

GeoStru Formula

Part I GeoStru Fórmula	1
1 Clasificación de suelos	3
2 Ensayos penetrométricos	6
Ensayos penetrométricos dinámicos	7
Suelos incoherentes	8
Suelos cohesivos.....	17
Liquefacción	23
Ensayos penetrométricos estáticos	26
Suelos incoherentes	26
Suelos cohesivos.....	32
Licuefacción	40
Ensayos presiométricos	43
Part II Fórmulas GEO	44
1 Empuje de tierras	45
2 Consolidación	49
3 Mecánica de rocas	52
4 Permeabilidad	53
5 Talud indefinido	54
6 Condiciones dinámicas	55
Part III Database Suelos	57
Part IV Geoapp	58
1 Sección Geoapp	59
Part V Bibliografía	59
Part VI Contactos	63
Index	0

1 GeoStru Fórmula

GeoStru Formula ha sido proyectado y realizado para convertirse en una herramienta práctica y de apoyo para quienes al ejercer su profesión deben afrontar la vasta cantidad de argumentos que comprende la geotecnia.

Clasificación de suelos

Relación entre las propiedades: Índice de vacíos e , Porosidad n , Peso específico seco gd , Peso específico saturado $gsat$, Peso específico de los granos g , Contenido de agua w .

Correlaciones Ensayos Penetrométricos Dinámicos (SPT)

Suelos cohesivos

Cohesión no drenada: Terzaghi-Peck, SUNDA (1983)-Benassi Vannelli, Sanglerat, TERZAGHI & PECK (1948), U.S.D.M.S.M., Schmertmann (1975), Fletcher (1965), Houston (1960), Shioi - Fukui (1982), Begemann, De Beer, Robertson (1983).

Módulo edométrico: Stroud y Butler (1975), Vesic (1970), Trofimenkov (1974), Mitchell y Gardner, Buisman-Sanglerat.

Módulo de Young: Schultze-Menzenbach, D'Appollonia y otros (1983).

Peso específico: Meyerhof y otros.

Clasificación suelo: A.G.I.

Suelos incoherentes

Densidad relativa: Gibbs & Holtz (1957), Meyerhof (1957), Skempton (1986), Schultze & Menzenbach (1961).

Ángulo de rozamiento: Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956), Meyerhof (1956), Sowers (1961), Malcev (1964), Meyerhof (1965), Schmertmann (1977), Mitchell & Katti (1981), Shioi-Fukuni (1982), Japanese National Railway, De Mello, Owasaki & Iwasaki.

módulo edométrico: Buisman-Sanglerat, Begemann (1974), Farrent (1963), Menzenbach y Malcev.

módulo de Young: Terzaghi, Schmertmann (1978), Schultze-Menzenbach, D'Appollonia y otros (1970), Bowles (1982).

módulo de Poisson: A.G.I.

módulo de deformación al corte: Ohsaki & Iwasaki, Robertson y Campanella (1983).

Peso específico: Meyerhof y otros.

Clasificación suelos: A.G.I.

Velocidad ondas de corte: Ohta, Lee, Dikmen.

Comprobación a licuefacción: Seed (1979).

módulo Ko: Navfac (1971-1982).

Correlaciones Ensayos Penetrométricos Estáticos (CPT)

Ángulo de rozamiento: DeBeer, Caquot, Durgunoglu Mitchell, Herminier, Koppejan, Robertson- Campanella.

Peso específico: Meyerhof.

Módulo de Deformación de corte G: Imai y Tomauchi, Stokoe, Mayne Rix

Cohesión no drenada Cu: Begemann, DeBeer, Kjekstad, Lunne Eide, Lunn Kleven, Marsland, Rolf Larsson, Sunda, Terzaghi.

OCR Grado de sobre consolidación: Mayne, Stress History.

Módulo Edométrico: Buisman, Kulhawy, Lunne-Christoffersen, Mitchell, Robertson Campanella

Módulo de Young: Robertson, Schmertmann.

Licuefacción de los suelos: Robertson Wride.

Velocidad ondas de corte: Baldi, Jamiolkowski.

Correlaciones ensayos dilatométricos

Ángulo de Rozamiento: Marchetti, Robertson Campanella.

Coeficiente empuje al reposo Ko.

Cohesión no drenada.

Fórmulas Interactivas

Empuje de tierras

Criterio de rotura: Mohr-Coulomb (1773).

Coeficientes de empuje K0: Jaky (1948), Alpan (1967).

Coeficientes de empuje Ka, Kp: Rankine (1857), Muller Breslau (1924), Coulomb, Mononobe & Okabe (1926).

Consolidación

Coeficiente de consolidación primaria (Cv);

Índice de compresión (Ic): Skempton (1944), Terzaghi y Peck (1967);

Índice de recompresión (Cr): Nagaraj y Murthy 1985;

Factor de consolidación Tv.

Mecánica de rocas

módulo elástico Er: Barton, Serafim y Pereira (1983).

Permeabilidad

Terzaghi (1925), Slichter, Hazen (1991).;

Estabilidad de taludes

Talud indefinido: Análisis en condiciones drenadas y no drenadas en presencia de nivel freático.

Database Integrado

Constituye una rica librería de las características geotécnicas de los suelos. El usuario puede personalizar el database, compartido con el database central GEOSTRU. Cada vez que integramos con nuevos elementos, nuestros server notifica y transfiere al usuario final. El sistema de transferencia no se limita a la sustitución de los archivos sino que integra el database personalizado del usuario.

El mismo database lo comparten todas las aplicaciones GeoStru.

1.1 Clasificación de suelos

Un suelo es un agregado natural de granos minerales que se pueden separar con acciones mecánicas de no gran intensidad o con una agitación en agua.

Los términos más frecuentes para describir un suelo son: grava, arena, limo, arcilla.

En estado natural, los suelos están compuestos por una mezcla de dos o más de estos elementos. Las gravas y las arenas se conocen como suelos de grano grueso, mientras que los limos y las arcillas como suelos de grano fino.

Otra distinción que se puede hacer es entre suelos coherentes e incoherentes: los primeros, cuando son secos, presentan una resistencia tracción no despreciable, mientras que pierden su consistencia al impregnarse de agua; los segundos siempre presentan resistencia a tracción igual a cero.

Los suelos de grano grueso se reconocen principalmente en función del tamaño de los granos; la grava tiene granos de diámetros mayores a 2

mm, mientras que la arena está constituida por granos de diámetros entre 2 y 0,063 mm.

En los suelos de grano fino, los limos son los que representan la parte más gruesa y los que cuentan con poca o ninguna plasticidad y cohesión. Los limos, desde el punto de vista granulométrico, están comprendidos entre el límite inferior de las arenas y 0,002 mm.

Las arcillas, por su otro lado, son un agregado de partículas minerales laminares microscópicas y submicroscópicas, caracterizadas por las típicas capacidades coloidales de plasticidad, cohesión y capacidad de absorción de iones.

Nos es posible diferenciar un limo de una arcilla basándose solamente en las dimensiones de las partículas, ya que las propiedades físicas significativas de ambos materiales están relacionadas con las dimensiones de las partículas solo de forma indirecta, por lo tanto generalmente se utilizan otros criterios.

Para poder describir los suelos adecuadamente se efectúan algunas pruebas de clasificación que conducen a la definición de las propiedades.

PARTES QUE CONSTITUYEN EL SUELO

Las características de los suelos dependen básicamente de las fases que los constituyen. De hecho, la estructura de un suelo es consecuencia de los procesos de interacción entre las mismas partículas y el entorno.

Las fases (figura 1) de las que se compone un terreno son:

- fase sólida, representada por las partículas minerales
- fase líquida, representada por el agua intersticial
- fase gaseosa, representada por el aire

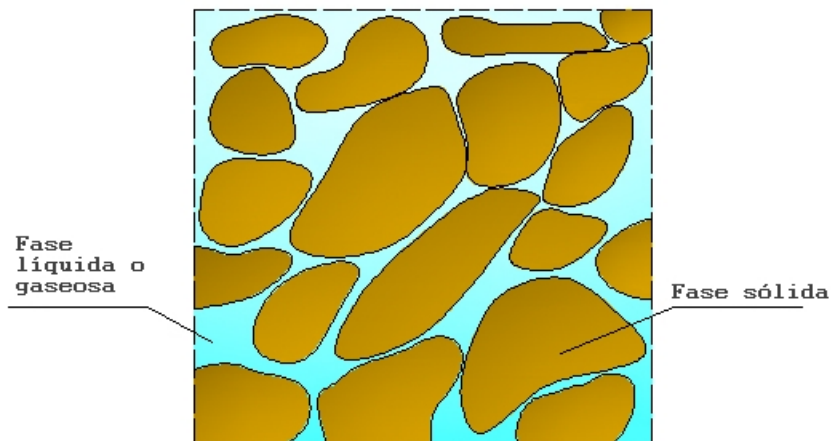


Figura 1 - Sección esquemática de una muestra de terreno

La fase gaseosa generalmente se considera sin peso, a diferencia de la fase sólida y de la fase líquida, que cuentan con peso. Generalmente la densidad del agua (γ_w) se supone igual a 1 g/cm^3 , aún si este valor es correcto a 4°C de temperatura.

PROPIEDADES ÍNDICES

Las propiedades índices establecen las relaciones de peso y volumen entre las diferentes fases.

Los principales índices son los siguientes:

Índice de vacíos e : volumen de vacíos en la fase sólida.

Resulta mayor que 1 cuando el volumen de vacío es mayor que el volumen de las partículas sólidas. Es una medida de densidad, por lo tanto una de las características más importantes para la definición de un suelo.

Porosidad n : volumen de vacíos referido volumen total.

así como el índice de vacíos, la porosidad es una medida de la densidad del suelo, pero es más aplicable en los problemas de filtración. Normalmente se expresa como un porcentaje.

Peso específico seco γ_d : Peso de las partículas sólidas, dividido por el volumen total de la muestra;

Peso específico saturado γ_{sat} : Relación entre peso del total de una muestra saturada y el volumen total;

Peso específico de los granos γ : relación entre peso específico de la parte sólida y peso específico del agua;

Contenido de agua w : relación entre peso de la fase líquida y peso de la fase sólida; normalmente se expresa como porcentaje y algunas veces se indica como porcentaje de humedad. Este índice es significativo para suelos, ya que puede establecer correlaciones con el comportamiento mecánico.

