشار تقریباً مقادیر مساوی و یکسانی دارد. در این حالت جریان آب در توده حالت آرام و یا خطی^۱ داشته و عدد نهایی لوژان معادل متوسط مقادیر حاصل برای پله‌های مختلف است.

در حالت (۲)، مقدار لوژان با افزایش فشار کاهش یافته‌است. در این حالت جریان آشفته و مغشوش^۲ بوده و مقدار لوژان نهایی معادل عدد لوژان مربوط به فشار، حداکثر می‌باشد. در واقع در این حالت لوژان فشار حداکثر که کمترین لوژان است به عنوان لوژان نهایی انتخاب می‌شود. البته جریان به ندرت کاملاً مغشوش می‌باشد و روند افزایش فشار و کاهش لوژان معمولاً در همه پله‌ها دیده نمی‌شود.

در حالت (۳)، با افزایش فشار عدد لوژان نیز افزایش یافته و پس از کاهش فشار عدد لوژان نیز کاهش یافته است. در این حالت چنین به نظر می‌رسد که با افزایش فشار به طور پیوسته درزه‌ها و ترک‌های سنگ نیز بازتر شده و انبساط یافته‌اند و پس از آن درزه‌ها حالت الاستیک داشته و با کاهش فشار مجدداً به حالت اولیه باز گشته‌اند. این حالت انبساط درزه‌ها^۳ نامیده می‌شود و برای انتخاب عدد نهایی لوژان می‌توان میانگین دو فشار حداقل و یا میانگین دو فشار میانی را به کار گرفت. در واقع علت عدم انتخاب لوژان حداکثر آن است که در عمل به محیط اجازه داده نمی‌شود که با تحمل فشارهای بالا دچار انبساط درزه‌ها گردد. این امر با کاهش فشار یا تزریق محیط و بستن درزه‌ها صورت می‌گیرد.

در حالت (۴)، با افزایش فشار، عدد لوژان افزایش یافته و پس از کاهش فشار عدد لوژان همچنان روند صعودی داشته و کاهش نیافته است. به نظر می‌آید که در این حالت مواد پرکننده درزه‌های توده سنگی، در اثر فشار آب شسته شده و نفوذپذیری آنها افزایش یافته است. بر همین اساس این وضعیت را آب شستگی^۴ نامیده‌اند و چون در اثر آزمایش نفوذپذیری توده افزایش یافته، در عمل نیز با آگیری مخزن سد و اعمال اولین فشارها به این توده مصالح پرکننده درزه‌ها شسته شده و نفوذپذیری محیط

1- Laminar

2 - Turbulant

3- Dilation

4- Wash out

افزایش می یابد. بر همین اساس عدد لوژان مربوط به آخرین پله فشار که بیشترین عدد لوژان نیز می باشد، به عنوان عدد لوژان نهایی مقطع انتخاب می گردد.

در حالت (۵)، هر چه از شروع آزمایش گذشته است، بر خلاف حالت چهارم، عدد لوژان کاهش یافته است. به نظر می آید که درزه های توده سنگی به مرور زمان پر شده و عبور جریان را مشکل ساخته اند. این حالت به نام پر شدن درزه ها^۱ مشهور است و در آن عدد لوژان نهایی معادل عدد لوژان پله آخر فشار که کمترین عدد لوژان است انتخاب می گردد. در واقع علت انتخاب لوژان کمتر آن است که در پی سازه نیز با آگیری مخزن نظیر همین حالت اتفاق افتاده و با اعمال فشار درزه ها مسدود می گردند. با این حال توصیه می شود که به منظور اطمینان از حصول شرایط مذکور آزمایش در زمان طولانی تری انجام گردد.

شماره حالت	روند مقادیر فشار	روند مقادیر لوژان در هر پله	نوع جریان	نحوه انتخاب عدد لوژان نهایی مقطع
۱			خطی یا آرام	متوسط کلیه مقادیر
۲			آشفته	عدد لوژان فشار حداکثر
۳			انبساط درزه ها	متوسط دو پله اول و آخر و یا متوسط دو پله میانی
۴			آب شستگی	عدد لوژان آخرین پله فشار
۵			پر شدن درزه ها	عدد لوژان آخرین پله فشار

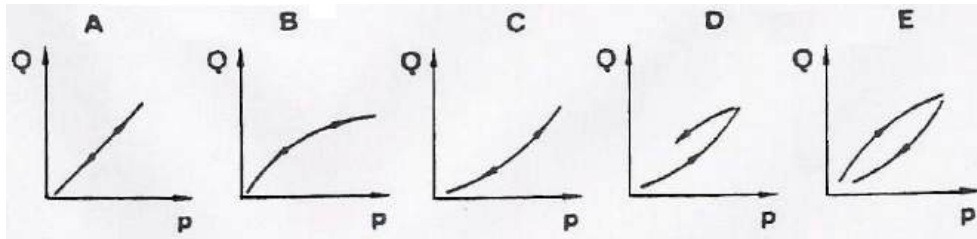
شکل (۷-۴): روش میله ای هولسبی برای تفسیر نتایج لوژان (Houlsby, 1976)

۷-۲-۴- روش منحنی های (P-Q) برای تفسیر نتایج آزمایش لوژان

یکی از روش های ارزیابی رفتار جریان در توده های سنگی و انتخاب عدد لوژان نهایی هر مقطع، استفاده از منحنی های فشار در مقابل خورد (P-Q) است. در واقع هر چه فشار آب زیاد می شود، غالباً خوردن مقطع نیز افزایش می یابد. با این حال، شیب منحنی فشار- خوردن و همچنین وقوع تغییرات ناگهانی در روند افزایش آن می تواند در شناخت رفتار جریان در داخل توده های سنگی موثر باشد. پژوهشگران، دسته بندی های متعددی برای نمودارهای P-Q ارائه کرده و بر اساس آن رفتار توده های سنگی را تفسیر کرده اند. از جمله موارد مذکور می توان به دسته بندی های ارائه شده توسط Kutzner(1985)، Foyo(1991) و Ewert(1985) اشاره نمود.

1- Void Filling

بر اساس طبقه‌بندی Kutzner(1985) به طور کلی منحنی‌های P-Q را می‌توان به پنج گروه تقسیم کرد. در شکل (۵-۷) منحنی مذکور با حروف A تا E نمایش داده شده است. در حالت A جریان خطی و در حالت B جریان آشفته است. در حالت C تغییر مکان الاستیک^۱، در حالت D فرسایش یا ترک خوردگی درزه‌ها^۲ و در حالت E پر شدن درزه‌های مجزا اتفاق افتاده است.



شکل (۵-۷): دسته‌بندی Kutzner(1985) برای تفسیر منحنی‌های P-Q

Ewert(1985) دسته‌بندی‌های ارائه شده برای منحنی‌های P-Q را مورد بحث قرار داده و ابراز عقیده کرده است که تفاوت قائل شده بین جریان‌های خطی و آشفته از دیدگاه هیدرولیکی ناصحیح بوده و در کاربردهای عملی مهندسی ژئوتکنیک نیز مفاهیم هیدرولیکی مذکور کارایی ندارند. به نظر وی لازم است حالت توده‌های نفوذناپذیر را که در آن‌ها با افزایش فشار تغییری در دبی ورودی به محیط به وجود نمی‌آید، به حالت‌های بحث شده اضافه نمود. نهایتاً^۳ Ewert(1985) مطابق آنچه در شکل (۶-۷) نمایش داده شده است، شش گروه اصلی برای منحنی‌های P-Q بر حسب شرایط ژئومکانیکی معرفی کرده است.

در گروه‌های اول تا سوم، توده سنگ به طور طبیعی نفوذناپذیر و بسته بوده و لذا دبی چندانی وارد توده نمی‌شود. در حالت اول با افزایش فشار نیز، نفوذناپذیری ادامه داشته است. در حالت دوم با افزایش فشار برخی از درزه‌های مستقل و غیر مرتبط اندکی آب جذب کرده‌اند. در حالت سوم با افزایش فشار توده سنگ دچار شکست هیدرولیکی شده و تحت یک فشار خاص افزایش قابل توجهی در دبی دیده شده است.

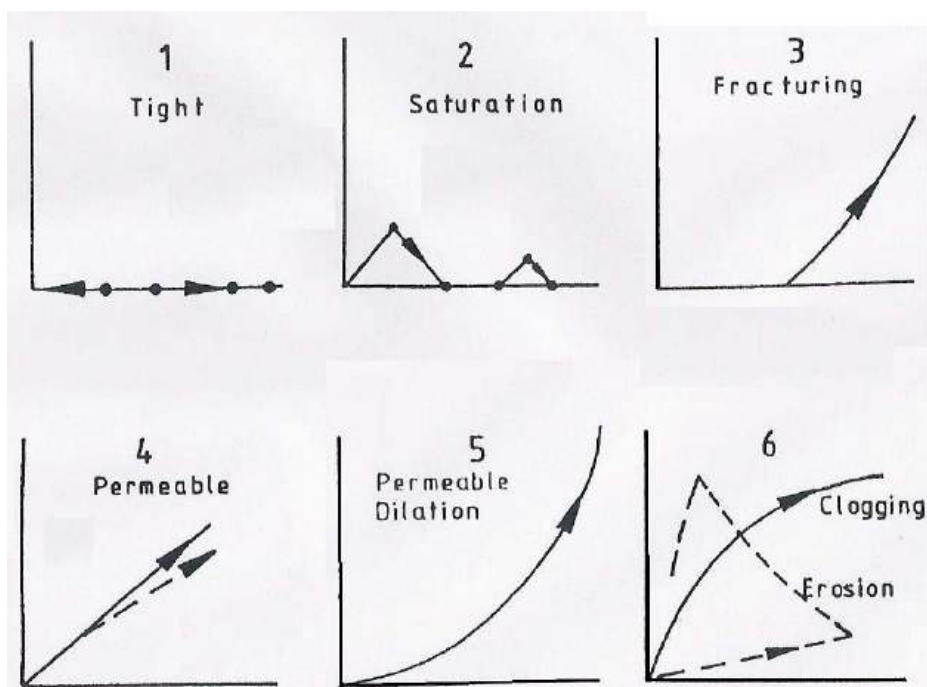
در حالت‌های چهارم و پنجم، توده سنگ به طور طبیعی نفوذپذیر نامیده می‌شود. در حالت چهارم رابطه بین دبی و فشار، خطی بوده و یا دبی اندکی کمتر یا بیشتر از مقدار رابطه خطی وارد محیط شده است. در حالت پنجم نفوذپذیری توده با افزایش فشار به طور پیوسته افزایش یافته است. علت افزایش نفوذپذیری در این حالت اتساع و باز شدن درزه‌ها می‌باشد.

1- Elastic Deformation

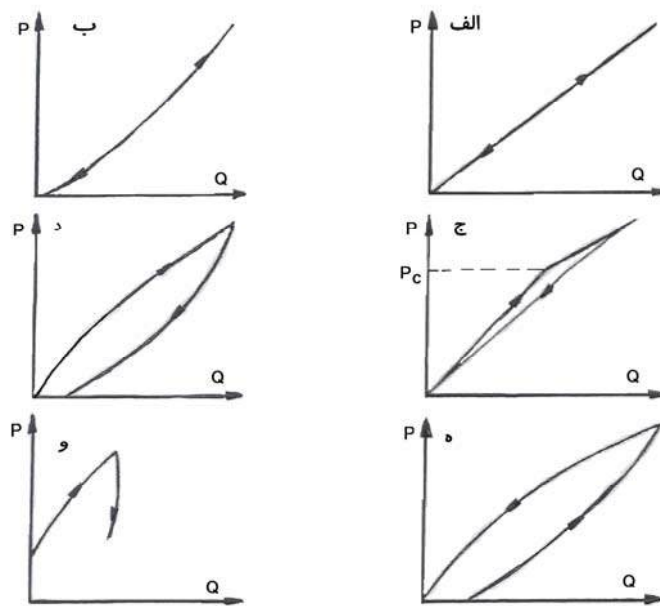
2 -Erosion or Cracking

حالت ششم برای هر دو گروه سنگ‌هایی که به طور طبیعی نفوذپذیر و یا نفوذناپذیر هستند، می‌تواند اتفاق افتد. در یک حالت با افزایش فشار، به علت وقوع فرسایش در درزه‌ها و شسته‌شدن پرشدگی‌ها میزان خوردند افزایش یافته است. در حالت دیگر به علت انتقال مصالح فرسایش پذیر به درزه‌های دورتر و مسدود نمودن راه عبور جریان، میزان خوردند کاهش یافته است.

در نشریه شماره ۱۸۸ دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور که تحت عنوان دستورالعمل آزمایش‌های تراوایی در سال ۱۳۷۸ تهیه گردیده و بخشی از آن به توصیف و تشریح آزمایش لوژان اختصاص یافته است، شش حالت برای منحنی‌های $P-Q$ معرفی شده است. حالت‌های مذکور در شکل (۷-۷) نمایش داده شده است. در این منحنی‌ها حالت (الف) معرف حالتی است که جریان آب در ناپیوستگی‌های توده سنگ وضعیت غیرآشفته دارد. در این شرایط مواد موجود در شکاف‌ها فرسایش نمی‌یابد و رابطه بین P, Q خطی است. در حالت (ب) جریان در ناپیوستگی‌ها احتمالاً آشفته است. در حالت (ج) درزه‌های توده سنگ در اثر افزایش فشار آب باز شده است. در این حالت فشار P به عنوان فشار شکست هیدرولیکی گزاریش شده و در اثر شکستگی‌های جدید در سنگ به وجود می‌آید.



شکل (۷-۶): دسته‌بندی ارائه شده توسط Ewert (1985) برای منحنی‌های $P-Q$ بر مبنای شرایط ژئومکانیکی

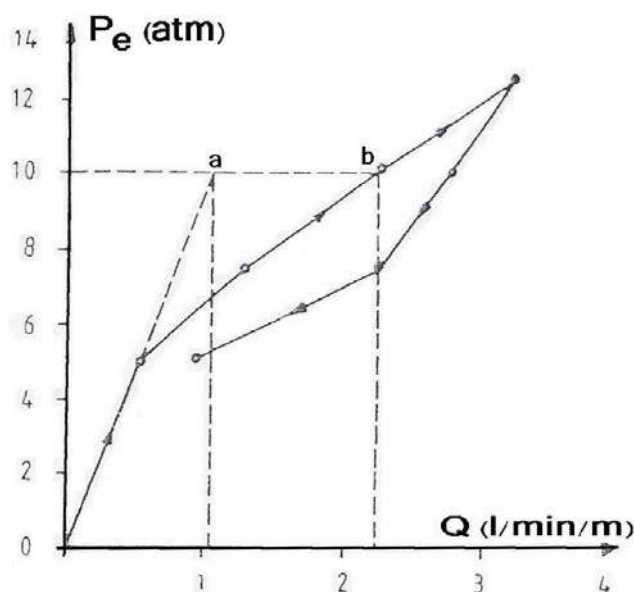


شکل (۷-۷) : دسته بندی منحنی های آزمایش لوژان در نشریه شماره ۱۸۸

در حالت (د) مواد پر کننده درزه‌ها در حین آزمایش شسته شده‌اند و بر همین اساس تراوایی، که به افزایش فشار به طور نمایی افزایش یافته است، پس از کاهش فشار همچنان مقداری بیش از منحنی رفت خود را دارد. در حالت (ه)، برخلاف حالت (د)، میزان خوردن در منحنی برگشت کمتر از منحنی رفت بوده است. به عبارت دیگر به علت پر شدن درزه‌ها میزان نفوذپذیری محیط کاهش یافته است. متأسفانه به اشتباه این وضعیت در نشریه شماره ۱۸۸، به عنوان شکست هیدرولیکی معرفی شده است. در حالت (و)، بر اساس نشریه شماره ۱۸۸، در حین آزمایش مواد پر کننده درزه‌ها جابه‌جا شده و کمی دورتر از مقطع آزمایش نهشته شده‌اند. البته این منحنی با منحنی معرفی شده برای این حالت توسط Ewert (1985) هماهنگی ندارد.

برای انتخاب عدد نهایی لوژان مقطع بر اساس نتایج منحنی‌های $P-Q$ ، لازم است اهداف مورد نظر از محاسبه لوژان و وضعیت بارگذاری توده در دوران بهره‌برداری مورد توجه واقع شود. به طور کلی و بر اساس تعریف ارائه شده، عدد لوژان متناسب با شیب منحنی $P-Q$ می‌باشد. در صورتی که این منحنی خطی باشد، شیب مذکور در سراسر آزمایش ثابت است. با این حال عدد لوژان که نمایانگر میزان آب خوری توده است، معمولاً تابع فشار آب وارده می‌باشد. همچنین فشار ناشی از وزن سازه نیز در بسته شدن ترک‌های افقی و مایل موثر است. در پی سدها، وزن سازه در جهت بسته شدن ترک‌ها و فشار آب

مخزن در جهت باز کردن آنها، عمل می‌کنند. در سازه‌های غیر آبی، وزن سازه در جهت متراکم نمودن پی عمل نموده و معمولاً نفوذپذیری نهایی پی کمتر از نفوذپذیری آزمون‌های صحرایی است. در شکل (۷-۸) نمونه منحنی $P-Q$ که وضعیت شکست هیدرولیکی را نشان می‌دهد، برای محاسبه عدد لوژان مقطع مورد استفاده واقع شده است. بر اساس پیشنهاد نشریه ۱۸۸، بهتر است برای حالتی که محاسبه نشت از پی سازه‌های آبی مورد نظر است، برای محاسبه عدد لوژان از شیب قسمت ابتدایی منحنی استفاده شود. در این صورت دبی متناظر با نقطه a برای محاسبه لوژان به کار می‌رود. با این حال برای حالتی که ارزیابی تزریق‌پذیری توده سنگ و جذب دوغاب مورد نظر است توصیه شده است که شدت جریان آب در حداکثر فشار اعمال شده در آزمایش برای محاسبه عدد لوژان به کار گرفته شود. در این صورت لازم است از دبی متناظر با نقطه b برای محاسبه عدد لوژان استفاده شود.



شکل (۷-۸): نحوه محاسبه عدد لوژان از منحنی‌های $P-Q$ برای محاسبه نفوذپذیری و تزریق‌پذیری

۷-۲-۵- رابطه بین عدد لوژان و ضریب نفوذپذیری زمین

آزمایش فشار آب برای ارزیابی نفوذپذیری زمین صورت می‌پذیرد، با این حال، نتیجه این آزمایش عدد لوژان است که رابطه دقیقی بین این عدد و ضریب نفوذپذیری (k) وجود ندارد. در واقع عدد لوژان برای ارزیابی نسبی نفوذپذیری توده‌های درزه‌دار سنگی کارایی دارد و اکثر محققین تاکید کرده‌اند که تبدیل عدد لوژان به ضریب نفوذپذیری از مفهوم دقیقی برخوردار نیست. با این وجود، در شرایطی که

سنگ درزه‌های منظمی داشته باشد می‌توان تا حدودی رابطه k و (Lu) را پذیرفت. همچنین رابطه-های ارائه شده برای محاسبه ضریب نفوذپذیری از طریق آزمایش فشار آب، در صورتی که قضاوت کارشناسی دقیقی به آنها منضم شود، برای ارزیابی کلی و سرانگشتی تراوش پی می‌توانند مورد استفاده واقع شوند.

دفتر عمران ایالات متحده^۱ در (Earth Manual 1963) بر مبنای نتایج آزمایش لوژان روابط زیر را برای محاسبه k پیشنهاد کرده است:

$$k = \frac{Q}{2\pi l p_e} \log_e \left(\frac{L}{r} \right), L \geq 10r \quad (۳-۷)$$

$$k = \frac{Q}{2\pi L p_e} \sinh^{-1} \left(\frac{L}{2r} \right), 10r > L > r \quad (۴-۷)$$

که در آن،

K ، ضریب نفوذپذیری توده، بر حسب سانتی‌متر بر ثانیه

Q ، دبی ورودی با نرخ ثابت به درون گمانه، بر حسب سانتی‌متر مکعب بر ثانیه

L ، طول قسمت مورد آزمایش از گمانه، بر حسب سانتی‌متر

r ، شعاع گمانه در قطعه مورد آزمایش، بر حسب سانتی‌متر

P_e ، فشار موثر آب روی قطعه مورد مطالعه، که در روابط قبلی نحوه محاسبه آن بیان گردید.

علاوه بر رابطه مذکور، روابط دیگری توسط (Hoek and Bray 1981) و همچنین گراف‌هایی در نشریه شماره ۱۸۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی برای تبدیل نتایج آزمایش لوژان به ضریب نفوذپذیری ارائه شده است.

۳-۷- تعیین نفوذپذیری صحرایی در خاک با آزمایش لوفران

آزمایش صحرایی لوفران یک آزمون درون چاهی است که برای اندازه‌گیری نفوذپذیری توده‌های خاکی نظیر آبرفتهای رودخانه‌ای، تراس‌های آبرفتی قدیمی، واریزه‌ها و خاک‌های بر جا کارائی دارد. با توجه به آن که آزمون به صورت برج و صحرایی انجام می‌شود و نتایج آزمون لوفران در خاک‌های ریزدانه نسبت به نتایج نفوذپذیری آزمایش اغلب واقع بینانه‌تر است. در خاک‌های درشت دانه هم که

عمدتاً تهیه نمونه دست نخورده برای آزمون‌های آزمایشگاهی مقدور نیست، آزمون صحرایی لوفران به عنوان اصلی‌ترین روش تعیین ضریب نفوذپذیری توده کارائی دارد. همچنین در سنگ‌های شدیداً درزه‌دار امکان آب‌بندی مطمئن قطعه به روش‌های مختلفی برای انجام آزمایش لوفران وجود دارد. که به طور خلاصه این روش‌ها به دو دسته نقطه‌ای و قطعه‌ای و یا تراوش افقی^۱ و تراوش قائم^۲ تقسیم می‌شوند. در دسته اول قطعه‌ای از گمانه آب‌بندی شده و تحت فشار آب قرار می‌گیرد. در این حالت آب به صورت افقی وارد لایه های زمینی شده و لذا ضریب نفوذپذیری افقی توده تعیین می‌شود. در دسته دوم آزمایش‌ها، آب صرفاً از انتهای گمانه (کف گمانه) و به صورت قائم وارد محیط می‌شود. بر همین اساس در آزمایش‌های این دسته ضریب نفوذپذیری قائم توده تعیین می‌شود. در روش اخیر برای آن‌که آب صرفاً از انتهای گمانه وارد زمینی شود، لوله جدار (کیسینگ) را تا انتهای گمانه در زمین فرو می‌برند و لذا عمداً تنها راه خروج آب نقطه انتهای گمانه است.

