

المخلص Soil Investigation

EXPLORATION, SAMPLING, AND IN SITU SOIL MEASUREMENTS

The process of identifying the layers of deposits that underlie a proposed structure and their physical characteristics is generally referred to as subsurface exploration. The purpose of subsurface exploration is to obtain information that will aid the geotechnical engineer in

1. Selecting the type and depth of foundation suitable for a given structure.
2. Evaluating the load-bearing capacity of the foundation.
3. Estimating the probable settlement of a structure.
4. Determining potential foundation problems (e.g., expansive soil, collapsible soil, and so on).
5. Determining the location of the water table.
6. Predicting the lateral earth pressure for structures such as retaining walls, sheet pile, and braced cuts.
7. Establishing construction methods for changing subsoil conditions.

Subsurface exploration may also be necessary when additions and alterations to existing structures are contemplated

METHODS OF EXPLORATION

The most widely used method of subsurface investigation is boring holes into the ground, from which samples may be collected for either visual inspection or laboratory testing. Several procedures are commonly used to drill the holes and to obtain the soil samples.

SOIL BORING

Exploratory holes into the soil may be made by hand tools, but more commonly truck- or trailer-mounted power tools are used.

1- Hand Tools

The earliest method of obtaining a test hole was to excavate a test pit using a pick and shovel. Because of economics, the current procedure is to use power excavation equipment such as a backhoe to excavate the pit and then to use hand tools to remove a block sample or shape the site for in situ testing. This is the best method at present for obtaining quality **undisturbed samples** for testing other than vertical orientation. For small jobs, where the sample disturbance is not critical. Hand-augured holes are usually drilled to depths of the order of 2 to 5 m, as on roadways or airport runways, or investigations for small buildings.

الاستكشاف وأخذ العينات وقياسات التربة في الموقع

يشار إلى عملية تحديد طبقات الرواسب التي تكمن وراء الهيكل المقترح وخصائصها الفيزيائية عمومًا على أنها استكشاف تحت السطح. الغرض من الاستكشاف تحت السطحي هو الحصول على المعلومات التي ستساعد المهندس الجيوتقني في

1. اختيار نوع وعمق الأساس المناسب لهيكل معين.
2. تقييم قدرة التحمل للمؤسسة
3. تقدير التسوية المحتملة للهيكل
4. تحديد مشاكل الأساس المحتملة (مثل التربة الممتدة والتربة القابلة للانهييار وما إلى ذلك)
5. تحديد موقع منسوب المياه الجوفية
6. التنبؤ بضغط الأرض الجانبي للمنشآت مثل الجدران الاستنادية وأكوام الألواح ، والقطع المسننة
7. إنشاء طرق البناء لتغيير ظروف باطن الأرض

قد يكون الاستكشاف تحت السطحي ضروريًا أيضًا عند التفكير في الإضافات والتعديلات على الهياكل القائمة

طرق الاستكشاف

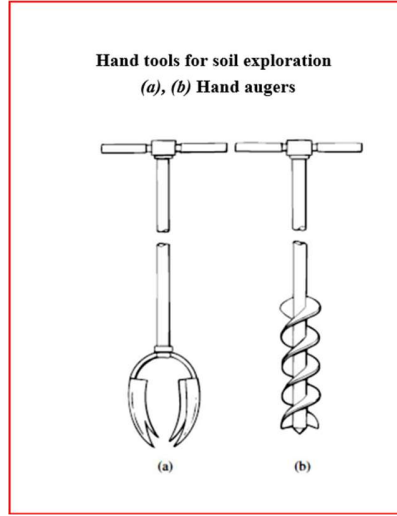
الطريقة الأكثر استخدامًا للتحقيق تحت السطحي هي حفر ثقوب في الأرض ، والتي يمكن جمع العينات منها إما للفحص البصري أو للاختبار المعمل. يتم استخدام العديد من الإجراءات بشكل شائع لحفر الثقوب والحصول على عينات من التربة

ثقب التربة

يمكن عمل ثقوب استكشافية في التربة بواسطة أدوات يدوية ، ولكن الأكثر شيوعًا استخدام أدوات كهربائية محمولة على شاحنة أو مقطورة

1-الأدوات اليدوية

كانت أول طريقة للحصول على ثقب اختبار هي حفر حفرة اختبار باستخدام مجرفة ومجرفة. نظرًا للاقتصاد ، يتمثل الإجراء الحالي في استخدام معدات حفر كهربائية مثل الجرافة الخلفية لحفر الحفرة ثم استخدام الأدوات اليدوية لإزالة عينة كتلة أو تشكيل الموقع للاختبار في الموقع. هذه هي أفضل طريقة في الوقت الحالي للحصول على عينات غير مشوشة دون عائق للاختبار في اتجاه آخر غير الاتجاه الرأسي. بالنسبة للوظائف الصغيرة ، حيث لا يكون اضطراب العينة حرجًا. عادة ما يتم حفر الثقوب التي يتم حفرها يدويًا إلى أعماق تتراوح من 2 إلى 5 أمتار ، كما هو الحال في الطرق أو مدارج المطارات ، أو التحقيقات الخاصة بالمباني الصغيرة.



2- Mounted Power Drills

For numerous borings to greater depths and to collect samples that are undisturbed, the only practical method is to use power-driven equipment.

2.1 Wash boring is a term used to describe one of the more common methods of advancing a hole into the ground. A hole is started by driving casing (Fig. 3-2) to a depth of 2 to 3.5 m. Casing is simply a pipe that supports the hole, preventing the walls from sloughing off or caving in. The casing is cleaned out by means of a chopping bit fastened to the lower end of the drill rod. Water is pumped through the drill rod and exits at high velocity through holes in the bit. The water rises between the casing and drill rod, carrying suspended soil particles, and overflows at the top of the casing. The hole is advanced by raising, rotating, and dropping the bit into the soil at the bottom of the hole. This method is quite rapid for advancing holes in all but very hard soil strata.

1. المثاقب الكهربائية المركبة

بالنسبة للعديد من الثقوب إلى أعماق أكبر ولجمع العينات غير المضطربة ، فإن الطريقة العملية الوحيدة هي استخدام المعدات التي تعمل بالطاقة

1.1 الحفر بالغسل هو مصطلح يستخدم لوصف إحدى الطرق الأكثر شيوعاً لإحداث ثقب في الأرض. يبدأ الثقب بدفع الغلاف (الشكل 2-3) على عمق 2 إلى 3.5 متر. الغلاف هو ببساطة أنبوب يدعم الثقب ، ويمنع الجدران من الانزلاق أو الرضوخ. يتم تنظيف الغلاف عن طريق لقمة تقطيع مثبتة في الطرف السفلي لقضيب الحفر. يُضخ الماء عبر قضيب الحفر ويخرج بسرعة عالية من خلال الثقوب الموجودة في لقمة الحفر. يرتفع الماء بين الغلاف وقضيب الحفر ، حاملاً جزيئات التربة المعلقة ، وتفيض في الجزء العلوي من الغلاف. يتم دفع الحفرة برفع وتدوير وإسقاط الريشة في التربة في قاع الحفرة. هذه الطريقة سريعة جداً في إحداث الثقوب في جميع طبقات التربة الصلبة جداً باستثناء طبقات التربة الصلبة جداً.

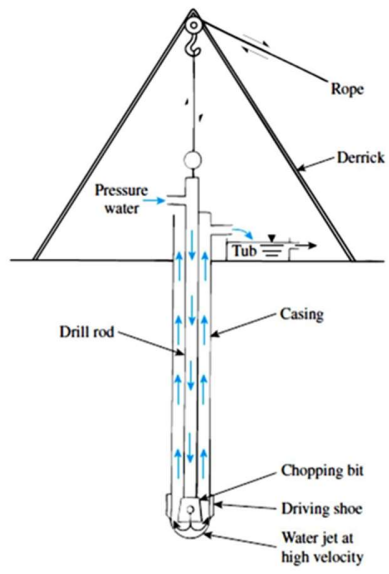


Figure 3.2 Wash boring

2.1 Rotary drilling

Rotary drilling is the most rapid method of advancing holes in rock, it can also be used for any type of soil. Drilling mud may be used in soils where the sides of the hole tend to cave in. Drilling mud is usually a water solution of a special kind of clay (such as bentonite), with or without other admixtures, that is forced into the sides of the hole by the rotating drill. The mud cake thus formed provides sufficient strength in conjunction with the hydrostatic pressure of the mud suspension so that the cavity is maintained. When soil samples are needed, the drilling rod is raised, and the drilling bit is replaced by a sampler.