RELACIONES EXISTENTES ENTRE LAS PROPIEDADES

Entre las propiedades índice existen varias correlaciones, tal como se aprecia en la siguiente tabla:

DATO	QUANTITA' CERCATE					
Quantità	Peso specifico G	Peso di volume secco γ_d	Peso di volume saturo γ_{sat}	Contenuto in acqua w	Porosità n	Indice dei vuoti e
$G; \gamma_d$	-	-	$\left(1 + \frac{1}{G}\right) \gamma_d + \gamma_w$	$\left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{G \gamma_w}\right) \gamma_w$	$1 - \frac{\gamma_d}{G \gamma_w}$	$\frac{G \gamma_w}{\gamma_d} - 1$
$G; \gamma_{sat}$	-	$\frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{G - 1} G$	-	$\frac{G \gamma_w - \gamma_{sat}}{(\gamma_{sat} - \gamma_w) G}$	$\frac{G \gamma_w - \gamma_{sat}}{(G - 1) \gamma_w}$	$\frac{G \gamma_w - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$
$G; w$	-	$\frac{G}{1 + w G} \gamma_w$	$\frac{1 + w}{1 + w G} G \gamma_w$	-	$\frac{w G}{1 + w G}$	$w G$
$G; n$	-	$G(1 - n) \gamma_w$	$[G - n(G - 1)] \gamma_w$	$\frac{n}{G(1 - n)}$	-	$\frac{n}{(1 - n)}$
$G; e$	-	$\frac{G}{1 + e} \gamma_w$	$\frac{G + e}{1 + e} \gamma_w$	$\frac{e}{G}$	$\frac{e}{1 + e}$	-
$\gamma_d; \gamma_{sat}$	$\frac{\gamma_d}{\gamma_w + \gamma_d - \gamma_{sat}}$	-	-	$\frac{\gamma_{sat} - 1}{\gamma_d}$	$\frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_w}$	$\frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_w + \gamma_d - \gamma_{sat}}$
$\gamma_d; w$	$\frac{\gamma_d}{\gamma_w - w \gamma_d}$	-	$(1 + w) \gamma_d$	-	$w \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	$\frac{w \gamma_d}{\gamma_w - w \gamma_d}$
$\gamma_d; n$	$\frac{\gamma_d}{(1 - n) \gamma_w}$	-	$\gamma_d + n \gamma_w$	$\frac{n \gamma_w}{\gamma_d}$	-	$\frac{n}{(1 - n)}$
$\gamma_d; e$	$(1 + e) \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$	-	$\frac{e \gamma_w}{(1 + e)} + \gamma_d$	$\frac{e}{1 + e} \frac{\gamma_w}{\gamma_d}$	$\frac{e}{1 + e}$	-
$\gamma_{sat}; w$	$\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w - w(\gamma_{sat} - \gamma_w)}$	$\frac{\gamma_{sat}}{1 + w}$	-	-	$\frac{w \gamma_{sat}}{(1 + w) \gamma_w}$	$\frac{w \gamma_{sat}}{\gamma_w - w(\gamma_{sat} - \gamma_w)}$
$\gamma_{sat}; n$	$\frac{\gamma_{sat} + n \gamma_w}{(1 - n) \gamma_w}$	$\gamma_{sat} - n \gamma_w$	-	$\frac{n \gamma_w}{\gamma_{sat} - n \gamma_w}$	-	$\frac{n}{(1 - n)}$
$\gamma_{sat}; e$	$(1 + e) \frac{\gamma_{sat} - e}{\gamma_w}$	$\gamma_{sat} - \frac{e}{(1 + e)} \gamma_w$	-	$\frac{e \gamma_w}{\gamma_{sat} + e(\gamma_{sat} - \gamma_w)}$	$\frac{e}{1 + e}$	-
$w; n$	$\frac{n}{(1 - n) w}$	$\frac{n}{w} \gamma_{sat}$	$n \left(\frac{1 + w}{w} \right) \gamma_w$	-	-	$\frac{n}{(1 - n)}$
$w; e$	$\frac{e}{w}$	$\frac{e}{(1 - e) w} \gamma_w$	$\frac{e}{w} \left(\frac{1 + w}{1 + e} \right) \gamma_w$	-	$\frac{e}{1 + e}$	-

1.2 Ensayos penetrométricos

El penetrómetro es un instrumento que permite sondear la estructura y la resistencia de los suelos. Introducido a partir de 1930, es cada vez

más utilizado, en sus diferentes versiones, al proyectar o construir obras.

Los penetrómetros pueden ser en dinámicos (a percusión) o estáticos (a presión) o mixtos.

El procedimiento del ensayo penetrométrico consiste básicamente en insertar una sonda metálica en el suelo y en medir la resistencia a la penetración que presenta el terreno, a medida que aumenta la profundidad. Con los datos así obtenidos, es posible deducir una serie de informaciones sobre las características de los diferentes estratos atravesados y sobre la capacidad de resistencia del suelo.

El ensayo penetrométrico estático, conocido como CPT por su nombre en inglés "Cone Penetration Test", fue utilizado las primeras veces en 1917 por parte del ferrocarril estatal sueco; en 1927 por parte del ferrocarril danés y en 1935 por parte del departamento holandés de labores públicas.

El ensayo penetrométrico estándar o dinámico, conocido como SPT por su nombre en inglés "Standard Penetration Test" y desarrollado en USA en 1927, es muy empleado y se efectúa según procedimientos estándar, haciendo caer una masa de 63.5 kg desde una altura de 760 mm. Se registra el número de golpes (NSPT) necesarios para hacer avanzar 30 cm un muestreador estándar.

1.2.1 Ensayos penetrométricos dinámicos

El ensayo penetrométrico dinámico consiste en hincar en el terreno una punta conica (en tratos consecutivos δ) midiendo el numero de golpes N necesarios.

Los ensayos Penetrométricos Dinámicos son muy conocidos e utilizados en el campo por los geólogos y geotécnicos dada su simplicidad ejecutiva, economía y rapidez de ejecución.

Su elaboración, interpretación y visualización gráfica consiente "catalogar y crear parámetros" del suelo atravesándolo con una imagen continua, que permite también hacer una comparación de las durezas de los diferentes niveles atravesados y una correlación directa con sondeos para la determinación estratigráfica.

La sonda penetrométrica permite además reconocer bastante bien el espesor de los mantos del subsuelo, la cota de eventuales niveles freáticos y superficies de rotura sobre los taludes, así como la consistencia del terreno en general.

La utilización de los datos recabados de correlaciones indirectas y haciendo referencia a varios autores, debe de todas formas hacerse con cautela y si es posible, después de experiencias geológicas adquiridas en la zona.

Los elementos característicos del penetrómetro dinámico son los siguientes:

- peso masa de golpeo M
- altura de caída libre H
- punta cónica: diámetro base cono D, área base A (ángulo de apertura α)
- Avance (penetración) d
- presencia o no del revestimiento externo (lodos bentoníticos).

Correlación con Nspt

Ya que el ensayo de penetración estándar (SPT) representa hoy en día uno de los medios más conocidos y económicos para adquirir información sobre el subsuelo, la mayor parte de las correlaciones existentes tienen que ver con los valores del número de golpes Nspt obtenido con dicha prueba, por lo tanto se presenta la necesidad de relacionar el número de golpes de un ensayo dinámico con Nspt. El pasaje se da por:

$$N_{spt} = \beta t^{\times} N$$

βt : Coeficiente de correlacion.

1.2.1.1 Suelos incoherentes

ÁNGULO RESISTENCIA AL CORTE

Sowers=34.16 (Arenas en profundidad menor a 4 m)

$$\varphi = 28 + 0.28 \cdot NSPT$$

Sowers 1961. Correlación válida para arenas en profundidad inferior a 4 metros

Meyerhof=33.34 (Arenas y arenas limosas)

$$\varphi = a + b \cdot NSPT - c \cdot NSPT^2$$

Meyerhof. Arenas y Limo 1965

Arenas y Limo $\leq 5\%$: $a = 29.47$, $b = 0.46$, $c = 0.004$

Arenas y Limo $> 5\%$: $a = 23.7$, $b = 0.57$, $c = 0.006$

DeMello=34.58 (Arenas prof. mínima de 2 4 m)

$$\varphi = 19 - 3.8 \cdot \sigma_{pv0} + 8.73 \cdot \log(NSPT)$$

De Mello 1971, Correlación válida para arenas con prof. mínima de 2 metros
 σ_{pv0} : kg/cm²

Muromachi=36.42 (Suelos incoherentes)

$$\varphi = 3.5 \cdot \sqrt{NSPT} + 20$$

Schmertmann=36.50 (Arenas y gravas)

$$\varphi = a + b \cdot Dr$$

Arenas finas uniformes: $a = 28$, $b = 0.14$

Arenas medianas uniformes: $a = 31.5$, $b = 0.115$

Arenas medianas gradadas, Arenas gruesas uniformes: $a = 34.5$, $b = 0.1$

Arenas, gravas poco limosas, gravas: $a = 38$, $b = 0.08$

Gravas: $a = 34.5$, $b = 0.1$

Dr = densidad relativa [%]

Peck=33.29 (Arenas y gravas)

$$\frac{NSPT_{corr}}{35}$$

Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956

Válida para suelos no suaves en prof. menor 5 mt.

Correlación válida para arenas y gravas representa valores promedio

Correlación histórica muy usada, válida en prof. menor 5 mt. para suelos sobre nivel freático

Para suelos en nivel freático (tensiones menores 8-10 t/mq)

Shioi=33.60 (Arenas)

$$\varphi = (a \cdot NSPT_{corr})^b + c$$

Shioi-Fukuni 1982

Arenas: $a = 15$, $b = 0.5$, $c = 15$

Gravas: $a = 0.3$, $b = 1$, $c = 27$

Japanese=33.60 (Limos arenosos)

$$\varphi = 0.3 \cdot NSPT_{corr} + 27$$

Japanese National Railway (Limi siltosi-sabbiosi)

Malcev=27.62 (Arenas y gravas)

$$\varphi = 25 - 5 \cdot \log_{10}(\sigma_{Vo}) + 3.73 \cdot \log_{10}(NSPT_{corr})$$

Malcev 1964, Para arenas en general en prof. > 2 mt.
 σ_{Vo} : Presión litostática efectiva en medio estrato, en kg/cm^2

DENSIDAD RELATIVA

Bazara=48.12

$$Dr = \sqrt{\frac{NSPT_{corr}}{20(a+b \cdot \sigma_{Vo})}} \cdot 100$$

Densità Relativa % (Bazara)
 σ_{Vo} : tensione in kg/cm^2
 $\sigma_{Vo} * 10 < 7.32$: a= 1, b= 2
 $\sigma_{Vo} * 10 > 7.32$: a= 3.25, b= 0.5

Meyerhof=51.21

$$Dr = 21 \cdot \sqrt{\frac{NSPT_{corr}}{t_{eff} + 0.7}}$$

Densità Relativa % (Meyerhof 1957)
 t_{eff} : tensione efficace in kg/cm^2

Schultze=56.24 (Per sabbie fini e ghiaiose NC)

$$Dr = 2.718282^{0.478 \log NSPT_{corr} - 0.262 \log \sigma_{Vo} + 2.84}$$

Densità Relativa % (Schultze Menzenbach 1961) per sabbie fini e ghiaiose NC. Metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC. Per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato
 σ_{Vo} : t/m^2

Skempton=54.08 (Limi e sabbie)

$$a: Dr = 6.2277645 + 3.1873281 \cdot NSPT_{corr} - 0.05536254 \cdot NSPT_{corr}^2 + 0.0004253959 \cdot NSPT_{corr}^3$$

$$b: Dr = 10 \cdot \sqrt{\frac{NSPT_{corr} \sqrt{\frac{98}{32 + 0.288 \cdot t_{eff} \cdot 98.0665}}}{32 + 0.288 \cdot t_{eff} \cdot 98.0665}}$$