در مواردی که جدار گمانه به علت دانه ای بودن خاک و یا سایر موارد ریزش می‌کند، معمولاً اندازه‌گیری نفوذپذیری افقی امکان پذیر نیست و لذا لوله جدار به انتهای گمانه رانده شده و آزمایش صرفاً برای تعیین نفوذپذیری قائم انجام می‌شود. از سوی دیگر، بر حسب اینکه سطح آب داخل گمانه ثابت نگه داشته شده و دبی ورودی به زمین اندازه‌گیری شود و یا اینکه دبی ثابت نگه داشته شده و تغییرات سطح آب اندازه‌گیری شود، سه روش بار آبی ثابت، بار آبی افتان و بار آبی خیزان، برای انجام آزمایش لوفران وجود دارد. بنابراین با وجود دو دسته آزمایش که هر یک به سه روش انجام می‌شوند، عملاً آزمایش لوفران به ۶ روش زیر امکان‌پذیر است:

- (۱) آزمون بار آبی ثابت، به روش نقطه‌ای
- (۲) آزمون بار آبی ثابت، به روش قطعه‌ای
- (۳) آزمون بار آبی افتان، به روش نقطه‌ای
- (۴) آزمون بار آبی افتان، به روش قطعه‌ای
- (۵) آزمون بار آبی خیزان، به روش نقطه‌ای
- (۶) آزمون بار آبی خیزان، به روش قطعه‌ای

به طور کلی روش‌های بار آبی افتان و خیزان صرفاً در خاک‌های با نفوذپذیری پایین کاربرد دارند. در خاک‌های درشت دانه و به طور کلی خاک‌هایی که نفوذپذیری بالایی دارند، تغییرات تراز سطح آب به قدری سریع انجام می‌شود که نمی‌توان آن را با دقت اندازه‌گیری نمود. از سوی دیگر در خاک‌های نفوذپذیر معمولاً از آزمون بار آبی ثابت استفاده می‌گردد.

1- Horizontal Percolation

2- Vertical Percolation

قابل ذکر است که در آزمایش بارآبی افتان جهت جریان آب از گمانه به سوی زمین و در آزمایش بار آبی خیزان از سوی زمین به درون گمانه است. بنابراین در آزمایش افتان خطر بسته شدن خلل و فرج خاک در اثر ته نشینی رسوبات موجود آب در جدار گمانه وجود دارد. در مقابل، در آزمایش خیزان در صورتی که گرادیان جریان زیاد باشد، امکان شسته شدن خاک جدار گمانه و فوران خاک از گمانه وجود دارد. در هر صورت برای انجام آزمایش باید از آب زلال و بدون آلودگی استفاده شود، تا از تشکیل کیک گل بر روی دیوارهای گمانه و بسته شدن خلل و فرج خاک جلوگیری شود. همچنین گرادیان آزمایش و سرعت بالا آمدن آب باید متناسب با شرایط محیط و کنترل شده باشد.

۷-۳-۱- اساس و روش انجام آزمایش لوفران

اساس کار انجام آزمایش لوفران مشابه آزمایش لوژان است. در این آزمایش آب با فشار وارد زمین شده و یا از آن خارج می‌گردد و میزان تغییرات دبی و ارتفاع آب اندازه‌گیری می‌شود. با این حال یکی از تفاوت‌های اصلی آزمایش لوفران با آزمایش لوژان آن است که در آزمایش لوفران سطح آب آزاد بوده و در واقع قطعه مورد آزمایش نظیر آزمایش لوژان تحت فشار پمپ قرار نگرفته و جریان آب صرفاً در اثر اختلاف تراز بین سطح آب گمانه و سطح آب محیط شکل می‌گیرد. بر همین اساس معمولاً از پمپ آب به عنوان یکی از وسایل مورد نیاز برای انجام آزمایش لوفران یاد نمی‌شود.

تجهیزات اختصاصی مورد نیاز برای انجام آزمایش لوفران به قرار زیر می‌باشند:

(۱) منبع آب، که آب مورد نیاز برای آزمایش را تأمین می‌کند و بهتر است حداقل چند مترمکعب حجم داشته باشد.

(۲) کنتور آب، که برای اندازه‌گیری دبی مورد استفاده واقع می‌شود و بهتر است دقت آن در حد صدم لیتر باشد.

(۳) ظرف مدرج آب، که برای اضافه کردن آب به گمانه در جایی که نفوذپذیری خیلی کم است کاربرد دارد و بهتر است دقت آن در حد هزارم لیتر باشد.

(۴) کُرنومتر، که برای اندازه‌گیری زمان به کار می‌رود و بهتر است دقت آن در حد دهم ثانیه باشد.

(۵) سوند الکتریکی، که برای اندازه‌گیری عمق سطح آب گمانه به کار می‌رود و بهتر است دقت آن در حد میلی‌متر باشد.

پس از آنکه حفاری گمانه توسط ادوات حفاری صورت پذیرفت و عمق گمانه به تراز رسیده که لازم است آزمایش لوفران در آن انجام شود، باید گمانه شستشو داده شده و برای شروع آزمایش آماده شود. گمانه باید به نحوی شستشو داده شود که یک سطح پاکیزه و بدون گل و لای در قطعه مورد آزمایش و یا در ته گمانه به وجود آید. در واقع برای این منظور جریان آب به درون گمانه برقرار شده و این کار به قدری ادامه می‌یابد که آب برگشتی از گمانه کاملاً زلال گردد. قابل ذکر است که در آزمایش

لوفران برای آب بند کردن قطعه مورد آزمایش معمولاً از گلوله‌های رُسی استفاده می‌کنند. برای این کار وقتی عملیات حفاری به بالای قطعه مورد نظر برای آزمایش رسید گلوله‌های رُسی یا بنتونیتی به انتهای گمانه فرستاده شده و سپس ادامه حفاری تا انتهای قطعه مورد نظر انجام شده و پس از آن شستشو انجام می‌شود. معمولاً تأکید می‌گردد که گمانه‌ای که آزمایش لوفران در آن انجام می‌شود، به جز در طول قطعه مورد آزمایش، باید به طور کامل لوله گذاری (کیسینگ گذاری) شود. این کار به منظور اطمینان از عدم فرار آب و جلوگیری از ریزش جدار گمانه صورت می‌پذیرد.

از سوی دیگر برای پایداری جدار گمانه نباید از گل حفاری استفاده شود. گل حفاری باعث مسدود شدن منافذ خاک شده و محاسبه ضریب نفوذپذیری را با خطا مواجه می‌سازد. قابل ذکر است که غالباً پژوهشگران بیان می‌کنند که روابط و نتایج آزمایش لوفران با فرض عدم وقوع تورم و تحکیم برای خاک در جریان آزمایش ارائه شده‌است. بر همین اساس در برخی از خاک‌ها، به دلیل جذب آب بالا، نتایج آزمایش لوفران ممکن است بالاتر از حد واقعی گزارش شود. در هر صورت توجه به رفتار خاک در حین آزمایش و بررسی پدیده‌های تحکیم و تورم در آن و همچنین به هم ریختن جدار در اثر گرادیان بالای جریان به درون گمانه و یا مسدود شدن منافذ خاک به دلیل تشکیل کیک گل و لای در جدار گمانه باید مورد توجه و دقت قرار گیرد.

۷-۳-۱- روش بار آبی ثابت^۱

در این روش نظیر آزمایش ایستایی ثابت در آزمایشگاه، سطح آب در داخل گمانه با ریختن آب به داخل آن ثابت نگه داشته می‌شود. در واقع ریختن آب به داخل گمانه به نحوی صورت می‌پذیرد که با رسیدن به یک دبی معین برای آب، سطح گمانه در نقطه‌ای بالاتر از سطح آب زیرزمینی و همچنین بالاتر از قطعه مورد آزمایش ثابت بماند.

وقتی سطح آب در گمانه ثابت ماند، دبی آب ورودی به آن (Q) و همچنین ارتفاع ستون آب روی قطعه (H) اندازه گیری شده و ثبت می‌گردد. در کاربردهای عملی معمولاً پس از ثابت شدن سطح آب در داخل گمانه، میزان دبی ورودی در زمان‌های ۱، ۲، ۳، ۴، ۵ و ۱۰ دقیقه ثبت می‌گردد. در صورتی که اختلاف بین دو قرائت متوالی ده دقیقه‌ای کمتر از ۱۰٪ باشد، آزمایش خاتمه می‌یابد و از روابط زیر که توسط نشریه شماره ۱۸۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی ارائه شده مقادیر نفوذپذیری قائم یا افقی محاسبه می‌شود.

الف) در صورتی که آزمایش به روش قطعه‌ای انجام شده باشد: (مشروط بر آن که $L \geq 10r$ باشد)

^۱Constant Head

$$K_h = 0.37 \frac{Q}{LH} \log\left(\frac{L}{r}\right) \quad (5-7)$$

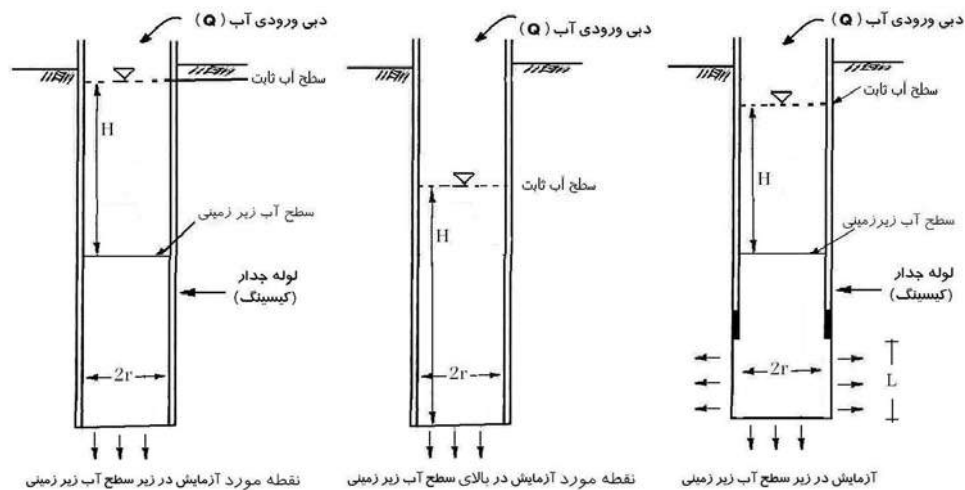
(ضریب نفوذپذیری افقی)

(ب) در صورتی که آزمایش به روش نقطه‌ای انجام شده باشد:

$$K_v = \frac{Q}{5.5rH} \quad (6-7)$$

(ضریب نفوذپذیری قائم)

در روابط بالا K_H و K_V به ترتیب ضریب نفوذپذیری افقی و قائم بر حسب سانتی‌متر بر ثانیه، L و r طول و شعاع قطعه مورد آزمایش از گمانه بر حسب سانتی‌متر، Q دبی آب ورودی بر حسب سانتی متر مکعب بر ثانیه و H ارتفاع آب روی قطعه بر حسب سانتی‌متر می‌باشد. در محاسبه H باید دقت شود که این پارامتر کمترین مقدار دو عدد فاصله سطح آب گمانه از سطح آب زیرزمینی و همچنین فاصله سطح آب گمانه از وسط قطعه مورد آزمایش است. از طرف دیگر در صورتی که آزمایش تحت فشار انجام شود، لازم است فشار روی قطعه با توجه به اضافه فشار مذکور محاسبه گردد. در شکل (۹-۷) روش انجام آزمایش و نحوه استخراج پارامترهای مربوطه در روش بار ثابت نشان داده شده است.



شکل (۹-۷) آزمون لوفران به روش بار آبی ثابت در حالت‌های نقطه‌ای (چپ و وسط) و قطعه‌ای (راست)

۷-۳-۲- روش بار آبی افتان^۱

آزمون بار آبی افتان معمولاً پس از آزمایش بار آبی ثابت و در همان قطعه مورد مطالعه انجام می‌شود. بلافاصله بعد از آزمایش بار آبی ثابت، جریان دبی ورودی به گمانه قطع شده و اجازه داده می‌شود که سطح آب داخل گمانه افت نماید. در همین حال تغییرات سطح آب گمانه در فواصل زمانی مختلف اندازه‌گیری شده و یادداشت می‌شود. معمولاً اندازه‌گیری سطح آب تا جایی ادامه می‌یابد که سطح آب داخل گمانه به نزدیکی سطح آب زیرزمینی و یا بالای قطعه مورد آزمایش برسد. پس از انجام آزمایش بسته به اینکه آزمایش به صورت قطعه‌ای یا نقطه‌ای انجام شده باشد، بر مبنای روابط ارائه شده توسط نشریه ۱۸۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی، یکی از ضرائب نفوذپذیری افقی و قائم از روابط زیر قابل محاسبه است.

(الف) ضریب نفوذپذیری افقی: (بر حسب سانتی متر بر ثانیه)

$$k_h = \frac{c}{\Delta t} \log \frac{H}{h}, \quad c = 2.64 \frac{r^2}{L} \log \frac{L}{r} \quad (7-7)$$

(ب) ضریب نفوذپذیری قائم: (بر حسب سانتی متر بر ثانیه)

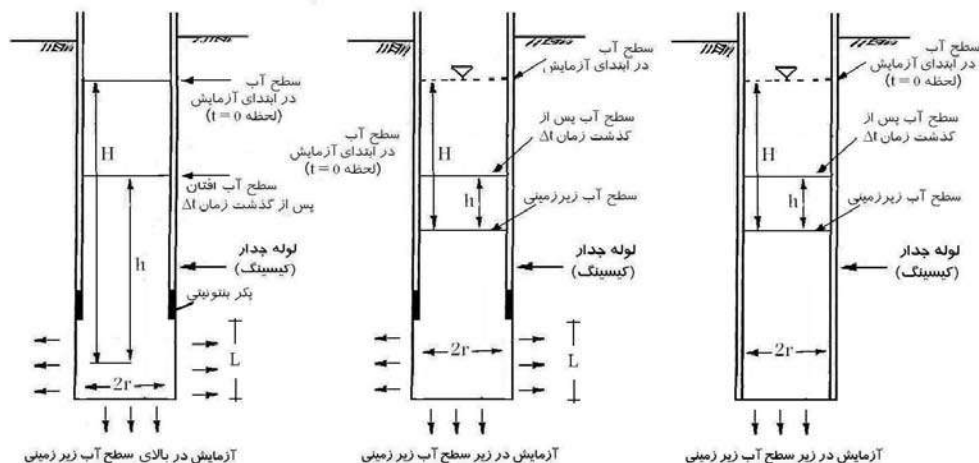
$$k_v = 1.31 \frac{r}{\Delta t} \log \frac{H}{h} \quad (8-7)$$

در روابط بالا C یک ضریب ثابت است که برای هر گمانه با توجه به طول و شعاع قطعه مورد آزمایش (r, L)، مقدار ثابتی داشته و از رابطه ارائه شده محاسبه می‌شود. Δt ، بر حسب ثانیه محاسبه شده و مدت زمانی است که سطح آب از حالت ثابت (سطح ۱) به سطح پایانی آزمایش (سطح ۲) برسد. H، فاصله وسط قطعه یا سطح آب زیرزمینی (هر کدام کمتر باشند) تا سطح آب ثابت شده در شروع آزمایش می‌باشد. h، فاصله وسط قطعه یا سطح آب زیرزمینی (هر کدام کمتر باشند) تا سطح آب باقی مانده در گمانه پس از گذشت زمان ΔT است.

به عبارت دیگر می‌توان گفت که H ارتفاع آب روی قطعه در شروع آزمایش افتان و h ارتفاع آب روی قطعه در پایان آزمایش افتان و یا پس از گذشت زمان ΔT از شروع آزمایش است. قاعدتاً برای هر دو لحظه از آزمایش هم می‌توان با جاگذاری ارتفاع آب و اختلاف زمانی لحظات مذکور در روابط فوق مقدار ضریب نفوذپذیری را محاسبه نمود. در برخی موارد مقدار ضریب مذکور برای تمام لحظات

^۱Falling Head

یکسان به دست می‌آید. با این حال در برخی دیگر از موارد مقدار ضریب نفوذپذیری لحظات مختلف با همدیگر فرق می‌کند. اختلاف مذکور ممکن است ناشی از غیر خطی بودن رابطه نفوذپذیری و فشار آب و یا تغییرات احتمالی در محیط خاکی باشد. نحوه محاسبه پارامترهای مذکور در شکل (۷-۱۰) نیز نمایش داده شده است. قابل ذکر است که مشخصه‌های H , h , L و r بر حسب سانتی متر در روابط مذکور قرار داده می‌شوند.



شکل (۷-۱۰) آزمایش افتان در حالت‌های قطعه‌ای (چپ و وسط) و نقطه‌ای (راست)

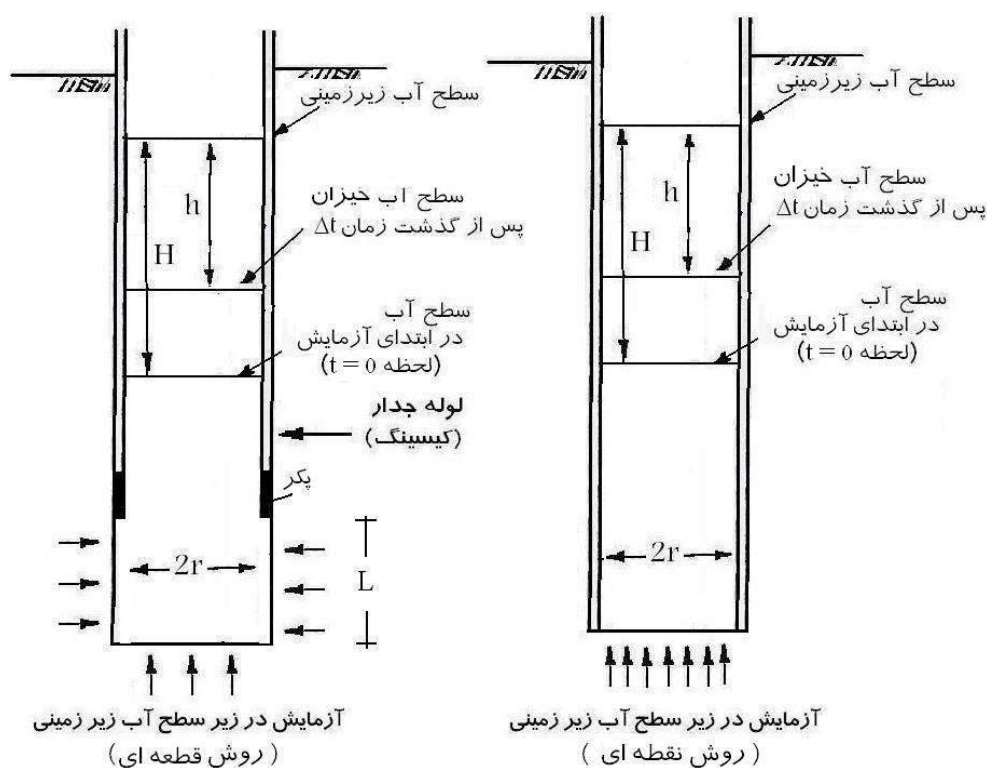
۷-۳-۳- آزمایش بار آبی خیزان^۱

برای گمانه‌هایی که سطح آب زیرزمینی در آنها تقریباً در حوالی سطح زمین است، آزمایش‌های افتان و بار آبی ثابت نمی‌توانند ارتفاع آبی مناسبی روی قطعه مورد نظر ایجاد کنند. بر همین اساس در این گمانه‌ها معمولاً ضریب نفوذپذیری از آزمایش بار آبی خیزان یا پمپاژ به دست می‌آید. در این روش آب زیرزمینی داخل گمانه، توسط پمپ از گمانه خارج شده و بدین طریق سطح آب درون گمانه به اندازه کافی پایین فرستاده می‌شود. پس از آن، با قطع پمپاژ اجازه داده می‌شود که سطح آب درون گمانه بالا بیاید. تغییرات سطح آب در فواصل زمانی مختلف اندازه‌گیری شده و با استفاده از روابط ارائه شده برای آزمایش افتان در بند ۷-۳-۲ (روابط ۷-۷ و ۸-۷)، ضریب نفوذ پذیری افقی و قائم محاسبه می‌شود. یادآوری می‌گردد که این آزمایش برای محیط‌های اشباع کاربرد دارد و همواره قطعه مورد آزمایش در زیر سطح آب زیرزمینی واقع است. بر همین اساس در روابط (۷-۷) و (۸-۷) مشخصه H

^۱ Head Reasing

بیانگر فاصله سطح آب زیرزمینی تا سطح آب ثابت شده در شروع آزمایش و مشخصه h بیانگر فاصله سطح آب زیرزمینی تا سطح آب باقی مانده پس از گذشت زمان ΔT می باشد. شکل (۷-۱۱) روش انجام آزمایش و همچنین مقادیر پارامترهای مربوطه را برای آزمایش بار آبی خیزان نشان می دهد.

در این حالت مدت زمان (Δt) درست پس از قطع پمپاژ شروع شده و تا پایان آزمایش ادامه می یابد. همچنین H فاصله سطح آب زیرزمینی تا سطح آب گمانه در لحظه قطع پمپاژ و یا به عبارت دیگر شروع زمان Δt است و h فاصله سطح آب زیرزمینی تا سطح آب گمانه در پایان زمان Δt است. قرائت سطح آب گمانه باید تا جایی ادامه یابد که افزایش سطح آب قابل صرف نظر باشد. فاصله زمانی قرائت ها تابع نفوذپذیری خاک است. قرائت ها باید به اندازه ای باشد که بتوان منحنی تغییرات لگاریتم ارتفاع آب را بر حسب زمان با دقت مناسبی ترسیم نمود. در هر صورت توصیه شده است که زمان قرائت ها در هیچ شرایطی از ۵ دقیقه کمتر نباشد (Witerkorn and Fang, 1975).



شکل (۷-۱۱) آزمون لوفران به روش بار آبی خیزان در دو حالت نقطه ای و قطعه ای

۷-۳-۴- سایر فرمولهای تعیین ضریب نفوذپذیری از آزمایش لوفران

در قسمت‌های قبل (بندهای ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲) برحسب نوع آزمایش فرمول‌های مورد استفاده برای محاسبه ضریب نفوذپذیری از نشریه شماره ۱۸۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی معرفی شد. در مراجع علمی روابط و فرمول‌های دیگری نیز برای محاسبه ضریب نفوذپذیری در آزمایش‌های لوفران ارائه شده است که از آن جمله می‌توان به فرمول‌های ارائه شده توسط هندبوک Winterkorn and Fang (1975) و یا مرجع NAVFAC (1986) اشاره کرد.

