

PENURUNAN PONDASI

Pertemuan ke - 4

PENURUNAN PONDASI

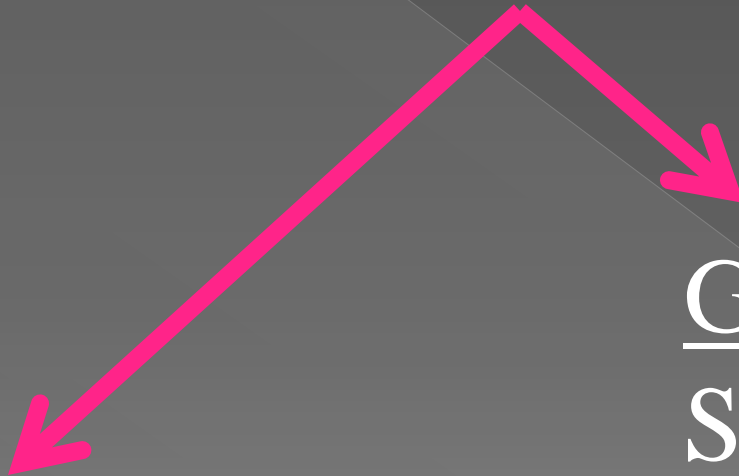
- ◉ Untuk diperhitungkan efeknya dalam perhitungan struktur
- ◉ Sebagai indikasi awal differential settlement
- ◉ Sebagai early warning bagi owner

PENURUNAN PONDASI

- Biasanya diberi notasi S
- Penurunan yang dimaksud dan dilaporkan adalah penurunan total
- Terdiri atas :
 - > Penurunan seketika (S_e or S_i), immediate/Elastic
 - > Penurunan konsolidasi (S_c)
 - > Penurunan sekunder (S_s) → pada tanah organik
 - > Penurunan tersier (hanya pada tingkat lanjut)

PENURUNAN PONDASI

$$S_{total} = S_i + S_c + S_s$$



Granular/Sandy

$$S_{total} = S_i$$

Cohesive

$$S_{total} = S_i + S_c + S_s$$

Why?

Parameter Elastik

TABLE 5.14 General Range of Modulus of Elasticity of Sand

Type	E_s (kN / m ²)
Coarse and medium coarse sand	
Loose	25,000 – 35,000
Medium dense	30,000 – 40,000
Dense	40,000 – 45,000
Fine sand	
Loose	20,000 – 25,000
Medium dense	25,000 – 35,000
Dense	35,000 – 40,000
Sandy silt	
Loose	8,000 – 12,000
Medium dense	10,000 – 12,000
Dense	12,000 – 15,000

TABLE 5.13 Suggested Values for Poisson's Ratio

Soil type	Poisson's ratio, ν
Coarse sand	0.15 – 0.20
Medium loose sand	0.20 – 0.25
Fine sand	0.25 – 0.30
Sandy silt and silt	0.30 – 0.35
Saturated clay (undrained)	0.50
Saturated clay--lightly overconsolidated (drained)	0.2 – 0.4

Parameter Elastik

A number of correlations for the modulus of elasticity of sand with the field standard penetration resistance N and cone penetration resistance q_c were made in the past. Schmertmann [8] proposed that

$$E_s \text{ (kN / m}^2\text{)} = 766N \quad (5.49a)$$

$$E_s \text{ (U.S. ton/ft}^2\text{)} = 8N \quad (5.49b)$$

Schmertmann and Hartman [9] made the following recommendations for estimating the E_s of sand from cone penetration resistance, or

$$E_s = 2.5q_c \text{ (for square and circular foundations)} \quad (5.50)$$

$$E_s = 3.5q_c \text{ (for strip foundation; } L/B \geq 10\text{)} \quad (5.51)$$

In many cases, the modulus of elasticity of *saturated clay* soils (undrained) was correlated with the undrained shear strength, c_u . D'Appolonia et al. [10] compiled several field test results and concluded that

$$\frac{E_s}{c_u} = 1000 \text{ to } 1500 \left(\begin{array}{l} \text{for lean inorganic clays from} \\ \text{moderate to high plasticity} \end{array} \right) \quad (5.52)$$

