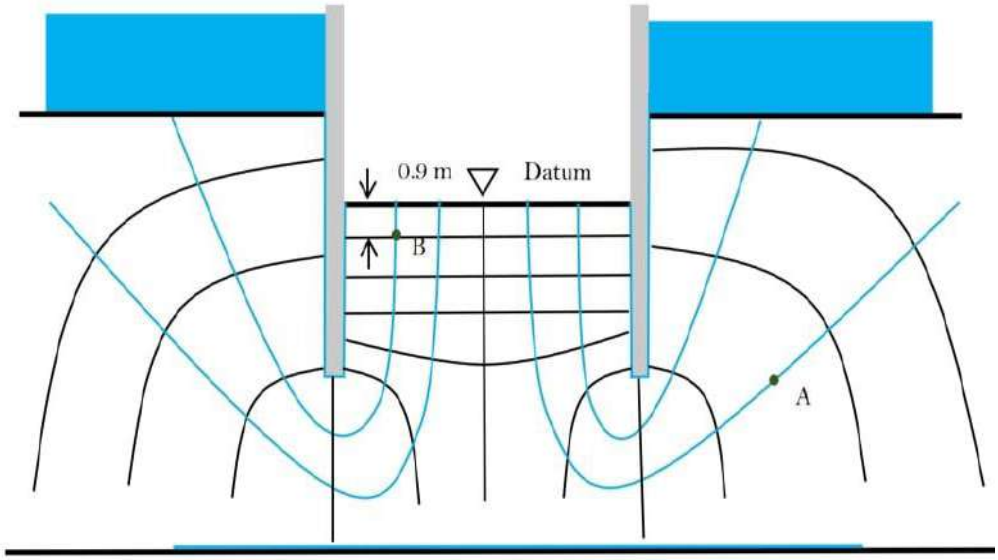
The Hashemite University
Faculty of Engineering
Civil Engineering Department

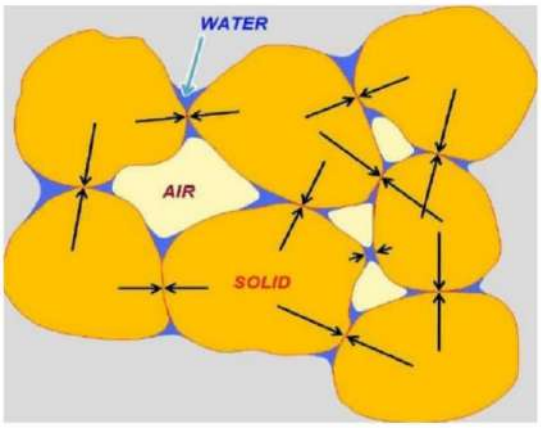
Geotechnical Engineering



By: Eng. Mahmoud Abo-Rayyan

Civilitte

Civilittee-hu.com



MR

Table and Chart First

Procedures for Classification				
Passing #200 < 50% course soil	Gravel: More than 50% coarse fraction retained on sieve #4 **Passing #4 < 50% gravel**	Less than 5% fines **Passing #200 < 5%**	1<Cc<3 Cu≥4	GW Well-graded Gravel
			Not satisfying GW	GP poorly graded Gravel
		More than 12% fines **Passing #200 > 12%**	Below Line A	GM Silty Gravel
			Above Line A	GC clayey Gravel
Coarse-grained material **Grain size distribution**	Sand: Less than 50% coarse fraction retained on sieve #4 **Passing #4 > 50% Sand**	Less than 5% fines **Passing #200 < 5%**	1<Cc<3 Cu≥6	SW Well-graded Sand
			Not satisfying SW	SP poorly graded Sand
		More than 12% fines **Passing #200 > 12%**	Below Line A	SM Silty Sand
			Above Line A	SC clayey Sand

Passing #200 >50% fine soil → **Plasticity chart**

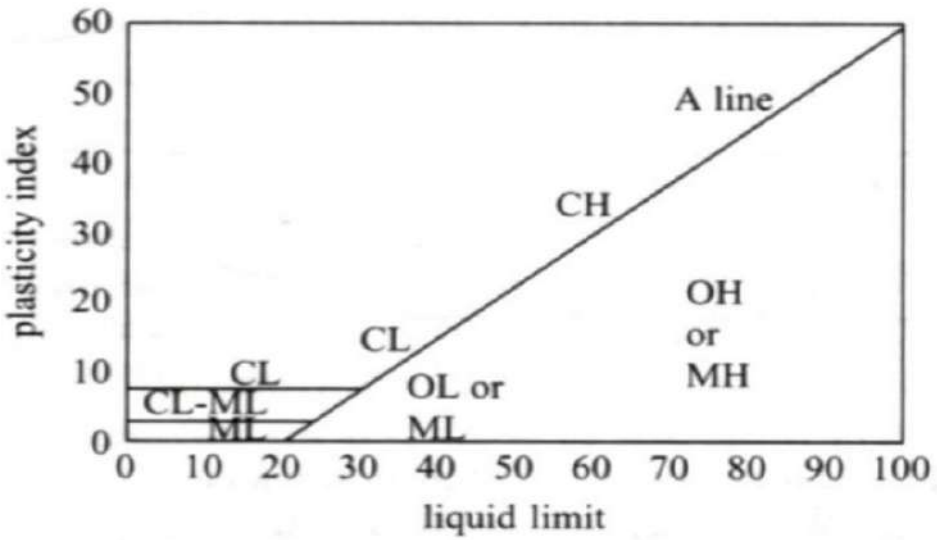
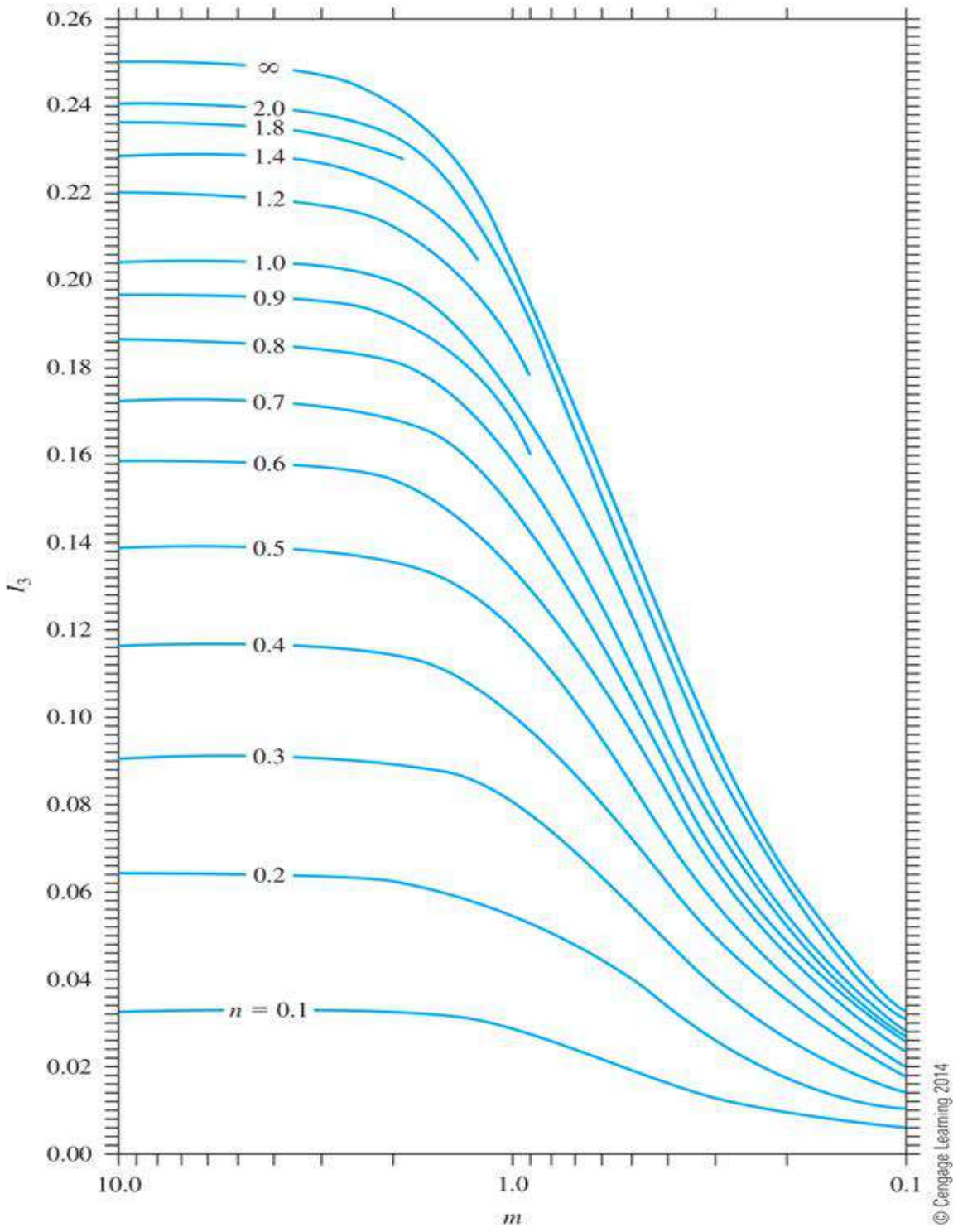
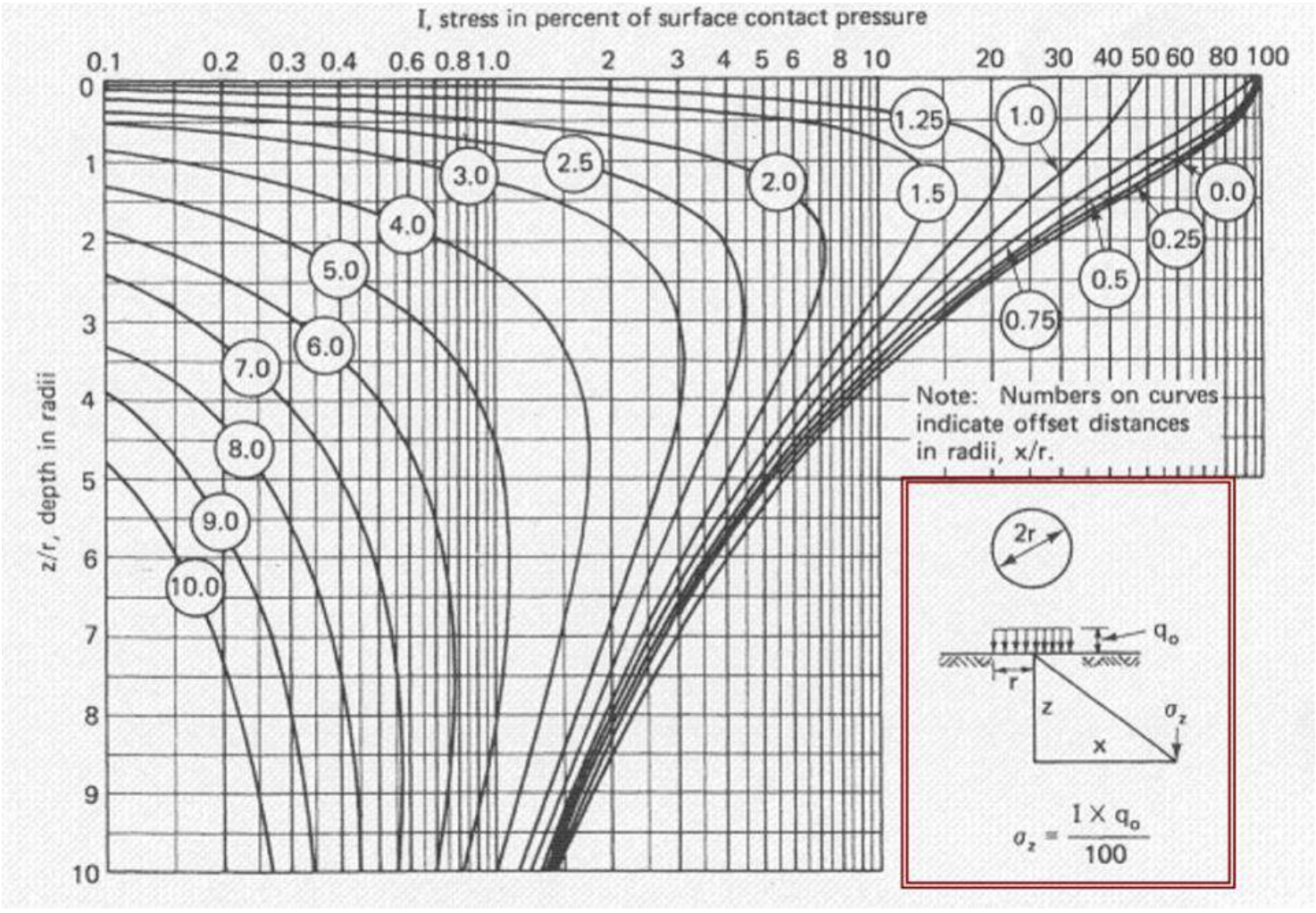
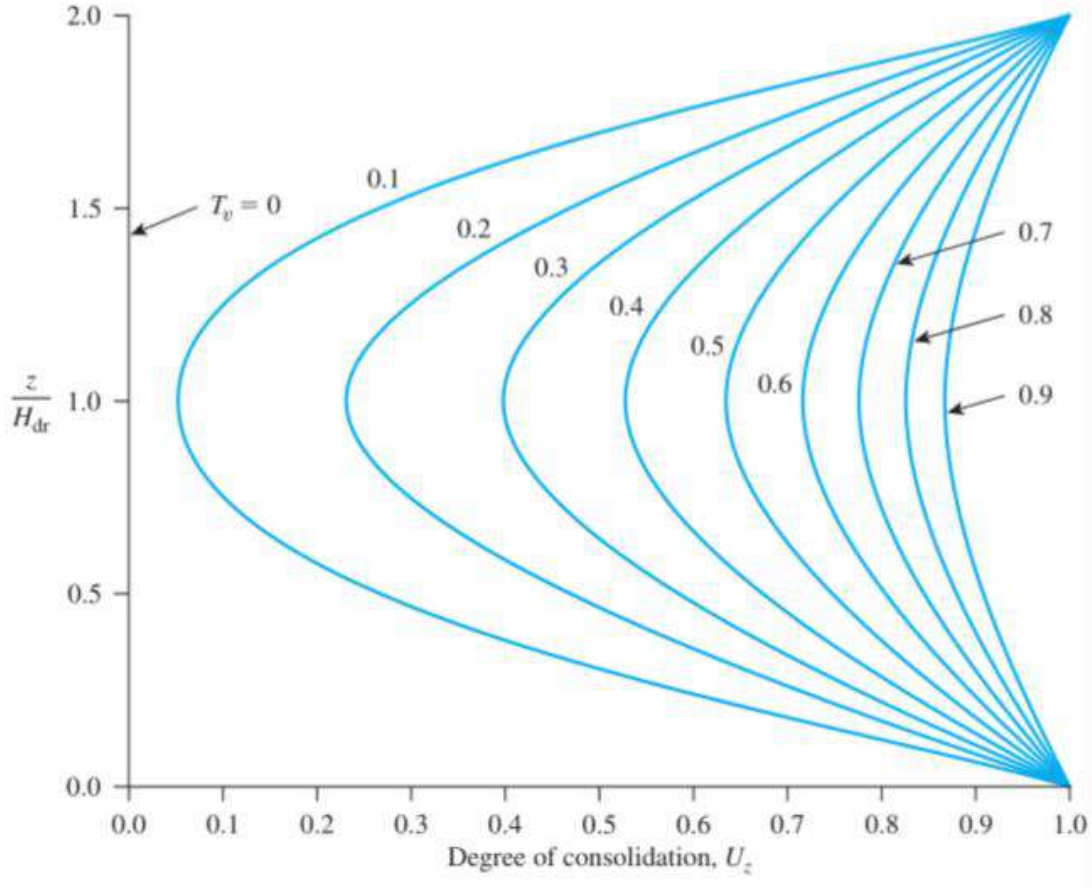


Table and Chart Second

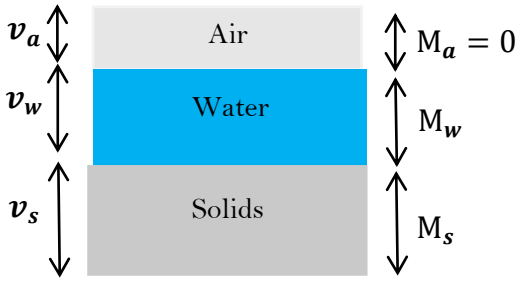


Variation of I_3 with m and n


I, stress in percent of surface contact pressure
0.1 0.2 0.3 0.4 0.6 0.8 1.0 2 3 4 5 6 8 10 20 30 40 50 60 80 100
z/r, depth in radii
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
1.25
1.0
0.0
1.5
0.25
0.5
0.75
2.0
3.0
2.5
4.0
5.0
6.0
7.0
8.0
9.0
10.0
Note: Numbers on curves indicate offset distances in radii, x/r.
2r
q_o
r
z
σ_z
x
$\sigma_z = \frac{I \times q_o}{100}$


2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
$\frac{z}{H_{dr}}$
$T_v = 0$
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
0.0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0
Degree of consolidation, U_z

(Bulk / Wet / Total / Moister) Soil

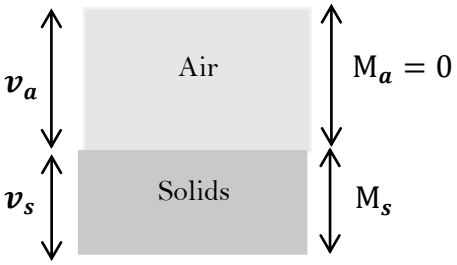


$v_{total} = v_a + v_w + v_s$

$v_{voide} = v_a + v_w$

$M_{total} = M_s + M_w$

Dry Soil



$v_v = v_a$

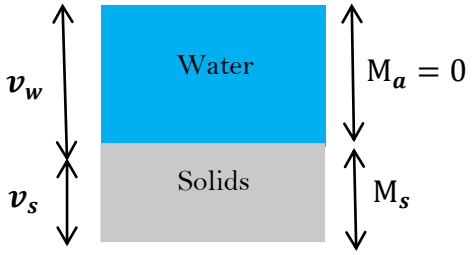
$v_w = 0$

$v_{total} = v_a + v_s$

$v_{voide} = v_a$

$M_{total} = M_s$

Saturated Soil



$v_v = v_w$

$v_a = 0$

$v_{total} = v_w + v_s$

$v_{voide} = v_w$

$M_{total} = M_s + M_w$

Volume -Volume Relation

$void\ ratio\ (e) for\ Bulk\ soil = \frac{v_v}{v_s}$ **when $v_v = 0$ is $(v_s = {}_t, e = 0)$ and when $v_v = v_s$ is $(v_t = 2v_v, e = 1)$**

$void\ ratio\ (e) for\ Dry\ soil = \frac{v_v}{v_s} = \frac{v_a}{v_s}$ **when $v_a = 0$ is $(v_s = v_t, e = 0)$ and when $v_a = v_s$ is $(v_t = 2v_a, e = 1)$**

$void\ ratio\ (e) for\ sat\ soil = \frac{v_v}{v_s} = \frac{v_w}{v_s}$ **when $v_w = 0$ is $(v_s = v_t, e = 0)$ and when $v_w = v_s$ is $(v_t = 2v_w, e = 1)$**

e may be > 1 and e not may be < 0

$Porosity\ (n) for\ Bulk\ soil = \frac{v_v}{v_t}$ **when $v_a = 0$ and $v_w = 0$ is $(v_v = 0, v_s = v_t, n = 0)$**

$Porosity\ (n) for\ Dry\ soil = \frac{v_v}{v_t} = \frac{v_a}{v_t}$ **when $v_a = 0$ is $(v_v = 0, v_s = v_t, n = 0)$**

$Porosity\ (n) for\ saturated\ soil = \frac{v_v}{v_t} = \frac{v_w}{v_t}$ **when $v_w = 0$ is $(v_v = 0, v_s = v_t, n = 0)$**

$0 < n < 1$

$Degree\ of\ saturation\ (s_r) for\ Bulk\ soil = \frac{v_w}{v_v}$ **when $v_a = 0$ and $v_w = 0$ is $(v_v = 0, v_s = v_t, S = 0)$**

$Degree\ of\ saturation\ (s_{r\,min}) for\ Dry\ soil = \frac{v_w}{v_v} = \frac{0}{v_a} = 0$ **S not may be < 0**

$Degree\ of\ saturation\ (s_{r\,max}) for\ saturated\ soil = \frac{v_w}{v_v} = \frac{v_v}{v_w} = 1$ **S not may be > 1** **$0 < S < 1$**

$The\ air\ content\ (A) for\ Bulk\ soil = \frac{v_a}{v_t}$

$The\ air\ content\ (A_{max}) for\ Dry\ soil = \frac{v_a}{v_t} = \frac{v_v}{v_t} = n$ **at $v_a = v_v$ $A_{max} = n$ A not may be $> n$**

$The\ air\ content\ (A_{min}) for\ saturated\ soil = \frac{v_a}{v_t} = \frac{0}{v_t} = 0$ **at $v_a = 0$ $A_{min} = 0$ A not may be < 0**

(Mass-Mass) Or (Weight - Weight) Relation

$Water\ content\ (w_c) = \frac{M_w}{M_s}$ Or $= \frac{W_w}{W_s}$ **at Dry soil $(wc) = 0$ at Sat soil $(wc) = wc_{max}$**

(Mass Or Weight) -Volume Relation

$$\text{Bulk density } (\rho) = \frac{M_t}{v_t} = \frac{Gs\rho_w(1+w)}{1+e} = \frac{\rho_w(Gs+se)}{1+e} \quad \text{Or} \quad \text{moist unit weight } (\gamma) = \frac{W_t}{v_t} = \frac{Gs\gamma_w(1+w)}{1+e} = \frac{\gamma_w(Gs+se)}{1+e}$$

$$\text{Solid density } (\rho_s) = \frac{M_s}{v_s} \quad Or \quad \text{solid unit weight } \gamma_{solid} = \frac{W_s}{v_s}$$

$$\text{Dry density } (\rho_{dry}) = \frac{M_s}{v_t} = \frac{\rho_w Gs}{1+e} \quad \text{Or} \quad \text{dry unit weight } \gamma_{dry} = \frac{W_s}{v_t} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e}$$

$$\text{Saturated density } (\rho_{Sat}) = \frac{M_t}{v_t} = \frac{\rho_w(Gs+e)}{1+e} \quad \text{Or saturated unit weight } \gamma_{sat} = \frac{W_t}{v_t} = \frac{\gamma_w(Gs+e)}{1+e}$$

$$\rho_{(effective/Bount/Submerged)} = \rho_{Sat} - \rho_w \quad Or \quad \text{effective unit weight } \gamma_{(effective/Bount/Submerged)} = \gamma_{Sat} - \gamma_w$$

Derived Relation:

$$A = \frac{e - wcGS}{1+e} \quad Or \quad A = n(1-s)$$

$$Gs = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{M_s}{v_s\rho_w} = \frac{M_s v_w}{v_s M_w}$$

$$\rho_{Dry} = \frac{\rho_{sat}}{1+w_{Sat}} \quad Or \quad \gamma_{Dry} = \frac{\gamma_{sat}}{1+w_{Sat}}$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$\rho_{Dry} = \frac{\rho}{1+w} \quad Or \quad \gamma_{Dry} = \frac{\gamma}{1+w}$$

$$\gamma' = \frac{\gamma_w(Gs-1)}{1+e} = \frac{\gamma_{Dry}(Gs-1)}{Gs}$$

$$e = \frac{n}{1-n}$$

$$\rho_{Dry} = \frac{\rho_{solid}}{1+e} \quad Or \quad \gamma_{Dry} = \frac{\gamma_{solid}}{1+e}$$

$$\gamma_{Dry} = GS\gamma_w(1-n)$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_{Dry} + n\gamma_w$$

$$\gamma = \gamma_w Gs(1+w)(1-n)$$

$$w_c Gs = se$$

$$Dr\ Or\ Ir = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad \textbf{is } 0 < Dr < 1$$

$$Dr\ Or\ Ir\ for\ \textbf{Dense Or Compact soil}\ (e = e_{min}) = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{max} - e_{min}} = 1 \quad \textbf{is } Dr_{max}$$

$$Dr\ Or\ Ir\ for\ \textbf{Loose soil}\ (e = e_{max}) = \frac{e_{max} - e_{max}}{e_{max} - e_{min}} = 0 \quad \textbf{is } Dr_{min}$$

Number of layer:

Standard Test = 3 layers

Modified Test = 5 layers

Weight of of hammer:

Standard Test = 2.5 Kg =5.5 Ib

Modified Test = 4.5 Kg =10 Ib

Height of drop of hammer:

Standard Test = 305 mm

Modified Test = 450 mm

Number of blows per layer =25

$$\textbf{Volume of mold} = 0.944 \times 10^{-3}\ m^3$$

Compactive effort (energy E)

$$= \frac{Weight\ of\ hammer \times Height\ of\ drop\ hammer \times Number\ of\ blows\ per\ layer \times Number\ of\ layers}{Volume\ of\ mold}$$

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1+e} = \frac{\rho_w \times s}{w_c + \frac{\rho_w}{\rho_s} \times s} = \frac{\rho_w \times s}{w_c + \frac{s}{Gs}} = \frac{\rho_w Gs}{1+e}$$

$$R.C = 80 + 0.2 \times Dr\%$$

$$\frac{E_{Modified}}{E_{Standard}} = 4.4$$

$$R.C = \frac{\rho_{d-field}}{\rho_{dry\ max-laboratory}}$$

$R.C > 95\%$ *accepted*

$o.p.t \pm 2\%$ *accepted*

$A\ Line\ PI = 0.73(LL - 20) \quad > PI$ **Silt**

$A\ Line\ PI = 0.73(LL - 20) \quad < PI$ **Clay**

$U\ Line\ PI = 0.9(LL - 20)$

$LL_{Oven\ dry} < 0.75\ LL_{Air\ dry}$ **Organic**

$LL_{Oven\ dry} \geq 0.75\ LL_{Air\ dry}$ **Not Organic**

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

1<Cc<3 Cu≥ 4 — **Well graded for Gravel**

1<Cc<3 Cu≥ 6 — **Well graded for Sand**

$$Cc = \frac{{D_{30}}^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Cu=1 uniform soil (one grain soil)

$$St = \frac{strength(undistubed)}{strength(ditubed)}$$

$$LL = w_n \left(\frac{N}{25}\right)^{\tan\beta = 0.121}$$

$$SL = wi(\%) - \Delta w(\%) = \left(\frac{M_S - M_D}{M_D}\right) \times 100 - \left(\frac{V_S - V_D}{M_D}\right) \times \rho_W \times 100$$

$$LI = \frac{w - PL}{PI}$$

$$PI = LL - PL$$

LI < 0 : brittle fracture if sheared

0 < LI < 1: Plastic solid fracture if sheared

LI < 0 : viscous liquid if sheared

$$A = \frac{PI}{\%clay\ fraction\ (Wt) < 0.002mm}$$

1. Large volume change when wetted.
2. Large shrinkage when dried.

Normal Clays: 0.75 < A <1.25

Inactive Clays: A < 0.75

Active Clays: A > 1.25

High activity:

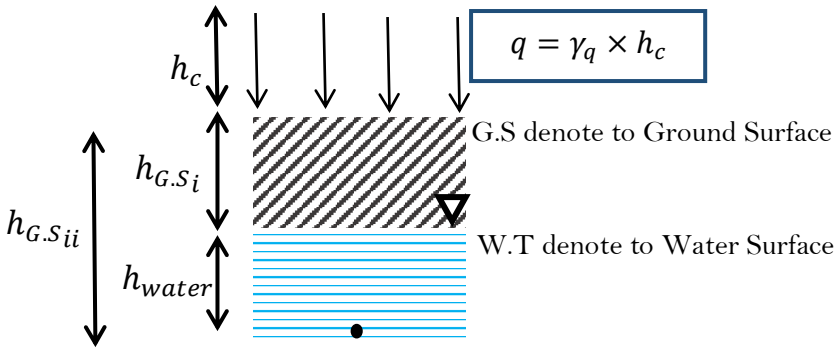
3. Very reactive (chemically).

The Geotechnical engineering *MR*

Assume the soil above the surface of the water **Dry Or Bulk Soil** and below **Saturated Soil.**

$$Stress = \frac{Weight}{Area} = \gamma \times h \quad \textbf{Unit} \frac{\textbf{KN}}{\textbf{m}^2}$$

$$u = \gamma_{water} \times h_{water}. \quad (\boldsymbol{\gamma_{water}} = \mathbf{9.81\ KN/m^2})$$



$$\sigma_{effective} = \Sigma(\gamma_{effective} \times h_{G.S})$$

$$for - Saturated\ Soil\ \gamma_{effe} = (\gamma_{Sat} - \gamma_w).$$

$$-Bulk\ Or\ Dry\ Soil\ \gamma_{effe} = \gamma_{Bulk}\ Or\ \gamma_{Dry}.$$

$$\sigma_{total} = \Sigma(\gamma_{total} \times h_{G.S})$$

$$for - Saturated\ Soil\ \gamma_{total} = \gamma_{Sat}.$$

$$-Bulk\ Or\ Dry\ Soil\ \gamma_{total} = \gamma_{Bulk}\ Or\ \gamma_{Dry}.$$

$$\sigma_{effective} = q + \Sigma(\gamma_{effective} \times h_{G.S})$$

$$\sigma_{total} = q + \Sigma(\gamma_{total} \times h_{G.S})$$

$$u = \gamma_{water} \times h_{water}$$

q only added to $\sigma_{effective}$ and σ_{total}

$-\boldsymbol{q} = \mathbf{0}$ **(Immediately).**

$-\boldsymbol{q} =$ ***be considered*** **(Many years after the fill).**

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{Z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} = \frac{P}{z^2}I_1 \textbf{ for point load.}$$

$$I_{1=}\frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left(\left[\frac{r}{z}\right]^2+1\right)^{5/2}} \textbf{ for point load.}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(x^2+z^2)^2} = \frac{2q}{\pi z[(x/z)^2+1]^2} \textbf{ for Vertiacl stress by vertical line}$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma z = \frac{2q}{\pi}\frac{xz^2}{[x^2+z^2]^2} \textbf{ for Vertiacl stress by horizontail line}$$

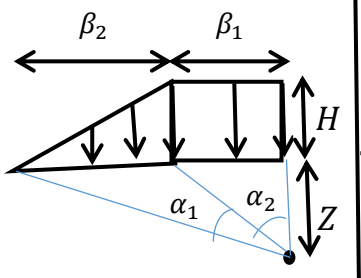
$$\Delta\sigma z = q\left[1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z}\right)^2+1\right]^{\frac{3}{2}}}\right] \textbf{ for Vertical Stress below the Center of a Uniformly Loaded Circular Area}$$

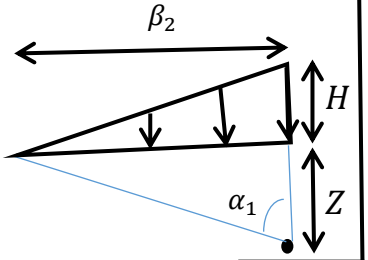
$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right]$$

$$\alpha_1 = \left(tan^{-1}\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right)\right) \times \frac{\pi}{180}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) \times \frac{\pi}{180}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} \qquad \alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) \times \frac{\pi}{180}$$





$$m = \frac{L\ or\ B}{z} \qquad n = \frac{L\ or\ B}{z}$$

$\Delta\sigma z = qI_3$ ***for*** **Vertical Stress Caused by a Rectangular Loaded Area**

$\Delta\sigma z = q$ ***Surcharge load***

$$\Delta\sigma z = \frac{q \times B}{(B+Z)} \textbf{ Strip load}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q \times B^2}{(B+Z)\times(B+Z)} \textbf{ Square load}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q \times D^2}{(D+z)\times(D+z)} \textbf{ Circle load}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q(B \times L)}{(B+z)\times(L+z)} \textbf{ Rectangular load}$$

$q = \gamma H$

$\gamma =$ *unit weight of the embankment*

$H =$ *height of the embankment*

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$ **(Laplace equation of continuity)**

$\boldsymbol{k_x = k_z}$ **(isotropic soil)**

$$vx = k_x i_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$vz = k_z i_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

$$\boldsymbol{i} = \frac{\Delta h}{\mathrm{L}}$$

$$\boldsymbol{i_{cr}} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{Gs - 1}{1 + e}$$ ***at*** $\boldsymbol{\sigma_{eff} = 0}$

$\boldsymbol{v = ki}$ ***at normal condtion Or Darcy velocity***

$v_{cr} = ki_{cr}$ ***at Critical condtion***

$v = ki$ **(Discharge velocity Or *Darcy velocity*)**

$$v_s = \frac{v}{\mathrm{n}} = \frac{ki}{n}$$ **(Seepage velocity)**

k = *hydraulic conductivity of soil(cm/sec)*

$q = vA$ ***at normal condtion***

$q_{cr} = v_{cr}A$ ***at Critical condtion***

$q = vA$ ***by Area total***

$q = v_s A_{voide}$ ***by Area Voide***

$k = 10^{-2} D_{10}{}^2$ ***For*** **Clean Uniform sands (*Hazan*)**

$$q = k\Delta H \frac{Nf}{Nd}$$ **(Seepage discharge or Flow rate In isotropic soil** $\frac{m^3}{sec}/m$**)**

$$\Delta h = \frac{\Delta H = H_1 - H_2}{Nd}$$ **(Head loss or Drop head m)**

$h_i = \Delta H - Nd_i \Delta h - z$ **(Pressure head *m*)**

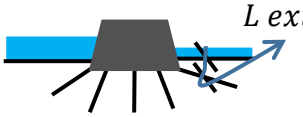
$u_i = \gamma_w h_i = \gamma_w [\Delta H - Nd_i \Delta h - z]$**(Pour pressure m)**

$$p_w = \frac{(u_i + u_{ii})}{2} \times \mathrm{L_{Dam}}$$ ***(pressure of water or uplifit force*** **KN/m)**

$$F.s = \frac{\text{The weight of the dam}}{pressure\ of\ water}$$ **(Factor of safety against Uplift force)** $Wt.Dam = \gamma_{concrete} \times A_{concrete}$

$$F.s = \frac{i_{cr}}{i_{exit}}$$ **(Factor of safety against piping force)**

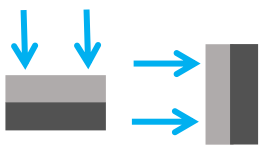
$$i_{exit} = \frac{\Delta h}{Lexit\ Or\ min}$$ *L exit Or min*



$$q = \overline{k}\Delta H \frac{Nf}{Nd} = \sqrt{k_x \times k_z}\Delta H \frac{Nf}{Nd}$$ **(Anisotropic soil)**

$$k_{H\,eq} = \frac{H_1K_1 + H_2K_2 + H_3K_3}{H_1 + H_2 + H_3}$$

$$k_{V\,eq} = \frac{H_1 + H_2 + H_3}{\left(\frac{H_1}{K_1}\right) + \left(\frac{H_2}{K_2}\right) + \left(\frac{H_3}{K_3}\right)}$$



At $t = 0$ $\Delta\sigma_z = \Delta u$ ***Or*** u_e	***At*** $t = \infty$ $\Delta u = u_e = 0$
Symbolized u_i	
$\sigma_{total_{final}} = \sigma_o + \Delta\sigma_z$	$\sigma_{total_{final}} = \sigma_o + \Delta\sigma_z$
$u_{final} = u_o + \Delta\sigma_z$	$u_{final} = u_o$
$\sigma_{effe_{final}}{}' = \sigma_o - u_o$	$\sigma_{effe_{final}}{}' = \sigma_o + \Delta\sigma_z - u_o$

$$\boldsymbol{U_{avg}} = \sqrt{\frac{4Tv}{\pi}}$$ $0 \le Tv \le 0.197$

$$\boldsymbol{U_{avg}} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{\frac{-\pi^2 Tv}{4}}$$ $Tv > 0.197$

$$\boldsymbol{Tv} = \frac{\pi}{4} \boldsymbol{U_{avg}}{}^2$$ $U \le 0.60$

$$\boldsymbol{Tv} = -0.933Log(1 - U) - 0.085$$ $U > 0.60$

$$O.C.R = \frac{\sigma_P{}'}{\sigma_o{}'}$$

h: The distance from the surface of the soil in the middle of the clay layer.