2.2 Continuous-flight augers

Continuous flight augers with a rotary drill are probably the most popular method of soil exploration at present (Fig. 3-3). The flights act as a screw conveyor to bring the soil to the surface. The method is applicable in all soils. Borings up to nearly 100 m can be made with these devices, depending on the driving equipment, soil, and auger diameter.

2.1 الحفر الدوراني

الحفر الدوراني هو أسرع طريقة لإحداث ثقوب في الصخور، ويمكن استخدامه أيضًا لأي نوع من التربة. يمكن استخدام طين الحفر في التربة حيث تميل جوانب الحفرة إلى الانهيار. وعادة ما يكون طين الحفر محلول مائي لنوع خاص من الطين (مثل البنتونيت)، مع أو بدون مواد مضافة أخرى، يتم دفعها إلى جوانب الثقب بواسطة المثقاب الدوار. توفر عجينة الطين المتكونة على هذا النحو قوة كافية بالاقتران مع الضغط الهيدروستاتيكي لتعليق الطين بحيث يتم الحفاظ على التجويف. عند الحاجة إلى عينات التربة، يتم رفع قضيب الحفر واستبدال لقمة الحفر بأخذ العينات..

2.2 بريعات الدوران المستمر

من المحتمل أن تكون مثاقب الطيران المستمرة ذات المثقاب الدوار هي الطريقة الأكثر شيوعًا لاستكشاف التربة في الوقت الحاضر (الشكل 3-3). تعمل الرحلات كناقل لولبي لجلب التربة إلى السطح. الطريقة قابلة للتطبيق في جميع أنواع التربة. يمكن عمل بورات تصل إلى 100 متر تقريبًا باستخدام هذه الأجهزة، اعتمادًا على معدات القيادة والتربة وقطر المثقاب.

Figure 3-3 Soil drilling using a continuous-flight auger.



SOIL SAMPLING

The most important engineering properties for foundation design are **strength, compressibility, and permeability**. Reasonably good estimates of these properties for cohesive soils can be made by laboratory tests on *undisturbed* samples, which can be obtained with moderate difficulty. It is nearly impossible to obtain a truly undisturbed sample of soil, so in general usage the term **undisturbed** means a sample where some precautions have been taken to minimize disturbance of the existing soil skeleton. **The following represent some of the factors that make an undisturbed sample hard to obtain:**

1. *The sample is always unloaded from the in situ confining pressures, with some unknown resulting expansion*
2. *Samples collected are disturbed by volume displacement of the tube or other collection device. The presence of gravel greatly aggravates sample disturbance.*
3. *Sample friction on the sides of the collection device tends to compress the sample during recovery. Most sample tubes are swaged so that the cutting edge is slightly smaller than the inside tube diameter to reduce the side friction.*

Cohesionless Soil Sampling

It is nearly impossible to obtain undisturbed samples of cohesionless material for strength testing. Sometimes samples of reasonable quality can be obtained using **thin-walled piston samplers in medium- to fine-grained sands**. In gravelly materials, and in all dense materials, samples with minimal disturbance are obtained only with extreme difficulty.

Since it is nearly impossible to recover undisturbed samples from cohesionless deposits, density, strength, and compressibility estimates are usually obtained from **penetration tests** or other **in situ methods**.

أخذ عينات التربة

أهم الخصائص الهندسية لتصميم الأساس هي القوة والانضغاطية والنفذية. يمكن إجراء تقديرات جيدة بشكل معقول لهذه الخصائص للتربة المتماسكة عن طريق الاختبارات المعملية على العينات غير المشوشة ، والتي يمكن الحصول عليها بصعوبة معتدلة. يكاد يكون من المستحيل الحصول على عينة غير مشوشة حقاً من التربة ، لذلك في الاستخدام العام ، يعني مصطلح غير مشوش عينة تم فيها اتخاذ بعض الاحتياطات لتقليل اضطراب الهيكل التركيبي للتربة الحالي. يمثل ما يلي بعض العوامل التي تجعل من الصعب الحصول على عينة غير مشوشة:

1. يتم تفريغ العينة دائماً من ضغوط الحصر في الموقع ، مع بعض التمدد الناتج غير المعروف
2. تتأثر العينات التي تم جمعها بسبب إزاحة حجم الأنبوب أو أي جهاز تجميع آخر. يؤدي وجود الحصى إلى تفاقم اضطراب العينة بشكل كبير.
3. يميل احتكاك العينة على جوانب جهاز الجمع إلى ضغط العينة أثناء الاسترداد. يتم تحريك معظم أنابيب العينات بحيث تكون حافة القطع أصغر قليلاً من قطر الأنبوب الداخلي لتقليل الاحتكاك الجانبي.

أخذ عينات التربة غير المتماسكة

يكاد يكون من المستحيل الحصول على عينات غير مضطربة من مادة غير متماسكة لاختبار القوة. في بعض الأحيان يمكن الحصول على عينات ذات جودة معقولة باستخدام أجهزة أخذ عينات ذات مكبس رقيق الجدران في رمال متوسطة إلى دقيقة الحبيبات. في المواد المكسوة بالحصى، وفي جميع المواد الكثيفة، لا يتم الحصول على العينات ذات الحد الأدنى من الاضطراب إلا بصعوبة بالغة نظراً لأنه يكاد يكون من المستحيل استرداد العينات غير المضطربة من الرواسب غير المتماسكة، يتم الحصول على تقديرات الكثافة والقوة والانضغاط عادةً من اختبارات الاختراق أو طرق أخرى في الموقع.

أخذ عينات مشوشة من جميع أنواع التربة

في إدراك صعوبة وتكلفة الحصول على عينات غير مضطربة، من الشائع في معظم مشاريع التأسيس الاعتماد على اختبارات الاختراق والعينات المضطربة للحصول على تقدير لظروف التربة. يتم استخدام اختبار الاختراق القياسي (SPT) عالميًا تقريبًا، على الرغم من استعادة العينات المضطربة للغاية. يوضح الشكل 3-5 جهاز أخذ العينات (ويسمى أيضًا الملعقة المقسمة) الأكثر استخدامًا مع SPT.

في الاختبار، يتم دفع جهاز أخذ العينات إلى التربة مسافة محسوبة، باستخدام الوزن الساقط مما ينتج عنه عددًا من الضربات (أو القطرات). يتم تسجيل عدد الضربات N لقيادة المسافة المحددة كمؤشر على قوة التربة. عادة ما يكون رقم الاختراق N (مقياس المقاومة) كافيًا لعمل تقديرات لكل من القوة والاستقرار في التربة غير المتماسكة.

Disturbed Sampling of All Soils

In recognizing the difficulty and expense of obtaining undisturbed samples, it is common practice on most foundation projects to rely on *penetration tests* and, disturbed samples for obtaining an estimate of the soil conditions. The standard penetration test (SPT) is nearly universally used, even though highly disturbed samples are recovered.

Figure 3-5 illustrates the *sampling device* (also called a *split spoon*) most used with the SPT.

In a test the sampler is driven into the soil a measured distance, using falling weight producing some number of blows (or drops). The number of blows N to drive the specified distance is recorded as an indication of soil strength.

The penetration number N (a measure of resistance) is usually sufficient for making estimates of both strength and settlement in cohesionless soils.