TANAH KOHESIF - Seketika

$$S_e = \mu_1 \mu_2 \frac{qB}{E_s}$$

where $\mu_1 = f\left(\frac{D_f}{B}\right)$

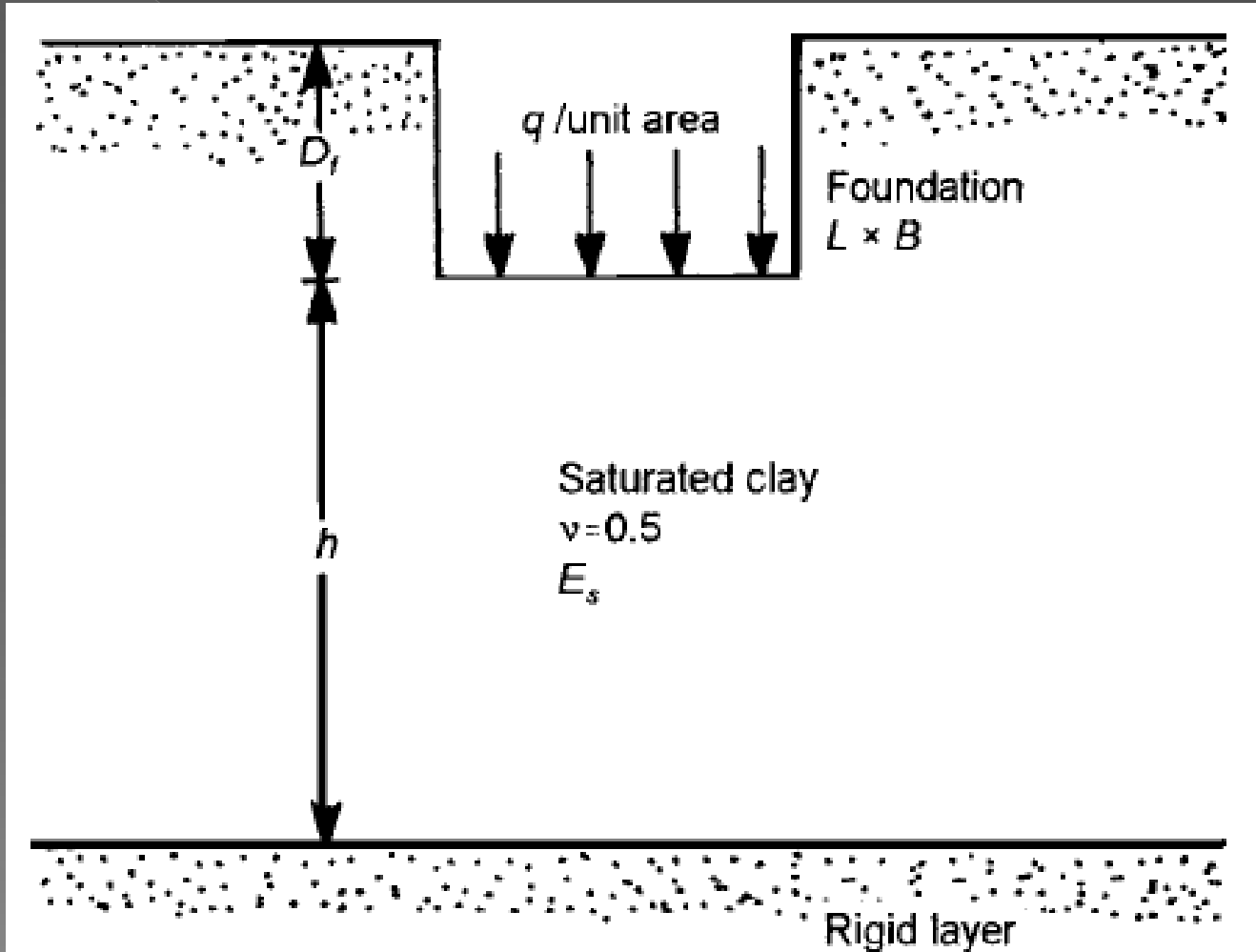
$$\mu_2 = \left(\frac{h}{B}, \frac{L}{B}\right)$$