Densità Relativa % (Skempton 1986)
a: Limi e sabbie. Elaborazione valida per sabbie NC e SC immettendo i dati granulometrici del campione (Coefficiente di uniformità della curva granulometrica $U = D_{60}/D_{10}$ ed il grado di consolidazione (NC per normalconsolidato) o per sovrconsolidazione (GSC=3-10)
b: Sabbie da fini a grossolane in terreni NC (Skempton 1986). Elaborazione valida per sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato per limi sottostimato
 t_{eff} in kg/cm^2

VELOCIDAD ONDAS DE CORTE

Ohta=152.60 (Limi, sabbie, ghiaie)

$$v_s = 54.33 \cdot \sqrt[0.173]{NSPT_{corr}} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \frac{z}{0.303}^{0.193}$$

alpha: coefficiente che dipende dall'età del deposito.
 Depositi recenti OLOCENICI: alfa = 1; Depositi del terziario PLEISTOCENICI: alfa = 1.303
 Beta: coefficiente funzione della composizione granulometrica
 Limi e argille: beta = 1; Sabbie: beta = 1.09; Sabbie e ghiaie: beta = 1.19
 z: profondità in metri

Lee=284.06 (Limo, sabbie, argille)

$$v_s = a \cdot NSPT^b$$

Sabbia: a = 57.4, b = 0.49
 Argilla: a = 114.3, b = 0.31
 Limo: a = 105.64, b = 0.32

Dikmen=194.01 (Limo, sabbie, argille)

$$v_s = a \cdot NSPT^b$$

Sabbie: a = 73, b = 0.33
 Limi: a = 60, b = 0.36
 Argille: a = 44, b = 0.48
 Altri: a = 58, b = 0.39

PESO ESPECÍFICO

Meyerhof=2.03 (Assenza di falda)

$$\gamma = 1.29968 + 0.05291 \cdot NSPT_{corr} - 0.00106 \cdot (NSPT_{corr}^2 + 7.58E - 06 \cdot NSPT_{corr}^3)$$

Terzaghi=2.44 (Presenza di falda)

$$\gamma = a + b \cdot NSPT_{corr}$$

Terzaghi-Peck 1948-1967, Peso saturo. Correlazione valida per terreni incoerenti
 NSPTcorr <= 50: a = 1.8559, b = 0.0062
 NSPTcorr > 50: a = 2.0414, b = 0.0021

MÓDULO EDOMÉTRICO

Menzenbach=115.88 (Sabbia fine)

$$E_d = a \cdot NSPT_{corr} + 38$$

Limo con Sabbia (Grecia) (Begemann 1974)
Sabbia fine: a = 3.54
Sabbia media: a = 4.46
Sabbia e ghiaia: a = 10.46
Sabbia ghiaiosa: a = 11.84

Begemann=72.65 (Sabbia fine)

$$E_d = a + NSPT_{corr} + b$$

Limo con Sabbia (Grecia) (Begemann 1974)
Limo con sabbia: a = 2.05403, b = 27.46451
Ghiaia con sabbia: a = 9.1, b = 93

Farrent=156.20 (Sabbie)

$$E_d = 7.1 \cdot NSPT_{corr}$$

Sabbie (Farrent 1963)

Buisman, Sabbie=132.00 (Sabbie)

$$E_d = a \cdot NSPT_{corr}$$

Buisman-Sanglerat
Sabbie: a = 6
Sabbie con argilla: a = 8

Buisman, Sabbie Argille=176.00 (Sabbie argillose)

$$E_d = a \cdot NSPT_{corr}$$

Buisman-Sanglerat
Sabbie: a = 6
Sabbie con argilla: a = 8

MÓDULO ELÁSTICO

Bowles Sabbia argillosa=118.40 (Sabbia argillosa)

$$E_y = a \cdot (NSPT_{corr} + b)$$

Bowles (1982)
 Sabbia argillosa: a= 3.2, b= 15
 Sabbia limosa e Limo sabbioso: a=3, b= 6
 Sabbia media: a= 5, b= 15
 Sabbia e ghiaia: a= 12, b=6

Bowles Sabbia limosa e Limo sabbioso=84.00 (Sabbia limosa e Limo sabbioso)

$$E_y = a \cdot (NSPT_{corr} + b)$$

Bowles (1982)
 Sabbia argillosa: a= 3.2, b= 15
 Sabbia limosa e Limo sabbioso: a=3, b= 6
 Sabbia media: a= 5, b= 15
 Sabbia e ghiaia: a= 12, b=6

Bowles Sabbia media=185.00 (Sabbia media)

$$E_y = a \cdot (NSPT_{corr} + b)$$

Bowles (1982)
 Sabbia argillosa: a= 3.2, b= 15
 Sabbia limosa e Limo sabbioso: a=3, b= 6
 Sabbia media: a= 5, b= 15
 Sabbia e ghiaia: a= 12, b=6

Bowles Sabbia e ghiaia=336.00 (Sabbia e ghiaia)

$$E_y = a \cdot (NSPT_{corr} + b)$$

Bowles (1982)
 Sabbia argillosa: a= 3.2, b= 15
 Sabbia limosa e Limo sabbioso: a=3, b= 6
 Sabbia media: a= 5, b= 15
 Sabbia e ghiaia: a= 12, b=6

Dapollonia Sabbia=345.00 (Sabbia)

$$E_y = a \cdot NSPT_{corr} + 180$$

D'Appollonia ed altri 1970
 Sabbia: a= 7.5, b=180
 Ghiaia e sabbia: a= 7.71, b=191 Sabbia: a= 10.63, b=375

Dapollonia Ghiaia e Sabbia NC=360.62 (Ghiaia e Sabbia NC)

$$E_y = a \cdot NSPT_{corr} + 180$$

D'Appollonia ed altri 1970
 Sabbia: a= 7.5, b=180
 Ghiaia e sabbia: a= 7.71, b=191 Sabbia: a= 10.63, b=375

Dapollonia Sabbia SC=608.86 (Sabbia SC)

$$E_y = a \cdot NSPT_{corr} + 180$$

D'Appollonia ed altri 1970
 Sabbia: a= 7.5, b=180
 Ghiaia e sabbia: a= 7.71, b=191 Sabbia: a= 10.63, b=375

Schmertmann Sabbie Fini=176.00 (Sabbie Fini)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
 Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
 Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
 Sabbia grossolana: a=2, b= 10. c=0
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
 Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schmertmann Sabbia media=264.00 (Sabbia media)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
 Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
 Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
 Sabbia grossolana: a=2, b= 10. c=0
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
 Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schmertmann Sabbia Grossolana=440.00 (Sabbia Grossolana)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
 Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
 Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
 Sabbia grossolana: a=2, b= 10. c=0
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
 Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schmertmann Limi siltosi Sabbiosi Valore minimo=136.73 (Limi siltosi Sabbiosi Valore minimo)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
 Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
 Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
 Sabbia grossolana: a=2, b= 10. c=0
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
 Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schmertmann Limi siltosi Sabbiosi Valore massimi=192.16 (Limi siltosi Sabbiosi Valore massimi)

$$E_y = a \cdot b \cdot NSPT_{corr} - c$$

Schmertmann (1978)
 Sabbie fini: a= 2, b= 4, c=0
 Sabbia media: a=2, b= 6, c=0
 Sabbia grossolana: a=2, b= 10, c=0
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 6.29781, b=1, c= 1.82356
 Limi siltosi sabbiosi valore massimo: a= 8.74759, b=1, c= 0.28389

Schultze Sabbie Fini=215.70 (Sabbie Fini)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymax} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Sabbia media=174.40 (Sabbia media)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymax} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Sabbia limosa=161.70 (Sabbia limosa)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymax} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Limi siltosi Sabbiosi Valore minimo=148.60 (Limi siltosi Sabbiosi Valore minimo)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymax} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Sabbia ghiaiosa=344.90 (Sabbia ghiaiosa)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymax} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Schultze Ghiaia e Sabbia=362.20 (Ghiaia e Sabbia)

$$E_{ymin} = a + b \cdot NSPT_{corr} - c$$

$$E_{ymax} = a + b \cdot NSPT_{corr} + c$$

Schultze-Menzenbach
 Sabbie fini (assenza di falda): a= 52, b= 3.3, c= 19.3
 Sabbie fini (presenza di falda): a= 71, b= 4.9, c= 36.9
 Sabbia media: a= 39, b= 4.5, c= 36.4
 Sabbia limosa: a= 24, b= 5.3, c=21.1
 Limi siltosi sabbiosi valore minimo: a= 12, b= 5.8, c=9
 Sabbia ghiaiosa: a= 43, b= 11.8, c=42.3
 Sabbia e ghiaia: a= 38, b= 10.5, c=93.2

Terzaghi=334.80 (Terzaghi Per sabbia pulita e sabbia con ghiaia)

$$E_y = (7 \cdot \sqrt{NSPT_{corr}}) \cdot 10.197$$

Terzaghi Per sabbia pulita e sabbia con ghiaia

MÓDULO DE CORTE

Robertson=826.29 (Sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0.5 - 4.0 kg/cmq)

$$G' = 125 \cdot NSPT_{corr}^{0.611}$$

Robertson e Campanella (1983) e Imai Tonouchi (1982)
elaborazione valida per sabbie e per
tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq

Ohsaki. Sabbie con limo=1238.39 (Sabbie con fine plastico (limo o argilla))

$$G' = \frac{a \cdot NSPT_{corr}^b}{10}$$

Ohsaki Iwasaki
Sabbie con fine plastico (limo o argilla): a= 1182, b= 0.76
Sabbie pulite: a= 650, b= 0.94

Ohsaki. Sabbie pulite=1187.93 (Sabbie pulite)

$$G' = \frac{a \cdot NSPT_{corr}^b}{10}$$

Ohsaki Iwasaki
Sabbie con fine plastico (limo o argilla): a= 1182, b= 0.76
Sabbie pulite: a= 650, b= 0.94

COEFICIENTE DE POISSON

Poisson Fi=37.65=0.28 (Angolo di resistenza a taglio di: 37.65)

$$\nu = \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi}$$

Modulo di Poisson Mu (A.G.I.)

Poisson Fi=33.34=0.31 (Angolo di resistenza a taglio di: 33.34)

$$\nu = \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi}$$

Modulo di Poisson Mu (A.G.I.)

Con cada autor, se presenta un valor del parámetro correspondiente, relacionado a un terreno de características promedio.