مرجع NAVFAC (1986) که توسط مهندسی دریایی ایالات متحده منتشر شده است، برای شش حالت مختلف آزمایش نفوذپذیری صحرایی در محیط‌های خاکی روابطی را ارائه کرده است. برای آزمون بار آبی متغیر روابط ارائه شده در این مرجع عیناً مشابه روابط نشریه ۱۸۸ می‌باشد. با این حال مرجع مذکور برای حالات دیگری از قبیل حالتی که در آن تمام گمانه تحت آزمایش بوده و هیچ طولی کیسینگ گذاری نشده باشد، حالتی که آب در گمانه نظیر آزمون لوژان تحت فشار باشد، حالتی که در آن محیط مورد آزمایش غیر ایزوتروپ باشد و نیز برای حالتی که لایه‌های آبدار و تحت فشار در گمانه وجود داشته باشد نیز روابطی را بیان داشته است. بر اساس اظهار نظر NAVFAC (1986) اگر نفوذپذیری خاک به اندازه کافی زیاد باشد، آزمایش خیزان در محیط‌های اشباع از آزمایش‌هایی ایستایی ثابت و افتان نتایج بهتری به دست می‌دهد. همچنین در جاهایی که نفوذپذیری خیلی زیاد و یا خیلی کم باشد، آزمون افتان از آزمون ایستایی ثابت نتایج واقعی تری به دست می‌دهد.

۷-۴- تعیین نفوذپذیری صحرایی با آزمایش پمپاژ^۱

آزمایش پمپاژ یک آزمون صحرایی است که از طریق پمپ کردن آب از یک چاه و یا گمانه و مشاهده تأثیر آن بر تغییر سطح آب زیرزمینی چاه‌ها و یا گمانه‌های مجاور، که چاه‌های مشاهده‌ای نامیده می‌شود، انجام می‌شود. این آزمایش هم برای محاسبه میزان بازدهی چاه‌های منفرد و هم برای برآورد ضریب نفوذپذیری لایه‌های زیر سطحی کارائی دارد.

در واقع در این آزمایش سطح آب درون چاه و یا گمانه مورد مطالعه، با سیستم پمپاژ پایین فرستاده می‌شود و در همین حال دبی پمپاژ از چاه آزمایشی و سطح آب در چاه آزمایشی و یا چاه‌های مشاهده‌ای، در فواصل زمانی مختلف ثبت می‌شود. این قسمت از آزمایش شبیه یک آزمایش افتان است. پس از آن که سطح آب در این حالت نیز به اندازه کافی افت نمود با قطع پمپاژ، اجازه داده می‌شود که سطح آب در چاه آزمایشی و چاه‌های مشاهده‌ای بالا بیاید. در این حالت نیز رقم سطح آب گمانه‌ها در فواصل زمانی مختلف ثبت می‌گردد. با استفاده از نتایج ثبت شده ضریب نفوذپذیری زمین محاسبه می‌شود.

^۱ Pumping Test

تعداد چاه‌های مورد استفاده و موقعیت آنها باید به گونه‌ای انتخاب شود که منحنی افت سطح آب در امتدادهای مختلف نسبت به چاه آزمایشی به راحتی به دست آید. همچنین خط جریان خروجی پمپ مورد استفاده باید به اندازه کافی طولانی باشد تا آب خارج شده از چاه، لایه‌های زیر سطحی مورد آزمایش را مجدداً تغذیه ننماید.

برای یک لایه آبدار ضریب نفوذپذیری بر اساس میزان دبی آب چاه پمپاژ و ارتفاع آب در چاه‌های مشاهده‌ای از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \quad (9-7)$$

که در آن:

- Q، دبی خروجی از چاه پمپاژ (متر مکعب بر ثانیه)
- r_1 ، فاصله دورترین چاه مشاهده‌ای از مرکز چاه پمپاژ (متر)
- r_2 ، فاصله نزدیکترین چاه مشاهده‌ای از مرکز چاه پمپاژ (متر)
- H_1 ، ارتفاع آب در چاه مشاهده‌ای نزدیکتر (متر)
- H_2 ، ارتفاع آب در چاه مشاهده‌ای دورتر (متر)
- K، ضریب نفوذپذیری محیط (متر بر ثانیه)

در صورتی که به جای دو چاه مشاهده‌ای فقط یک چاه حفر شده باشد، در این صورت می‌توان از اطلاعات چاه پمپاژ به عنوان چاه مشاهده‌ای نزدیکتر استفاده کرد. در این صورت، در رابطه قبل به جای r_1 و h_1 به ترتیب مقادیر r و h قرار می‌گیرد. به طور تقریبی می‌توان شعاع تأثیر r برای چاه پمپاژ را از رابطه Sichart and Kyrieleis (1930) مطابق زیر به دست آورد:

$$R = 3000S\sqrt{K} \quad (10-7)$$

که در آن S، ارتفاع افت آب در چاه پمپاژ نسبت به سطح آزاد قبل از آزمایش (برحسب متر)، K، ضریب نفوذپذیری محیط (بر حسب متر بر ثانیه) است و R برحسب متر به دست می‌آید.

فصل هشتم:

کاربرد روش‌های ژئوفیزیک در ژئوتکنیک

۸-۱- مقدمه

آزمون‌های معمول ژئوفیزیک که بخشی از برنامه کاوش‌های صحرایی می‌باشد به منظور بالاتر بردن دقت نتایج حفاری‌ها و مطالعات آزمایشگاهی به کار می‌روند. به طور معمول در پروژه‌های بزرگ از نتایج آزمون‌های ژئوفیزیک برای تکمیل اطلاعات بین گمانه‌ها و تفسیر کلی این نتایج استفاده می‌شود، و مقاطع ژئوتکنیکی ساختگاه مورد مطالعه با کمک اطلاعات به دست آمده از کاوش‌های ژئوتکنیکی (حفاری گمانه گاز، چاله‌های آزمایشی، بررسی رخنمون‌ها و ...) و کاوش‌های ژئوفیزیکی تهیه می‌گردد. ممکن است در پروژه‌ای خاص به دلیل شرایط ویژه ساختگاه یا اهداف طرح، صرفاً مطالعات ژئوفیزیکی جهت اطلاع از وضعیت ساختارهای زیر سطحی زمین شناسی به کار برود. همچنین در بسیاری از پروژه‌های کوچک و متوسط گزارش مطالعات ژئوتکنیک طرح، صرفاً بر مبنای اطلاعات حفاری‌ها تهیه می‌شود.

به طور کلی اکثر محققین توصیه می‌کنند در مواردی که برآورد پارامترهای مورد نظر باید از دقت بالایی برخوردار باشد، بهتر است تفسیر نهایی نتایج ژئوفیزیک با حفاری‌های ژئوتکنیک همراه شود. با استفاده از روش‌های ژئوفیزیک می‌توان اهداف زیر را در حد کلی و به صورت تخمین‌هایی که بیشتر جنبه توصیفی دارند، به دست آورد :

۱. تعیین لایه‌بندی ساختار زیر سطحی زمین

۲. تعیین پروفیل سنگ بستر و عمق روباره

۳. تعیین سطح آب زیر زمینی
۴. تعیین محدوده گسترش و مرز رسوبات
۵. تعیین میزان خردشدگی توده‌های سنگی سخت
۶. بررسی امکان وجود حفره و نواحی انحلال یافته در پی
۷. تعیین موقعیت لوله‌های مدفون و پی‌های موجود
۸. تعیین محدوده و میزان آلودگی‌های زیر سطحی

قابل ذکر است که هر یک از روش‌های ژئوفیزیکی قابلیت خاصی در تعیین اهداف مذکور دارند. قبل از انتخاب هر روش باید با بررسی مزایا و معایب آن، قابلیت و کارایی روش مورد نظر را در برآورد اهداف مذکور مورد توجه قرار داد.

۸-۲- دانش ژئوفیزیک

به طور کلی ژئوفیزیک با استفاده از امواجی نظیر امواج الکتریکی، الکترومغناطیسی، مغناطیسی و صوتی به مطالعه خواص فیزیکی زمین و محیط اطراف آن می‌پردازد. امروزه مطالعات ژئوفیزیک علاوه بر زمین، سایر کرات دیگر فضایی را نیز در بر می‌گیرد. تقاضای مداوم و روزافزون انواع فلزات و افزایش رشد مصرف نفت و گاز طبیعی منجر به توسعه بسیاری از روش‌های شناسایی زیر سطحی مبتنی بر شیوه‌های ژئوفیزیکی شده است. با کاربرد ژئوفیزیک در فعالیت‌های نظامی و نیز استفاده از رایانه‌ها در پردازش و تفسیر داده‌های ژئوفیزیکی، تحول عظیمی در این شاخه از دانش را شاهد هستیم، به طوری که هم اکنون روش‌های ژئوفیزیکی به عنوان یکی از شیوه‌های اصلی شناسایی معادن و ذخایر زیر زمینی، کاوش‌های هوایی و دریایی و شناسایی‌های سطحی به منظور مطالعه خواص ژئوتکنیکی زمین مطرح می‌باشد.

دانش ژئوفیزیک نظیر سایر علوم پایه به دو شاخه محض و کاربردی یا ژئوفیزیک علمی و ژئوفیزیک اکتشافی تقسیم می‌شود. در شاخه ژئوفیزیک علمی خصوصیات فیزیکی زمین از قبیل خواص الاستیکی سنگ‌های داخل زمین، خواص مغناطیسی، ثقل زمین، گرادیان گرمایی زمین و سایر موارد مشابه ارائه می‌گردد. شاخه ژئوفیزیک اکتشافی در اندازه‌گیری خصوصیات زیر زمینی با استفاده از روش‌ها و ابزارهای ویژه و پی جویی ذخایر معدنی پنهان و یا عوارض زیر سطحی زمین شناسی کاربرد دارد.

یک برداشت ژئوفیزیکی شامل مجموعه‌ای از اندازه‌گیری‌هاست که معمولاً با طراحی منظم بر روی سطح زمین، دریا، هوا یا به طور قائم در داخل چاه آزمایشی، انجام می‌شود. هدف از برداشت ژئوفیزیکی تعیین محل ساختارها یا اجسام زمین شناختی زیرزمینی و در صورت امکان اندازه‌گیری ابعاد و ویژگی‌های فیزیکی مربوط به آن‌ها می‌باشد.

در اکتشاف نفت اطلاعات ساختاری مورد توجه است، زیرا نفت با عوارض خاصی چون تاقدیس در سنگ‌های رسوبی ارتباط دارد. در ژئوفیزیک معدن، بر آشکارسازی و تعیین ویژگی‌های فیزیکی تاکید می‌شود. اگرچه کانسارهای معدنی نشانه‌های ژئوفیزیکی متمایز و قابل اندازه‌گیری از خود بروز می‌دهند ولی اغلب شکل نامنظم دارند و در سنگ‌هایی با ساختار پیچیده روی می‌دهند که تفسیر کمی کاملاً دقیق را دشوار یا غیرممکن می‌سازد. در بررسی اولیه ساختگاه یک سازه ممکن است ساختار و ویژگی‌های فیزیکی هر دو، مورد توجه مهندسان باشد. در محل سازه‌های بزرگ اغلب تغییرات عمقی سنگ کف از اهمیت برخوردار است و وقتی که تحمل بارهای سنگین مورد لزوم باشد، ویژگی‌های مکانیکی روبراه اهمیت پیدا می‌کند.

معمولاً در مهندسی عمران روش‌های ژئوفیزیک به عنوان مکمل روش‌های حفاری مطرح هستند. در تصمیم‌گیری مربوط به یک برنامه حفاری باید هر دو عامل اقتصادی و علمی مورد توجه قرار گیرد. هزینه حفاری برای ترسیم دقیق سطح موجدار سنگ کف در یک ساختگاه ممکن است نسبت به هزینه کاربرد ژئوفیزیک بسیار سنگین باشد، ولی اگر خسارت اقتصادی حاصل از این بی دقتی زیاد باشد حفاری ممکن است ارزانتر تمام شود. از طرف دیگر وقتی سطح گسترده‌ای از زمین باید به تفصیل پوشش یابد و دقت زیاد مورد نظر نیست، روش‌های ژئوفیزیک می‌توانند گزینه مناسبی برای کاوش صحرائی باشند.

۸-۳- انواع برداشت‌های ژئوفیزیکی

در عمل چهار طریق هوایی، دریایی، درون چاهی و زمینی شیوه‌هایی هستند که برای برداشت‌های ژئوفیزیکی به کار می‌روند. در مطالعات ژئوتکنیک عمدتاً از روش‌های زمینی و درون چاهی استفاده می‌شود.

۸-۳-۱- برداشت هوایی

روش‌های مغناطیسی، الکترومغناطیسی، رادیومتری، هوابرد و اخیراً ثقل‌سنجی هوابرد سریع‌ترین روش‌های ژئوفیزیک اکتشافی می‌باشند. این روش‌ها برای پوشش مناطق وسیع کم هزینه‌تر از روش‌های زمینی هستند، ولی به علت دقت پایین صرفاً در فاز پی جویی کلی مواد معدنی کاربرد دارند. در این روش‌ها عملیات برداشت با نصب تجهیزات مناسب در داخل یا به دنبال هواپیما و بالگرد انجام می‌شود. اکتشاف دقیق‌تر مناطق مستعد شناسایی شده در روش‌های هوابرد، توسط روش‌های ژئوفیزیک زمینی پیگیری می‌شود.

۸-۳-۲- برداشت دریایی

در برداشت‌های دریایی، کاوش‌ها به منظور شناسایی ویژگی‌های فیزیکی زیر بستر آب، در محیط آبی انجام می‌شود. تجهیزات مورد نیاز این نوع برداشت با روش‌های دیگر کاوش، در ساختار تفاوت اندکی دارند، ولی تقریباً در تئوری همه روش‌ها یکسان می‌باشند. این تجهیزات می‌توانند در داخل کشتی‌ها یا به دنبال آن‌ها نصب گردند. روش‌های عمده قابل اجرا در این محیط لرزه نگاری، ثقل‌سنجی، مغناطیس‌سنجی و الکترومغناطیس هستند.

۸-۳-۳- برداشت درون چاهی

در برداشت‌های درون چاهی، تجهیزات ژئوفیزیکی در یک محفظه استوانه‌ای با قطری کمتر از قطر گمانه، به نام سوند قرار می‌گیرد. این محفظه که بوسیله یک رشته کابل به دستگاه سر چاه متصل است، به داخل گمانه فرستاده می‌شود. ثبت پیوسته خصوصیات ژئوتکنیکی سازندهایی که در طول گمانه مشاهده می‌شوند از اهداف این نوع بررسی می‌باشد. روش‌های قابل اجرا در این بخش عمدتاً شامل روش‌های صوتی، رادیومتری (پرتو نوترون، پرتو گاما، پرتو گاما گاما و...)، مقاومت‌سنجی و الکترومغناطیس القایی است.

۸-۳-۴- برداشت زمینی

برداشت‌های زمینی، بر روی سطح زمین بوسیله دستگاه‌های مخصوص این کار انجام می‌شود. متنوع‌ترین برداشت‌های ژئوفیزیکی در این بخش و در فعالیت‌های عمرانی برداشت زمینی است. قابل ذکر است که در این نوشتار صرفاً آن دسته از تکنیک‌های ژئوفیزیکی که به کار مطالعات ژئوتکنیک می‌آیند مورد بحث قرار می‌گیرد و لذا صرفاً از برداشت‌های زمینی و درون چاهی یاد می‌شود.

۸-۴- مقایسه روش‌های ژئوفیزیک با روش‌های ژئوتکنیک در کاوش‌های صحرائی

همانگونه که قبلاً بیان شد غالباً در پروژه‌های عمرانی از روش‌های ژئوفیزیک به عنوان مکمل روش‌های ژئوتکنیک برای ارتقاء دقت نتایج حاصل از حفاری‌ها استفاده می‌شود. با این حال، اگر این دو روش کاوش به طور مستقل مورد ارزیابی قرار گیرند، هر یک از آن‌ها دارای معایب و مزایایی است، بنا بر این تصمیم‌گیری‌سنجیده و آگاهانه در مورد انتخاب روش مناسب برای انجام پروژه ضروری می‌باشد. باید یادآوری شود که نحوه انجام آزمون‌های ژئوفیزیک و رعایت شرایط انجام آزمون نیز تاثیر قابل توجهی در دستیابی به اهداف مطالعه دارد. به عنوان نمونه در پروژه‌های درون شهری، اگر چه روش‌های ژئوفیزیک به عنوان راهکاری سریع، ارزان و کم دردسر می‌تواند مطرح باشد، ولی عدم توجه

به ملزومات هر یک از روش‌های ژئوفیزیک و عوارض زیر سطحی در فضاهای شهری می‌تواند نتایج گمراه کننده‌ای را به دنبال داشته باشد.

۸-۴-۱- مزایای روش‌های ژئوفیزیک

به طور کلی اصلی‌ترین مزایای روش‌های ژئوفیزیک عبارتند از :

۱. روش‌های ژئوفیزیک غالباً غیر مخرب و بی آزار هستند و نیازی به حفاری یا مسدود و محدود کردن یک فضا برای زمان طولانی ندارند. این مزیت در پروژه‌های درون شهری و مراکز شهرهای شلوغ که امکان بستن خیابان‌ها و تخریب آن‌ها وجود ندارد از اهمیت خاصی برخوردار است. همچنین در مواردی که نقل و انتقال تجهیزات سنگین حفاری با دشواری انجام می‌شود، روش‌های ژئوفیزیک به دلیل سهولت حمل تجهیزات از امتیاز خاصی برخوردار هستند.
۲. روش‌های ژئوفیزیک نسبت به روش‌های ژئوتکنیکی، اطلاعات بیشتری را در مورد سطح گسترده‌ای از زمین کسب می‌کنند. این روش‌ها ارزان و اقتصادی محسوب می‌شوند. در واقع روش‌های ژئوفیزیکی این امکان را فراهم می‌کنند که فقط با انجام چند تست ارزان قیمت، اطلاعات قابل توجهی در زمانی کوتاه از یک ناحیه وسیع به دست بیاید.
۳. در برخی از خاک‌ها نظیر شن و ماسه‌های ریزشی که امکان حفاری و نمونه‌گیری دست خورده وجود ندارد، روش‌های ژئوفیزیک از کارایی بالایی در شناسایی زیر سطحی برخوردار هستند.
۴. روش‌های ژئوفیزیک رفتار خاک و سنگ، در محدوده کرنش‌های بسیار کوچک که به طور معمول در حد هزارم درصد هستند را بررسی می‌نمایند، بر همین اساس خواص واقعی ناحیه الاستیک مشخص می‌شود..
۵. در مواردی که وجود آلودگی‌های زیر زمینی مانع حفاری گمانه و انجام آزمایش صحرایی است، این روش‌ها بدون تماس با آلودگی‌های زیر سطحی قادر به ارائه اطلاعات مناسبی از محیط‌های مذکور هستند. به عنوان مثال در چاهک‌هایی که به دلیل نشست فاضلاب ساختمان‌های اطراف انجام آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در آن‌ها با دشواری و انزجار همراه است، با استفاده از روش‌های ژئوفیزیک می‌توان خواص مهندسی مورد نظر زمین در محدوده مذکور را تا حدودی تخمین زد.
۶. مبانی نظری علمی مناسبی برای استخراج نتایج و ارتباط پارامترهای حاصل با خصوصیات اندازه‌گیری شده در محل، وجود دارد. این در حالی است که پارامترهای اندازه‌گیری شده در آزمون‌های صحرایی ژئوتکنیک نظیر SPT و خواص مهندسی خاک، صرفاً با روابط تجربی به هم مربوط می‌شوند.

۸-۴-۲- معایب روش‌های ژئوفیزیک

با وجود مزایای مذکور معایب قابل توجهی نیز برای روش‌های ژئوفیزیک شمرده می‌شود که از جمله آن‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱. اکثر روش‌های ژئوفیزیکی در مواردی کارایی دارند که تفاوت قابل توجهی بین سختی ساختارهای زیر سطحی وجود داشته باشد. در صورتی که این ساختارها از سختی‌های نزدیک به هم برخوردار باشند تفکیک کامل آن‌ها از هم مقدور نیست.
۲. در حالتی که لایه‌های سخت بر روی لایه‌های نرم قرار گرفته باشند، تهیه پروفیل لایه‌بندی برای مقاطع، خیلی دشوار است. به طور کلی روش‌های ژئوفیزیکی در صورتی از کارایی مناسبی برخوردار هستند که روند افزایش سختی از سطح به عمق برقرار باشد.
۳. نتایج حاصل از روش‌های ژئوفیزیک، غالباً جنبه کیفی داشته و ارقام دقیق به دست نمی‌آید. این نتایج فقط برای مهندسان مجرب کارایی دارد.
۴. در مقایسه با تجهیزات روش‌های معمول حفاری که اکثر کارگران با آن‌ها آشنایی دارند، کاربرد تجهیزات روش‌های ژئوفیزیک کاملاً جنبه تخصصی دارد. (شناخت و کاربرد تجهیزات مخصوص هر روش، نیاز به آموزش تخصصی دارد)
۵. در روش‌های ژئوفیزیکی دسترسی مستقیم به مصالح، مواد مورد بررسی و امکان نمونه‌گیری از آن‌ها وجود ندارد.
۶. وجود اجزاء و عوارضی از قبیل آب بین لایه‌های رسی، لایه‌های سیمانته شده و پرشدگی‌های خاص در شکاف‌ها، وجود امواج خاص در محیط که امکان تداخل با امواج دستگاه را داشته باشد و مواردی از این قبیل تفسیر نتایج را دشوار می‌سازد.

۸-۵- دسته‌بندی و انواع روش‌های ژئوفیزیک

هدف از اکتشافات ژئوفیزیکی کشف خصوصیات محیط با روش‌های فیزیکی و غیر مستقیم است. بر همین اساس آزمون‌های ژئوفیزیک در گسترده پهنای علوم مهندسی کارایی دارند. در مواردی مانند، شناسایی‌های معدنی و مسائل مرتبط با اکتشاف معادن، شناسایی نفت و سایر ذخایر زمینی، کاربردهای نظامی، کاوش‌های زمین شناسی و باستان شناسی، محیط زیست و کشف آلودگی‌های زیر سطحی و نهایتاً کاربردهای مهندسی عمران که عمدتاً شامل شناسایی خصوصیات پی سازه‌ها می‌شود، ژئوفیزیک کارایی دارد.

با توجه به محدوده وسیع کاربردهای این دانش و اختلاف زمینه فکری کاربران آن، تقسیم‌ها و دسته‌بندی‌های گوناگون برای انواع تکنیک‌های ژئوفیزیک ارائه شده است. در این نوشتار که به منظور اطلاع مهندسان ژئوتکنیک از کاربرد روش‌های ژئوفیزیک در شناسایی پی ساختگاه‌ها تدوین شده است، تقسیم‌بندی منطبق بر هدف مذکور مورد توجه واقع می‌شود.

به طور کلی تکنیک‌های ژئوفیزیک برحسب روش برداشت به برداشت‌های زمینی، برداشت‌های هوایی، برداشت‌های دریایی و برداشت‌های درون چاهی (چاه پیمایی) تقسیم می‌شوند. در مهندسی ژئوتکنیک بیشتر از برداشت‌های زمینی و برداشت‌های درون چاهی استفاده می‌شود. از طرف دیگر در هر یک از روش‌های ژئوفیزیک یکی از خاصیت‌های فیزیکی مواد نظیر سرعت عبور امواج لرزه‌ای، میزان نیروی جاذبه، میزان خاصیت مغناطیسی، میزان قابلیت هدایت امواج الکتریکی، سطح میدان‌های الکترومغناطیسی، میزان جذب ذرات اتمی و یا انرژی تشعشعات هسته‌ای و... به کار می‌رود.