Ho :Thick layer clay

-Normally Consolidation Clay (O.C.R) = 1 $\sigma_P{}' = \sigma_o{}'$

-Under Consolidation Clay (O.C.R) < 1 $\sigma_P{}' < \sigma_o{}'$

-Over Consolidation Clay (O.C.R) > 1 $\sigma_P{}' > \sigma_o{}'$

$$\Delta\sigma z = \frac{1}{6}(\Delta\sigma z_{top} + 4\Delta\sigma z_{mid} + \Delta\sigma z_{bottom})$$

$\sigma_o{}' = \gamma' h \qquad \sigma_f{}' = \sigma_o{}' + \Delta\sigma z$

$$1.\ S_f = H_o \frac{\Delta e}{(1 + e_0)}$$

$$S_f = m_v H_O \Delta\sigma z$$

$$2.\ S_f = \frac{c_c}{(1 + e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f{}'}{\sigma_o{}'}\right)$$

$\sigma_P{}' < \sigma_o{}' < \sigma_f{}' \qquad O.C.R \le 1$

$$3.\ S_f = \frac{c_r}{(1 + e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f{}'}{\sigma_o{}'}\right)$$

$\sigma_o{}' < \sigma_f{}' < \sigma_P{}' \qquad O.C.R > 1$

$$4.\ S_f = \frac{c_r}{(1 + e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_P{}'}{\sigma_o{}'}\right) + \frac{c_c}{(1 + e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f{}'}{\sigma_P{}'}\right)$$

$\sigma_o{}' < \sigma_P{}' < \sigma_f{}' \qquad O.C.R > 1$

$$S_f = \frac{c_r}{(1 + e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f{}'}{\sigma_o{}'}\right) = -ve$$ $\sigma_o{}' > \sigma_f{}'$

$$U_{avg} = \frac{S_c}{S_f}$$

$$U_z = 1 - \frac{u_e}{\Delta\sigma_z = u_i}$$

$t = 0 \qquad U_z = 0$

$t = \infty \qquad U_z = 1$

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

$$Tv = \frac{cv\ t}{dr^2}$$

$$K = c_v m_v \gamma_w$$

$$\boldsymbol{c_c = 5c_r}$$

$$\boldsymbol{c_c = 0.009(LL - 10)}$$

$$\boldsymbol{c_r} = \frac{\boldsymbol{e_1 - e_2}}{Log\ \sigma_2{}' - Log\ \sigma_1{}'}$$

$$\boldsymbol{c_c} = \frac{\boldsymbol{e_1 - e_2}}{Log\ \sigma_2{}' - Log\ \sigma_1{}'}$$

W_1 = Water content measured at end of test

e_0 = Void ratio at start of test/ A :Area under stress

e1 = Void ratio at end of test /ε_V = *Strain volumetric*

H_0 = Thickness of specimen at start of test

ΔH = Change in thickness during test

c_c = The Compression index

c_c = The Recompression Or Swelling index

mv =The coefficient of volume compressibility

$$mv = \frac{\varepsilon v}{\Delta \sigma`} = \frac{\Delta H}{H_0 \Delta \sigma`}$$

$$c_c = 5c_r$$

$$mv = \frac{\Delta e}{(1+e_0)\Delta \sigma`} MN/m^2$$

$$e_0 = e_1 + \Delta e$$

$$e_1 = w_1 Gs$$

$$c_c = 0.009(LL - 10)$$

$$H_S = \frac{M_S}{AwGs}$$

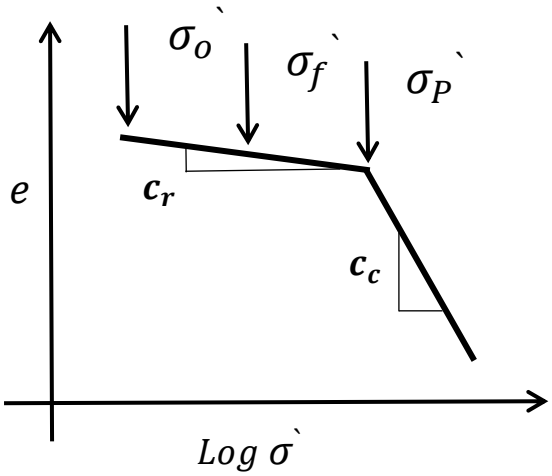
$$c_r = \frac{e_1 - e_2}{Log\ \sigma_2` - Log\ \sigma_1`}$$

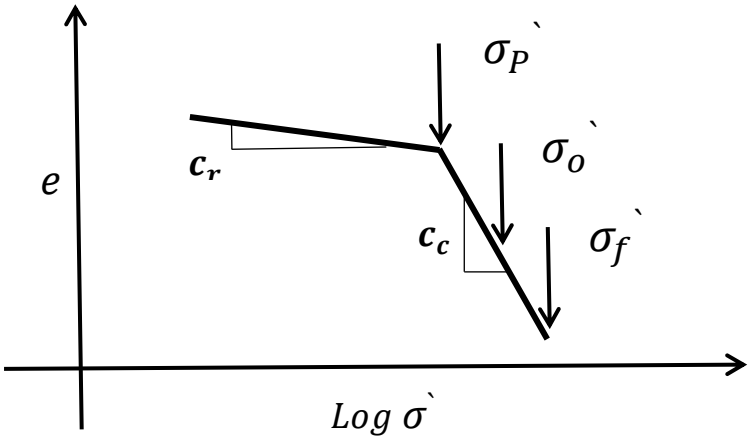
$$e_1 = \frac{H_1 - H_S}{H_S}$$

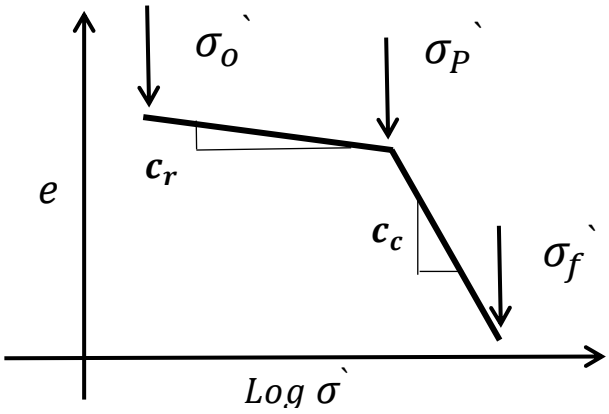
$$c_c = \frac{e_1 - e_2}{Log\ \sigma_2` - Log\ \sigma_1`}$$

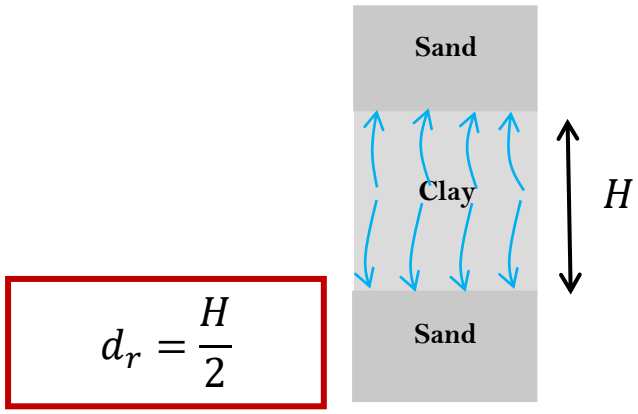
$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

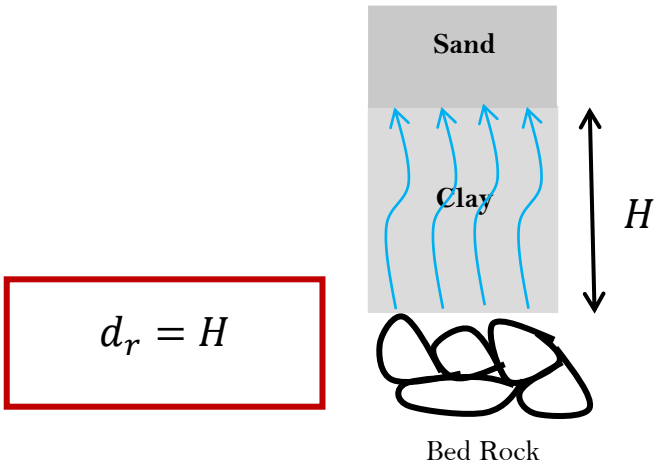
الشيت أول صفحتين فقط






σ_o`
σ_P`
c_r
e
c_c
σ_f`
Log σ`


Sand
Clay
Sand
H
$d_r = \frac{H}{2}$


Sand
Clay
H
$d_r = H$
Bed Rock

$\tau_f = C + \sigma_f \times tan(\emptyset)$

τ: shear strength of soil

C: cohesion intercept

$\emptyset$: angle of friction

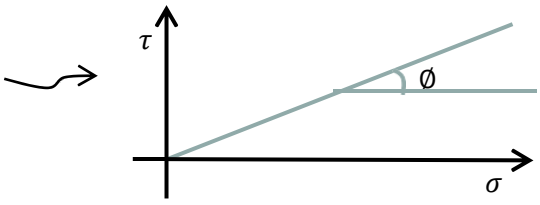
σ: total normal stress on the failure plane

MR

Sandy Soil Or

Normal Consolidated Clay

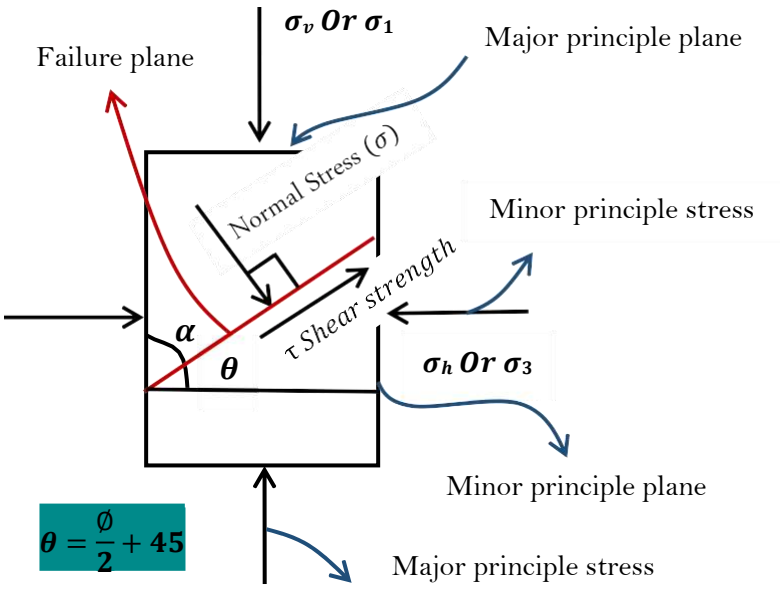
C: 0 $\tau_f = _f \times tan(\emptyset)$



Clayey Soil

$\emptyset$: 0 $\tau = C$

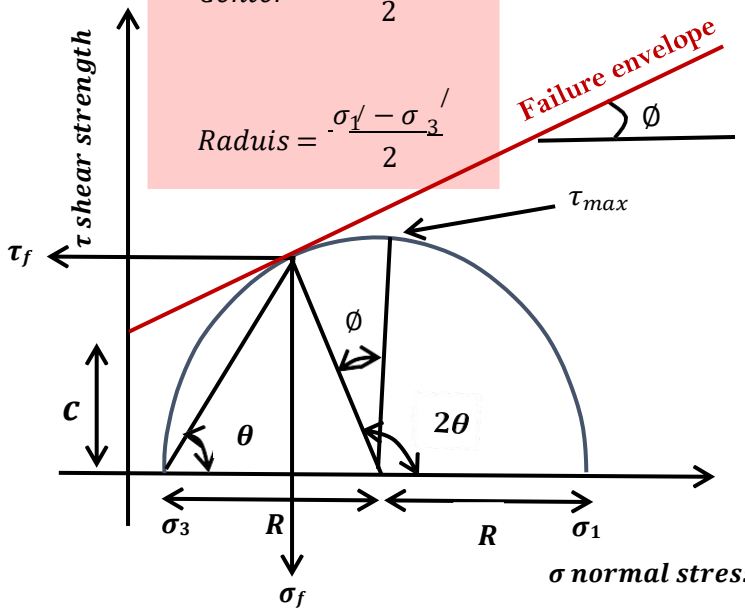
C and ∅ shear parameter



$\theta = \frac{\emptyset}{2} + 45$

$Center = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$

$Raduis = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$



$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin(2\theta)$$

$$\sigma_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos(2\theta)$$

$$\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2}) + 2C\tan(45 + \frac{\emptyset}{2})$$

Direct shear test (Shear box test).

Function of **effective st**

$\tau = \sigma' \times tan(\emptyset') + C'$

$$Normal\ force(\sigma) = \frac{Normal\ force}{Cross - sectional\ area\ of\ the\ specimen}$$

$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{Resisting\ Shear\ force}{Cross - sectional\ area\ of\ the\ specimen}$$

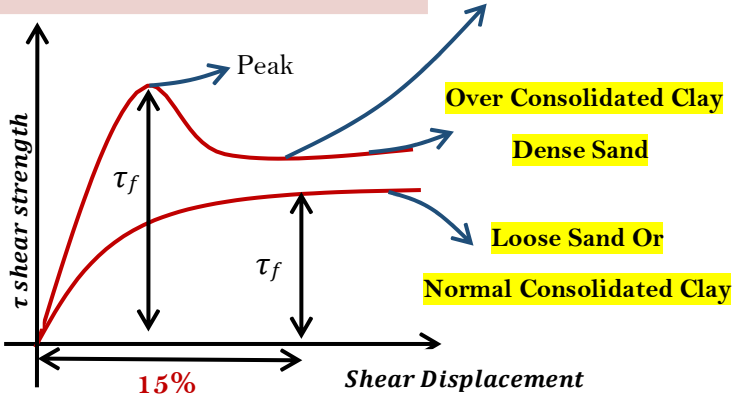
$C = C'$ and $\emptyset = \emptyset'$ and $\sigma = \sigma' - U = \sigma' - 0 = \sigma'$

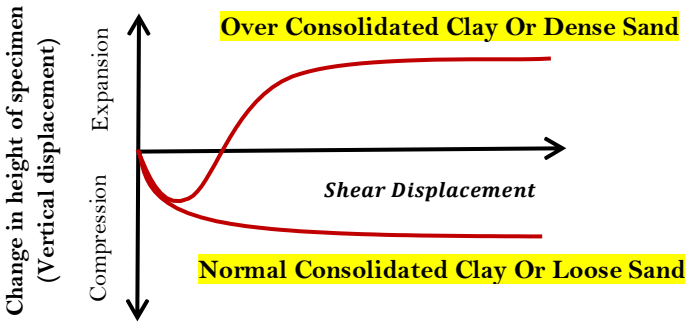
Over Consolidated Clay Residual $C' = O$

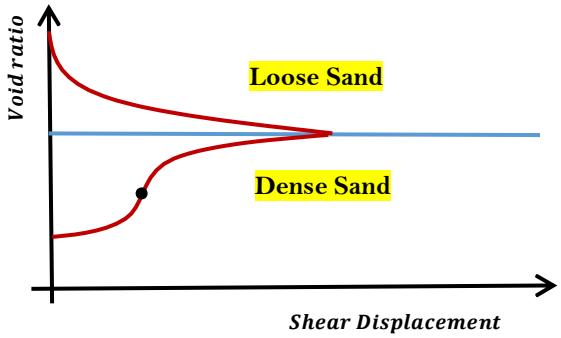
Over Consolidated Clay peak $C' \neq O$ && $\emptyset \neq 0$

$Slope = Es = \frac{\Delta t}{\Delta D}$ = modulus of elasticity

Residual Or ultimate







Triaxle Test

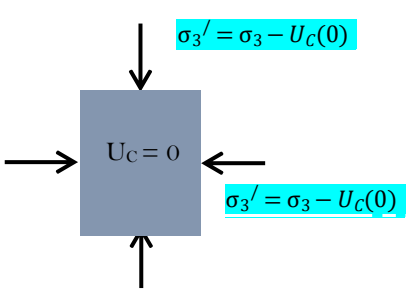
1. (CD) Or (S) Test.

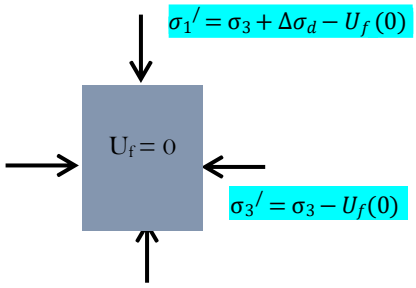
Function of **effective stress** $\tau = \sigma' \times tan(\emptyset') + C'$

$$Axial\ Strain\ (\varepsilon_a) = \frac{\Delta h}{h}$$

$$Volume\ Strain\ (\varepsilon_V) = \frac{\Delta V}{V}$$

Find C/ && ∅/



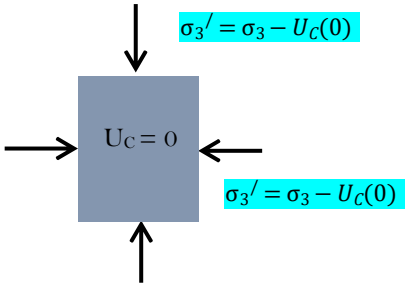


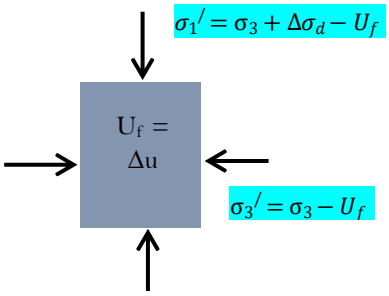
2. (CU) Or (R) Test.

Function of **effective stress** $\tau = \sigma' \times tan(\emptyset') + C'$

Function of **total stress** $\tau = \sigma \times tan(\emptyset) + C$

Find C/ && ∅/ && C && ∅





2. (UU) Or (Q) Test

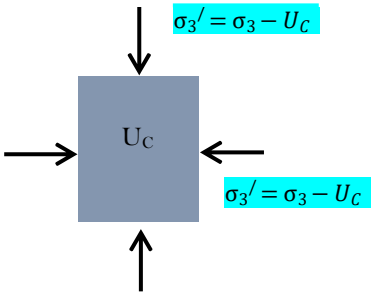
Function of **total stress** $\tau = \sigma \times tan(\emptyset) + C$

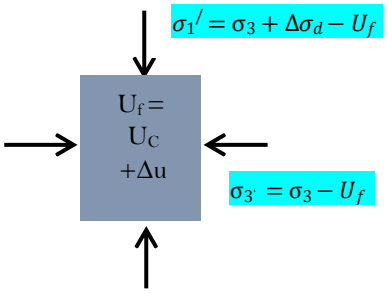
$S = 100\%\ \emptyset = 0\ ,\ C = C_{max}$

$S < 100\%\ \emptyset > 0\ ,\ C < C_{max}$

$$A_f = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon_a)}$$

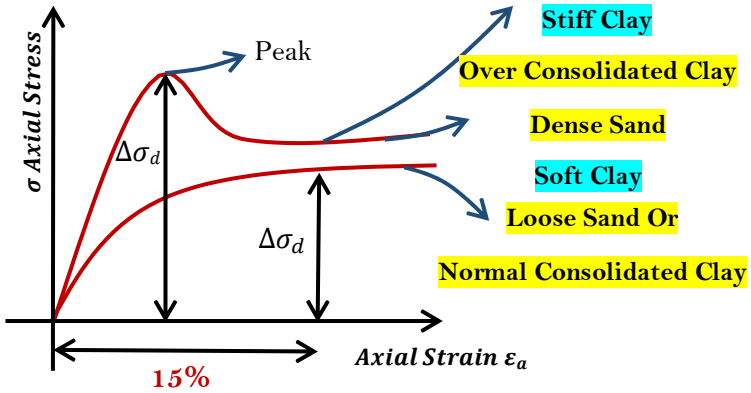
Find C && ∅

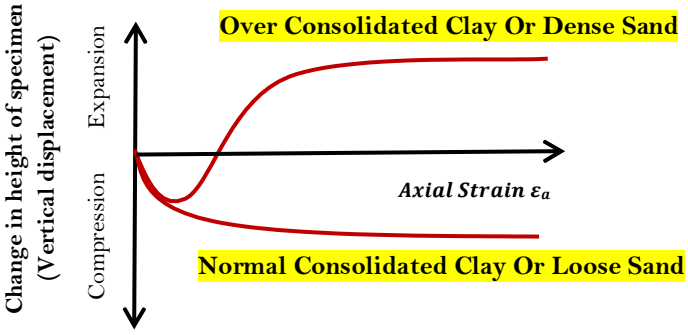


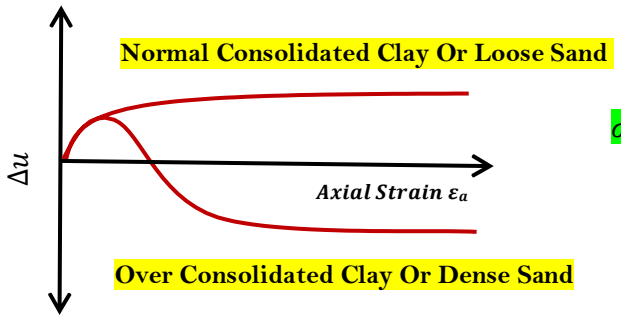


Stage 1: Confinement Stage

Stage 2: Shearing Stage

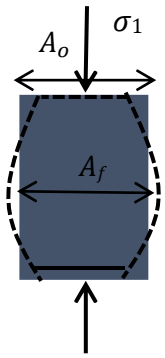






Note for A Consolidated – Undrained triaxle test

$\sigma_3 = 0$



$$\emptyset = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{\sigma_1'_{(I)} - \sigma_1'_{(II)}}{\sigma_3'_{(I)} - \sigma_3'_{(II)}}\right)^{0.5} - 45\right)$$

Su for NC

$$\frac{S_U}{P_o'} = 0.45(PI)^{\frac{1}{2}}$$ ***PI in demical and > 0.5***

$$\frac{S_U}{P_o'} = 0.11 + 0.0037PI$$ ***PI in percent***

Su = Undrained Shear Strength

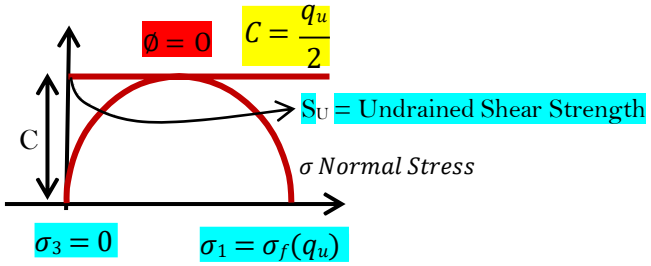
Po' = In Situ overburden stress

PI = plasticity index

$$(O.C.R)^{0.8} = \frac{\left(\frac{C_u}{P_o'}\right)_{Over\ consolidated\ Clay}}{\left(\frac{C_u}{P_o'}\right)_{Normally\ consolidated\ Clay}}$$

$$\frac{C_u}{P_o'} = (0.23 \pm 0.04)(O.C.R)^{0.5}$$

τ shear strength



$$q_u = \sigma_f = \frac{P_f}{A_f}$$

$$A_f = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon_a)}$$

$$(\varepsilon_a) = \frac{\Delta h}{h}$$

بسم الله الرحمن الرحيم

Origin of Clay Minerals أصل المعادن الطينية

The contact of rocks and water produces clays, either at or near the surface of the earth

الاحتكاك بين الصخور والمياه ينتج طين , وينتج الاحتكاك اما على سطح الأرض او بالقرب منه.

$$\text{Rock} + \text{Water} \Longrightarrow \text{Clay}$$

For example

The CO_2 gas can dissolve in water and form carbonic acid, which will become hydrogen ions H^+ and bicarbonate ions, and make water slightly acidic.

$$CO_2 + H_2O \Longrightarrow H_2CO_3 \Longrightarrow H^+ + HCO3^-$$

مثال على الاحتكاك وذوبان الصخور من خلال المياه وتكوين الطين المعدني,عند ذوبان ثاني اكسيد الكربون في الماء يتكون حمض الكربونيك, الذي يصبح ايونات الهيدروجين وايونات البيكربونات ,مما يجعل الماء حامضي الذي يتفاعل مع سطوح الصخور ويميل الى اذابة البوتاسيوم والسيليكا من الفيلديسبار (وهو مثال فقط على نوع من صخر معدني شائع التكوين يشبه عادة بلورات بيضاء ووردية اللون ويكون قلوي) وأخيرا يتحول الفيلديسبار الي الكالونايت (وهو نوع من أنواع الطين المعدنية).

The acidic water will react with the rock surfaces and tend to dissolve the K ion and silica from the feldspar. Finally, the feldspar is transformed into kaolinite.

$$\text{Feldspar} + \text{hydrogen ions} + \text{water} \Longrightarrow \text{clay (kaolinite)} + \text{cations, dissolved Silica}$$

$$2KAlSi_3O_8 + 2H^+ + H_2O \Longrightarrow Al_2Si_2O_5(OH)_4 + 2K^+ + 4SiO_2$$

The alternation of feldspar into kaolinite is very common in the decomposed granite

تحول الفيلديسبار الى كالونايت هو شائع جدا في الغرانيت المتحلل.

The clay minerals are common in the filling materials of joints and faults (fault gouge, seam) in the rock mass

المعادن الطينية شائعه جدا في الحشوة في المفاصل والفوالق (صدع، شق) في كتلة الصخر.

لذلك المعادن الطينية شائعة جدا استخدامها في مناطق الأعطال والمفاصل والفوالق داخل الأبنية لأنه يمكن تعبئة الفراغات بواسطتها. (تشبه العجينة).

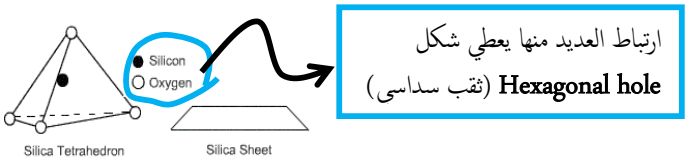
Synthesis

Clay mineral تشكل

اتحاد cations مع Hydroxyl او Oxygen
يعطي sheet واتحاد ال sheet يعطي basic unit وال basic unit تعطي Clay mineral.

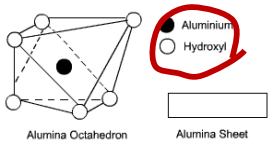
Oxygen or Hydroxyl ↔ **Various cations**

ارتباط ذرة سيلكون مع 3 ذرات اوكسجين يعطي Silica sheet	ارتباط ذرة المنيوم مع 6 ذرات هايدروكسيل يعطي Gibbsite sheet	ارتباط ذرة المغنيسوم مع 6 ذرات هايدروكسيل يعطي Brucite sheet
1 Si, 4 O — Tetrahedra sheet	1 Al^{3+}, 6 OH — Octahedral sheet	1 Mg^{2+}, 6 OH — Octahedral sheet
Silica sheet	Gibbsite sheet	Brucite sheet
Tips up OR Tips down	G	B



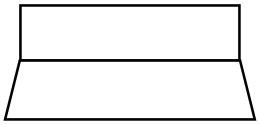
ارتباط العديد منها يعطي شكل (ثقب سداسي) **Hexagonal hole**

ذرة أوكسجين محيطة بها 3 ذرات سيلكون



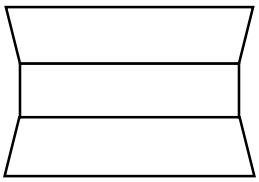
ذرة هايدروكسيل محيطة بها 6 ذرات AL/Mg

اتحاد Sheet



1.1 Semi basic unit

2.1 Semi basic unit



عند تكون Basic unit ينتج Clay mineral

مثال على 1.1 Semi basic unit:

1. Kaolinite

مثال على 2.1 Semi basic unit:

1. Smectite or (Montmorillonite)
2. Illite

بعض أنواع ال Clay mineral.

Kaolinite

الأكبر أشهر الأنواع

Basal spacing is **7.2 Å** **The distance between layer and layer**

Platy shape

Van der Waals forces and **hydrogen bonds.** الرابطة قوية.

There is **no interlayer Swelling (Less Swelling)** لا ينتفخ حجمه بسبب الماء (لا يمتص الماء)

Width: **0.1~ 4µm,**
Thickness: **0.05~2**

Smectite or (Montmorillonite)

الأقل حجما

يعتبر من المواد التي تسبب الازعاج للمهندس المدني.
يستخدم في عمليات الحفر وفي اعمال الردم.

Basal spacing is **9.6 Å**

Film-like shape

nH_2O + Cations **/Van der Waals forces.** الرابطة ضعيفة.

There is **interlayer Swelling (expansive clay) (More Swelling)** ينتفخ حجمه بسبب الماء (يمتص الماء)

Width: **1 or 2 µm,**
Thickness: **10**

Illite (mica-like minerals)

متوسطة الحجم بينهم يعتبر مكون رئيسي في العديد من الصخور.

Basal spacing is **10 Å**

Flaky shape

Potassium bond. الرابطة قوية.

There is **no interlayer Swelling (Med Swelling)**

Width: **0.1~ several µm,**
Thickness: **~ 30 Å**

Soil Texture

The texture of a soil is its appearance or "feel" and it depends on the:

1) Sizes relative
2) Shapes of the particles
3) The range or distribution of those sizes

نسيج التربة هو مظهره(شكله)ويعتمد على:

1. الاحجام النسبية.
2. الاشكال للجسيمات.
3. وأيضا مدى وتوزيع تلك الاحجام

تدرج التربة الى قسمين قسم منه ناعم الحبيبات وقسم منه خشن الحبيبات ويتضمن كل قسم نوعين من

Coarse-grained soils:
Gravel sand
الرمل الحصى

الذي **لا** يعبر من خلال منخل #200

Coarse soil

coarse grained soil يستخدم لل
(Sieve analysis)

↓

#200
0.075mm (USCS)

Fine –grained soils:
silt clay
الطين الطمي

الذي يعبر من خلال منخل
200#

Fine grained soil يستخدم لل
(hydrometer analysis)

Unified Soil Classification System (USCS)
نظام مستخدم للتصنيف التربة.

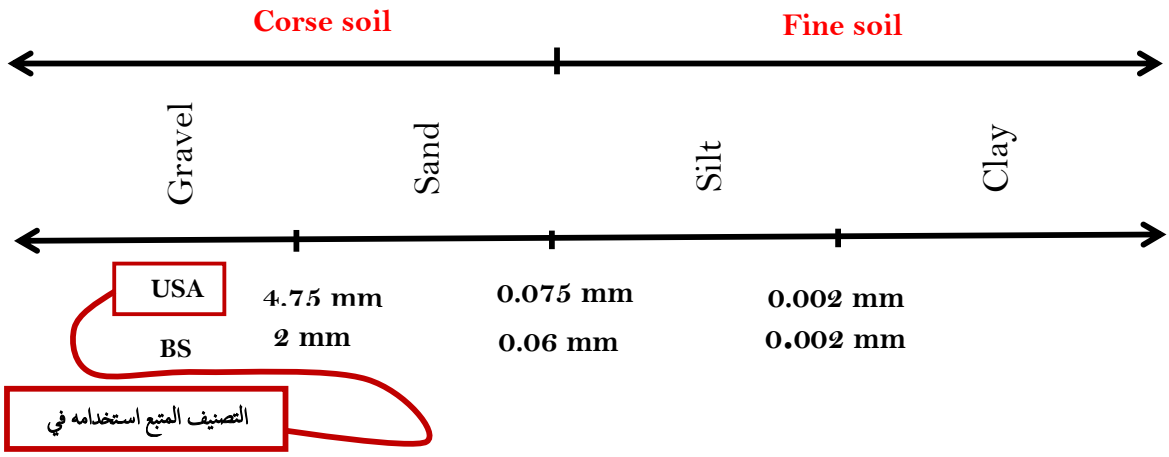
Soil name	Gravel , sands	Silt	Clays
Grain size	Coarse grained can see individual grains by eye	Coarse grained can not see individual grains by eye لا يمكن رؤية الحبوب بالعين	
Characteristics المميزات	Non-plastic granular لا أستطيع تشكيلها بفعل الماء	Non-plastic granular	Plastic granular أستطيع تشكيلها بواسطة الماء
Coarse grain effect of **water** on engineering behavior تأثير المياه على السلوك الهندسي	Relatively unimportant Exception: loose saturated granular materials and dynamic loadings نسبيا تأثير ماء غير هام الا في: حالة التربة المشبعة بالمياه ومفككة ووفي حالة كانت محملة ديناميكيا.	Important تأثير الماء في حالة الطمي مهمة على السلوك الهندسي للتربة	Very important تأثير الماء في حالة الطين لها أهمية أكبر من الرمل والحصى والطمي على السلوك الهندسي للتربة
Effect of **grain size distribution** on engineering behavior تأثير توزيع الحبيبات على السلوك الهندسي	Important	Relatively unimportant	Relatively unimportant

Grain Size and Grain Size Distribution

Grain Size

حجم الحبيبات وتوزيع حجم الحبيبات

Sieve analysis: يكون لديك كمية من التربة تمرر على المناخل كل ما يعبر من **منخل رقم 200 (0.075 mm)** يعتبر **fine soil** و المتبقي على المنخل يعتبر **Coarse soil.**



والذي يمر من **منخل رقم 4** (4.75mm) ويكون محصور بين **منخل رقم 200** و **رقم 4** يعتبر تصنيفه **Sand** والمتبقي على المنخل **رقم 4** يعتبر **Gravel.**

والذي يمر من **منخل(0.002mm)** ويكون محصور بين منخل **رقم 200** و **منخل(0.002mm)** يعتبر تصنيفه **Silt** و الذي يعبر من

Note:

A small quartz particle may have the similar size of clay

قد يكون للكوارتز حجم مماثل لحجم الطين ويمر من **منخل (0.002mm)** ولكن لا يعتبر Clay mineral لأنه **خصائصه مختلفة** ليس كل ما يعبر يكون Clay.

التربة يقسم تدرجها الى:

1. Well graded. — **تدرج جيد**
2. Poor graded. — **تدرج سيء**
3. Uniform. — **لا يحتوي الا على حجم واحد فقط**

Note:

D_{10} **Effective size** — حرف D للرمز لكلمة قطر والرقم 10 للرمز للنسبة المئوية لمرور التربة من خلال هذا القطر في

D_{60} D_{30} مهمات في الحسابات لتصنيف التربة.

COFF. OF UNIFORMITY (Cu)

معامل التوحيد/ الأنتظام

قديه التربة مقسمة بالتساوي على المناخل

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$1<Cc<3$ $Cu \geq 4$ **Well graded for Gravel**

$1<Cc<3$ $Cu \geq 6$ **Well graded for Sand**

COFF OG CURVATUER (Cc)

معامل الانحناء

يحدد لنا مدى تجانس التربة واحتوائها على مختلف

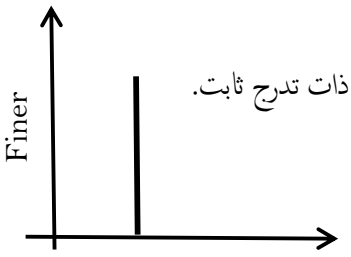
$$Cc = \frac{D_{30}{}^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

إذا خرج (Cc or Cu) خارج المواصفة يعتبر Poor graded

Cu=1 uniform soil (one grain soil)

أي الحجم للكل حبة موجودة في التربة متساوي

(الحجم والقطر ثابت)



تمثيل بياني للتربة ذات تدرج ثابت.

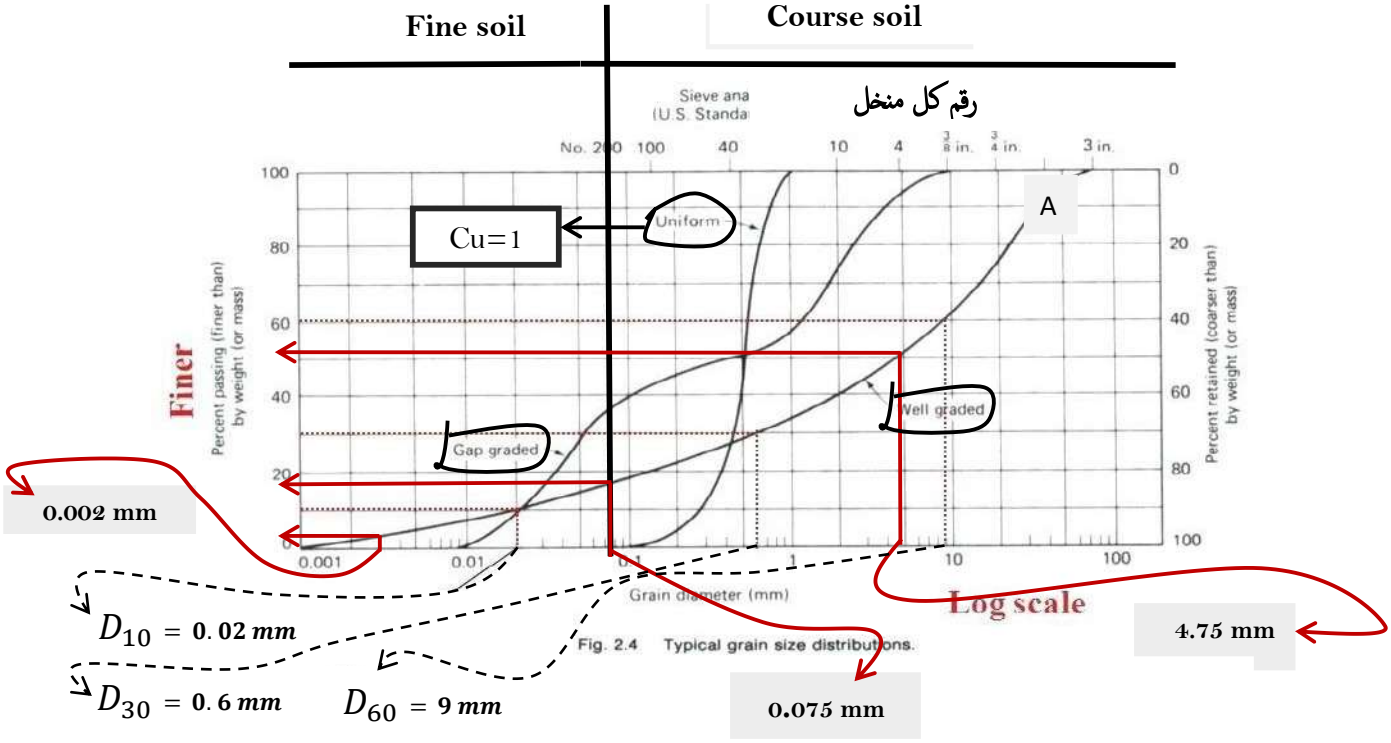


Fig. 2.4 Typical grain size distributions.

Example1 : Of the graph soil A how much the proportion of the ratio:

A. 1) Gravel 2) sand 3) silt 4) clay: And Classification Course or fine.

B. D_{10}, D_{30}, D_{60}?

C. Cal: Cu, Cc and class well or poor graded.

A. 1) Gravel =100%-51%=49% (retained)

49% من التربة تحتوي حصى

هون بأخذ المتبقي على **Sieve#4** فبطرح ال passing من 100%.

2) sand = 51%-18%=33%

33% من التربة تحتوي رمل

هون بأخذ المحصور بين **Sieve#4** و **Sieve#200** فبطرح passing من بعض.

3) Silt = 18%-2%=16%

16% من التربة تحتوي على الطمي

هون بأخذ المحصور بين **Sieve#200** و **Sieve** فبطرح passing من **(0.002mm)** بعض.

4) Clay = 2% (passing)

2% من التربة تحتوي على الطين

هون بأخذ المار من **Sieve (0.002mm)** بأخذ ال passing مباشرة.

Passing #200 >50% **Fine soil**

Passing #200 < 50% **Coarse**

Passing #4 < 50% **Gravel Soil** أي أغلب ما تحتوي عليه التربة حصى

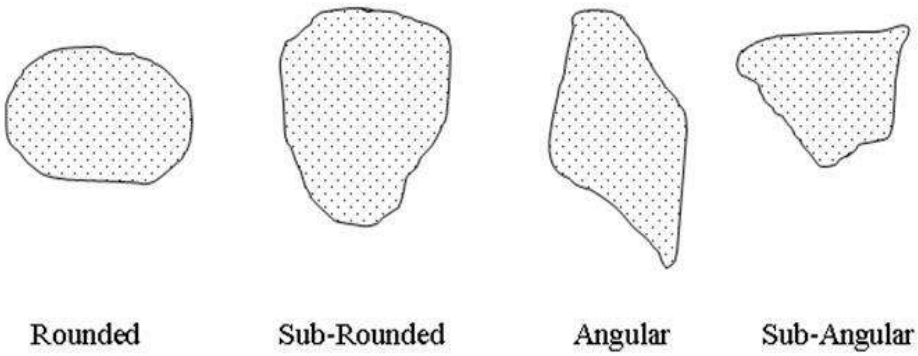
Passing #4 >50% **Sand Soil** أي أغلب ما تحتوي عليه التربة رمل

18% <50% coarse soil /////
51% >50% sandy soil

C.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{9}{0.02} = 450\ (unit\ less) \geq 6\ ok$$

Particle Shape



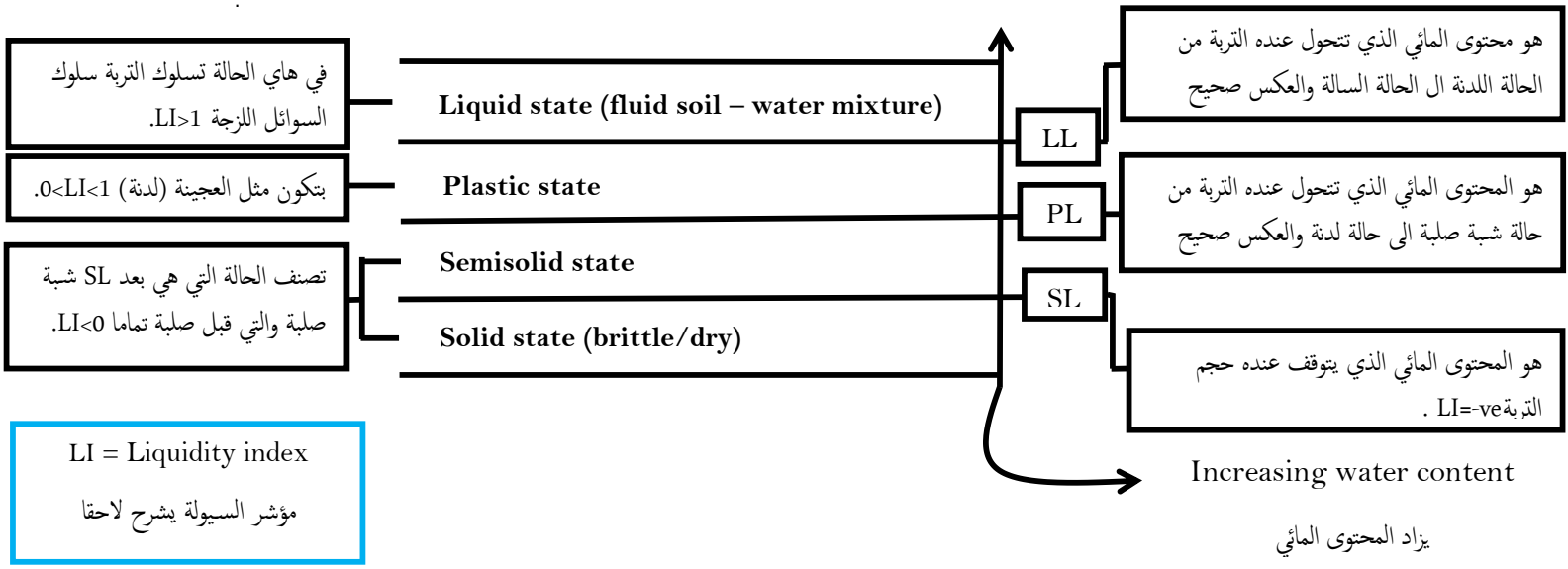
شكل حبة التربة مهم اجل تدرج التربة , التماسك عالي يكون في Angular particle عكس Round particle, جزيئات الطين تشبه الورق.

Atterberg Limits and Consistency Indices

The presence of water in fine-grained soils can significantly affect associated engineering behavior, so we need a reference index to clarify the effects

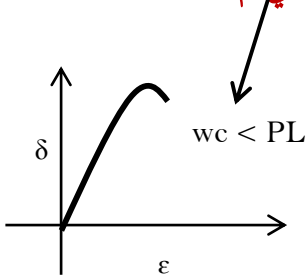
نسبة المياه في الطين والطمي له تأثير كبير على السلوك الهندسي لذلك نحتاج الى مؤشر موضعي لتحديد هذا التأثير.

