GeoStru Formula

Part I	GeoStru Formula	1
1	Classificazione suoli	3
2	Prove penetrometriche	6
	Prove penetrometriche dinamiche	7
	Terreni incoerenti	8
	Terreni coesivi	
	Liquefazione	
	Prove penetrometriche statiche ·····	
	Terreni incoerenti	
	Terreni coesivi	
	Prove pressiometriche	
	·	
Part II	Formule GEO	43
1	Spinta delle terre	44
2	Consolidazione	47
3	Meccanica delle rocce	51
4	Permeabilità	51
5	Pendio indefinito	52
6	Condizioni dinamiche	54
Part III	Database Terreni	55
Part IV	Geoapp	56
1	Sezione Geoapp	57
Dart V	Bibliografia	57
raitv	Bibliografia	31
Part VI	Contatti	61
	Index	0

1 GeoStru Formula

La Geotecnica comprende un insieme di argomenti assai vasto. Con **GeoStru Formula** abbiamo realizzato uno strumento pratico e di supporto per chi svolge la libera professione.

Classificazione dei suoli

Relazioni fra le proprietà: Indice dei vuoti e, Porosità n, Peso di volume secco gd, Peso di volume saturo gsat, Peso specifico dei grani g, Contenuto d'acqua w.

Correlazioni Prove Penetrometriche Dinamiche (SPT)

Suoli coesivi

Coesione non drenata: 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).

Modulo edometrico: Stroud e Butler (1975), Vesic (1970), Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner, Buisman-Sanglerat.

Modulo di Young: Schultze-Menzenbach, D'Appollonia ed altri (1983).

Peso per unità di volume: Meyerhof ed altri.

Classificazione suolo: A.G.I.

Suoli incoerenti

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

Angolo d'attrito: 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.

Modulo edometrico: Buisman-Sanglerat, Begemann (1974), Farrent (1963), Menzenbach e Malcev.

Modulo di Young: Terzaghi, Schmertmann (1978), Schultze-Menzenbach, D'Appollonia ed altri (1970), Bowles (1982).

Modulo di Poisson: A.G.I.

Modulo di deformazione a taglio: Ohsaki & Iwasaki, Robertson e Campanella (1983).

Peso per unità di volume: Meyerhof ed altri.

Classificazione suolo: A.G.I.

Velocità onde di taglio: Ohta, Lee, Dikmen.

Verifica a liquefazione: Seed (1979). Modulo Ko: Navfac (1971-1982).

Correlazioni Prove Penetrometriche Statiche (CPT)

Angolo di Attrito: DeBeer, Caquot, Durgunouglu Mitchell, Herminier,

Koppejan, Robertson- Campanella.

Peso di Volume: Meyerhof.

Modulo di Deformazione di Taglio G: Imai e Tomauchi, Stokoe, Mayne

Rix

Coesione non drenata Cu: Begemann, DeBeer, Kjekstad, Lunne Eide,

Lunn Kleven, Marsland, Rolf Larsson, Sunda, Terzaghi.

OCR Grado di sovra consolidazione: Mayne, Stress History.

Modulo Edometrico: Buisman, Kulhawy, Lunne-

Christoffersen, Mitchell, Robertson Campanella Modulo di Young: Robertson, Schmertmann. Liquefazione dei suoli: Robertson Wride. Velocità onde di taglio: Baldi, Jamiolkowski.

Correlazioni prove dilatometriche

Angolo di Attrito: Marchetti, RobertsonCampanella.

Coefficiente spinta a riposo Ko.

Coesione non drenata.

Formule Interattive

Spinta delle terre

Criterio di rottura: Mohr-Coulomb (1773).

Coefficienti di spinta K0: Jaky (1948), Alpan (1967).

Coefficienti di spinta Ka, Kp:Rankine (1857), Muller Breslau

(1924), Coulomb, Mononobe & Okabe (1926).

Consolidazione

Coefficiente di consolidazione primaria (Cv);

Indice di compressione (Ic): Skempton (1944), Terzaghi e

Peck (1967);

Indice di ricompressione (Cr): Nagaraj e Murthy 1985;

Fattore di consolidazione Tv.

Meccanica delle rocce

Modulo elastico Er: Barton, Serafim e Pereira (1983).

Permeabilità

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

Stabilità dei pendii

Pendio indefinito: Analisi in condizioni drenate e non drenate in presenza di falda.

Database Integrato

Costituisce una ricca libreria delle caratteristiche geotecniche dei terreni. Il database è personalizzabile dall'utente ma condiviso con il database centrale GEOSTRU. Ogni qualvolta viene integrato con nuovi elementi il nostro server le notifica e le trasferisce all'utente finale. Il sistema di trasferimento non si limita alla sostituzione del file ma integra il database personalizzato dell'utente.

Lo stesso database viene condiviso da tutte le applicazioni GeoStru;

1.1 Classificazione suoli

Un terreno è un aggregato naturale di grani minerali che possono essere allontanati con una semplice agitazione meccanica o con una agitazione in acqua.

I termini più frequenti per descrivere un terreno sono: ghiaia, sabbia, limo, argilla.

Allo stato naturale i terreni sono costituiti da una miscela di due o più di questi costituenti. Le ghiaie e le sabbie sono conosciute come terreni a grana grossa, i limi e le argille come terreni a grana fine.

Un'altra distinzione che si può fare è quella fra terreni coerenti e terreni incoerenti: i primi presentano una resistenza non trascurabile alla trazione, quando sono asciutti, mentre perdono ogni consistenza dopo impregnazione in acqua; i secondi presentano resistenza a trazione sempre nulla.

I terreni a grana grossa vengono riconosciuti basandosi principalmente sulle dimensioni dei grani; la ghiaia ha grani di diametro maggiore di 2 mm, mentre la sabbia è costituita da grani di diametro compreso tra 2 e 0,063 mm.

Fra i terreni a grana fine sono i limi a rappresentare la parte più grossa e a possedere poca o nulla plasticità e coesione. I limi, dal punto di vista granulometrico, sono quelli compresi tra il limite inferiore delle sabbie e 0,002 mm.

Le argille invece sono un aggregato di particelle minerali lamellari microscopiche e submicroscopiche, caratterizzate dalle tipiche capacità colloidali della plasticità, coesione e capacità di assorbire ioni. Distinguere un limo da un'argilla basandosi solo sulle dimensioni delle particelle non è possibile dato che le proprietà fisiche significative dei due materiali sono legate solo indirettamente alle dimensioni delle particelle stesse, perciò in posto generalmente si utilizzano altri criteri. Per poter dare una descrizione adeguata dei terreni si utilizzano alcune prove di classificazione che portano a definire le proprietà indici.

PARTI COSTITUENTI IL TERRENO

Le caratteristiche dei terreni dipendono sostanzialmente dalle fasi che li costituiscono. Infatti la struttura di un terreno è la conseguenza di processi di interazione tra le stesse particelle e l'ambiente circostante. Le fasi (figura 1) di cui è costituito un terreno sono:

- fase solida, rappresentata dalle particelle minerali
- fase liquida, rappresentata dall'acqua interstiziale
- fase gassosa, rappresentata dall'aria

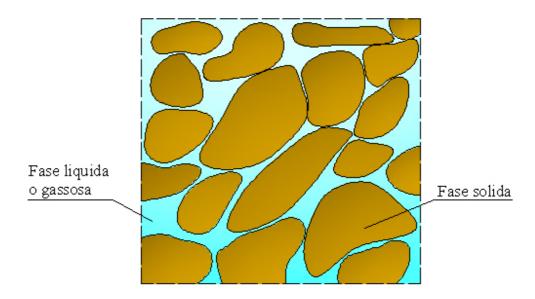


Figura 1 - Sezione schematica di un campione di terreno

La fase gassosa generalmente si ritiene priva di peso a differenza della fase solida e della fase liquida che sono dotate di peso. Di solito la densità dell'acqua (gw) viene assunta pari a 1 g/cm3 anche se questo valore è corretto alla temperatura di 4°C.