L = foundation length

B = foundation width

Christian and Carrier [13] made a critical evaluation of the factors μ_1 and μ_2 , and the results were presented in a graphical form. The interpolated values of μ_1 and μ_2 from these graphs are given in [Tables 5.15](#) and [5.16](#).

TANAH KOHESIF - Seketika



TANAH KOHESIF - Seketika

TABLE 5.15 Variation of μ_1 with $D_f/0$ [Eq. (5.53)]

D_f/B	μ_1
0	1.0
2	0.9
4	0.88
6	0.875
8	0.87
10	0.865
12	0.863
14	0.860
16	0.856
18	0.854
20	0.850

TABLE 5.16 Variation of μ_2 with h/B

h/B	Circle	L/B				
		1	2	5	10	∞
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

TANAH KOHESIF - Konsolidasi

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma_{av}}{\sigma'_o} \right)$$

(for normally consolidated clay, that is, $\sigma'_o = \sigma'_c$)

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma_{av}}{\sigma'_o} \right)$$

(for overconsolidated clay and $\sigma'_o + \Delta \sigma_{av} \geq \sigma'_c$)

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma_{av}}{\sigma'_c} \right)$$

(for overconsolidated clay and $\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta \sigma_{av}$)

TANAH KOHESIF - Sekunder

Secondary consolidation follows the primary consolidation process and takes place under essentially constant effective stress as shown in Fig. 5.41. The slope of the void ratio versus log-of-time plot is equal to C_{α} , or

$$C_{\alpha} = \text{secondary compression index} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (5.111)$$

The secondary consolidation settlement, S_s , can be calculated as

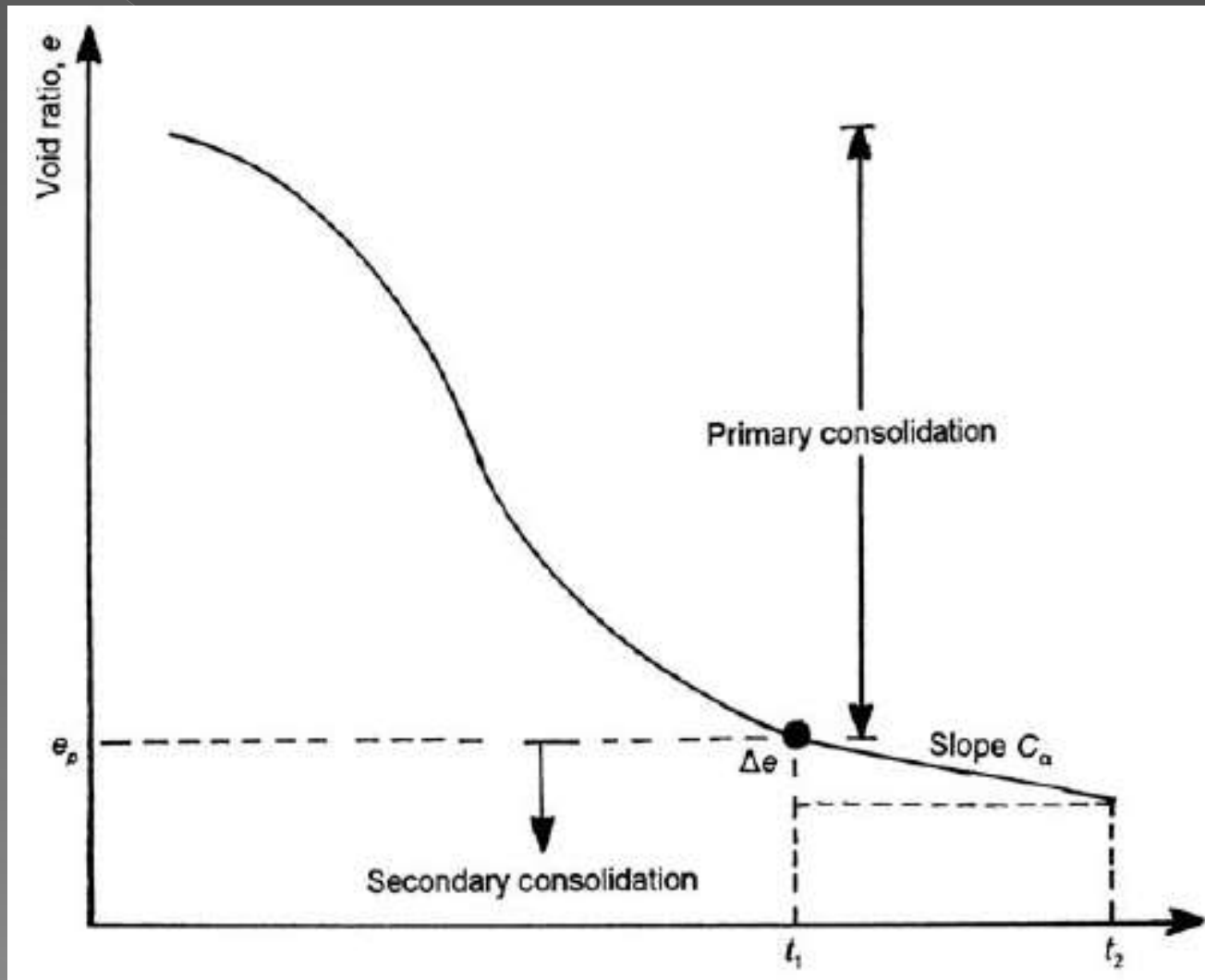
$$S_s = \frac{C_{\alpha} H_c}{1 + e_p} \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (5.112)$$