LL: Liquid Limit. **حد السيولة.** PL: Plastic Limit. **حد اللدونة.** SL: Shrinkage Limit. **حد الانكماش.**

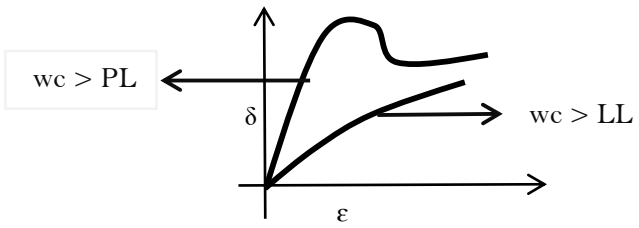


رسمات Shear – Strain في كل حال من الحالات:

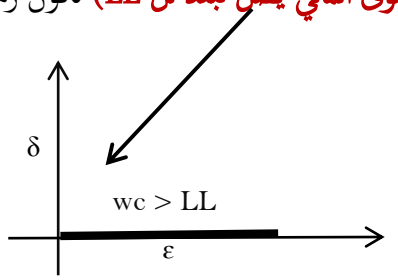
في حال كان لديك **(solid state//(brittle/dry) OR semisolid state)** أو في حال كان **LI < 0** أو في حال لم تصل التربة الى **حد اللدونة (أي المحتوى المائي لم يصل لبعد لل PL)** تكون رسمة Shear –Strain

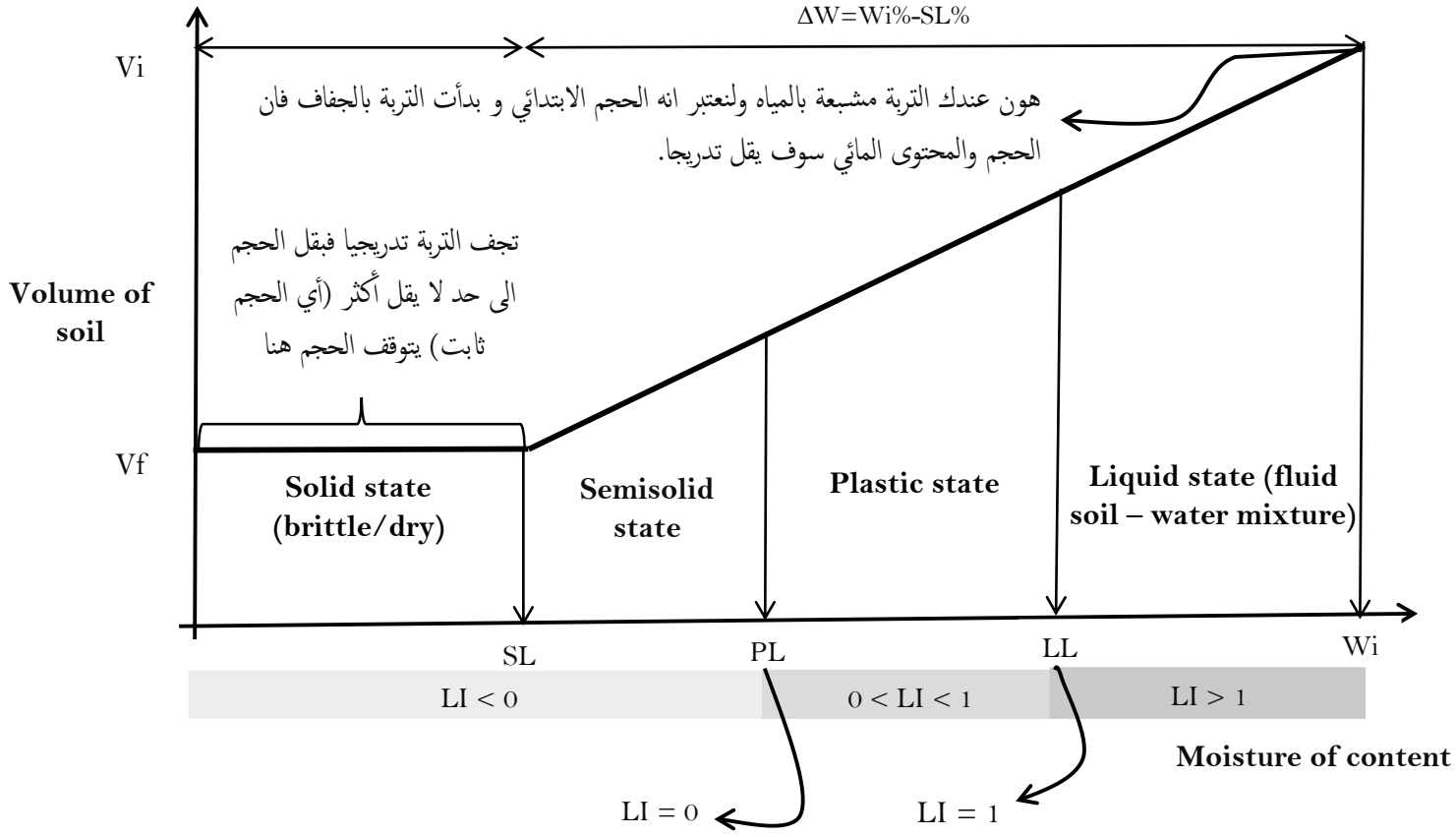


في حال كان لديك **(plastic state)** أو في حال كان **0 < LI < 1** أو أن التربة **(تجاوزت حد اللدونة PL ولم تصل بعد حد السيولة LL)** تكون رسمة Shear – Strain



في حال كان لديك **((Liquid state// (fluid soil – water mixture))** او في حال كان **LI > 0** او في حال وصل التربة الى **حد السيولة (أي المحتوى المائي يصل لبعد لل LL)** تكون رسمة Shear – Strain





Shrinkage Limit (SL): The water content at which the soil volume ceases to change is defined as the shrinkage limit

هو محتوى المياه الذي يتوقف عنده حجم التربة

$$SL = wi(\%) - \Delta w(\%) = \left(\frac{M_1 - M_2}{M_2}\right) \times 100 - \left(\frac{V_1 - V_2}{M_2}\right) \times \rho_W \times 100$$

تجارب حساب ال LL؟

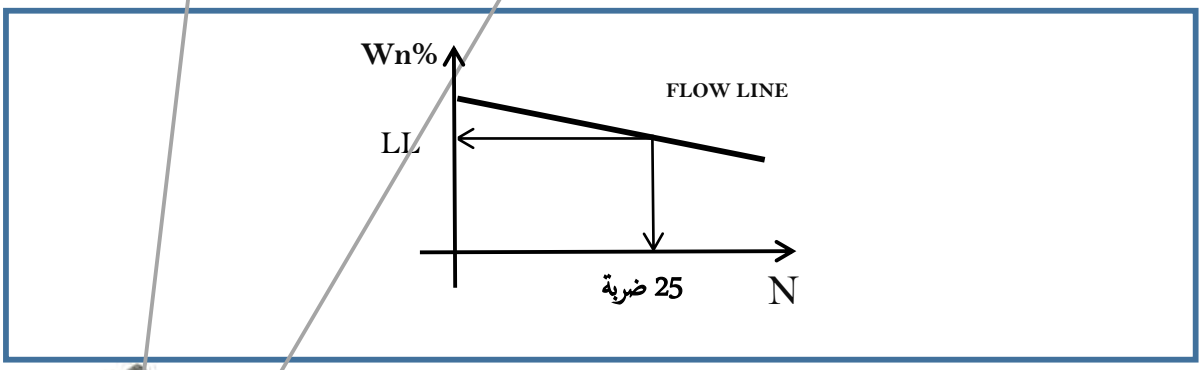
1. Casagrand method: •Multipoint test •One-point test. ⟵ التجربة في اللاب بس في شغلات معينة اعرفهم
2. Cone Penetrometer Method: •Multipoint test •One-point.
3. Dynamic shear test.
4. Partial size and water.

} موجودات ذكر فقط

Casagrand method:

نقوم بخلط fine soil بالماء ثم تضع في وعاء **ونحدث شق** ثم نقوم بالضرب (**تهتز العينة من الضرب**)
حتى تنغلق بمقدار (نصف انش 0.5 in// 12.7mm) تنتهي التجربة وقتها تجرى اكثر من مرة
وتسجل نتائجها ويرسم افضل خط مستقيم بين التجارب عند ضربة 25 يكون LL.

Multipoint test



رقم المنخل الذي تمرر عليه عينة الاختبار #40

أداة لأحداث الشق

One-Point Method التجربة السابقة تعمل وتأخذ نتائج (N/wn%) شرط أن تكون N ما بين (20-30) ضربة

وتطبق علاقة استخلصت من 676 نوع تربة ▪

$$LL = w_n \left(\frac{N}{25}\right)^{\tan\beta}$$

N = Blows of number

wn = Correspond content moistureing $\tan(\beta) = 0.121$

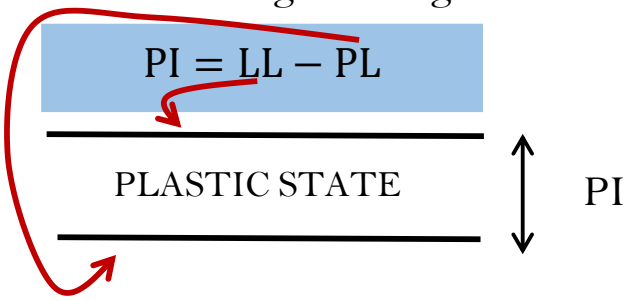
Indices

Plasticity index PI

For describing the range of water content over which a soil was plastic.

هو المحتوى المائي الذي تتصرف عنده التربة بلدونة ويحسب عن طريق:

$$PI = LL - PL$$



Liquidity index LI

For scaling the natural water content of a soil sample

هو مقياس لمحتوى الماء الطبيعي للعينة التربة

$$LI = \frac{w - PL}{PI}$$

W is the water content

LI < 0 : brittle fracture if sheared

0 < LI < 1: Plastic soild fracture if sheared

LI < 0 : viscous liquid if sheared

Sensitivity S_t (for clays)

حساسية الطين

Unconfined streets

الأجهاد التي تتعرض له التربة يكون محصور من 3

$$St = \frac{strength(undistubed)}{strength(distubed)}$$

تحسب مقاومة الطين وهي محتفظة بخصائصها الطبيعية (كما هي في الطبيعة).

تحسب مقاومة الطين بعد تكسير الطين الى فتات وإعادة تشكيله بواسطة

Activity (for clays)

هذا الرقم يعبر عن مدى نشاط **التربة** فى التغير فى الحجم و التفاعلات الكيميائية

$$A = \frac{PI}{\%clay\ fraction\ (Wt)}$$

نسبة الناعم من التربة الذي هو اقل من 0.002mm المقصود

Clay (التربة الطينية)

Clay fraction <0.002mm

أذ تعدت A أكبر من 1.25:

يكون التغير في الحجم كبير عند تبلل التربة، والانكماش كبير عند الجفاف، ونشطة في التفاعلات الكيميائية.

Normal Clays: 0.75 < A <1.25

Inactive Clays: A < 0.75

Active Clays: A > 1.25

High activity:

1. Large volume change when wetted.
2. Large shrinkage when dried.
3. Very reactive (chemically).

Activity of soil : can be defined as ration of plasticity index to clay fraction as percentage.

يعرف على انه النسبة بين مؤشر اللدونة و نسبة الطين في التربة.

كل ما زاد (LL/PL) قل SL

أعلى LL / PL / PI

1. Montmorillonite
2. Illite
3. Kaolinite

أعلى SL

1. Kaolinite
2. Illite
3. Montmorillonite

أعلى Activity

1. Montmorillonite
2. Illite
3. Kaolinite

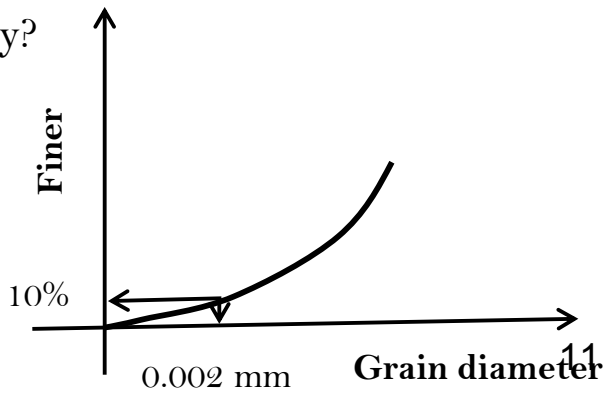
Example 2: Sample soil after the tests gave the following results (PL=20% / LL=45%/ w=30%) Find the following:

A. Find water content over which a soil was plastic?

B. Class soil (brittle fracture / plastic solid / viscous liquid) if sheared and sketch shear-strain curve?

C. can you construct a project on this soil? and why?

D. Is the soil high activity?



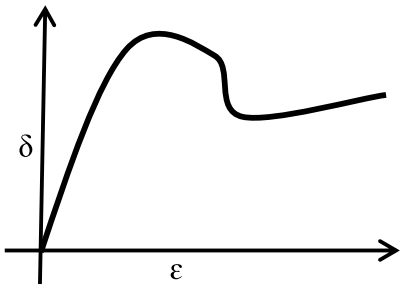
Sol:

$A.\ \mathrm{PI} = \mathrm{LL} - \mathrm{PL} = 45\% - 20\% = \mathbf{25\%}$

$B.\ \mathrm{LI} = \frac{W-PL}{PI} = \frac{30\%-20\%}{25\%} = \mathbf{0.4\ Plastic\ solid\ if\ sheared.}$

C. **yes, I can because the soil plastic solid if sheared.**

$D.\ A = \frac{PI}{\%\ Clay\ fraction} = \frac{25\%}{10\%} = \mathbf{2.5 > 1.25\ high\ activity}$



Example 3: Calculate the value LL? w=20% N=26

$$LL = w_n \left(\frac{N}{25}\right)^{\tan\beta} = 0.2 \times \left(\frac{26}{25}\right)^{0.121} = 0.2009 = \mathbf{20.09\%}$$

Example 4: if the natural water content of soil mass lies between its liquid and plastic limit, the soil mass is said to be in **Plastic state**

Example 5: the clay mineral with the largest swelling and shrinkage characteristics is **Montmorillonite**

(Kaolinite / Illite/ Montmorillonite)

Example 5: Any of the following clay minerals possess the weakest bond **Montmorillonite** (Kaolinite/Illite/ Montmorillonite)

Example 6: the bond between the sheet of the the kaolinite minerals **Hydrogen Bonds**

Example 7: the bond between the sheet of the the montmorillonite minerals **nH_2O+cations**

Example 8: the bond between the sheet of the the Illite minerals **K-bond**

Example 9: upper limit of plastic solid state is called **Liquid limit**

Example 10: at upper limit of plastic solid state LI equal: **1**

Example 11: at lower limit of plastic solid state LI equal: **0**

Example 12: the smallest size of gravel particle: **4.75 mm**

Example 13: the appearance or feeling of the soil called: **Soil texture**

بسم الله الرحمن الرحيم

Soil Classification

تصنيف التربة

Purpose الهدف من عملة تصنيف التربة

Classifying soils into groups with similar behavior in terms of simple indices can provide geotechnical engineers a general guidance about engineering properties of the soils through the accumulated experience.

تقسيم التربة في مجموعات ذات سلوك متماثل من خلال مؤشرات بسيطة (simple indices)، يوفر المهندسين الجيوتقينية لكل مجموعة إرشادات عامة (general guidance) للخائص الهندسية للتربة لكل مجموعة وتأتي الارشادات من خلال الخبرات المتراكمة (accumulated experience.)

Simple indices: grain size distribution / liquid limit / plastic limit

لتحقيق ل الأهداف الهندسية:

Simple indices ⟶ Classification system (Language) ⟶ Estimate engineering properties ⟶ Achieve engineering purposes

المؤشرات البسيطة تستخدم في التصنيف ونظام التصنيف يعتبر لغة بين المهندسين فقط.

ونظام التصنيف يعتبر لغة بين المهندسين ويوجد أكثر من نظام (لغة) تصنيف تستخدم للتواصل بين المهندسين وصمم على أساس الخبرات المتراكمة.

Communicate between engineers

Use the accumulated experience

بناء على التصنيف تقدر الخصائص الهندسية للتربة للوصول الى الأهداف الهندسية المرجوة.

Commonly used systems: أشهر الأنظمة المستخدمة في تصنيف التربة.

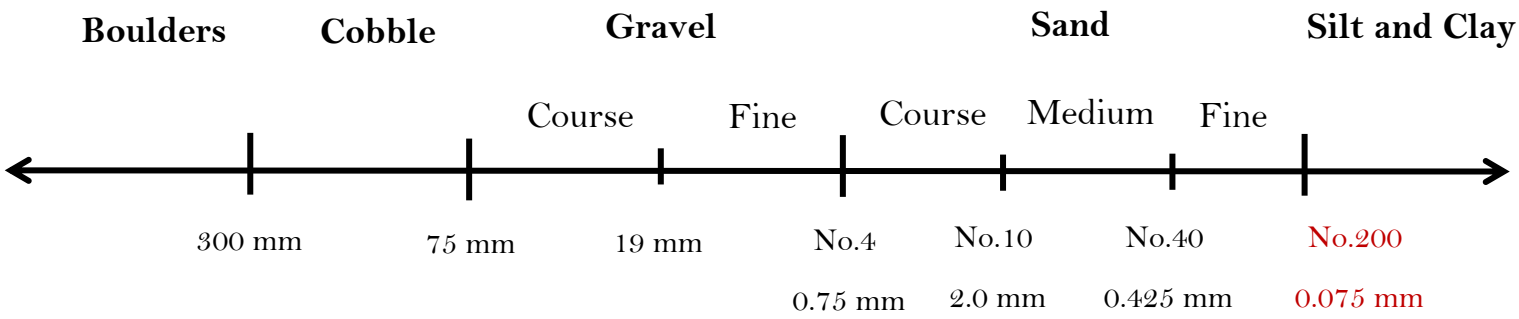
1. Unified Soil Classification System (USCS). نظام التصنيف المطلوب
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) System.
3. Craig's Soil Mechanics use BS.

Unified Soil Classification System (USCS).

Developed by Professor A. Casagrande.

Four major divisions: (1) Coarse-grained (2) Fine-grained (3) Organic soils (4) Peat

طور هذا النظام بواسطة Professor A. Casagrande، يحتوي على أربعة تقسيمات رئيسية تربة ناعمة وخشنة وتربة عضوية



الان نجري اختبار ال sieve:

Passing #200 < 50% Course soil

بعد معرفة ان التربة خشنة من خلال Sieve analysis، نصنف التربة على انها Gravel or Sand soil من خلال:

Passing #4 >50% sand soil.

Passing #4 < 50% gravel soil.

يعتمد التصنيف لمعرفة **Well graded or Poorly graded** على:

Grain size distribution, C_u, C_c

نحتاج هنا Sieve analysis لتصنيف التربة.

Passing #200 >50% fine soil

بعد معرفة ان التربة ناعمة من خلال Sieve analysis ، نصنف التربة على انها Silt or Clay soil من خلال Plasticity chart.

يعتمد التصنيف لمعرفة **Silt or Clay soil** ومعرفة اذ كان Silt **عضوي ام غير عضوي** على:

PL, LL, Plasticity chart

منحنى يسمى Plasticity chart محور السيني يحتوي على LL ومحور الصادي PI.

نحتاج هنا Atterberg limit لتصنيف التربة.

رموز واختصارات Symbols

Soil symbols:

G: Gravel

S: Sand

M: Silt

C: Clay

O: Organic

Pt: Peat

Liquid limit symbols:

H: High LL (LL>50)/Elastic

L: Low LL (LL<50)/plastic

Gradation symbols:

W: Well-graded

P: Poorly grade

Soil graded Well 1<Cc<3 Cu≥4

For gravel

Soil graded Well 1<Cc<3 Cu≥6

For sand

Plasticity chart:

Symbols:

CL : Low LL Clay.

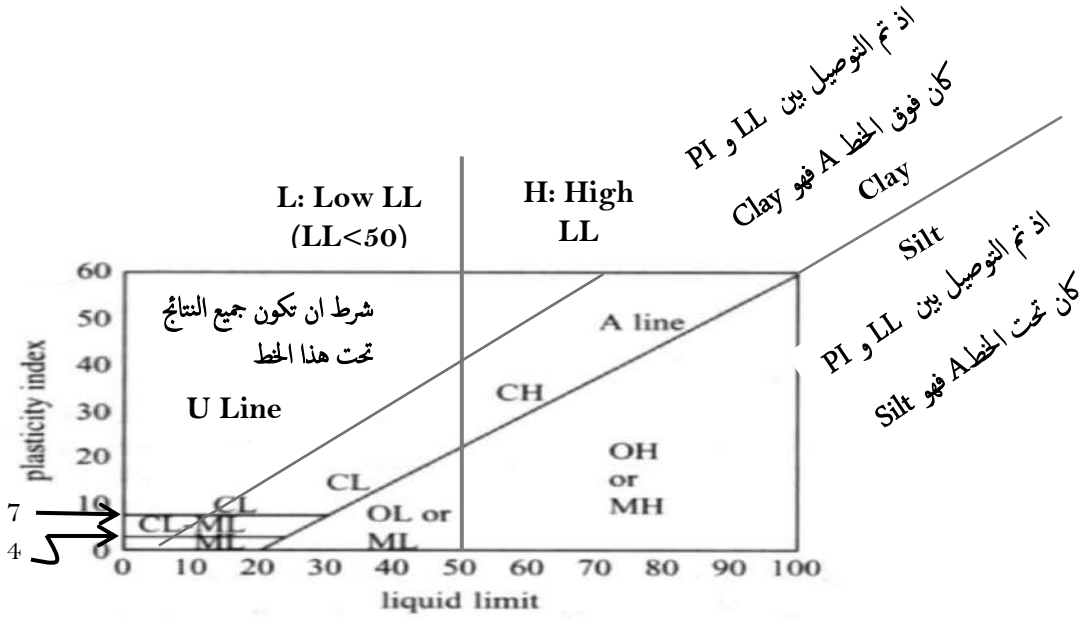
CH : High LL Clay.

OL : Low LL Organic.

OH : High LL Organic.

MH : High LL Silt.

ML : Low LL Silt.



The A-line generally separates the clay like materials from silty materials, and the organics from Inorganics.

خط A يفصل بين clay و silt وأيضا المواد العضوية من المواد الغير عضوية.

The U-line indicates the upper bound for general soils.

الحد الأعلى للتربة، وإذا تعدى التصنيف الخط U نتائج ال LL/PI نتائج خطا (غير منطقيات) ويجب إعادة الفحص.

If the measured limits of soils are on the left of U-line, they should be rechecked.

إذا كانت الحدود المقاسة للتربة موجودة على يسار خط U (تعدت الخط)، فيجب إعادة التجربة.

معرفة ان Silt عضوي أم لا عن طريق

$LL_{\text{Oven dry}} < 0.75\ LL_{\text{Air dry}}$ **Organic**

$LL_{\text{Oven dry}} \geq 0.75\ LL_{\text{Air dry}}$ **Not Organic**

ملاحظة ال PI / LL التي يقارن فيها على
Air Dry Plasticity chart

عند التوصيل بين ال PI / LL قد يكون قريب جدا من الخط ويصعب معرفة اذ كانت نقطة التقاطع فوق الخط ام تحت الخط من النظر فيوجد

معادلة لل

$A\ Line\ PI = 0.73(LL - 20)$ $> PI$ ***Silt***

$A\ Line\ PI = 0.73(LL - 20)$ $< PI$ ***Clay***

$U\ Line\ PI = 0.9(LL - 20)$

الجواب يكون النقطة على الخط

ونقارن قيمة PI المعطاه في السؤال اذ كانت PI الناتجة من المعادلة اكبر من المعطاه في السؤال يكون Silt واذ أقل يكون Clay.

Procedures for Classification				
Passing #200 < 50% course soil	Gravel: More than 50% coarse fraction retained on sieve #4 **Passing #4 < 50% gravel**	Less than 5% fines **Passing #200 < 5%**	1<Cc<3 Cu≥4	GW Well-graded Gravel
			Not satisfying GW	GP poorly graded Gravel
		More than 12% fines **Passing #200 > 12%**	Below A أسفل الخط	GM Silty Gravel
			Above A أعلى الخط	GC clayey Gravel
Coarse-grained material **Grain size distribution**	Sand: Less than 50% coarse fraction retained on sieve #4 **Passing #4 > 50% Sand**	Less than 5% fines **Passing #200 < 5%**	1<Cc<3 Cu≥6	SW Well-graded Sand
			Not satisfying SW	SP poorly graded Sand
		More than 12% fines **Passing #200 > 12%**	Below A أسفل الخط	SM Silty Sand
			Above A أعلى الخط	SC clayey Sand

Passing #200 >50% fine soil → Plasticity chart

ملاحظة: اذا كان Passing #200=50 نعتبرها مرة Fine Soil ومرة Course Soil

Example1: For a given soil, the following are known:

Percentage passing through No. 4 sieve = 70 **Liquid limit = 33**

Percentage passing through No. 200 sieve =30 **Plastic limit = 12**

Sol:

Step 1: Passing sieve #200 = **30 %< 50% Course soil**

Step 2: Passing sieve #4 = **70% > 50% Sand**

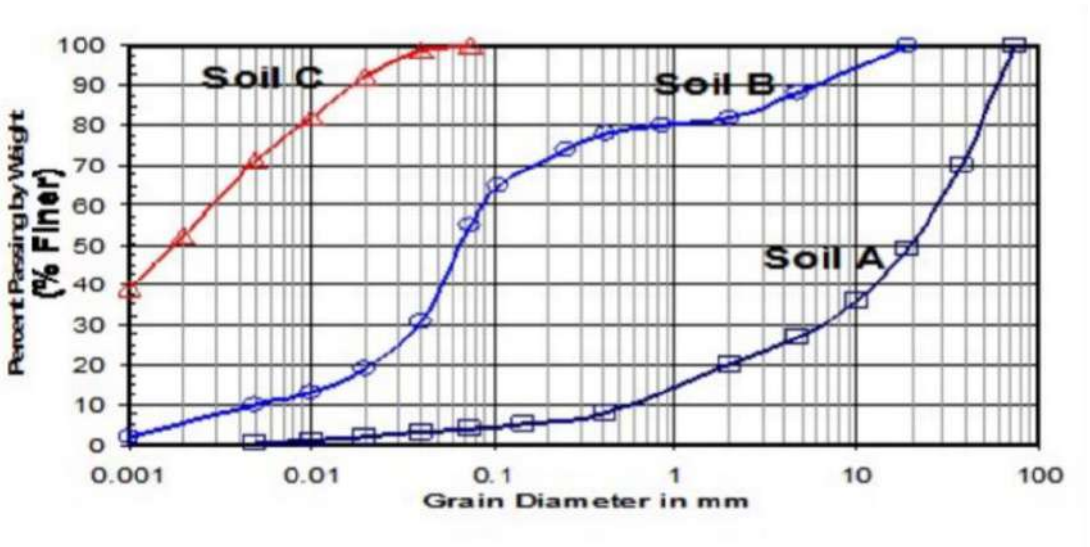
Step 3: Passing sieve #200 = **30 % > 12%**

Step 4: PI=LL-PL=33%-12%=**21%**

LL=**33% Low LL**

PI=0.73(LL-20) =0.73(33-20) = **9.49 < 21%** فوق الخط **SC Clayey Sand**

Example 2: Classify soils A, B and C according to unified soil classification system USCS.



For soil A: Liquid limit air dry 15% Liquid limit oven dry 10% and plastic limit 8%

For soil B, Liquid limit air dry 35%, % Liquid limit oven dry 30% and plastic limit 25%

For soil C, Liquid limit air dry 61% Liquid limit oven dry 42% and plastic limit 35%

Sol:

Step 1: **Soil A** Passing sieve #200 = **6% < 50% Course soil**

Step 2: Passing #4 < 50% =**29% < 50% Gravel**

Step 3: Soil A Passing sieve #200 = **6%**

Step 4: Less than 5% fines **Passing #200 < 5%**

هون الرقم ليس اقل5% من ولا اكبر من 12% لذلك يعامل على الحالتين مرة اقل من 5% ومرة اكبر من 12%.

$$D_{10} = 0.6\ mm\ /\ D_{30} = 6.5\ mm\ /\ D_{60} = 30\ mm$$

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{30}{0.6} = \mathbf{50}$$

$$Cu = \frac{{D_{30}}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{6.5^2}{6 \times 30} = \mathbf{2.347}$$ **GW Well-graded Gravel.**

Step 5: More than 12% fines **Passing #200 > 12%**

PI=LL-PL=15%-8%=**7%**

LL=**15% Low LL**

From Plasticity chart above the line. **GC Clayey Gravel.**

Step 1: **Soil B** Passing sieve #200 = **53% > 50% fine soil** (LL, PI) (35%, 10%).

Step 2: PI=0.73(LL-20) =0.73(35-20) = **10.95% > 10%** ومنه النقطة تحت الخط

From Plasticity chart

Step 3: OL or ML

LL $_{\text{Oven dry}}$ ≥ 0.75 LL $_{\text{Air dry}}$ **Not Organic**

$30\% \geq 0.75 \times 35\%$

$30\% \geq 26.5\%$ **ML Low LL Silt**

Step 1: **Soil C** Passing sieve #200 = **100% > 50% fine soil** (LL, PI) (61%, 26%)

Step 2: A line: PI=0.73(LL-20) =0.73(61-20) = **29.93% > 26%** ومنه النقطة تحت الخط

From Plasticity chart

Step 3: OL or ML

LL $_{\text{Oven dry}}$ < 0.75 LL $_{\text{Air dry}}$ **Organic**

$42\% < 0.75 \times 61\%$

$42\% < 45.75\%$ **OH High LL Organic**

U.S SIEVE	Soil A	Soil B	Soil C	Soil D
	Percent passing by Weight			
4	94	100	100	100
40	32	88	100	100
100	13	67	95	100
200	2	37	73	99
D10(mm)	0.15	0.1	0.0008	0.0007
D30(mm)	2.38	1.45	0.05	0.009
D60(mm)	3.75	2.5	0.01	0.05
LL (%)	5	25	32	78
LL(%) oven dry	5	25	32	78
PL (%)	2	10	24	31

Example 2: The results of particle size analyses and Atterberg limit of four soil A ,B ,C , and ,D are shown in Table.

Classified according to unified soil classification system (USCS)

Sol:

Step 1: **Soil A** Passing sieve #200 = **2 %< 50% Course soil**

Step 2: Passing sieve #4 = **94% > 50% Sand**

Step 3: Soil A Passing sieve #200 = **2 %< 5%**

Step 4: $D_{10} = 0.15\ mm$ / $D_{30} = 2.38\ mm$ / $D_{60} = 3.75\ mm$

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{3.75}{0.15} = \mathbf{25 > 6}$$

$$Cu = \frac{{D_{30}}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{2.38^2}{0.15 \times 3.75} = \mathbf{10.07\ 1 < C_C < 3}$$ **SP Poorly graded Sand**

Sol:

Step 1: **Soil B** Passing sieve #200 = **37 %< 50% course soil**

Step 2: Passing sieve #4 = **100% > 50% sand**

Step 3: Soil B P assing sieve #200 = **37 % > 12%**

Step 4: PI=LL-PL=25%-10%=**15%**

LL=**25% Low LL**

PI=0.73(LL-20) =0.73(25-20) = **3.65<15%** **SC Clayey Sand**

فوق الخط

Sol:

Step 1: **Soil C** Passing sieve #200 = **73%> 50% fine soil** (LL, PI) (32%, 8%)

Step 2: PI=0.73(LL-20) =0.73(32-20) =**8.76 > 8%** ومنه النقطة تحت الخط

From Plasticity chart

Step 3: OH or MH

$LL_{\text{Oven dry}} \geq 0.75\ LL_{\text{Air dry}}$ **Not Organic**

$32\% > 0.75 \times 32\%$

$32\% > 24\%$ **ML Low LL Silt**

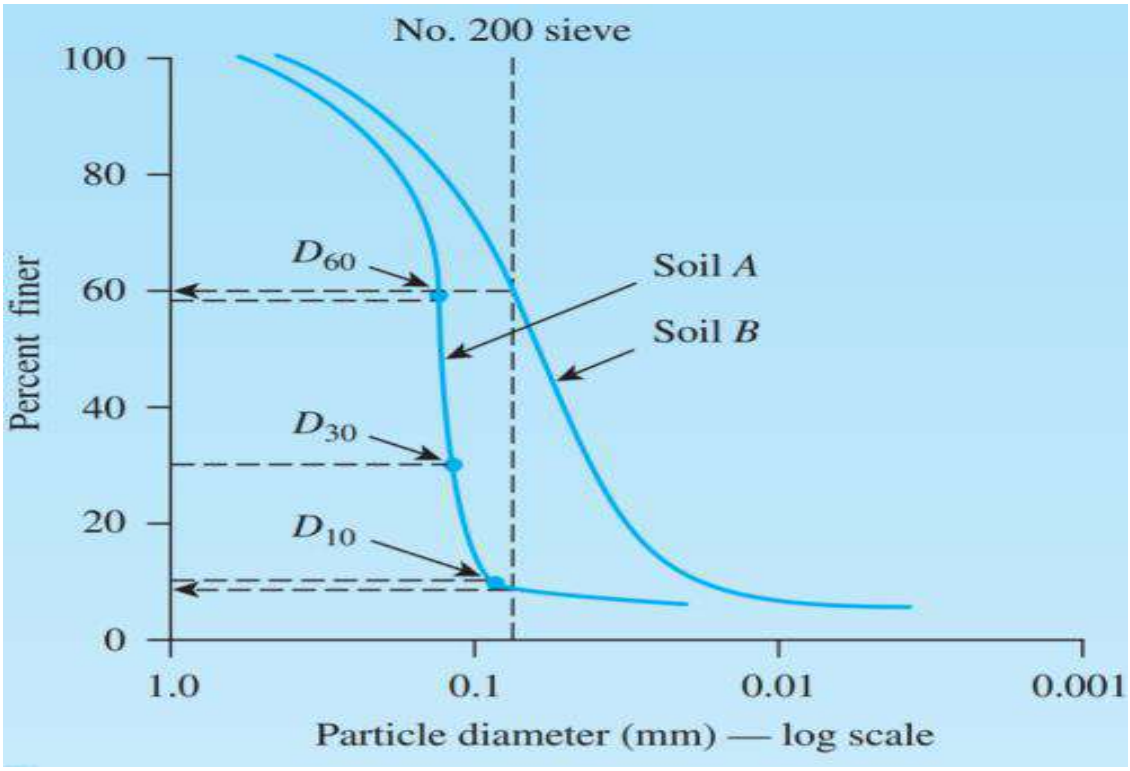
Sol:

Step 1: **Soil D** Passing sieve #200 = **99%> 50% fine soil** (LL, PI) (78%, 47%)

Step 2: PI=0.73(LL-20) =0.73(78-20) = **42.34 <47%** ومنه النقطة فوق الخط

From Plasticity chart

CH High LL Clay



Example 3: Classified according to unified soil classification system (USCS).

	Soil A	Soil B
LL	30	26
PL	22	20

Soil A:

Step 1: Passing sieve #200 = **8 %< 50% Course soil**

Step 2: Passing sieve #4 = **100% < 50% Sandy soil**

Step 3: Passing sieve #200 = **8 %< 50%**

نلاحظ ان التربة تعبر جميعها من ديميتر 0.1 لذلك من المؤكد انها تعبر جميعها من ديميتر 4.75

هون الرقم ليس اقل5% من ولا اكبر من 12% لذلك يعامل على الحالتين مرة اقل 5% من ومرة اكبر من 12% .

Step 4: $D_{10} = 0.085\ mm$ / $D_{30} = 0.12\ mm$ / $D_{60} = 0.135\ mm$

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.135}{0.085} = \mathbf{1.59 < 6}$$

$$Cu = \frac{{D_{30}}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{0.12^{\,2}}{0.085 \times 0.135} = \mathbf{1.25}$$ **SP poorly graded Sand**

Step 5: PI=LL-PL=30%-22%=**11%**

LL=**30% Low LL**

: PI=0.73(LL-20) =0.73(30-20) =**7.3% < 11%**

Above A Line أعلى الخط **SC Clayey Sand**

Soil B:

Passing #200 = **60% >50% fine soil**

PI=LL-PL=26%-20%=**6%**

LL=**26% Low LL**

A line: PI=0.73(LL-20) =0.73(26-20) =**4.38% <6%**

Above A Line أعلى الخط **CL -ML**

بسم الله الرحمن الرحيم

The Nature Of Soil التربة الطبيعية

أي تربة في الوضع الطبيعي تتكون من الجزيئات الصلبة والفراغات التي قد تكون مملوءة بالمياه او بالهواء او بالهواء والمياه معا.

التربة التي تكون فراغاتها مملوءة بالمياه تسمى. **Saturated Soil**

التربة التي تكون فراغاتها مملوءة بالهواء تسمى. **Dry Soil**

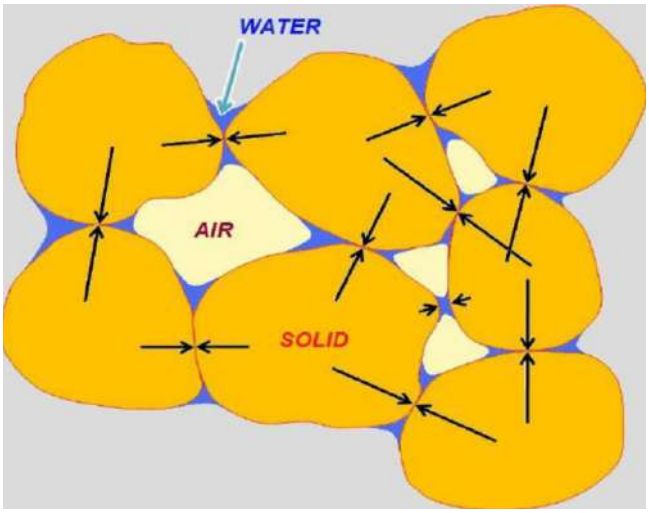
التربة التي تكون فراغاتها مملوءة بالمياه والهواء معا **(Bulk / Wet / Total / Moister) Soil**

Soil is any uncemented or weakly cemented accumulation of mineral particles formed by the weathering of rocks.

التربة هي أي تراكم غير مُكَوِّن أو ضعيف البنية من الجسيمات المعدنية التي تتشكل نتيجة تجوية الصخور.

The void space between the particles can be filled with:

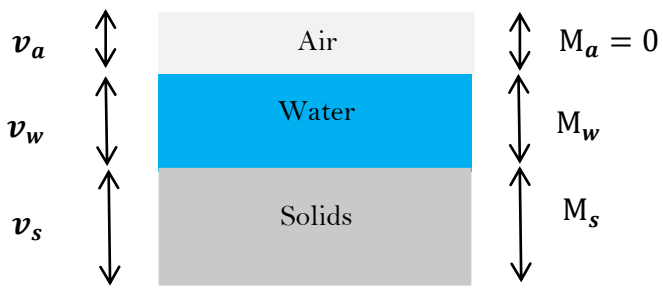
1. Liquid (Water).
2. Gas (Air).



Prism من اجل اخراج الخواص الفيزيائية للتربة

هون في هذا Prism تمثيل للتربة ، الجانب الايمن يمثل **(الكتلة او الوزن)** والايسر **الحجم**.

(Bulk / Wet / Total / Moister) Soil



$v_a = Volume\ of\ air.$

$v_w = Volume\ of\ water.$

$v_s = Volume\ of\ solid\ soil.$

$M_a = Mass\ of\ air.$

$M_w = Mass\ of\ water.$

$M_s = Mass\ of\ solid\ soil.$

$v_{total} = v_a + v_w + v_s$

$v_{voide} = v_a + v_w$

$M_{total} = M_s + M_w$

هناك اشكال لل prism في الثلاث حالات فوق حالة في كمان حالتين تحت حالتين:

Dry Soil

هون الكثافة تسمى
Dry density

$v_v = v_a$

$v_w = 0$

Saturated Soil

هون الكثافة تسمى
Saturated density

$v_v = v_w$

$v_a = 0$

العلاقات قد تكون بين (حجم وحجم) وعلاقات بين (كتلة وكتلة) وعلاقات بين (كتلة وحجم).

Volume -Volume Relation

1) **The void ratio (e)** is the ratio of the volume of voids to the volume of solid Rang [0.5-1.5].

نسبة الفراغات: هي نسبة حجم الفراغات الى حجم المادة الصلبة

$$e = \frac{v_v}{v_s} = \frac{v_w + v_a}{v_s} = \frac{volume\ of\ voids}{volume\ of\ solid}$$

2) **The porosity (n)** is the ratio of the volume of voids to the total volume of the soil , Rang[0-1].

المسامية : هي نسبة حجم الفراغات الى حجم الكلي للتربة.

لا يصح ان يكون أكبر من واحد لأنه من المستحيل حجم الفراغات أكبر من الحجم الكلي للتربة

$$n = \frac{v_v}{v_t} = \frac{v_w + v_a}{v_s + v_w + v_a} = \frac{volume\ of\ voids}{total\ volume\ of\ soil}$$

3) **The degree of saturation (Sr)** is the ratio of the volume of water to the total volume of void space , Rang[0-1].

مستحيل الرقم أكبر من واحد لأنه مستحيل حجم المياه اكبر من حجم الفراغات

درجة التشبع من المياه: هي نسبة حجم الماء إلى حجم الفراغات.

$$s_r = \frac{v_w}{v_v} = \frac{volume\ of\ water}{volume\ of\ voids}$$

$$s_{r\,min} = \frac{v_w}{v_v} = \frac{0}{vv} = \mathbf{0}\ for\ Dry\ Soil$$

$$s_{r\,max} = \frac{v_w}{v_v} = \frac{v_w}{v_w} = \mathbf{1}\ for\ Saturated\ Soil$$

4) The **air content or air voids (A)** is the ratio of the volume of air to the total volume of the soil.

محتوى الهواء او الفراغات الهوائية: هي نسبة حجم الهواء إلى الحجم الكلي للتربة

$$A = \frac{v_a}{v_t} = \frac{volume\ of\ air}{total\ volume\ of\ Soil}$$

$$A = A_{max}\ for\ Dry\ Soil$$

$$A_{min} = \frac{v_a}{v_t} = \frac{0}{v_t} = 0\ for\ Saturated\ Soil$$

Mass-Mass Relation

The water content (w), or moisture content (m), is the ratio of the mass of water to the mass of solids in the soil.

المحتوى المائي: هو نسبة (كتلة/وزن) الماء إلى (كتلة/وزن) المواد الصلبة في التربة

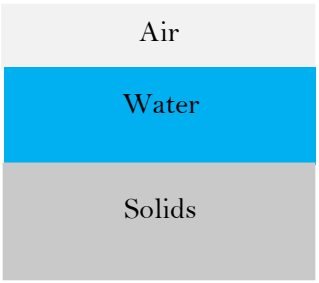
$$w_c = \frac{M_w}{M_s} = \frac{mass\ of\ water}{mass\ of\ soild}$$

Mass-Volume Relation (Density) Unit=Kg/m^3

1) The (Bulk / Wet / Total / Moister) Soil density(ρ) of a soil is the ratio of the total mass to the total volume.

نسبة الكتلة الكلية إلى الحجم الكلي في حال كانت فراغات التربة مياه وهواء معا

$$\rho = \frac{M_t}{v_t} = \frac{total\ mass}{total\ volume}$$



2) $\rho_w = 1000 Kg/m^3$

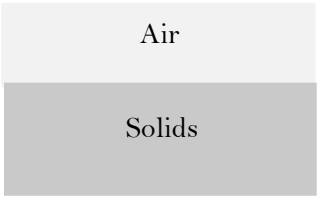
3) Density of Solid Soil. كثافة الجزء الصلب من التربة فقط

$$\rho_s = \frac{M_s}{v_s} = \frac{Mass\ of\ solid\ soil}{Volume\ of\ solid\ soil}$$

4) Density of Dry Soil.

$$\rho_{dry} = \frac{M_s}{v_t} = \frac{Mass\ of\ solid\ soil}{total\ volume}$$

كثافة التربة وهي جافه من المياه ولأن قيمة كتلة الهواء تساوي صفر $M_t = M_s$ و تقسم على الحجم كامل.