GRANDEZZE INDICE

Le proprietà indici stabiliscono importanti caratteristiche dei terreni ed esprimono relazioni esistenti tra le varie fasi e i rispettivi pesi e volumi.

Proprietà indici fondamentali sono le sequenti:

Indice dei vuoti e: volume dei vuoti riferito al volume della fase solida.

Risulta maggiore di 1 quando il volume dei vuoti è maggiore del volume delle particelle solide ed è una misura di densità, quindi una delle caratteristiche più importanti per la definizione di un terreno;

Porosità n: volume dei vuoti riferito al volume totale.

Come l'indice dei vuoti, la porosità è una misura della densità del terreno, però trova maggiore applicazione nei problemi di filtrazione. Di solito è espresso in percentuale.

Peso di volume secco γ **d**: rapporto tra peso dell'intero campione e volume totale;

Peso di volume saturo γ **sat**: rapporto tra peso dell'intero campione saturo d'acqua e volume totale;

Peso specifico dei grani γ : rapporto tra peso di volume della parte solida e peso di volume dell'acqua;

Contenuto d'acqua w: rapporto fra peso della fase liquida e peso della fase solida;

Solitamente è espresso in percentuale e viene talvolta indicato come percentuale di umidità. Questo indice è significativo per i terreni poichè può stabilire correlazioni con il comportamento meccanico.

RELAZIONI ESISTENTI FRA LE PROPRIETA'

Tra le varie proprietà indici esistono varie correlazioni riportate nella seguente tabella:

DATO			QUANTITA'	CERCATE		
Quantità	Peso specifico G	Peso di volume secco Ve	Peso di volume saturo Yar	Contenuto in acqua w	Porosità n	Indice dei vuoti e
G; γ _ė		-	$\left(1 - \frac{1}{G}\right)y_d + \gamma_w$	$\left(\frac{1}{\gamma_d} \cdot \frac{1}{G\gamma_w}\right) \gamma_w$	$1 - \frac{\gamma_a}{G \gamma_w}$	$\frac{G\gamma_w}{\gamma_s}$ -1
G; y _{or}		$\frac{\gamma_{se} - \gamma_{e}}{G \cdot 1} = G$		$\frac{G\gamma_w - \gamma_{sat}}{(\gamma_{sat} - \gamma_w)G}$	$\frac{G\gamma_w - \gamma_{vat}}{(G-1)\gamma_w}$	$\frac{G\gamma_w - \gamma_{set}}{\gamma_{set} - \gamma_w}$
G; w	•		$\frac{1+w}{1+wG}G\gamma_w$	-	wG 1+ wG	wG
G; n	-	$G(i\cdot n)\gamma_n$	$\left[G\cdot n(G\cdot 1)\gamma_{\varphi}\right]$	$\frac{n}{G(l-n)}$	-	n (1-n)
G; e	3345	G 1+c7*	G+c 1+c 7+c	e G	e 1+ e	20
No Yes	$\frac{\gamma_4}{\gamma_w + \gamma_4 \cdot \gamma_{ur}}$	8	160	7 _m −1	7.4 - 74 74	7 + 7 + 7 × 7 ×
γ ₆ w	$\frac{\gamma_a}{\gamma_a - w \gamma_a}$	-	$(1+w)\gamma_a$	2	$w \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	$\frac{w\gamma_a}{\gamma_w - w\gamma_a}$
y _i , n	$\frac{y_a}{(1-\alpha)y_w}$	E	$\gamma_A + n\gamma_w$	7 ₄		(1-n)
y, e	$(1+o)\frac{\gamma_q}{\gamma_n}$		$\frac{e\gamma_w}{(1+e)} + \gamma_e$	e γ _e 1+e γ _d	e 1+e	
γ _{ot} ; w	$\frac{\gamma_{sa}}{\gamma_w - w(\gamma_{sa} - \gamma_w)}$	7 w 1 + w	•	-	Ψγ _{set} (1+ w)γ _w	$\frac{w\gamma_m}{\gamma_m \cdot w(\gamma_{nx} \cdot \gamma_n)}$
γ _u ; n	$\frac{\gamma_{nat} \circ n \gamma_n}{(1-n)\gamma_n}$	y _{sw} - ny _w	(20)	$\frac{n\gamma_n}{\gamma_m \cdot n\gamma_w}$		n (1-n)
$\gamma_{arr};\sigma$	$(1+a)\frac{\gamma_{ox}}{\gamma_{\varphi}} \cdot a$	$\gamma_{int} \cdot \frac{e}{\{1+e\}} \gamma_{in}$	•	$\frac{e\gamma_n}{\gamma_{nt} + e(\gamma_{nt} \circ \gamma_n)}$	e 1+e	*
w, n	n (1 - n)w	$\frac{n}{w}\gamma_{out}$	$n\left(\frac{1+w}{w}\right)\gamma_w$	-	-	n (1-n)
w;e	e w	e (1-e)w 7'w	$\frac{e}{w} \left(\frac{1+w}{1+e} \right) y_w$	9	e 1+e	9:

1.2 Prove penetrometriche

Il penetrometro è uno strumento volto a sondare la struttura e la resistenza dei terreni. Introdotto a partire dal 1930 è sempre più utilizzato, nelle sue varie versioni, quando si progettano o si costruiscono opere edilizie.

I penetrometri esistono in versione dinamica (a percussione), statica (a pressione) o mista.

Il procedimento di prova penetrometrica consiste essenzialmente nell'inserire nel suolo una sonda metallica e nel misurare la resistenza che presenta il terreno alla penetrazione, a mano a mano che aumenta la profondità. Dai dati ottenuti in tal modo è possibile dedurre una serie di informazioni sulle caratteristiche dei diversi strati attraversati e sulla capacità di resistenza del terreno.

I primi impieghi della prova penetrometrica statica, indicata sinteticamente come CPT, dall'inglese Cone Penetration Test risalgono al 1917 a opera delle ferrovie di stato svedesi, al 1927 per conto delle ferrovie danesi e al 1935 per conto del dipartimento dei lavori pubblici olandese.

La prova penetrometrica standard, o dinamica, SPT, dall'inglese Standard Penetration Test, sviluppata negli USA nel 1927, è molto diffusa e si effettua secondo procedure standard facendo cadere un maglio di 63.5 kg da un'altezza di 760 mm, e viene registrato il numero di colpi (NSPT) necessario all'avanzamento di 30 cm di un campionatore standard.

1.2.1 Prove penetrometriche dinamiche

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura a)

- avanzamento (penetrazione) d
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$Nspt = \beta t^{\times} N$$

βt: Coefficiente di correlazione.

1.2.1.1 Terreni incoerenti

ANGOLO RESISTENZA A TAGLIO

Sowers=34.16 (Sabbie a profondità minore di 4mt)

 $\varphi = 28 + 0.28 \cdot NSPT$

Sowers 1961. Correlazione valida per sabbie a profondità inferiore a 4 metri

Meyerhof=33.34 (Sabbie e sabbie limose)

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

Meyerhof Sabbie e Limo 1965} Sabbie e limo <= 5%: a= 29.47, b= 0.46, c=0.004 Sabbie e limo > 5%: a= 23.7, b= 0.57, c=0.006

DeMello=34.58 (Sabbie prof. ninima di 2 mt.)