یکی از اصلی‌ترین تقسیم‌بندی‌های ارائه شده برای کاوش‌های ژئوفیزیکی تقسیم‌بندی بر اساس خاصیت فیزیکی مورد تحقیق و اندازه‌گیری در هر تکنیک می‌باشد. بر این اساس روش‌های ژئوفیزیک به صورت زیر دسته‌بندی می‌گردند:

- (۱) **روش‌های الکتریکی** : در این روش‌ها مقاومت زمین در برابر عبور جریان الکتریکی و یا میزان قابلیت هدایت الکتریکی اندازه‌گیری می‌شود.
- (۲) **روش‌های لرزه‌ای** : در این روش‌ها سرعت عبور امواج صوتی در لایه‌های زمین اندازه‌گیری می‌شود.
- (۳) **روش‌های ثقل‌سنجی** : در این روش‌ها تغییرات شتاب جاذبه در نقاط مختلف سطح زمین اندازه‌گیری می‌شود.
- (۴) **روش‌های مغناطیس‌سنجی** : در این روش‌ها بزرگی میدان مغناطیسی در نقاط مختلف سطح زمین اندازه‌گیری می‌شود.
- (۵) **روش‌های الکترومغناطیسی** : در این روش‌ها بزرگی میدان الکترومغناطیسی در محیط مورد مطالعه اندازه‌گیری می‌شود.
- (۶) **روش‌های هسته‌ای** : در این روش‌ها انرژی و سطح تشعشعات بازتابی از ذرات اندازه‌گیری می‌شود.

در ادامه این نوشتار اساس هر روش، کاربرد آن در ژئوتکنیک و معایب و مزایای آن، مورد بحث قرار می‌گیرد. علاقه‌مندان برای درک کامل روش انجام هر تکنیک و همچنین نحوه پردازش اطلاعات حاصل از آن می‌توانند به کتب تخصصی مراجعه نمایند.

۸-۶- روش‌های الکتریکی (ژئوالکتریک)

روش‌های الکتریکی از متنوع‌ترین روش‌های ژئوفیزیک اکتشافی محسوب می‌شوند و اطلاعات بسیار مفیدی در مورد توزیع جانبی یا عمقی خواص الکتریکی مواد زیر سطح زمین فراهم می‌نمایند. اساس کلیه روش‌های الکتریکی بر اندازه‌گیری مقاومت زمین در برابر عبور جریان الکتریکی یا میزان قابلیت هدایت الکتریکی آن می‌باشد. با توجه به آنکه خواص الکتریکی هر یک از خاک‌ها و سنگ‌های روی پوسته زمین تا حدودی شناخته شده است، اطلاع از میزان مقاومت یا هدایت الکتریکی مواد می‌تواند برای شناسایی جنس آن‌ها به کار برود. روش‌های الکتریکی به دو گروه، روش‌های الکتریکی با چشمه طبیعی و روش‌های الکتریکی با چشمه مصنوعی، بنا به نوع چشمه یا منبع انرژی (طبیعی یا مصنوعی)، تقسیم می‌شوند. یکی از روش‌های الکتریکی مبتنی بر چشمه مصنوعی و اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی زمین که به نسبت سایر روش‌های الکتریکی از کاربرد بیشتری در مطالعات ژئوتکنیک برخوردار است، روش مقاومت‌سنجی^۱ می‌باشد.

۸-۶-۱ روش مقاومت‌سنجی

اساس کار روش مقاومت‌سنجی محاسبه مقاومت الکتریکی محیط بین دو الکترود که روی زمین کار گذاشته شده اند، می‌باشد. بنا به قانون اهم با داشتن اختلاف پتانسیل و شدت جریان بین دو الکترود مذکور می‌توان مقاومت الکتریکی آن را محاسبه کرد. با داشتن مقاومت الکتریکی و استفاده از جداول و اطلاعات مقاومت ویژه الکتریکی انواع خاک‌ها و سنگ‌ها، می‌توان جنس لایه‌ها را تخمین زد. از این روش برای مطالعه لایه‌های زیر سطحی و تعیین سطح آب زیر زمینی استفاده می‌شود. در شکل (۸-۱) جانمایی ابزارهای مورد استفاده در برداشت مقاومت الکتریکی نشان داده شده است. برای محاسبه مقاومت ویژه الکتریکی می‌توانیم بنویسیم:

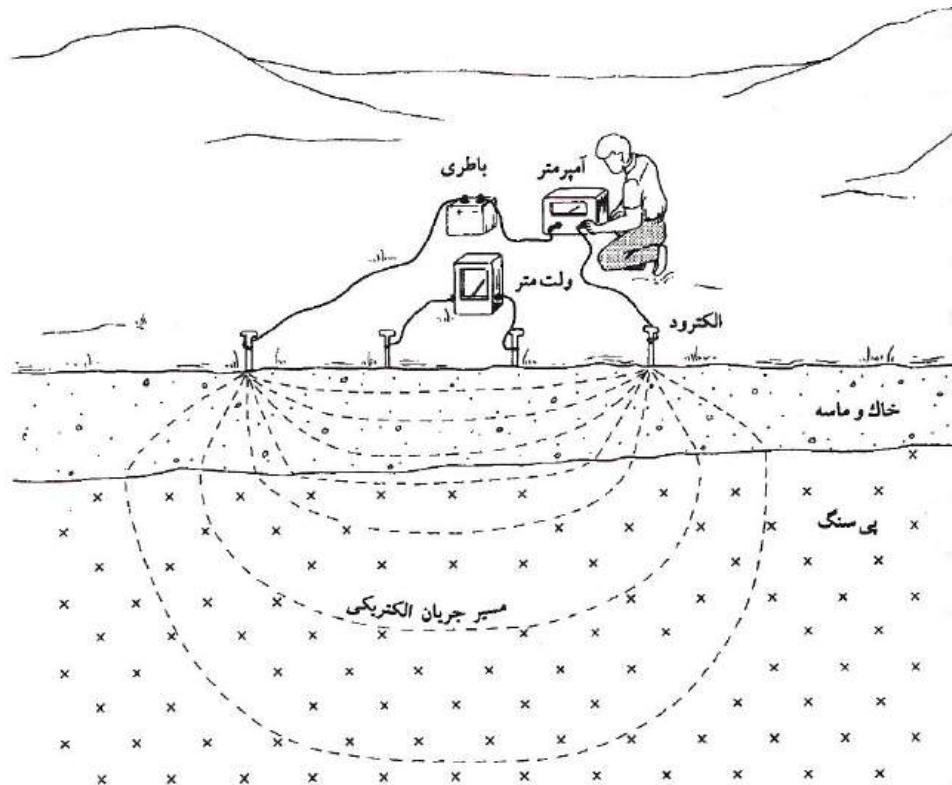
$$\rho = k(\Delta u / I) \quad (8-1)$$

که در آن ρ مقاومت ویژه الکتریکی محیط، Δu اختلاف پتانسیل و I شدت جریان بین دو نقطه مورد بررسی، و k پارامتری که تابع آرایش الکترودها می‌باشد، هستند. در صورتی که بررسی تغییرات مقاومت ویژه خاک در یک سطح افقی مورد نظر باشد می‌توان فاصله الکترودها را ثابت نگه داشته و موقعیت مرکز آن را تغییر داد. این نحوه بررسی به پروفیل زنی موسوم

^۱Electrical resistivity survey

است. همچنین در حالتی که بررسی تغییرات عمقی مقاومت ویژه خاک مورد نظر باشد می‌توان مرکز الکترودها را ثابت نگه داشته و فاصله بین آن‌ها را تغییر داد. با افزایش فاصله بین الکترودها عمق مورد بررسی نیز افزایش می‌یابد. این نحوه بررسی به سونداژ الکتریکی موسوم است.

آرایش‌های مختلفی برای الکترودها وجود دارد که تبیین آن‌ها در این نوشتار نمی‌گنجد و علاقه مندان برای اطلاع بیشتر لازم است به کتب تخصصی مراجعه نمایند. از جمله چیدمان‌های معروف برای الکترودها می‌توان به آرایش‌های Schlumberger, Dipole-Dipole, Werner اشاره کرد.



شکل (۸-۱): جانمایی تجهیزات در برداشت مقاومت الکتریکی (حیدریان شهری، ۱۳۸۴)

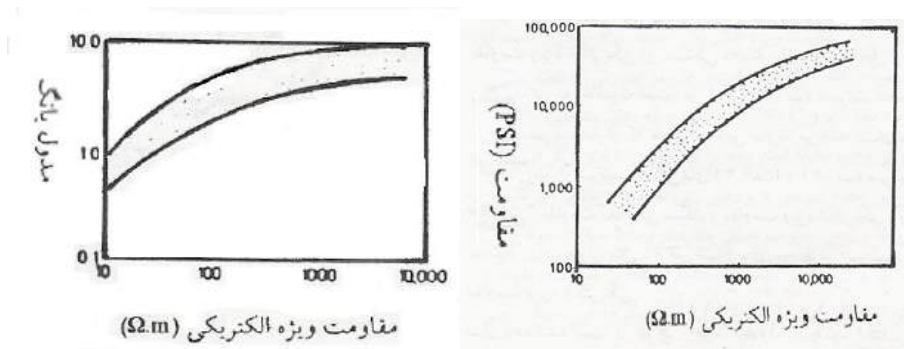
۸-۶-۲- تغییرات مقاومت ویژه الکتریکی

گستره عملی مقاومت ویژه برای مواد زمین حدود 10^{-2} تا 10^5 اهم متر می‌باشد. جنس دانه‌های سنگ و میزان سیال بین دانه‌ها در این مقاومت ویژه موثر است. وجود کانی‌های

مگنتیک، مواد فلزی مانند سولفیدهای فلزی (بجز گالن و آسفالریت)، اکسیدهای فلزی، کربن، گرافیت، رس‌های مرطوب و کانی‌های رسی که دارای مقاومت ویژه کمی هستند، در داخل توده‌های سنگی و خاکی اثر قابل ملاحظه‌ای در کاهش مقدار مقاومت ویژه توده دارند. برعکس توده‌های بدون کانی‌های فرعی فوق، مانند کوارتزیت، دارای مقاومت ویژه زیادی هستند. تخلخل، پارامتر دیگری است که نقش حائز اهمیتی در مقدار مقاومت ویژه الکتریکی دارد و افزایش تخلخل در محیط اشباع موجب کاهش مقاومت ویژه می‌شود. آب جریان الکتریکی را از خود عبور می‌دهد و مقاومت الکتریکی چندانی ندارد، لذا سبب کاهش مقاومت ویژه محیط‌های اشباع می‌شود. بر همین اساس محیط‌های اشباع مقاومت کمتری نسبت به محیط‌های خشک دارند، و در مرز سطح آب زیرزمینی مقاومت ویژه به شدت افت می‌کند. فضای خالی بدون آب از مقاومت الکتریکی بالایی برخوردار است. همچنین وجود نمک و افزایش درجه حرارت نیز باعث کاهش مقاومت می‌شود. در جدول (۸-۱) تغییرات مقاومت ویژه برخی از سنگ‌ها و رسوبات آورده شده است.

مقاومت مکانیکی توده‌های ژئوتکنیکی به عوامل زیادی بستگی دارد که از جمله این عوامل می‌توان تخلخل را نام برد. تخلخل زیاد در یک نمونه خاکی نمایانگر مقاومت مکانیکی پایین آن است. از طرفی دیگر مقاومت الکتریکی توده به میزان آب موجود در فضاها و خالی آن بستگی دارد، لذا می‌توان فرض کرد که مقاومت توده و مقاومت ویژه الکتریکی به یکدیگر وابسته اند و تخلخل وجه مشترک این دو خاصیت است. با توجه به رابطه میزان تخلخل و درجه اشباع، می‌توان ارتباط بین مقاومت مکانیکی و مقاومت ویژه الکتریکی را به دست آورد. به عنوان مثال در نمودارهای شکل (۸-۲) برای یک محیط اشباع از آب شیرین ارتباط بین مقاومت مکانیکی و مقاومت ویژه الکتریکی و مدول یانگ توسط Keller, (1966) ارائه شده است.

از بررسی جدول (۸-۱) و نمودارهای مذکور این نتیجه حاصل می‌شود که با کاربرد روش مقاومت‌سنجی، مقادیر کیفی و توصیفی برای خواص مکانیکی مصالح به دست می‌آید و نیز در تفسیر این مقادیر کیفی، میزان تخلخل، درجه اشباع و کیفیت آب در لایه‌های زیر سطحی باید مورد توجه قرار گیرد.



شکل (۸-۲): ارتباط مقاومت ویژه الکتریکی با مقاومت مکانیکی و مدول یانگ (Keller, 1966)

جدول (۸-۱) - تغییرات مقاومت ویژه الکتریکی برخی از سنگ‌ها و رسوبات (Parasins, 1986)

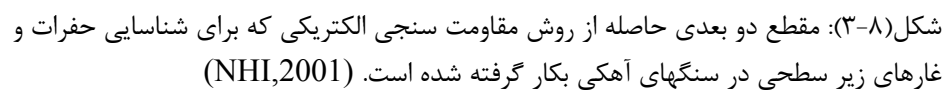
مقاومت ویژه (اهم - متر)	نوع سنگ یا خاک
۱۰۰-۱۰۰۰	شن و ماسه‌های خشک
۵۰-۵۰۰	شن و ماسه‌های اشباع از آب شیرین
۰/۵-۵	شن و ماسه‌های اشباع از آب شور
۱-۲۰	رس‌ها، شیل‌های نرم، ماسه سنگ‌های اشباع از آب شور
۲۰-۲۰۰۰	شیل‌های متراکم
۲۰-۱۰۰	مارن
۵۰-۳۰۰	ماسه سنگ آرژیل دار
۳۰۰-۸۰۰۰	ماسه سنگ سخت - کوارتزیت
۳۵۰-۵۰۰۰	دولومیت
۲۰-۱۰۰۰۰	کنگلومرا
۲۰-۱۰۰	کوخ‌های آتشفشانی
۰/۵-۵	شیل‌های گرافیکی
۱۰۰-۳۰۰	شیل‌های آرژیلی یا تخریب شده
۱۰۰۰-۱۰۰۰۰	سنگ‌های آذرین و دگرگونی سالم

۸-۶-۳- کارایی و محدودیت‌های روش مقاومت‌سنجی در مطالعات پی سازه‌ها

بررسی دقیق روش مقاومت‌سنجی الکتریکی نشان می‌دهد که اگر این روش تحت شرایط صحیح بکار گرفته شود، با صرف زمان و هزینه اندک نسبت به روش‌های مستقیم اطلاعات وسیعی را از شرایط زیر سطحی ساختگاه سازه‌ها به دست می‌دهد. در مجموع از این روش می‌توان در تعیین موقعیت سنگ کف، ضخامت آبرفت‌ها و طبقات روبار سنگ کف، تشخیص گسل‌های احتمالی، شناسایی مناطق کارستیک، بررسی کیفیت لایه‌های زیرین از نظر تخلخل و قابلیت نفوذ، تعیین محل عوارض مدفون شده زیرزمینی، بررسی وضعیت آب‌های زیرزمینی و نیز در کشف ذخیره‌های اقتصادی شن و ماسه نزدیک محل احداث سدها جهت مصرف در بدنه سد، استفاده کرد. همچنین این روش برای مطالعه مسیر بزرگراه‌ها و پروژه‌های مشابه که در آن‌ها اطلاعات ساختار کلی مسیر مورد نیاز است، کارایی دارد.

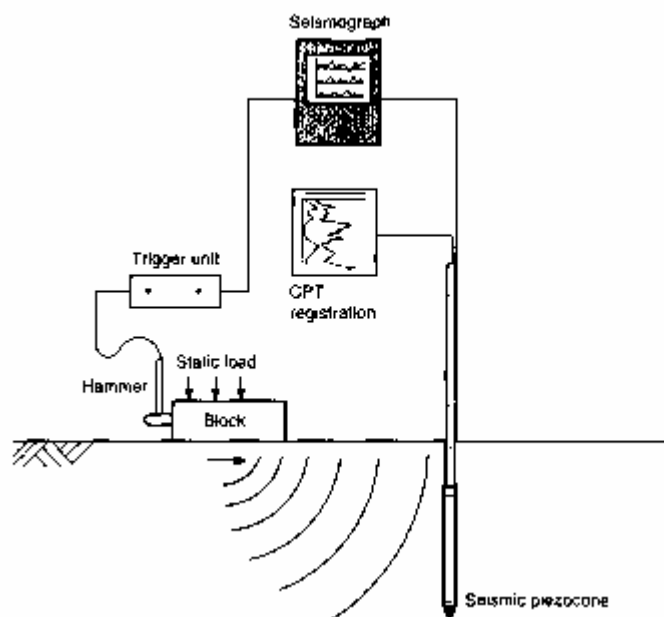
از محدودیت‌های کاربرد این روش می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱. در صورتی که ساختگاه از شرایط زمین شناسی پیچیده‌ای برخوردار باشد، به طوری که لایه‌ها از نظر روند شیب و امتداد و همچنین از نظر جنس وضعیت ساده‌ای نداشته باشند، تفسیر داده‌ها مشکل خواهد بود و کاربرد این روش جای تامل دارد.
۲. در صورتی که لایه‌های مختلف زیرزمینی در محل ساختگاه سازه از اختلاف بارزی در مقاومت الکتریکی برخوردار نباشند، تشخیص و تفکیک لایه‌ها میسر نیست. برخی محققین توصیه می‌کنند در پروژه‌های بزرگ قبل از کاربرد گسترده این روش، چند سونداژ الکتریکی به صورت آزمایشی برداشت شود، و در صورتی که تفسیر این سونداژها کارایی روش مقاومت‌سنجی را تأیید کردند، این روش به کار برود.
۳. در پروژه‌های درون شهری وجود کابل‌های الکتریکی برق در رو یا زیر سطح زمین باعث ایجاد تداخل در اندازه‌گیری مقاومت شده و لذا در چنین مواردی ممکن است روش مقاومت‌سنجی کارایی چندانی نداشته باشد.
۴. در برخی موارد، به علت کمبود فضای کافی در یک جهت برای گسترش خط الکترودها، حداکثر عمق بررسی توسط این روش محدود می‌گردد. در این ارتباط می‌توان به ساختگاه سدهای واقع در دره‌های تنگ و یا مطالعه پروژه‌های درون شهری در محل‌هایی که ساختمان‌ها دارای تراکم زیادی هستند و طول مستقیم چندانی برای کارگذاشتن الکترودها وجود ندارد، اشاره کرد. در شکل (۸-۳) نمونه‌ای از کاربرد روش مقاومت‌سنجی در اکتشاف غارهای انحلالی نشان داده شده است.



۸-۶-۴- آزمایش مقاومت سنجی با ابزار CPT

امروزه آزمایش مقاومت سنجی به شیوه درون چاهی هم انجام میشود. در این آزمایش یک کاوشگر الکترونیکی که به ابزار CPT متصل شده است به درون زمین رانده می شود و بدین وسیله مقاومت الکتریکی اندازه گیری می گردد. این سیستم که به دستگاه آزمون نفوذ مخروط متصل است اصطلاحاً RCPTU یا پیزوکن مقاومت سنج نامیده می شود. از این ابزار برای تشخیص آلودگی در سیالات زیرزمینی و همچنین سایر کاوش های ژئوتکنیکی استفاده می شود. در شکل (۸-۴) روش انجام این آزمایش به صورت شماتیک نشان داده شده است.



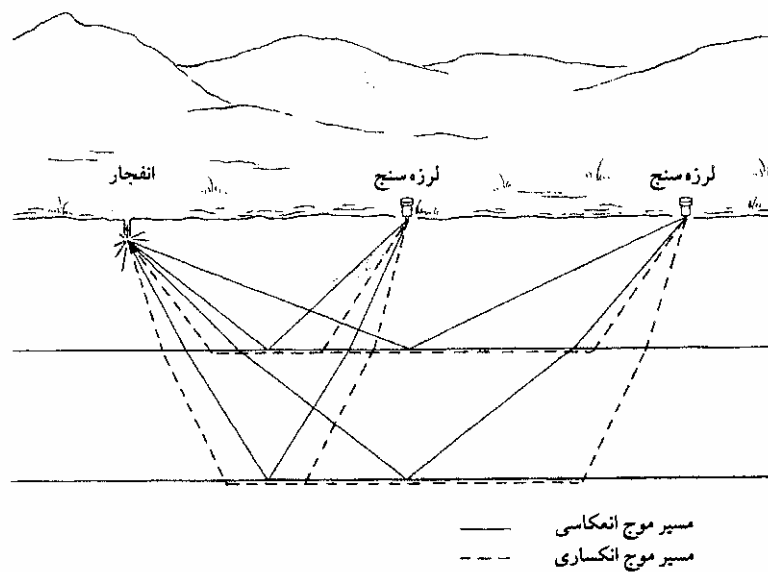
شکل (۸-۴): روش انجام آزمایش لرزه ای با ابزار پیزوکن (Clayton et. al, 1992)

۸-۷- روش های لرزه ای^۱

امواج صوتی با سرعت های متفاوتی در لایه های زمین حرکت می کنند و این نکته اساس روش های لرزه ای (لرزه نگاری) می باشد. در این روش ها امواج صوتی بوسیله یک منبع در نقطه ای معین تولید می شوند. پس از مدتی، امواج با برخورد به ناپیوستگی ها یا فصل مشترک لایه های

^۱ Geo seismic methods

مختلف، انعکاس یا انکسار می‌یابند که به وسیله گیرنده‌ها ثبت می‌گردند. با توجه به طول مسیر و زمان، می‌توان سرعت امواج را در لایه‌های گوناگون زمین محاسبه نمود. به طور کلی روش‌های لرزه‌ای کاربردی در مطالعات ژئوتکنیک شامل روش‌های لرزه‌ای انعکاسی یا بازتابی^۱، روش‌های لرزه‌ای انکساری یا شکست مرزی^۲ و روش تحلیل طیفی امواج سطحی^۳ هستند. معمولاً روش‌های لرزه‌ای انعکاسی برای بررسی‌های زمین شناسی اعماق زیاد و اکتشاف ذخایر نفت و گاز مورد استفاده قرار می‌گیرند، ولی در مطالعات ژئوتکنیک ساختگاه‌ها و بررسی لایه‌های کم عمق زمین از روش‌های لرزه‌ای انکساری و تحلیل طیفی امواج سطحی استفاده می‌شود. با توجه به اهمیت و کاربرد روش‌های لرزه‌ای در مهندسی عمران شرح بیشتری پیرامون هر یک از این روش‌ها ارائه می‌گردد. در شکل (۵-۸) مسیر امواج انکساری و انعکاسی ایجاد شده توسط یک انفجار نشان داده شده است.