5) Density of Saturated Soil.

$$\rho_{Sat} = \frac{M_t}{v_t} = \frac{total\ mass}{total\ volume}$$

كثافة التربة وهي مشبعة بالمياه ويقسم االكتلة كاملة على الحجم كامل

6) (Effective / Bount / Submerged) Density.

$$\rho_{effective} = \rho_{Sat} - \rho_w$$

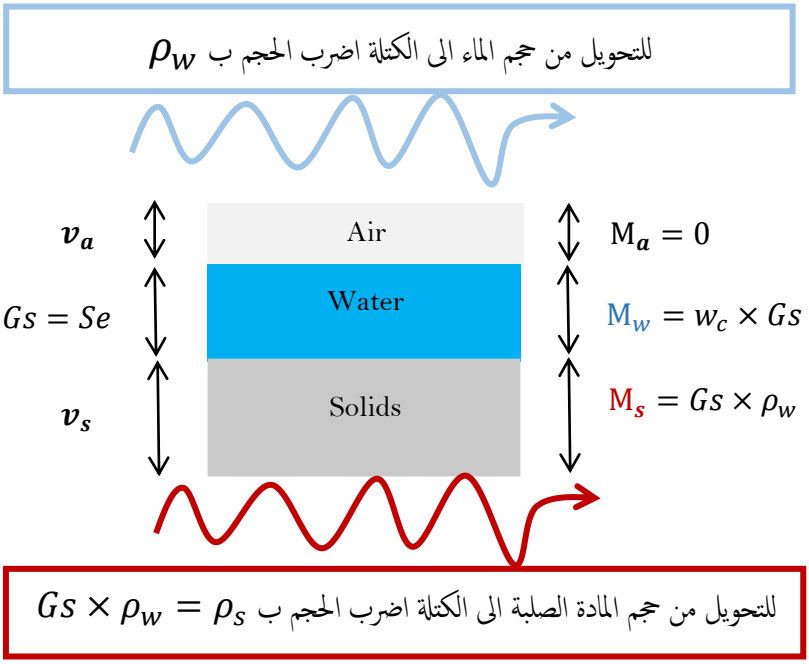
عند طرح كثافة التربة وهي مشبعة من كثافة المياه فأنك تجد **كثافة التربة المغمورة فقط**.

Note:

$$Gs = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{M_s}{v_s \rho_w} = \frac{M_s v_w}{v_s M_w}$$

$$\rho_s = Gs \times \rho_w$$

هون بدنا نرسم Prism بساعد كثير في الحل:



$$v_s = 1$$

$$e = \frac{v_v}{v_s} = \frac{Vv}{1} = Vv$$

$$\rho_s = \frac{M_s}{v_s}$$

$$M_s = \rho_s \times v_s = Gs \times \rho_w \times v_s = Gs \times \rho_w \times 1 = Gs \times \rho_w$$

$$\rho_w = \frac{M_w}{v_w}$$

$$\boldsymbol{v_w} = \frac{M_w}{\rho_w} = \frac{w_c \times Gs \times \rho_w}{\rho_w} = w_c \times Gs = Se$$

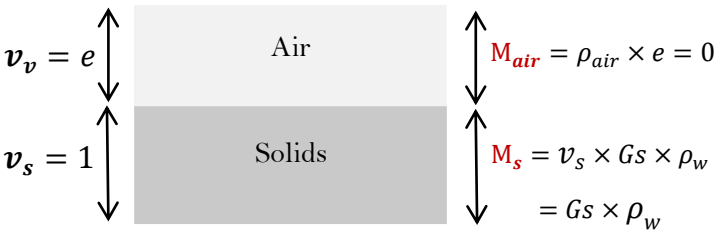
$$w_c = \frac{M_w}{M_s}$$

$$M_w = w_c \times M_s = w_c \times Gs \times \rho_w$$

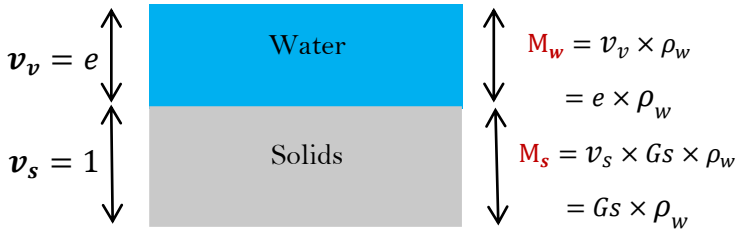
Specific volume (v) is the total volume of soil, which contains unit volume of solids.

الحجم الكلي للتربة

Dry Soil



Saturated Soil



Derived Relation:

$$\boldsymbol{w_c Gs} = \frac{M_w}{M_s} \times \frac{M_s\, v_w}{v_s M_w} = \frac{v_w}{v_s} = \frac{v_w}{v_s} \times \frac{v_v}{v_v} = \frac{v_w}{v_v} \times \frac{v_v}{v_s} = \boldsymbol{se}$$

Dry Soil $S = 0$

Saturated Soil $S = 1$

$e = Gs \times w_c$

$$\boldsymbol{n} = \frac{v_v}{v_t} = \frac{\boldsymbol{e}}{\boldsymbol{1+e}}$$

$$\boldsymbol{A} = \frac{v_a}{v_t} = \frac{v_v - v_w}{v_t} = \frac{e - w_c Gs}{1+e} = \frac{\boldsymbol{e - se}}{\boldsymbol{1+e}} \quad Or \quad A = \frac{e}{1+e} - \frac{se}{1+e} = n - sn = \boldsymbol{n(1-s)}$$

$$\boldsymbol{\rho} = \frac{M_t}{v_t} = \frac{\boldsymbol{Gs\rho w(1+w)}}{\boldsymbol{1+e}} = \frac{Gs \times \rho w + Gs \times w \times \rho w}{1+e} = \frac{Gs \times \rho w + s \times e \times \rho w}{1+e} = \frac{\boldsymbol{\rho w(Gs+se)}}{\boldsymbol{1+e}}$$

$$\boldsymbol{\rho_{Sat}} = \frac{\rho w(Gs + 1 \times e)}{1+e} = \frac{\boldsymbol{\rho w(Gs+e)}}{\boldsymbol{1+e}}$$

Saturated Soil $S = 1$

$$\boldsymbol{\rho_{Dry}} = \frac{\rho w(Gs + o \times e)}{1 + e} = \frac{\boldsymbol{\rho wGs}}{\boldsymbol{1 + e}}$$

$Dry\ Soil\ S = 0$

Prove:

1) $\boldsymbol{\rho_{Dry}} = \dfrac{\boldsymbol{\rho}}{\boldsymbol{1 + w}} = \dfrac{\rho wGs(1 + w)/1 + e}{1 + w} = \dfrac{\boldsymbol{\rho wGs}}{\boldsymbol{1 + e}}$

2) $\boldsymbol{S} = \dfrac{\boldsymbol{w}}{\boldsymbol{wsat}} = \dfrac{\frac{se}{Gs}}{\frac{e}{Gs}} = \boldsymbol{S}$

$$\boldsymbol{w} = \frac{Mw}{Ms} = \frac{wGs\rho w}{Gs\rho w} = \frac{se\rho w}{Gs\rho w} = \frac{\boldsymbol{se}}{\boldsymbol{Gs}}$$

$$\boldsymbol{w_{Sat}} = \frac{Mw}{Ms} = \frac{e\rho w}{Gs\rho w} = \frac{\boldsymbol{e}}{\boldsymbol{Gs}}$$

3) $\boldsymbol{e} = \dfrac{\boldsymbol{n}}{\boldsymbol{1-n}} = \dfrac{v_v/v_t}{1-v_v/v_t} = \dfrac{\frac{e}{1+e}}{1-\frac{e}{1+e}} = \dfrac{\frac{e}{1+e}}{\frac{1+e}{1+e}-\frac{e}{1+e}} = \dfrac{e}{1+e-e} = \boldsymbol{e}$

4) $\boldsymbol{e} = \dfrac{\boldsymbol{\gamma_s}}{\boldsymbol{\gamma_d}} - \boldsymbol{1} = \dfrac{GS\gamma_w}{\frac{GS\gamma_w}{1+e}} - 1 = 1 + e - 1 = \boldsymbol{e}$

5) $\boldsymbol{\gamma_{sat}} = \boldsymbol{((1-n) \times Gs + n)\gamma_w}$

$$= \left(\left(1 - \frac{v_v}{v_t}\right)Gs + \frac{v_v}{v_t}\right)\gamma_w$$

$$= \left(\left(1 - \frac{e}{1+e}\right) \times Gs + \frac{e}{1+e}\right)\gamma_w$$

$$= \left(Gs - \frac{GS\,e}{1+e} + \frac{e}{1+e}\right)\gamma_w$$

$$= \left(\frac{\mathrm{Gs}(1+\mathrm{e})}{(1+\mathrm{e})} - \frac{\mathrm{eGs}}{(1+\mathrm{e})} + \frac{\mathrm{e}}{(1+\mathrm{e})}\right)\gamma_w$$

$$= \left(\frac{\mathrm{Gs} + \mathrm{eGs} - \mathrm{eGs} + \mathrm{e}}{1+\mathrm{e}}\right)\gamma_w$$

$$= \left(\frac{\mathbf{Gs} + \mathbf{e}}{\mathbf{1} + \mathbf{e}}\right)\boldsymbol{\gamma_w}$$

6) $\boldsymbol{\gamma = Gs\gamma_w(1+w)(1-n)}$

$$= Gs\gamma_w(1+w)\left(1 - \frac{e}{1-e}\right)$$

$$= Gs\gamma_w(1+w)\left(\frac{1+e}{1+e} - \frac{e}{1+e}\right)$$

$$= Gs\gamma_w(1+w)\left(\frac{1+e-e}{1+e}\right)$$

$$= \frac{\boldsymbol{Gs\gamma_w(1+w)}}{\boldsymbol{(1+e)}}$$

7) $\boldsymbol{\gamma = Gs\gamma_w(1-n) + S \times n \times \gamma_w}$

$$= Gs\gamma_w\left(1 - \frac{e}{1+e}\right) + S \times \frac{e}{1+e} \times \gamma_w$$

$$= Gs\gamma_w\left(\frac{1+e}{1+e} - \frac{e}{1+e}\right) + s\,\frac{e}{1+e}\,\gamma_w$$

$$= \frac{G \times s \times \gamma_w}{1+e} + \frac{s \times e \times \gamma_w}{1+e}$$

$$= \frac{\boldsymbol{(Gs + se)\gamma_w}}{\boldsymbol{1+e}}$$

8) $\boldsymbol{\gamma dry = \frac{\gamma_w \times e \times s}{(1+e) \times w}}$

$$= \frac{\boldsymbol{\gamma w\, Gs}}{\boldsymbol{(1+e)}}$$

$$Se = Gsw$$

$$Gs = Se/w$$

9) $\boldsymbol{\gamma_{dry} = \gamma_{sat} - \frac{e\gamma_w}{1+e} = \gamma_{sat} - n\,\gamma_w}$

$$= \frac{\gamma_w(Gs+e)}{1+e} - \frac{e\gamma_w}{1+e}$$

$$= \frac{\gamma_w\, Gs + e\,\gamma_w - e\,\gamma_w}{1+e}$$

$$= \frac{\boldsymbol{\gamma_w\, Gs}}{\boldsymbol{1+e}}$$

10) $\boldsymbol{\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{effective} \times Gs}{Gs - 1}}$

$$= \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)Gs}{Gs - 1}$$

$$= \frac{\left(\frac{\gamma_w(Gs+e)}{1+e} - \frac{\gamma_w(1+e)}{1+e}\right)Gs}{Gs - 1}$$

$$= \frac{\frac{(\gamma_w Gs + \gamma_w e - \gamma_w - \gamma_w e)Gs}{1+e}}{Gs - 1}$$

$$= \frac{\frac{(Gs-1)\gamma_w Gs}{1+e}}{(Gs-1)}$$

$$= \frac{\boldsymbol{\gamma_w Gs}}{\boldsymbol{1+e}}$$

11) $\boldsymbol{\gamma_{sat} = \big((1-n)Gs + n\big)\gamma_w}$

$$\left[\left(1 - \frac{e}{1+e}\right)Gs + \frac{e}{1+e}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

$$= \left[\left(\frac{1+e}{1+e} - \frac{e}{1+e}\right)Gs + \frac{e}{1+e}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

$$= \left[\frac{Gs}{1+e} + \frac{e}{1+e}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

$$= \left[\frac{\boldsymbol{(Gs+e)\gamma_w}}{\boldsymbol{1+e}}\right]$$

12) $\boldsymbol{\gamma_{sat} = \left[\frac{(1+wsat)}{(1+wsat \times Gs)}\right]Gs\gamma_w}$

$$= \left[\frac{1 + \frac{e}{Gs}}{1 + \frac{e}{Gs} \times Gs}\right]Gs\gamma_w$$

$$= \left[\frac{\frac{Gs}{Gs} + \frac{e}{Gs}}{1+e}\right]Gs\gamma_w$$

$$= \left[\frac{Gs+e}{Gs(1+e)}\right]Gs\gamma_w$$

$$= \left[\frac{\boldsymbol{Gs+e}}{\boldsymbol{1+e}}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

13) $\boldsymbol{\gamma_{sat} = \gamma d - n\gamma_w}$

$$\boldsymbol{= \gamma d - \left[\frac{e}{1+e}\right]\gamma_w}$$

$$= \left[\frac{\gamma_w Gs}{1+e}\right] - \left[\frac{\gamma_w e}{1+e}\right]$$

$$= \left[\frac{\boldsymbol{Gs+e}}{\boldsymbol{1+e}}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

14) $\gamma_{sat} = n\left[\frac{1+w_{Sat}}{w_{Sat}}\right]\gamma_w$

$$= \frac{e}{1+e}\left[\frac{1+\frac{e}{Gs}}{\frac{e}{Gs}}\right]\gamma_w$$

$$= \frac{e}{1+e}\left[\frac{\frac{Gs}{Gs}+\frac{e}{Gs}}{\frac{e}{Gs}}\right]\gamma_w$$

$$= \frac{e}{1+e}\left[\frac{Gs+e}{e}\right]\gamma_w$$

$$= \left[\frac{\boldsymbol{Gs+e}}{\boldsymbol{1+e}}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

15) $\gamma_{sat} = \left[1-\frac{1}{Gs}\right]\gamma_{dry} + \gamma_w$

$$= \gamma_{dry} - \frac{\gamma_{dry}}{Gs} + \gamma_w$$

$$= \frac{\gamma_{dry}Gs}{Gs} - \frac{\gamma_{dry}}{Gs} + \frac{\gamma_w Gs}{Gs}$$

$$= \frac{\gamma_{dry}Gs - \gamma_{dry} + \gamma_w Gs}{Gs}$$

$$= \frac{\frac{\gamma_w Gs}{1+e}\times\frac{Gs}{1} - \frac{\gamma_w Gs}{1+e} + \frac{\gamma_w Gs}{1}}{Gs}$$

$$= \frac{\frac{\gamma_w Gs}{1+e}\times\frac{Gs}{1} - \frac{\gamma_w Gs}{1+e} + \frac{\gamma_w Gs}{1}\times\frac{1+e}{1+e}}{Gs}$$

$$= \frac{\gamma_w Gs - \gamma_w + \gamma_w + \gamma_w e}{1+e}$$

$$= \left[\frac{\boldsymbol{Gs+e}}{\boldsymbol{1+e}}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

16) $\gamma_{sat} = \gamma_{dry}(1+w_{Sat})$

$$= \frac{\gamma_w Gs}{1+e}\left(1+\frac{e}{Gs}\right) = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} + \frac{\gamma_w Gs}{1+e}\times\frac{e}{Gs}$$

$$= \frac{\gamma_w Gs + \gamma_w e}{1+e} = \left[\frac{\boldsymbol{Gs+e}}{\boldsymbol{1+e}}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

17) $e = \frac{\gamma_{sat}-\gamma_{dry}}{\gamma_{dry}-\gamma_{sat}+\gamma_w}$

$$= \frac{\left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w - \left[\frac{\gamma_w Gs}{1+e}\right]}{\left[\frac{\gamma_w Gs}{1+e}\right] - \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w + \left[\frac{1+e}{1+e}\right]\gamma_w}$$

$$= \frac{GS+e-Gs}{Gs-Gs-e+1+e}$$

$$= \frac{e}{1} = \mathbf{e}$$

18) $wsat = \frac{n\gamma_w}{\gamma_{sat}-n\gamma_w}$

$$= \frac{\left[\frac{e}{1+e}\right]\gamma_w}{\left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w - \left[\frac{e}{1+e}\right]\gamma_w}$$

$$= \frac{e}{Gs+e-e}$$

$$= \boldsymbol{\frac{e}{Gs}}$$

19) $\gamma_{dry} = Gs\gamma_w(1-n)$

$$= Gs\gamma_w\left(1-\frac{e}{1+e}\right)$$

$$= Gs\gamma_w\left(\frac{1+e}{1+e}-\frac{e}{1+e}\right)$$

$$= \boldsymbol{\frac{Gs\gamma_w}{1+e}}$$

20) $\gamma_{sat} = \left[\frac{e}{W}\right]\left[\frac{1+w}{1+e}\right]\gamma w = \left[\frac{e}{\frac{e\times s}{Gs}}\right]\left[\frac{1+\frac{e\times s}{Gs}}{1+e}\right]\gamma_w$

$$= \left[\frac{1}{\frac{1}{Gs}}\right]\left[\frac{\frac{Gs}{Gs}+\frac{e\times s}{Gs}}{1+e}\right]\gamma_w = [Gs]\left[\frac{e\times s+Gs}{Gs(1+e)}\right]\gamma_w$$

$$= \left[\frac{\boldsymbol{Gs+e}}{\boldsymbol{1+e}}\right]\boldsymbol{\gamma_w}$$

21) $\boldsymbol{w_{Sat} = \frac{n}{(1-n)GS}}$

$$= \frac{\frac{e}{1+e}}{\left(1-\frac{e}{1+e}\right)Gs}$$

$$= \frac{\frac{e}{1+e}}{\left(\frac{1+e}{1+e}-\frac{e}{1+e}\right)Gs}$$

$$= \frac{e}{(1+e-e)Gs}$$

$$= \boldsymbol{\frac{e}{Gs}}$$

ملاحظة مهمة ممكن في السؤال ما يعطيك كثافة أي ρ ممكن يعطيك وزن نوعي γ **Specific weight** او ممكن يعطيك بالسؤال الوزن بدل الكتلة ما بتغير عليك أي اشي بالقوانين الا فقط اضرب طرفي القانون في g بتتحول ال ρ الى γ و بتحول الكتلة الى وزن.

القوانين بتصيير:

$$\rho \times g = \frac{M}{v} \times g$$

$$\gamma = \frac{W}{v} = \frac{KN}{m3}$$

$$\gamma_w = 9.81\frac{KN}{m3}$$

γ = moist unit weight

غاما تعبر عن كمية الوزن الموجودة في واحد متر مكعب

لا تستغرب الأسئلة ممكن يعطيك وزن بدل كتلة وبدك تشتغل على الغاما بكون نفس القانون بس باستبدل الرو في غاما وقيمة رو الي $1000Kg/m^3$ بتصير تعوض غاما مي وتساوي $9.81Kg/m^3$.

او الك الحرية تحول الوزن ل كتلة وتشتغل على القوانين كلو جائز.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{v_s}$$

$$\gamma_{dry} = \frac{W_s}{v_t}$$

$$\gamma_{effective} = \gamma_{Sat} - \gamma_w$$

$$\gamma = \frac{Gs\gamma_w(1+w)}{1+e}$$

$$\boldsymbol{\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w(Gs+e)}{1+e}}$$

$$\boldsymbol{\gamma_{dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e}}$$

Example 1:

The saturated unit weight and **the water content** in the field are found to be **18.55 KN/m³** and **33%** , respectively, determine the specific gravity and void ratio of the soil.

$S = 1 \quad Se = w_c Gs$

$e = \mathbf{0.33 \times Gs}$

$\boldsymbol{\gamma_w} = \left[\frac{Gs + e}{1 + e}\right]\gamma_w$

$18.55 = \left[\frac{Gs + 0.33 \times Gs}{1 + 0.33 \times Gs}\right] \times 9.81$

$Gs = \mathbf{2.678}$

$e = 0.33 \times 2.678 = 0.884 = \mathbf{88.4\%}$

Example 2:

A **cylindrical** soil sample prepared for laboratory testing has a **diameter of 71 mm**, **a height of 142 mm**, and **weighs** $\mathbf{10.675 \times 10^{-3} KN}$. If **the degree of saturation is 93%** and **the specific gravity of soil solids is 2.71**, determine:

A. void ratio.

B. water content.

C. water content under fully saturated condition.

$volume = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h = 71 \times 71 \times 142 \times 10^{-9} = \mathbf{0.5622 \times 10^{-3}\ m^3}$

$\gamma_{bulk} = \frac{W_t}{v_t} = \frac{10.675 \times 10^{-3}}{0.5622 \times 10^{-3}} = \mathbf{18.988\ KN/m^3}$

$$a)\ \gamma_{bulk} = \frac{(Gs + se)\gamma w}{1+e}$$

$$18.988 = \frac{(2.71 + 0.93 \times e) \times 9.81}{1+e}$$

$$\boldsymbol{e = 0.77}$$

$$b)\ \gamma_{bulk} = \frac{Gs\gamma w(1+w)}{1+e}$$

$$18.988 = \frac{2.71 \times 9.81 \times (1+w)}{1+0.77}$$

$$\boldsymbol{w_c = 0.264 = 26.4\%}$$

$$c)\ se = Gsw_c$$

$$s = 1$$

$$0.77 = 2.71 w_c$$

$$\boldsymbol{w_c = 0.2841 = 28.41\%}$$

Example 3:

In its natural state, **a moist soil** has **a volume of** $\mathbf{9.34 \times 10^{-3}\ m^3}$ and **weighs** $\mathbf{177.6 \times 10^{-3} KN}$, **The oven-dried weight of the soil** $\mathbf{153.6 \times 10^{-3} KN}$ if **Gs=2.67** Calculate :

a. Moisture content (%)

b. Moist unit weight (KN/m3)

c. Dry unit weight (KN/m3)

d. Void ratio

e. Porosity

وزن المياه نجدو من طرح الوزن العينة من وزنها وهي في حاله الجفاف.

$$a)\ w_c = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_{moist} - W_{dry}}{W_{dry}} = \frac{(177.6 - 153.6) \times 10^{-3}}{153.6 \times 10^{-3}} = \boldsymbol{0.156 = 15.6\%}$$

وزن العينة وهي جافه تساوي وزن الجزء الصلب من المادة باعتبار وزن الهواء يساوي صفر

$$b)\ \gamma_{moist} = \frac{W_{moist}}{v_{moist}} = \frac{177.6 \times 10^{-3}}{9.34 \times 10^{-3}} = \boldsymbol{19.01\ KN/m^3}$$

$$c)\ \gamma_{dry} = \frac{\gamma_{moist}}{1+w} = \frac{19.01}{1+0.156} = \boldsymbol{\frac{16.54KN}{m3}}$$

$$\gamma_{dry} = \frac{Ws}{v_{moist}} = \frac{153.6 \times 10^{-3}}{9.34 \times 10^{-3}} = \boldsymbol{\frac{16.54KN}{m3}}$$

$$d)\ \gamma_{moist} = \frac{Gs\gamma w(1+w)}{1+e}$$

$$19.01 = \frac{2.67 \times 9.81 \times (1+0.156)}{1+e} \qquad \boldsymbol{e = 0.593}$$

$$e)\ \boldsymbol{n} = \frac{e}{1+e} = \frac{0.593}{1+0.593} = \mathbf{0.37}$$

$$f)\ se = Gsw_c$$

$$\boldsymbol{S} = \frac{Gsw_c}{e} = \frac{2.67 \times 0.156}{0.953} = \mathbf{0.70 = 70\%}$$

Example 4:

The **mass of a moist soil** sample collected from the field is **465 grams**, and its oven dry mass is **405.76 grams**. **The specific gravity** of the soil solids was determined in the laboratory to be **2.68**. If **the void ratio** of the soil in the natural state is **0.83**, find the following:

a. The moist density of the soil in the field (Kg/m^3).

b. The dry density of the soil in the field (Kg/m^3).

c. The mass of water, in kilograms, to be added per cubic meter of soil in the field for saturation.

M_{moist}=465 grams=0.465Kg

M_{dry}=405.76 grams=0.40576Kg

$$wc = \frac{Mw}{Ms} = \frac{M_{moist} - M_{dry}}{M_{dry}} = \frac{0.465 - 0.40576}{0.40576} = \mathbf{0.146 = 14.6\%}$$

$$a)\ \rho_{moist} = \frac{Gs\rho w(1+w)}{1+e} = \frac{2.68 \times 1000 \times (1+0.146)}{1+0.83} = \mathbf{1678.3Kg/m3}$$

$$b)\ \rho_{dry} = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1678.3}{1+0.146}$$

$$= \mathbf{1464.485Kg/m3}$$

$$water\ of\ to\ be\ added = \rho_{sat} - \rho = 1918 - 1678.3 = \mathbf{239.7kg/m3}$$

$$c)\ \rho_{sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\rho w = \left[\frac{2.68+0.83}{1+0.83}\right]1000 = \frac{\mathbf{1918Kg}}{\boldsymbol{m3}}$$

هون طلب في متر مكعب واحد

Example 5: The moist weight of $2.83 \times 10^{-3} m^3$ of soil is **$55.5 \times 10^{-3} KN$**. If **the moisture content is 14%** and **the specific gravity of soil solids is 2.71** determine the following:

a. Moist unit weight

b. Dry unit weight

c. Void ratio

d. Porosity

e. Degree of saturation

f. Volume occupied by water

a) $\gamma_{moist} = \frac{W_{moist}}{v_{moist}} = \frac{55.5 \times 10^{-3}}{2.83 \times 10^{-3}} = \mathbf{19.6KN/m3}$

b) $\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{moist}}{1+w} = \frac{19.6}{1+0.14} = \mathbf{17.2KN/m3}$

c) $\gamma_{moist} = \frac{Gs\gamma w(1+w)}{1+e}$

$19.6 = \frac{2.71 \times 9.81 \times (1+.14)}{1+e}$

$\mathbf{e = 0.55}$

d) $n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.55}{1+0.55} = \mathbf{0.355}$

e) $se = Gsw_c$

$s = \frac{\text{Gsw}}{\text{e}} = \frac{2.71 \times 0.14}{0.55} = \mathbf{0.6898}$

f) $n = \frac{v_v}{v_t}$

$v_v = n \times v_t = 0.355 \times 2.83 \times 10^{-3} = \mathbf{1 \times 10^{-3} m^3}$

$s = \frac{v_w}{v_v}$

$v_w = s \times v_v = 0.6898 \times 1 \times 10^{-3} = \mathbf{0.6898 \times 10^{-3} m^3}$

Example 6: The moist unit weight of a soil is **19.2 KN/m³**. Given that **Gs=2.69** and **w=9.8%** determine:

a. Void ratio

b. Dry unit weight

c. Degree of saturation

Determine the weight of water, in KN, to be added per cubic meter (m3) of soil for

d. 90% degree of saturation

e. 100% degree of saturation(zero air voids) saturated

$$a)\ \gamma_{moist} = \frac{Gs\gamma w(1+w)}{1+e}$$

$$19.2 = \frac{2.69 \times 9.81 \times (1+0.098)}{1+e}$$

$$\boldsymbol{e = 0.51}$$

$$b)\ \gamma_{dry} = \frac{\gamma_{moist}}{1+w}$$

$$\gamma_{dry} = \frac{19.2}{1+0.098} = \boldsymbol{\frac{17.486\ KN}{m3}}$$

$$c)\ se = Gsw_c$$

$$s = \frac{Gs\ w}{e} = \frac{2.69 \times 0.098}{0.51} = \mathbf{0.52}$$

$$d)\ se = Gsw_c$$

$$w_c = \frac{Se}{Gs} = \frac{0.9 \times 0.51}{2.69} = \mathbf{0.17 = 17\%}$$

$$\gamma_{moist@s=90\%} = \frac{Gs\gamma w(1+w)}{1+e} = \frac{2.69 \times 9.81 \times (1+0.17)}{1+0.51}$$

$$20.4 - 19.12 = \boldsymbol{1.2\ KN/m^3}$$

$$\boldsymbol{Mass = 1.2 \times \frac{1000}{9.81} = 122.32kg/m3}$$

(e , Gs) ثابتين **لا تتغير بتغير درجة التشبع ولا بتغير المحتوى المائي**.

ملاحظة مهمة هون اذ تغيرت قيمة **المحتوى المائي** (w_c) راح **تتغير درجة التشبع** (S).

$$e)\ \gamma_{sat} = \left[\frac{Gs + e}{1 + e}\right]\gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \left[\frac{2.69 + 0.51}{1 + 0.51}\right]9.81 = 20.79\text{KN/m3}$$

$$20.79 - 19.2 = \mathbf{1.59\ KN/m^3}$$

$$\boldsymbol{Mass = 1.59 \times \frac{1000}{9.81} = 162kg/m3}$$

S=100%=1

الفراغات الهوائية تساوي في هاي الحالة **Zero air voids**

صفر

Saturated State

Prove:

$$\boldsymbol{w_{sat} = \gamma_w\left[\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}\right]}$$

$$w_{sat} = \gamma_w\left[\frac{1}{\frac{\gamma_w Gs}{1 + e}} - \frac{1}{\gamma_w \text{Gs}}\right] = \frac{1 + e}{Gs} - \frac{1}{Gs} = \boldsymbol{\frac{e}{Gs}}$$

$$\boldsymbol{w_{Sat} = \frac{Mw}{Ms} = \frac{e\rho w}{Gs\rho w} = \frac{e}{Gs}}$$

Example 7: Undisturbed soil sample was collected from the field in **steel Shelby tubes for laboratory evaluation**.The tube sample has a **diameter of 71 mm**, **length of 558 mm**, and a **moist weight of** $\boldsymbol{42.5 \times 10^{-3} KN}$, If **the oven-dried weight was** $\boldsymbol{37.85 \times 10^{-3} KN}$, and **GS=2.69** calculate the following:

a. Moist unit weight b. Field moisture content c. Dry unit weight
d. Void ratio e. Degree of saturation f. Amount of water to be added for full saturation

$$volume = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h = 71 \times 71 \times 558 \times 10^{-9} = \mathbf{2.21 \times 10^{-3}\ m^3}$$

$$a)\ \gamma_{moist} = \frac{W_t}{v_t} = \frac{42.5 \times 10^{-3}}{2.21 \times 10^{-3}} = \mathbf{19.23\ KN/m^3}$$

$$b)\ w_c = \frac{Ww}{Ws} = \frac{(42.5 - 37.85) \times 10^{-3}}{37.85 \times 10^{-3}} = \mathbf{0.1229 = 12.29\%}$$

$$c)\ \gamma_{dry} = \frac{\gamma_{moist}}{1 + w} = \frac{19.23}{1 + 0.1229} = \mathbf{17.125\ KN/m^3}$$

$$d)\ \gamma_{moist} = \frac{Gs\gamma_w(1+w)}{1+e}$$

$$19.23 = \frac{2.69 \times 9.81 \times (1+0.1229)}{1+e}$$

$$\boldsymbol{e = 0.541}$$

$$e)\ se = Gsw_c$$

$$s = \frac{Gs\ w}{e} = \frac{2.69 \times 0.1229}{0.541} = \mathbf{0.611}$$

$$\text{f)}\ \gamma_{sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.69+0.541}{1+0.541}\right]9.81 = \mathbf{20.57KN/m3}$$

$$Amount\ \left(\frac{KN}{m3}\right) = [\gamma_{sat} - \gamma_{moist}]$$

$$Amount\ (KN) = [\gamma_{sat} - \gamma_{moist}] \times v_t$$

$$Amount\ (KN) = [20.57 - 19.23] \times 2.21 \times 10^{-3} = 2.9614 \times 10^{-3}\ \text{KN}$$

$$Amount\ (KN) = 2.9614 \times 10^{-3} \times \frac{1000}{9.81} = \mathbf{0.301\ kg}$$

Example 8: when **the moisture content of a soil is 26%, the degree of saturation is 72%**, and the **moist unit weight is 16.98 KN/m³**. Determine:

a. Specific gravity of soil solids b. Void ratio c. Saturated unit weight

d. Effective unit weight (Submerged unit weight)

$$se = Gsw_c$$

$$e = \frac{Gsw_c}{s} = \frac{\boldsymbol{Gs \times 0.26}}{\boldsymbol{0.72}}$$

$$a)\ \gamma_{moist} = \frac{Gs\gamma_w(1+w)}{1+e}$$

$$16.98 = \frac{Gs \times 9.81 \times (1+0.26)}{1 + \frac{Gs \times 0.26}{0.72}}$$

$$\boldsymbol{Gs = 2.73}$$

$$b)\ e = \frac{Gsw_c}{s} = \frac{2.73 \times 0.26}{0.72} = \mathbf{0.986}$$

$$\text{c)}\ \gamma_{sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \left[\frac{2.73+0.986}{1+0.986}\right]9.81 = \mathbf{18.36\ KN/m^3}$$

$$d)\ \gamma_{sat} - \gamma_w = 18.36 - 9.81 = \mathbf{8.55\ KN/m^3}$$

Example 9: for a given soil, the following are known **Gs=2.74** , **moist unit weight γ=20.6 KN/m³** and **moisture content wc=16.6%** Determine:

a. Dry unit weight b. Void ratio c. Porosity d. Degree of saturation

e) The volume of solids particles when the mass of water is 25 grams for saturation

f) Is it possible to reach a water content of 30% without change the present void ratio?

g) Mass of water if degree of saturation became 25%

a) $\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{moist}}{1+w} = \frac{20.6}{1+0.166} = \mathbf{17.67\ KN/m^3}$

b) $\gamma_{moist} = \frac{Gs\gamma_w(1+w)}{1+e}$

$20.6 = \frac{2.74 \times 9.81 \times (1+0.166)}{1+e}$

$\mathbf{e = 0.52}$

c) $n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.52}{1+0.52} = \mathbf{0.342}$

d) $se = Gsw_c$

$s = \frac{Gs\ w}{e} = \frac{2.74 \times 0.166}{0.52} = \mathbf{0.875}$

d) $se = Gsw_c$

$w_c = \frac{se}{Gs} = \frac{1 \times 0.52}{2.74} = \mathbf{0.1898 = 18.98\%}$

$W = (25 \times 10^{-3})kg \times \frac{9.81}{1000} = \mathbf{24.525 \times 10^{-5} KN}$

$w_c = \frac{W_w}{W_s}$ $0.1898 = \frac{24.525 \times 10^{-5}}{W_s}$ $W_s = \mathbf{129.21 \times 10^{-5} KN}$

$Gs = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$ $2.74 = \frac{\gamma_s}{9.81}$ $\gamma_s = 26.8794 KN/m^3$

$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$ $26.8794 = \frac{24.525 \times 10^{-5}}{V_s}$ $\mathbf{V_s = 4.86 \times 10^{-5} m^3}$

$f)\ se = Gsw_c$

$$s = \frac{Gs\ w}{e} = \frac{2.74 \times 0.30}{0.52} = \mathbf{1.581 > 1\ \textit{its not Possible}}$$

$$g)\ se = Gsw_c \qquad w_c = \frac{se}{Gs} = \frac{0.25 \times 0.52}{2.74} = \mathbf{0.04744}$$

$$w_c = \frac{W_w}{W_s} \qquad 0.04744 = \frac{W_w}{129.21 \times 10^{-5}} \quad W_w = \mathbf{6.13 \times 10^{-5} KN}$$

$$Amount\ (kg) = 6.13 \times\ 10^{-5} \times \frac{1000}{9.81} = \mathbf{6.25 \times 10^{-5} kg}$$

Example 10: A geotechnical laboratory reported these results Determine which are not correctly reported

Specimen #1: w = 30%, γ_d = 14.9 KN/m³, γ_s = 27 kN/m³

Specimen #2: w = 10%, γ_d = 16 KN/m³, γ_s = 26 kN/m³

في علاقة سابقة طلب اثباتها سيتم استخدامها لمعرفة مقدار **wc sat** والذي يجب ان يكون أكبر من w_c وفي حال لم يكن أكبر تكون نتائج التجربة غير منطقيه وغير صحيحة.

$$wsat = \gamma w \left[\frac{1}{\gamma d} - \frac{1}{\gamma s}\right]$$

$$Specimen\ \#\ 1 = 9.81 \left[\frac{1}{14.9} - \frac{1}{27}\right] = 0.295 = 29.5\% < 30\%\ not\ correctly$$

$$Specimen\ \#\ 2 = 9.81 \left[\frac{1}{16} - \frac{1}{26}\right] = 0.2358 = 23.58\% > 10\%\ \ correctly$$

Example 11: the moist density of a soil is **1750 kg/m3** .Given **w=23%** and **Gs=2.73** determine:

a. Dry density b. Porosity c. Degree of saturation

d. Mass of water, in kg/m3, to be added to reach full saturation

Example 12: for a moist soil, given the following: $V = 7.08 \times 10^{-3} m^3, W = 136.8 \times 10^{-3} KN, w = 9.8\%\ Gs = 2.66$ Determine:

a. Dry unit weight b. Void ratio c. Volume occupied by water

Example 13: for a given soil, $\boldsymbol{\rho_{dry} = 2180\ kg/m^3}$, $\boldsymbol{n = 0.3}$ Determine:

a. Void ratio b. Specific gravity of soil solids

Example 14: the moisture content of a soil sample is **17%** and **the dry unit weight is 16.51 KN/m³**, If **Gs=2.69** what is the degree of saturation?

Example 15: for a given soil, **w=18.2%**, **Gs=2.67**, and **s=80%** Determine:

a. moist unit weight in KN/m³ . b. Volume occupied by water.