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

De Mello 1971, Correlazione valida per sabbie con profondità minima di 2 metri $\sigma_p v0$: kg/cm^2

Muromachi=36.42 (Suoli incoerenti)

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

Schmertmann=36.50 (Sabbie e Ghiaie)

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

Sabbie fini uniformi: a=28, b=0.14Sabbie medie uniformi: a=31.5, b=0.115Sabbie medie gradate, Sabbie grosse uniformi: a=34.5, b=0.1Sabbie, Ghiaie poco limose, Ghiaietto: a=38, b=0.08Ghiaie: a=34.5, b=0.1Dr= densità relativa [%]

Peck=33.29 (Sabbie e Ghiaie)

 $\varphi = 27 + \left(10 \cdot \frac{\textit{MSPT}_{\textit{corr}}}{35}\right)$

Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 valida per terreni non molli a prof. minore 5 mt.
Correlazione valida per sabbie e Ghiaie rappresenta valori medi correlazione storica molto usata, valevole per prof. minore 5 mt. per terreni sopra falda per terreni in falda (tensioni minori 8-10 t/mq)

Shioi=33.60 (Sabbie)

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

Shioi-Fukuni 1982 Sabbie: a= 15, b= 0.5, c=15 Ghiaie: a= 0.3,b= 1,c= 27

Japanese=33.60 (Limi sabbiosi)

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

Japanese National Railway (Limi siltosi-sabbiosi)

Malcev=27.62 (Sabbie e Ghiaie)

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

Malcev 1964, per sabbie in genere a prof. > 2 mt. σ Vo: Pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cm^2

DENSITA' RELATIVA

Razara=48 12

 $Dr = \sqrt{\frac{MSPT_{corr}}{20 \cdot (a + b \cdot \sigma_{w0})}} \cdot 100$

Densità Relativa % (Bazara) σ_{-} v0: tensione in kg/cm^2 σ_{-} v0 * 10<7.32: a= 1, b= 2 σ_{-} v0 * 10>=7.32: a= 3.25, b= 0.5

Meyerhof=51.21

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

Densità Relativa % (Meyerhof 1957) t_eff: tensione efficace in kg/cm²

Schultze=56.24 (Per sabbie fini e ghiaiose NC

 $Dr = 2.718282^{0.478 \cdot \log NSPT_{corr} - 0.262 \cdot \log \sigma_{pv0} + 2.84}$

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_pv0: t/m²

Skempton=54.08 (Limi e sabbie)

 $\begin{aligned} a: Dr &= 6.2277645 + 3.1873281 \cdot NSPT_{corr} - 0.05536254 \cdot NSPT_{corr}^2 + \\ + 0.0004253959 \cdot NSPT_{corr}^3 \\ b: Dr &= 10 \cdot \sqrt{\frac{MSPT_{corr} \sqrt{i_{eff} - 64073.0665}}{32 + 0.288 i_{eff} \cdot 98.0665}} \end{aligned}$

Densità Relativa % (Skempton 1986)
a: Limi e sabbie. Elaborazione valida per sabbie NC e SC immettendo i dati granulometrici del campione
(Coefficiente du uniformità della curva granulometrica U=060,D10 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_effin kg/m².

VELOCITA' ONDE DI TAGLIO

Ohta=152.60 (Limi, sabbie, ghiaie)

 $v_{\rm J} = 54.33 \cdot {0.173 \sqrt{NSPT_{corr}}} \cdot \alpha \cdot \beta \frac{z}{0.303} \cdot 0.193$

alpha: coefficiente che dipende dall'età del deposito. Depositi recenti OLOCENICI: alfa= 1; Depositi del terziario PLEISTOCENICI: alfa = 1.303 Beta: cofficiente 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)

 $v_{J} = a \cdot NSPT^{b}$

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)

 $v_{\mathbf{J}} = a \cdot NSPT^{b}$

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 UNITA' DI VOLUME

Meyerhof=2.03 (Assenza di falda)

 $\begin{array}{l} \gamma = 1.29968 + 0.05291 \cdot NSPT_{corr} - \\ + 0.00106 \cdot \left(NSPT_{corr}^2 + 7.58E - 06 \cdot NSPT_{corr}^3 \right) \end{array}$

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

MODULO EDOMETRICO

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 giniaia: 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

MODULO ELASTICO

Bowles Sabbia argillosa=118.40 (Sabbia argillosa)

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

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)

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

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)

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

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)

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

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)

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

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

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

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

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

Dapollonia Sabbia SC=608.86 (Sabbia SC)

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

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

Schmertmann Sabbie Fini=176.00 (Sabbie Fini)

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

Schmertmann (1978)
Sabbie fini: a=2, b=4, c=0Sabbia media: a=2, b=6, c=0Sabbia grossolana: a=2, b=10. c=0Limi 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)

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

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)

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

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

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

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

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

Schmertmann (1978)
Sabbie fini: a=2, b=4, c=0Sabbia media: a=2, b=6, c=0Sabbia grossolana: a=2, b=10. c=0Limi 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)

$$\begin{split} E_{ymin} &= a + b \cdot NSPT_{corr} - c \\ E_{ymax} &= a + b \cdot NSPT_{corr} + c \end{split}$$

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 ilmosa: 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)

$$\begin{split} E_{ymin} &= a + b \cdot NSPT_{corr} - c \\ E_{ymax} &= a + b \cdot NSPT_{corr} + c \end{split}$$

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 ilmosa: 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)

$$\begin{split} E_{ymin} &= a + b \cdot NSPT_{corr} - c \\ E_{ymax} &= a + b \cdot NSPT_{corr} + c \end{split}$$

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 (assenza 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 ghiaia: a=38, b=10.5, c=93.2

Schultze Ghiaia e Sabbia=362.20 (Ghiaia e Sabbia)

$$\begin{split} &E_{ymin}\!=\!a\!+\!b\!\cdot\!NSPT_{corr}\!-\!c\\ &E_{ymax}\!=\!a\!+\!b\!\cdot\!NSPT_{corr}\!+\!c \end{split}$$

Schultze-Menzenbach Sabbie fini (assenza di falda): a=52, b=3.3, c=19.3 Sabbie fini (assenza 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)

 $Ey = (7.\sqrt{NSPT_{corr}}).10.197$

Terzaghi Per sabbia pulita e sabbia con ghiaia

MODULO DI TAGLIO

Robertson=826.29 (Sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0.5 - $4.0 \, \mathrm{kg/cmq}$)

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

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 pulita: 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 pulita: $a=650,\,b=0.94$

COEFFICIENTE DI POISSON

Poisson Fi=37.65=0.28 (Angolo di reistenza 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 reistenza a taglio di: 33.34)

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

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

Per ogni autore è riportato un valore del parametro corrispondente relativamente ad un terreno di caratteristiche medie.