شکل (۵-۸): امواج انکساری و انعکاسی تولید شده توسط یک انفجار (حیدریان شهری، ۱۳۸۴)

۸-۷-۱- روش انکساری لرزه‌ای

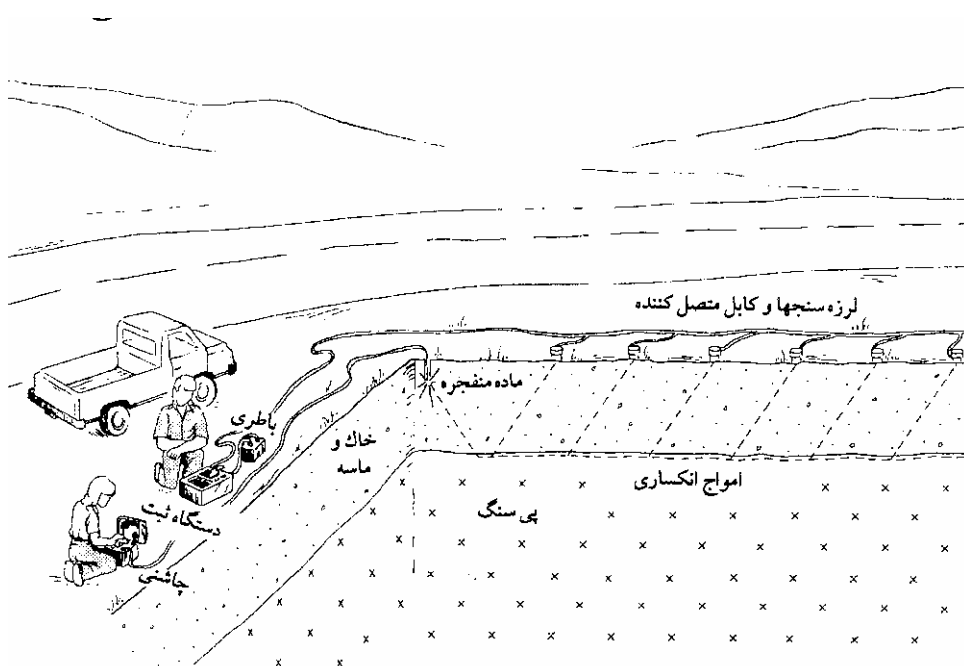
^۱ Seismic reflection

^۲ Seismic refraction

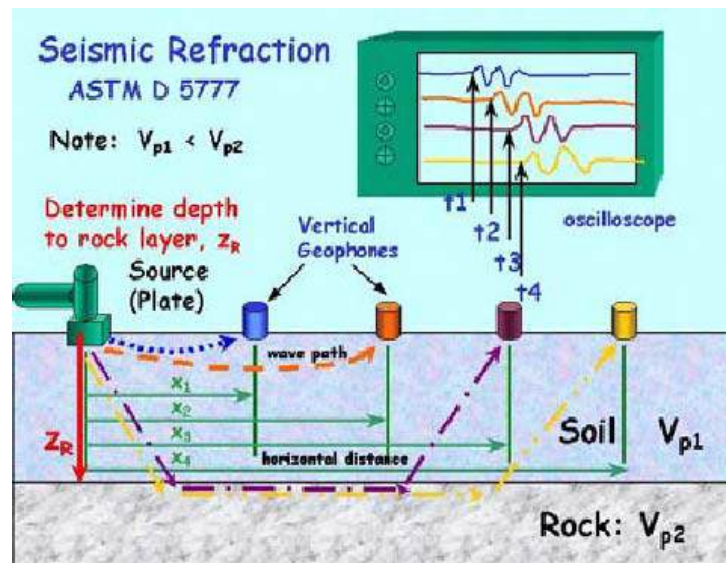
^۳ Spectral analysis of surface wave

در روش انکسار لرزه‌ای یا شکست مرزی، سرعت موج فشاری با استفاده از یک ردیف ژئوفن که در محل کار گذاشته شده اند، اندازه‌گیری می‌شود. با استفاده از نتایج آن عمق سنگ بستر و ضخامت لایه‌های زیر سطحی و احیاناً سطح آب زیرزمینی تعیین می‌گردد. روش انجام این آزمایش به صورت استاندارد در ASTM-D5777 ارائه شده است. در شکل (۸-۶) جانمایی ابزارها در برداشت لرزه ای به روش انکساری نشان داده شده است.

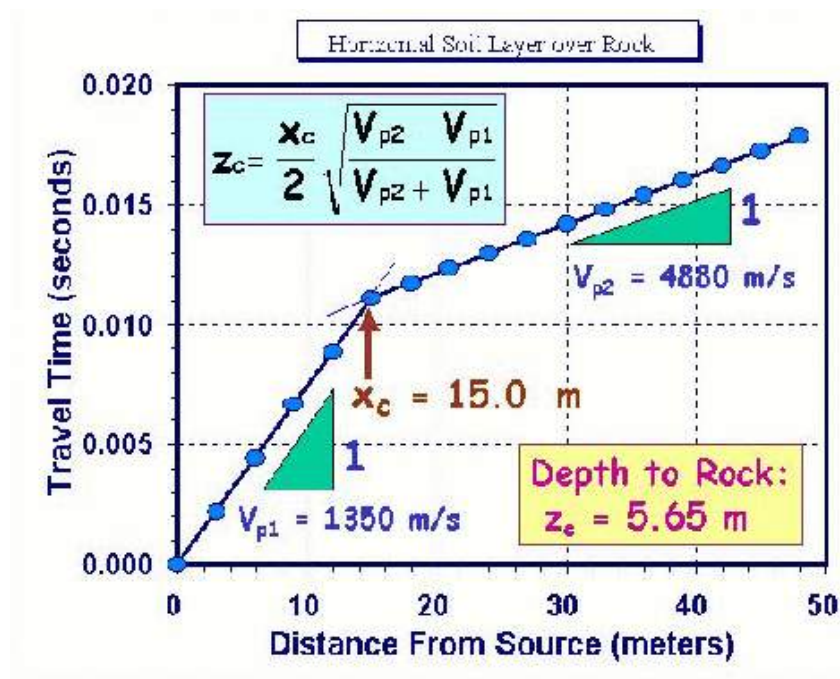
در شکل‌های (۷-۸) و (۸-۸) فرآیند انجام این آزمایش برای یک لایه خاک که به صورت افقی روی سنگ بستر قرار گرفته است، دیده می‌شود. در عمل ممکن است این کار صرفاً با استفاده از یک ژئوفن و با تغییر محل قرارگرفتن آن انجام شود. به طور معمول امواج صوتی با زدن ضربه روی صفحه‌ای فلزی که در سطح زمین قرار دارد، تولید می‌شوند. امواج فشاری تولید شده از این منبع وارد لایه زیر سطحی شده و پس از طی مسیری توسط گیرنده‌ها (ژئوفن) دریافت می‌گردند. هر چه فاصله ژئوفن بیشتر شود امواجی که دریافت می‌نمایند عمق بیشتری را طی کرده و به سطح زمین می‌رسند. نهایتاً در یک فاصله خاصی موج تولید شده پس از ورود به لایه رویی، نظیر آنچه که در شکل (۷-۸) نشان داده شده است، از طریق مرز دو لایه به ژئوفن می‌رسد. این فاصله برای محاسبه عمق لایه رویی کارایی دارد. بر همین اساس از این روش به عنوان روش شکست مرزی نیز یاد می‌شود.



شکل (۸-۶): جانمایی ابزارها در برداشت لرزه ای به روش انکساری (حیدریان شهری، ۱۳۸۴)



شکل (۸-۷): جانمایی ابزارها و شیوه عملکرد روش انکسار لرزه ای (NHI,2001)



شکل (۸-۸): نحوه محاسبه عمق سنگ بستر به روش انکسار لرزه ای (NHI,2001)

۸-۷-۲- روش انعکاسی

روش انعکاسی (بازتابی) نیز نظیر روش انکساری با امواج صوتی شناور کار می‌کند. در این روش پس از تولید پالس بوسیله منبع، با گذشت زمانی مشخص، انعکاس امواج لرزه‌ای از زیر سطح زمین به ژئوفون‌ها می‌رسد. با اندازه‌گیری زمان دریافت امواج منعکس شده در موقعیت‌های مکانی متوالی، می‌توان پروفیل یا مقطعی از زمان‌های حرکت امواج لرزه‌ای تهیه کرد.

تفاوت این روش با روش انکساری در آن است که امواج مورد بررسی و تحلیل در روش انعکاسی، امواج منعکس شده از سطح مشترک لایه‌های زیر سطحی می‌باشند، در حالی که در روش انکساری امواجی که در سطح مشترک لایه‌ها به علت اختلاف سرعت در لایه‌ها انکسار می‌یابند، ثبت و تحلیل می‌شوند.

هنگامی که امواج از منبع واقع در سطح زمین منتشر می‌شوند، با توجه به شرایط زیر سطحی، گروهی از امواج به صورت مستقیم، گروهی دیگر به صورت انکساری یا انعکاسی در فضا منتشر شده و نهایتاً ژئوفون‌ها همه امواج مذکور را دریافت می‌کنند. در روش انعکاسی تحلیل‌های ژئوفیزیکی بر اساس آن دسته از امواجی است که بصورت انعکاسی به گیرنده‌ها رسیده‌اند و چون این امواج به لحاظ عملی و تئوری از پیچیدگی بالاتری برخوردار هستند، برای به دست آوردن تصویر درست از لایه‌های زیر سطحی لازم است تعداد زیادی ژئوفون در سطح وجود داشته باشد، ولی با توجه به سرعت بالای امواج انکسار یافته از لایه‌های رویی سطح زمین صرفاً با تعداد اندکی ژئوفون می‌توان امواج انکساری را دریافت نموده و به راحتی مورد تحلیل قرار داد.

۸-۷-۳- روش تحلیل طیفی امواج سطحی

در روش تحلیل طیفی امواج سطحی (SASW) بوسیله یک منبع تولید امواج لرزه‌ای، امواج سطحی تولید می‌شود و سپس با استفاده از دو ژئوفون که به همراه منبع در یک امتداد روی زمین کار گذاشته شده‌اند، امواج مذکور دریافت و ثبت می‌گردند. بدین طریق سرعت امواج سطحی اندازه‌گیری شده و با توجه به رابطه بین سرعت امواج سطحی و سرعت امواج برشی، مقادیر سرعت موج برشی و.... نیز محاسبه می‌گردد.

به طور معمول برای تولید امواج سطحی، از یک منبع تولید نیروی قائم که به صورت دینامیکی ضربه‌هایی را بر سطح وارد می‌کند استفاده می‌شود و برای ثبت زمان دریافت امواج در نقاط مختلف، موقعیت ژئوفون‌ها جابجا می‌شود. مزیت عمده روش SASW نسبت به سایر روش‌ها عدم نیاز به حفاری گمانه و تعداد کم ژئوفون مورد استفاده می‌باشد. از طرف دیگر، حداکثر عمق مورد بررسی در آن تابع محدوده فرکانس امواج تولیدی و یا به عبارت دیگر طول موج آن‌هاست، در واقع روش SASW مبتنی بر تحلیل امواج سطحی می‌باشد و امواج مذکور تا عمق خاصی از زمین، که تابع

طول موج تولیدی است، نفوذ می‌کنند. همچنین در صورتی که یک لایه سخت بر روی یک لایه نرم واقع شده باشد و شناسایی لایه نرم مورد نظر باشد، تحلیل و تفسیر نتایج دشوار است. به طور کلی تفسیر نتایج در روش SASW نیازمند کارشناسان مجرب می‌باشد.

از روش SASW می‌توان برای محاسبه عمق سنگ بستر، اندازه‌گیری سرعت امواج برشی، ضخامت و سختی لایه روسازی و کیفیت و میزان ترک‌های آسفالت در پروژه‌های راهسازی استفاده کرد.

۸-۷-۴- تغییرات سرعت امواج لرزه‌ای در انواع خاک‌ها و سنگ‌ها

روش‌های ژئوفیزیکی مبتنی بر امواج لرزه‌ای (صوتی) بوده، و از این اصل که سرعت انتشار امواج مذکور در محیط‌های مختلف متفاوت است، استفاده می‌کنند. این روش‌ها مشخصات هندسی لایه‌ها، سختی الاستیک و خواص میرایی را برای مصالح لایه‌های زیر سطحی زمین را تخمین می‌زنند. این آزمون‌ها اصولاً در محدوده کرنش‌های خیلی کوچک (در حد هزارم درصد) انجام می‌شوند و بنابراین در ناحیه الاستیک از نواحی رفتار مصالح عمل می‌نمایند.

به طور کلی چهار نوع موج در نیم فضای نامحدود الاستیک تولید می‌شود که این چهار موج شامل امواج فشاری یا P، امواج برشی یا S، امواج سطحی (رالی) یا R و امواج لایه یا L می‌باشند. امواج S و P تحت عنوان امواج حجمی^۱ شناخته می‌شوند و در کاوش‌های صحرایی ژئوتکنیک کاربرد دارند. دو نوع دیگر از امواج که انواع خاصی از ترکیب امواج فشاری و برشی هستند در سطح زمین و یا مرز لایه‌های زیر سطحی انتشار می‌یابند. در این نوشتار روش‌های ژئوفیزیکی مبتنی بر محاسبه امواج P، S مورد بحث واقع می‌شود.

موج فشاری P با سرعت V_p سریعترین موج است و بصورت یک کره در حال انبساط به طرف جلو حرکت می‌نماید. دامنه سرعت موج فشاری قابل تغییر بوده و بزرگی آن برای خاک به طور معمول بین ۴۰۰ تا ۲۵۰۰ متر بر ثانیه و برای سنگ‌ها این محدوده برحسب میزان هوازددگی و خردشدگی معمولاً بین ۲۰۰۰ تا ۷۰۰۰ متر بر ثانیه است.

موج برشی S، با سرعت V_s ، پس از V_p از بالاترین سرعت انتشار برخوردار است و به صورت استوانه‌ای در حال انبساط، و در جهت عمود بر مسیر حرکت خود دارای حرکات موضعی است، انتشار می‌یابد. سرعت موج برشی خاک‌ها به طور معمول بین ۱۰۰ تا ۶۰۰ متر بر ثانیه است، لجن‌ها و خاک‌های آلی می‌توانند سرعت موج برشی کمتری را داشته باشند.

^۱ Body waves

در مطالعات ژئوتکنیک، موج برشی نسبت به سایر امواج از اهمیت بالاتری برخوردار است و به طور مستقیم به مدول برشی مصالح مربوط می‌شود. بر همین اساس روش‌های ژئوفیزیکی متعددی نیز برای اندازه‌گیری آن ابداع شده است.

به طور معمول مدول برشی کرنش کوچک (G_0 یا G_{max}) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

دانشیته کلی مصالح می‌باشد. باید توجه شود که این مدول برای $\frac{I}{\rho} = \frac{g}{\rho}$ محدوده کرنش‌های بسیار کوچک (در حد هزارم درصد) اعتبار دارد. در بسیاری از مسائل مهندسی پی و دیوارهای حائل کرنش‌های ایجاد شده به مراتب بیشتر از محدوده مذکور و در حد دهم درصد است. بر همین اساس برای کرنش‌های بزرگ یا متوسط لازم است مدول محاسبه شده به روش‌های مذکور کاهش داده شود.

در محیط‌های سنگی سرعت امواج لرزه‌ای در دانه‌های اصلی تشکیل دهنده سنگ بیشتر از توده سنگ می‌باشد. این امر نشان می‌دهد که وقوع فرآیندهای طبیعی زمین‌شناسی در تشکیلات سنگی که باعث می‌شود دانه‌ها به هم بچسبند، منجر به ایجاد موادی می‌شود که استحکام آن در مجموع کمتر از استحکام تک تک دانه‌ها نیست. البته جنس ماده سیمان کننده نیز اهمیت دارد. فرآیندهای تشکیلاتی گذشته مانند تغییر شکل ساختاری، خرد شدگی و هوازدگی سرعت را کاهش می‌دهد. در حالی که تبلور مجدد و حرارتی باعث افزایش مقاومت و سرعت امواج لرزه‌ای در سنگ می‌گردد. به خاطر عوامل یاد شده سرعت امواج لرزه‌ای در مواد کم عمق زمین بسیار متغیر می‌باشد. معمولاً خاک‌ها و مواد ناپیوسته زمین کمترین سرعت لرزه‌ای را دارند. اگر چه درصد اشباع آن‌ها نیز حائز اهمیت است. از طرف دیگر سنگ‌های بلورین سخت و متراکم بیشترین سرعت‌های لرزه‌ای را نشان می‌دهند.

در جدول (۸-۲) سرعت نسبی امواج لرزه‌ای P, S در مواد کم عمق زمین نشان داده شده است. بر اساس ارقام مذکور اغلب مواد سطح زمین در گستره موج P از ۲۰۰ متر بر ثانیه (کمتر از سرعت موج در هوا) تا حدود ۶۰۰ متر بر ثانیه قرار می‌گیرند. برخی از سنگ‌های رسوبی مانند سنگ آهک و دولومیت، ممکن است دارای سرعت موج لرزه‌ای بیش از سنگ‌های آذرین و دگرگونی سالم باشند. بر همین اساس اطلاع از وضعیت زمین‌شناسی منطقه قبل از تفسیر نتایج سرعت‌های لرزه‌ای حائز اهمیت است.

از طرف دیگر سرعت موج P در آب حدود ۱۴۷۰ متر بر ثانیه است و این مسئله با توجه به درجه اشباع محیط‌های مختلف اثر قابل توجهی در سرعت امواج لرزه‌ای آن‌ها دارد. این تاثیر در خاک‌ها به مراتب بیش از سنگ‌ها دیده می‌شود. معمولاً مفسرین نتایج ژئوفیزیک لرزه‌ای از تغییر ناگهانی سرعت موج P بدون تغییر در سرعت موج S به عنوان معیاری در تعیین سطح آب زیر زمینی استفاده می‌کنند. قابل ذکر است که سرعت موج برشی متاثر از حضور آب نیست

و سرعت این امواج در رسوبات کم عمق صرفاً بر مبنای مقاومت ساختاری و اندازه مقاومت دانه‌ها کنترل می‌گردد.

جدول (۸-۲) - سرعت امواج فشاری و برشی در مواد کم عمق زمین^۱

نوع ماده	سرعت موج P (m/S)	سرعت موج S (m/S)	چگالی
رسوبات ناپيوسته سطحی و نرم	۲۰۰ - ۴۰۰	۱۰۰ - ۲۰۰	۱/۵ - ۲
سنگ‌های کاملاً هوازده خشک	۳۰۰ - ۷۰۰	۱۰۰ - ۳۰۰	۱/۷ - ۲/۴
شن و ماسه‌های خشک	۴۰۰ - ۱۵۰۰	۱۰۰ - ۵۰۰	۱/۵ - ۲/۱
سیلیت و رس‌های ناپيوسته	۴۰۰ - ۱۵۰۰	۱۰۰ - ۶۰۰	۱/۷ - ۲/۱
شن و ماسه‌های اشباع	۱۵۰۰ - ۴۰۰۰	۴۰۰ - ۱۲۰۰	۱/۹ - ۲/۱
سیلیت و رس‌های متراکم	۱۱۰۰ - ۲۵۰۰	۲۰۰ - ۸۰۰	۲ - ۲/۴
شیل‌ها و ماسه سنگ‌های هوازده و خرد شده اشباع	۲۵۰۰ - ۲۰۰۰	۷۰۰ - ۱۰۰۰	۱/۹ - ۲/۱
مارن‌ها	۲۰۰۰ - ۳۰۰۰	۷۵۰ - ۱۵۰۰	۲/۱ - ۲/۶
ماسه سنگ‌ها و شیل‌های سخت	۳۰۰۰ - ۴۵۰۰	۱۲۰۰ - ۲۸۰۰	۲/۱ - ۲/۴
گچ	۲۳۰۰ - ۲۶۰۰	۱۱۰۰ - ۱۳۰۰	۱/۸ - ۲/۳
نمک	۴۵۰۰ - ۵۵۰۰	۲۵۰۰ - ۳۱۰۰	۲/۱ - ۲/۳
سنگ آهک‌های سخت	۳۵۰۰ - ۶۵۰۰	۲۰۰۰ - ۳۳۰۰	۲/۴ - ۲/۷
دولومیت	۳۵۰۰ - ۶۵۰۰	۱۹۰۰ - ۳۶۰۰	۲/۵ - ۲/۹
سنگ‌های آذرین و دگرگونی غیر هوازده (سالم)	۴۵۰۰ - ۶۰۰۰	۲۵۰۰ - ۳۳۰۰	۲/۵ - ۲/۷
سنگ‌های آذرین و دگرگونی هوازده و خرد شده اشباع	۲۵۰۰ - ۳۷۰۰	۸۰۰ - ۱۲۰۰	۱/۹ - ۲/۴
هوا	۳۴۰	-	-
یخ	۳۲۰۰ - ۳۸۰۰	۱۷۰۰ - ۱۹۰۰	۰/۹
آب	۱۴۵۰ - ۱۵۰۰	-	۱

^۱ Whitely , 1983 & Ervin, 1983

۸-۷-۵- ارتباط سرعت امواج لرزه‌ای با خصوصیات فیزیکی مواد

بر اساس مطالعات اروین^۱ خصوصیات فیزیکی مواد از قبیل چگالی، تخلخل، درصد اشباع، خواص الاستیک و مقاومت رابطه معنی داری با سرعت امواج لرزه‌ای دارند. بر همین اساس، با داشتن سرعت امواج عبوری محیط‌های مختلف، خصوصیات یاد شده قابل تخمین هستند.

بررسی‌ها نشان می‌دهد که با افزایش سرعت موج P چگالی مواد نیز افزایش می‌یابد. با این حال برای سنگ‌های بکر که از چگالی بالاتری برخوردار هستند رابطه بین چگالی و سرعت موج P دقیقتر و برای سنگ‌های هوازده با سرعت کم رابطه بین چگالی و سرعت موج P پراکندگی و انحراف معیار بالاتری دارد. هوازدگی باعث کاهش سرعت موج P و کاهش چگالی و افزایش تخلخل می‌گردد. در عین حال درصد آب یا درصد اشباع در سنگ‌های هوازده در تفسیر نتایج سرعت امواج لرزه‌ای از اهمیت بالایی برخوردار است. در سنگ‌های خشک سرعت موج P با افزایش خلل و فرج کاهش می‌یابد. این کاهش بدین دلیل است که سرعت موج P در هوا خیلی کمتر از سرعت موج در دانه‌های سنگ است.

برخی از محققین ارتباط بین پارامترهای مکانیکی مصالح نظیر مدول الاستیسیته، ضریب پواسون، عدد نفوذ استاندارد و مقاومت فشاری را بررسی کرده‌اند. مطالعات اروین نشان می‌دهد که با افزایش سرعت موج برشی S عدد نفوذ استاندارد N نیز افزایش می‌یابد ولی تغییرات سرعت موج P هماهنگی کمتری با مقدار N از خود نشان می‌دهد.