Example 16: the degree of saturation of a soil is **55%** and **the moist unit weight** is **16.66 KN/m³**, when **the moist unit weight increased to 17.92 KN/m3**, the **degree of saturation increased to 82.2%** Determine:

a. Gs b. Void ratio

Example 16: For a given soil if the **void ratio, e = 0.62**, **water content, w=15%** , and **density of solids** , $\boldsymbol{\rho_s = 2650\ Kg/m^3}$, Calculate: a)Total density, b) Dry density, c) Porosity, d) Degree of saturation, and e) Water content for 100% saturation. **Use** $\boldsymbol{\rho_w = 1000\ Kg/m^3}$

$$Gs = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{2650}{1000} = \mathbf{2.65}$$

$$a)\ \rho = \frac{\mathrm{Gs}\rho_w(1+\mathrm{w})}{1+\mathrm{e}} = \frac{2.65 \times 1000 \times (1+0.15)}{1+0.62} = \mathbf{1881.17 kg/m3}$$

$$b)\ \rho_{dry} = \frac{\rho}{1+\mathrm{w}} = \frac{1881.17}{1+0.15} = \mathbf{1635.8\ kg/m3}$$

$$c)\ \mathrm{n} = \frac{\mathrm{e}}{1+\mathrm{e}} = \frac{0.62}{1+0.62} = \mathbf{0.383}$$

$$f)\ se = Gsw_c$$

$$s = \frac{Gs\ w}{e} = \frac{2.65 \times 0.15}{0.62} = \mathbf{0.64}$$

$$e)\ se = Gsw_c$$

$$w_c = \frac{se}{Gs} = \frac{1 \times 0.62}{2.65} = \mathbf{0.2340}$$

Example 17: A 0.4 m³ moist soil sample has the following: **moist mass=711.2 kg**, **Dry mass=623.9 kg**, **GS=2.68**, estimate

a) Moisture content? b) Moist density? c) Void ratio? d) Dry density? e) Porosity? f) Degree of saturation? g) Air content? J) Additional amount of water to make the soil saturation?

$$a)\ wc = \frac{M_w}{M_s} = \frac{711.2 - 623.9}{623.9} = \mathbf{0.1399 = 13.99\%}$$

$$b)\ \rho = \frac{M_t}{v_t} = \frac{711.2}{0.4} = \mathbf{1778 kg/m^3}$$

$$c)\ \rho = \frac{Gs\rho_w(1+w)}{1+e}$$

$$1778 = \frac{2.68 \times 1000 \times (1 + 0.1399)}{1+e}$$

$$e = \mathbf{0.718}$$

$$d)\ \rho_{dry} = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1778}{1+0.1399} = \mathbf{1559.786 kg/m^3}$$

$$e)\ n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.718}{1+0.718} = \mathbf{0.418}$$

$$f)\ sr = \frac{GSwc}{e} = \frac{2.68 \times 0.1399}{0.718} = \mathbf{0.522}$$

$$g)\ A = n(1-s) = 0.418(1-0.522) = \mathbf{0.1998}$$

$$J)\ \rho_{dry} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\rho_w = \left[\frac{2.68+0.522}{1+0.522}\right] \times 1000 = \mathbf{2103.8 Kg/m^3}$$

$$Amount\ \left(\frac{kg}{m^3}\right) = [\rho_{Sat} - \rho_{moist}]$$

$$Amount\ (kg) = [\rho_{Sat} - \rho_{moist}] \times Vt$$

$$Amount\ (kg) = [2103.8 - 1778] \times 0.4$$

$$= \mathbf{130.32\ kg}$$

Show that:

$$\boldsymbol{n = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_{dry}}{\gamma_w}} = \frac{\left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w - \frac{\gamma_w\, Gs}{1+e}}{\gamma_w} = \frac{Gs - e - Gs}{1+e} = \mathbf{\frac{e}{1+e}}$$

Relative Density

الكثافة النسبية لمعرفة التربة انها في حالة مفككة او مترابطة كلما زادت قيمة Dr كانت التربة مترابطة أكثر.

$$Dr\ OR\ Ir = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

$e = \textbf{natural}\ Or\ \textbf{in} - \textbf{Situ}\ Or\ \textbf{field state}$

$e_{min}\ for\ \textbf{Dense}\ Or\ \textbf{Compact state}$ الحالة الكثيفة الفراغات تكون أقل ما يمكن

$e_{max}\ for\ \textbf{Loose state}$ الحالة المفككة الفراغات تكون أكبر ما يمكن

$$Dr\ OR\ Ir = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{max} - e_{min}} = 1$$ $e = e_{min}\ \textbf{Dense}\ Or\ \textbf{Compact soil}$

$$Dr\ OR\ Ir = \frac{e_{max} - e_{max}}{e_{max} - e_{min}} = 0$$ $e = e_{max}\ for\ \textbf{Loose soil}$

Example 18: For a given sandy soil**, void ratio in loose state equal 0.75**, **void ratio in dense state equal 0.52**, If **Gs=2.69** and **Relative density equal 65%** determine:

a. Void ratio b. Dry unit weight

$$a)\ Dr\ OR\ Ir = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

$$0.65 = \frac{0.75 - e}{0.75 - 0.52} \qquad e = 0.6005$$

$$b)\ \gamma_{dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1 + e} = \frac{9.81 \times 2.69}{1 + 0.6005} = \mathbf{16.488 KN/m^3}$$

Example 19: for a given sandy soil **the maximum and minimum void ratios are 0.72 and 0.46**, respectively If **Gs = 2.68 , w=11%,** what is the moist unit weight (KN/m^3) in the field if **Dr=82%**?

$$Dr\ OR\ Ir = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

$$0.82 = \frac{0.72 - e}{0.72 - 0.46} \qquad \boldsymbol{e = 0.5068}$$

$$\gamma_{moist} = \frac{\gamma_w Gs(1+w)}{1+e} = \frac{9.81 \times 2.68 \times (1+0.11)}{1+0.5068} = \boldsymbol{19.37 KN/m^3}$$

Example 2:

A **cylindrical** soil sample prepared for laboratory testing has a **diameter of 71 mm**, **a height of 142 mm**, and **weighs** $\boldsymbol{10.675 \times 10^{-3} KN}$. If **the degree of saturation is 93%** and **the specific gravity of soil solids is 2.71**, determine:

A. void ratio.

B. water content.

C. water content under fully saturated condition.

D. Volume of void.

E. Volume of water.

F. Volume of air.

G. Volume of solid.

H. Weight of water.

I. Weight of solid.

J. Weight of air.

K. γ_s

L. Volume of water and air at Saturated state.

M. Volume of water and air at Dry state.

N. Volume of void at Saturated and Dry state.

O. The degree of Saturation (Sr) at Saturated and Dry state.

P. Void ratio and Specific gravity at Saturated and Dry state.

Q. Air content at Saturated and Dry state.Is it possible to get the content of equal 0.55?

$$volume = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h = 71 \times 71 \times 142 \times 10^{-9} = \boldsymbol{0.5622 \times 10^{-3}\ m^3}$$

$$\gamma_{bulk} = \frac{W_t}{v_t} = \frac{10.675 \times 10^{-3}}{0.5622 \times 10^{-3}} = \boldsymbol{18.988\ KN/m^3}$$

A. $\gamma_{bulk} = \dfrac{(Gs + se)\gamma w}{1+e}$

$18.988 = \dfrac{(2.71 + 0.93 \times e) \times 9.81}{1+e}$

$\boldsymbol{e = 0.77}$

B. $\gamma_{bulk} = \dfrac{Gs\gamma w(1+w)}{1+e}$

$18.988 = \dfrac{2.71 \times 9.81 \times (1+w)}{1+0.77}$

$\boldsymbol{w_c = 0.264 = 26.4\%}$

C. $se = Gsw_c$

$s = 1$

$0.77 = 2.71 w_c$

$\boldsymbol{w_c = 0.2841 = 28.41\%}$

D. $n = \dfrac{e}{1+e} = \dfrac{0.77}{1+0.77} = \boldsymbol{0.435}$

$n = \dfrac{v_v}{v_t}$ $\qquad v_v = n \times v_t = 0.435 \times 0.5622 \times 10^{-3} = \boldsymbol{2.45 \times 10^{-4}\ m^3}$

$\boldsymbol{E}.\ se = Gsw_c \qquad s \times 0.77 = 2.71 \times 0.264$

$s_r = \dfrac{v_w}{v_v} \qquad v_w = s_r \times v_v = 0.93 \times 2.45 \times 10^{-4} = \mathbf{2.27 \times 10^{-4}\ m^3}$

$\boldsymbol{F}.\ A = \boldsymbol{n(1-s)} = 0.435(1-0.93) = \mathbf{0.03045}$

$A = \dfrac{v_a}{v_t} \qquad v_a = A \times v_t = 0.03045 \times 0.5622 \times 10^{-3} = \mathbf{1.71 \times 10^{-5}\ m^3}$

$\boldsymbol{G}.\ v_{total} = v_a + v_w + v_s$

$0.5622 \times 10^{-3} = 1.71 \times 10^{-5} + 2.27 \times 10^{-4} + v_s \qquad v_s = \mathbf{3.181 \times 10^{-4}\ m^3}$

$\boldsymbol{H}.\ \gamma_w = \dfrac{W_w}{V_w} \qquad W_w = \gamma_w \times V_w \qquad 9.81 \times 2.27 \times 10^{-4} = \mathbf{2.23 \times 10^{-3}\ KN}$

$\boldsymbol{I}.\ w_c = \dfrac{W_w}{W_s} \qquad W_s = \dfrac{W_w}{w_c} \qquad W_s = \dfrac{2.23 \times 10^{-3}}{0.264} = \mathbf{8.45 \times 10^{-3}\ KN}$

$\boldsymbol{J}.\ W_a = \mathbf{0\ KN}$

$\boldsymbol{K}.\ \gamma_s = \dfrac{W_s}{V_s} \qquad \gamma_s = \dfrac{8.45 \times 10^{-3}}{3.181 \times 10^{-4}} = \mathbf{26.6\ \dfrac{KN}{m^3}}$

$\gamma_s = Gs \times \gamma_w = 2.71 \times 9.81 = \mathbf{26.6\ \dfrac{KN}{m^3}}$

$\boldsymbol{L}.\ v_v = v_w = \mathbf{2.45 \times 10^{-4}\ m^3}$

$v_a = \mathbf{0}$

$\boldsymbol{M}.\ v_v = v_a = \mathbf{2.45 \times 10^{-4}\ m^3}$

$v_w = \mathbf{0}$

$\boldsymbol{N}.\ at\ Sat\ v_v = \mathbf{2.45 \times 10^{-4}\ m^3}$

$at\ Dry\ v_v = \mathbf{2.45 \times 10^{-4}\ m^3}$

حجم الفراغات ثابت لا يتغير بالتشبع او الجفاف يتغير فقط بتغير حجم العينة.

$\boldsymbol{O}.\ s_{r\,max} = \dfrac{v_w}{v_v} = \dfrac{2.45 \times 10^{-4}}{2.45 \times 10^{-4}} = \mathbf{1}\ for\ Saturated\ Soil$

$s_{r\,min} = \dfrac{v_w}{v_v} = \dfrac{0}{2.45 \times 10^{-4}} = \mathbf{0}\ for\ Dry\ Soil$

$$\boldsymbol{Q}.\ A_{min} = \frac{v_a}{v_t} = \frac{0}{0.5622 \times 10^{-3}} = \mathbf{0}\ for\ Saturated\ Soil$$

$$A_{max} = \frac{v_a}{v_t} = \frac{2.45 \times 10^{-4}}{0.5622 \times 10^{-3}} = \mathbf{0.436}\ for\ Dry\ Soil$$

$0.55 > 0.436$ ***not possible***

e/Gs ثابتين لا يتغيران بتغير التشبع او الجفاف وe تتغير فقط بتغير حجم العينة.

بسم الله الرحمن الرحيم

Compaction

الدمك

تقليل الحجم مع ثبات الوزن ومنه زيادة الكثافة وأيضا عملية زيادة الكثافة تكون عن طريق تقليل الفراغات في التربة.

Many types of earth construction,such as dams, retaining walls,highways, and airport require man-placed soil, or fill. To compact a soil, that is, to place it in a dense state.

تتطلب العديد من أنواع الإنشاءات الأرضية، مثل السدود، والجدران الاستنادية، والطرق السريعة، والمطار، تربة يضعها الإنسان، لضغط التربة، أي وضعها في حالة كثيفة.

The dense state is achieved through the reduction of the air voids in the soil, with little or no reduction in the water content. This process must not be confused with consolidation, in which water is squeezed out under the action of a continuous static load.

تتحقق الحالة الكثيفة من خلال تقليل فراغ الهواء في التربة، مع تقليل قليل أو منعدم في محتوى الماء .يجب عدم تشابك عملية تقليل المحتوى المائي وبين الدمج (أي دمج الماء مع التربة)، حيث يتم ضغط الماء تحت تأثير حمل ثابت ومستمر.

Objectives:
أهداف الدمك

1. Decrease future settlements.
تقليل الهبوط، او منعه من الاساس في

2. Increase shear strength.
زيادة مقاومة التربة لإجهادات القص.

3. Decrease permeability.
تقليل نفاذية (مرور الماء خلال التربة)
التربة للماء.

General Compaction Methods:
طرق الدمك العامة.

		Coarse-grained soils	Fine-grained soils
Laboratory	طريقة مخبرية	1) Vibrating hammer (BS)	1) Falling weight and hammers 2) Kneading compactors 3) Static loading and press
Field	في الموقع	1) Hand-operated vibration plates 2) Motorized vibratory rollers 3) Rubber-tired equipment 4) Free-falling weight; dynamic compaction (low frequency vibration, 4~10 Hz)	1) Hand-operated tampers 2) Sheep foot rollers 3) Rubber-tired rollers

Laboratory Compaction:
الدمك المخبري.

Developed by R.R. Proctor, in his honor called the proctor test.

طور Proctor الدمك المخبري وعلى شرفه سمي اختبار Proctor.

The purpose of a laboratory compaction test is to:

الغرض من اختبار الدمك:

1. Determine the proper amount of mixing water to use when compacting the soil in the field

تحديد الكمية المناسبة من الماء المخلوطة مع التربة (مش عجينة المقصد تكون رطبة) لاستخدامها عند دمك التربة في الموقع.

2. The resulting degree of denseness, which can be expected from compaction **at this Optimum water.**

درجة الكثافة الناتجة عند **محتوى الماء الامثل** والتي يمكن توقعها من الدمك.

Optimum Water: قيمة المحتوى المائي عند أقصى كثافة (بعد دمكها)

Impact compaction:
الدمك تحت تأثير تصادم التربة مع

A hammer is dropped several times on a soil sample in a mold. The mass of the hammer, height of drop, number of drops, number of layers of soil, and the volume of the mold are specified.

يتم إسقاط مطرقة عدة مرات على عينة من التربة في قالب، يتم تحديد كتلة المطرقة، ارتفاع الطرقة، عدد الطرقات، عدد طبقات التربة، حجم القالب.

Proctor test:
يقسم الاختبار الى قسمين:

1. **Standard Proctor** Compaction Test Specifications.

يستخدم لل الاحمال الخفيفة والطرق العادية.

2. **Modified Proctor** Compaction Test Specifications.

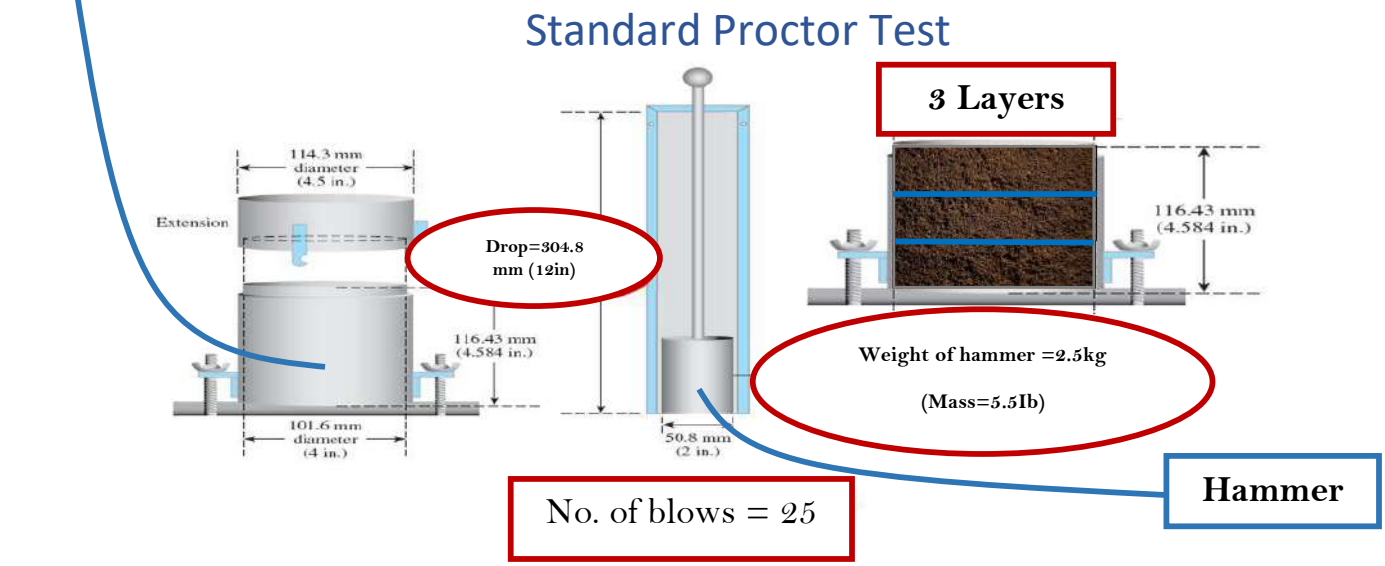
يستخدم لل الاحمال الثقيلة وطرق المطارات

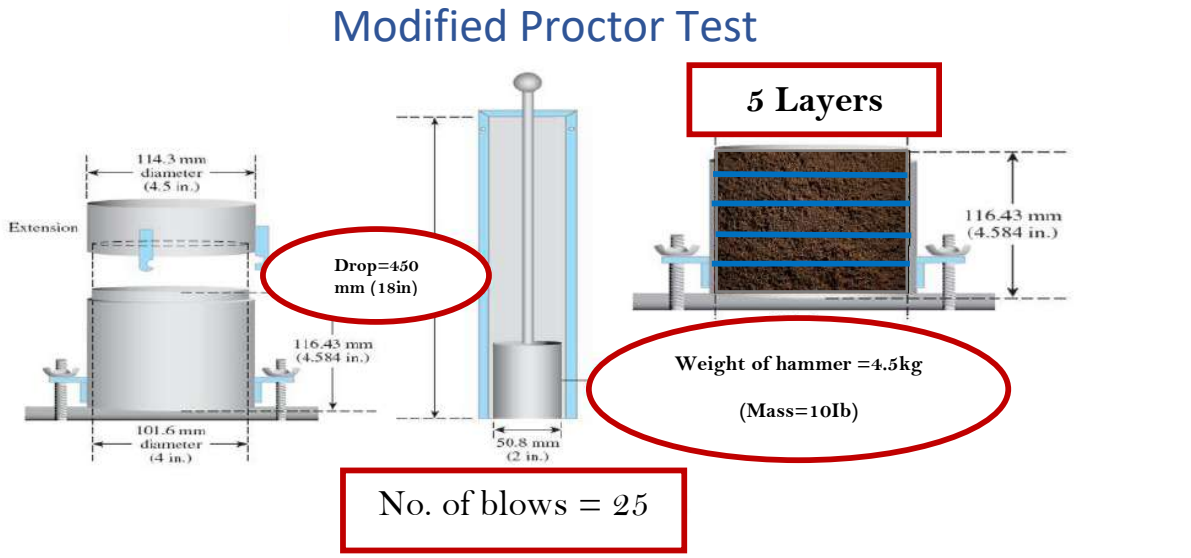
اختبار Proctor يجرى كالتالي: توضع العينة في القالب على **(ثلاث او خمس)** طبقات (حسب الاختبار) وكل طبقة تدمك **25 مرة** بالمطرقة ذات الكتلة **(2.5kg او 4.5kg)** على ارتفاع **(305mm او 450mm)** حسب الاختبار.

نفس الخطوات الاختبار مع تغير بسيط ولكن ال **Modified Proctor** بعطي كثافة اعلى.

المربعات المخططة بالأحمر تميز الفرق بين الاختبارين

$(Mold\ Size) Volume = 0.944 \times 10^{-3}\ m^3$





Variables of Compaction:

المتغيرات عند الدمك

Proctor established that compaction is a function of four variables:

أثبت Proctor أن الدمك هو دالة لأربعة متغيرات(يتغير بتغير أربع متغيرات):

1. Dry density (ρ_d) or dry unit weight γ_d.
2. Water content wc.
3. Compactive effort (energy E).
4. Soil type (gradation, presence of clay, minerals, etc).

Compactive effort (energy E):

Increasing the Compactive effort tends to increase the maximum dry density, as expected, but also decrease the optimum water content.

زيادة Compactive effort يميل إلى زيادة الحد الأقصى لكثافة الجفاف، كما هو متوقع، ولكن أيضا تقليل المحتوى المائي

$$\textbf{Compactive effort (energy E)} = \frac{Weight\ of\ hammer \times Height\ of\ drop\ hammer \times Number\ of\ blows\ per\ layer \times Number\ of\ layers}{Volume\ of\ mold}$$

وزن المطرقة. — حجم الوعاء.

عدد الطبقات: — **ارتفاع سقوط المطرقة اذ:**

Standard Test = 3 layers — Standard Test = 305 mm

Modified Test = 5 layers — Modified Test = 450 mm

$$\frac{E_{\text{Modified}}}{E_{\text{Standard}}} = \frac{2627.8KJ/m^3}{593.7KJ/m^3} = 4.4$$

$$\textbf{Compactive effort (energy E) for Standard Test} = \frac{2.5kg \times 9.8\ m/S^2 \times 0.305\ m \times 3 \times 25}{0.944 \times 10^{-3}\ m^3} = \mathbf{593.7KJ/m^3}$$

$$\textbf{Compactive effort (energy E) for Modified Test} = \frac{4.5kg \times 9.8\ m/S^2 \times 0.450\ m \times 5 \times 25}{0.944 \times 10^{-3}\ m^3} = \mathbf{2627.8KJ/m^3}$$

هون بدنا نقوم برسم **Compaction Curve** في حالة **1. Standard Test.** **2. Modified Test.**

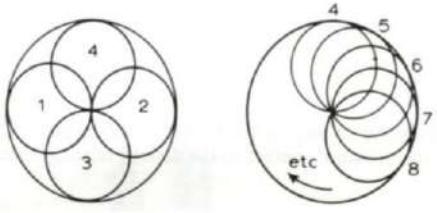
Compaction curve يكون بين ***(Water Content / Dry Density (ρ_d) Or Dry unit weight (γ_{dry})***

1. Several samples of the same soil, but at different water contents, are compacted according to the compaction test specifications.

بعمل عينات مختلفة من نفس التربة ولكن بمحتويات مائية مختلفة **(كل مرة بعمل التجربة ب water content wc جديد)** وبعمل اختبار الدمك **(بدمك كل طبقة 25 مرة)** وحسب نوع الاختبار بختار عدد الطبقات.

The first four blows

اول أربع ضربات بتكون هيك.



The successive blows

باقي الضربات توزع هيك.

2. The total or wet density and the actual water content of each compacted sample are measured.

هون عند كل water content (wc) بحسب γ_{bulk} ومن العلاقة التالية بحسب γ_{dry} وبوصل كل γ_{dry} مع water content في منحنى يسمى **Compaction Curve**.

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w_c}$$

3. Plot **the Dry Densities ρ_d** Versus **Water Contents** w_c w for each Compacted Sample , The Curve is Called as **a Compaction Curve.**

كل عينة بتحسب الها γ_{bulk} ومنها بتحسب γ_{dry} لكل محتوى مائي وبتوصل في ورقة رسم بياني كل γ_d مع (water content)

هون مثال ع حدا عمل التجربة ورسم الرسمة بدنا نشرح ونعرف عليها بعض المفاهيم

يوجد خطوط شبه مستقيمة تعبر عن درجة التشبع عندما S=100% يسمى هذا الخط **Zero Air Voids** أي **الفرغات الهوائية تساوي صفر**

Maximum Possible Value of γ_{dry} at $\gamma_{Z.A.V}$

ملاحظة مهمة جدا الكثافة الجافة لما يطلب γ_{max} بتكون نفسها $\gamma_{Z.A.V}$

الخط الذي يمر في نقاط الذروة

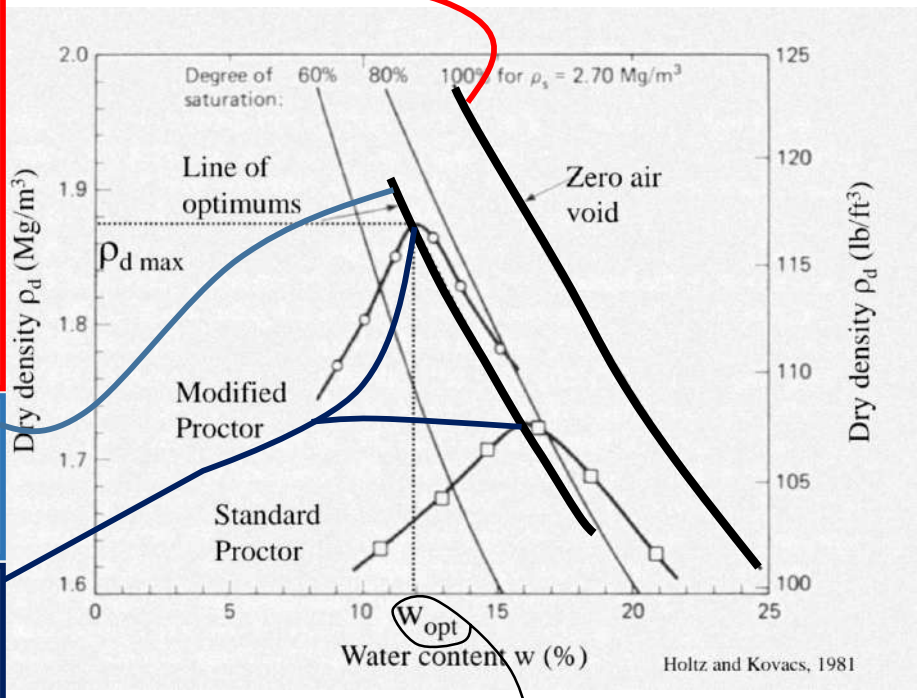
Line of Optimums

أعلى نقطة في المنحنى وتسمى نقطة الذروة

Peak Point

ويكون عندها قيمة

$\rho_{dry\,max}$ **and** $(O.M.C)$



Optimum water

رمزه مهم (O.M.C) او (O.p.t)

دائما **Modified Proctor curve** أعلى من **Proctor curve standard** لإنو اتفقنا **Modified curve standard** بعطي (γ_{dry}) أعلى **(Compactive effort** أعلى.

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1+e} = \frac{\rho_w \times s}{w_c + \frac{\rho_w}{\rho_s} \times s} = \frac{\rho_w \times s}{w_c + \frac{s}{Gs}}$$

The peak point of the compaction

نقطة الذروة في منحنى الدمك.

Is the point with the maximum dry density, $\rho_{dry\,max}$, Corresponding to the maximum dry density $\rho_{dry\,max}$ is a water content known as the optimum water content $w_{o.p.t}$

هي النقطة عند الحد الأقصى من الكثافة الجافة $\rho_{dry\,max}$ ، في مقابل الحد الأقصى للكثافة الجافة محتوى مائي يعرف بالمحتوى المائي الأمثل .

Zero air voids curve

The curve represents the fully saturated condition (S = 100 %),(It cannot be reached by compaction)

المنحنى بمثل التربة وهي في حالة مشبعة (S = 100%) , (لا يمكن الوصول إليه عن طريق الدمك).

Line of optimums

A line drawn through the peak points of several compaction curves at different compactive efforts for the same soil will be almost parallel to a 100 % S curve.

هو الخط الذي يقطع نقاط الذروة في منحنيات الدمك لنفس عينة التربة ويكون موازي ل منحنى(ZAV).

Below w_{opt} (dry side of optimum):

As the water content increases, the particles develop larger and larger water films around them, which tend to "lubricate" the particles and make them easier to be moved about and reoriented into a denser configuration.

ومع زيادة محتوى الماء ، تقوم الجسيمات بتكوين أغشية مائية أكبر وأكبر حولها ، والتي تميل إلى "جسيمات مشحمة" وتسهل نقلها وإعادة توجيهها وانزلاقها إلى تكوين أكثر كثافة.

الماء يساعد على انزلاق الحبيبات. (قبل محتوى الماء الامثل)

At w_{opt}:

The density is at the maximum, and it does not increase any further.

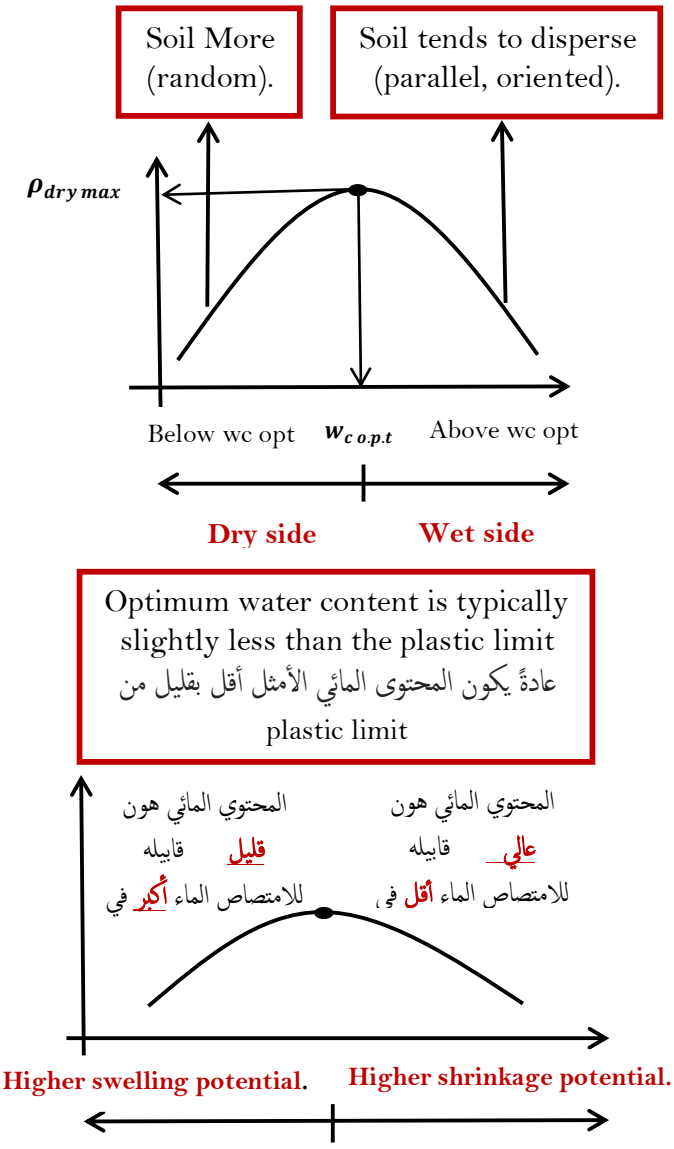
تكون الكثافة عند الحد الأقصى، ولا تزيد أكثر من ذلك.

Above w_{opt} (wet side of optimum):

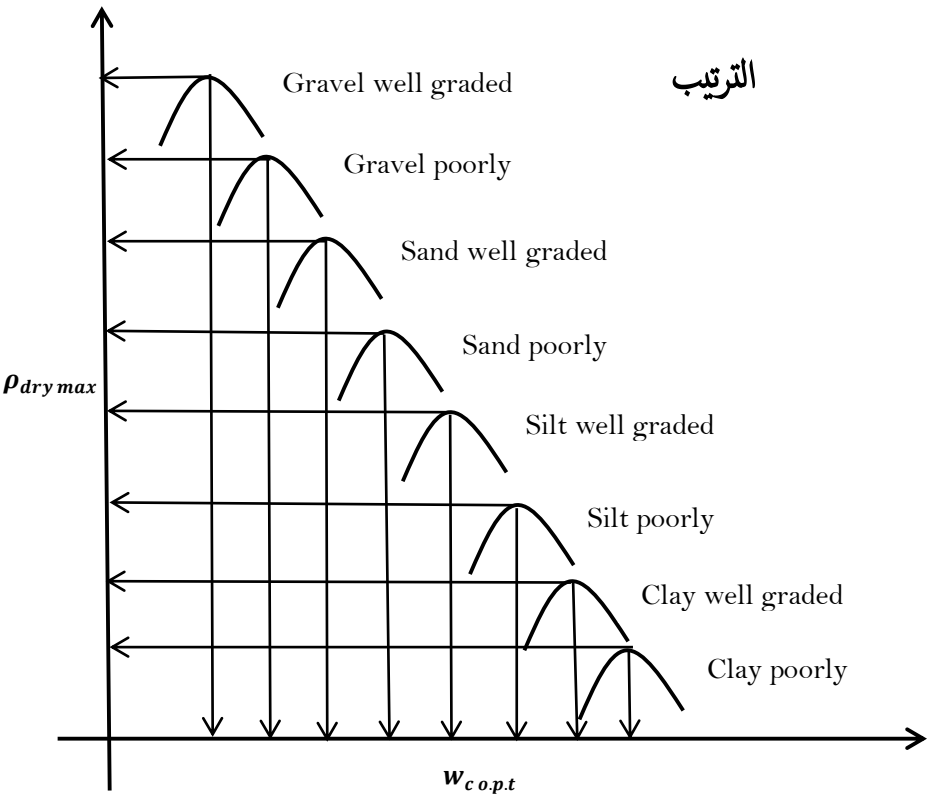
Water starts to replace soil particles in the mold, and since $\rho_w \ll \rho_s$ the dry density starts to decrease.

تبدأ المياه حل مكان جزيئات التربة في القالب، وبما أن $\rho_w \ll \rho_s$ تبدأ الكثافة الجافة في الانخفاض.

الماء يشغل حجم أكبر من الفراغات. (بعد محتوى الماء الامثل).



Effects of Soil Types and grain size on Compaction. أثر نوع وحجم التربة على الدمك.



1) $compactive\ effort\ \boldsymbol{\alpha}\ \rho_{dry\,max}$

2) $Grain\ size\ \boldsymbol{\alpha}\ \rho_{dry\,max}$

3) $\rho_{dry\,max}\ \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\alpha}}\ O.p.t$

4) $\rho_{dry\,max}\ \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\alpha}}\ w_c$

5) $\rho_{dry\,max}\ \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\alpha}}(LL\ and\ PL\ and\ PI)$

6) $\rho_{dry\,max}\ \boldsymbol{\alpha}\ SL$

7) $(LL\ and\ PL\ and\ PI)\ \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\alpha}}\ SL$

8) $w_c\ \boldsymbol{\alpha}\ (LL\ and\ PL\ and\ PI)$

Relative Compaction (R.C.) الدمك النسبي.

يستخدم للحكم على الدمك في الموقع مقبول أم لا , وله اسم اخر **Percent compaction** .

$$R.C = \frac{\rho_{d-field}}{\rho_{dry\ max-laboratory}}$$

$$R.C > 95\%\ accepted$$

$$o.p.t \pm 2\%\ accepted$$

$$R.C = 80 + 0.2 \times Dr$$

$\rho_{d\ max} - laboratory$ و $\rho_d - field$ الكثافة الجافة في الموقع الكثافة الجافة في المختبر.

لقياس الكثافة **في الموقع** يوجد نوعين من الاختبارات:

Destructive	**Nondestructive**
(a) Sand cone.	(a) Direct transmission.
(b) Balloon.	(b) Backscatter.
(c) Oil (Or water) method.	(c) Air gap.

Example 1: A soil sample has, **moisture content = 12% and Gs = 2.72** Is it possible to compact the soil sample to **a dry unit weight of 23.5 KN/m3**.

في السؤال هون سؤال مهم معطيك ال **e ،Gs ،wc** وبقلك السؤال هل من الممكن بعد الدمك الوصول الى $\gamma = 23.5KN/m^3$

بحسب قيمة $\gamma_{dry\ max}$ اذ قيمة $\gamma = 23.5KN/m^3$ اقل من $\gamma_{dry\ max}$ اشي بكون منطقي **(ممكن)** اما $\gamma = 23.5KN/m^3$ طلعت أكبر من $\gamma_{dry\ max}$ بتكون مستحيل الوصول الى $\gamma = 23.5KN/m^3$ بعد الدمك لإنو $\gamma_{dry\ max}$ طلع اقل من $\gamma = 23.5KN/m^3$ **(غير ممكن).**

Sol:

$$\gamma_{Z.V.A} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} = \frac{9.8 \times 2.72}{1 + 0.3264} = \mathbf{20.12 < 25.3\ \textit{not}\ possible}$$

$$se = Gsw_c \qquad e = \frac{Gsw_c}{S} = \frac{2.72 \times 0.12}{1} = \mathbf{0.3264 = 32.64\%}$$

ملاحظة مهمة جدا: **e** بتحسبها لما تكون

ملاحظة: $1t/m^3 = 9.8KN/m^3$

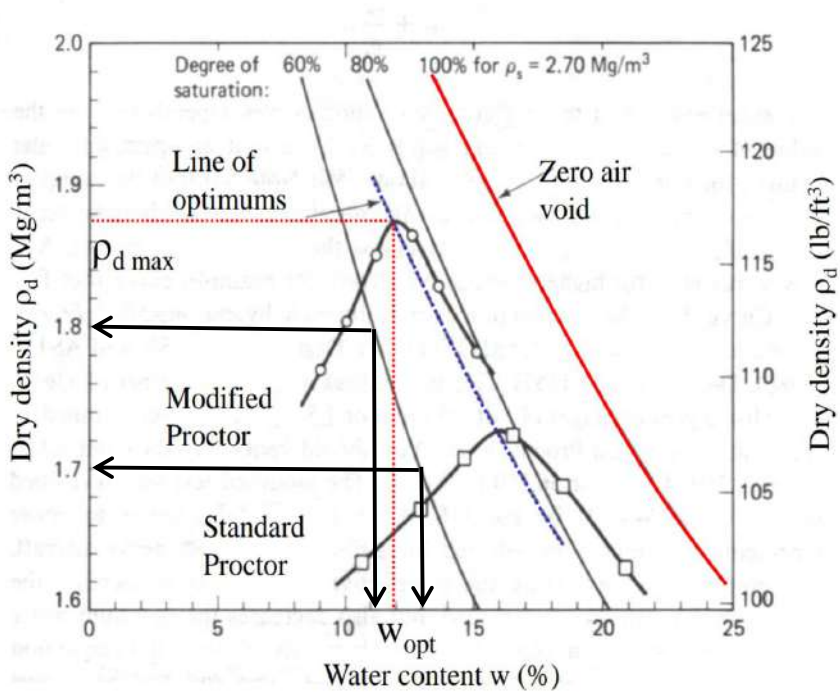
Example2: A modified compaction lab test is shown in the figure below field compaction test, **total unit weight of 17.50KN/m3** and **water content 15%**:

1. Estimate Relative compaction?

2. If project required RC=95% and water content in the field to be in the range of ±2% from optimum water content; Is the field compaction satisfying project requirement? Why?

3. Find Gs for this soil?

4. Degree of saturation at optimum water content?



1) $R.C = \dfrac{\rho_{dry-field}}{\rho_{max-laboratory}} = \dfrac{1551.21}{1875} \times 100\%$

$= \mathbf{82.7\%}$

$\rho_{max-laboratory} = \dfrac{1.75Mg}{m3} = \mathbf{1875KN/m3}$

$w_{c\ o.p.t} = \mathbf{11.9\%}$

$\gamma_{bulk-field} = 17.50 = \rho_{bulk-field} \times 9.8$

$\rho_{bulk} = \mathbf{1783.89\ Kg/m3}$

$\rho_{dry-field} = \dfrac{\rho_{bulk}}{1 + w_c} = \dfrac{1783.89}{1 + 0.15} = \mathbf{155.21kg/m^3}$

2) R. c = 82% < 95% **not accepted**

[9.9% − 13.9%] $w_{c\,field} = 15\%$ **not accepted**

3) $\rho_{dry} = \dfrac{\rho_w \times Gs}{1 + e} = \dfrac{\rho w \times Gs}{1 + \frac{Gs \times wc}{s}}$

$1700 = \dfrac{1000 \times Gs}{1 + \frac{Gs \times 0.13}{0.60}}$ GS = **2.69**

$1800 = \dfrac{1000 \times Gs}{1 + \frac{Gs \times 0.11}{0.60}}$ GS = **2.686567**

4) $\rho_{dry} = \dfrac{\rho_w \times Gs}{1 + e} = \dfrac{\rho_w \times Gs}{1 + \frac{Gs \times wc}{s}}$

$1875 = \dfrac{1000 \times 2.69}{1 + \frac{2.69 \times .12}{s}}$ $s = \mathbf{0.743}$

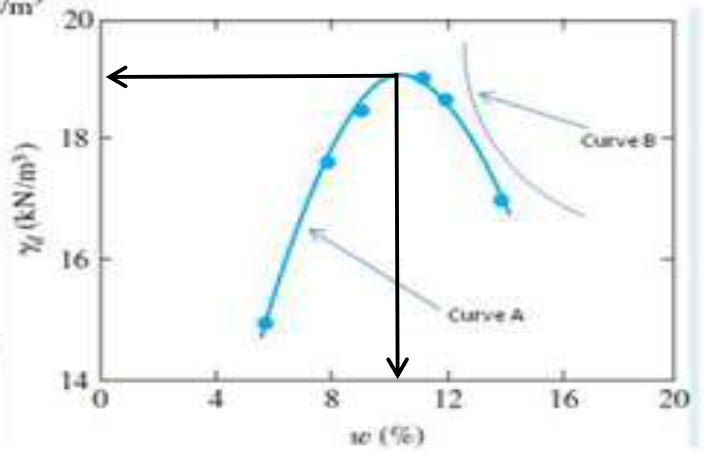
Soil compaction curve shown below, field density provided the following information:
Water content = 13%; Total unit weight = 17.80 kN/m^3

1) What is the name of the curve A?

2) What is the name of the curve B?

3) Find maximum unit weight and optimum water content?

4) Determine the percent relative compaction?



5) If project required RC=95% and water content in the field to be in the range of ±2% from optimum water content; is the field compaction satisfying project requirement? Why?

1) **Compaction curve.**

2) **Zero Air Voids.**

3) $\gamma_{dry\,max}$ = **19KN/m3**

$wc\ o.p.t$ = **10%**

5) R. c = 82.7% < 95% **not accepted**

[8% − 12%] wc field = 13% **not accepted**

4) $R.C = \dfrac{\rho_{dry-field}}{\rho_{max-laboratory}} = \dfrac{15.75}{19} \times 100\%$

= **82.9%**

$\rho_{max-laboratory}$ = **19KN/m3**

$wc\ o.p.t$ = **10%**

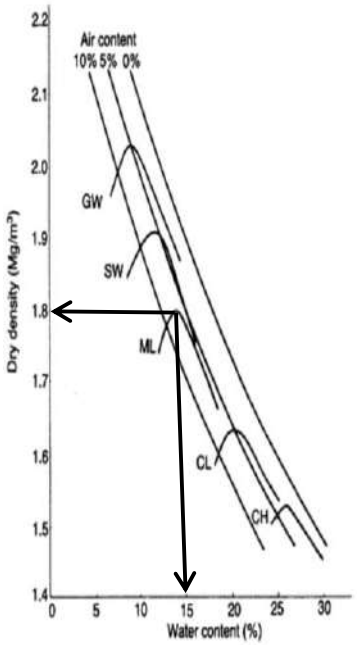
γ_{bulk} = **17.80KN/m3**

$\gamma_{dry} = \dfrac{\gamma_{bulk}}{1+wc} = \dfrac{17.80}{1+0.13}$ = **15.75kg/m3**

Example 4: A different soil compaction curves shown below field density in ML soil provided the following information: **Water content =13%, Total density = 1780kg/m^3 (note 1.0 Mg/m3=1000kg/m3)**

a. Determine percent compaction for ML soil?

b. If project required RC=95% and water content in the field to be in the range of ±2% from optimum water content; Is the field compaction satisfying project requirement? Why?



1) $R.C = \frac{\rho_{dry-field}}{\rho_{max-laboratory}} = \frac{1561.4}{1800} \times 100\%$

$= \mathbf{86.74\%}$

2) R. c $= 86.74\% < 95\%$ **not accepted**

$[\,13\% - 17\%\,]$ wc field $= 13\%$ **accepted**

$\rho_{max-laboratory} = \mathbf{1800KN/m3}$

$wc\ o.p.t = \mathbf{10\%}$

$\rho_{bulk} = \mathbf{1780Kg/m3}$

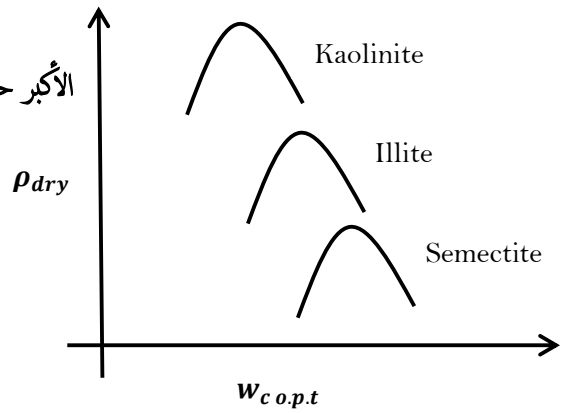
$\rho_{dry} = \frac{\rho_{bulk}}{1+wc} = \frac{1780}{1+0.15} = \mathbf{1547.83kg/m3}$

Example 5: Compare the effect of the presence of kaolinite, Illite, and Semectite (or montmorillonites), clay mineral in the following: (you may aid your answers with numbers, equations and/or figures)

هون في السؤال معطيك ثلاثة أنواع من Clay mineral بدو تأثير كل نوع على الدمك وحد السيولة.(الملاحظة بتحكي دعم بالرسم)

1) Compaction

3.(montmorillonites) or Semectite ثم **2. Illite** ثم **1. kaolinite** الأكبر حجم



2) Liquid limit

$\mathbf{LL}_{\text{Semectite}} > \mathbf{LL}_{\text{Illite}} > \mathbf{LL}_{\text{Kaolinite}}$

3) Plastic limit

$\mathbf{PL}_{\text{Semectite}} > \mathbf{PL}_{\text{Illite}} > \mathbf{PL}_{\text{Kaolinite}}$

4) Shrinkage limit

$\mathbf{SL}_{\text{Kaolinite}} > \mathbf{SL}_{\text{Illite}} > \mathbf{SL}_{\text{Semectite}}$

Example 6: If as a geotechnical engineer, you were asked to consider a major construction project on a large silty sand soil with a relative density Dr of 80%. If project required RC=95% and water content in the field to be in the range of ±2% from optimum water content; Is the field compaction satisfying project requirement? Why?