1.2.1.2 Terreni coesivi

COESIONE NON DRENATA

Begemann=1.79

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

σ_v0: kg/cm²

DeBeer=2.75

$$Cu = \frac{2.5 \cdot MSPT_m}{20}$$

Hetcher=1.85

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

Houston=2.27

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

Sanglerat=1.46 (Argille Limose Sabbiose Poco Coerenti)

$$Cu = \frac{1.33 \cdot MSPT_{m} \cdot 0.1}{2}$$

Sanglerat=2.75 (Argille Plastiche)

$$Cu = \frac{2.5 \cdot NSPT_{m} \cdot 0.1}{2}$$

Argille plastiche

Sanglerat=2.20 (Argille Siltose)

$$Cu = \frac{2 \cdot MSPT_{m} \cdot 0.1}{2}$$

Argille siltose

Sanglerat=2.23 (Terreni Coesivi Saturi)

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

Terreni coesivi saturi da dati penetrometro statico

Schmertmann=2.18 (Valori minimi)

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

valore medio

Schmertmann=1.54 (Valori masismi)

$$Cu = 0.7 \cdot NSPT_{m} \cdot 0.1$$

valore massimo

ShioiFukui=2.20 (Argille Alta Plasticità)

 $Cu = 0.1 \cdot NSPT_m$

valori per argille ad alta plasticità

ShioiFukui=1.10 (Argille Media Plasticità)

 $Cu = NSPT_{m} \cdot 0.05$

valori per argille a media plasticità

ShioiFukui=1.10 (Valori Massimi Suoli Poco Coerenti Plastici)

$$Cu = \frac{NSPT_{m} \cdot 0.1}{2}$$

valori massimi per suoli poco coerenti e plastici

ShioiFukui=0.55 (Valori Minimi Suoli Poco Coerenti Plastici)

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

valori minimi per suoli poco coerenti e plastici

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

$$Cu = \frac{1.35 \cdot NSPT_{m} \cdot 0.1}{2}$$

Argille limose-siltose mediamente plastiche

Terzaghi-PecK=1.60 (Argille Marnose Fratturate)

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

Argille - argille marnose alterate-fratturate

TerZaghiPecK=1.49 (Argille Sabbiose Siltose NC)

$$Cu = \frac{a \cdot NSPT_{m} \cdot 0.1}{2}$$

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 UNITA' DI VOLUME

Meyerhof=2.11 (Assenza di falda)

$$\begin{split} \gamma = & 1.3936 + 0.0918 \cdot NSPT_m + \\ & -0.004 \cdot NSPT_m^2 + 6.2E - 05 \cdot NSPT_m^3 \end{split}$$

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: $a=0.59,\,b=0.0056$

MODULO EDOMETRICO

Buisman=220.00 (Argille compatte)

 $E_d = 2.5 \cdot NSPT \cdot \alpha$

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

Buisman=165.00 (Argille Sabbiose)

 $E_d = 2.5 \cdot NSPT \cdot \alpha$

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)

 $E_d = 10.1.5 \cdot NSPT_m$

argille molli - valori massimi

Vesic=198.00 (Argille Molli Valori Minimi)

 $E_d = 6.1.5 \cdot NSPT_m$

argille molli - valori minimi

MODULO ELASTICO

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

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

limi coerenti e limi argillosi con IP <=15

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

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

limi coerenti e limi argillosi con IP > 15

Per ogni autore è riportato un valore del parametro corrispondente relativamente ad un terreno di caratteristiche medie.

1.2.2 Liquefazione

Il **metodo di Seed e Idriss** (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati per la stima della suscettibilità a liquefazione e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo $\mathbf{r}_{\mathbf{d}}$ viene utilizzata la formula empirica proposta da **Iwasaki** et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

mentre per il fattore correttivo MSF si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui **Seed H. B. e Idriss I. M** (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	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 resistenza alla liquefazione **CRR**, viene calcolata in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 1) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la sequente espressione:

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

dove:

 $\mathbf{N_m}$ è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT;

 $\mathbf{C_N}$ è un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

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

dove:

σ'vo è la pressione verticale effettiva;

Pa la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di σ'_{VO} ;

 ${f n}$ un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 2).

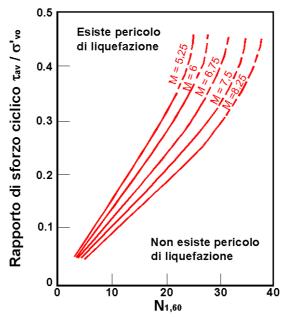


Figura 1 – Correlazione fra CSR e $N_{1.60}$.

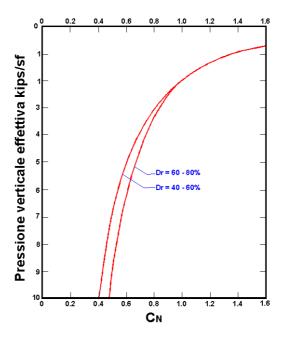


Figura 2 – Coefficiente correttivo C_N

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

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

Si applica quindi la:

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

se $F_S > 1,3$ il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con D50 > 0,25 mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di $N_{1.60}$:

$$(N_{1.60})_{CS} = N_{1.60} + 7.5$$

1.2.3 Prove penetrometriche statiche

La prova penetrometrica statica, o CPT (Cone Penetration Test), è una prova eseguita in situ per poter determinare la stratificazione e le proprietà meccaniche del suolo. Sviluppato negli anni '50 dagli olandesi è oggi in Italia uno dei più usati ed accettati test di campagna.

La prova consiste nel'infissione di una punta di forma conica all'interno del terreno. Durante l'avanzamento della punta, che avviene a velocità costante, vengono misurati la resistenza alla penetrazione e l'attrito laterale. Su alcuni penetrometri possono inoltre essere montati ulteriori sensori, come ad esempio trasduttori di pressione, che consentono di ottenere maggiori informazioni e maggiore accuratezza nella prova: in questo caso si parla di CPTU, o accelerometri per realizzare una prova sismica in foro.

1.2.3.1 Terreni incoerenti

ANGOLO DI RESISTENZA A TAGLIO

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 $\sigma_p\colon kg/cm^2$

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 saturio_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 saturio_p: kg/cm²

Durgunouglu 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

Durgunouglu 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

Herminier=21.58 (Sabbie OC)

$$\begin{split} \varphi = & -6.6276E - 05\cdot \left(\frac{R_P - \frac{\sigma}{\sigma_P}}{\sigma_P}\right)^2 + \\ & + 0.0756\cdot \frac{R_P - \frac{\sigma}{\sigma_P}}{\sigma_P} + 21.0647 \end{split}$$

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)

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

Per sabbie non cementare quarzose σ_p: kg/cm²

VELOCITA' ONDE DI TAGLIO

Baldi-Alluvionale=304.85

 $v_{J} = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_{C}}{p a} \cdot \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}}\right)^{b}}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$

pa = 101.325alluvionale: a = 123.9, b = 0.251pleistocenica: a = 82.5, b = 0.357alluvionale-pleistocenica: a = 112.5, b = 0.274 σ_p : kg/cm² Qc: kg/cm²

Baldi-Pleistocenica=265.30

 $v_{J} = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_{C}}{p a} \cdot \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}}\right)^{b}}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$

pa = 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 Qc: kg/cm²

Baldi-Alluvionale Pleistocenica=293.36

 $v_{J} = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_{C}}{pa} \cdot \sqrt{\frac{pa}{\sigma p}}\right)^{b}}{\sqrt[4]{\frac{pa}{\sigma p}}}$

pa = 101.325alluvionale: a = 123.9, b = 0.251pleistocenica: a = 82.5, b = 0.357alluvionale-pleistocenica: a = 112.5, b = 0.274 σ_p : kg/cm² Qc: kg/cm²

Jamiolkowski-Alluvionale=288.73

 $v_{\mathbf{J}} = a \cdot Q_{c}^{b}$

Jamiolkowski 1985 alluvionale: a=241, b=0.235pleistocenica: a=229.7, b=0.245alluvionale-pleistocenica: a=229.7, b=0.253 σ_p : kg/cm^2

Jamiolkowski-Pleistocenica=277.32

 $v_{J} = a \cdot Q_{c}^{b}$

Jamiolkowski 1985 alluvionale: a=241, b=0.235pleistocenica: a=229.7, b=0.245alluvionale-pleistocenica: a=229.7, b=0.253 σ_D : kg/cm^2 Q_c : kg/cm^2

Jamiolkowski-Alluvionale Pleistocenica=279.03

 $v_{s} = \alpha \cdot Q_{c}^{b}$

Jamiolkowski 1985 alluvionale: a=241, b=0.235pleistocenica: a=229.7, b=0.245alluvionale-pleistocenica: a=229.7, b=0.253 σ_p : kg/cm^2 Q_c : kg/cm^2

MODULO EDOMETRICO

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

MODULO DI TAGLIO

lmai 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/cm^2

Per ogni autore è riportato un valore del parametro corrispondente relativamente ad un terreno di caratteristiche medie.