1.2.1.2 Suelos cohesivos

COHESIÓN NO DRENADA

Begemann=1.79

$$C_u = \frac{2.5 \cdot NSPT_m - \sigma_{v0} \cdot 10}{14}$$

σ_{v0} : kg/cm²

DeBeer=2.75

$$C_u = \frac{2.5 \cdot NSPT_m}{20}$$

Fletcher=1.85

$$C_u = \frac{0.1844 \cdot NSPT_m - 0.00074 \cdot NSPM_m^2}{2}$$

Houston=2.27

$$C_u = \frac{0.00126 \cdot (NSPT_m^2 + 0.1384 \cdot NSPT_m + 0.889)}{2}$$

Sanglerat=1.46 (Argille Limose Sabbiose Poco Coerenti)

$$C_u = \frac{1.33 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Sanglerat=2.75 (Argille Plastiche)

$$C_u = \frac{2.5 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Argille plastiche

Sanglerat=2.20 (Argille Siltose)

$$C_u = \frac{2 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Argille siltose

Sanglerat=2.23 (Terreni Coesivi Saturi)

$$C_u = \frac{\frac{2.5 \cdot NSPT_m}{0.8} \cdot 0.5 - 1}{15}$$

Terreni coesivi saturi da dati penetrometro statico

Schmertmann=2.18 (Valori minimi)

$$C_u = 0.0954 \cdot NSPT_m^{1.01187}$$

valore medio

Schmertmann=1.54 (Valori massimi)

$$C_u = 0.7 \cdot NSPT_m \cdot 0.1$$

valore massimo

ShioiFukui=2.20 (Argille Alta Plasticità)

$$C_u = 0.1 \cdot NSPT_m$$

valori per argille ad alta plasticità

ShioiFukui=1.10 (Argille Media Plasticità)

$$C_u = NSPT_m \cdot 0.05$$

valori per argille a media plasticità

ShioiFukui=1.10 (Valori Massimi Suoli Poco Coerenti Plastici)

$$C_u = \frac{NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

valori massimi per suoli poco coerenti e plastici

ShioiFukui=0.55 (Valori Minimi Suoli Poco Coerenti Plastici)

$$C_u = \frac{NSPT_m \cdot 0.05}{2}$$

valori minimi per suoli poco coerenti e plastici

Terzaghi-Peck=1.49 (Argille Limose Siltose Mediamente Plastiche)

$$C_u = \frac{1.35 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Argille limose-siltose mediamente plastiche

Terzaghi-PeckK=1.60 (Argille Marnose Fratturate)

$$C_u = \frac{1.45 \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Argille - argille marnose alterate-fratturate

Terzaghi-PeckK=1.49 (Argille Sabbiose Siltose NC)

$$C_u = \frac{a \cdot NSPT_m \cdot 0.1}{2}$$

Coesione non drenata. Terzaghi Peck (Kg/cm²)
Argille sabbiose-siltose Normal Consolidate con Nspt<8
a= 1.25 per NSPT_m<8, a=1.35 altrimenti

PESO ESPECÍFICO

Meyerhof=2.11 (Assenza di falda)

$$\gamma = 1.3936 + 0.0918 \cdot NSPT_m + \\ - 0.004 \cdot NSPT_m^2 + 6.2E-05 \cdot NSPT_m^3$$

Bowles=2.14 (Presenza di falda)

$$\gamma_{sat} = \frac{1}{a - b \cdot NSPT}$$

Correlazioni di Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967
NSPT<18: a= 0.5449, b= 0.0025
NSPT>=18: a= 0.59, b= 0.0056

MÓDULO EDOMÉTRICO

Buisman=220.00 (Argille compatte)

$$E_d = 2.5 \cdot NSPT \cdot a$$

argille compatte (Nspt<30) medie e molli (Nspt<4)
 NSPT ≤ 10: a = 5
 NSPT > 10: a = 4

Buisman=165.00 (Argille Sabbiose)

$$E_d = 2.5 \cdot NSPT \cdot a$$

argille argille sabbiose con Nspt = 6-12
 NSPT ≤ 10: a = 2
 NSPT > 10: a = 3

Stroud-Butler=100.94 (Litotipi Media Plasticità)

$$E_d = 4.588 \cdot NSPT$$

litotipi a media plasticità

Stroud-Butler=134.60 (Litotipi Medio Bassa Plasticità)

$$E_d = 6.118 \cdot NSPT$$

litotipi a medio-bassa plasticità (IP < 20)

Trofimenkov=226.18

$$E_d = 10.1993 \cdot NSPT + 1.7919$$

Vesic=330.00 (Argille Molli Valori Massimi)

$$E_d = 10 \cdot 1.5 \cdot NSPT_m$$

argille molli - valori massimi

Vesic=198.00 (Argille Molli Valori Minimi)

$$E_d = 6 \cdot 1.5 \cdot NSPT_m$$

argille molli - valori minimi

MÓDULO ELÁSTICO

Schultze=232.60 (Limi Coerenti Limi Argillosi IP < 15)

$$E_y = 4 + 11.5 \cdot NSPT - 24.4$$

limi coerenti e limi argillosi con IP ≤ 15

Schultze=281.40 (Limi Coerenti Limi Argillosi IP > 15)

$$E_y = 4 + 11.5 \cdot NSPT + 24.4$$

limi coerenti e limi argillosi con IP > 15

Con cada autor, se presenta un valor del parámetro correspondiente, relacionado a un terreno de características promedio.

1.2.2 Liquefacción

El **método de Seed e Idriss** (1982) es el más conocido e utilizado de los métodos simplificados para la estimación de la susceptibilidad a la licuefacción y requiere conocer solo algunos pocos parámetros geotécnicos: la granulometría, el número de golpes en el ensayo SPT, la densidad relativa, el peso específico. Para determinar el valor del coeficiente reductivo r_d se utiliza la fórmula empírica propuesta por **Iwasaki** et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

Mientras que para el factor de corrección MSF se hace referencia a los valores presentados en la Tabla 1, obtenidos de varios estudiosos, entre los cuales **Seed H. B. e Idriss I. M** (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitud	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00

8.0	0.94
8.5	0.89

La resistencia a la licuefacción **CRR**, se calcula en función de la magnitud, del número de golpes en el ensayo SPT, de la presión vertical efectiva, de la densidad relativa. .

El gráfico (Fig. 1) se obtiene seleccionando los casos de suelos en donde hubo licuefacción y no licuefacción durante los sismos. Se calcula inicialmente el número de golpes corregido en la cota deseada para tener en cuenta la presión litostática mediante la siguiente expresión:

$$(N_{1.60}) = C_N \cdot N_m$$

donde:

N_m es el número promedio de golpes en el ensayo penetrométrico estándar SPT y **C_N** un coeficiente de corrección que se determina con la razón :

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

donde:

σ'vo es la presión vertical efectiva;

Pa la presión atmosférica expresada en las mismas unidades de **σ'vo**;

n un exponente que depende de la densidad relativa del terreno (Fig. 2).

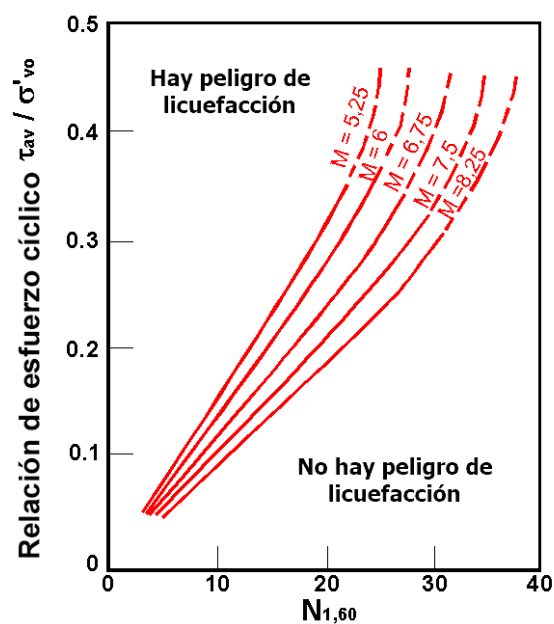


Figura 1 – Correlación entre CSR y $N_{1.60}$.

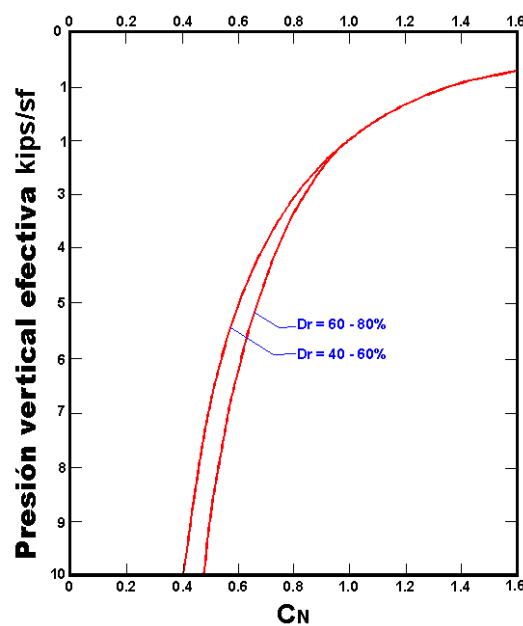


Figura 2 – Coeficiente correctivo C_N

Ha sido demostrado que para un sismo de magnitud igual a 7,5 CRR se puede indicar con la siguiente expresión:

$$CRR \approx \frac{N_{1.60}}{90}$$

Se aplica entonces la:

$$F_S = \frac{CRR}{CSR}$$

si $F_S > 1,3$ el depósito no es licuefactible.

Los autores han precisado que este procedimiento es válido para arenas con $D_{50} > 0,25$ mm; para arenas limosas y limos sugieren corregir el valor de $N_{1,60}$ mediante la siguiente fórmula:

$$(N_{1,60})_{CS} = N_{1,60} + 7.5$$

1.2.3 Ensayos penetrométricos estáticos

El ensayo penetrométrico estático, o CPT (Cone Penetration Test), es una prueba que se lleva a cabo in situ para poder determinar la estratificación e las propiedades mecánicas del suelo. Desarrollado en los años '50 en Holanda, hoy en día es usado internacionalmente.

El ensayo consiste en hincar una punta de forma cónica en el terreno. Mientras avanza la punta, lo cual se da a velocidad constante, se miden la resistencia a la penetración y el rozamiento lateral. En algunos penetrómetros se pueden montar sensores adicionales, como por ejemplo transductores de presión, que permiten obtener más información y mayor precisión en el ensayo: en este caso se habla de CPTU, o acelerómetros para realizar un ensayo sísmico en el hoyo.