where e_p = void ratio at the end of primary consolidation
 t_2, t_1 = time

The magnitude of the secondary compression index can vary widely, and some general ranges are as follow:

Overconsolidated clays ($OCR > 2$ to 3)	>0.001
Organic soils	0.025 or more
Normally consolidated clays	0.004 – 0.025

TANAH KOHESIF - Sekunder



TANAH NON-KOHESIF

METODE MEYERHOFF

- Untuk $B \leq 4 \text{ ft (1.2 m)}$

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{\frac{0.44q'}{\sigma_r}}{\bar{N}_{60} K_d}$$

- Untuk $B > 4 \text{ ft (1.2 m)}$

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{\frac{0.44q'}{\sigma_r}}{\bar{N}_{60} K_d} \left(\frac{B}{B + B_r} \right)^2$$

TANAH NON-KOHESIF

- δ = penurunan
- B_r = lebar acuan (reference width) = 1 ft = 0.3 m = 12 in
- q' = daya dukung beban kerja
- σ_r = tegangan acuan (reference stress) = 2000lb/ft² = 100kPa
- N_{60} = nilai SPT rata-rata antara dasar pondasi hingga kedalaman 2B dari dasar pondasi. Untuk tanah pasir padat kelanauan dibawah muka air tanah dan $N_{SPT} > 15$ dapat menggunakan formula sbb:
$$N_{SPT \text{ corrected}} = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$$
- B = lebar pondasi
- K_d = faktor kedalaman = $1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33$

TANAH NON-KOHESIF

METODE BURLAND DAN BURBRIDGE

Metode ini memberikan hasil yang lebih baik dibandingkan dengan metode Meyerhoff. Langkah-langkah perhitungan untuk memprediksi besarnya penurunan adalah sebagai berikut :