1.2.3.2 Terreni coesivi

COESIONE NON DRENATA

Begemann=1.36

$$C_{u} = \frac{R_{P} - \sigma_{P}}{14}$$

σ_p: kg/cm²

DeBeer=1.10

$$C_{\rm u} = \frac{R_{\rm P}}{20}$$

Kjekstad 1978=1.12

$$C_{\rm u} = \frac{R_{\rm p} - \sigma_{\rm v0}}{17}$$

σ_v0: kg/cm²

Lunne Eide=0.93

$$C_{u} = \frac{R_{P} - \sigma_{P}}{20.7 - 0.18 \cdot IP}$$

sogma_p: kg/cm2

Lunne Eide=1.00 (Valori minimi)

$$C_{\rm u} = \frac{R_{\rm P} - \sigma_{\rm v0}}{19}$$

Valore minimo σ_vo: kg/cm²

Lunne Eide=1.00 (Valori minimi)

$$C_{\rm u} = \frac{R_{\rm p} - \sigma_{\rm v0}}{19}$$

Valore minimo σ_vo: kg/cm²

Lunne Eide=1.73 (Valori massimi)

$$C_{\rm u} = \frac{R_{\rm p} - \sigma_{\rm v0}}{11}$$

Valore massimo σ_vo: kg/cm²

Lunn Kleven 1981=1.27

$$C_{\rm u} = \frac{R_{\rm P} - \sigma_{\rm v0}}{15}$$

σ_vo: kg/cm²

Marsland 1974=0.73 (Minimi)

$$C_{\rm u} = \frac{R_{\rm p}}{30}$$

Valida per suoli fini-granulari. Valori minimi

Marsland 1974=1.47 (Massimi)

$$C_{\rm u} = \frac{R_{\rm p}}{15}$$

Valida per suoli fini-granulari. Valori massimi

Rolf Larsson 1995=0.73

$$C_{u} = \frac{\left(R_{p} - \frac{\sigma_{y0}}{\sigma_{py0}}\right) \cdot 10.197 - \sigma_{py0} \cdot 10.197}{13.4 + 6.65 \cdot 33}$$

Suoli fini-granulari σ_vo: kg/cm² σ_pvo: kg/cm²

Sunda=1.58

$$C_{u} = \frac{R_{p} - \sigma_{v0}}{\frac{3}{20} \cdot R_{p} + 12}$$

σ_vo: kg/cm²

Terzaghi=1.10

$$C_{\mathbf{u}} = \frac{0.5 \cdot R_{\mathbf{p}}}{10}$$

MODULO EDOMETRICO

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 Rn < 10: a= 7

Buisman Sanglerat=44.00 (Valore Minimo)

 $E_d = R_{p \cdot a}$

Valore minimo Rp > 45: a= 1.5 30 < Rp <= 45: a= 2 10 < Rp <= 30: a= 2 Rp < 10: a= 5

MODULO DI TAGLIO

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 SOVRACONSOLIDAZIONE

Mayne=9.00 (Argille sovraconsolidate)

$$OCR = 0.5 \cdot \frac{\left(R_P - \frac{\sigma}{\sigma_P}\right) \cdot \sigma}{\sigma_P}$$

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

Mayne=5.51 (Argille)

$$OCR = 0.2 \cdot \frac{\left(R_P - \frac{\sigma}{\sigma_P}\right) \cdot \sigma}{\sigma_P}$$

Argille σ: kg/cm² σ_p: kg/cm²

Stress History=<0.5

$$OCR = \frac{R_P}{(0.22\cdot15+1)\cdot\sigma_P\cdot10}$$

σ_p: kg/cm²

PESO UNITA' DI VOLUME

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

VELOCITA' ONDE DI TAGLIO

Jamiolkowski. Alluvionale=246.12

 $v_{j} = a \cdot Q_{c}^{b}$

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

 $v_{J} = a \cdot Q_{c}^{b}$

Alluvionale: a = 211.2, b = 0.199 Pleistocenica: a = 193, b = 0.315

Alluvionale-pleistocenica: a = 211.2, b = 0.231

Jamiolkowski. Alluvionale Pleistocenica=252.25

 $v_{j} = a \cdot Q_{c}^{b}$

Alluvionale: a = 211.2, b = 0.199 Pleistocenica: a = 193, b = 0.315

Alluvionale-pleistocenica: a = 211.2, b = 0.231

Baldi. Alluvionale=298.96

 $v_{J} = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_{C}}{p a} \cdot \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}}\right)^{b}}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$

pa = 101.325alluvionale: a = 145, b = 0.181pleistocenica: a = 97.2, b = 0.281alluvionale-pleistocenica: a = 146, b = 0.166 σ_p : kg/cm^2

Baldi. Alluvionale Pleistocenica=289.83

$$v_{J} = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_{C}}{p a} \cdot \sqrt{\frac{p a}{\sigma p}}\right)^{b}}{\sqrt[4]{\frac{p a}{\sigma p}}}$$

pa = 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

$$v_{J} = \frac{a \cdot \left(\frac{Q_{C}}{p \cdot a} \cdot \sqrt{\frac{p \cdot a}{\sigma \cdot p}}\right)^{b}}{\sqrt[4]{\frac{p \cdot a}{\sigma \cdot p}}}$$

pa = 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

Per ogni autore è riportato un valore del parametro corrispondente relativamente ad un terreno di caratteristiche medie.

1.2.4 Liquefazione

Il **metodo di Robertson e Wride** utilizza l'indice di comportamento \mathbf{I}_{C} per il tipo di suolo che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

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

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

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

dove:

 $\mathbf{q}_{\mathbf{c}}$ è la resistenza alla punta misurata.

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{VO} . $\mathbf{f_s}$ è l'attrito del manicotto.

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume n=1, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_c con la formula sopra riportata.

Se $I_C > 2.6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $I_C \le 2.6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e I_C deve essere ricalcolato nuovamente con la sequente formula:

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

Si presume che il terreno sia granulare e si assume n=0.5. Se è ancora $I_C \le 2.6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_C \le 2.6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_C deve essere nuovamente ricalcolato ponendo n=0.75.

Calcolato $I_{\rm C}$, si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata $q_{\rm C}$ mediante la seguente espressione:

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

dove n è lo stesso del calcolo di ${\rm I}_{\rm C}$.

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata con:

• se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

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

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

• se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$
$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove **K**_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$k_c = 0$$
 per FC ≤ 5
 $k_c = 0.0267 (FC - 5)$ per $5 < FC \le 35$
 $k_c = 0.8$ per FC > 35

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

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

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (CRR7,5) si calcola nel modo seguente:

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

• se
$$50 \le (q_{c1N})_{cs} < 160$$
:

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

Il **rapporto di sforzo ciclico CSR** si calcola con la formula riportata nell' Introduzione ai metodi semplificati di questa Guida e MSF come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella seguente):

Tabella 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	1,00 0,84
8.5	0,73

mentre il coefficiente r_d è calcolato mediante la seguente procedura:

• se z < 9,15 m:

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

• se $9,15 \le z < 23$ m:

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

dove **z** è la profondità in metri.

Si calcola F_s con la seguente espressione:

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

mentre l'indice e il rischio di liquefazione con la procedura proposta da **Iwasaki et alii.**

1.2.5 Prove pressiometriche

La prova pressiometrica (Pressure Meter Test, PMT) è una prova in situ sviluppata nel 1956 da Menard, prevede la realizzazione di un foro all'interno del quale viene collocata la sonda pressiometrica.