Unassembled split-spoon sampler after sampling

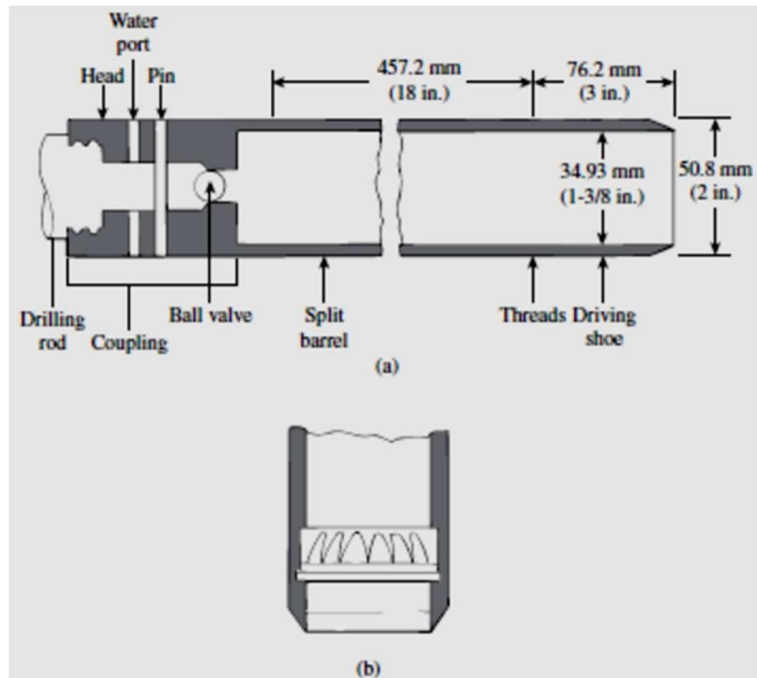


Figure 3.5 (a) Standard split-spoon sampler; (b) spring core catcher

Undisturbed Sampling in Cohesive Soils

Recovery of "*undisturbed*" samples in cohesive soils is accomplished by replacing the split spoon on the drill rod with specially constructed *thin-walled tubes*, sometimes referred to as *Shelby tubes*.

Samples obtained in this manner may be used for **consolidation or shear tests**. Friction holds the sample in the tube as the sample is withdrawn; however, there is also special valve or piston (Fig. 3-6) arrangement that use a pressure differential (suction) to retain the sample in the tube.

يتم استعادة العينات "غير المشوشة" في التربة المتماسكة عن طريق استبدال الملعقة المنقسمة على قضيب الحفر بأنابيب رقيقة الجدران مُصممة خصيصًا، والتي يشار إليها أحيانًا باسم أنابيب شيلبي.
يمكن استخدام العينات التي تم الحصول عليها بهذه الطريقة في اختبارات الدمج أو القص. يحتك الاحتكاك بالعيونة في الأنبوب أثناء سحب العينة؛ ومع ذلك، يوجد أيضًا صمام أو مكبس خاص (الشكل 3-6) ترتيب يستخدم فرق ضغط (شفط) للاحتفاظ بالعيونة في الأنبوب.

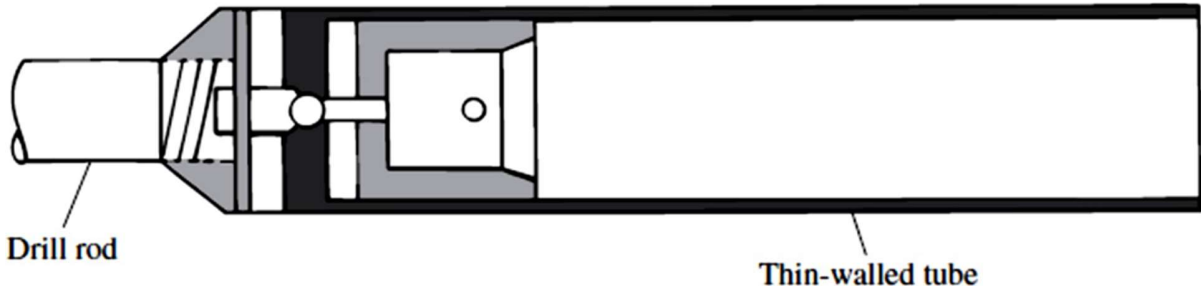


Fig. 3-6 Thin-walled tube

The degree of disturbance for a soil sample is usually expressed as

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} (100)$$

where

A_R = area ratio (ratio of disturbed area to total area of soil)

D_o = outside diameter of the sampling tube

D_i = inside diameter of the sampling tube

When the area ratio is 10% or less, the sample generally is considered to be undisturbed.

For a standard split-spoon sampler,

Example: What is the area ratio of thin walled sample tube, if the outer diam. $D_w=50.8$ and the inner dia. $D_e=47.7$?

$$\begin{aligned} A_r &= [(D_w^2 - D_e^2) / D_e^2] * 100 \\ &= [(50.8^2 - 47.7^2) / 47.7^2] * 100 = 13.4\% \end{aligned}$$

$$A_R(\%) = \frac{(50.8)^2 - (34.93)^2}{(34.93)^2} (100) = 111.5\%$$

Hence, these samples are highly disturbed. Split-spoon samples generally are taken at intervals of about 1.5 m.

Inside Clearance Ratio

This causing a sample and to minimize friction or adhesion the inner diameter of the tube makes some more of the inner diameter of the cutting shoe. This is called **inside clearance** (Cr) and is expressed as:

$$Cr \% = [(D_s - D_e) / D_e] * 100$$

Where:

Cr : Inside Clearance Ratio.

D_s : Inside Dia. of the Tube.

D_e : Inside Dia of the cutting shoe.

The inside clearance reduces during the sampling process from friction or adhesion along the internal cylindrical surface of the sample and thus reduces disturbance.

Cr > 0.5% For Sand

Cr < 3% For Clay

THE STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

The test consists of driving a standard split spoon (50.8mm Outside diameter and 35mm Inside diameter) into soil under the blows of a drop weight (hammer) of 65 kg falling freely through 0.75m. The number of blows required for 300mm of penetration of sampler in the soil is designated as (N) values. The test is to estimate of the shear strength of soils, and it is Good for cohesion less soils and give a rough result for cohesive soils.

The sum of the blow counts for the next two 150-mm increments is used as the penetration count N unless the last increment cannot be completed. In this case the sum of the first two 150-mm penetrations is recorded as N .

The boring log shows *refusal*, and the test is halted if

- 50 blows are required for any 150-mm increment.
- 10 successive blows produce no advance.

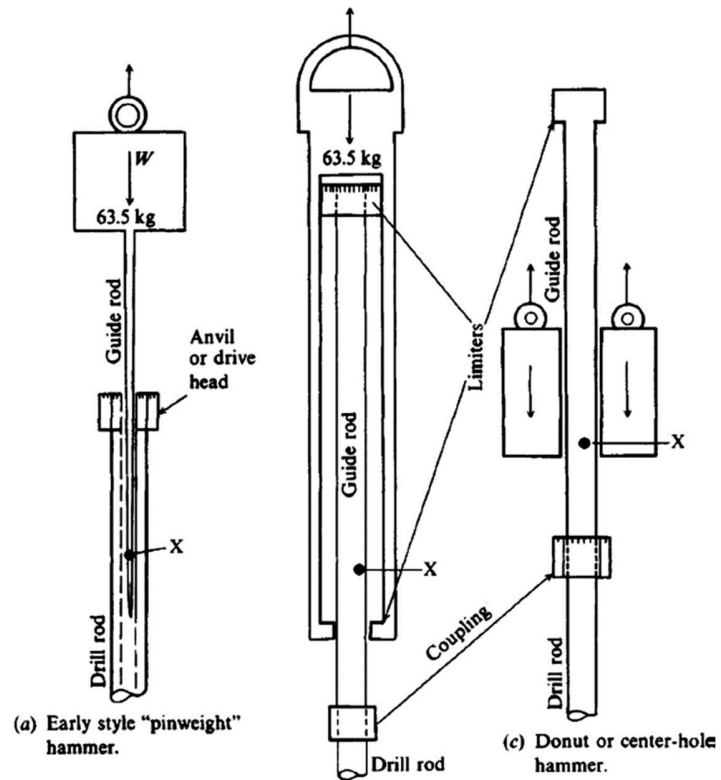
اختبار الاختراق القياسي (SPT)

يتكون الاختبار من دفع ملعقة مقسمة قياسية (قطرها 50.8 ملم خارجي و35 ملم قطر داخلي) في التربة تحت ضربات انخفاض الوزن (هامر) من 65 كجم تسقط بحرية من خلال 0.75 متر. تم تحديد عدد الضربات المطلوبة لاختراق 300 مم لأخذ العينات في التربة كقيم (N). الاختبار هو تقدير قوة القص للتربة، وهو جيد للتماسك أقل للتربة و تعطي نتيجة تقريبية للتماسك التربة.

مجموع تعدادات الضربات للزيادات الثنائية لمسافة 150 مم هي عدد الاختراق N إلا إذا تعذر إكمال الزيادة الأخيرة. في هذه الحالة، يتم تسجيل مجموع أول اختراقين بحجم 150 ملم على أنه N .

يكون الفحص مرفوضاً ، ويتوقف الاختبار إذا

- يلزم 50 ضربة لأي زيادة بمقدار 150 مم.
- 10 ضربات متتالية لا تسفر عن أي تقدم.