1.2.3.1 Suelos incoherentes

ÁNGULO DE RESISTENCIA AL CORTE

DeBeer=14.01 (Sabbie NC)

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p}$$

Sabbie NC non cementate per prof. > 2 mt
 σ_p : kg/cm²

DeBeer=16.01 (Sabbie OC)

$$\varphi = 5.9 + 4.76 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p} + 2$$

Sabbie OC per prof. > 2 mt
 σ_p : kg/cm²

Caquot=18.26 (Sabbie NC)

$$\varphi = 9.8 + 4.96 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p}$$

Valida per sabbie NC non cementate per prof. > 2 mt. terreni saturi o > 1 mt. non saturi σ_p : kg/cm²

Caquot=20.26 (Sabbie OC)

$$\varphi = 9.8 + 4.96 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p} + 2$$

Valida per sabbie OC per prof. > 2 mt, terreni saturi o > 1 mt. non saturi σ_p : kg/cm²

Durgunoglu Mitchell=23.00 (Sabbie NC)

$$\varphi = 14.4 + 4.8 \cdot \log R_p - 4.5 \cdot \log \sigma_p$$

Sabbie NC
 σ_p : kg/cm²

Durgunoglu Mitchell=25.00 (Sabbie OC)

$$\varphi = 14.4 + 4.8 \cdot \log R_p - 4.5 \cdot \log \sigma_p + 2$$

Sabbie OC
 σ_p : kg/cm²

Hemminier=21.58 (Sabbie OC)

$$\varphi = -6.6276E - 05 \cdot \left(\frac{R_p - \frac{\sigma_p}{\sigma_p}}{\sigma_p} \right)^2 + 0.0756 \cdot \frac{R_p - \frac{\sigma_p}{\sigma_p}}{\sigma_p} + 21.0647$$

sabbie OC
 σ : kg/cm²
 σ_p : kg/cm²

Koppejan=14.68 (Sabbie NC)

$$\varphi = 5.8 + 5.21 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p}$$

Sabbie NC non cementate per prof. > 2 mt
 σ_p : kg/cm²

Koppejan=16.68 (Sabbie OC)

$$\varphi = 5.8 + 5.21 \cdot \log \frac{R_p}{\sigma_p} + 2$$

Sabbie OC non cementate per prof. > 2 mt
 σ_p : kg/cm²

Robertson-Campanella=19.26 (Sabbie non cementare quarzose)

$$\begin{aligned} \varphi &= \arctan \alpha \cdot \frac{180}{\pi} \\ b &= \log_{10} \frac{R_p}{\sigma_p} \\ b < 1.1853: \alpha &= \frac{b}{2.1186} \\ b > 1.1853: \alpha &= \frac{b + 0.3278}{2.7056} \end{aligned}$$

Per sabbie non cementare quarzose
 σ_p : kg/cm²

VELOCIDAD ONDAS DE CORTE

Baldi-Alluvionale=304.85

$$v_s = \frac{a \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$$

$p a = 101.325$
 alluvionale: $a = 123.9$, $b = 0.251$
 pleistocenica: $a = 82.5$, $b = 0.357$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 112.5$, $b = 0.274$
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

Baldi-Pleistocenica=265.30

$$v_s = \frac{a \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$$

$p a = 101.325$
 alluvionale: $a = 123.9$, $b = 0.251$
 pleistocenica: $a = 82.5$, $b = 0.357$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 112.5$, $b = 0.274$
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

Baldi-Alluvionale Pleistocenica=293.36

$$v_s = \frac{a \left(\frac{Q_c}{p a} \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$$

$p a = 101.325$
 alluvionale: $a = 123.9$, $b = 0.251$
 pleistocenica: $a = 82.5$, $b = 0.357$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 112.5$, $b = 0.274$
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

Jamiolkowski-Alluvionale=288.73

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Jamiolkowski 1985
 alluvionale: $a = 241$, $b = 0.235$
 pleistocenica: $a = 229.7$, $b = 0.245$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 229.7$, $b = 0.253$
 σ_p : kg/cm²

Jamiolkowski-Pleistocenica=277.32

$$v_s = \alpha \cdot Q_c^b$$

Jamiolkowski 1985
alluvionale: a= 241, b=0.235
pleistocenica: a= 229.7, b=0.245
alluvionale-pleistocenica: a= 229.7, b=0.253
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

Jamiolkowski-Alluvionale Pleistocenica=279.03

$$v_s = \alpha \cdot Q_c^b$$

Jamiolkowski 1985
alluvionale: a= 241, b=0.235
pleistocenica: a= 229.7, b=0.245
alluvionale-pleistocenica: a= 229.7, b=0.253
 σ_p : kg/cm²
 Q_c : kg/cm²

MÓDULO EDOMÉTRICO

Buisman Max=66.00 (Valore Massimo)

$$E_d = R_p \cdot a$$

Valore massimo: Alluvioni attuali argille plastiche

Rp > 20: a = 3

Rp ≤ 20: a = 1

Buisman Minimo=33.00 (Valore Minimo)

$$E_d = R_p \cdot a$$

Valore minimo: Alluvioni attuali argille plastiche

Rp > 20: a = 1.5

Rp ≤ 20: a = 1

Buisman Sanglerat=110.00 (Valore Massimo)

$$E_d = R_p \cdot a$$

Valore massimo

Rp > 45: a = 1.5

30 < Rp ≤ 45: a = 3

10 < Rp ≤ 30: a = 5

Rp < 10: a = 8

Buisman Sanglerat=55.00 (Valore Medio)

$$E_d = R_p \cdot a$$

Valore medio

Rp > 45: a = 1.5

30 < Rp ≤ 45: a = 2.5

10 < Rp ≤ 30: a = 3

Rp < 10: a = 7

MÓDULO DE CORTE

Imai e Tomauchi=185.09

$$G = 28 \cdot R_p^{0.611}$$

Stokoe=950.00

$$G = 1634 \cdot R_p^{0.25} \cdot \sigma_p^{0.375}$$

Correlazione valida prevalentemente per sabbie quarzose
 σ_p : kg/cm²

Con cada autor, se presenta un valor del parámetro correspondiente, relacionado a un terreno de características promedio.

1.2.3.2 Suelos cohesivos

COHESIÓN NO DRENADA

Begemann=1.36

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_p}{14}$$

σ_p : kg/cm²

DeBeer=1.10

$$C_u = \frac{R_p}{20}$$

Kjekstad 1978=1.12

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{17}$$

σ_{v0} : kg/cm²

Lunne Eide=0.93

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_p}{20.7 - 0.18 IP}$$

σ_p : kg/cm²

Lunne Eide=1.00 (Valori minimi)

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{19}$$

Valore minimo
 σ_{v0} : kg/cm²

Lunne Eide=1.00 (Valori minimi)

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{19}$$

Valore minimo
 σ_{v0} : kg/cm²

Lunne Eide=1.73 (Valori massimi)

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{11}$$

Valore massimo
 σ_{v0} : kg/cm²

Lunn Kleven 1981=1.27

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{15}$$

σ_{v0} : kg/cm²

Marsland 1974=0.73 (Minimi)

$$C_u = \frac{R_p}{30}$$

Valida per suoli fini-granulari. Valori minimi

Marsland 1974=1.47 (Massimi)

$$C_u = \frac{R_p}{15}$$

Valida per suoli fini-granulari. Valori massimi

Rolf Larsson 1995=0.73

$$C_u = \frac{\left(R_p - \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{pv0}}\right) \cdot 10.197 - \sigma_{pv0} \cdot 10.197}{13.4 + 6.65 \cdot 33}$$

Suoli fini-granulari

σ_{v0} : kg/cm²

σ_{pv0} : kg/cm²

Sunda=1.58

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{v0}}{\frac{3}{20} \cdot R_p + 12}$$

σ_{v0} : kg/cm²

Terzaghi=1.10

$$C_u = \frac{0.5 \cdot R_p}{10}$$

MÓDULO EDOMÉTRICO

Buisman Max=66.00 (Valore Massimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore massimo: Alluvioni attuali argille plastiche
 $R_p > 20$: $\alpha = 3$
 $R_p \leq 20$: $\alpha = 1$

Buisman Minimo=33.00 (Valore Minimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore minimo: Alluvioni attuali argille plastiche
 $R_p > 20$: $\alpha = 1.5$
 $R_p \leq 20$: $\alpha = 1$

Buisman Sanglerat=110.00 (Valore Massimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore massimo
 $R_p > 45$: $\alpha = 1.5$
 $30 < R_p \leq 45$: $\alpha = 3$
 $10 < R_p \leq 30$: $\alpha = 5$
 $R_p < 10$: $\alpha = 8$

Buisman Sanglerat=55.00 (Valore Medio)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore medio
 $R_p > 45$: $\alpha = 1.5$
 $30 < R_p \leq 45$: $\alpha = 2.5$
 $10 < R_p \leq 30$: $\alpha = 3$
 $R_p < 10$: $\alpha = 7$

Buisman Sanglerat=44.00 (Valore Minimo)

$$E_d = R_p \cdot \alpha$$

Valore minimo
 $R_p > 45$: $\alpha = 1.5$
 $30 < R_p \leq 45$: $\alpha = 2$
 $10 < R_p \leq 30$: $\alpha = 2$
 $R_p < 10$: $\alpha = 5$

MÓDULO DE CORTE

Mayne Rix e=0.7=1278.05 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Mayne Rix e=0.75=1182.20 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Mayne Rix e=0.8=1099.05 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Mayne Rix e=0.85=1026.28 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Mayne Rix e=0.9=962.09 (Correlazione valida per argille)

$$G = 406 \cdot R_p^{0.695} \cdot e^{-1.13}$$

Correlazione valida per argille
e: indice dei vuoti

Imai Tomauchi=185.09

$$G = 28 \cdot R_p^{0.611}$$

GRADO DE SOBRECONSOLIDACIÓN

Mayne=9.00 (Argille sovraconsolidate)

$$OCR = 0.5 \cdot \frac{(R_p - \frac{\sigma}{\sigma_p}) \cdot \sigma}{\sigma_p}$$

Argille sovraconsolidate
 σ : kg/cm²
 σ_p : kg/cm²

Mayne=5.51 (Argille)

$$OCR = 0.2 \cdot \frac{(R_p - \frac{\sigma}{\sigma_p}) \cdot \sigma}{\sigma_p}$$

Argille
 σ : kg/cm²
 σ_p : kg/cm²

Stress History=<0.5

$$OCR = \frac{R_p}{(0.22 \cdot 15 + 1) \cdot \sigma_p \cdot 10}$$

σ_p : kg/cm²

PESO ESPECÍFICO

Peso unità volume t/m³=1.99

$$\gamma = 1.6 + \log C_u \cdot 0.168 \cdot 0.373$$

Calcolo del peso unità di volume naturale

VELOCIDAD ONDAS DE CORTE

Jamiolkowski. Aluvionale=246.12

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Alluvionale: a = 211.2, b = 0.199

Pleistocenica: a = 193, b = 0.315

Alluvionale-pleistocenica: a = 211.2, b = 0.231

Jamiolkowski. Pleistocenica=245.89

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Alluvionale: a = 211.2, b = 0.199

Pleistocenica: a = 193, b = 0.315

Alluvionale-pleistocenica: a = 211.2, b = 0.231

Jamiolkowski. Aluvionale Pleistocenica=252.25

$$v_s = a \cdot Q_c^b$$

Alluvionale: a = 211.2, b = 0.199

Pleistocenica: a = 193, b = 0.315

Alluvionale-pleistocenica: a = 211.2, b = 0.231

Baldi. Aluvionale=298.96

$$v_s = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_c}{p_a} \sqrt{\frac{p_a}{\sigma_p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p_a}{\sigma_p}}}$$

$p_a = 101.325$

alluvionale: a = 145, b = 0.181

pleistocenica: a = 97.2, b = 0.281

alluvionale-pleistocenica: a = 146, b = 0.166

σ_p : kg/cm²

Baldi. Alluvionale Pleistocenica=289.83

$$v_s = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_c}{p_a} \sqrt{\frac{p_a}{\sigma_p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p_a}{\sigma_p}}}$$

$p_a = 101.325$
 alluvionale: $a = 145$, $b = 0.181$
 pleistocenica: $a = 97.2$, $b = 0.281$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 146$, $b = 0.166$
 σ_p : kg/cm²

Baldi. Pleistocenica=257.98

$$v_s = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_c}{p_a} \sqrt{\frac{p_a}{\sigma_p}} \right)^b}{\sqrt[4]{\frac{p_a}{\sigma_p}}}$$

$p_a = 101.325$
 alluvionale: $a = 145$, $b = 0.181$
 pleistocenica: $a = 97.2$, $b = 0.281$
 alluvionale-pleistocenica: $a = 146$, $b = 0.166$
 σ_p : kg/cm²

Con cada autor, se presenta un valor del parámetro correspondiente, relacionado a un terreno de características promedio.