Lo sonda pressiometrica è formata da una lama piatta d'acciaio, su una faccia della quale è presente una sottile membrana circolare d'acciaio che viene deformata per mezzo di aria compressa. La lama viene conficcata verticalmente nel terreno con la spinta di una forza statica. Alla profondità prefissata la membrana viene dilatata orizzontalmente. La prova di carico è quindi orizzontale e la resistenza del terreno viene dedotta dalla misura della pressione d'aria introdotta all'interno dello strumento per ottenere la dilatazione predeterminata della membrana.

Dalla resistenza orizzontale del terreno si riesce a risalire ad una serie di parametri geotecnici.

Parametri ricavabili dalla prova

Le prove DMT vengono utilizzate per la determinazione di:

Resistenza al taglio non drenata cu Modulo confinato M

Da questa prova è possibile dedurre il valore del coefficiente di spinta a riposo del terreno. Misurando il valore della pressione del gas all'interno della membrana nell'istante in cui essa inizia a dilatare nel terreno(p_0), la pressione neutra propria dell'acqua contenuta nel terreno (u0) e lo sforzo efficace verticale cui e sottoposto il terreno (σ ' v_0), si definisce un indice kD pari a:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma_v' 0}$$

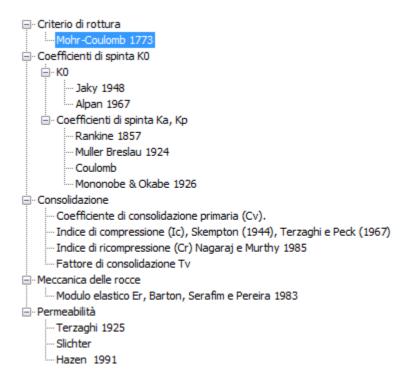
correlato al coefficiente di spinta a riposo dalla relazione:

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

dove $\beta_{\mbox{\tiny K}}$ è un coefficiente funzione del tipo di terreno.

2 Formule GEO

I metodi di calcolo attualmente disponibili sono riportati in figura:



2.1 Spinta delle terre

Sforzi in situ e condizioni di riposo (K₀)

In situ lo sforzo verticale che agisce sul generico piano a profondità z può essere calcolato nel caso generale come la somma dei contributi di n strati di peso specifico gi e spessore zi.

Lo sforzo verticale efficace presente nel terreno è maggiore della pressione laterale nello stesso punto. Si definisce il rapporto tra gli sforzi laterale e verticale come:

$$K = \sigma_h/P_0$$

valido a qualsiasi profondità ed ogni istante.

Quando gli sforzi si stabilizzano intorno ad un valore costante a deformazione nulla gli sforzi diventano principali, agenti su piani principali; questo stato di tensione viene detto a riposo o condizione K0 dove K0 è definito come:

$$K_0 = \sigma'_h/P'_0$$

Jaky (1948)

Correlazione valida per tutti i materiali granulari.

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

φ: Angolo di resistenza a taglio;

β: Inclinazione del profilo;

Alpan(1967)

Correlazione valida per argille normalmente consolidate

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

 $K_0 = K_{0,nc} \cdot OCR^n$
 $n = 0.54 \cdot 10^{-\frac{I_P}{281}}$

Ip: Indice di plasticità in % logaritmo a base 10;

OCR: Rapporto di sovraconsolidazione;

Pressione laterale del terreno

La pressione laterale del terreno rappresenta un parametro significativo di progetto in svariati problemi ingegneristici. Per muri di sostegno, paratie, scavi sbadacchiati, per il calcolo delle pressioni esercitai sulla parete di un silo, per la valutazione della pressione della terra o della roccia sulle pareti delle gallerie o di altre strutture sotterranee. Per la stima della pressione laterale si adotta generalmente il il metodo dell'equilibrio plastico definito dall'inviluppo di Mohr.

Coulomb 1776

Uno dei primi metodi per stimare le pressioni esercitate contro i muri di sostegno è attribuita a *Coulomb* il quale fece una serie di ipotesi:

Terreno isotropo;

Superficie di rottura piana;

Resistenza di attrito uniformemente distribuita lungo la superficie di rottura;

Il cuneo di rottura si comporta come un corpo rigido;

Esiste attrito tra muro e terreno;

La rottura avviene in condizioni di deformazione piana.

I principali limiti della teoria di Coulomb consistono nel considerare un terreno ideale e nell'ipotizzare un comportamento ideale.

$$K_{a} = \frac{\cos^{2}(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^{2}\theta \cdot \cos^{2}\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot (1 + \sqrt{R_{P}})^{2}}$$

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

$$\begin{split} K\,p = & \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \cdot (1 - \sqrt{R_P})^2} \\ R\,p = & \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(\varepsilon - \beta)} \end{split}$$

φ: angolo di resistenzza al taglio;

ε: inclinazione del versante a monte;

θ: angolo sismico;

δ: angolo di attrito terra-parete;

β: inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale.

NB: nella formula di Coulumb $\theta = 0$.

Rankine 1857

I coefficienti di spinta attiva e passiva, assumendo le ipotesi di terreno omogeneo e asciutto con piano campagna orizzontale, assumono i seguenti valori:

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

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

φ: Angolo di resistenza a taglio;

Muller Breslau 1924

Non viene posta la condizione che gli sforzi agenti sul piano orizzontale e quello verticale siano principali.

$$K_{a} = \frac{\cos^{2}(\varphi - \beta)}{\cos^{2}\beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot (1 + \sqrt{R_{P}})^{2}}$$

$$R_{p} = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \epsilon)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\epsilon - \beta)}$$

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

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

φ: angolo di resistenzza al taglio;

ε: inclinazione del versante a monte;

δ: angolo di attrito terra-parete;

β: inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale.

Mononobe e Okabe 1926

Il modello di Mononobe e Okabe è simile alla formulazione di *Muller Breslau* si differenzia per l'introduzione dell'effetto del sisma.

$$\begin{split} K_{a} &= \frac{\cos^{2}(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^{2}\beta \cdot \cos\left(\delta + \beta + \theta\right) \cdot \left(1 + \sqrt{R_{P}}\right)^{2}} \\ R_{p} &= \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos\left(\delta + \beta + \theta\right) \cdot \cos\left(\varepsilon - \beta\right)} \end{split}$$

$$\begin{split} K\,p = & \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos\left(\delta - \beta + \theta\right) \cdot \left(1 - \sqrt{R_P}\right)^2} \\ R\,p = & \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos\left(\delta - \beta + \theta\right) \cdot \cos\left(\varepsilon - \beta\right)} \end{split}$$

φ: angolo di resistenzza al taglio;

ε: inclinazione del versante a monte;

θ: angolo sismico;

δ: angolo di attrito terra-parete;

β: inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale.

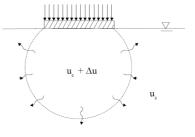
NB: nella formula di Coulumb $\theta = 0$.

2.2 Consolidazione

Coefficiente di consolidazione primaria (Cv)

Quando il terreno è caricato da una fondazione hanno sempre luogo dei cedimenti. Tale cedimenti non sono elastici come nel caso della compressione dell'acciaio o del calcestruzzo, ma derivano da una serie di movimenti, scivolamento, scorrimento tra le particelle di terreno.