$N_{70}=25$ means that the SPT number (N) is 25 for $E_r = 70\%$, and $N_{60} = 44$ means that means SPT number (N) is 44 for $E_r = 60\%$ for and so on.

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60}$$

where

N_{60} = standard penetration number, corrected for field conditions

N = measured penetration number

η_H = hammer efficiency (%)

η_B = correction for borehole diameter

η_S = sampler correction

η_R = correction for rod length

Values of η_H , η_B , η_S , and η_R are in tables below.

Table 3.5 Variations of η_H , η_B , η_S , and η_R [Eq. (3.6)]

1. Variation of η_H

Country	Hammer type	Hammer release	η_H (%)
Japan	Donut	Free fall	78
	Donut	Rope and pulley	67
United States	Safety	Rope and pulley	60
	Donut	Rope and pulley	45
Argentina	Donut	Rope and pulley	45
China	Donut	Free fall	60
	Donut	Rope and pulley	50

3. Variation of η_S

Variable	η_S
Standard sampler	1.0
With liner for dense sand and clay	0.8
With liner for loose sand	0.9

2. Variation of η_B

Diameter		η_B
mm	in.	
60–120	2.4–4.7	1
150	6	1.05
200	8	1.15

4. Variation of η_R

Rod length		η_R
m	ft	
>10	>30	1.0
6–10	20–30	0.95
4–6	12–20	0.85
0–4	0–12	0.75

SPT CORRELATIONS

علاقات خواص التربة مع عدد الضربات في فحص SPT

The SPT has been used in correlations for relative density D_r , angle of internal friction ϕ . **And the water table is not observed.**

Correlation between relative density and Standard Penetration Number

$$D_r(\%) = \left[\frac{N_{60} \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{1.7}}{9} \left(\frac{1}{\frac{\sigma'_o}{p_a}} \right) \right]^{0.5} \quad (100) \quad (3.23)$$

Where,

p_a = atmospheric pressure ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)

$\sigma'_o = \gamma^* z$, effective overburden pressure

D_{50} = 50% of the soil is equal or smaller is under that certain size (mm)

Correlation between Angle of Friction and Standard Penetration Number

The peak friction angle, ϕ' , of granular soil has also been correlated with N_{60} by several investigators. Some of these correlations are as follows:

1. Peck, Hanson, and Thornburn (1974) give a correlation between N_{60} and ϕ' in a graphical form, which can be approximated as:

$$\phi'(\text{deg}) = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054[N_{60}]^2 \quad (3.29)$$

2. Schmertmann (1975) provided the correlation between N_{60} , σ'_o and ϕ' . Mathematically, the correlation can be approximated as:

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right]^{0.34} \quad (3.30)$$

where

N_{60} = field standard penetration number

σ'_o = effective overburden pressure

p_a = atmospheric pressure in the same unit as σ'_o

ϕ' = soil friction angle

Example:

Following are the results of a standard penetration test in sand. Note that the water table was not observed within a depth of 10.5 m below the ground surface. Assume that the average unit weight of sand is 17.3 kN/m³. Using Eq. (3.30), estimate the average soil friction angle, ϕ' . From $z = 0$ to $z = 7.5$ m.

Depth, z (m)	N_{60}
1.5	8
3.0	7
4.5	12
6.0	14
7.5	13

Solution

From Eq. (3.30)

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_a}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$$

$$p_a = 100 \text{ kN/m}^2$$

Now the following table can be prepared.

Depth, z (m)	σ'_o (kN/m ²)	N_{60}	ϕ' (deg) [Eq. (3.30)]
1.5	25.95	8	37.5
3.0	51.9	7	33.8
4.5	77.85	12	36.9
6.0	103.8	14	36.7
7.5	129.75	13	34.6

Average $\phi' \approx 36^\circ$

Correction for N- values:

1. Correction of N due presence of water table:

For Soils consisting very fine or silty sand below water table, a correction is made when $N > 15$ because excess pore water pressure set up during drilling the sampler cannot dissipate. You may use one of the following:

$$N_{\text{cor}} = 15 + 0.5 * (N - 15) \dots\dots\dots \text{Terzaghi and Peck (1943).}$$

$$N_{\text{cor}} = 0.6 * N \dots\dots\dots \text{Bazaraa (1967).}$$

2. Correction due to Overburden Pressure:

N – Values for a depth corresponding to an effective overburden pressure of 110 kPa (1 T/ft²) is a standard. For $\sigma'_o > 25$ kPa (0.25 T/ft²) a correction factor (CN) should be used

$$C_N = 0.77 \log (2000 / \sigma'_o)$$

$$N_{\text{cor}} = N_{\text{act}} * C_N$$

Example:

The N-values for a test performed at a depth of 8 m below the ground surface is 35, if the water table is at a depth of 2m and the dry unit weight is 14 kN/m³ and the saturated unit weight is 18 kN/m³. Calculate the corrected N if the soil is fine silty sand?

Sol.

1- Correction for water table:

$$N_{cor} = 15 + 0.5 * (N - 15) = 15 + 0.5 * (35 - 15) = 25$$

2- Correction for overburden

$$\sigma'_0 = 14 * 2 + 6 * (18 - 10) = 76 \text{ kPa} > 25 \text{ kPa}$$

$$C_N = 0.77 \log (2000 / \sigma'_0)$$

$$C_N = 0.77 \log (2000 / 76) = 1.093$$

$$N_{cor} = N_{act} * C_N = 35 * 1.093 = 38.2 \rightarrow \text{Say } 38 \text{ blows}$$

Vane Shear Test

The *vane shear test* may be used during the drilling operation to determine the *in situ* undrained shear strength (*cu*) of clay soils—particularly soft clays. The vane shear apparatus consists of four blades on the end of a rod, as shown in Figure 3.23. The height, *H*, of the vane is twice the diameter, *D*. The vane can be either rectangular or tapered (see Figure 3.23).

The vanes of the apparatus are pushed into the soil at the bottom of a borehole without disturbing the soil appreciably. Torque is applied at the top of the rod to rotate the vanes at a standard rate of 0.18/sec. This rotation will induce failure in a soil of cylindrical shape surrounding the vanes. The maximum torque, *T*, applied to cause failure is measured.

اختبار ريشة القص

يمكن استخدام اختبار قص الريشة (ASTM D-2573) أثناء عملية الحفر لتحديد قوة القص غير المبللة في الموقع (*cu*) للتربة الطينية - وخاصة الطين الطري. يتكون جهاز قص الريشة من أربع شفرات في نهاية قضيب، كما هو موضح في الشكل 3.23. ارتفاع الريشة، *H*، هو ضعف القطر، *D*. يمكن أن تكون الريشة إما مستطيلة أو مدببة (انظر الشكل 3.23). يتم إعطاء أبعاد الريش المستخدمة في هذا المجال في الجدول 3.8.

يتم دفع ريش الجهاز إلى التربة في قاع البئر دون إزعاج التربة بشكل ملحوظ. يتم تطبيق عزم الدوران في الجزء العلوي من القضيب لتدوير الريش بمعدل قياسي يبلغ 0.18 / ثانية. سيؤدي هذا الدوران إلى حدوث فشل في تربة ذات شكل أسطواني تحيط بالريش. يتم قياس الحد الأقصى لعزم الدوران، *T*، المطبق لسبب الفشل.