1.2.4 Licuefacción

El **método de Robertson y Wride** utiliza el índice de comportamiento I_c para el tipo de suelo que se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$I_c = \left[(3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100$$

donde:

q_c es la resistencia a la punta medida.

P_a es la tensión de referencia (1 atmósfera) en la misma unidad de σ'_{v0} .

f_s es el rozamiento del manguito.

n es un exponente que depende del tipo de suelo.

Inicialmente se asume $n = 1$, como para un suelo arcilloso y se procede a calcular I_c con la fórmula antes indicada.

Si $I_c > 2.6$, el suelo es probablemente de tipo arcilloso y el análisis se detiene ya que el suelo no es licuable.

Si $I_c \leq 2.6$, significa que la suposición asumida está errada y I_c se debe recalcular con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Se supone que el suelo es granular y se asume $n = 0.5$.

Si aún $I_c \leq 2.6$, significa que la hipótesis es justa y que el suelo es probablemente no plástico y granular.

Si en cambio $I_c \leq 2.6$, significa que la hipótesis de nuevo está errada y que el suelo es probablemente limoso. I_c se calcular nuevamente indicando $n = 0.75$.

Una vez calculado I_c , se procede con la corrección de la resistencia a la punta medida q_c mediante la siguiente expresión:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

donde n es el mismo del cálculo de I_c .

La corrección a la resistencia a la punta debida al contenido de materiales finos se valora con:

- si el método utilizado es el **Robertson y Wride clásico**:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

- si el método utilizado es el **Robertson e Wride modificado**:

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

donde K_c depende del contenido de finos, FC (%):

$$\begin{aligned} k_c &= 0 && \text{per } FC \leq 5 \\ k_c &= 0.0267(FC - 5) && \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ k_c &= 0.8 && \text{per } FC > 35 \end{aligned}$$

FC (%) se calcula mediante la expresión:

$$FC (\%) = 1.75(I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistencia a la licuefacción para una magnitud de 7,5 (CRR7,5) se calcula en este modo:

- si $(q_{c1N})_{cs} < 50$:

$$CRR = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

- si $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$:

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.08$$

La **relación de esfuerzo cíclico CSR** se calcula con la fórmula indicada en la Introducción a los métodos simplificados de esta Guía y MSF como se sugiere en el NCEER (véase la siguiente Tabla):

Tabla 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	2,21
6.0	1,77
6.5	1,44

7.0	1,19
7.5	1,00
8.0	0,84
8.5	0,73

mientras que el coeficiente r_d se calcula con el siguiente procedimiento:

- si $z < 9,15$ m:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z$$

- si $9,15 \leq z < 23$ m:

$$r_d = 1.174 - 0.00267 \cdot z$$

donde z es la profundidad en metros.

Se calcula F_s con la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

Mientras que el índice y el riesgo de licuefacción con el procedimiento de **Iwasaki et alii**.

1.2.5 Ensayos presiométricos

El ensayo presiométrico (Pressure Meter Test, PMT) es una prueba desarrollada por Menard que consiste en realizar un hoyo dentro del cual se coloca la sonda presiométrica.

La sonda presiométrica está compuesta por una hoja plana de acero, sobre una cara de la cual está presente una sutil membrana circular de acero que será deformada por medio de aire comprimido. La hoja se clava verticalmente en el terreno con el empuje de una fuerza estática. En la profundidad preestablecida, la membrana se dilata horizontalmente. Por lo tanto, la prueba de carga es horizontal y la resistencia del terreno se deduce de la medida de la presión de aire introducido dentro el instrumento para obtener la dilatación predeterminada de la membrana.

Con la resistencia horizontal del terreno se logra obtener una serie de parámetros geotécnicos.

Parámetros obtenibles del ensayo

Los ensayos DMT se utilizan para determinar:

Resistencia al corte no drenada c_u
módulo confinado M

Con este ensayo es posible deducir el valor del coeficiente de empuje en reposo del terreno. Midiendo el valor de la presión del gas dentro de la membrana en el instante en que la misma inicia a dilatarse en el terreno (p_0), la presión neutra propia del agua contenida en el terreno (u_0) y el esfuerzo efectivo vertical al que se somete el suelo (σ'_v), se define un índice K_D igual a:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_v}$$

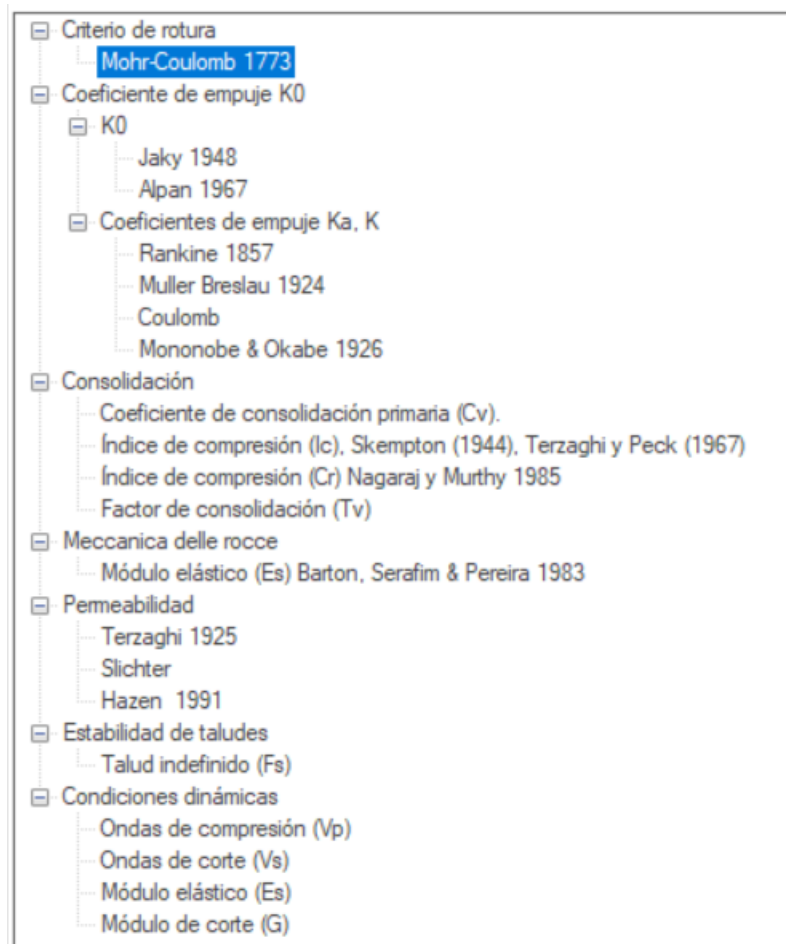
correlacionado con el coeficiente de empuje en reposo por la relación:

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{\beta_K} \right)^{0.46} - 0.6$$

donde β_K es un coeficiente función del tipo de suelo.

2 Fórmulas GEO

En la siguiente figura se muestran los métodos de cálculo actualmente disponibles:



2.1 Empuje de tierras

Esfuerzos in situ y condiciones de reposo (K_0)

In situ, el esfuerzo vertical que actúa sobre el plano genérico a profundidad z se puede calcular, en el caso general, como la suma de las contribuciones de n estratos de peso específico g_i y espesor z_i .

El esfuerzo vertical eficaz presente en el terreno es mayor que la presión lateral en el mismo punto. Se define la relación entre los esfuerzos laterales y verticales como:

$$K = \sigma_h / P_0$$

válida en cualquier profundidad y en cada instante.

Cuando los esfuerzos se estabilizan alrededor de un valor constante a deformación cero, los esfuerzos se vuelven principales, agentes en planos principales. Este estado de tensión es llamado a reposo o condición K_0 donde K_0 se define como:

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_{v0}$$

Jaky (1948)

Correlación válida para todos los materiales granulares.

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

φ : Ángulo de resistencia la corte;

β : Inclinación del perfil;

Alpan (1967)

Correlación válida para arcillas normalmente consolidadas

$$K_{0,nc} = 0.19 + 0.233 \cdot \log_{10} I_p$$

$$K_0 = K_{0,nc} \cdot OCR^n$$

$$n = 0.54 \cdot 10^{-\frac{I_p}{281}}$$

I_p : índice de plasticidad en % logaritmo con base 10;

OCR: Relación de sobreconsolidación;

Presión lateral del terreno

La presión lateral del terreno representa un parámetro significativo de proyecto en varios problemas de ingeniería. En muros de contención, pantallas, excavaciones con sostén, en el cálculo de las presiones sobre la pared de un silo, en la valoración de la presión de la tierra o de la roca en las paredes de túneles u otras estructuras subterráneas. Para estimar la presión lateral generalmente se adopta el modelo del equilibrio plástico definido por la ecuación de Mohr.

Coulomb 1776

Uno de los primeros métodos para estimar las presiones ejercitadas contra los muros de contención se atribuyen a *Coulomb*, quien hizo una serie de hipótesis:

Terreno isótropo;

Superficie de rotura plana;

Resistencia de rozamiento uniformemente distribuida a lo largo de la superficie de rotura;

El cuneo de rotura se comporta como un cuerpo rígido;

Existe rozamiento entre muro y terreno;

La rotura se da en condiciones de deformación plana.