1. Menentukan nilai SPT yang sesuai. Perlu dilakukan koreksi untuk nilai SPT pada tanah berbatu (*gravelly soil*) atau tanah kerikil kepasiran (*sandy gravel*) dimana nilai SPT yang diperoleh dari uji SPT harus dibagi dengan faktor 1.25
2. Menghitung besarnya kedalaman pengaruh tegangan (*depth of influence, z_1*) dari dasar pondasi. Jika N_{SPT} konstan atau meningkat berdasarkan kedalaman dapat menggunakan rumus :

TANAH NON-KOHESIF

$$\frac{z_1}{B_r} = 1.4 \left(\frac{B}{B_r} \right)^{0.75}$$

dimana : B = lebar pondasi

 B_r = lebar acuan (reference width) = 1 ft = 0.3 m = 12 in

Jika nilai SPT (N_{SPT}) semakin kecil terhadap kedalaman, maka z₁ = 2B

3. Hitung harga rata-rata N_{SPT} di sepanjang kedalaman dari dasar pondasi hingga z₁.
Nilai ini disebut sebagai \overline{N}_{60} .

4. Hitung indeks kompresi, I_c

- Untuk NC soil

$$I_c = \frac{1.71}{(\overline{N}_{60})^{1.4}}$$

- Untuk OC soil

$$I_c = \frac{0.57}{(\overline{N}_{60})^{1.4}}$$

TANAH NON-KOHESIF

5. Hitung faktor koreksi kedalaman, C_1

$$C_1 = \frac{H}{z_1} \left(2 - \frac{H}{z_1} \right) \leq 1$$

dimana : H = kedalaman dari dasar pondasi hingga tanah yang kompresibel
Faktor ini perlu diperhatikan jika kondisi lapangan terdiri dari tanah pasir lepas yang dialasi tanah pasir padat dan peralihannya terjadi pada jarak $< z_1$.

6. Hitung faktor bentuk, C_s

$$C_s = \left[\frac{1.25 \frac{L}{B}}{\left(\frac{L}{B}\right) + 0.25} \right]^2$$

dimana :

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

$C_s = 1$ -----> untuk pondasi bujursangkar

$C_s = 1.56$ -----> untuk pondasi menerus

7. Hitung penurunan dengan menggunakan formula sebagai berikut :

TANAH NON-KOHESIF

Untuk tanah terkonsolidasi normal ($OCR = 1$)

$$\frac{\delta}{B_r} = 0.14 C_s C_1 I_c \left(\frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left(\frac{q'}{\sigma_r} \right)$$

Untuk tanah terkonsolidasi berlebihan, dengan $q' \leq \sigma_c'$ ($OCR > 1$)

$$\frac{\delta}{B_r} = 0.047 C_s C_1 I_c \left(\frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left(\frac{q'}{\sigma_r} \right)$$

Untuk tanah terkonsolidasi berlebihan, dengan $q' > \sigma_c'$ ($OCR > 1$)

$$\frac{\delta}{B_r} = 0.14 C_s C_1 I_c \left(\frac{B}{B_r} \right)^{0.7} \left(\frac{q' - 0.67 \sigma_c'}{\sigma_r} \right)$$

dimana σ_c' = tekanan prakonsolidasi

Penentuan nilai OCR pada tanah pasir sulit dilakukan oleh sebab itu harus hati-hati dalam pemilihan rumus yang akan digunakan.

TANAH NON-KOHESIF

METODE SCHMERTMANN

Metode ini yang digunakan dalam program SCHMERT. Berdasarkan hasil penelitian metode ini lebih baik daripada kedua metode yang telah dibahas diatas karena beberapa alasan antara lain :

- Menggunakan data CPT / *Cone Penetration Testing* (= sondir) dimana memberikan data lebih akurat dibandingkan dengan data SPT
- Memungkinkan untuk membagi lapisan-lapisan lebih teliti dengan harga modulus elastisitas yang berbeda-beda.
- Memperhitungkan faktor regangan (*strain influence factors*)

Langkah-langkah perhitungan :

1. Tentukan variasi modulus tanah terhadap kedalaman, E , dari data CPT. Korelasi antara E dengan data CPT dapat dilihat pada tabel 5.