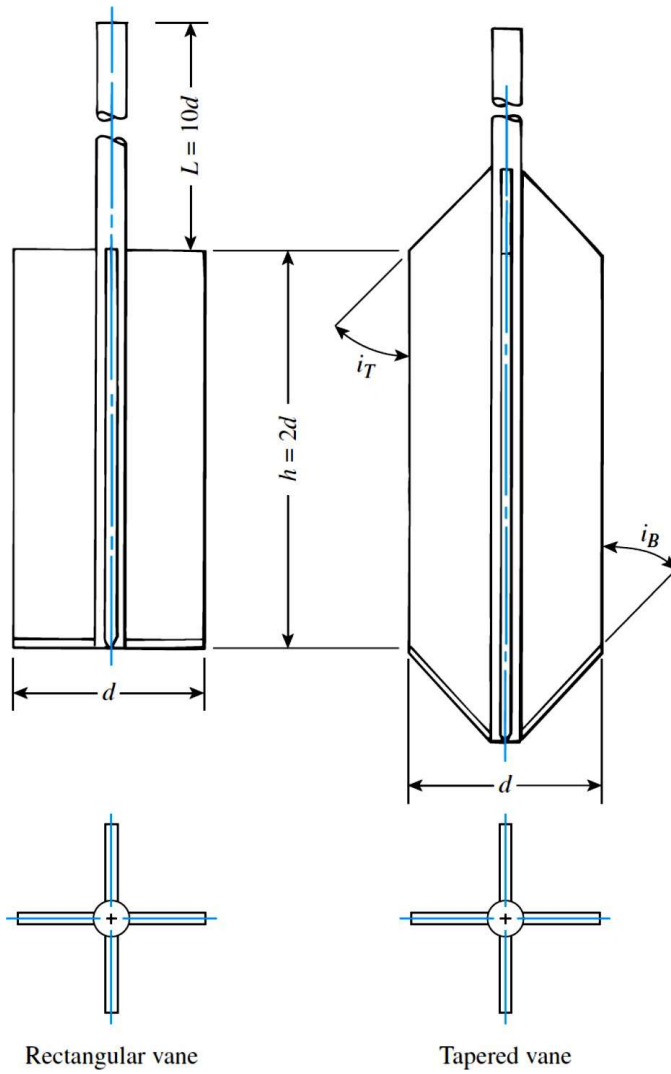


Figure 3.23 Geometry of field vane (After ASTM, 2014)
 (Based on *Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08.*)

The undrained shear resistance (C_u) can be calculated from the following equation:

$$C_u = \frac{T}{\pi d^2 \left(\frac{h}{2} + \frac{d}{6}\right)}$$

Where:

T: Torque

d: Diameter of Blade

h: Height of Blade

CONE PENETRATION TEST (CPT)

The CPT is a simple test that is now widely used in lieu of the SPT—particularly for soft clays, soft silts, and in fine to medium sand deposits. The test is not well adapted to gravel deposits or to stiff/hard cohesive deposits. This test has been standardized by ASTM. In outline, the test consists in pushing the standard cone into the ground at a rate of 10 to 20 mm/s and recording the resistance. The total cone resistance is made up of side friction on the cone shaft and tip pressure. Data usually recorded are the cone side resistance q_s , point resistance q_c , and depth. The tip (or cone) usually has a projected cross-sectional area of 10 cm². A CPT allows nearly continuous testing at many sites, which is often valuable, and no boreholes are necessary to perform it.

اختبار CPT هو اختبار بسيط يستخدم الآن على نطاق واسع بدلاً من SPT - خاصة للطين الطري، والطين الناعم، وفي الرواسب الرملية الناعمة إلى المتوسطة. لم يتم تكييف الاختبار بشكل جيد مع رواسب الحصى أو الرواسب الصلبة / الصلبة المتماسكة. تم توحيد هذا الاختبار بواسطة ASTM باختصار، يتمثل الاختبار في دفع المخروط القياسي. في الأرض بمعدل 10 إلى 20 مم / ثانية وتسجيل المقاومة. تتكون مقاومة المخروط الكلية من الاحتكاك الجانبي على عمود المخروط وضغط الطرف. عادةً ما تكون البيانات المسجلة هي المقاومة الجانبية المخروطية ونقطة المقاومة q_c والعمق. عادةً ما يكون للطرف (أو المخروط) مساحة مقطعية مسطحة تبلغ 10 سم². يسمح اختبار CPT بإجراء اختبار مستمر تقريباً في العديد من المواقع، وهو غالباً ما يكون ذا قيمة، ولا يلزم وجود حفر آبار لإجراء ذلك.

CPT Correlations for Cohesive Soil

One correlation between the cone bearing resistance q_c and undrained shear strength c_u is based on the bearing capacity equation and is as follows:

$$q_c = N_k c_u + \sigma'_0$$

Solving for the undrained shear strength c_u , one obtains

$$c_u = (q_c - \sigma'_0) / N_k$$

where $\sigma'_0 = \gamma * z$ = overburden pressure points where q_c is measured as previously defined and used. This parameter is in the units of q_c .

N_k = cone factor (a constant for that soil). N_k has been found to range from 5 to 75; however, most values are in the 15 to 20 range.

CPT Correlations for Cohesionless Soils.

Figure 3-17 is a plot of the correlation between cone pressure q_c and relative density D_r .

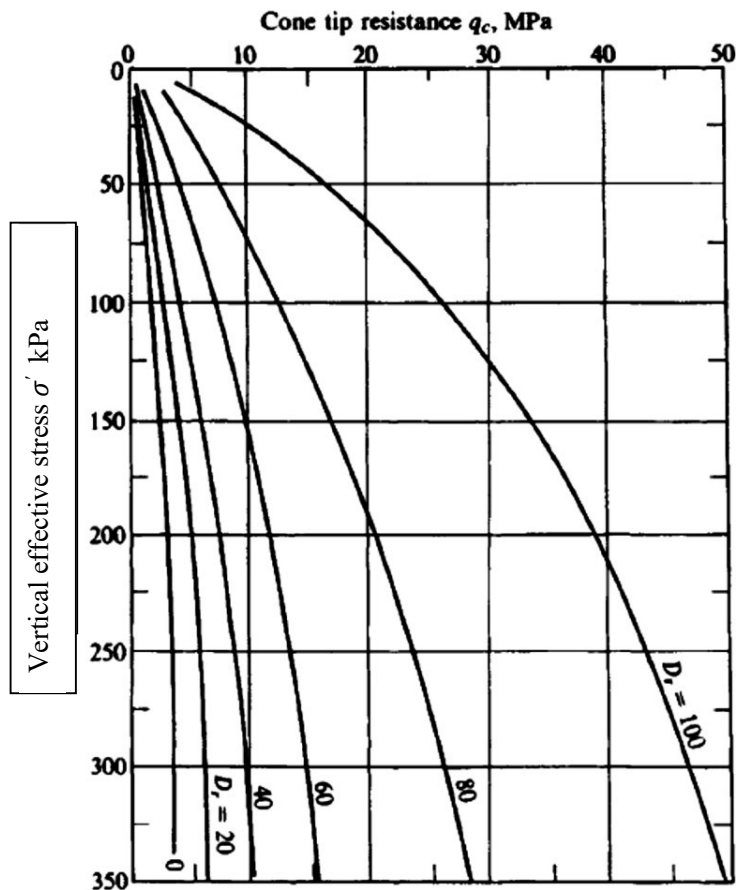


Figure 3-17 Approximate relationship between cone q_c and relative density D_r for normally consolidated saturated recent (noncemented) deposits.

The relative density of *normally consolidated sand*, D_r , and q_c can be correlated according to the formula:

$$D_r(\%) = 68 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_0}} \right) - 1 \right]$$

Where p_a = atmospheric pressure ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)

σ'_0 = vertical effective stress

Correlation between q_c and Drained Friction Angle (ϕ) for Sand

Based on experimental results, Robertson and Campanella (1983) suggested the variation of σ'_0 and ϕ for normally consolidated quartz sand. This relationship can be expressed as

$$\phi' = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_0} \right) \right]$$

The figure below shows graphical correlation between angle ϕ and q_c for uncemented quartz sands.

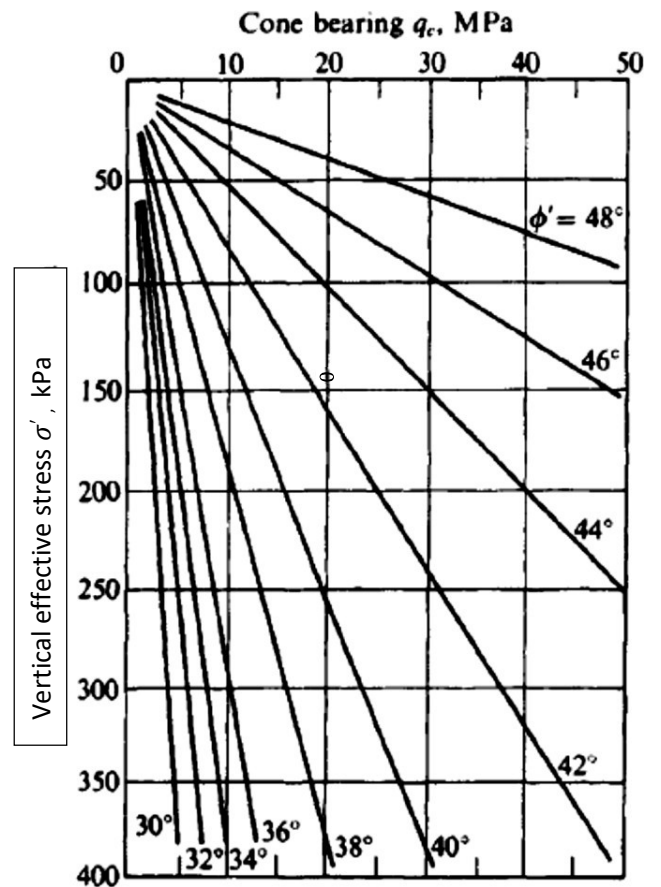


Figure 3-22 Correlation between peak friction angle ϕ and q_c for uncemented quartz sands.