R. C $= 80 + 0.2 \times$ Dr

R. C $= 80 + 0.2 \times 80 = 96\% > 95\%$ accepted

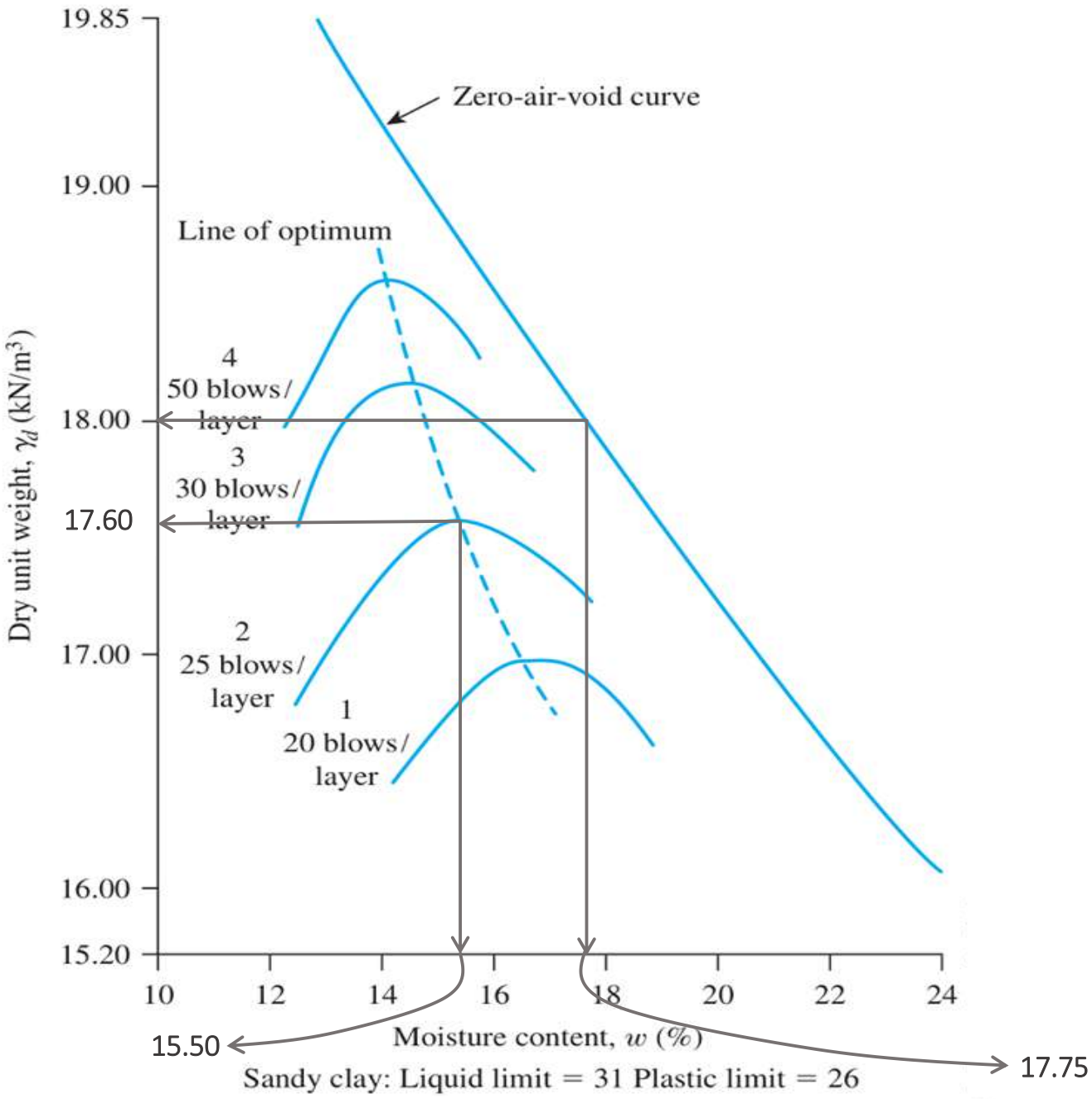
Example 7: A different Soil Compaction curves (1 , 2 , 3 , and 4) shown below , field density for the same soil provided the following information : Water content = 14% : Total unit weight = 20KN/m³.

1. Determine the difference in compactive effort applied to the soil sample to obtain curve 4, The hammer weight, height of drop, no of layer and the volume are the same **as standard** compaction test?

2. Determine the percent relative compaction with respect to standard compaction curve?

3. Determine the specific gravity of soil ?

4. Degree of saturation at optimum water content?



1. Compactive effort (energy E)for curve 4

$$= \frac{Weight\ of\ hammer \times Height\ of\ drop\ of\ hammer \times Number\ of\ blows\ per\ layer \times Number\ of\ layers}{Volume\ of\ mold}$$

Compactive effort (energy E) for curve 4

$$= \frac{2.5kg \times 9.8\ m/S^2 \times 0.305\ m \times 3 \times 50}{0.944 \times 10^{-3}\ m^3} = \mathbf{1188.6\ KJ/m^3}$$

Compactive effort (energy E) for Standard Test

$$= \frac{2.5kg \times 9.8\ m/S^2 \times 0.305\ m \times 3 \times 25}{0.944 \times 10^{-3}\ m^3} = \mathbf{593.7\ KJ/m^3}$$

$\boldsymbol{The\ difference\ in\ compactive\ effort} = 1188.6 - 593.7 = \mathbf{594.9KJ/m^3}$

2. $\boldsymbol{R.C} = \frac{\gamma_{dry-field}}{\gamma_{max-laboratory}} = \frac{17.54}{17.60} \times 100\% = \mathbf{99.66\%}$

$\gamma_{max-laboratory} = \mathbf{17.50\ KN/m^3}$

$w_{c\ o.p.t} = \mathbf{15.5\%}$

$\gamma_{bulk} = \mathbf{20\ KN/m^3}$

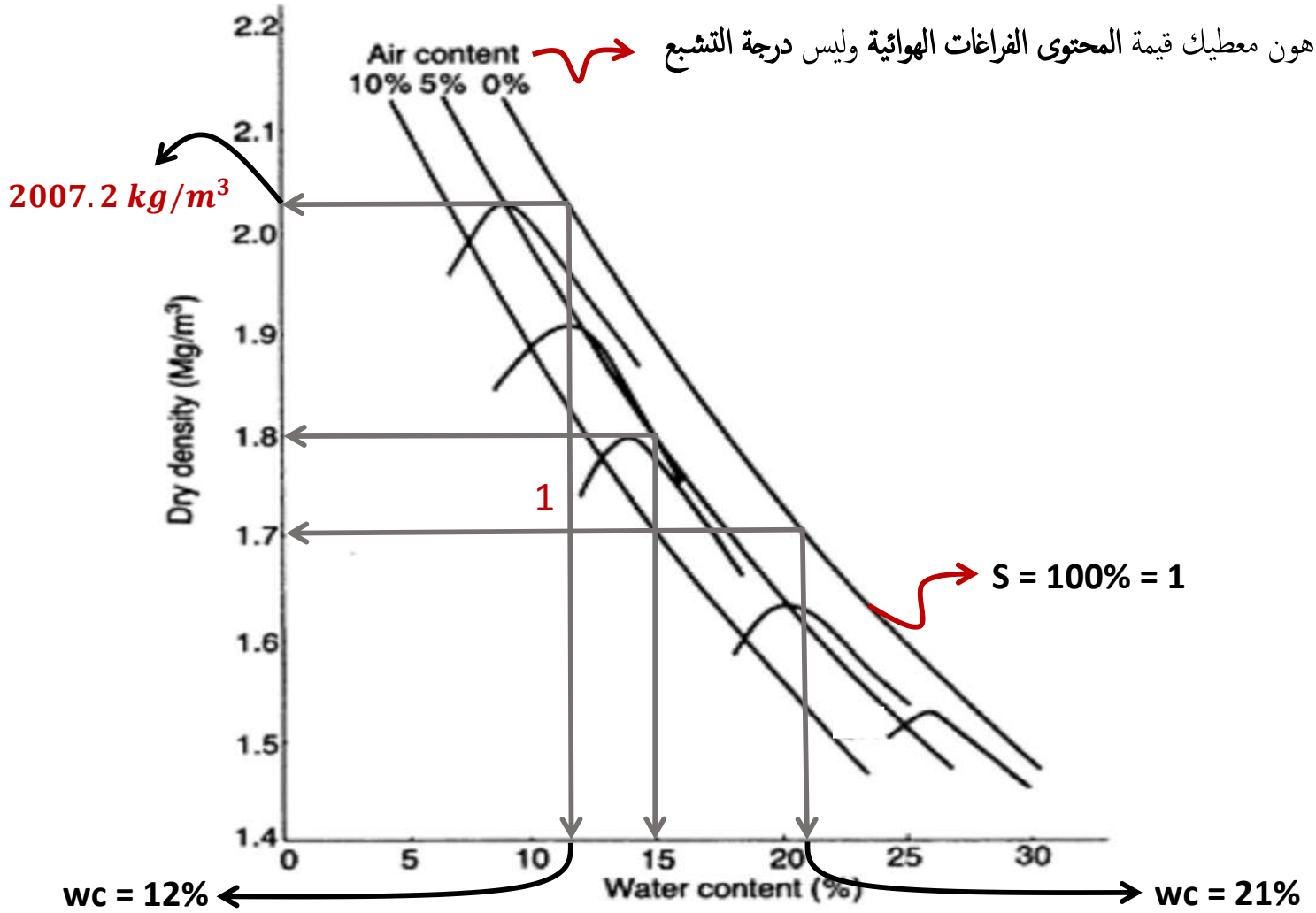
$\gamma_{dry-field} = \frac{\gamma_{bulk}}{1 + w_c} = \frac{20}{1 + 0.14} = \mathbf{17.54\ KN/m^3}$

3) $\gamma_{dry} = \frac{\gamma_w \times Gs}{1 + e} = \frac{\gamma_w \times Gs}{1 + \frac{Gs \times wc}{s}}$

$18 = \frac{9.81 \times Gs}{1 + \frac{Gs \times 0.1775}{1}}$ $\quad \boldsymbol{Gs = 2.72}$

4) $\gamma_{dry} = \frac{\gamma_w \times Gs}{1 + e} = \frac{\gamma_w \times Gs}{1 + \frac{Gs \times wc}{s}}$

$17.6 = \frac{9.81 \times 2.72}{1 + \frac{2.72 \times 0.155}{s}}$ $\quad \boldsymbol{s = 0.82}$



Example 8: A different compaction curves shown below field density for the same soil provided the following information: **Water content =13%, Total density = 1780kg/m³ (note 1.0 Mg/m3=1000kg/m3)**

A. Determine percent compaction for (1) compaction curves ?

B. If project required RC=95% and water content in the field to be in the range of ±2% from optimum water content; Is the field compaction satisfying project requirement? Why?

C. Find Gs for the soil?

D. Find (ρ_{solid}) density solid soil?

E. **Maximum possible value of (ρ_{Dry}) at water contet 12%?**

F. The degree of saturation at air content equal 5%?

G. The max air voide at $(\rho_{Dry} = 1900kg/m^3)$?

$$A)\ R.C = \frac{\rho_{dry-field}}{\rho_{max-laboratory}} = \frac{1575.2}{1800} \times 100\%$$
$$= \mathbf{87.5\%}$$

$$\rho_{max-laboratory} = \mathbf{1800\ kg/m^3}$$

$$wc\ o.p.t = \mathbf{10\%}$$

$$\rho_{bulk} = \mathbf{1780Kg/m3}$$

$$\rho_{dry} = \frac{\rho_{bulk}}{1+wc} = \frac{1780}{1+0.13} = \mathbf{1575.2\ kg/m^3}$$

$B)$ R. c $= 86.74\% < 95\%$ **not accepte**

$[\ 13\% - 17\%\ ]$ wc field $= 13\%$ **accepted**

$$C)\ \rho_{dry} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+e} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+\frac{Gs \times wc}{s}}$$

At Air content equal (0%) the degree of saturation equal (100%)

$$1700 = \frac{1000 \times Gs}{1+\frac{Gs \times 0.21}{1}} \qquad Gs = \mathbf{2.644}$$

$$D)\ \rho_s = Gs \times \rho_w = 2.644 \times 1000 = \mathbf{2644\ kg/m^3}$$

$$E)\ \ \rho_{dry_{\max possible}} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+e} = \frac{1000 \times 2.644}{1+\frac{2.644 \times 0.12}{1}} = \mathbf{2007.2\ kg/m^3}$$

$$F)\ \rho_{dry} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+e} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+\frac{Gs \times wc}{s}}$$

$$1800 = \frac{1000 \times 2.644}{1+\frac{2.644 \times 0.15}{S}} \qquad S = \mathbf{0.7815 = 78.15\%}$$

$$G)\ \rho_{dry} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+e} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+\frac{Gs \times wc}{s}}$$

$$1900 = \frac{1000 \times 2.644}{1+e} \qquad e = \mathbf{0.392 = 39.2\%}$$

$$A_{Max} = n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.392}{1+0.392} = \mathbf{0.282 = 28.2\%}$$

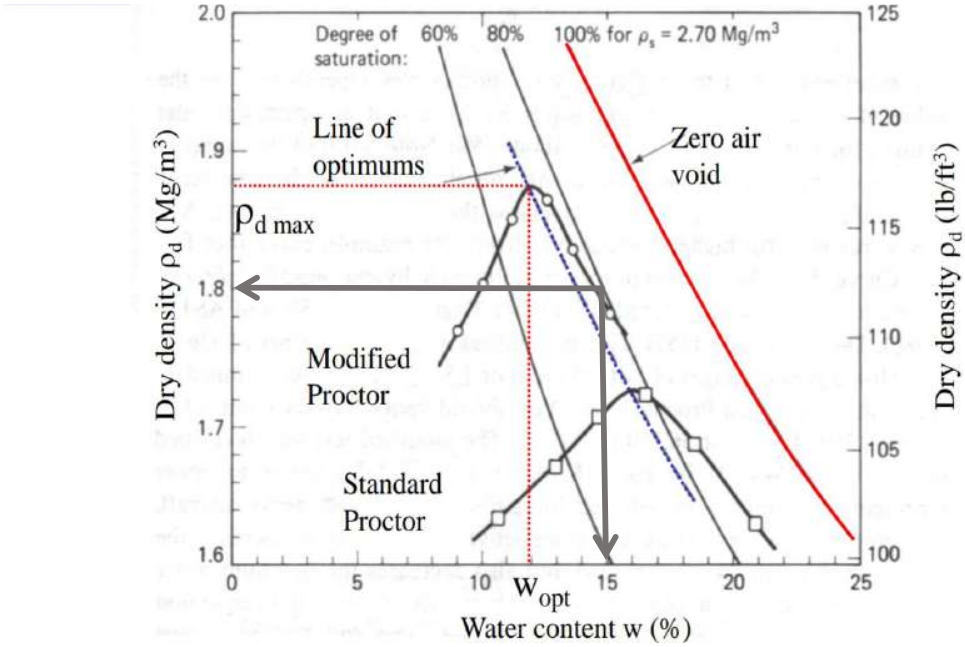
Example 9: The soil with its max dry density is equal 1900 kg/m^3 with water content equal 10% and the degree of saturation equal 68%, **Maximum possible value of (ρ_{Dry}) at water contet 10% equal ?**

$$\rho_{dry} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+e} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+\frac{Gs \times wc}{s}}$$

$$1900 = \frac{1000 \times Gs}{1+\frac{Gs \times 0.10}{0.68}} \qquad Gs = \mathbf{2.64}$$

$$\rho_{dry_{\max possible}} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+e} = \frac{1000 \times 2.64}{1+\frac{2.66 \times 0.10}{1}} = \mathbf{2085.3\ kg/m^3}$$

Example 10: find the air content at degree of saturation equal 80%?



$$\rho_{dry} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+e} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+\frac{Gs \times wc}{s}}$$

$$1800 = \frac{1000 \times Gs}{1+\frac{Gs \times 0.149}{0.80}} \qquad Gs = \mathbf{2.70} \quad \textbf{\textit{Or}} \quad Gs = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{2.70 \times 1000}{1000} = \mathbf{2.70}$$

$$\rho_{dry} = \frac{\rho_w \times Gs}{1+e}$$

$$1800 = \frac{1000 \times 2.70}{1+e} \quad e = \mathbf{0.50} \quad \textbf{\textit{or}} \quad se = Gswc\ 0.80 \times e = 2.70 \times 0.15 \quad e = \mathbf{0.50}$$

$$A = \boldsymbol{n(1-s)} = \frac{\boldsymbol{e(1-s)}}{\boldsymbol{1+e}} = \frac{\mathbf{0.50 \times (1-0.80)}}{\mathbf{1+0.50}} = \mathbf{0.0666} = \mathbf{6.66\%}$$

بسم الله الرحمن الرحيم

Effective Stresses

الاجهاد الفعال

A soil can be visualized as a skeleton of solid particles enclosing continuous voids, which contain water and/or air.

يمكن تصور التربة عبارة عن هيكل عظمي من الجسيمات الصلبة تحتوي على فراغات متصلة والتي تكون مملوءة اما بالماء او الهواء.

The volume of the soil skeleton as a whole can change due to rearrangement of the soil particles into new positions, mainly by rolling and sliding, with a corresponding change in the forces acting between particles.

من خلال ممارسة الضغوط على التربة يمكن اعتبار (الجسيمات الصلبة الفردية والمياه) غير قابلة للانضغاط عكس الهواء الذي هو قابل للانضغاط.

The volume of the soil skeleton as a whole can change due to rearrangement of the soil particles into new positions, mainly by rolling and sliding, with a corresponding change in the forces acting between particles.

يمكن ان يتغير حجم الهيكل العظمي للتربة ككل بسبب إعادة ترتيب الجسيمات الصلبة بشكل رئيسي الى مواقع جديدة عن طريق التدحرج والانزلاق ومع تغير مماثل في القوى التي تعمل بين الجسيمات.

The actual compressibility of the soil skeleton will depend on the structural arrangement of the solid particles.

سوف تعتمد الانضغاطية الفعلية للهيكل العظمي للتربة على الترتيب الهيكلي للجسيمات الصلبة.

In a fully saturated soil, since water is considered to be incompressible, a reduction in volume is possible only if some of the water can escape from the voids.

في التربة المشبعة بالماء بالكامل، بما ان الماء يعتبر غير قابل للانضغاط، لا يمكن تقليل الحجم الا في حالة خروج الماء من الفراغات.

In a dry or a partially saturated soil, a reduction in volume is always possible due to compression of the air in the voids, provided there is scope for particle rearrangement.

في التربة الجافة او المشبعة جزئيا، يكون الانخفاض في الحجم ممكن دائما بسبب ضغط الهواء في الفراغات وبشرط ان يكون هناك مجال لإعادة ترتيب الجسيمات.

Stress:

✓ الاجهاد كمفهوم هو كمية القوة التي تتعرض للمساحة

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{W}{A} = \frac{\gamma \times V}{A} = \frac{\gamma \times A \times h}{A} = \boldsymbol{\gamma \times h}$$

✓ عند ضرب غاما بالارتفاع بعطيك الأجهاد.

✓ **UNIT=KN/m²**

✓ عند تراكم طبقة من التربة فوق طبقة أخرى فأن الطبقة العلوية تجهد الطبقة السفلية بسبب وزنها ، أي الاجهاد ناتج بسبب وزن التربة (الأرض) ويسمى **Geo – static streets.**

✓ الاجهادات في التربة تقسم الى :

1. **σ Effective stress**
2. **u pore water**
3. **σ Total stress**

الرسمة تمثل طبقتين من التربة طبقة Saturated يعلوها طبقة تربة اما Bulk or Dry.

هاد مثال فقط، ممكن يكون شكل لا نهائي من الطبقات

G.S Ground Surface مستوى سطح الأرض

G.W.T Ground water table مستوى سطح المياه

الطبقة التي تأتي فوق سطح الماء تكون دائما Bulk or Dry

دائما الطبقة التي تأتي تحت سطح الماء تكون دائما Sat

σ Effective stress:

The forces transmitted through the soil skeleton from particle to particle.

✓ هو الاجهاد الناتج بسبب الجسيمات الصلبة فقط.

✓ القوى التي تنتقل عبر الهيكل العظمي للتربة من الجسيمات إلى الجسيمات.

✓ فوق سطح الماء لا اطرح γ من γ_w وبوخد γ مثل ما هي والسبب ا انو **فوق** سطح المي γ **ما بتكون** SAT

✓ تحت سطح الماء بطرح γمن γ_w والسبب انو **تحت** سطح المي γ **بتكون** SAT وأحنا بدنا الضغط الناتج فقط بسبب الجسيمات الصلبة فقط.

$$\sigma_{effective} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + (\gamma_{Sat} - \gamma_w) \times h_{Sat}$$

u pore water:

The pore water pressure (u), being the pressure of the water filling the void space between the solid particles.

$$u = \gamma_{water} \times h_{water}$$

- ✓ هو الاجهاد الناتج بسبب الماء فقط.
- ✓ ضغط الماء المسامي(u) ، ضغط الماء يملأ الفراغ بين الفراغات الصلبة.
- ✓ h_{Water} المسافة بين النقطة المطلوب عندها حساب الاجهاد وسطح الماء

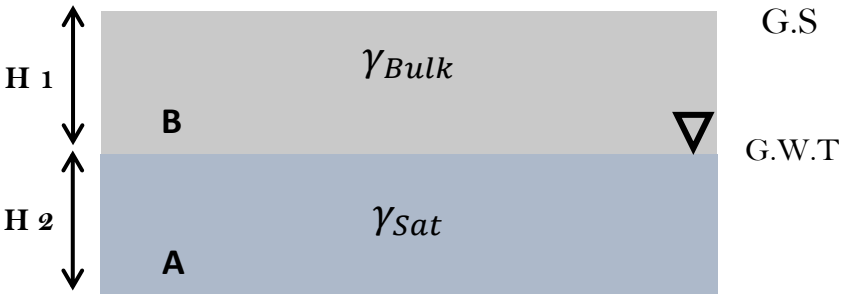
σ Total stress

The total normal stress σ on a plane within the soil mass, being the force per unit area transmitted in a normaldirection across the plane.

- ✓ هو الاجهاد الناتج بسبب الجسيمات الصلبة والماء معا.
- ✓ الاجهاد الكلي الطبيعي بكون على مستوى من كتلة التربة، القوة تنتقل لكل وحدة مساحة على المستوى.
- ✓ فوق سطح الماء **لا اطرح** γ من γ_w وبوخد γ مثل ما هي.
- ✓ تحت سطح الماء **لا اطرح** γ_w**من**γ والسبب انو بدي أحسب الاجهاد الناتج بسبب الماء والجسيمات الصلبة معا.

$$\sigma_{total} = \sigma_{effective} + u = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{Sat} \times h_{Sat}$$

Example 1: Find the stress at point A, B?



At point A

$$u = \gamma_{water} \times h_{water} = \boldsymbol{\gamma_{water} \times H_2}$$

$$\sigma_{effective} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{effective} \times h_{Sat} = \boldsymbol{\gamma_{Bulk} \times H_1 + (\gamma_{Sat} - \gamma_w) \times H_2}$$

$$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{Sat} \times h_{Sat} = \boldsymbol{\gamma_{Bulk} \times H_1 + \gamma_{Sat} \times H_2}$$

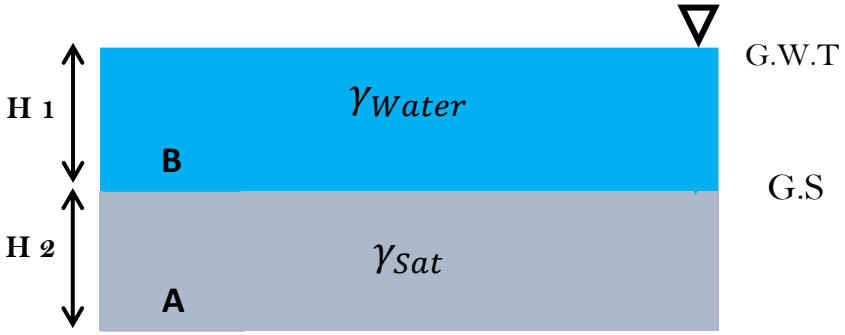
At point B

$u = \gamma_{water} \times h_{water} = \gamma_{water} \times 0 = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \gamma_{effective} \times h_{Bulk} = \boldsymbol{\gamma_{Bulk} \times H_1}$

$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} = \boldsymbol{\gamma_{Bulk} \times H_1}$

Example 2: Find the stress at point A, B?



At point A

$u = \gamma_{water} \times h_{water} = \boldsymbol{\gamma_{water} \times (H_1 + H_2)}$

$\sigma_{effective} = \gamma_{effective} \times h_{Sat} = \boldsymbol{(\gamma_{Sat} - \gamma_w) \times H_2}$

$\sigma_{total} = \gamma_{water} \times h_{water} + \gamma_{Sat} \times h_{Sat} = \boldsymbol{\gamma_{water} \times H_1 + \gamma_{Sat} \times H_2}$

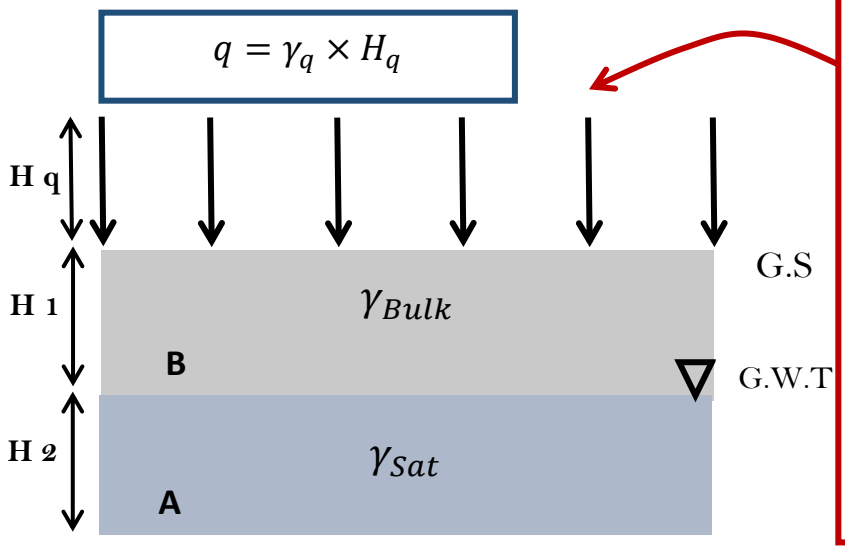
At point B

$u = \gamma_{water} \times h_{water} = \boldsymbol{\gamma_{water} \times H_1}$

$\sigma_{effective} = \gamma_{effective} \times h_{Bulk} = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \boldsymbol{\gamma_{water} \times H_1}$

Example 3: Find the stress at point A, B?



هاي الأسهم تمثل الحمل القادم من طبقة من التربة (طمم) أضيفت فوق سطح التربة بواسطة جرافة مثلا عند أعمال الحفريات ، مشان احسب الأجهاد الناتج بسبب الطمم **(q)** بضرب غاما الطمم في ارتفاعها.

بضيف **q** بشكل عادي على **الاجهاد الكلي والاجهاد الفعال فقط** ولكن شرط الإضافة ان يكون الحمل مضى عليه وقت طويل.

Immediately : تعني أن الحمل وضع حالا (الان) ولا يجوز في هذه الحالة إضافة **q**.

Many years after the fill : تعني أن الحمل موضوع له مدة زمنة كبيرة (سنين) ويجب في هذه الحالة إضافة **q**.

At point A

$$u = \gamma_{water} \times h_{water} = \boldsymbol{\gamma_{water} \times H_2}$$

$$\sigma_{effective} = q + \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{eff} \times h_{Sat} = \mathbf{q + \gamma_{Bulk} \times H_1 + (\gamma_{Sat} - \gamma_w) \times H_2}$$

$$\sigma_{total} = q + \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{Sat} \times h_{Sat} = \boldsymbol{q + \gamma_{Bulk} \times H_1 + \gamma_{Sat} \times H_2}$$

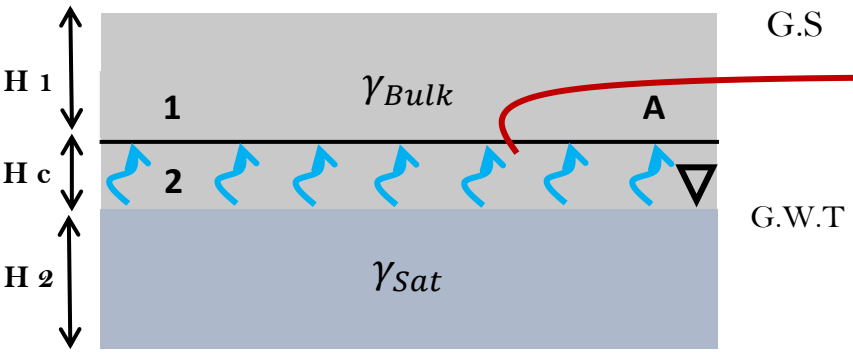
At point B

$$u = \gamma_{water} \times h_{water} = \gamma_{water} \times 0 = \mathbf{0}$$

$$\sigma_{effective} = q + \gamma_{effective} \times h_{Bulk} = \mathbf{q + \gamma_{Bulk} \times H_1}$$

$$\sigma_{total} = q + \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} = \boldsymbol{q + \gamma_{Bulk} \times H_1}$$

Example 4: Find the stress at point A?



هون المنطقة تبلل لكن لا تصبح SAT الا اذ ذكر السؤال وتحسب لها غاما جديدة.

Effect of Capillary rise تأثير الخاصية الشعرية (ظاهرة ارتفاع الماء)

في هذه الحالة بعض الماء يرتفع من الطبقة المشبعة بالمياه الى الطبقة التي تعلوها مباشرة بمقدار مسافة تسمى **Hc** , والمنطقة التي تأثرت بالخاصية الشعرية **لا تصبح مشبعة** وأنما تصبح منطقة مبللة بالمياه وتحمل درجة تشبع مقدارها **S** ، والحد الذي تصل اليه المياه عندما ترتفع من الطبقة المشبعة ال الطبقة الغير مشبعة نعين عليه نقطتين:

نقطة 1 وهي النقطة التي تكون فوق الحد مباشرة.

نقطة 2 وهي النقطة التي تكون تحت الحد مباشرة.

At Point A

At Point (1) Called immediately above

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} = \boldsymbol{\gamma_{Bulk} \times H_1}$

At Point (2) Called immediately abelow

$u = \boldsymbol{-\gamma_{water} \times S \times H_c}$

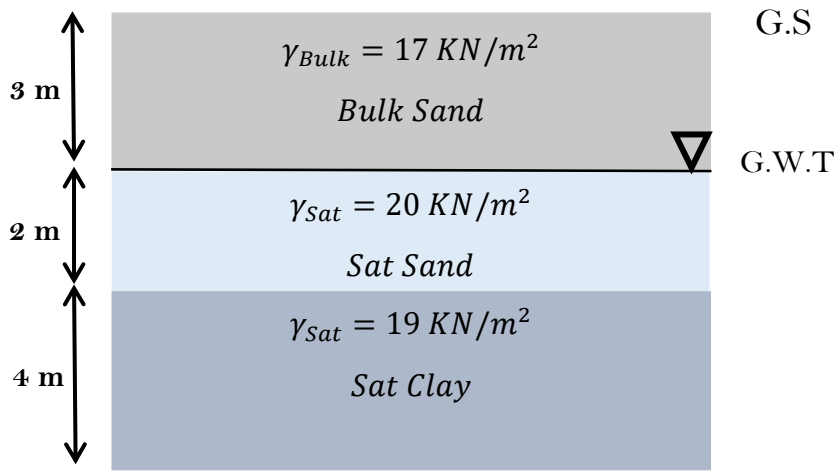
$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} = \boldsymbol{\gamma_{Bulk} \times H_1}$

$\sigma_{effective} = \sigma_{total} - u = \gamma_{Bulk} \times H_1 - (-\gamma_{water} \times S \times H_c)$

$= \boldsymbol{\gamma_{Bulk} \times H_1 + \gamma_{water} \times S \times H_c}$

Example 5: A layer of saturated Clay 4m thick is overlain by **sand 5m deep, the water table being 3m below the surface. The saturated unit weights of the clay and sand are 19 and 20 kN/m³**, respectively; **above the water table the unit weight of the sand is 17 kN/m³**. Plot the values of total vertical stress and effective vertical stress and pore water against depth , How are the above stresses affected?

طبقة مشبعة من الطين سمكها **4 m** فوقها طبقة من الرمل بعمق **5 m** عن سطح الأرض ، مستوى سطح المياه يبدا عند عمق **3 m** من سطح الأرض الغاما للسمك تربة الطين المشبعة **19 KN/m³** وللسمك تربة الرمل المشبعة **20 KN/m³** والغاما للسمك تربة الرمل الغير مشبعة **17 KN/m³** ارسم الاجهاد الكلي والاجهاد الفعال وضغط المياه؟؟



At depth 0 m

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \mathbf{0}$

كلهم صفر لأنهم على السطح والارتفاع صفر على السطح عند الضرب في غاما.

At depth 3 m

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \gamma_{Bulk} \times H_1 = 17 \times 3 = \mathbf{51\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times H_1 = 17 \times 3 = \mathbf{51\ KN/m^2}$

At depth 5 m

$u = \gamma_{water} \times h_{water} = 9.81 \times 2 = \mathbf{19.62\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{eff} \times h_{Sat} = 17 \times 3 + (20 - 9.81) \times 2 = \mathbf{71.38\ KN/m^2}$

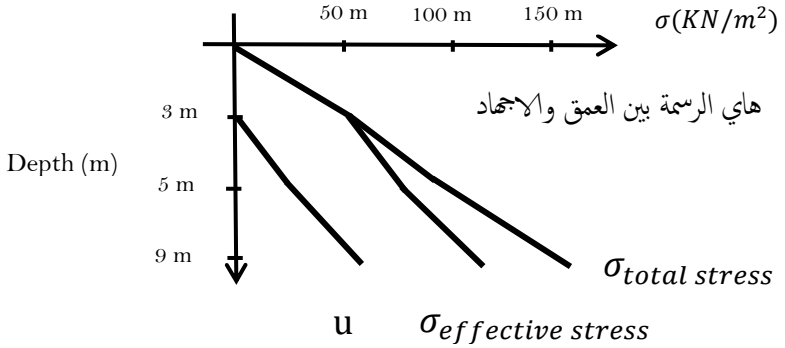
$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{Sat} \times h_{Sat} = 17 \times 3 + 20 \times 2 = \mathbf{91\ KN/m^2}$

At depth 9 m

$u = \gamma_{water} \times h_{water} = 9.81 \times 6 = \mathbf{58.86\ KN/m^2}$

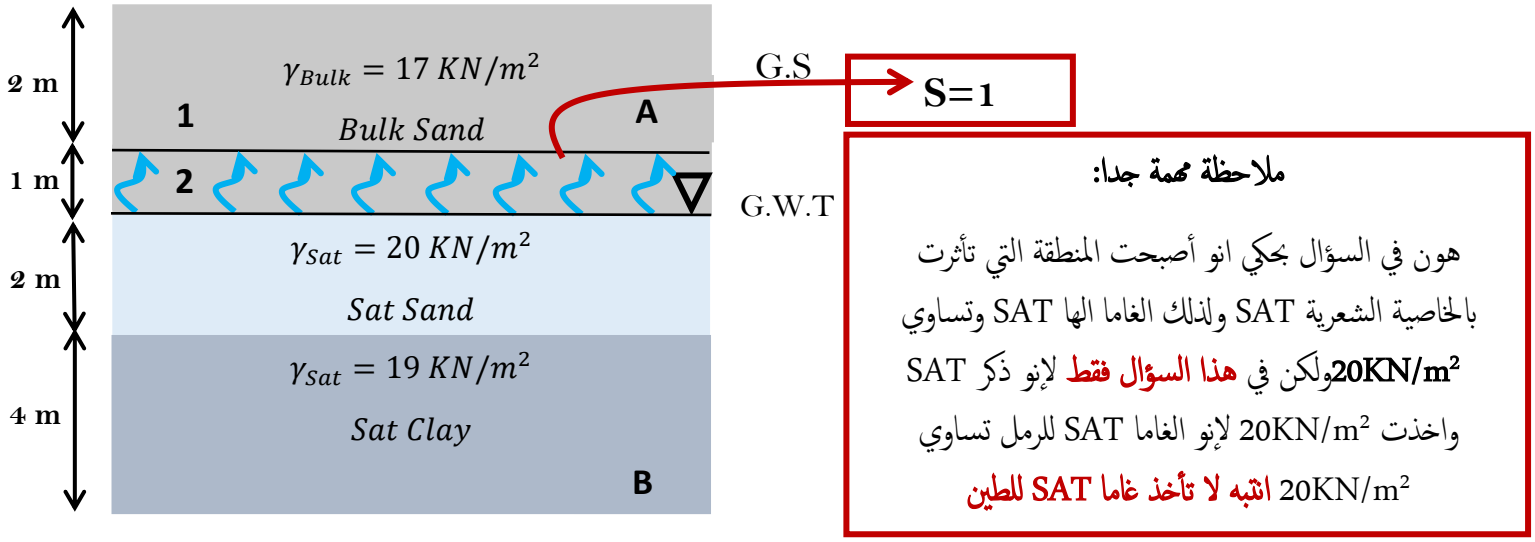
$\sigma_{effective} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{eff} \times h_{Sat} = 17 \times 3 + (20 - 9.81) \times 2 + (19 - 9.81) \times 4$
$= \mathbf{108.14\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times h_{Bulk} + \gamma_{Sat} \times h_{Sat} = 17 \times 3 + 20 \times 2 + 19 \times 4 = \mathbf{167\ KN/m^2}$



Example 6: A layer of **saturated clay 4m** thick is overlain by sand **5m deep, the water table being 3m** below the surface. **The saturated unit weights of the clay and sand are 19 and 20 KN/m³**, respectively; above **the water table the unit weight of the sand is 17 KN/m³**. Plot the values of total vertical stress and effective vertical stress against depth. If sand to a height of 1m above the water table is **Saturated** with capillary water.

طبقة مشبعة من الطين سمكها **4 m** فوقها طبقة من الرمل بعمق **5 m** عن سطح الأرض ، مستوى سطح المياه يبدا عند عمق **3 m** من سطح الأرض الغاما للسمك تربة الطين المشبعة **19 KN/m³** وللسمك تربة الرمل المشبعة **20KN/m³** والغاما للسمك تربة الرمل الغير مشبعة **17KN/m³** وحدث عندي ارتفاع في الماء **1 m** بسبب الخاصية الشعرية؟



ملاحظة مهمة جدا:

هون في السؤال بحكي انو أصبحت المنطقة التي تأثرت بالخاصية الشعرية SAT ولذلك الغاما الها SAT وتساوي **20KN/m²** ولكن في **هذا السؤال فقط** لإنو ذكر SAT واخذت 20KN/m² لإنو الغاما SAT للرمل تساوي 20KN/m² **انتبه لا تأخذ غاما SAT للطين**

At Point A

At Point (1) Called immediately above

$u = 0$

$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times H_1 = 17 \times 2 = \mathbf{34\ KN/m^2}$

At Point (2) Called immediately abelow

$u = -\gamma_{water} \times S \times H_c = -9.81 \times 1 \times 1 = \mathbf{-9.81\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times H_1 = 17 \times 2 = \mathbf{34\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = \sigma_{total} - u = 34 - (-9.81) = \mathbf{43.81\ KN/m^2}$

At Point D

$u = 9.81 \times 6 = \mathbf{58.86\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 17 \times 2 + 20 \times 1 + 20 \times 2 + 19 \times 4 = \mathbf{170\ KN/m^2}$

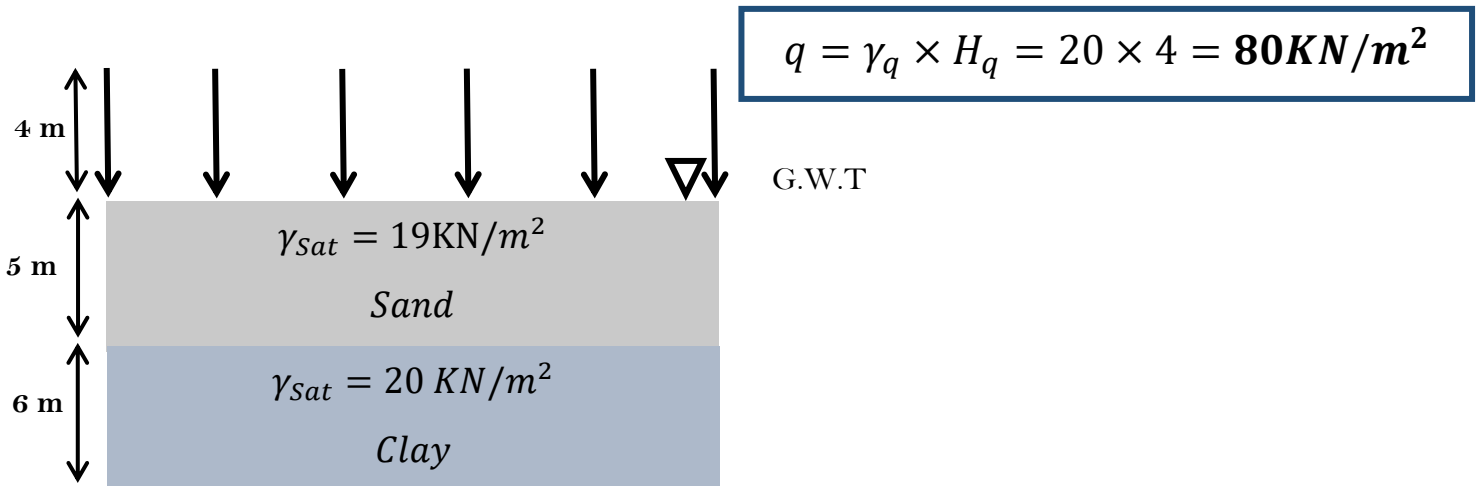
$\sigma_{effective} = 17 \times 2 + 20 \times 1 + (20 - 9.81) \times 2 + (19 - 9.81) \times 4 = \mathbf{111.14\ KN/m^2}$

Example 7: A 5m depth of sand overlies **a 6m layer of clay**, the water table being at the surface; the permeability of the clay is very low. **The adjusted unit weight of the sand is 19 KN/m³ and that of the clay is 20 KN/m³. A 4m depth of fill material of unit weight 20 KN/m³** is placed on the surface over an intensive area. Determine the effective vertical stress at the **Center of the clay layer**

(a) immediately after the fill has been placed, assuming this to take place quickly.