Los principales límites de la teoría de Coulomb consisten en considerar un terreno ideal y en suponer un comportamiento ideal.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot (1 + \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \cdot (1 - \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

Φ : Ángulo de resistencia al corte
 ε : Inclinación interna del talud
 Θ : Ángulo sísmico
 δ : Ángulo de rozamiento tierra-pared
 β : Inclinación del parámetro interno respecto a la vertical
 Nota: en la fórmula Coulumb $\Theta = 0$

Rankine 1857

Los coeficientes de empuje activo y pasivo, asumiendo las hipótesis de terreno homogéneo y seco con plano de terreno horizontal, asumen los siguientes valores:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

φ : Ángulo de resistencia la corte;

Muller Breslau 1924

No impone la condición de que los esfuerzos agentes en el plano horizontal y el vertical sean principales.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot (1 + \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta) \cdot (1 - \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

Φ : Ángulo de resistencia al corte

ε : Inclinación interna del talud

δ : Ángulo de rozamiento tierra-pared

β : Inclinación del parámetro interno respecto a la vertical

Mononobe y Okabe 1926

El modelo de Mononobe y Okabe es similar a la formulación de *Muller Breslau*, se diferencia por la introducción del efecto del sismo.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot (1 + \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \cdot (1 - \sqrt{R_p})^2}$$

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)}$$

Φ : Ángulo de resistencia al corte

ε : Inclinación interna del talud

Θ : Ángulo sísmico

δ : Ángulo de rozamiento tierra-pared

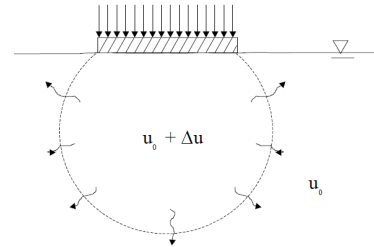
β : Inclinación del parámetro interno respecto a la vertical

Nota: en la fórmula Coulumb $\Theta = 0$

2.2 Consolidación

Coefficiente de consolidación primaria (C_v)

Cuando el está cargado con una cimentación se dan siempre los asientos. Tales asientos no son elásticos, como en el caso de la compresión del acero, o del hormigón, sino que derivan de una serie de movimientos, deslizamientos, desplazamientos entre las partículas de suelo. Contando con una relación entre esfuerzo y deformación, se puede calcular un módulo esfuerzos-deformación E_s con el cual calcular el asiento. En el caso de suelos E_s no es de fácil determinación. En suelos no saturados o saturados de grano grueso, el drenaje se da casi instantáneamente y los asientos se pueden calcular sin preocupaciones por el tiempo de consolidación. En suelos saturados de grano fino, además del asiento, es necesario evaluar un parámetro temporal. Para tal fin se recurre a las pruebas de consolidación, mediante las cuales se puede obtener un parámetro de compresibilidad para valorar el asiento total y un parámetro de consolidación para la valoración de la velocidad del asiento. Con estas pruebas se puede evaluar también OCR (grado de sobreconsolidación). La prueba consiste en aplicar una serie de incrementos de carga y anotar las deformaciones en intervalos de tiempo establecidos.



Los puntos tiempo-deformación se presentan en un gráfico en escala semilogarítmica. De los diagramas se puede obtener el tiempo asociado a un porcentaje de consolidación. El valor t_{50} (tiempo correspondiente al 50%) es el más comúnmente usado. El parámetro t_{50} se usa para calcular el coeficiente de consolidación volumétrica C_v .

$$C_v = T_i \times H^2 / t_i$$

T_i : Factor temporal;

H : Longitud del recorrido de drenaje;

T_i : tiempo necesario para que se de i % de la consolidación. Generalmente se usa el t_{50} ;

La pendiente del tracto inicial de la curva edométrica es llamada **índice de recompresión C_r** . La pendiente del tracto sucesivo al codo, o sea la presión de consolidación, es llamada **índice de compresión C_c** .

La pendiente del tracto de descarga tensional es llamada índice de expansión **C_s** . Los valores típicos de **C_c** están comprendidos entre 0.1 y 0.8. **C_s** es del orden 1/5-1/10 del valor de C_c .

Para una estimación más aproximada de los índices se puede hacer uso de las relaciones a continuación indicadas.

Coeficiente de consolidación vertical C_v

La teoría de la consolidación edométrica de Terzaghi se basa en las siguientes suposiciones simplificadoras:

1. Consolidación monodimensional, o sea filtración y asientos en una sola dirección (vertical);

2. Incompresibilidad del agua ($\rho_w = \text{const.}$) y de las partículas sólidas ($\rho_s = \text{const.}$);
3. Validez de la ley de Darcy;
4. Terreno saturado, homogéneo, isótropo, con relación esfuerzos-deformaciones elástico lineal, con permeabilidad constante en el tiempo y el espacio;
5. Validez del principio de las tensiones efectivas.

La ecuación diferencial de la consolidación monodimensional de **Terzaghi** se puede expresar como:

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t}$$

C_v coeficiente de consolidación vertical, $u_e = u_e(z, t)$ representa el valor del exceso de presión neutra en el punto de cota z , y en tiempo t desde el instante en que se aplica la carga.

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w C_c}$$

K : Permeabilidad;

γ_w : Peso específico agua;

C_c : Coeficiente compresibilidad;

Índice de compresión (C_c)

La pendiente del tramo sucesivo al codo de la curva edométrica, o sea a la presión de consolidación es llamada **índice de compresión, C_c** .

Skempton (1944)

$$C_c = 0.007 \cdot (w_L - 7)$$

w_L : Límite líquido;

Terzaghi y Peck (1967)

$$C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10)$$

w_L : Límite líquido;

Índice de recompresión (Cr) Nagaraj y Murthy 1985

La pendiente del tramo inicial de la curva edométrica es llamada **índice de recompresión Cr**.

$$C_r = 0.0463 \cdot w_L \cdot (\gamma_s / \gamma_w)$$

w_L : Límite líquido;

γ_s : Peso específico suelo;

γ_w : Peso específico agua;

Factor de consolidación TV

Factor de tiempo

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H_d^2}$$

C_v : Coeficiente de consolidación volumétrica en m²/sec;

t : tiempo de consolidación en sec;

H_d : longitud recorrido drenaje en m.

2.3 Mecánica de rocas

Barton, Serafim y Pereira 1983

$$E_s = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

RMR: Índice de Bieniawski;

2.4 Permeabilidad

El flujo de agua en el terreno en condiciones sin turbulencia fue expresado por **Darcy** como:

$$v = k \times i$$

i: gradiente hidráulico;

k: coeficiente de permeabilidad propuesto por Darcy (con dimensiones de longitud/ intervalo de tiempo)

Terzaghi 1925

$$K = 200 \cdot D_{10}^2 \cdot e^2$$

Aplicable para arenas gruesas

D10: Diámetro de las partículas en mm;

e: índice de vacíos

Slichter

$$K = \frac{9.81}{\nu} \cdot C \cdot n^{3.287} \cdot D_{10}^2$$

Aplicable para arenas gruesas entre 0.01 y 5mm

D10: Diámetro de las partículas en mm;

n: porosidad en %

ν : viscosidad

Hazen 1991

$$K = \frac{9.81}{\nu} \cdot C \cdot n^{3.287} \cdot D_{10}^2$$

Aplicable para arenas gruesas entre 0.01 y 5mm

D10: Diámetro de las partículas en mm;

n: porosidad en %

ν : viscosidad

2.5 Talud indefinido

La introducción al análisis de estabilidad de taludes naturales inicia con el caso simple de un talud indefinido, o sea un talud lo suficientemente largo como para poder ser considerado infinito.

Considerando un talud de terreno con $c' = 0$, con inclinación de un ángulo β , completamente saturado con filtración definida por un ángulo α .

La expresión del factor de seguridad se F deriva del análisis de equilibrio límite de un bloque de terreno y asume la siguiente forma:

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left[1 - \frac{\gamma_w (1 + \tan^2 \beta)}{\gamma (1 + \tan \alpha \tan \beta)} \right] \quad (1)$$

donde F deriva de la relación entre la resistencia al corte disponible y la que se moviliza a lo largo del plano de rotura; γ es el peso específico del terreno saturado e γ_w el peso específico del agua.

De la ecuación (1) se pueden obtener fácilmente los casos más sencillos de talud indefinido.

Si el talud no está saturado, se anula el segundo término entre paréntesis cuadrados de la ecuación, dando la siguiente expresión:

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (2)$$

De lo cual resulta que un talud está en condiciones de equilibrio límite ($F = 1$) cuando su ángulo de inclinación es igual al ángulo de resistencia al corte. La expresión (2) de F traduce también la medida de seguridad por filtración vertical ($\alpha = 90^\circ$).

Mientras que por flujo paralelo al talud ($\alpha = \beta$),

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \right] \quad (3)$$

Es de notar que en todas las expresiones anteriores, el factor de seguridad F es independiente de la profundidad de la superficie de rotura.

Cuando se considera el caso de filtración paralela al talud, pero con nivel de agua por debajo del perfil del terreno, el factor de seguridad se obtiene así:

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} + \frac{\gamma_w z_w}{\gamma z} \right] \quad (4)$$

donde z_w es la profundidad del nivel del agua y z es la profundidad de la superficie de rotura plana.

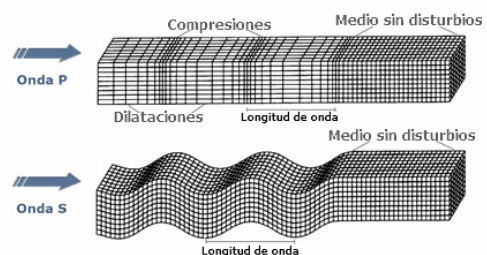
Un análisis similar se puede efectuar para la estabilidad de un talud indefinido en terrenos puramente cohesivos, obteniendo:

$$F = \frac{2c_u}{\gamma z \cos \beta \sin \beta} \quad (5)$$

donde c_u representa la resistencia al corte no drenada y γ el peso específico saturado.

2.6 Condiciones dinámicas

En un semi espacio elástico conformado por suelo homogéneo, solicitado dinámicamente en un punto se propaga, en diferentes velocidades, tres tipos de ondas: Ondas de compresión (P); ondas de corte (Vs); ondas de superficie (*Rayleigh*). La velocidad de propagación



delas ondas de *Rayleigh* es inferior al 10% con respecto a las ondas de corte.

Las velocidades de propagación de las ondas de compresión y de corte están relacionadas con las constantes elásticas del suelo en condiciones dinámicas según la teoría de la elasticidad, como a continuación:

Ondas de compresión V_p

$$V_p = \sqrt{\frac{E_s \times (1 - \mu)}{\rho \times (1 - 2 \times \mu)}}$$

Es: Módulo elasticidad;
ro: densidad
ni: coeficiente de Poisson

Ondas de corte V_s

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

G: Módulo de corte;
ro: densidad

Relación entre módulo de corte G y módulo elástico Es

$$E_s = 2 \times (1 + \mu) \times G$$

ni: coeficiente de Poisson
G: Módulo de corte

Relación entre velocidad V_s y módulo de corte G

$$G = \rho \times V_s^2$$

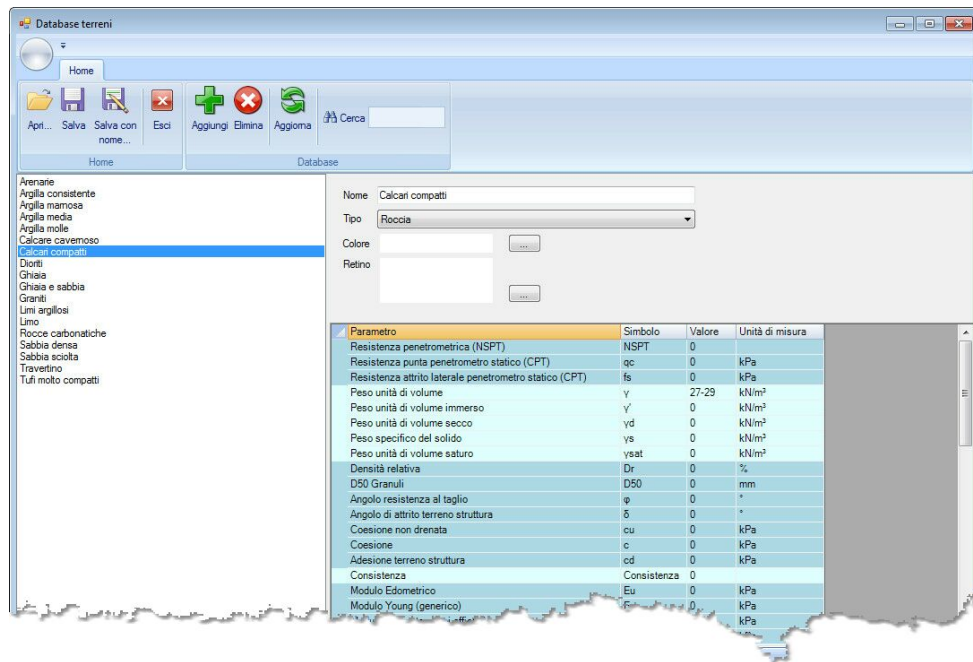
ρ : densidad;

V_s : velocidad de las ondas de corte

3 Database Suelos

Constituye una rica librería de las características geotécnicas de los suelos. El usuario puede personalizar el database, compartido con el database central GEOSTRU. Cada vez que integramos con nuevos elementos, nuestros server notifica y transfiere al usuario final. El sistema de transferencia no se limita a la sustitución de los archivos sino que integra el database personalizado del usuario.