TANAH NON-KOHESIF

Soil Type	E/qc
Young, NC Silica Sand, age < 100 yr	2.5
Aged, NC Silica Sand, age > 3000 yr	3.5
OC Silica Sand	6.0

TANAH NON-KOHESIF

2. Tentukan kedalaman tanah yang akan ditinjau (hingga kedalaman $2B$ untuk pondasi segiempat; hingga $4B$ untuk pondasi menerus, atau hingga lapisan tanah keras, dipilih yang terdangkal). Bagi menjadi beberapa lapisan tanah (5-10 lapis) dan tentukan harga E masing-masing lapis.
3. Tentukan harga maksimum faktor regangan, I_{zp}

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q'}{\sigma_{vp}'}}$$

dimana :

σ_{vp}' = tegangan vertikal efektif awal pada kedalaman $D+B/2$ untuk pondasi bujursangkar atau $D+B$ untuk pondasi menerus.

TANAH NON-KOHESIF

2. Tentukan kedalaman tanah yang akan ditinjau (hingga kedalaman $2B$ untuk pondasi segiempat; hingga $4B$ untuk pondasi menerus, atau hingga lapisan tanah keras, dipilih yang terdangkal). Bagi menjadi beberapa lapisan tanah (5-10 lapis) dan tentukan harga E masing-masing lapis.
3. Tentukan harga maksimum faktor regangan, I_{zp}

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q'}{\sigma_{vp}'}}$$

dimana :

σ_{vp}' = tegangan vertikal efektif awal pada kedalaman $D+B/2$ untuk pondasi bujursangkar atau $D+B$ untuk pondasi menerus.

TANAH NON-KOHESIF

4. Menghitung faktor regangan pada titik tengah setiap lapisan

- Pondasi bujursangkar dan lingkaran

$$z_f = 0 - \frac{B}{2} \rightarrow I_s = 0.1 + \left(\frac{z_f}{B}\right) \left(\frac{2I_{sp}}{0.2}\right)$$

$$z_f = \frac{B}{2} - 2B \rightarrow I_s = 0.667I_{sp} \left(2 - \frac{z_f}{B}\right)$$

- Pondasi menerus, $L/B \geq 10$

$$z_f = 0 - B \rightarrow I_s = 0.2 + \left(\frac{z_f}{B}\right) (I_{sp} - 0.2)$$

$$z_f = B - 4B \rightarrow I_s = 0.333I_{sp} \left(4 - \frac{z_f}{B}\right)$$

- Pondasi segiempat, $1 < L/B < 10$

$$I_z = I_{zs} + 0.111 (I_{zc} - I_{zs}) \left(\frac{L}{B} - 1\right)$$

dimana :

z_f = kedalaman dari dasar pondasi hingga tengah lapisan

I_z = faktor regangan

I_{zc} = I_z untuk pondasi menerus

I_{sp} = puncak I_z

I_{zs} = I_z untuk pondasi bujursangkar

TANAH NON-KOHESIF

5. Menghitung penurunan

$$\delta = C_1 C_2 C_3 q' \sum_{i=1}^n \frac{I_{zi} H_i}{E_i}$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_D'}{q'} \right)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right)$$

$$C_3 = 1.03 - 0.03 \frac{L}{B}$$

dimana :

C_1 = faktor kedalaman

C_2 = faktor rangkai sekunder

C_3 = faktor bentuk

σ_D' = tegangan vertikal efektif pada kedalaman D di bawah pondasi

n = jumlah lapisan

I_{zi} = I_z pada tengah lapisan I

H_i = tebal lapisan ke-i

E_i = modulus lapisan ke-i

t = lamanya waktu terhitung sejak pemberian beban (tahun)

t \geq 0.1 tahun

Metode Schmertmann dikembangkan untuk parameter dari data sondir / CPT, tetapi dalam aplikasinya dapat juga menggunakan jenis pengujian lainnya, misalnya SPT, Dilatometer test (DMT), pressuremeter test (PMT) dengan cara dikonversikan dengan nilai CPT yang sesuai.