Example:

Given. For CPT test $q_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ at depth $z = 17 \text{ m}$ in sand, $\gamma' = 11.15 \text{ kN/m}^3$.

Required. Estimate relative density and angle of internal friction ϕ for the soil

Solution:

$$\sigma'_0 = \gamma' \cdot z = 17 \times 11.15 = 189.55 \text{ kN/m}^2 \text{ (kPa) (effective pressure)}$$

$$q_c = 200 \times 98.07 = 19610 \text{ kPa}$$

(convert kg/cm^2 to kPa, $1 \text{ kPa} = 98.07 \text{ kg/cm}^2$)

$$D_r(\%) = 68 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_0}} \right) - 1 \right]$$

$$D_r(\%) = 68 \left[\log \left(\frac{19610}{\sqrt{100 \times 189.55}} \right) - 1 \right] = 78.44\%$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_0} \right) \right]$$

$$\phi = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{19610}{189.55} \right) \right] = \tan^{-1} 0.8656 = 40.88^\circ$$

From Fig. 3-22 and $q_c = 200 \times 98.07/1000 = 19.61 \text{ MPa}$, we obtain $\phi \approx 41^\circ$

H.W: Resolve the same example for $q_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ and $z = 22 \text{ m}$

Plate Load Test

The test involves loading a square horizontal plate with dimensions 0.3x0.3 or 0.45 x 0.4 m² or round with a diameter of 0.3 or 0.45 m. This test is used to estimate the bearing capacity of the foundations and the settlement of the structures on the soil which cannot be examined in situ.

To predict bearing capacity using one of the following:

a- Relation formulas

$q(\text{footing}) = q(\text{plate}) \dots\dots\dots$ For Clay

$q(\text{footing}) = q(\text{plate}) * (B_{\text{Footing}} / B_{\text{Plate}}) \dots\dots\dots$ For Sand

b- Using Housel Equation

$$V = A * q + P * s \dots\dots\dots \text{For } C-\Phi \text{ soil}$$

Where: V: Total load on a bearing area

A: Contact area of footing (or plate)

P: Perimeter of footing,

q: bearing pressure,

S: Perimeter shear

By conducting two plate load tests, we can solve the equation for q and S and then re-use the equation for fully scale footing.

5- To predict Settlement

$$S_p = S_f * (B_p / B_f)^a$$

Where:

a = 1/2 to 1/3 for sand and gravel

= 1/2 for saturated silt, = 1/2 to 2/3 for clay and dry silt

= 1 for compacted fill.

If ground water is at the level of the test plate, reduce the values by a half (1/2).

Example:

Two Plate load tests were performed using plates (0.3 * 0.3m) and (0.45 * 0.45m) for 12mm settlement, the loads were 37.5 and 75 kN respectively. What size square footing is required to carry 80 kN column load.

Solution:

$$V = A * q + P * s$$

$$[0.3 * 0.3\text{m}] \dots\dots \rightarrow 37.5 = 0.09 * q + 1.2 * s$$

$$[0.45 * 0.45\text{m}] \dots\dots \rightarrow 75 = 0.2025 * q + 1.8 * s$$

Solving the two equations to get ..q = 277.77 kPa and s = 10.41kN/m

$$[\text{Full scale footing}] \dots\dots \rightarrow 80 = 277.77 * B^2 + 10.41 * 4 * B$$

Solving to getB = 0.47m say 0.5 m for 12mm settlement

GROUNDWATER TABLE (GWT) LOCATION

Groundwater affects many elements of foundation design and construction, so the GWT should be established as accurately as possible if it is within the probable construction zone; otherwise, the location within ± 0.3 to 0.5 m is usually adequate.

تؤثر المياه الجوفية على العديد من عناصر تصميم وبناء الأساس، لذلك يجب بأكبر قدر ممكن من الدقة إذا كان ضمن منطقة البناء المحتملة؛ إنشاء GWT خلاف ذلك، يكون الموقع ضمن ± 0.3 إلى 0.5 متر مناسبًا عادةً.

Hvorslev Method to measure the Ground water level in the Soil

Hvorslev (1949) proposed a technique to determine the ground water level see fig. This technique uses the following steps:

1- Bail out water in the borehole to a level below the estimated ground water table.

2- Observe the water level in the borehole at times

$t = 0$, $t = t_1$, $t = t_2$ and $t = t_3$

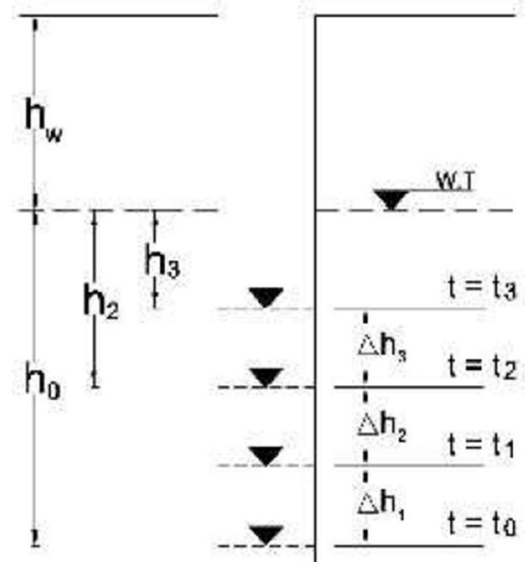
Note That

$t_1 - 0 = t_1 - t_2 = t_2 - t_3 = \Delta t = 24$ hrs.

$$h_0 = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2}$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3}$$



Example:

Refer to Fig. Below, make the necessary calculation and locate the ground water level. Given;

$$h_w + h_0 = 9.5 \text{ m}$$

$$\Delta t = 24 \text{ hrs}$$

$$\Delta h_1 = 0.9 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = 0.7 \text{ m}$$

$$\Delta h_3 = 0.54 \text{ m}$$

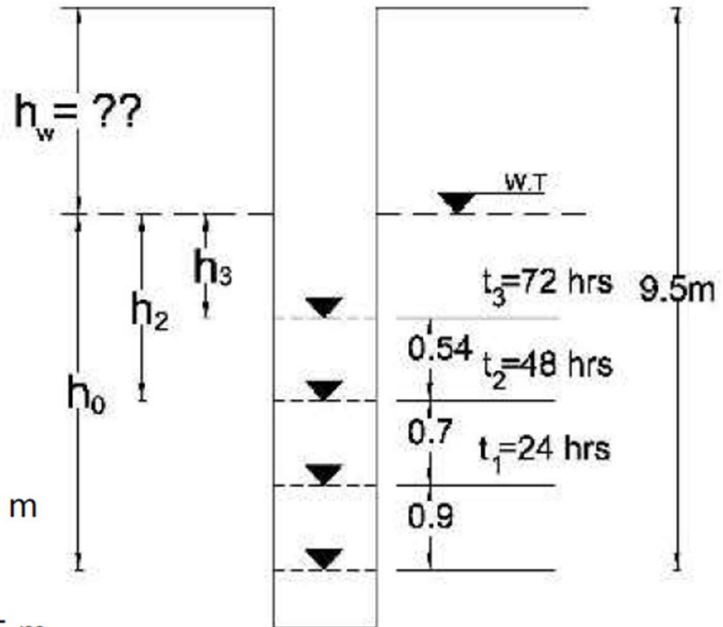
Solution:

$$h_0 = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.9^2}{0.9 - 0.7} = 4.05 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.7^2}{0.9 - 0.7} = 2.45 \text{ m}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3} = \frac{0.54^2}{0.7 - 0.54} = 1.82 \text{ m}$$

It can be seen that $h_w = 9.5 - 4.05 = 5.45 \text{ m}$



Determination of Number, Spacing and Depth of Borings:

1. Determine the number of boreholes:

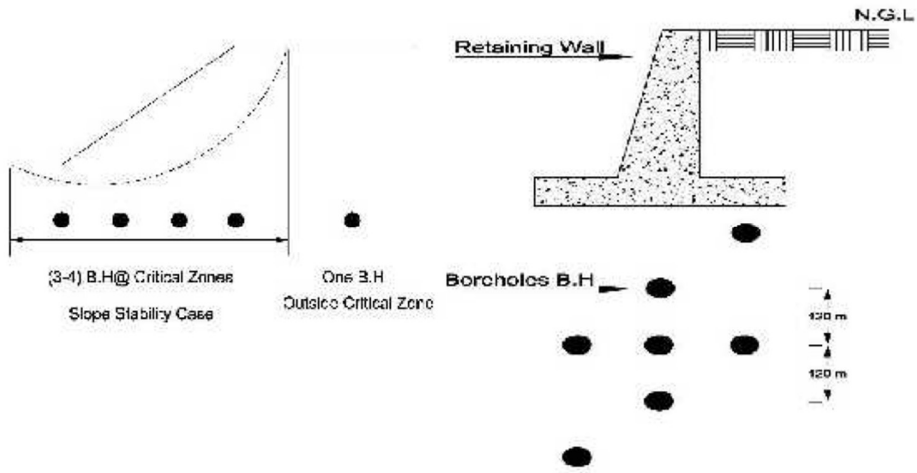
Table (1) can be adopted as a recommended guide to determine the number of borings:

Phase of Investigation	Geological Structure	No. and Spacing of Boring	Location of Boring in the Field
Preliminary Investigation (to assess the suitability of site)	Uniform	5 to 10 boring per km ²	Depends on topography of the site
	Irregular or Unknown	10 to 30 borings per km ²	
General Investigation (Selection of area of Most favorable ground)	Uniform	300 x 300 m	Regular square network of borings parallel to contour
	Irregular or Unknown	100 x 100 m	
Detailed Investigation (for individual building where location has been fixed)	Uniform	At least 3 borings (10 to 30 m apart)	As regular as possible network to suit individual buildings taking into consideration preliminary investigation
	Irregular or Unknown	3 to 5 borings for each building (10-30 m diagonal)	

2. Spacing between Boreholes:

The Rules can be followed:

1. For individual buildings of less than 300 m² plan area, 3 boreholes are the minimum (not to be on a straight line).
2. For large sites or group of buildings, 5 boreholes are the minimum (4 at corners and 1 at the middle).
3. As a guideline you may use Table (1).
4. For large site: probes are needed (penetration test, seismic method, electrical resistivity method) to obtain information in areas between boreholes.
5. In case of limestone rock (from geological information) use seismic method between boreholes to check any cavities.
6. For some special structures
 - a. Retaining Walls:
Minimum spacing 120 m at centerline with some of these B.H. located at both sides of the centerline.
 - b. Slope Stability Problems :
3 to 4 B.H. at critical zones and at least one B.H outside the zone.

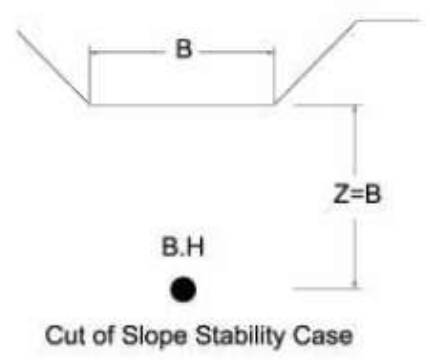
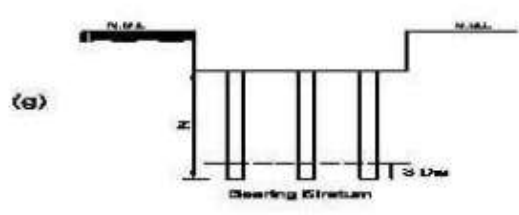
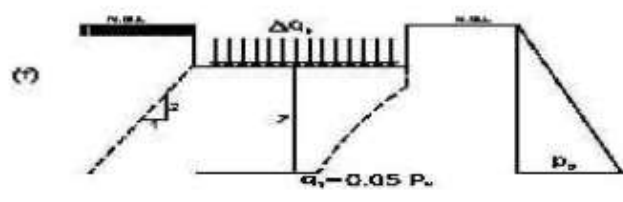
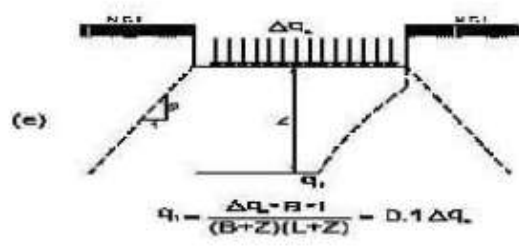
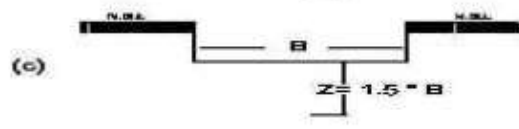
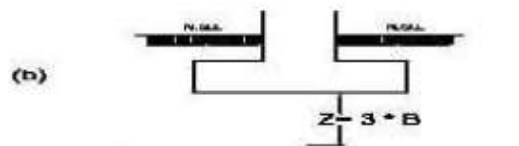


3. Depth of Boreholes:

The Following points can be followed step by step to determine borehole depths

1. Highway and airfields: minimum depth of borings is 3m but should extend below organic soil, muck, artificial fill or compressible layers such as soft clays.
2. Retaining Walls and slope stability problems:
 - a. Below organic soil, muck, artificial fill or compressible layers.
 - b. Deeper than possible surface of sliding.
 - c. Deeper than the width of the base of wall (increase of retaining wall).
 - d. Equal to the width at bottom of cuts.
3. Structural Foundation: depends upon soil profile and the type of feasible foundation
 - a. Below organic soil, muck, artificial fill or compressible layers.
 - b. Single separate narrow strip footings:
 - $\text{Depth} = 3 \times \text{width of footing} > 6\text{m}$

- c. Group of overlapping footings or raft.
 - Depth = 1.5 x least width of the group or raft.
- d. For heavy structures the depths of one of the boreholes should extend to 2 x width of footing (Heavy loads $>20 \text{ T/m}^2=200 \text{ kPa}$).
- e. The depth of boreholes should extend to the point where the net increase in stress due to the action of the load of the building is less than 10% of the total surface load.
- f. The depth of the borehole should extend to the point where the net increase in stress due to building (Δq_s) is less than 5% of the overburden stress in soil.
- g. For pile foundation, depth of boring should extend to the bearing strata + (3 x pile diameter).



Example 1:

Four storey building (20mx30m) with a basement (depth= 4m below ground surface) is proposed. The net pressure (Δq_s) of the building at the basement level is 75 kPa. The soil is silty clay with a dry and submerged unit weight equal to 16 kN/m³ and 9 kN/m³ respectively. The water table was found at elevation 1 m below ground surface. Determine for a detailed soil investigation the number, layout and depth of the boreholes.

Solution:

1. No. of B.H : Area = 30 x 20 = 600 m² > 300 m² → use 5 boreholes.

2. Layout : 4 at corners and one at the center.

3. Depth : Using the criteria in Page

a. No information.

b. Not Valid.

c. Depth (Z) = 1.5 x B = 1.5 x 20 = **30 m**

d. not valid

e. Assuming a 2:1 distribution

$$Q = \Delta q_s \times B \times L = q_1 (L+Z)(B+Z)$$

$$\text{For } q_1 = 0.1 \Delta q_s$$

$$\Delta q_s \times 20 \times 30 = 0.1 \Delta q_s (30 + Z) (20 + Z)$$

$$\text{Solving to get } Z = \mathbf{52.6 \text{ m}}$$

f. Effective stress at depth z (P_o) = 1 x 16 + 9 x (Z+3) = 43 + 9Z

$$0.05 \times P_o' = q_1 \text{ \{where } q_1 \text{ is defined in item (e)\}}$$

$$0.05 \times (43 + 9Z) = 75 \times 20 \times 30 / ((30 + Z) \times (20 + Z))$$

$$\text{Solving to get } Z = \mathbf{29.4 \text{ m}} \text{ which is the same as (c)}$$

g. Not valid (No Piles).

Therefore the final depth of boring = 30 m + 4 m = 34 m {choose minimum of (e) and (f)} {4 m is the depth of basement}.