(b) **many years after the fill has been placed.**

5m من الرمل فوق **6m** من الطين ،يبدا سطح الماء عند سطح الأرض نفاذية الطين للماء قليلة جدا ، الغاما للرمل وهو مشبع بالمياه **19KN/m³** والغاما للطين وهو مشبع بالماء **20KN/m³** ، **4m** من مادة الغاما الها **20KN/m³** وضعت على السطح حدد الاجهاد الفعال **عند منتصف طبقة الطين** مرة فور وضع الحمل ومرة بعد وضع الحمل بضع من السنين.



a) immediately

$u = \gamma_{water} \times H_2 = 9.81 \times 8 = \mathbf{78.4\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = \gamma_{Bulk} \times H_1 + (\gamma_{Sat} - \gamma_w) \times H_2$

$= (19 - 9.81) \times 5 + (20 - 9.81) \times 3 = \mathbf{76.6\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = \gamma_{Bulk} \times H_1 + \gamma_{Sat} \times H_2$

$= 19 \times 5 + 20 \times 3 = \mathbf{155\ KN/m^2}$

a) Many years after the fill has been

$u = \gamma_{water} \times H_2 = 9.81 \times 8 = \mathbf{78.4\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = \text{q} + \gamma_{Bulk} \times H_1 + (\gamma_{Sat} - \gamma_w) \times H_2$

$= 80 + (19 - 9.81) \times 5 + (20 - 9.81) \times 3 = \mathbf{156.6\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = q + \gamma_{Bulk} \times H_1 + \gamma_{Sat} \times H_2$

$= 80 + 19 \times 5 + 20 \times 3 = \mathbf{235\ KN/m^2}$

Example 8:

A.Calculate the total stress, pore water pressure, and effective stress at points A, B, and C?

B. How high should the water table rise so that the effective stress at C is 190 KN/m2? Assume γsat to be the same for both layers (i.e., 19.25 KN/m2).

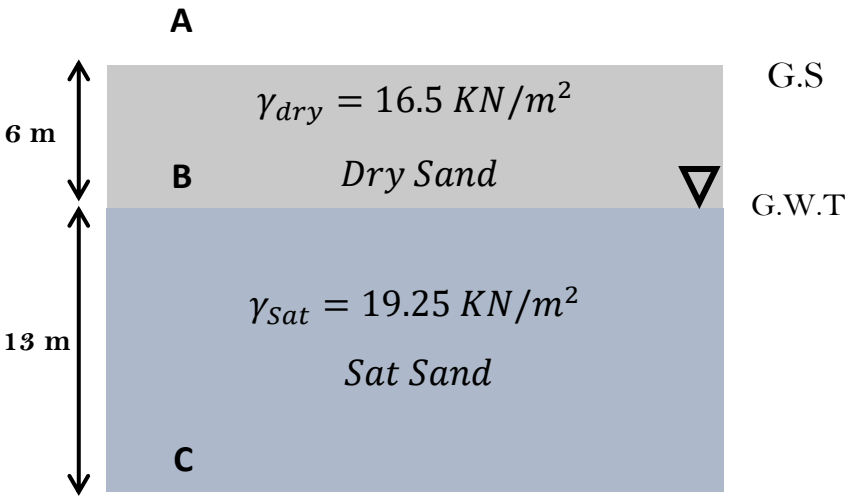
C. What is the change in effective stress at point C if:

1. The water table drops by 2 m.

2. The water table rises to the surface up to point A.

3. Water level rises 3 m above point A due to flooding

A.



At depth 0 m

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \mathbf{0}$

At depth B

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = 16.5 \times 6 = \mathbf{99\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 16.5 \times 6 = \mathbf{99\ KN/m^2}$

At depth C

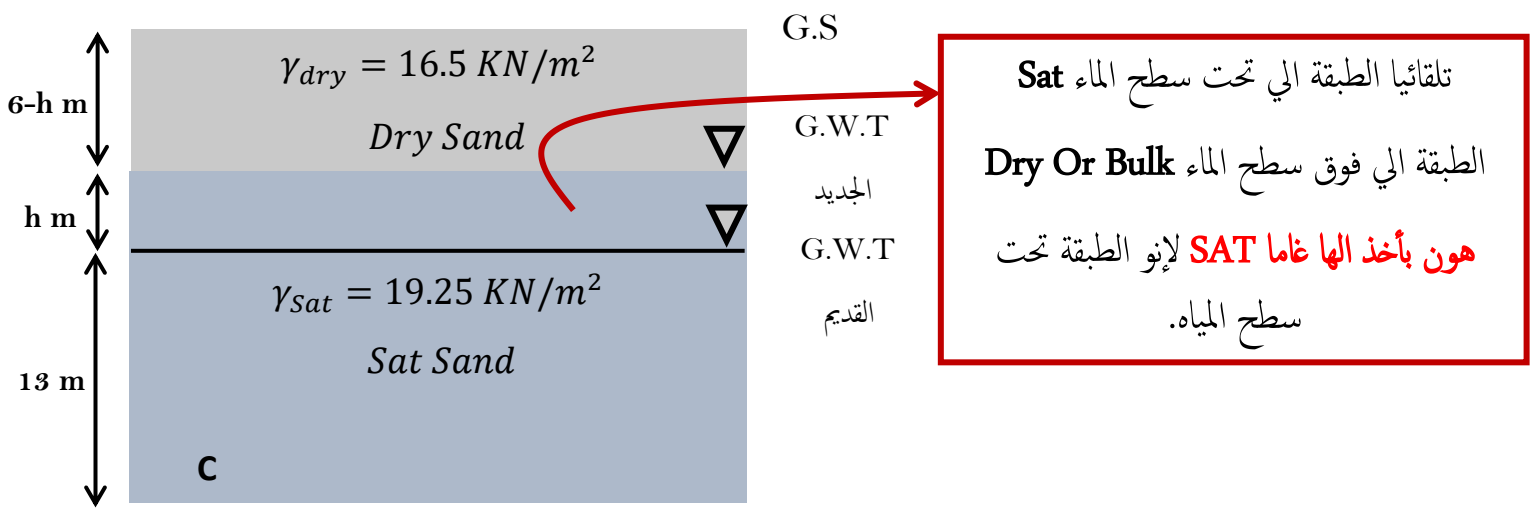
$u = \gamma_{water} \times h_{water} = 9.81 \times 13 = \mathbf{29.43\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 16.5 \times 6 + (19.25 - 9.81) \times 13 = \mathbf{221.72\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 16.5 \times 6 + 19.25 \times 13 = \mathbf{349.25\ KN/m^2}$

B.

فرع ب بحكي اذ كانت قيمة **Effective stress at C is 190 KN/m²** كم يجب ان يرتفع سطح المياه؟ معطيك ملاحظة اعتبر أي غاماSAT في السؤال تساوي **19.25KN/m³**



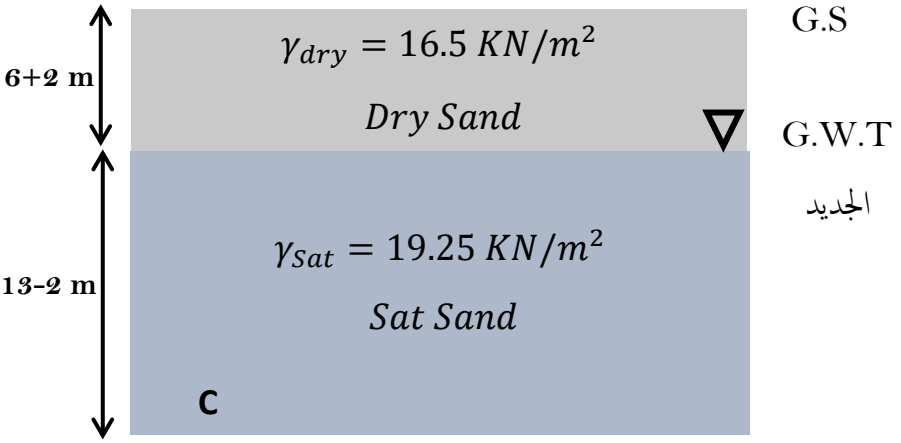
$$\sigma_{effective} = 16.5 \times (6 - h) + (19.25 - 9.81) \times h + (19.25 - 9.81) \times 13$$

$$190 = 16.5 \times (6 - h) + (19.25 - 9.81) \times h + (19.25 - 9.81) \times 13$$

$$h = \mathbf{4.499\ m}$$

C.

1. بحكي السؤال كم راح تصير قيمة effective stress عند النقطة C لما يهبط سطح الماء 2m.

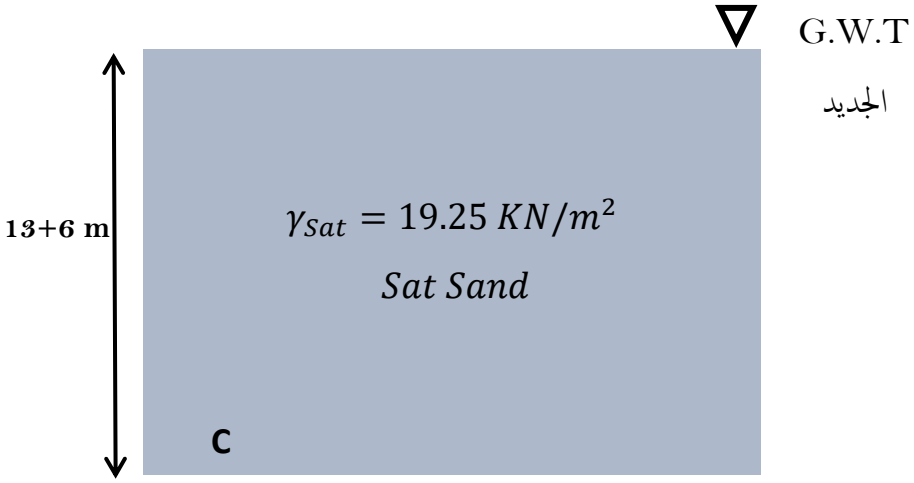


$$u = 9.81 \times 11 = \mathbf{107.91\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{effective} = 16.5 \times 8 + (19.25 - 9.81) \times 11 = \mathbf{235.84\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{total} = 16.5 \times 8 + 19.25 \times 11 = \mathbf{343.75\ KN/m^2}$$

2. بحكي السؤال كم راح تصير قيمة effective stress عند النقطة C لما يرتفع سطح الماء عند النقطة A

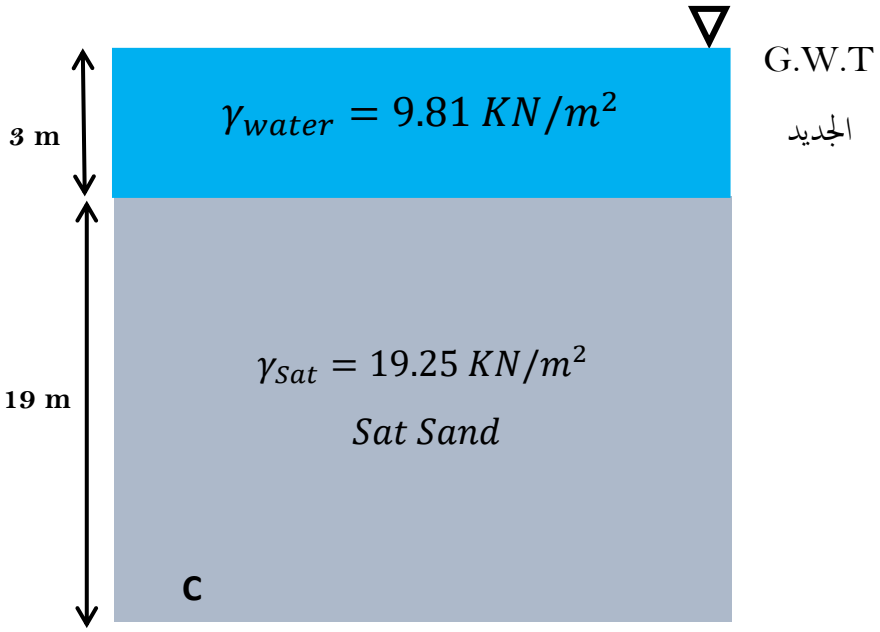


$$u = 9.81 \times 19 = \mathbf{186.39\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{effective} = (19.25 - 9.81) \times 19 = \mathbf{179.36\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{total} = 19.25 \times 19 = \mathbf{365.75\ KN/m^2}$$

3. بحكي السؤال كم راح تصير قيمة effective stress عند النقطة C لما يرتفع سطح الماء فوق النقطة A بمقدار 3m

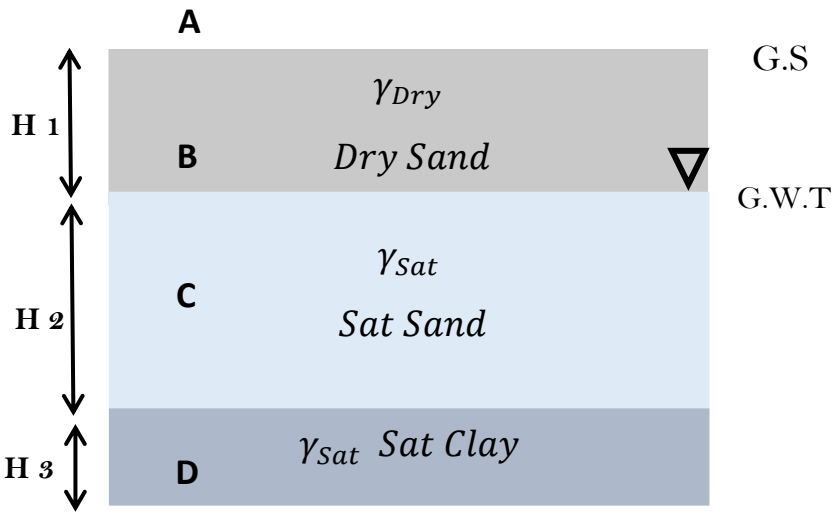


$$u = 9.81 \times 22 = \mathbf{215.82\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{effective} = (19.25 - 9.81) \times 19 = \mathbf{179.36\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{total} = 9.81 \times 3 + 19.25 \times 19 = \mathbf{395.18\ KN/m^2}$$

Example 9: A.Calculate the total stress, pore water pressure, and effective stress at points A, B, and C?



Layer no. at A.1	**Thickness**	**Soil parameters .**
1	H1=2.1m	$\gamma_{dry} = 17.23\ KN/m^2$
2	H2=3.66m	$\gamma_{Sat} = 18.96\ KN/m^2$
3	H3=1.83m	$\gamma_{Sat} = 18.5\ KN/m^2$
Layer no. at A.2	**Thickness**	**Soil parameters.**
1	H1=5 m	e = 0.7 ; Gs = 2.69
2	H2=8 m	e = 0.55 ; Gs = 2.7
3	H3=3 m	w = 38% ; e = 1.2
Layer no. at A.3	**Thickness**	**Soil parameters .**
1	H1=3m	$\gamma_{dry} = 17.23\ KN/m^2$
2	H2=6m	$\gamma_{Sat} = 18.96\ KN/m^2$
3	H3=2.5m	$\gamma_{Sat} = 18.96\ KN/m^2$

A.1			
Point	σ	u	σ effctive
A	**0**	**0**	**0**
B	**36.18**	**0**	**36.18**
C	**105.57**	**35.9**	**69.67**
d	**139.42**	**53.85**	**85.57**

A.3			
Point	σ	u	σ effctive
A	**0**	**0**	**0**
B	**48**	**0**	**48**
C	**156**	**58.86**	**97.14**
d	**198.5**	**83.38**	**115.12**

Layer no. 1 $\gamma_{dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} = \frac{9.81 \times 2.69}{1+0.7} = \mathbf{15.52KN/m^3}$

A.2

Layer no. 2 $\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.7+0.55}{1+0.55}\right]9.81 = \mathbf{20.57KN/m^3}$

Layer no. 3 $se = Gsw_c$ $\quad 1 \times 1.2 = 0.38 \times Gs \quad$ $Gs = \mathbf{3.16}$

$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{3.16+1.2}{1+1.2}\right]9.81 = \mathbf{19.42KN/m^3}$

At Point A

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \mathbf{0}$

At Point B

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = 15.52 \times 5 = \mathbf{77.6\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 15.52 \times 5 = \mathbf{77.6\ KN/m^2}$

At Point C

$u = 9.81 \times 8 = \mathbf{78.48\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 15.52 \times 5 + (20.57 - 9.81) \times 8 = \mathbf{163.68\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 15.52 \times 5 + 20.57 \times 8 = \mathbf{242.16\ KN/m^2}$

At Point D

$u = 9.81 \times 11 = \mathbf{107.91\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 15.52 \times 5 + (20.57 - 9.81) \times 8 + (19.42 - 9.81) \times 3$
$= \mathbf{192.51\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 15.52 \times 5 + 20.57 \times 8 + 19.42 \times 3 = \mathbf{300.42\ KN/m^2}$

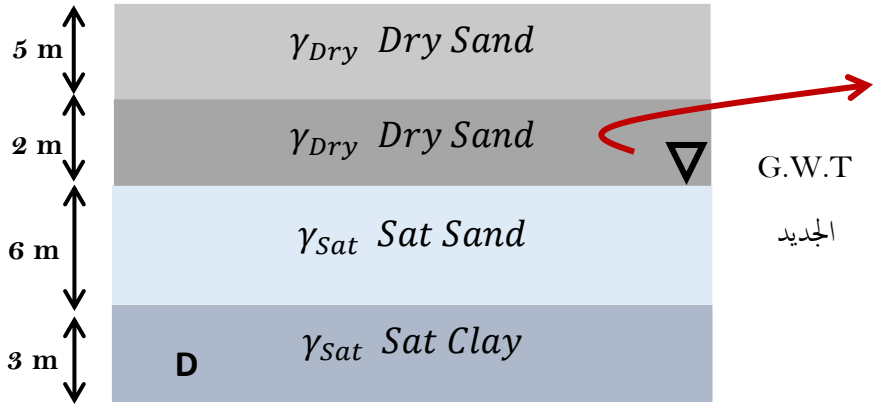
A.2 What is the change in effective stress at point D if?

A. the water table drops by 2 m.

B. the water table rises to the surface up to point A.

C. water level rises 3 m above point A due to flooding.

A.



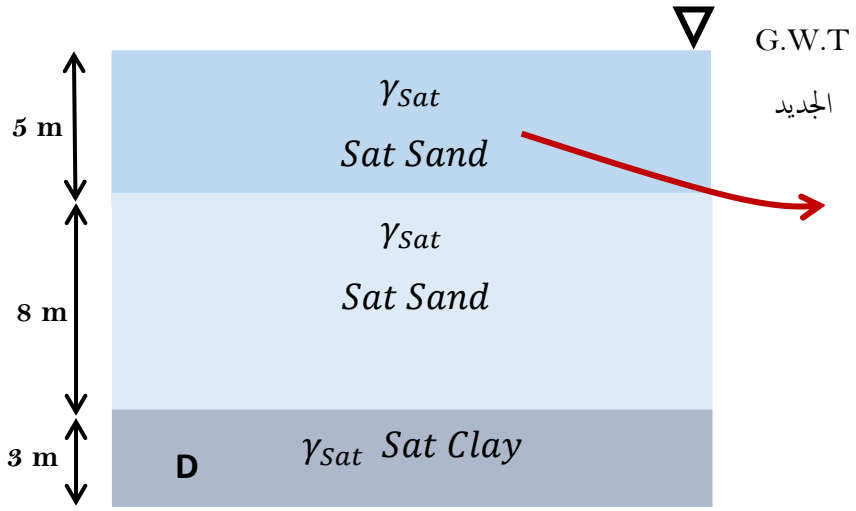
$\gamma_{Dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} = \frac{9.81 \times 2.7}{1+0.55} = \mathbf{\frac{17.1KN}{m3}}$

هون صار انخفاض في سطح الماء وأصبحت المنطقة **Dry** فيجب حساب الغاما جديدة وتكون **Dry**

At Point D

$\sigma_{effective} = 15.52 \times 5 + 17.1 \times 2 + (20.57 - 9.81) \times 6 + (19.42 - 9.81) \times 3$
$= \mathbf{205.19\ KN/m^2}$

B.



$$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs + e}{1 + e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.69 + 0.7}{1 + 0.7}\right]9.81$$
$$= \frac{\mathbf{19.56\ KN}}{\mathbf{m3}}$$

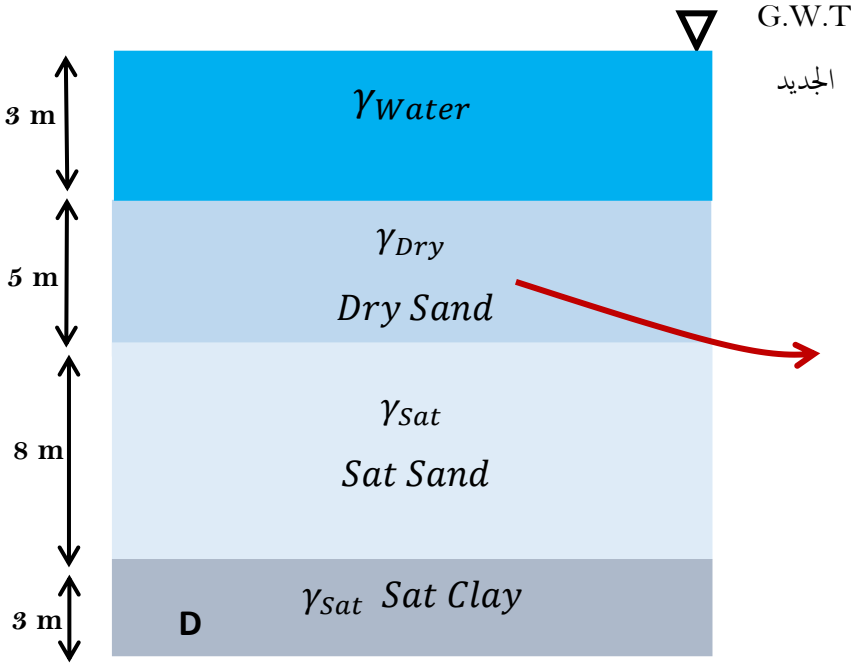
Sat هون صار ارتفاع في سطح الماء وأصبحت المنطقة

فيجب حساب الغاما جديدة وتكون **Sat**

At Point D

$$\sigma_{effective} = (19.56 - 9.81) \times 5 + (20.57 - 9.81) \times 8 + (19.42 - 9.81) \times 3$$
$$= \mathbf{163.66KN/m^2}$$

C.



$$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs + e}{1 + e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.69 + 0.7}{1 + 0.7}\right]9.81$$
$$= \frac{\mathbf{19.56\ KN}}{\mathbf{m3}}$$

At Point D

$$\sigma_{effective} = (19.56 - 9.81) \times 5 + (20.57 - 9.81) \times 8 + (19.42 - 9.81) \times 3$$
$$= \mathbf{163.66KN/m^2}$$

Example 10: a. Calculate the variations of σ, u, and σ effective at points A, B, and C.

b. How high should the groundwater table rise so that the effective stress at C is 111 kN/m2?

$$\gamma_{Dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} = \frac{9.81 \times 2.66}{1+0.61} = \mathbf{\frac{16.21\ KN}{m^3}}$$

$$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.67+0.48}{1+0.48}\right] \times 9.81 = \mathbf{\frac{20.86\ KN}{m^3}}$$

A.

At Point A

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \mathbf{0}$

At Point B

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = 16.21 \times 4 = \mathbf{64.84\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 16.21 \times 4 = \mathbf{64.84\ KN/m^2}$

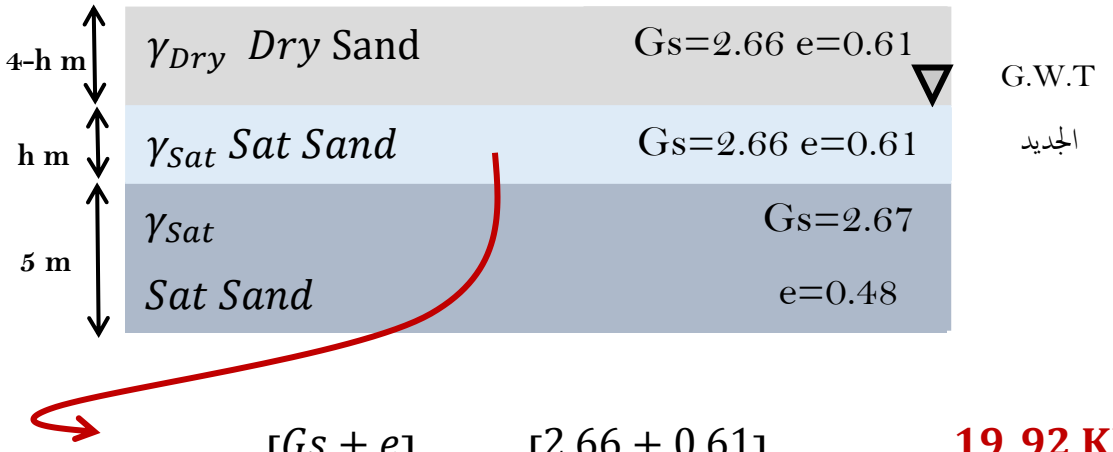
At Point C

$u = 9.81 \times 5 = \mathbf{49.05\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 16.21 \times 4 + (20.86 - 9.81) \times 5 = \mathbf{120.09\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 16.21 \times 4 + 20.86 \times 5 = \mathbf{169.14\ KN/m^2}$

B.



$$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs + e}{1 + e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.66 + 0.61}{1 + 0.61}\right] \times 9.81 = \frac{\mathbf{19.92\ KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

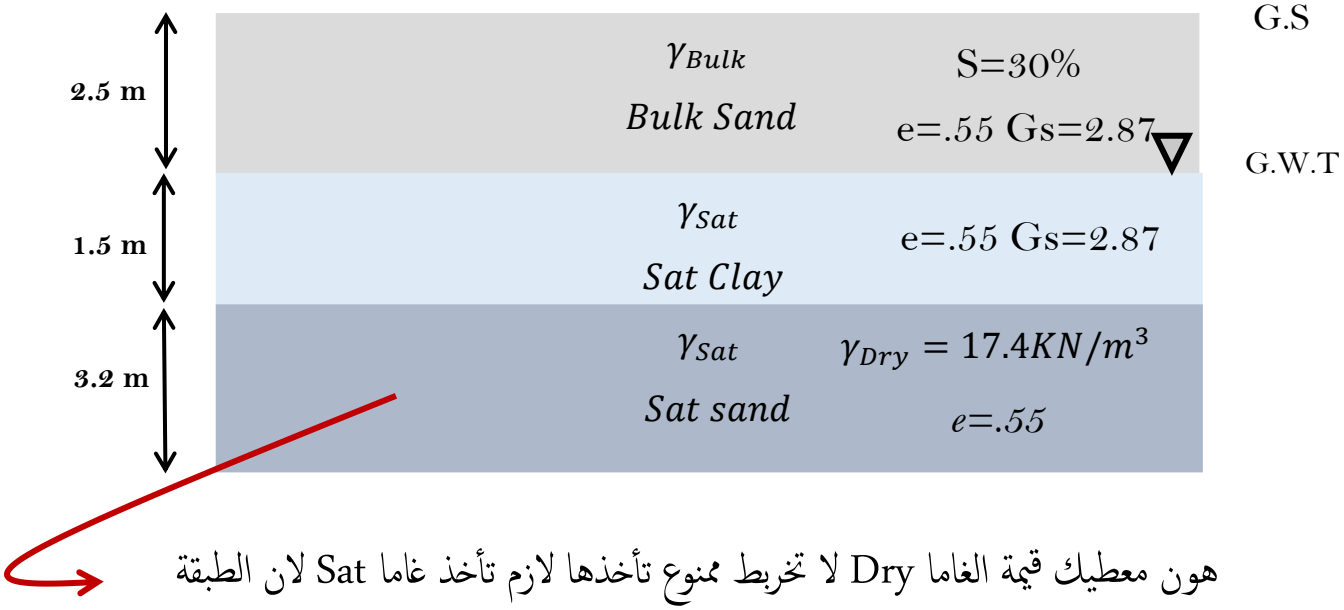
هون صار ارتفاع في سطح الماء وأصبحت المنطقة h **Sat** فيجب حساب الغاما جديدة وتكون **Sat**.

$$\sigma_{effective} = 16.21 \times (4 - h) + (19.92 - 9.81) \times h + (20.86 - 9.81) \times 5$$

$$111 = 16.21 \times (4 - h) + (19.92 - 9.81) \times h + (20.86 - 9.81) \times 5$$

$$h = \mathbf{1.49\ m}$$

Example 11: Determine the total stress, pore water pressure and effective stress at **down the sand layer.**



هون معطيك قيمة الغاما Dry لا تخربط ممنوع تأخذها لازم تأخذ غاما Sat لان الطبقة تحت سطح المياه بس معطيك إياها مشان تحسب منها الغاما Sat

$$\gamma_{Bulk\ Clay} = \frac{(Gs + se)\gamma_w}{1+e} = \frac{(2.87 + 0.30 \times 0.55) \times 9.81}{1 + 0.55} = \mathbf{19.21KN/m^3}$$

$$\gamma_{Sat\ Clay} = \left[\frac{Gs + e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.87 + 0.55}{1 + 0.55}\right] \times 9.81 = \frac{\mathbf{21.65KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e}$$

$$17.4 = \frac{9.81 \times Gs}{1 + .55}$$

$$Gs = \mathbf{2.75}$$

$$\gamma_{Sat\ Sand} = \left[\frac{Gs + e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.75 + 055}{1 + 0.55}\right] \times 9.81 = \mathbf{20.89KN/m^3}$$

At down the Sand Layer

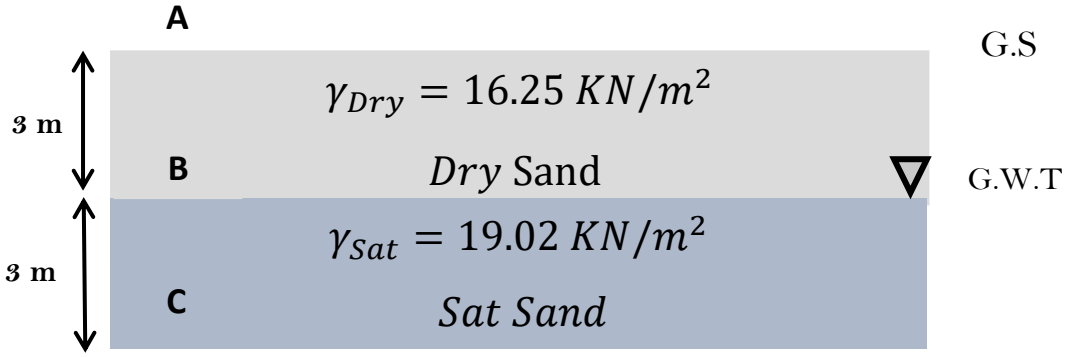
$u = 9.81 \times (1.5 + 3.2) = \mathbf{46.107\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 19.2 \times 2.5 + (21.65 - 9.81) \times 1.5 + (20.89 - 9.81) \times 3.2$

$= \mathbf{101.216\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 19.2 \times 2.5 + 21.65 \times 1.5 + 20.89 \times 3.2 = \mathbf{147.323\ KN/m^2}$

Example 12: Calculate the variations of σ, u, and σ effective at points A, B, and C.



At Point A

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \mathbf{0}$

At Point B

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = 16.25 \times 3 = \mathbf{48.75\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 16.25 \times 3 = \mathbf{48.75\ KN/m^2}$

At Point C

$u = 9.81 \times 3 = \mathbf{29.43\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 16.25 \times 3 + (19.02 - 9.81) \times 3 = \mathbf{76.38\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = \ 16.25 \times 3 + 19.02 \times 3 = \mathbf{105.81\ KN/m^2}$

Example 13: Calculate the variations of σ, u, and σ effective at points C.

$$\gamma_{Dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} = \frac{9.81 \times 2.65}{1+0.6} = \mathbf{\frac{16.25KN}{m^3}}$$

$S \times e = Gs \times wc \qquad 1 \times e = 2.7 \times 0.30 \qquad e = \mathbf{0.81}$

$$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w\gamma w = \left[\frac{2.7+0.81}{1+0.81}\right]9.81 = \mathbf{\frac{19.02KN}{m3}}$$

At Point C

$u = 9.81 \times 3 = \mathbf{29.43\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 16.25 \times 3 + (19.02 - 9.81) \times 3 = \mathbf{76.38\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = \ 16.25 \times 3 + 19.02 \times 3 = \mathbf{105.81\ KN/m^2}$

Example 14: Calculate the variations of σ, u, and σ effective at points C.

$$n = \frac{n}{1-n} = \frac{0.4}{1-0.4} = \mathbf{0.6}$$

$$\gamma_{Dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} = \frac{9.81 \times 2.68}{1+0.6} = \frac{\mathbf{15.77\ KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

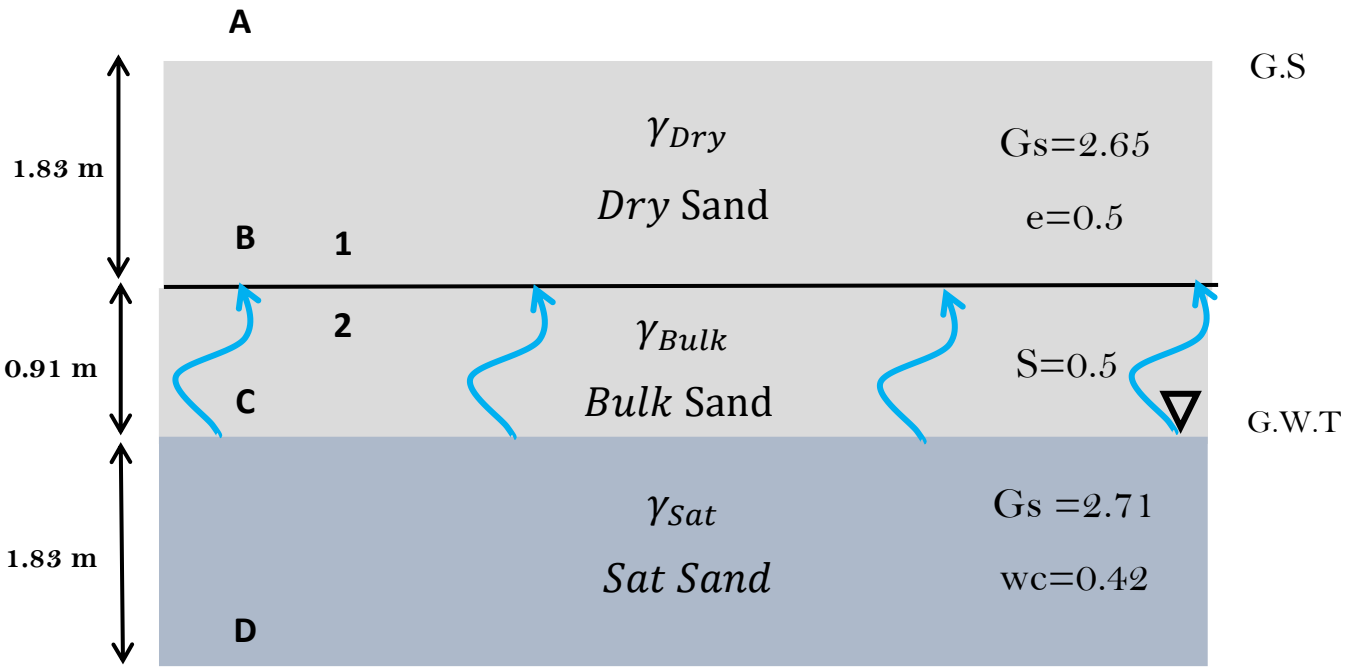
$$n = \frac{n}{1-n} = \frac{0.49}{1-0.49} = \mathbf{0.96}$$

$$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.67+0.96}{1+0.96}\right] \times 9.81 = \frac{\mathbf{18.42\ KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

At Point C

$$\sigma_{effective} = 15.77 \times 4 + (18.42 - 9.81) \times 5 = \mathbf{106.13\ KN/m^2}$$

Example 15: Calculate the variations of σ, u, and σ effective at points A, B, C, D.



$$\gamma_{Dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} = \frac{9.81 \times 2.65}{1+0.5} = \frac{\mathbf{17.33KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

$$S \times e = Gs \times wc \qquad 0.5 \times 0.5 = 2.65 \times wc \qquad e = \mathbf{0.094}$$

$$\gamma_{Bulk} = \frac{Gs\gamma_w(1+w)}{1+e} = \frac{2.65 \times 9.81(1+0.094)}{1+0.5} = \frac{\mathbf{18.96KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

$$S \times e = Gs \times wc \qquad 1 \times e = 2.71 \times 0.42 \qquad e = \mathbf{1.14}$$

$$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.71+1.14}{1+1.14}\right] \times 9.81 = \frac{\mathbf{17.65KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

At Point A

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \mathbf{0}$

at point B

At Point (1) Called immediately above

$u = 0$

$\sigma_{total} = \gamma_{dry} \times H_1 = 17.33 \times 1.83 = \mathbf{31.7\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = \sigma_{total} - u = 31.7 - 0 = \mathbf{31.7\ KN/m^2}$

At Point (2) Called immediately abelow

$u = -\gamma_{water} \times S \times H_c = -9.81 \times 0.5 \times 0.93 = \mathbf{-4.557}$

$\sigma_{total} = \gamma_{dry} \times H_1 = 17.33 \times 1.83 = \mathbf{31.7\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = \sigma_{total} - u = 31.7 - (-4.557) = \mathbf{36.3\ KN/m^2}$

At Point C

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = 17.33 \times 1.83 + 18.96 \times 0.91 = \mathbf{48.97\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 17.33 \times 1.83 + 18.96 \times 0.91 = \mathbf{48.97\ KN/m^2}$

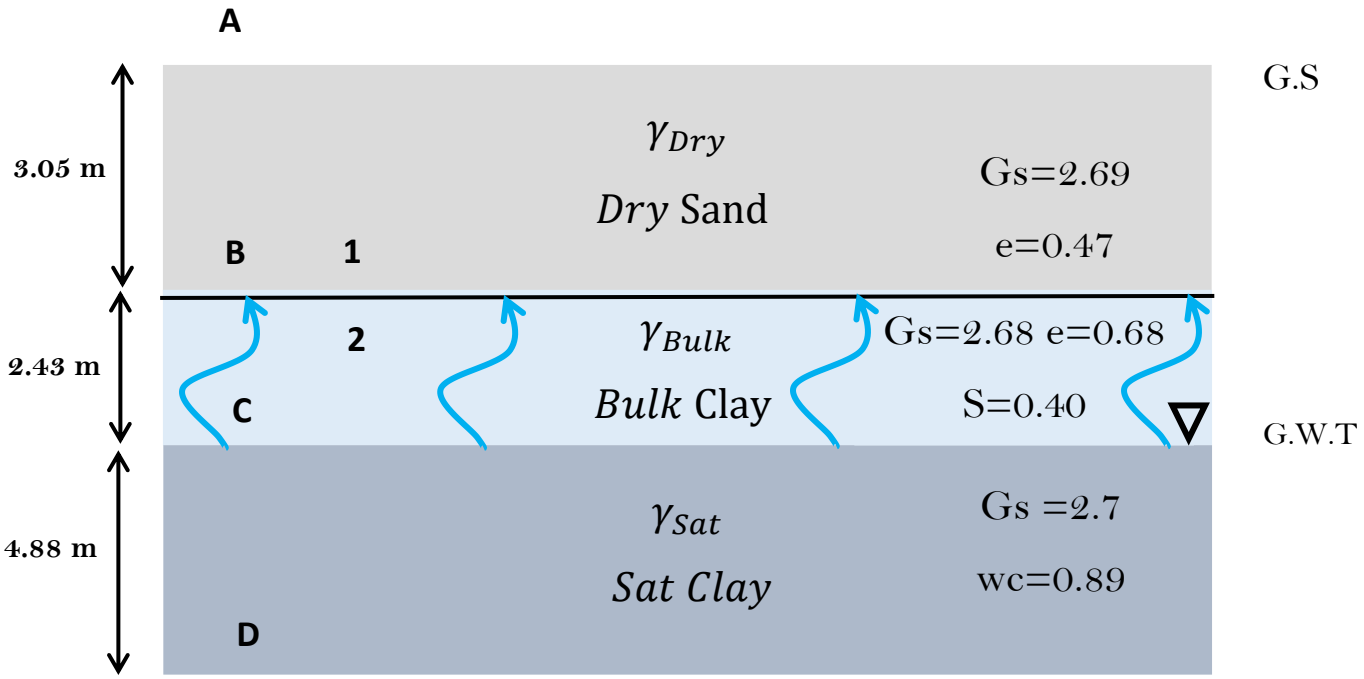
At Point D

$u = 9.81 \times 3 = \mathbf{17.9532\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 17.33 \times 1.83 + 18.96 \times 0.91 + (17.65 - 9.81) \times 1.83 = \mathbf{63.3\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 17.33 \times 1.83 + 18.96 \times 0.91 + 17.65 \times 1.83 = \mathbf{81.267\ KN/m^2}$

Example 16: Calculate the variations of σ, u, and σ effective at points A, B, C, D.



$$\gamma_{Dry} = \frac{\gamma_w Gs}{1+e} = \frac{9.81 \times 2.69}{1+0.47} = \frac{\mathbf{17.93KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

$$S \times e = Gs \times wc \qquad 0.40 \times 0.68 = 2.68 \times wc \qquad wc = \mathbf{0.101}$$

$$\gamma_{Bulk} = \frac{Gs\gamma_w(1+w)}{1+e} = \frac{2.68 \times 9.81(1+0.101)}{1+0.68} = \frac{\mathbf{17.21KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

$$\gamma_{Sat} = \left[\frac{Gs+e}{1+e}\right]\gamma_w = \left[\frac{2.7+0.89}{1+0.89}\right] \times 9.81 = \frac{\mathbf{18.6KN}}{\boldsymbol{m^3}}$$

At Point A

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = \mathbf{0}$

$\sigma_{total} = \mathbf{0}$

at point B

At Point (1) Called immediately above

$u = 0$

$\sigma_{total} = \gamma_{dry} \times H_1 = 17.93 \times 3.05 = \mathbf{54.69\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = \sigma_{total} - u = 54.69 - 0 = \mathbf{54.69\ KN/m^2}$

At Point (2) Called immediately abelow

$u = -\gamma_{water} \times S \times H_c = -9.81 \times 0.4 \times 2.43 = \mathbf{-9.53\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = \gamma_{dry} \times H_1 = 17.93 \times 3.05 = \mathbf{54.69\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = \sigma_{total} - u = 54.69 - (-9.53) = \mathbf{64.22\ KN/m^2}$

At Point C

$u = \mathbf{0}$

$\sigma_{effective} = 17.93 \times 3.05 + 17.21 \times 2.43 = \mathbf{96.51\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 17.93 \times 3.05 + 17.21 \times 2.43 = \mathbf{96.51\ KN/m^2}$

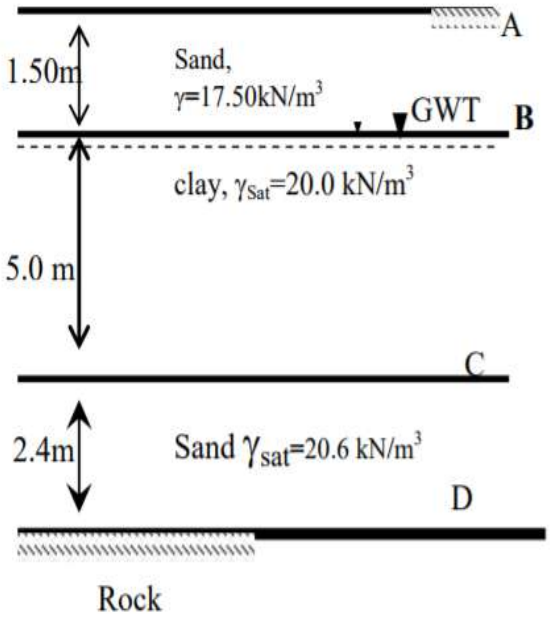
At Point D

$u = 9.81 \times 4.88 = \mathbf{47.824\ KN/m^2}$

$\sigma_{effective} = 17.93 \times 3.05 + 17.21 \times 2.43 + (18.6 - 9.81) \times 4.88 = \mathbf{139.45\ KN/m^2}$

$\sigma_{total} = 17.93 \times 3.05 + 17.21 \times 2.43 + 18.6 \times 4.88 = \mathbf{187.275\ KN/m^2}$

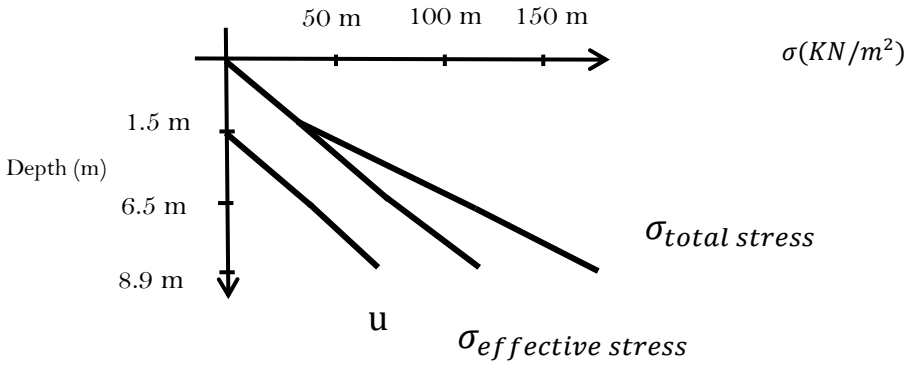
For the soil profile shown, determine total stress, pore water pressure and effective stresses at points A, B, C, and D. Use γ_w=9.8 kN/m^3.