۸-۷-۶- کارایی و محدودیت‌های روش لرزه‌ای

روش لرزه‌ای از نظر مخارج و مطالعات انجام شده مهمترین تکنیک ژئوفیزیکی است. برتری این روش بر سایر روش‌ها بدلائیل دقت زیاد، توان تفکیک بالا و نفوذ قابل توجه که این روش‌ها در زمین دارند، است. در اینجا پاره‌ای از کارایی‌ها و محدودیت‌های این روش بیان می‌شود.

(۱) برای کاوش مواد معدنی نظیر نفت در اعماق چند کیلومتری زمین، روش لرزه‌ای انعکاسی، در تحلیل امواج سطحی و تعیین عمق سنگ بستر و سطح آب زیرزمینی در مطالعات ژئوتکنیک سازه‌های بزرگ روش انکسار لرزه‌ای، به کار می‌روند. (با این حال اخیراً در پاره‌ای از پروژه‌های عمرانی کشور نیز روش انعکاسی برای تبیین شرایط زمین شناسی لایه‌های رویی استفاده شده است)

(۲) به طور معمول برای تعیین ضخامت روباره و مواد سستی که در بالای سنگ بستر قرار گرفته‌اند، تعیین عمق سطح آب زیر زمینی، تعیین خصوصیات ساختارهای زمین شناسی،

^۱ Ervin, 1983

مطالعات آلودگی آب‌های زیرزمینی و ارزیابی خطرات زمین‌شناسی و مطالعات باستان‌شناسی روش انکسار لرزه‌ای به کار می‌رود.

(۳) در روش امواج سطحی، حداکثر عمق مورد بررسی به فرکانس امواج تولید شده (معادل یک سوم طول موج) وابسته است. روش امواج سطحی برای محاسبه عمق سنگ بستر و کیفیت و خصوصیات لایه‌های روسازی کارایی داشته و برای اعماق زیاد از محدودیت برخوردار می‌باشد.

(۴) در روش انکسار لرزه‌ای در صورتی که منبع تولید موج یک چکش باشد حداکثر ۲۰ تا ۲۵ متر است، و اگر از وسایل دیگر مانند انفجار برای تولید امواج صوتی استفاده شود، اعماق بیشتری قابل بررسی است. (هر چند که عمق کارایی روش‌های لرزه‌ای به چندین هزار متر هم می‌رسد و این روش برای اکتشاف نفت در اعماق زمین هم استفاده می‌شود)

(۵) از روش انکسار لرزه‌ای صرفاً زمانی می‌توان استفاده کرد که سرعت موج فشاری در لایه رویی کمتر از سرعت موج فشاری در لایه زیرین باشد. در این صورت در برخی از نقاط موج انکسار یافته از موج مستقیم سبقت گرفته و سریع‌تر عبور می‌نماید. در نتیجه موج انکساری اولین موجی خواهد بود که به ژئوفن‌ها می‌رسد و این حالت تا زمانی که موج سریع‌تر و عمیق‌تری وجود داشته باشد پایدار خواهد بود.

(۶) از آنجایی که در روش انعکاسی شناسایی اعماق زیاد مورد نظر است، با توجه به پیچیدگی امواج، منابع تولید کننده و دریافت کننده موج و همچنین کامپیوترهای پردازشگر نتایج دارای تجهیزات حجیم و گران‌قیمتی هستند. برای تولید لرزه از انفجار دینامیت و برای ثبت نتایج از سیستمی که بر روی کامیون نصب شده است، استفاده می‌شود. به علاوه برای تفسیر داده‌های حاصل از روش انعکاسی به کارشناسان خبره و متخصص نیاز است. در روش انکساری منبع تولید کننده امواج، سبک‌تر بوده و گیرنده‌های کمتری لازم است که در مقایسه با روش انعکاسی ارزان قیمت‌تر نیز می‌باشد.

(۷) در نقاطی که سرعت موج در آن‌ها یکسان است برداشت لرزه‌ای موثر نخواهد بود و در واقع روش‌های لرزه‌ای بر اساس اختلاف سرعت امواج می‌تواند رهنمود مناسبی برای شناسایی لایه‌های زیر سطحی ارائه نماید.

(۸) در برخی از کارهای عمرانی و یا معدنی اطلاع از قابلیت خرد شدن و شکافت سنگ توسط تجهیزات در انتخاب نوع دستگاه موثر است. در این موارد نیز می‌توان از روش‌های لرزه‌ای برای اطلاع از قابلیت مذکور استفاده کرد.

(۹) اخیراً با پیشرفت دانش الکترونیک، تهیه پروفیل کامل سرعت موج برشی با استفاده از روش انکسار لرزه‌ای امکان پذیر شده است.

۱۰) نمونه‌ای از نتایج روش‌های ژئوفیزیک برای محاسبه پروفیل موج برشی تا عمق ۶۰ متری زمین، توسط (NHI, 2001) گزارش شده است. روش‌های به کار گرفته شده شامل روش‌های DHT, SASW, SCPT و روش انکساری لرزه‌ای می‌باشد.

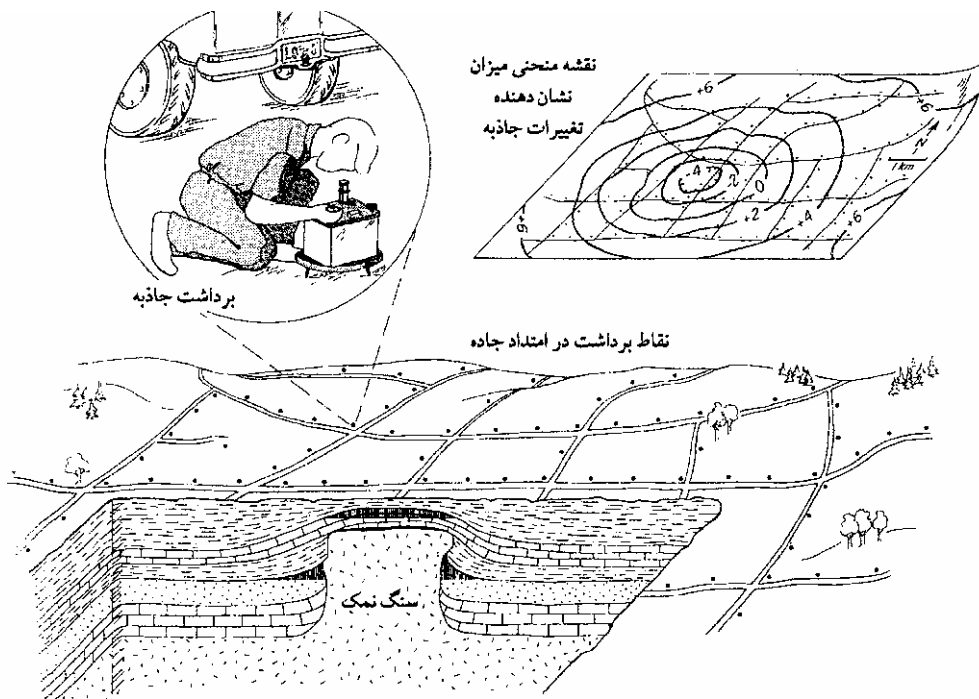
به طور کلی هر چهار روش نتایج مشابهی داشته و هماهنگی قابل قبولی بین نتایج وجود دارد. در روش SASW عمق نفوذ امواج محدود بوده و به ۶۰ متر هم نمی‌رسد، ولی در روش SASW بدون حفاری گمانه و نفوذ در زمین، بخش عمده‌ای از پی توصیف می‌شود. این روش برای ترسیم پروفیل سرعت موج برشی در سنگ‌های هوازده و همچنین Land Fill ها کارایی بالایی دارد. از بین دو روش CHT, DHT روش DHT با وجود اندازه‌گیری مستقیم و واقع بینانه سرعت موج برشی با هزینه کمتری قابل قبول و اجراست و نتایج آن هم مشابه نتایج روش CHT هستند. از طرف دیگر برای حذف هزینه‌های غلاف گذاری می‌توان از روش DHT که به آن دستگاه SCPT اضافه شده است، استفاده کرد. در این شیوه با توجه به نفوذ مخروط به داخل زمین نیازی به صرف هزینه برای حفاری گمانه و غلاف گذاری نیست.

۸-۸ - ثقل سنجی^۱

بزرگی شتاب ثقل (g) در روی سطح زمین به طور متوسط معادل ۹/۸۱ متر بر مجذور ثانیه می‌باشد، ولی این مقدار در نقاط مختلف کره زمین اندکی تغییر می‌کند. تغییرات شتاب جاذبه زمین تابع عواملی نظیر عرض جغرافیایی، ارتفاع، توپوگرافی زمین اطراف، جزر و مد و تغییر چگالی لایه‌های زیر سطحی است. به عنوان مثال تغییرات جاذبه زمین از استوا تا قطب حدود ۰/۵ درصد، به دلیل ارتفاع حدود ۰/۰۱ درصد، و تغییر چگالی (در اثر وجود یک معدن خاصی در زیر زمین) لایه‌های زیر سطحی در حد هزارم درصد، می‌تواند باشد. همچنین با کمک رابطه بین چگالی، جنس مواد لایه‌های زیر سطحی و جاذبه زمین می‌توان با سنجش ثقل زمین در مناطق مختلف نسبت به تخمین جنس لایه‌های زیر سطحی اقدام کرد. در شکل (۸-۹) نمونه ای از برداشت ثقل سنجی برای اکتشاف یک ساختمان نمکی نشان داده شده است.

چگالی سنگ‌های رسوبی به طور متوسط از چگالی سنگ‌های آذرین و دگرگونی کمتر است. در میان سنگ‌های رسوبی معمولاً کمترین چگالی مربوط به کنگلومرا و ماسه سنگ است و پس از آن‌ها به ترتیب شیل، سنگ آهک و دولومیت قرار دارند.

^۱ Gravity Method



شکل (۸-۹): یک برداشت جاذبه برای شناسایی ساختمانهای نمک (حیدریان شهری، ۱۳۸۴)

در کاوش‌های ژئوتکنیکی مهندسی عمران چندان از روش ثقل‌سنجی استفاده نمی‌شود. با این حال برای شناسایی حفره‌های بسیار بزرگ زیر سطحی و یا شناسایی ساختارهای خاص زمین شناسی که دارای چگالی خیلی کم یا خیلی زیاد هستند، می‌توان از روش ثقل‌سنجی استفاده کرد. یکی از معایب عمده روش ثقل‌سنجی آن است که برای تغییرات شتاب جاذبه زمین عوامل متعددی وجود دارد که جدا کردن میزان اثر هر یک از عوامل مذکور دشوار است.

۸-۹ - مغناطیس‌سنجی^۱

در روش مغناطیس‌سنجی، میزان میدان مغناطیسی سطح زمین در هر نقطه از محدوده مورد مطالعه توسط دستگاه مغناطیس‌سنج^۲ اندازه‌گیری می‌شود.

روش مغناطیس‌سنجی در اصول، تعبیر و تفسیر شباهت‌های بسیاری با روش‌های ثقل‌سنجی دارد. اما به طور معمول این روش پیچیده‌تر از روش ثقل‌سنجی بوده و تغییرات میدان مغناطیسی نیز نامنظم‌تر و محلی‌تر از شتاب ثقل زمین است. برخی از مواد مانند مگنتیک که

^۱ Magnetometer surveys

^۲ Magnetometer

در میدان مغناطیسی زمین آنومالی‌های بالای مغناطیسی نشان می‌دهند، کانسارهای آهن، مس‌های اسکارن، نیکل و آذیست به دلیل همراهی با کانه‌های مغناطیسی با برداشت‌های مغناطیس‌سنجی به راحتی قابل اکتشاف هستند. حتی برخی از ژئوفیزیک‌دانان اکتشافی این روش را برای اکتشاف برخی فلزات ارزشمند که غالباً به همراه موادی با مقادیر بالای مگنتیک می‌باشند، توصیه می‌کنند.

روش مغناطیس‌سنجی در کاوش‌های ژئوتکنیکی کارایی چندانی ندارد. با این حال برای شناسایی مواد آهن دار و ساختارهایی که دارای کانی‌هایی با میدان مغناطیسی بزرگ هستند می‌تواند کارایی داشته باشد. این روش نیز نظیر روش ثقل‌سنجی با محدودیت در تفسیر نتایج مواجه است. در واقع تغییر میدان مغناطیسی در سطح زمین دلایل زیادی دارد که تعیین دقیق علت مذکور در هر نقطه دشوار می‌باشد.

۸-۱۰- روش‌های امواج الکترومغناطیسی^۱

در روش‌های امواج الکترومغناطیسی، میدان‌های الکترومغناطیس موج مداوم و یا گذرا از بالای سطح زمین یا در اعماق زمین انتشار می‌یابد و به وسیله دستگاه‌های گیرنده، مقادیر میدان در سطح زمین اندازه‌گیری می‌شود. در این روش‌ها فرستنده، گیرنده و توده‌های هادی مدفون، در یک تقابل سه جانبه با میدان الکترومغناطیسی قرار دارند و جریان‌های الکتریکی در داخل توده هادی به همراه القای الکترومغناطیس به طور همزمان بوجود می‌آیند. عموماً در این روش‌ها چشمه انرژی از طریق القاء در داخل زمین ایجاد می‌شود. هر چند در مواردی از روش‌های زیرزمینی الکترومغناطیسی، این چشمه در تماس مستقیم با زمین قرار دارد.

فرکانس امواج در محدوده وسیع ۱۰ هرتز تا 10^{22} هرتز و به همین نسبت طول موج‌ها در محدوده 10^7 تا 10^{-14} متر متغیر است. با افزایش فرکانس امواج الکترومغناطیسی، به ترتیب بصورت موج رادیویی، میکروموج^۲، مادون قرمز^۳، مرئی، ماوراء بنفش^۴، اشعه ایکس و اشعه گاما قابل تولید می‌باشد.

قابل ذکر است که برخی از محققین مجموع روش‌های الکتریکی، الکترومغناطیسی، مغناطیسی و هسته‌ای را تحت عنوان روش الکترومغناطیسی تقسیم‌بندی کرده‌اند و محققین دیگر به رغم شباهت مبانی علمی روش‌های مذکور، با توجه به اختلاف گسترده کارایی و کاربرد آن‌ها، هر یک از روش‌ها را به تفکیک مورد بحث قرار داده‌اند.

^۱ Electromagnetic wave methods

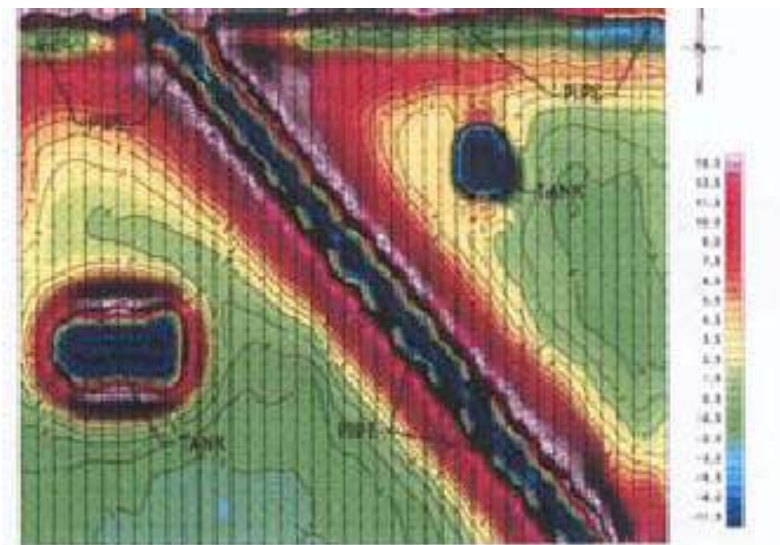
^۲ Micro wave

^۳ Infra red

^۴ Ultraviolet

روش‌های الکترومغناطیسی بیشترین کاربرد را در اکتشاف مواد معدنی دارند. این روش‌ها برای اکتشاف نفت مناسب نیستند، زیرا که بهترین پاسخ در این روش‌ها مربوط به توده‌های هادی واقع در اعماق کم زمین است، ولی مخازن نفت در عمق چند هزار متری زمین قرار دارند.

در میان روش‌های الکترومغناطیسی روش رادار نفوذی که متعاقباً تشریح می‌گردد، اخیراً کاربرد فراوانی فعالیت‌های درون شهری و صحرایی مهندسی عمران دارد. اگر چه در فعالیت‌های مهندسی عمران نیز این روش‌ها کاربرد چندانی ندارند، اما گاهی برای شناسایی لوله‌ها و کابل‌های مدفون، آشکار سازی مین‌ها و بررسی آلودگی‌های سطحی به کار می‌روند. در شکل (۸-۱۰) نمونه ای از کاربرد روش الکترومغناطیس در شناسایی موقعیت دو منبع مدفون زیر زمینی نشان داده شده است.



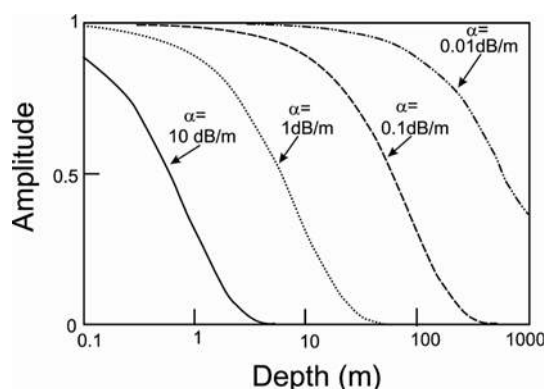
شکل (۸-۱۰): کاربرد روش الکترومغناطیس در شناسایی موقعیت دو منبع مدفون زیر زمینی (NHI,2001)

۸-۱۰-۱- روش رادار نفوذی^۱

رادار یک سیستم استفاده از پالس‌های الکترومغناطیس با دوره تناوب کوتاه (فرکانس بالا) است که اولین بار در طی جنگ جهانی دوم، توسط وزارت دفاع انگلستان به منظور شناسایی هواپیماهای دشمن به کار گرفته شد. امروزه رادار، علاوه بر کاربردهای بسیار متنوع نظامی و مهندسی، در کاوش‌های ژئوتکنیک کارایی قابل توجهی یافته است.

روش رادار نفوذی که عمده صاحب‌نظران آن را جزء روش‌های الکترومغناطیس می‌دانند، شیوه‌ای است که در آن پالس‌های کوتاه یک موج الکترومغناطیس با فرکانس بالا، بوسیله فرستنده‌ای به درون زمین ارسال شده و پاسخ‌های مربوطه توسط آنتن گیرنده دریافت می‌شوند. فرکانس امواج ارسالی معمولی بین ۱ تا ۱۰۰۰ مگاهرتز می‌باشد. پیمایش در این روش با شبکه بندی کردن منطقه مورد مطالعه و جابجا کردن ابزار مخصوص این آزمایش در سطح آن صورت می‌گیرد. ابزار مخصوص این روش شامل مجموعه‌ای است که با اهرم کوتاهی توسط اپراتور نظیر یک غلطک دستی کوچک بر روی زمین جابجا می‌شود. عمق نفوذ پیمایش در روش رادار نفوذی تابع خواص دی الکتریک زمین و همچنین فرکانس هدایت الکتریکی و الکترومغناطیسی زمین می‌باشد.

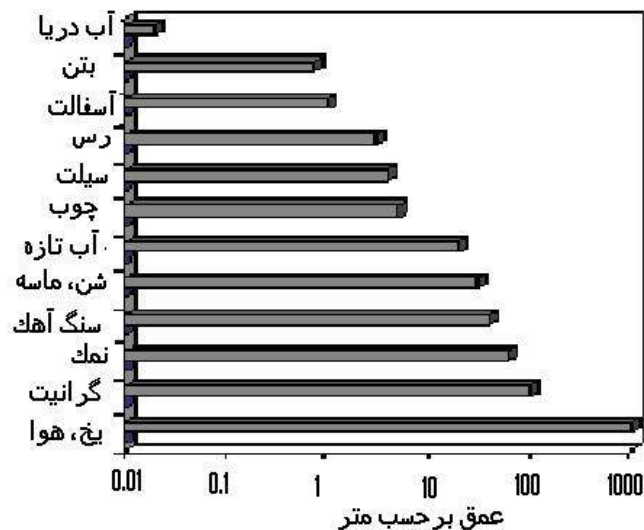
برای درک بهتر محدود بودن عمق نفوذ امواج در روش رادار نفوذی، می‌توان به قطع ارتباط تلفن همراه با شبکه مخابراتی در حین عبور از تونل‌های طویل و یا پارکینگ‌های زیرزمینی توجه کرد. امواج رادیویی به اندازه محدودی در خاک، سنگ و بتن نفوذ می‌کنند، بزرگی و انرژی آن‌ها با افزایش عمق نفوذ به طور نمایی دچار کاهش می‌شود. شکل (۸-۱۱) نمایانگر کاهش انرژی و بزرگی امواج در روش رادار نفوذی برحسب عمق نفوذ می‌باشد.



شکل (۸-۱۱): روند کاهش انرژی و بزرگی امواج در روش رادار نفوذی برحسب عمق نفوذ

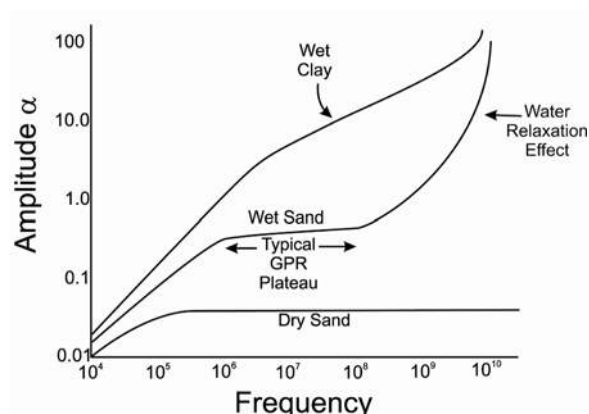
^۱ Ground penetrating Radar (GPR)

در میان مواد مختلف سنگ‌های آذرین، سنگ‌های آهکی و خاک‌های شن و ماسه‌ای بیشترین عمق نفوذ و خاک‌های ریز دانه نظیر سیلیت و رس و همچنین گل سنگ‌ها، لای سنگ‌ها و رس سنگ‌ها کمترین عمق نفوذ را دارند. شکل (۸-۱۲) عمق نفوذ پیمایش به روش رادار نفوذی برای مصالح مختلف را نشان می‌دهد. قابل ذکر است که برخی از مواد امواج رادیویی را به طور کامل جذب می‌کنند و برخی دیگر امواجی را که دارای فرکانس بالا هستند، جذب می‌نمایند. بر همین اساس، کاربرد و عمق نفوذ روش رادار نفوذی در این موارد کاهش می‌یابد. آب امواج رادیویی با فرکانس بالای ۱۰۰۰ هرتز را تا حدود زیادی جذب می‌کند و بر همین اساس غذا گرمکن‌های مایکروویو^۱ با جذب انرژی امواج غذا را سریعاً گرم می‌کنند. به طور کلی وجود آب در میان توده مورد مطالعه باعث کاهش عمق نفوذ روش رادار نفوذی می‌شود، زیرا آب دارای یون‌هایی است که در هدایت الکتریکی مشارکت می‌کنند، و با جذب انرژی امواج الکترومغناطیسی فرکانس بالا (بالای ۱۰۰۰ هرتز) موجب کاهش انرژی و عمق نفوذ می‌گردد. در شکل (۸-۱۳) روند تغییرات ضریب کاهش امواج الکترومغناطیسی با افزایش فرکانس امواج در مواد مختلف نشان داده شده است. همانگونه که دیده می‌شود در فرکانس‌های بالای ۱۰۰۰ مگا هرتز آب به عنوان یک جاذب قوی امواج الکترومغناطیس عمل می‌کند.