Disponendo di una relazione tra sforzo e deformazione, si può



calcolare un modulo sforzideformazione Es. Mediante tale modulo è possibile calcolare il cedimento. Nel caso di terreni Es non è di facile determinazione. Nei terreni insaturi o saturi a grana grossa il drenaggio avviene quasi istantaneamente ed i cedimenti si possono calcolare senza preoccuparsi del tempo di consolidazione. Nei terreni saturi a grana fine oltre al cedimento è necessario valutare un parametro temporale. A tal scopo si ricorre alle prove di consolidazione. Tramite queste prove è possibile ricavare un parametro di comprimibilità per la valutazione del cedimento totale ed un parametro di consolidazione per la valutazione della velocità del cedimento. Da queste prove si può valutare anche OCR (grado di sovraconsolidazione). La prova consiste nell'applicare una serie di incrementi di carico e registrare le deformazioni ad intervalli di tempi stabiliti. I punti tempo-deformazione sono riportati su un grafico in scala semilogaritmica. Dai diagrammi è possibile ricavare il tempo associato ad una percentuale di consolidazione. Il valore t_{50} (tempo corrispondente al 50%) è quello più comunemente usato. Il parametro t_{50} è usato per il calcolo del coefficiente di consolidazione volumetrica Cv.

$Cv=Ti\times H^2/ti$

Ti: Fattore temporale;
H: Lunghezza del percorso di drenaggio;

Ti: tempo necessario affinchè avvenga i% della consolidazione in genere si usa il t50;

La pendenza del tratto iniziale della curva edometrica è detta **indice di ricompressione Cr**. La pendenza del tratto successivo al ginocchio, ovvero alla pressione di consolidazione, è detta **indice di compressione Cc**. La pendenza del tratto di scarico tensionale è detta indice di rigonfiamento **Cs**. I valori tipici di **Cc** sono compresi tra 0.1 e 0.8. **Cs** è dell'ordine 1/5-1/10 del valore di Cc.

Per una stima approssimata degli indici di può ricorrere alle relazioni sotto riportate.

Coefficiente di consolidazione verticale Cv

La teoria della consolidazione edometrica di Terzaghi si basa sulle seguenti ipotesi semplificative:

- 1. Consolidazione monodimensionale, cioè filtrazione e cedimenti in una sola direzione (verticale);
- 2. Incompressibilita dell'acqua ($\rho w = cost.$) e delle particelle solide ($\rho s = cost.$);
- 3. Validità della legge di Darcy;
- 4. Terreno saturo, omogeneo, isotropo, con legame sforzideformazioni elastico lineare, a permeabilità costante nel tempo e nello spazio;
- 5. Validità del principio delle tensioni efficaci.

L'equazione differenziale della consolidazione monodimensionale di **Terzaghi** può essere espressa come:

$$c_{v} \frac{\partial^{2} u_{e}}{\partial z^{2}} = \frac{\partial u_{e}}{\partial t}$$

Cv coefficiente di consolidazione verticale, $u_e = u_e(z, t)$ rappresenta, il valore dell'eccesso di pressione neutra nel punto a quota z, e al tempo t dall'istante di applicazione del carico.

$$C_{\nu} = \frac{K}{\gamma_{\nu}C_{c}}$$

K: Permeabilità;

 γ_{w} : Peso specifico acqua;

C_c: Coefficiente compressibilità;

Indice di compressione (Cc)

La pendenza del tratto successivo al ginocchio della curva edometrica ovvero alla pressione di consolidazione è detta **indice di compressione, Cc**.

Skempton (1944)

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

w,: Limite liquido;

Terzaghi e Peck (1967)

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

w,: Limite liquido;

Indice di ricompressione (Cr) Nagaraj e Murthy 1985

La pendenza del tratto iniziale della curva edometrica è detta **indice di ricompressione Cr**.

$$C_r = 0.0463 \cdot w_L \cdot \left(\gamma_J / \gamma_w \right)$$

w,:Limite liquido;

 γ_s : Peso specifico terreno;

 γ_w : Peso specifico acqua;

Fattore di consolidazione TV

Fattore di tempo

$$T_{v} = \frac{C_{v} \cdot t}{H_{d}^{2}}$$

Cv: coefficiente di consolidazione volumetrica in m²/sec; t: tempo di consolidazione in sec; H_d: lunghezza percorso drenaggio in m.

2.3 Meccanica delle rocce

Barton, Serafim e Pereira 1983

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

RMR: Indice di Bieniawki;

2.4 Permeabilità

Il flusso dell'acqua nel terreno in condizioni di non turbolenza è stato espresso da **Darcy** come:

$$v=k\times i$$

i:gradiente idraulico;

k: coefficiente di permeabilità proposto da Darcy (con dimensioni di lunghezza / intervallo di tempo)

Terzaghi 1925

$$K = 200 \cdot D \cdot 10^2 \cdot e^2$$

Applicabile per sabbie grossolane. D10: Diametro delle particelle in mm; e: indice dei vuoti.

Slichter

$$K = \frac{9.81}{\nu} \cdot C \cdot n^{3.287} \cdot D10^2$$

Applicabile per sabbie grossolane tra 0.01 e 5mm. D10: Diametro delle particelle in mm; n: porosità in %; v: viscosità

Hazen 1991

$$K = \frac{9.81}{\nu} \cdot C \cdot n^{3.287} \cdot D10^2$$

Applicabile per sabbie grossolane tra 0.01 e 5mm. D10: Diametro delle particelle in mm; n: porosità in %; v: viscosità

2.5 Pendio indefinito

L'introduzione all'analisi di stabilità di pendii naturali parte dal caso semplice di un pendio indefinito, ossia un pendio sufficientemente lungo da essere considerato infinito.

Si consideri un pendio di terreno con c'= 0, inclinato di un angolo β , completamente saturo con filtrazione definita da un angolo α .

L'espressione del fattore di sicurezza F deriva dall'analisi ad equilibrio limite di un blocco di terreno ed assume la seguente forma:

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

dove F deriva dal rapporto tra la resistenza a taglio disponibile e quella mobilizzata lungo il piano di rottura, γ e il peso di volume del terreno saturo e γ w il peso di volume dell'acqua.

Dall'equazione (1) possono essere facilmente ricavati dei casi più semplici di pendio indefinito.

Se il pendio non è saturo, il secondo termine in parentesi quadra dell'equazione si annulla, dando la seguente espressione:

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

Da cui risulta che un pendio è in condizioni di equilibrio limite (F=1) quando i suo l'angolo d'inclinazione è uguale all'angolo di resistenza a taglio. L'espressione (2) di F traduce anche la misura di sicurezza per filtrazione verticale ($a=90^\circ$).

Mentre per flusso parallelo al pendio ($\alpha = \beta$),

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

Si noti che in tutte le espressioni di cui sopra il fattore di sicurezza F è indipendente dalla profondità della superficie di rottura.

Quando si considera il caso di filtrazione parallela al pendio, ma con livello dell'acqua al di sotto del profilo del terreno, il fattore di sicurezza si ricava come segue:

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

dove zw è la profondità del livello dell'acqua e z è la profondità della superficie di rottura piana.

Un'analisi simile può essere condotta per la stabilità di un pendio indefinito in terreni puramente coesivi, ottenendo:

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

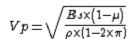
dove cu rappresenta la resistenza a taglio non drenata e γ il peso di volume saturo.

2.6 Condizioni dinamiche

In un semispazio elastico costituito da terreno omogeneo, sollecitato dinamicamente in punto si propagano a differente velocità tre tipi onde: Onde compressione (P); onde di taglio (Vs); onde di superficie (Rayleigh). La velocità di propagazione delle onde di Rayleigh sono inferiore del 10% rispetto alle onde di taglio.