El mismo database lo comparten todas las aplicaciones **GeoStru**.



4 Geoapp

Geoapp: La suite más grande de la web para cálculos en línea

Las aplicaciones que componen Geostru Geoapp han sido diseñadas para brindar soporte profesional en la solución de múltiples casos técnicos.. Geoapp comprende más de 40 aplicaciones para: Ingeniería, Geología, Geofísica, Hidrología e Hidráulica.

La mayoría de las aplicaciones son gratuitas, otras requieren de una suscripción mensual o anual.

¿Por qué se aconseja la suscripción?

Porque una suscripción permite:

- Usar aplicaciones profesionales en cualquier momento, lugar y dispositivo;
- Guardar los archivos en la nube y en el propio PC;
- Abrir los archivos para elaboraciones sucesivas;

- Servicios de impresión de los informes y las elaboraciones gráficas;
- Información sobre nuevas aplicaciones e inclusiones automáticas en la propia cuenta de usuario;
- Disponibilidad de versiones siempre actualizadas;
- Servicio de asistencia técnica por medio de Tickets.

4.1 Sección Geoapp

General e Ingeniería, Geotecnia y Geología

Entre las aplicaciones presentes, una amplia gama se puede utilizar con **GeostruFormula**. Por ejemplo:

- Formulario NSPT
- Clasificación de los suelos SMC
- Licuefacción

5 Bibliografía

- A.G.I.**, 1977. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche – AGI - Roma
- Bazaraa, A.R.**, 1967. "Use of the Standard Penetration Test For Estimating Settlement of Shallow Foundations on Sand." Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Ill.
- Begemann H.K.S.**, 1974. The Delft Continuous Soil Sampler. Bull. Int. Ass. Eng. Geol. 10:35-37.
- Bowles, J.E.**, 1982. Foundation Analysis and Design. 3rd Ed., McGraw-Hill, Inc., New York.
- Buisman, A.S.K.** 1940. Grondmechanica. Waltman, Delft.
- Burland, J.B., Broms, B. and DeMello, V.F.B.**, 1977. "Behavior of Foundations and Structures." Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 495-546.
- Caquot, A. and Kerisel, J.** 1948. Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations. Gauthier-Villars, Paris.
- Carter M.**, 1983. Geotechnical engineering-Handbook-Pentech Press-London
- Colleselli-Soranzo F.**, 1980. Esercitazioni di Geotecnica – Ed. Cleup – Padova
- Coulomb, C.A.** 1776. Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique, relatifs a l'architecture.

- Memoires de Mathematique et de Physique présentés a l'Academic Royale des Sciences, Paris, 1773, 1, 343-382.
- Craig R.F.**, 1985. Soil mechanics – Van Nostrand Reinhold (UH) Co.Ltd
- D'Appolonia, D.J.** 1971. Effects of foundation construction on nearby structures. In Proc. 4th Pan-Am. Conf. Soil. Mech. Found. Engin, State-of-the-Art, 1, 189-236.
- D'Appolonia, D.J., D'Appolonia, E., and Brissette, R.F.**, 1970. closure of "Settlement of Spread Footings on Sand." Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 754-761.
- David Rogers J.**, Subsurface Exploration Using the Standard Penetration Test and the Cone Penetrometer Test Department of Geological Sciences & Engineering, 125 McNutt Hall, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO 65409-0230.
- De Mello V.F.B.**, 1967. Consideracoes Sobre os Ensalos de Penetracao e sua Problemas de Fundacoes Rasas. Thesis University Sao Paulo.
- De Mello V.F.B.**, 1971. The standard penetration test. State of the art, session I) Panam. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 7th, Mexico, 1:49-125.
- DeBeer, E. and Martens, A.**, 1957. "Method of Computation of an Upper Limit for the Influence of Heterogeneity of Sand Layers on the Settlement of Bridges." Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 275-282.
- Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2 - Ground investigation and testing**
- Fletcher, G.F.A.**, 1965. "Standard Penetration Test: It's Uses and Abuses." Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 91, No. SM4, pp. 67-75.
- Gibbs H.J. and Holtz W.G.**, 1957. Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. Proc. Of the 4th Internal Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.35-39.
- Hunt R.E.**, 1986. Geotechnical engineering techniques and practices – McGraw- Hill – Inc. USA.
- Imai T. and Tonouchi K.**, 1982. Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus. In: Proceedings of the 2nd European symposium on penetration testing; p. 57-72.
- Iwasaki T., Tatsuoaka F., Saheki M.**, 1977. An example of correlation between SPT N-value and strain dependent S wave velocity. In: Proceedings of the 12th Japan national conference on geotechnical engineering, JGS, Tokyo, pp 477-780 (in Japanese).

- Jaky, J.** 1944. The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hungarian Architects and Engrs.* 78 (22), 355–358. For translation see Fraser, A.M. (1957), Appendix I of *The Influence of Stress Ratio on Compressibility and Pore Pressure Coefficients in Compacted Soils*, Ph.D. Thesis, University of London.
- Malcev A.T.,** 1964. Interpretation of standard spoon penetration testing. *Symp. Econ. Use Soil Testing in Site Investigation*, Birmingham, 3, 11-16.
- Meigh A.C. and Hobbs N.B.,** 1975. *Soil Mechanics*. Section 8, Civil Engineer's Reference Book, 3rd Ed.
- Meyerhof G.G.,** 1965. Shallow Foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol.91, No.SM2, pp.21-31.
- Meyerhof, G. G.,** 1956. "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils." *Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE*, Vol. 82, SM1, pp. 1-12.
- Mitchell, J.K. and Gardner; W.S.,** 1975. "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics," State-of-the-Art Report, Proceedings of the Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Specialty Conf. of the Geotechnical Div., North Carolina State University, Raleigh, Vol. II, pp. 279-345.
- Peck, R.B. and Bazaraa, A.R.,** 1969. Discussion of "Settlement of Spread Footings on Sand by D'Appolonia et al.," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 95, SM3, pp. 905-909.
- Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thombum, T.H.,** 1974. *Foundation Engineering*. John Wiley & Sons, N.Y.
- Pellegrini M.,** 1982. *Geologia Applicata* – Ed. Pitagora – Bologna
- Pilot G.,** 1982. *Foundation engineering* – Ecole national des ponts et chausees – Paris prove Geotecniche in sito – ed. GEO-GRAPH 1990
- Robertson P.K. and Campanella R.G.,** 1983. "Interpretation of Cone Penetration Tests-Part I (Sand)." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No.4, pp. 734-745.
- Sanglerat, G.** 1972. *The Penetrometers and Soil Exploration*. Elsevier, Amsterdam, 488p.
- Schmertmann, J.H.,** 1978. *Schmertmann, J., H.* 1978.
- Schmertmann J.H.,** 1970. "Static cone to compute static settlement oversand." *J Soil Mech Found Div*, Vol.96(3):1011–1043.
- Schmertmann, J.H.,** 1975. "In-Situ Measurement of Shear Strength," State-of-the-Art Paper, Session III, Proceedings of the Conf. on In Situ measurement of Soil Properties, Specialty Conf. of the Geotechnical Div., ASCE, North Carolina State University, Raleigh, Vol. I, pp. 57-138.

- Schmertmann, J.H., Hartman, J.D. and Brown, P.R., 1978.** "Improved Strain Influence Factor Diagrams." *Journal of the Geotechnical Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT8, pp. 1131-1135.
- Schultze, E. and Menzenbach, E., 1961.** "Standard Penetration Test and Compressibility of Soils." *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 527-531.
- Seed H.B. and Idriss I.M., 1971.** Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *J. Geotech. Egrg. Div, ASCE*, 97(9), 1249-1274.
- Serafim J.L. and Pereira J.P, 1983.** Consideration of the geomechanics classification of Beniaowski. *Proc. Int. Symp. Eng. Geol. Underground Constr., Lisbon, 1, II33-II42.*
- Shioi Y. And Fukuy J., 1982.** Application of N-Value to Design of Foundations in Japan. In: *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.*
- Skempton, A.W., 1986.** "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation." *Geotechnique*, Vol. 36, No.3, pp. 425-447.
- Sowers, G.F., 1962.** Shallow Foundations, Chapter 6 in *Foundation Engineering*, ed. by G.A. Leonards, McGraw-Hill, Inc., New York.
- Stroud M.A. and Butler F.G., 1975.** The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials. *Proc. Symp. Engineering Properties of Glacial Materials. Midlands Soil Mechanics and Foundations Society.*
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948)** *Soil Mechanics in Engineering Practice.* John Wiley & Sons, Hoboken.
- Timoshenko, S.P. and Goodier, J.N. 1970.** *Theory of Elasticity.* 3rd edn. McGraw-Hill, New York.
- Timoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger, S. 1959.** *Theory of Plates and Shells.* 2nd edn. McGraw-Hill, New York.
- Trofimenkov, J.G., 1974.** "Penetration Testing in Eastern Europe," *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, June 5-7, 1974, Published by National Swedish Building Research, 1975, Vol. 2.1, pp. 24-28.*
- Tschebotarioff, G.P. 1962.** Retaining structures. Ch. 5 in *Foundation Engineering* (ed. G.A. Leonards). McGraw-Hill, New York.
- Tschebotarioff, G.P. 1973.** *Foundations, Retaining and Earth Structures.* McGraw-Hill, New York.
- Tsinker, G.P. 1983.** Anchored sheet pile bulkheads: Design practice. *Proc. ASCE, J. Geotech. Div. 109 (8), 1021-1038.*

Vesic, A.S., 1970. "Tests on Instrumented Piles, Ogeehee River Site,"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.
96, No. SM2, pp. 561-584.

6 Contactos



Consultar la página de
contactos en nuestro Sitio
Web para ver más
información sobre nuestros
contactos y sobre las
direcciones de nuestras sedes
operativas.