شکل (۸-۱۲) عمق نفوذ پیمایش به روش رادار نفوذی برای مصالح مختلف

^۱ Microwave Ovens



شکل (۸-۱۳) روند تغییرات ضریب کاهش امواج الکترومغناطیسی با افزایش فرکانس امواج در مواد مختلف

در ابزارهای تجاری موجود چندین سیستم گیرنده و فرستنده جاسازی شده و بدین ترتیب امکان ارسال امواج به عمق‌های مختلف وجود دارد. نوع جدید این ابزارها که ژئورادار^۱ نام دارد با استفاده از انواع فرکانس‌ها، اعماق مختلف و خاک‌های گوناگون را در کاربردهای عملی تحت پوشش قرار می‌دهد.

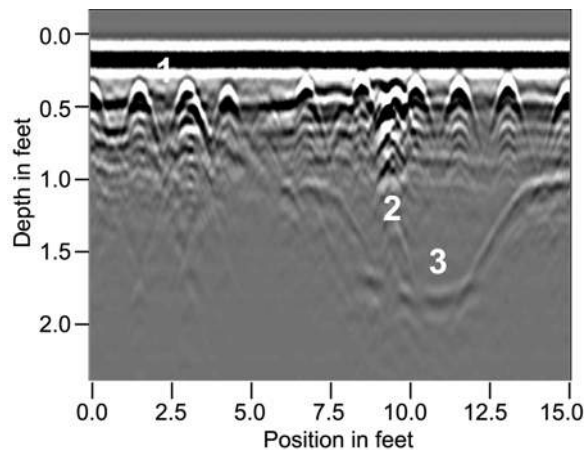
با توجه به فرکانس بالای مورد استفاده در این روش، عمق نفوذ در زمین بسیار کم است و لذا در اکتشافات مواد معدنی نزدیک به سطح زمین به کار می‌رود. با این حال در بسیاری از فعالیت‌های مهندسی و به خصوص مطالعات ژئوتکنیک، بررسی خاک، بررسی‌های زمین شناسی، شناسایی حفره‌های زیر سطحی، بررسی‌های باستان شناسی، بررسی منابع آب‌های زیرزمینی کم عمق و آلودگی‌های زیر سطحی کاربردهای گسترده‌ای دارد.

روش رادار نفوذی شمای عوارض زیر سطحی را بدون آنکه در آن‌ها دستخوردگی یا تغییر ایجاد نماید با سرعت ارائه می‌کند. این روش وسیله مفیدی برای تعیین شرایط لایه‌های زیر سطحی، مخازن زیرزمینی، قنات‌ها، لوله‌های مدفون، لوله‌های گاز، آب و فاضلاب و کابل‌های برق می‌باشد. شکل (۸-۱۴) نمونه‌ای از تصاویر روش نفوذی در شناسایی عوارض زیر سطحی را نشان می‌دهد.

همچنین در مطالعات باستان شناسی پیش از حفاری و گمانه زنی، اطلاعات مفیدی از وضعیت زیرزمینی را به دست می‌دهد. این وسیله همچنین برای پیدا کردن موقعیت آرماتورها

^۱ Geo Radar

در میان توده‌های بتن مسلح کاربرد دارد. قابل ذکر است که عمق موثر این روش برای ماسه‌های خشک به حدود ۲۰ متر و برای رس‌های اشباع به ۳ تا ۶ متر محدود می‌شود. بررسی‌ها نشان می‌دهد که میدان‌های مغناطیسی یا امواج رادیویی در صورتی که شدت میدان بالا باشد می‌تواند مخاطراتی برای سلامتی افراد ایجاد کند، اما مطالعات انجام شده در چند دهه گذشته نشان می‌دهد میدان‌های الکترومغناطیس معمولی که در دستگاه رادار نفوذی به کار می‌روند، برای سلامتی افراد خطری ندارند. جزئیات مطالعات مذکور و محدوده‌های فرکانس و میدان غیر مجاز را می‌توان از مراجع علمی مربوطه و نیز سایت اینترنتی www.fcc.gov دریافت نمود.



شکل (۸-۱۴): نمونه‌ای از تصاویر روش رادار نفوذی در شناسایی عوارض زیر سطحی (خطوط مدفون و ترانشه)

۸-۱۱ - روش‌های هسته‌ای^۱

در روش‌های هسته‌ای ذرات نوترون یا تشعشعات گاما با انرژی مشخص به داخل زمین گسیل شده و انرژی آن‌ها در بازگشت نیز ثبت می‌گردد. در صورت استفاده از ذرات نوترون، کاهش میزان انرژی ذراتی که از درون زمین بازگشته و توسط حسگرهای دستگاه دریافت می‌شوند، نمایانگر میزان اتم‌های هیدروژن موجود در لایه خاک می‌باشد و بدین ترتیب می‌توان میزان رطوبت خاک را برآورد نمود. همچنین در صورت استفاده از تشعشعات گاما، میزان کاهش انرژی اشعه گاما بازگشتی تابع دانسیته لایه خاک است، مصالح متراکم‌تر میزان بیشتری از اشعه گاما را جذب می‌کنند، و بر همین اساس می‌توان میزان دانسیته خاک را محاسبه نمود. روش‌های هسته‌ای یاد شده برای تعیین میزان رطوبت و دانسیته لایه‌های متراکم شده خاک در خاکریز سدهای خاکی و راه‌ها کارایی بالایی دارند. همچنین درصد آسفالت موجود در یک مخلوط بتن آسفالتی توسط روش‌های مذکور قابل محاسبه است. باید توجه شود که حداکثر عمق نفوذ ذرات نوترون تنها چند اینچ و اشعه گاما حداکثر یک فوت است. بر همین اساس این روش‌ها صرفاً لایه رویی از زمین مورد بررسی را ارزیابی می‌نمایند. از طرف دیگر استفاده ناصحیح از این روش‌ها ممکن است مخاطراتی برای سلامتی اپراتورها ایجاد کند. نهایتاً باید یادآوری شود که کالیبراسیون و توجه به مدت اعتبار چشمه‌ها و منابع اتمی از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. بنابر آنچه که نگارنده از کاربرد دستگاه‌های مذکور در آزمایشگاه‌های مکانیک خاک در ایران اطلاع دارد، به رغم صرف هزینه بالای خرید این دستگاه‌ها، متأسفانه به دلیل عدم اطلاع کافی از اصول علمی نگهداری و کاربرد و کارایی آن‌ها، در بسیاری از موارد بلا استفاده مانده‌اند.

قابل ذکر است که ثبت اشعه گاما و سایر روش‌های هسته‌ای در شناسایی معدنی عناصری که دارای خواص رادیواکتیو هستند نیز کاربرد دارد. این روش‌ها که نوع و میزان تشعشعات رادیواکتیو مواد را محاسبه می‌کنند به روش‌های رادیومتری موسوم هستند و غالباً در ژئوفیزیک هوابرد کارایی دارند.

۸-۱۲ - روش‌های درون چاهی^۲

روش‌های درون چاهی یا چاه پیمایی^۳ شامل شیوه‌هایی هستند که ابزار و وسایل ژئوفیزیک را به درون یک یا چند چاه اکتشافی می‌فرستند و انجام آزمایش یا ثبت نتایج از طریق وسایل ارسال شده به درون چاه انجام می‌شود.

^۱ Near surface Nuclear Methods

^۲ Borehole Methods

^۳ Well Logging

عمده‌ترین شیوه‌های چاه پیمایی ژئوفیزیک شامل روش‌های زیر می‌باشد:

Down Hole Test	آزمون DHT	(۱)
Cross Hole Test	آزمون CHT	(۲)
Suspension Logger	پیمایش شناور	(۳)
Electrical Logging	پیمایش الکتریکی	(۴)
Nuclear Logging	پیمایش هسته‌ای	(۵)
Lithology Logging	پیمایش سنگ شناسی، لیتولوژی	(۶)

روش‌های CHT, DHT و روش پیمایش شناور بر اساس اندازه‌گیری سرعت امواج لرزه‌ای، روش پیمایش الکتریکی بر اساس اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی، روش پیمایش هسته‌ای بر اساس اندازه‌گیری میزان انرژی اشعه گاما یا ذرات نوترون بازگشتی و روش پیمایش لیتولوژی بر اساس اندازه‌گیری سطح تشعشعات خاک و سنگ اطراف گمانه عمل می‌نماید. در ادامه روش‌های مذکور به اختصار مورد بحث واقع می‌شود.

۸-۱۲-۱- آزمون CHT (Cross Hole Test)

از آزمون CHT برای ترسیم نمودار تغییرات سرعت امواج V_p , V_s در عمق استفاده می‌شود. روش استاندارد انجام این آزمون صحرائی در ASTM-D4428 آمده است. در این آزمون از یک چکش ته چاهی^۱ و یک یا چند ژئوفن که به صورت قائم در انتهای گمانه‌ها جاسازی می‌شوند، استفاده می‌شود. معمولاً از دو یا سه گمانه با فاصله افقی ۳ تا ۶ متر که در یک امتداد حفاری می‌گردند، استفاده می‌شود.

در شکل (۸-۱۵) صورت ساده‌ای از این آزمایش که با استفاده از ۲ گمانه انجام می‌گردد، دیده می‌شود. گمانه‌ها به طور معمول با استفاده از لوله‌های پلاستیکی و تزریق غلاف گذاری و پایدار می‌شوند. پس از حفاری، غلاف گذاری و تزریق گمانه لازم است قائم بودن راستای آن

^۱ Down hole hammer

توسط یک انحراف سنج^۱ کنترل شود. این کنترل به منظور محاسبه تغییرات فاصله افقی گمانه‌ها به خصوص برای آزمایش‌هایی که در زیر عمق ۱۵ متری انجام می‌شوند، کارایی دارد. در حین آزمایش باید دقت ویژه‌ای به منظور حصول اطمینان از ارتباط مناسب و کافی بین گیرنده ژئوفن‌ها و خاک محیط اطراف به عمل آید. به طور معمول برای این منظور از پکرهای قابل انبساط^۲ و یا گیره‌های فنری مخصوص که گیرنده ژئوفن‌ها را به جدار غلاف پلاستیکی می‌بندند، استفاده می‌شود.

روش CHT برای شناسایی اعماق زیاد و حتی تا ۳۰۰ متر و بیش از آن نیز قابل استفاده است. به طور معمول برای تولید امواج برشی در عمق، از یک چکش ته چاهی مخصوص استفاده می‌شود. با وجود کارایی این روش، باید هزینه‌های قابل توجهی صرف حفاری گمانه، آماده سازی و غلاف گذاری، تزریق و همچنین قرائت میزان انحراف از قائم گمانه و جاگذاری ژئوفن‌ها شود.

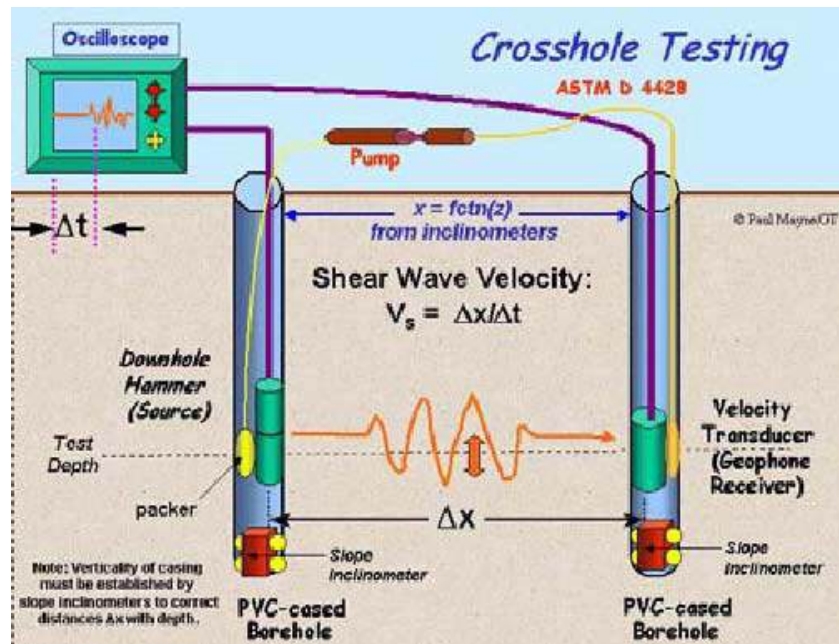
با توجه به آنکه امواج P از سرعت بیشتری نسبت به امواج S برخوردارند این امواج در گیرنده‌ها زودتر دریافت می‌شوند. به منظور تفکیک امواج S از امواج P و همچنین تعیین زمان دقیق دریافت آن‌ها از روش‌هایی نظیر تقویت امواج برشی تولید شده، فیلتر کردن امواج دریافتی و موارد مشابه استفاده می‌شود.

۸-۱۲-۲- آزمون DHT (Down Hole Test)

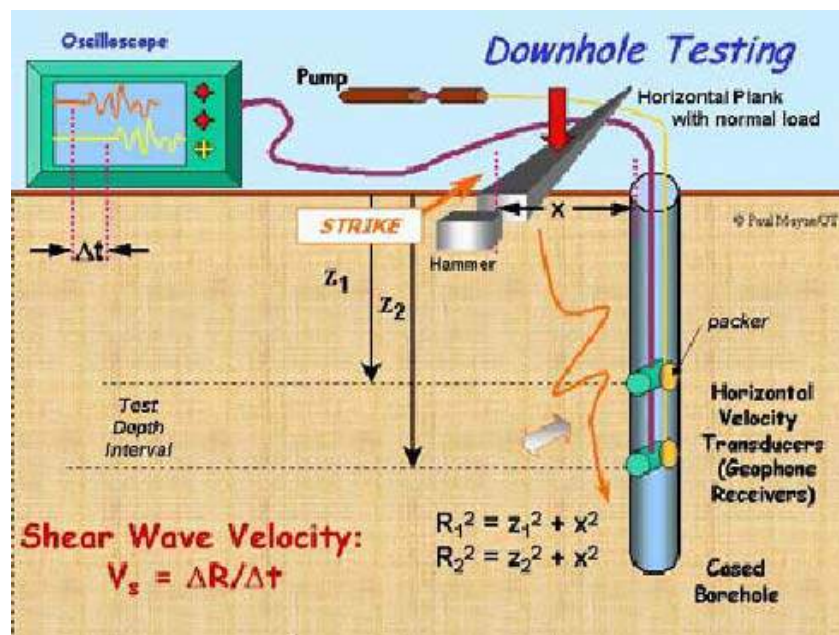
آزمون DHT صرفاً با استفاده از یک گمانه غلاف گذاری شده قابل انجام است. در این آزمون، امواج برشی از طریق یک منبع تولید لرزه که در سطح زمین قرار گرفته، تولید شده و توسط گیرنده ژئوفن که در ته گمانه جاسازی شده است، دریافت می‌گردد. منبع تولید لرزه، شامل یک چکش و صفحه‌ای فلزی که به صورت افقی در سطح زمین قرار دارد، می‌باشد. به وسیله اصابت چکش به این صفحه فلزی در امتداد طولش، لرزه ایجاد می‌شود، و به منظور افزایش تنش قائم وارد بر صفحه فلزی مذکور معمولاً بار چرخ یک وسیله نقلیه به صورت استاتیکی روی آن قرار می‌گیرد. شمای کلی آزمایش DHT در شکل (۸-۱۶) نمایش داده شده است.

¹ Inclinator

² Inflatable packers



شکل (۸-۱۵): جانمایی ابزارها و شیوه عملکرد روش Crosshole Testing (NHI,2001)

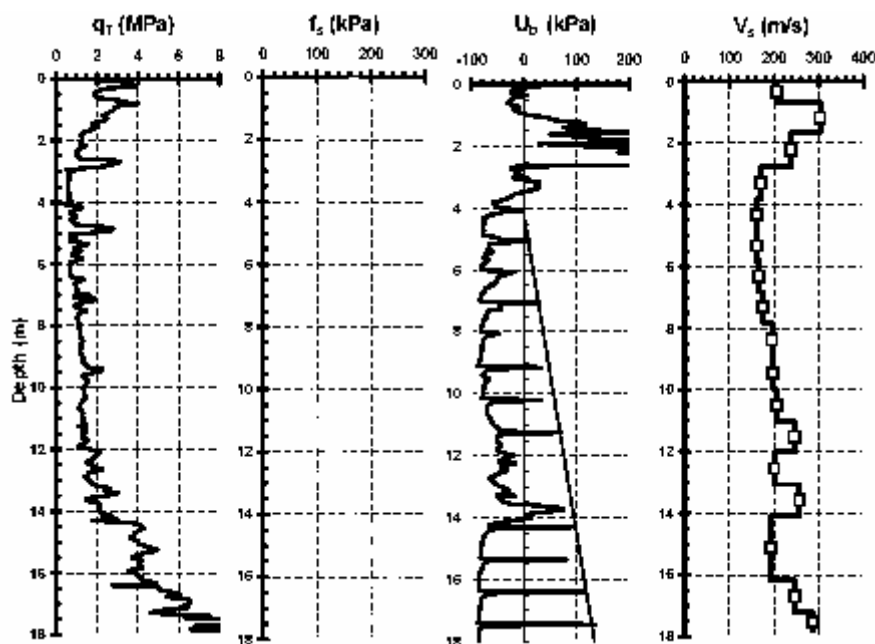


شکل (۸-۱۶): جانمایی ابزارها و شیوه عملکرد روش Downhole Testing (NHI,2001)

در چیدمان ابزارها موقعیت محور ژئوفن انتهایی چاه باید به نحوی در نظر گرفته شود که این ژئوفن موازی با صفحه افقی سر چاه قرار گیرد. آزمایش به طور معمول در فواصل یک متری از طول چاه انجام شده و در هر قسمت سرعت موج برشی از رابطه ساده $V_s = \Delta R / \Delta t$ حاصل میشود. در رابطه مذکور R فاصله وتری صفحه فلزی از ژئوفن و t زمان دریافت یک موج برشی می باشد. به منظور افزایش دقت اندازه گیری ها ممکن است ضربه ها از هر دو سوی چپ و راست در سر گمانه تولید شود.

اخیراً آزمون DHT با استفاده از ابزار آزمایش نفوذ مخروط لرزه ای (SCPT) که به آن یک شتاب کار اضافه شده است، انجام می شود. با توجه به نفوذ ابزار CPT به داخل گمانه در این روش نیازی به حفاری گمانه پیش از انجام آزمایش موج لرزه ای نیست.

از آنجایی که نفوذ مخروط لرزه ای (SCPT) در واقع ترکیبی از تجهیزات حفاری ژئوتکنیکی و آزمون های ژئوفیزیکی هستند، این آزمون روشی کارا و مفید در کاوش های صحرایی محسوب می شود. علاوه بر این آزمایش نفوذ پیروکن لرزه ای (SCPTU) نیز که از قابلیت قرائت توام چهار پارامتر از طریق یک ابزار برخوردار است برای شناسایی های صحرایی در خاک های ریز دانه کارایی دارد. نمونه ای از نتایج آزمون مذکور در شکل (۸-۱۷) دیده می شود.



شکل (۸-۱۷): تغییرات f_s , q_T , U_0 , V_s با عمق حاصل از آزمون SCPTU (NHI, 2001)

۸-۱۲-۳- روش پیمایش شناور (Suspension Logger)

در این روش ابزارهایی درون یک گمانه پر از سیال، کار گذاشته می‌شود، و به وسیله این ابزارها سرعت امواج S_vP در خاک‌ها یا سنگ اطراف گمانه اندازه‌گیری می‌گردد. با استفاده از این روش می‌توان سرعت امواج برشی که به طور معمول برای تحلیل لرزه‌ای پاسخ ساختگاه لازم است، را تخمین زد و لایه‌های نازک و لنزهای خاص اعماق پی را شناسایی نمود. همچنین با این روش می‌توان روابطی بین واحدهای لیتولوژی و سطح لرزه‌ای آن‌ها برقرار کرد. از مشکلات عمده کاربرد روش پیمایش شناور نیاز به حفاری گمانه و پر بودن آن از سیال مورد نیاز و کاربرد ابزارهای گران قیمت می‌باشد. به دلایل ذکر شده، در پاره‌ای موارد استفاده از این روش دشوار است.

۸-۱۲-۴- روش پیمایش الکتریکی (Electrical Logging)

روش پیمایش الکتریکی بر اساس اندازه‌گیری خصوصیات الکتریکی زمین استوار است. در این روش پس از حفاری گمانه، ابزارهایی داخل آن قرار می‌گیرد و میدان الکتریکی به طور مستقیم و یا با تحریک الکترومغناطیسی به زمین اعمال می‌گردد. بوسیله ابزارهای درون گمانه مقاومت الکتریکی زمین اطراف آن اندازه‌گیری می‌شود و از طریق آن خصوصیات توده را تخمین می‌زنند. از این روش در برآورد نفوذپذیری یا تخلخل توده‌های اطراف گمانه، شناسایی لایه‌های نازک در پی، شناسایی آلودگی ناشی از مواد غیر آلی و نشت آب‌های آلوده می‌توان استفاده کرد. پر بودن گمانه از سیال، الزام به حفاری گمانه، عدم امکان اجرای آزمایش در گمانه‌های غلاف گذاری شده و تاثیر شوری و املاح موجود در گل حفاری بر نتایج آزمایش، از محدودیت‌های آن است.

۸-۱۲-۵- روش پیمایش هسته‌ای (Nuclear Logging)

در روش پیمایش هسته‌ای بر توده خاک یا سنگ اطراف گمانه ذرات نوترون یا انرژی گاما می‌تابانند. با اندازه‌گیری بازتاب انرژی گاما و ذرات نوترون، دانسیته سنگ، تخلخل و نوع سیال منفذی تخمین زده می‌شود. از این روش برای طبقه‌بندی و شناسایی جنس خاک، تخمین میزان دانسیته، تخلخل و نوع سیال منفذی، شناسایی لایه‌های نازک توده جدار گمانه می‌توان استفاده کرد.