Example – 2

For the Building layout shown, find:

- a. No. of Boring
- b. Depth of boreholes

Given: Col Size 0.5x0.5m

Col. No. Load (kN)

C1 1500

C2 2500

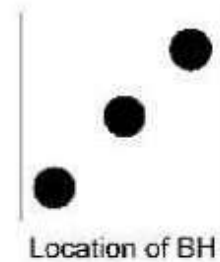
Use Depth of Footing (1 m)

Note: Neglect weight of footing

Solution:

a) Area of Building = $8.5 * 8.5 = 72.25 \text{ m}^2 < 300 \text{ m}^2$

Use 3 boreholes



$$b) \Delta q_s = P_{\text{Total}} / \text{Area} = (5 * C1 + 4 * C2) / A = (5 * 1500 + 4 * 2500) / (8.5 * 8.5) \quad , \quad \Delta q_s = 242.21 \text{ kN/m}^2 = 24.2 \text{ T/m}^2 > 20 \text{ T/m}^2$$

So, it is a heavy structure, then to calculate the depth of boreholes below the footing base according the following:

$$1. \Delta q_s > 20 \text{ T/m}^2 \rightarrow \text{Depth} = 2 * B = 2 * 8.5 = 17 \text{ m} \rightarrow \underline{\mathbf{Z = 17 \text{ m}}}$$

$$2. (\Delta q_s * B * L) / (L+Z)(B+Z) = 0.1 \Delta q_s$$

$$(8.5 * 8.5) / (8.5 + Z)(8.5 + Z) = 0.1 \rightarrow \underline{\mathbf{Z = 18.4 \text{ m}}}$$

$$3. (\Delta q_s * B * L) / (L+Z)(B+Z) = 0.05 (\sum \gamma' Z)$$

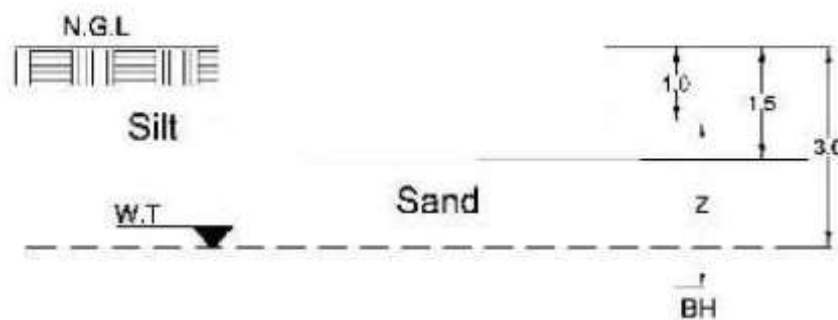
$$(242.21 * 8.5 * 8.5) / (8.5 + Z)(8.5 + Z) = 0.05 [1.5 * 17 + 1.5 * 19 + (Z - 2) * (19 - 10)]$$

$$(242.21 * 8.5 * 8.5) / (8.5 + Z)(8.5 + Z) = 1.8 + 0.45 Z$$

$$\underline{\mathbf{Z = 27.26 \text{ m}}}$$

use min value of $Z = 17.0 \text{ m}$

Then the total depth of borehole is = $17.0 \text{ m} + 1 \text{ m} = 18.0 \text{ m}$ below N.G.L



THE SOIL REPORT

When the borings or other field work has been done and any laboratory testing completed, the geotechnical engineer then assembles the data for a recommendation to the client. Computer analyses may be made. The necessary engineering properties of the soil are the following:

1. Soil strength parameters of angle of internal friction ϕ and cohesion c
2. Allowable bearing capacity (considering both strength and probable settlements)
3. Engineering parameters such as E_s, μ .

تقرير الفحص

عند الانتهاء من عمليات الحفر أو أي عمل ميداني آخر واكتمال أي اختبار معمل، يقوم المهندس الجيوتقني بتجميع البيانات لتقديم توصية للعميل. قد يتم إجراء تحليلات الحاسوب. الخصائص الهندسية اللازمة للتربة هي كما يلي:

1. معلمات قوة التربة من زاوية الاحتكاك الداخلي ϕ والتماسك c
2. قدرة التحمل المسموح بها (مع مراعاة كل من القوة والمستوطنات المحتملة)
3. المعلمات الهندسية مثل E_s, μ .

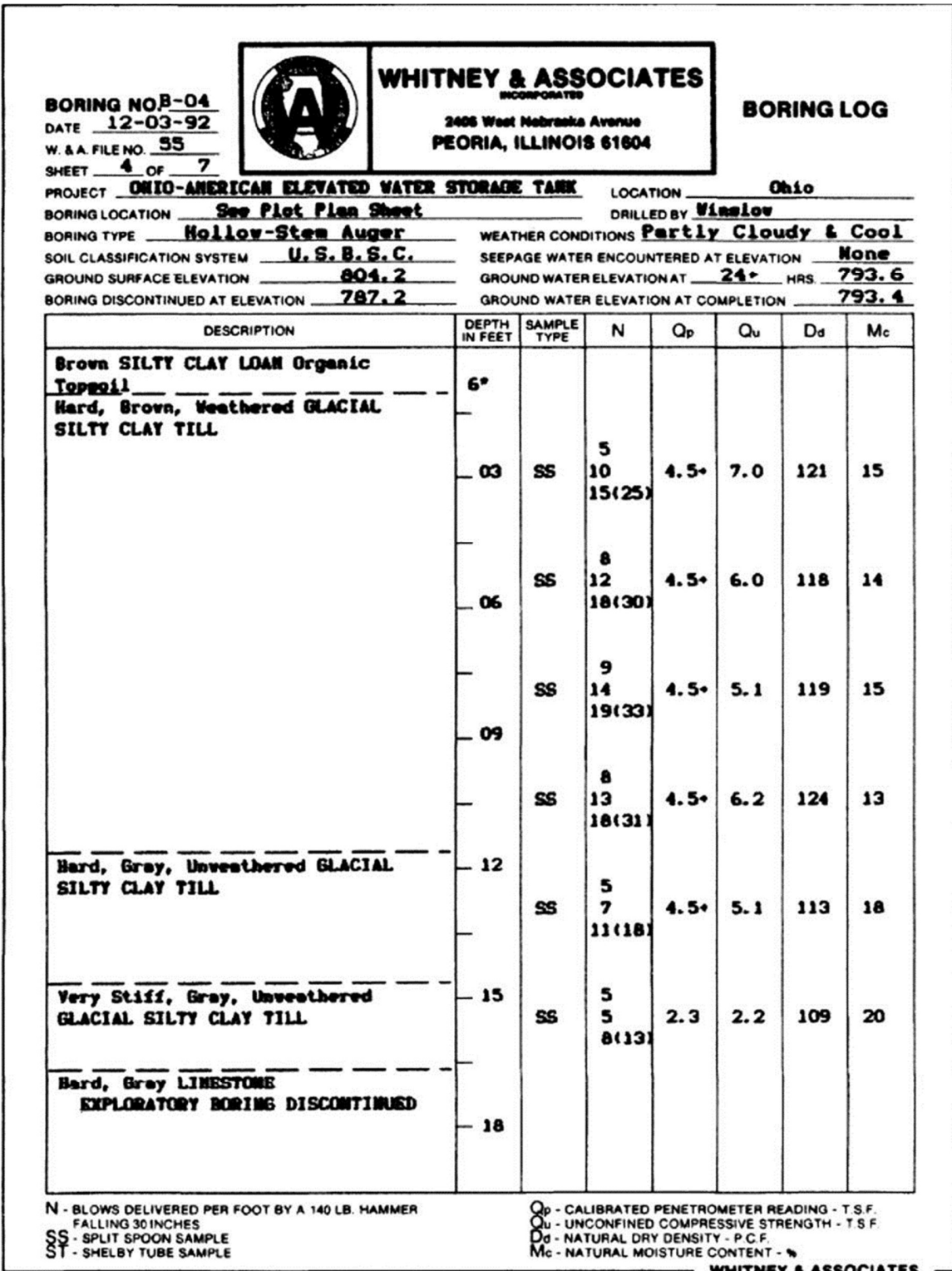


Figure 3-38 Boring log as furnished to client. N = SPT value; Qp = pocket penetrometer; Qu = unconfined compression test; Dd = estimated unit weight γ_s ; Mc = natural water content w_n in percent.