Le velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio sono correlate alle costanti elastiche del terreno in condizioni dinamiche secondo la teoria dell'elasticità come segue:

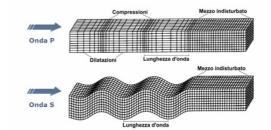
Onde di compressione Vp



Es: Modulo elasticità; ro: Densità;

ni: Coefficiente di Poisson.

Onde di taglio Vs



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

G: Modulo di taglio; ro: Densità.

Relazione tra modulo di taglio G e modulo elastico Es

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

ni: Coefficiente di Poisson; G: Modulo di taglio.

Relazione tra velocità Vs e modulo di taglio G

$$G = \rho \times V s^2$$

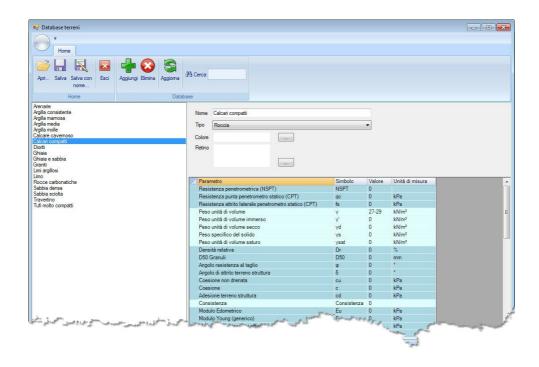
ro: Densità;

Vs: Velocità delle onde di taglio.

3 Database Terreni

Costituisce una ricca libreria delle caratteristiche geotecniche dei terreni. Il database è personalizzabile dall'utente ma condiviso con il database centrale GEOSTRU. Ogni qualvolta viene integrato con nuovi elementi, il nostro server le notifica e le trasferisce all'utente finale. Il sistema di trasferimento non si limita alla sostituzione del file ma integra il database personalizzato dell'utente.

Lo stesso database viene condiviso da tutte le applicazioni *GeoStru*;



4 Geoapp

Geoapp: la più grande suite del web per calcoli online

Gli applicativi presenti in Geostru Geoapp sono stati realizzati a supporto del professionista per la soluzione di molteplici casi professionali.

Geoapp comprende oltre 40 applicazioni per: Ingegneria, Geologia, Geofisica, Idrologia e Idraulica.

La maggior parte delle applicazioni sono gratuite, altre necessitato di una sottoscrizione (subscription) mensile o annuale.

Perchè si consiglia la subscription?

Perchè una subscription consente di:

- usare applicazioni professionali ovunque e su qualunque dispositivo;
- salvare i file in cloud e sul proprio PC;
- riaprire i file per elaborazioni successive;
- servizi di stampa delle relazioni ed elaborati grafici;

- notifica sull'uscita di nuove applicazioni ed inclusione automatica nel proprio abbonamento;
- disponibilità di versioni sempre aggiornate;
- servizio di assistenza tramite Ticket.

4.1 Sezione Geoapp

Generale ed Ingegneria, Geotecnica e Geologia

Tra le applicazioni presenti, una vasta gamma può essere utilizzata per **GeostruFormula**. A tale scopo si consigliano i sequenti applicativi:

- > Formulario NSPT
- Classificazione suoli NTC 2018
- > Classificazione delle terre SMC
- > Liquefazione

5 Bibliografia

- **A.**G.I., 1977. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche AGI Roma
- **B**azaraa, 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.
- **B**egemann H.K.S., 1974. The Delft Continuous Soil Sampler. Bull. Int. Ass. Eng. Geol. 10:35-37.
- **B**owles, J.E., 1982. Foundation Analysis and Design. 3rd Ed., McGraw-Hill, Inc., New York.
- Buisman, A.S.K. 1940. Grondmechanica. Waltman, Delft.
- **B**urland, J.B., Broms, B. and DeMello, V.F.B., 1977. "Behavior of Foundations and Structures." Proceedings of the 9th International Conforence on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 495-546.
- **C**aquot, A. and Kerisel, J. 1948. Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations. Gauthier-Villars, Paris.
- **C**arter M., 1983. Geotechnical engineering-Handbook-Pentech Press-London
- Colleselli-Soranzo F., 1980. Esercitazioni di Geotecnica Ed. Cleup Padova
- **C**oulomb, 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 Notraan 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.
- **D**avid 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.
- **D**e Mello V.F.B., 1967. Consideracoes Sobre os Ensalos de Penetracao e sua Problemas de Fundacoes Rasas. Thesis University Sao Paulo.
- **D**e 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.
- **D**eBeer, E. and Martens, A., 1957. "Method of Computation of an Upper Limit for the Influence ofHeterogeneity of Sand Layers on the Settlement of Bridges." Proceedings of the 4th International Conforence on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 275-282.
- **E**urocode 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.
- **G**ibbs 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.
- **H**unt R.E., 1986. Geotechnical engineering techniques and practices MeGraw- 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., Tatsuoka 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).
- **J**aky, 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.
- **M**alcev A.T., 1964. Interpretation of standard spoon penetration testing. Symp. Econ. Use Soil Testing in Site Investigation, Birmingham, 3, 11-16.
- **M**eigh A.C. and Hobbs N.B., 1975. Soil Mechanics. Section 8, Civil Engineer's Reference Book, 3rd Ed.
- **M**eyerhof 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.
- **M**eyerhof, 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.
- **P**eck, 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.
- **P**eck, 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
- **P**ilot G., 1982. Foundation engineering Ecole national des ponts et chausees Paris prove Geotecniche in sito ed. GEO-GRAPH 1990
- Robertson P.K. and Campenella R.G., 1983. "Interpretation of Cone Penetration Tests-Part I (Sand)." Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No.4, pp. 734-745.
- **S**anglerat, G. 1972. The Penetrometers and Soil Exploration. Elsevier, Amsterdam, 488p. Schmertmann, J., H. 1978.
- **S**chmertmann J.H., 1970."Static cone to compute static settlementoversand."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 InSitu measurement of Soil Properties, Specialty Conf. of the Geotechnical Div., ASCE, North Carolina State University, Raleigh, Vol. I, pp. 57-138.
- **S**chmertmann, 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.

- **S**chultze, 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.
- **S**eed H.B. and Idriss I.M., 1971. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. J. Geotech. Egrg. Div, ASCE, 97(9), 1249-1274.
- **S**erafim J.L. and Pereira J.P, 1983. Consideration of the geomechanics classification of Beniawski. Proc. Int. Symp. Eng. Geol. Underground Constr., Lisbon, 1, II33-II42.
- **S**hioi 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.
- **S**kempton, 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.
- **S**owers, G.F., 1962. Shallow Foundations, Chapter 6 in Foundation Engineering, ed. by G.A. Leonards, McGraw-Hill, Inc., New York.
- **S**troud 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.
- **T**erzaghi, K. and Peck, R.B. (1948) Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, Hoboken.
- **T**imoshenko, S.P. and Goodier, J.N. 1970. Theory of Elasticity. 3rd edn. McGraw-Hill, New York.
- **T**imoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger, S. 1959. Theory of Plates and Shells. 2nd edn. McGraw-Hill, New York.
- **T**rofimenkov,J.G., 1974. "PenetrationTestingin 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.
- **T**schebotarioff, G.P. 1962. Retaining structures. Ch. 5 in Foundation Engineering (ed. G.A. Leonards). McGraw-Hill, New York.
- **T**schebotarioff, G.P. 1973. Foundations, Retaining and Earth Structures. McGraw-Hill, New York.
- **T**sinker, G.P. 1983. Anchored sheet pile bulkheads: Design practice. Proc. ASCE, J. Geotech. Div. 109 (8), 1021–1038.
- **V**esic, 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 Contatti



Consultare la pagina dei contatti del Sito Web per avere maggiori informazioni sui nostri contatti e sugli indirizzi delle sedi operative in Italia e all'Estero.