این روش نیز نیازمند حفاری گمانه می‌باشد. همچنین در روش‌های هسته‌ای همواره باید این نکته مد نظر باشد که عدم صلاحیت اپراتور یا عدم بازدید به موقع دستگاه ممکن است خطراتی برای سلامتی افراد و ایمنی کار به وجود بیاورد.

۸-۱۲-۶- روش پیمایش سنگ شناسی (لیتولوژی) (Lithology Logging)

در روش پیمایش سنگ شناسی با کارگذاری ابزارهایی درون گمانه، و با اندازه‌گیری میدان الکتریکی طبیعی محیط و سطح تشعشعات آن، نوع خاک و یا سنگ تخمین زده می‌شود. از این روش برای شناسایی جنس خاک و یا سنگ و همچنین شناسایی لایه‌های خاص و لایه‌های نازک در پی می‌توان استفاده کرد. در این روش نیز باید گمانه حفاری و پر از سیال گردد و همچنین نتایج حاصل تحت تاثیر شرایط خاص ساختگاه و میزان شوری سیال داخل گمانه قرار دارد.

1. American Society for Testing & Materials. (2000). *ASTM Book of Standards, Vol. 4, Section 08 and 09, Construction Materials: Soils & Rocks*, Philadelphia, PA.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1988). *Manual on Subsurface Investigations*, Developed by the Subcommittee on Materials, Washington, D.C.
3. Amor S.J., Burtwell M.H., Turner A.S. (1999), "Panda dynamic cone penetrometer Assesment" , Old Workingham Road, Crowthorne, Brekshire, R G456AU.
4. ASCE(1972),"Subsurface Investigation for Design and construction of Foundations of Buildings", Journal of the soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 98,No. SM5, pp. 481-490
5. Bowles, J.E., (1996)- *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., McGraw-Hill. 1175 pp.
6. BS 1377: Part 9: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part9: In-situ tests*, British Standards Institution, London.
7. Butcher, A.P., McElmeel, K. and Powell, J.J.M.,(1995),"Dynamic Probing and Its Uses in Clay Soils" ,Proc Int Conf on Advances in Site Investigation Practice, ICE London,March 1995., Thomas Telford., 383-395.
8. Chandler, R.J. (1988). "The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane." Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM, Special Publication No. 1014, Philadelphia, PA, pp. 13-44.
9. Clayton, C. I. R., Matthews, M. C. and Simons, N. E.(1997), *Site Investigation*, second edition, Department of Civil Engineering, Surrey university.
10. Coduto , D.P.(2002) "Geotechnical Engineering –Principles and Practices", Prentice-Hall.
11. Das, B. M. (1990). *Principles of Geotechnical Engineering*, PWS-Kent Publishing Company, Boston, MA, 665 p.
12. De Mello, V.F.B. (1971) 'The standard penetration test', *Proc. 4th PanAmerican Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, San Juan, Puerto Rico, Volume 1, pp. 1-86.
13. Dick,R.c. (1975) "In situ measurement of rock permeability: Influence of calibration error on test results", *Bull. Assoc. Eng. Geol.* ,12 (3), 193-211

14. DIN 4094 (1980) *Dynamic and standard penetrometers, Part 1: Dimensions of apparatus and method of operation; Part 2: Application and evaluation*. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
15. Douglas, B. J. and Olsen, R. S. (1981), "Soil classification using the electric cone penetrometer," ASCE Geot, Div, Symp, on Cone Penet, Testing and Exper, St,Louis.
16. Earth manual(1963) , US Bureau of Reclamation ,*Earth Manual*, US Dept. of the Interior, Denver, Colorado, USA.
17. Ervin, M. C. " IN Situ testing for geotechnical Investigation ", A.A. Balkema , Rotterdam (1983).
18. Ewert, F. K. (1985); *Rock Grouting With Emphasis on Damsites*, Springer, Berlin..
19. Foyo, A. , Tomillo C. , Cerda J. , "The low pressure test, Determination of the permeability and groutability of slate rocks in large dam foundations, XVII ICOLD, Vienna, Q. 66, R.5, (1991)
20. Hoek, E. and Bray, J.W. (1981) *Rock Slope Engineering*, 3rd edn, Institution of Mining and Metallurgy, London, 358pp.
21. Houlsby, A.C. (1976) "Routine Interpretation of the Lugeon Water-Test." *Quarterly Journal of Engineering Geology*. 9, 303-313.
22. Houlsby, A. C. (1990); *Construction and Design of Cement Grouting, Guide to Grouting in Rock Foundation*, John Willy and Sons ,Inc. New York.
23. Hvorslev, M .J. (1949) *Subsurface Exploration and Sapling of Soils for Civil Engineering Purposes*, Waterways Experimental Station, Vicksburg, USA.
24. International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (1965) 'Report of the subcommittee on problems and practices of soil sampling', *Proc. 6th Int. Conf. Mech. and Found. Eng.*, Montreal, Volume 3, Appendix II, pp. 64—71.
25. International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (1977) 'Report of the subcommittee on the penetration test for use in Europe', available from the Secretary General.
26. Iqbal, H. and Khan (2005)- *Textbook of Geotechnical Engineering*, second edition, Eastern Economy Edition.
27. ISSMFE (1988), Technical committee on penetration testing, "International reference test procedure", Proposal to ISSMFE, Orland, USA.
28. ISSMGE (2001),"The Flat Dilatometer Test(DMT) in soil Investigation Report of the ISSMGE Technical Committee 16 on Ground Property Characterisation from In-situ Testing.

29. JIS A-1219 (1976) Method of penetration test for soils, Japanese Industry Standard.
30. Keller, G. V. & Firschnecht, F.C." Electrical Methods in Geophysics Prospecting pergamon ", Oxford, (1966).
31. Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. *Report EPRI-EL 6800*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306 p.
32. Kutzner C. , "considerations on rock permeability and grouting criteria", 5.ICOLD Congr., VOL.III, P. 315-328 and vol. V, P. 415-417, (1985).
33. Kutzner C., (1996), *Grouting of rock and soil*. A.A Balkema, Rotterdam.
34. Lee, J. S., Bang, C. S., Mok, Y. J. Joh, S. H.; "Numerical & experimental analysis of penetration grouting in jointed rock masses", International Journal of rock mechanics and mining science, vol. 37, p.p. 1027 – 1037, 2000.
35. Liao, S.S., and Whitman, R.V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 373-377.
36. Lugeon, M. (1933), " Barrages of Geology Dunned, Paris.
37. Marchetti , S.,(1980) "In situ tests by Flat Dilatometer" , ASCE, Jnl, Vol, 106, No GT3
38. Marchetti, S., Totani, G., Campanella, R.G., Robertson, P.K. & Taddei, B. (1986). "The DMT- σ_{hc} 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 Geotechn. Special Publ. No. 6, 765-779.
39. Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. and Calabrese, M. "The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations", Report of the ISSMGE Technical Committee 16 on Ground Property Characterisation from Insitu Testing 2001.
40. Mayne, P.W., Christopher, B.R., Dejong, J., "Manual on Subsurface Investigation" , Publication No. FHWA NHI-01-031, (2001).
41. NAVFAC (1982). "Foundations and Earth Structures, Design Manual 7.2." Department of the Navy, Alexandria, Virginia.
42. NAVFAC DM-7.1 (1986) "Soil Mechanics." Naval Facilities Engineering command, Department of the Navy, Alexandria, VA.
43. NHI (2001), Manual on Subsurface Investigations, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington,DC.
44. Nonveiller E. (1988), *"Grouting theory and practice"*, Elsevier, N.Y. USA

45. Mittal and Shukla (2006) Soil Testing for Engineers, Khanna Publishers, Delhi.
46. Osterberg, J.O. (1973) "An improved hydraulic piston sampler" proc. 8th int. conf. soil mech. And found. Eng., Moscow, vol. 102, pp. 317-321.
47. Palmer, D. J. and Stuart, J. G. (1957) "some observations on the standard penetration test and a correlation of the test with a new penetrometer", Proc. 4th Intern. Conf. soil Mech. Found. Eng. , London, Vol. 1, PP. 231-6.
48. Parasins, D. S. " Principles of applied geophysics" . Chapman and Hall, London (1986).
49. Parker, H.W., (2004) "Planning and Site Investigation in Tunneling", Seminario International South American tunneling.
50. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1983). "Interpretation of cone penetration tests: Part I - sands; Part II - clays". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20 (4), 719-745.
51. Robinson, E.S., Coruh, C. "Basic Exploration Geophysics",
(ترجمه شده توسط دکتر محمدرضا حیدریان شهری تحت عنوان "مبانی اکتشافات ژئوفیزیک" ،
انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۳۸۴)
52. Rowe, P.W. (1972) 'The relevance of soil fabric to site investigation practice: 12th Rankine Lecture', *Géotechnique*, 22 (2), 195—300.
53. Sabtan, A..A. and Shehata, W.M. (1994) "Machintosh probe as an exploration tool" , bulletin of the international association of engineering geology, paris, No.50, pp. 89-94.
54. Sabatini, P. J., Bachus, R. C., Mayne, P. W., Schneider, J. A., Zettler, T. E. ,(2002) GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO.5, Evaluation of Soil and Rock Properties.
55. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985) 'Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations', *Proc. ASCE, J. Geot. Eng.*, Dec., 1425-1445.
56. Sichart, Wo, and, kyrieleis, w. (1930), "Grund wassser Absekungen, bei, Fundierung, Sarbeiten (in, German), as quoted in Coduto (2002).
57. Skempton, A.W. (1986) 'Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation', *Géotechnique*, 36 (3), 425—447.
58. Som, N. N. and Das S. C. (2003) – Theory and Practice of Foundation Design, Eastern Economy Edition, Prentice Hall of India, New Delhi.
59. Sowers, G.B., and Sowers, G. F. (1970). Introductory Soil Mechanics and Foundations, Macmillan, New York.

60. Stroud, M.A. (1989) "The Standard Penetration Test-its Application and Interpretation". Institution of Civil Engineers Conference on Penetration Testing, Birmingham, United Kingdom. Thomas Telford, London, pp. 29-49.
61. Terzaghi, K. (1955) "Evaluation of the coefficient of subgrade reactions," Geotechnique, Institute of engineers, London, Vol. 5,, No. 4, pp. 197-326.
62. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967) "Soil mechanics in Engineering Practice", Wiely, New York.
63. Whitely, R.J., "Recent Developments in the Application of Geophysics to Geotechnical Investigation", University of New South Wales, Australia, (1983).
64. Winterkorn, H.F., Fang, H., (1975)"Foundation Engineering Hand book" Van Nostrand Reinhold company.

۶۵. احمدی دوست، گشتاسب، کاربرد روش‌های لرزه نگاری و ژئوالکترونیک در ساختگاه سد هشت‌رود، دانشگاه صنعتی امیر کبیر، پایان نامه کارشناسی ارشد (۱۳۷۴).
۶۶. بولز، جوزف ای. مترجم اطمینانی، اردشیر، ولی‌پور، حمیدرضا، تحلیل و طراحی پی، ویرایش پنجم، نشر جویبار، ۱۳۷۹.
۶۷. بازیار، محمد حسین و محمودزادگان، بهنام (۱۳۷۸)، "کاربردهای آزمایش نفوذ مخروطی (CPTU)"، انتشارات دانشگاه علم و صنعت ایران.
۶۸. سایت اینترنتی سازمان زمین شناسی و تحقیقات معدنی کشور (WWW. NGDIR.IR)
۶۹. سایت اینترنتی [www. fcc.gov](http://www.fcc.gov)
۷۰. طاحونی، شاپور، اصول مهندسی ژئوتکنیک جلد اول مکانیک خاک، مؤسسه انتشارات پارس آئین، ویرایش دوم، زمستان ۷۹.
۷۱. طاحونی، شاپور، اصول مهندسی ژئوتکنیک جلد دوم مهندسی پی، مؤسسه انتشارات پارس آئین، چاپ هفتم، بهار ۸۲.
۷۲. شمسایی، ابوالفضل و نشاط، امین رضا (۱۳۸۵)، "آزمایش خاک برای مهندسی"، انتشارات دانشگاه علم و صنعت
۷۳. حمیدی، امیر و خزائی، سیروس (۱۳۸۷)، "آزمایش دیلاتومتری در مهندسی ژئوتکنیک"، نشر سبزان.
۷۴. خداپرست، مهدی (۱۳۸۴)، "توسعه تکنیکهای شناسایی خاک با استفاده از کاوشگرهای دینامیکی"، پایان‌نامه دکتری به راهنمایی دکتر علی فاخر، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

۷۵. خداپرست، مهدی، و چشمی، اکبر و فاخر، علی و شکرانی، سید حامد، (۱۳۸۰)، "استفاده از نفوذسنج‌های دینامیکی در پروژه‌های بهسازی زمین"، مجموعه مقالات نخستین کنفرانس بهسازی زمین، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
۷۶. قدرت، هادی (۱۳۸۵)، "بهینه‌سازی مطالعات ژئوتکنیک پروژه‌های جنوب شهر تهران"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت معلم تهران.
۷۷. قنبری، علی و معجزی، محسن (۱۳۸۶)، "آزمایش پرسیومتری در مهندسی ژئوتکنیک"، نشر آثار معاصر.
۷۸. کاوش‌های زیر سطحی و نمونه برداری، امور سد سازی مهندسین مشاور مهاب قدس (۱۳۷۳).
۷۹. مشخصات فنی ارائه شده توسط مهندسین مشاور مهاب قدس برای طرح‌های سد سازی در کشور.
۸۰. مرتضی اصائلو، روش‌های حفاری، مرکز نشر صدا، (۱۳۷۵).
۸۱. مبانی اکتشافات ژئوفیزیک، ترجمه دکتر محمدرضا حیدریان شهری، انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد، (۱۳۸۴).
۸۲. نشریه شماره ۱۸۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی (۱۳۷۸)، "دستورالعمل آزمایش‌های تراوایی"، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی.

American Society for Testing and Materials (ASTM):

- ASTM D420—87 (1987) *Standard guide for investigating and sampling soil and rock*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D422—63 (Re-approved 1990) *Standard test method for particle-size analysis*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D698—91 (1991) *Test method for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbs/ft³ (600 kN-m/m³))*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D854—92 (1992) *Standard test method for specific gravity of soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D1194—72 (Re-approved 1987) *Standard test method for bearing capacity of soil for static load and spread footings*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D1452—80 (Re-approved 1990) *Standard practice for soil investigation by auger boring*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D1556—90 (1990) *Standard test method for density and unit weight of soil in place by the sand-core method*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D1557—91(1991) *Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft-lbs/ft³ (2,700 kN-m/m³))*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D1586—84 (Re-approved 1992) *Standard test method for penetration test and split-barrel sampling of soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D1587—83 (1983) *Standard practice for thin-walled tube sampling of soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D1883—92 (1992) *Standard test method for CBR (California Bearing Ratio) at laboratory compacted soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2113—83 (Re-approved 1987) *Standard practice for diamond core drilling for site investigation*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2167—84 (Re-approved 1990) *Standard test method for density and unit weight of soil in place by a rubber balloon method*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2216—92 (1992) *Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

- ASTM D22 17—85 (1985) *Standard practice for wet preparation of soil samples for particle size analysis and determination of soil constants*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2434—68 (Re-approved 1974) *Standard test method for permeability of granular soils (constant head)*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2435—90 (1990) *Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2487—92 (1992) *Standard classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2488 90 (1990) *Standard practice for description and identification of soils (visual—manual procedure)*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2573—72 (Re-approved 1978) *Standard test method for field vane shear test in cohesive soil*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2850—87 (1987) *Standard test method for unconsolidated undrained compressive strength of cohesive soils in triaxial compression*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2922—9 1 (1991) *Standard test method for density of soil and soil aggregate in place by nuclear methods (shallow depth)*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2937—83 (Re-approved 1990) *Standard test method for density of soil in place by the drivecylinder method*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D2974—87 (1987) *Standard test method for moisture, ash, and organic matter of peat and other organic soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D3080—90 (1990) *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D3441—86 (1986) *Standard test method for deep, quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soil*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D3550—84 (Re-approved 1991) *Standard practice for ring-lined barrel sampling of soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D4220—89 (1989) *Standard practice for preserving and transporting soil samples*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D4318—84 (1984) *Standard test method for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

- ASTM D4373—84 (Re-approved 1990) *Standard test method for calcium carbonate content of soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D4395—84 (Re-approved 1989) *Standard test method for determining the in situ modulus of deformation of rock mass using the flexible plate loading method*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D4429—84 (1984) *Standard test method for bearing ratio of soils in place*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D4633—86 (1986) *Standard test method for stress wave energy measurement for dynamic penetrometer testing systems*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D4643—87 (1987) *Standard test method for determination of water (moisture) content of soil by the microwave oven method*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D4647—87 (1987) *Standard test method for identification and classification of dispersive clays by the pinhole test*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.
- ASTM D4719—87 (1987) *Standard test method for pressuremeter testing in soils*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

Federal Highway Administration (FHWA):

- FHWA/RD-86/185 (1987). *Spread Footings for Highway Bridges*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- FHWA-IP-89-008 (1989). *The Pressuremeter Test for Highway Applications*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- FHWA-SA-92-045 (1993). *EMBANK: A Microcomputer Program to Determine One-Dimensional Compression Settlement Due to Embankment Loads*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- FHWA-SA-94-005 (1994). *Advanced Technologies for Soil Slope Stability*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- FHWA-HI-97-013 (1996). *Design and Construction of Driven Pile Foundations*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- FHWA-HI-97-021 (1997). *Subsurface Investigations: Training Course in Geotechnical and Foundation Engineering*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- FHWA-HI-99-007 (1998). *Rock Slopes: Reference Manual*. National Highways Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

- FHWA-IF-99-025 (1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- FHWA-SA-97-076 (1997). Geotechnical Engineering Circular No. 3, Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, Volume I – Design Principles. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

British Standards:

- BS 1377: Part 1: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 1: General requirements and sample preparation*, British Standards Institution, London.
- BS 1377: Part 2: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 2: Classification tests*, British Standards Institution, London.
- BS 1377: Part 3: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 3: Chemical and electro-chemical tests*, British Standards Institution, London.
- BS 1377: Part 4: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 4: Compaction-related tests*, British Standards Institution, London.
- BS 1377: Part 5: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 5: Compressibility, permeability and durability tests*, British Standards Institution, London.
- BS 1377: Part 6: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 6: Consolidation and permeability tests in hydraulic cells and with pore pressure measurement*, British Standards Institution, London.
- BS 1377: Part 7: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 7: Shear strength tests (total stress)*, British Standards Institution, London.
- BS 1377: Part 8: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 8: Shear strength tests (effective stress)*, British Standards Institution, London.
- BS 1377: Part 9: (1990) *British Standard Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 9: In-situ tests*, British Standards Institution, London.
- BS 4019: (1974) *Specifications for rotary core drilling equipment*, British Standards Institution, London.
- BS 5750: Part 1 (1987) *Specification for design/development, production, installation and servicing*, British Standards Institution, London.

BS 5930: (1981) *Code of Practice for Site Investigations* (formerly CP 2001), British Standards Institution, London.

Other Standards:

DIN 4094 (1980) *Dynamic and standard penetrometers, Part 1: Dimensions of apparatus and method of operation; Part 2: Application and evaluation*. Deutsches Institut für Normung, Berlin.

JIS A-1219 (1976) Method of penetration test for soils, Japanese Industry Standard.

International Society for Rock Mechanics Suggested Methods (ISRM):

کمیسیون روشهای آزمایش از انجمن بین المللی مکانیک سنگ روشهای پیشنهادی خود برای انجام
آزمونهای سنگ را در مجله

International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics
Abstracts

چاپ کرده است، که لیست آنها در زیر آورده شده است:

1978

Suggested method for petrographic description of rocks, (Co-ordinators D.K. Hallbauer, C. Nieble, J. Berard, F. Rummel, A. Houghton, E. Broch and J. Szlavin, Vol. 15, No. 2, 41—46.

Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression, (Coordinators U.W. Vogler and K. Kovari), Vol. 15, No. 2, 47—52.

Suggested methods for determining sound velocity, (Co-ordinators F. Rummel and W.L. van Heerden), Vol. 15, No. 2, 53—58.

Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks, (Co-ordinators R.H. Atkinson, W.E. Bamford, E. Broch, D.U. Deere, J.A. Franklin, C. Nieble, F. Rummel, P.J. Tarkoy and H. van Duyse), Vol. 15, No. 3, 89—98.

Suggested methods for determining tensile strength of rock materials, (Co-ordinators Z.T. Bieniawski and I. Hawkes), Vol. 15, No. 3, 99—104.

Suggested methods for monitoring rock movements using borehole extensometers, (Coordinator W.H. Hansmire), Vol. 15, No. 6, 305—318.

Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, (Coordinator N. Barton), Vol. 15, No. 6, 319—368.

1979

Suggested method for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials, (Co-ordinators Z.T. Bieniawski and M.J. Bernede), Vol. 16, No. 2, 135—140.

Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption related properties and swelling and slake durability index properties, (Co-ordinator J.A. Franklin), Vol. 16, No. 2, 141—156.

1980

Suggested methods for pressure monitoring using hydraulic cells, (Co-ordinator J.A. Franklin), Vol. 17, No. 2, 117—128.

1981

Suggested methods for geophysical logging of boreholes, (Co-ordinator M.S. King), Vol.

18, No. 1, 67—84. Basic geotechnical description of rock masses, (Co-ordinator M. Rocha), Vol. 18, No. 1, 85—110.

1983

Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression: revised version, (Co-ordinator K. Kovari), Vol. 20, No. 6, 283—290.

1984

Suggested methods for surface monitoring of movements across discontinuities, (Coordinator J. Dunnicliff), Vol. 21, No. 5, 265-276.

1985

Suggested methods for determining point load strength, (Co-ordinator J.A. Franklin), Vol. 22, No. 2, 51-60.

Suggested methods for rock anchorage testing, (Co-ordinators W.E. Lardnes and G.S. Littlejohn), Vol. 22, No. 2, 71—84.

1986

Suggested method for deformability determination using a large flat jack technique, (Coordinator J. Loureiro-Pinto), Vol. 23, No. 2, 131—140.

1987

Suggested methods for rock stress determination, (Co-ordinators K. Kim and J.A. Franklin), Vol. 24, No. 1, 53—74.

Suggested methods for deformability determination using a flexible dilatometer, (Coordinator B. Ladanyi), Vol. 24, No. 2, 123—134.

1988

Suggested methods for determining the fracture toughness of rock, (Co-ordinator F. Ouchterlony), Vol. 25, No. 2, 71—96.

Suggested methods for seismic testing within and between boreholes, (Co-ordinator K. Sassa), Vol. 25, No. 6, 449—472.

1989

Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks, (Co-ordinator H. Einstein), Vol. 26, No. 5, 415—426.

Suggested method for large scale sampling and triaxial testing of jointed rock, (Co-ordinators OP. Natau and TO. Mutschler), Vol. 26, No. 5, 427—434.