Depth	u
0	0
1.5 m	0
6.5 m	$9.8\times5=$**49 KN/m²**
8.9 m	$9.8\times7.4=$**72.52 KN/m²**

Depth	σ Effective stress
0	0
1.5 m	$17.5\times1.5=$**26.25 KN/m²**
6.5 m	$17.5\times1.5+(20\text{-}9.8)\times5=$**77.25 KN/m²**
8.9 m	$17.5\times1.5+(20\text{-}9.8)\times5+(20.6\text{-}9.8)\times2.4=$**103.17KN/m²**

Depth	σ Total stress
0	0
1.5 m	$17.5\times1.5=$**26.25 kN/m²**
6.5 m	$77.25+49=$**126.25 KN/m²**
8.9 m	$103.17+72.52=$**175.69 KN/m²**


50 m
100 m
150 m
$\sigma(KN/m^2)$
1.5 m
Depth (m)
6.5 m
8.9 m
$\sigma_{total\ stress}$
u
$\sigma_{effective\ stress}$

Stress Increment from Elastic Solution

☒ الأجهاد بينتج بسبب:

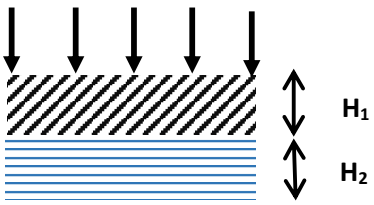
1. وزن التربة نفسها (وزن الأرض) ويسمى **Geo-static streets** (تم حسابه).
2. وزن المنشئات (أو أي حمل إضافي سببه ليس وزن الأرض) ويسمى **Stress Increment**.

☒ لذلك الاجهاد يتكون من مركبتين:

$$\sigma = \sigma \text{ Geo-static} + \sigma \text{ Increment}$$

الحمل يسبب المركبة σIn.

وزن الطبقتين تسبب المركبة σ_S وتحسب عن طريق ضرب الوزن النوعي (γ) للكل طبقة في ارتفاعها.



☒ أنواع الأحمال الإضافية التي تسبب اجهادات إضافية (أي المركبة الاجهاد الإضافي σIn):

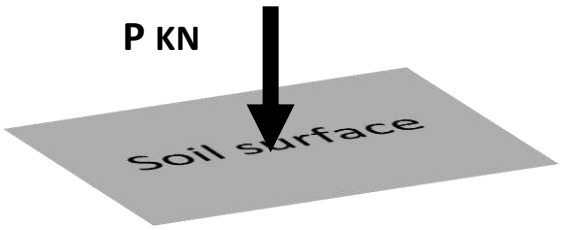
1. Point load. **2.** Line load. **3.** Strip Load. **4.** Circular loaded area.

5. Rectangular loaded area. **6.** Approximate Method 2:1 method.

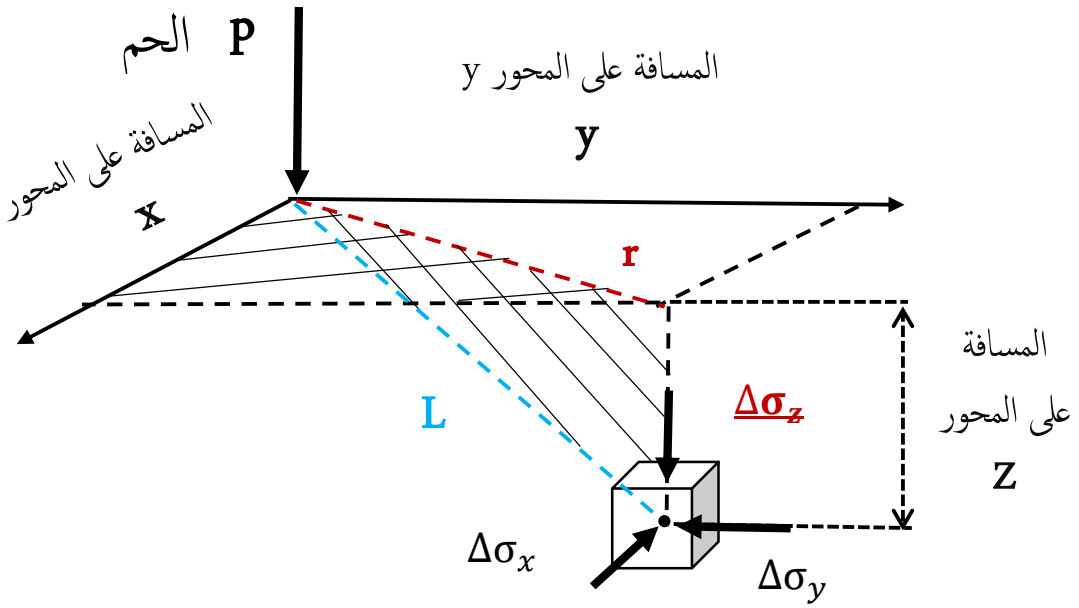
☒ في الشابتر الي قبل كنا نحسب فقط الإجهادات الناتجة بسبب **وزن التربة فقط** أي المركبة **σ Increment = 0** ولكن في هاد الشابتر راح نشوف الأحمال الإضافية لذلك المركبة **لا تساوي صفر** راح يكون الها قيمة , ونهتم فقط في **حساب الزيادة في الاجهاد الرأسي** ولازم تحسبها وتضيفها للإجهاد الناتج من وزن التربة.

Point load (concentrated load)

☒ المقصود في **حمل النقطة** أي ان الحمل متركز في نقطة معينة على التربة وليس موزع على مساحة التربة.



☒ لو افترضنا نو هاد سطح التربة ويوجد حمل متركز في نقطة معينة على سطح التربة وأردنا حساب **الزيادة في الاجهاد الرأسي** $\Delta\sigma z$ عند مسافة **x** و مسافة **y** من الحمل وعلى عمق **z** , باعتبار النقطة المتركز فيها الحمل هي الاحداثي (0,0,0) وقمنا برسم المحاور x ،y ، z.



☒ الزيادة في الاجهاد تأتي على الثلاث محاور ولكن احنا منهتم في حساب الزيادة في الإجهادات الرأسية أي حساب $\Delta\sigma_z$.

☒ المسافة بالخط **الأحمر** المتقطع تمثل المسافة من الحمل الى النقطة على المستوى (x , y) أي السطح من دون عمق ويرمز له بالرمز **r** وتحسب عن طريق $r = \sqrt{x^2 + y^2}$ لأنه يمثل وتر مثلث قائم الزاوية.

☒ المسافة بالخط **الأزرق** المتقطع تمثل المسافة من الحمل الى النقطة في البعد (x , y . z) ويرمز له بالرمز **L** وتحسب عن طريق $L = \sqrt{r^2 + z^2}$ لأنه يمثل وتر مثلث قائم الزاوية.

القانون الذي يستخدم لحساب $\Delta\sigma_z$ اذا كان الحمل Point load:

Boussinesq law

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{Z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} = \frac{P}{z^2}I_1$$

العالم Boussinesq وجد قانون يقدر قيمة الاجهادات الناتجة عن حمل نقطة.

شروط استخدام القانون:

1. Homogeneous soil.

تربة متجانسة.

2. Elastic soil.

3. Isotropic soil.

المقصود ب Isotropic soil خصائص للتربة لا تتغير وثابتة في جميع التربة وفي مختلف الاتجاهات x / y / z

قيمة I_1 من خلال القانون:

$$I_1 = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left(\left[\frac{r}{z}\right]^2+1\right)^{5/2}}$$

أو من خلال الجدول:

ب قسمة قيمة r/z بوجد قيمة I_1 وتضرب ب P/z^2

Table Variation of I_1 for Various Values of r/z [Eq. (10.14)]

r/z	I_1	r/z	I_1	r/z	I_1
0	0.4775	0.36	0.3521	1.80	0.0129
0.02	0.4770	0.38	0.3408	2.00	0.0085
0.04	0.4765	0.40	0.3294	2.20	0.0058
0.06	0.4723	0.45	0.3011	2.40	0.0040
0.08	0.4699	0.50	0.2733	2.60	0.0029
0.10	0.4657	0.55	0.2466	2.80	0.0021
0.12	0.4607	0.60	0.2214	3.00	0.0015
0.14	0.4548	0.65	0.1978	3.20	0.0011
0.16	0.4482	0.70	0.1762	3.40	0.00085
0.18	0.4409	0.75	0.1565	3.60	0.00066
0.20	0.4329	0.80	0.1386	3.80	0.00051
0.22	0.4242	0.85	0.1226	4.00	0.00040
0.24	0.4151	0.90	0.1083	4.20	0.00032
0.26	0.4050	0.95	0.0956	4.40	0.00026
0.28	0.3954	1.00	0.0844	4.60	0.00021
0.30	0.3849	1.20	0.0513	4.80	0.00017
0.32	0.3742	1.40	0.0317	5.00	0.00014
0.34	0.3632	1.60	0.0200		

أو من خلال chart :

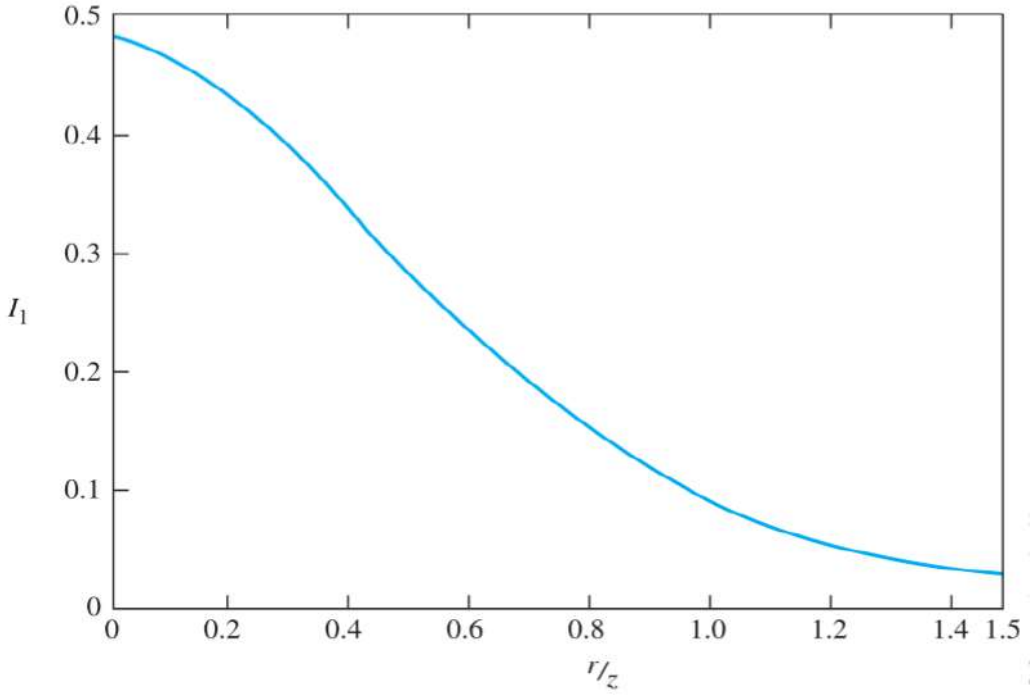
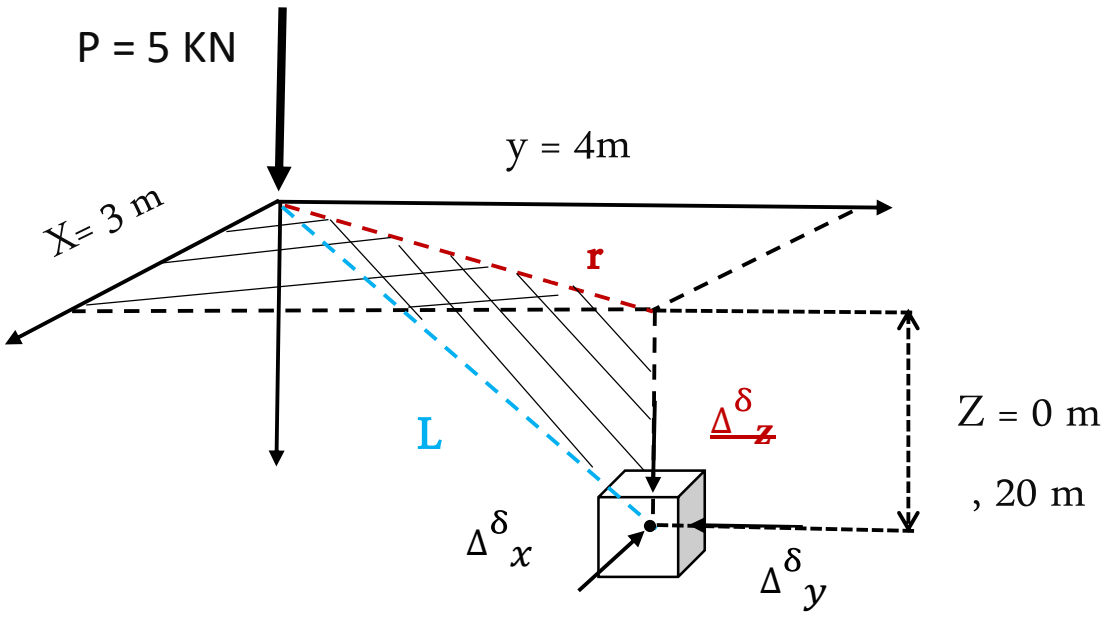


Figure Variation of I_1 with r/z

Example 1: Consider a **point load P = 5 KN**, Calculate the **vertical stress increase** at z = 0 , z = 20m .given x = 3m, y = 4m

Solution:



At z = 0 m

- $r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{3^2 + 4^2} = 5$ m

- $L = \sqrt{r^2 + z^2} = \sqrt{5^2 + 0^2} = 5$ m

باستخدام القانون:

$$- \Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3 \times 5 \times 0^3}{2\pi}\frac{}{5^5} = 0\ KN/m2$$

At z = 20 m

$- r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{3^2 + 4^2} = 5$ m

- $L = \sqrt{r^2 + z^2} = \sqrt{5^2 + 20^2} = 20.62$ m

باستخدام القانون:

$$- \Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3 \times 5 \times}{2\pi}\frac{20^3}{20.62^5} = 0.0051\ KN/m2$$

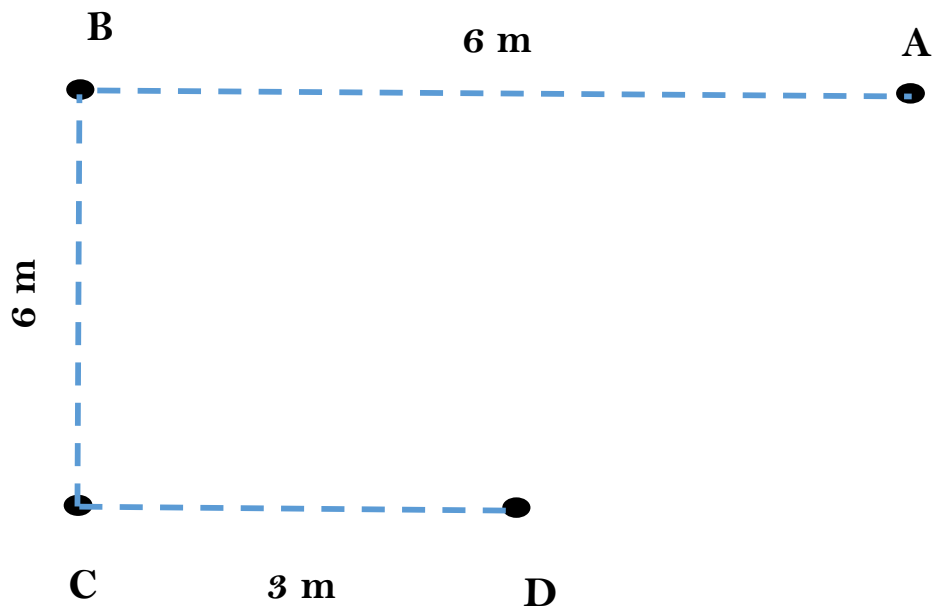
$$- \Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{Z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3 \times 5}{2\pi}\frac{20^3}{(5^2 + 20^2)^{5/2}} = 0.0051 \quad \text{KN/m2}$$

$$- \Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} I_1 = \frac{5}{20^2} \times .4103 = .0051\ \frac{KN}{m2}$$

$$I_1 = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left(\left[\frac{r}{z}\right]^2 + 1\right)^{5/2}} = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left(\left[\frac{5}{20}\right]^2 + 1\right)^{5/2}} = 0.4103$$

Example 2: **Point loads** of magnitude 100, 200, and 400 kN act at B, C, and D, respectively Determine the **increase in vertical stress** at a depth of 6 m below the point A. **Use Boussinesq's equation**

Solution:

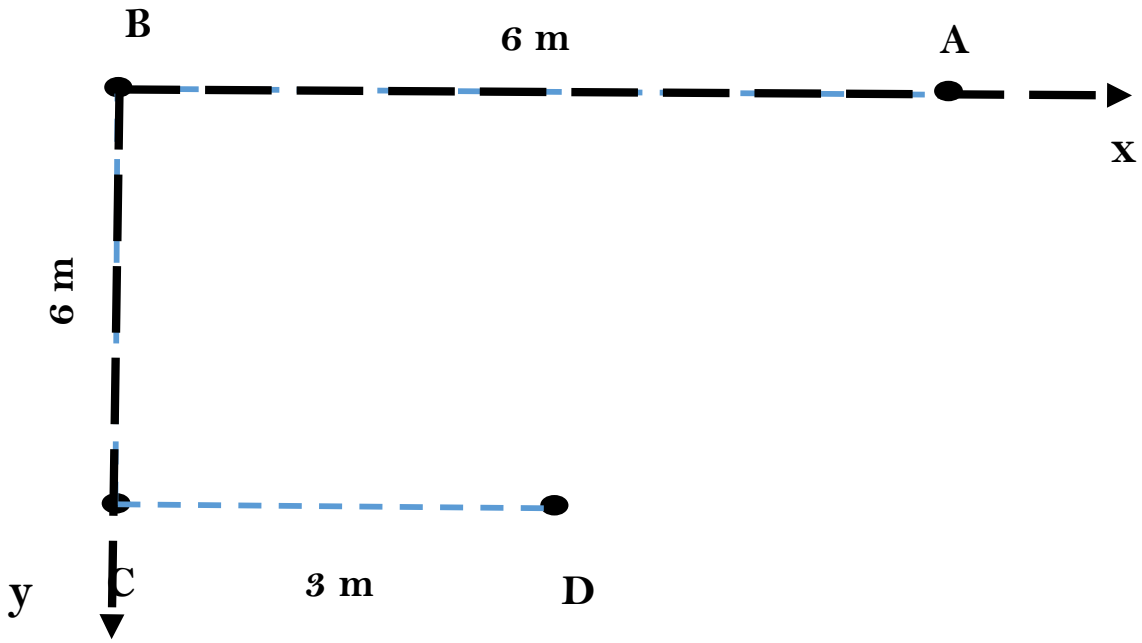


☒ بأسس محاور (x , y) لكل load ونقطة الأصل (origin point) تكون النقطة الموجود عندها load وبطلع احداثيات النقطة A بالنسبة للنقطة الأصل.

☒ بحسب $\Delta\sigma_z$ للكل load لحاله وبالنهاية بجمعهم.

☒ $\Delta\sigma_{z_A} = \Delta\sigma_{z_B} + \Delta\sigma_{z_C} + \Delta\sigma_{z_D}$

P_B



$-r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{6^2 + 0^2} = \mathbf{6\ m}$

$L = \sqrt{r^2 + z^2} = \sqrt{6^2 + 6^2} = \mathbf{8.5\ m}$

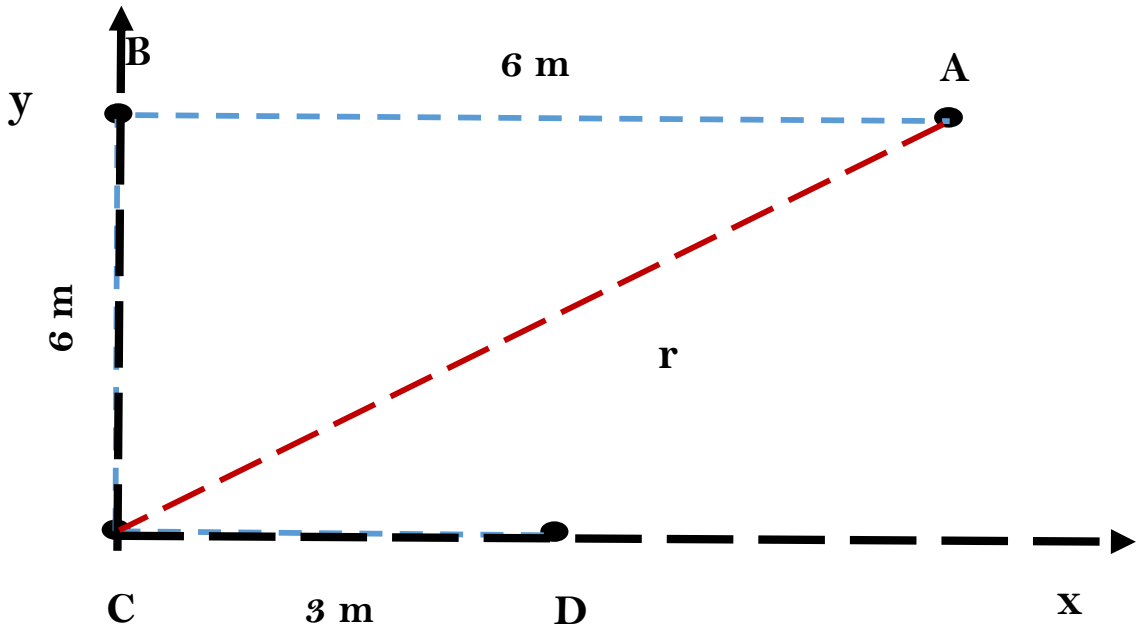
X = 6 m

Y = 0

Z = 6 m

P_B = 100 KN

P_c



X = 6 m

Y = 6 m

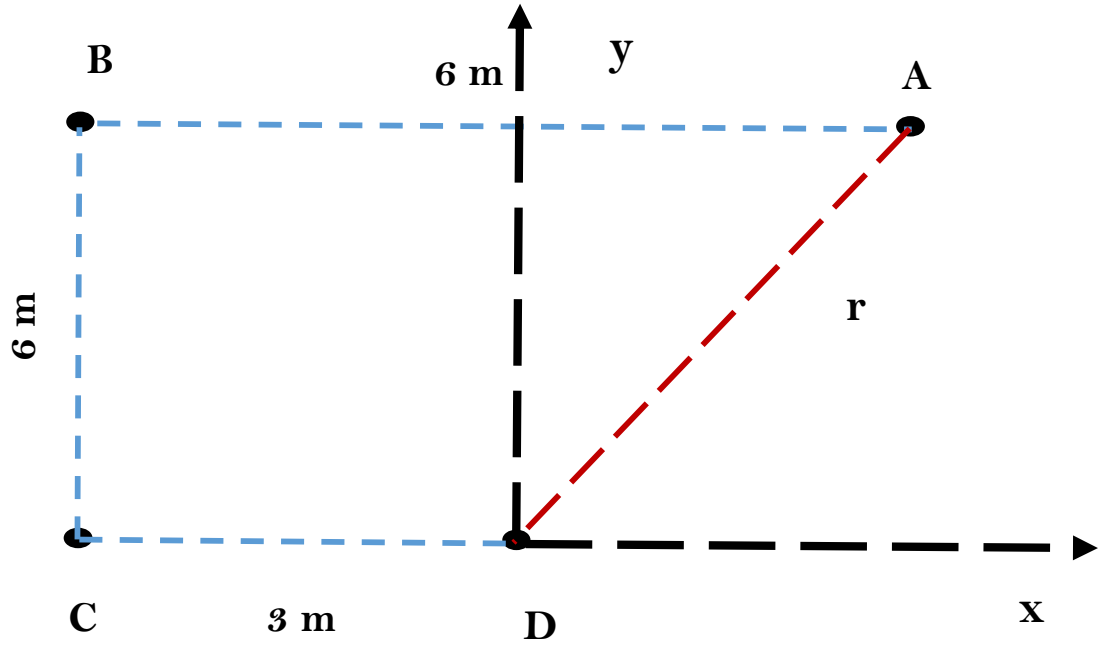
Z = 6 m

P_c = 200 KN

$-r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8.5$ m

-L $= \sqrt{r^2 + z^2} = \sqrt{8.5^2 + 6^2} = 10.4$ m

P_D



$-r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{3^2 + 6^2} = 6.7$ m

-L $= \sqrt{r^2 + z^2} = \sqrt{6.7^2 + 6^2} = 9$ m

X = 3 m

Y = 6 m

Z = 6 m

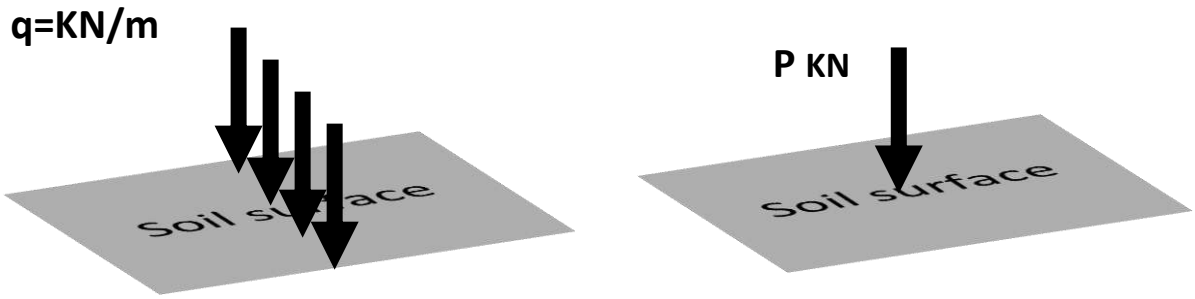
P_D = 400 KN

$$\Delta\sigma_{z_A} = \left[\frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5}\right]_B + \left[\frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5}\right]_C + \left[\frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5}\right]_D$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{3 \times 100}{2\pi}\frac{6^3}{8.5^5} + \frac{3 \times 200}{2\pi}\frac{6^3}{10.4^5} + \frac{3 \times 400}{2\pi}\frac{6^3}{9^5} = 1.1\ KN/m2$$

Vertical Stress Caused by a Vertical Line Load

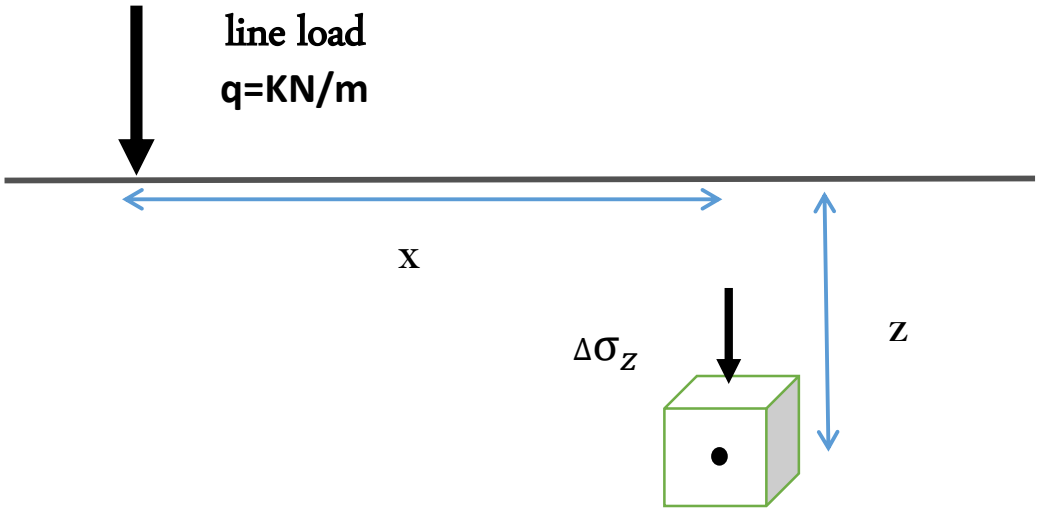
☒ أول أشي لازم نفرق بين **point load** و **line load** .



Line load **Point load**

☒ Line load بيكون الحمل على شكل خط ويقاس ب KN/m.

☒ هاي الرسمة **front view** لحمل line load يبعد مسافة x وعمق z عن النقطة المراد حساب الاجهاد الرأسي عندها.



☒ لحساب $\Delta\sigma_z$:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi\left(x^2+z^2\right)^2} = \frac{2q}{\pi z[(x/z)^2+1]^2}$$

أو من خلال الجدول :

Table 10.2 Variation of $\Delta\sigma_z/(q/z)$ with x/z [Eq. (10.16)]

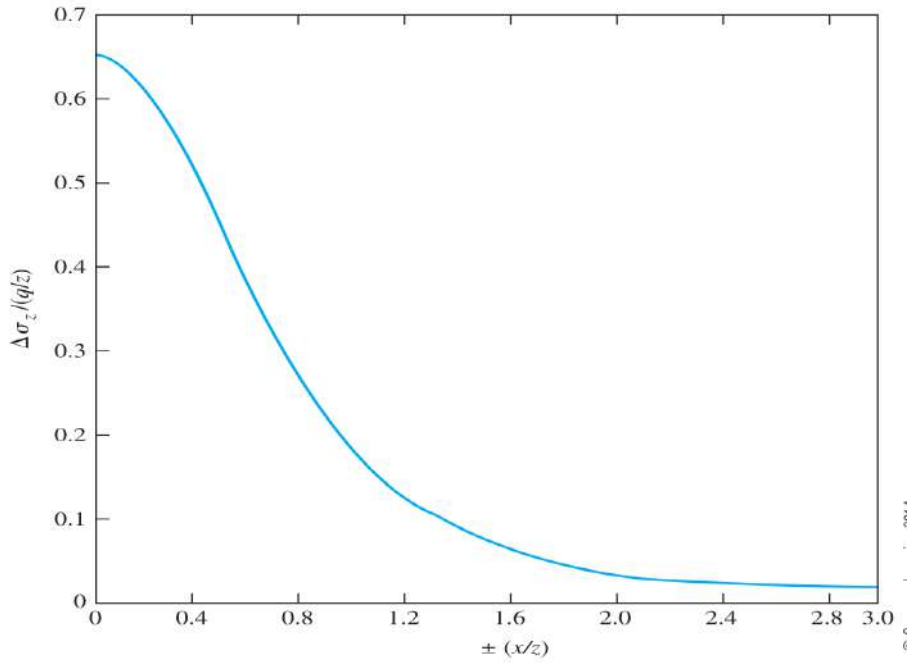
x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$	x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$
0	0.637	1.3	0.088
0.1	0.624	1.4	0.073
0.2	0.589	1.5	0.060
0.3	0.536	1.6	0.050
0.4	0.473	1.7	0.042
0.5	0.407	1.8	0.035
0.6	0.344	1.9	0.030
0.7	0.287	2.0	0.025
0.8	0.237	2.2	0.019
0.9	0.194	2.4	0.014
1.0	0.159	2.6	0.011
1.1	0.130	2.8	0.008
1.2	0.107	3.0	0.006

من خلال الجدول النسبة بين x/z تساوي $\frac{\Delta\sigma z}{\left(\frac{q}{z}\right)}$ بيضل

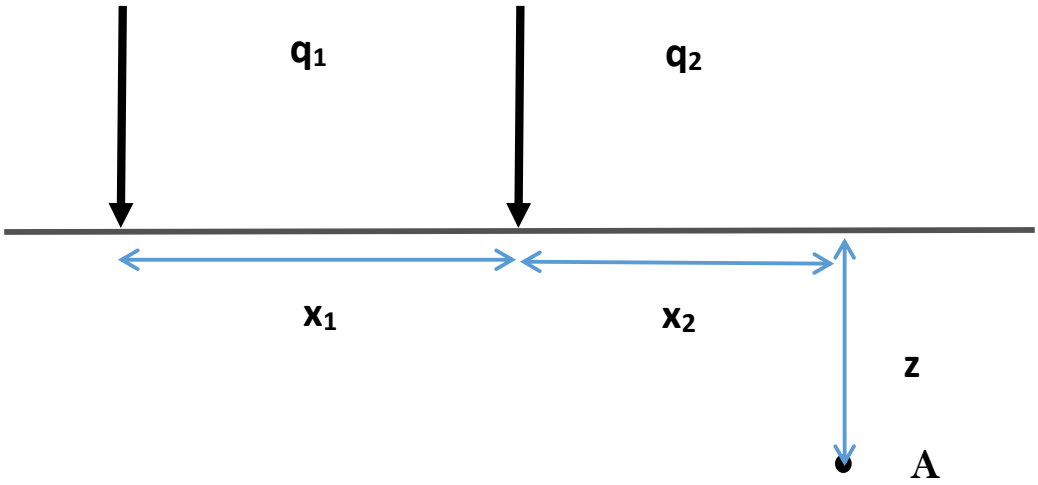
$$\frac{x}{z} = \frac{\Delta\sigma_z}{\left(\frac{q}{z}\right)}$$

المجهول الوحيد $\Delta\sigma z$

أو من خلال ال chart :



Example 1 two line load , Determine **increase of vertical stress** $\Delta\sigma z$, at point A with the following values: q_1 = 15 KN/m , q_2 = 7.5 KN/m , x_1 =5 m , x_2 = 5 m , z = 4 m .



$$\Delta\sigma z_1 = \frac{2q_1 z^3}{\pi(x_1{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 15 \times 4^3}{\pi(10^2 + 4^2)^2} = \mathbf{0.04542}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\Delta\sigma z_2 = \frac{2q_2 z^3}{\pi(x_2{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 7.5 \times 4^3}{\pi(5^2 + 4^2)^2} = \mathbf{0.1818}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\Delta\sigma z = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 = 0.04542 + 0.1818$$
$$= \mathbf{0.22722}\ \boldsymbol{KN/m^2}$$

Example 2 : For the same line loads given in example , determine the **vertical stress increase,** $\Delta\sigma z$, at a point located 4 m below the line load q2 .

$$\Delta\sigma z_1 = \frac{2q_1 z^3}{\pi(x_1{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 15 \times 4^3}{\pi(5^2 + 4^2)^2} = \mathbf{0.3636}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\Delta\sigma z_2 = \frac{2q_2 z^3}{\pi(x_2{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 7.5 \times 4^3}{\pi(0^2 + 4^2)^2} = \mathbf{1.1937}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\Delta\sigma z = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 = 0.3636 + 1.1937 = \mathbf{1.5573\ KN/m^2}$$

Example 3 : For the same line loads given in example , Given q_1 = 13.6 KN/m , q_2 = ?? KN/m , x_1 = 4.3 m , x_2 = 1.5 m , z = 1.8 m , **If the vertical stress increase at point A due to the loading is 2.3 KN/m², determine the magnitude of q1.**

$$\Delta\sigma z_1 = \frac{2q_1 z^3}{\pi(x_1{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 13.6 \times 1.8^3}{\pi(5.8^2 + 1.8^2)^2} = \mathbf{0.03712}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

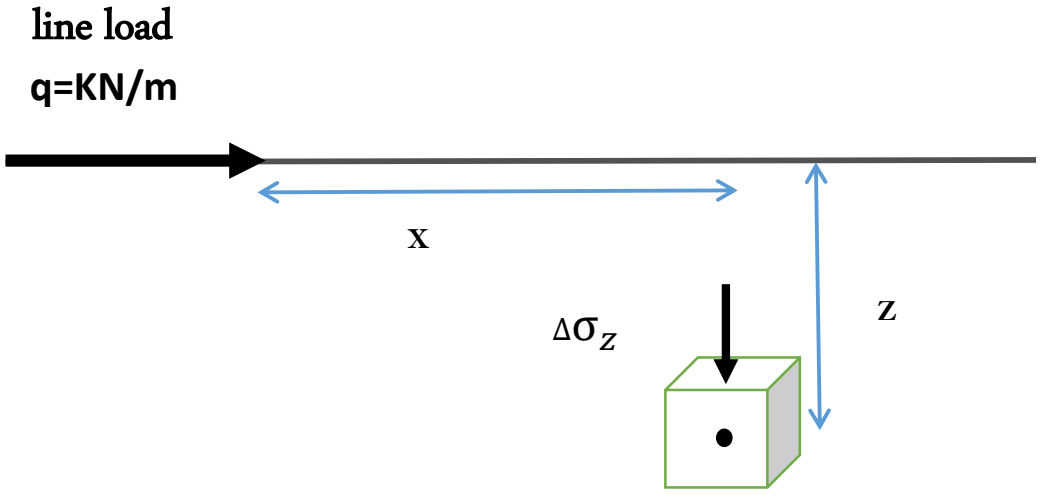
$$\Delta\sigma z_2 = \frac{2q_2 z^3}{\pi(x_2{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times q_2 \times 1.8^3}{\pi(1.5^2 + 1.8^2)^2} = \mathbf{0.1232}\boldsymbol{q_2}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\Delta\sigma z = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2$$

$$2.3 = 0.03712 + 0.1232q_2 \qquad \boldsymbol{q_2 = 18.37\ KN}$$

Vertical Stress Caused by a Horizontal Line Load

☒ اذ كان line load في حالة أفقية فهو يسبب زيادة في الاجهاد الرأسي.



☒ يحسب الأجهاد الراسي $\Delta\sigma z$ طريق القانون الاتي :

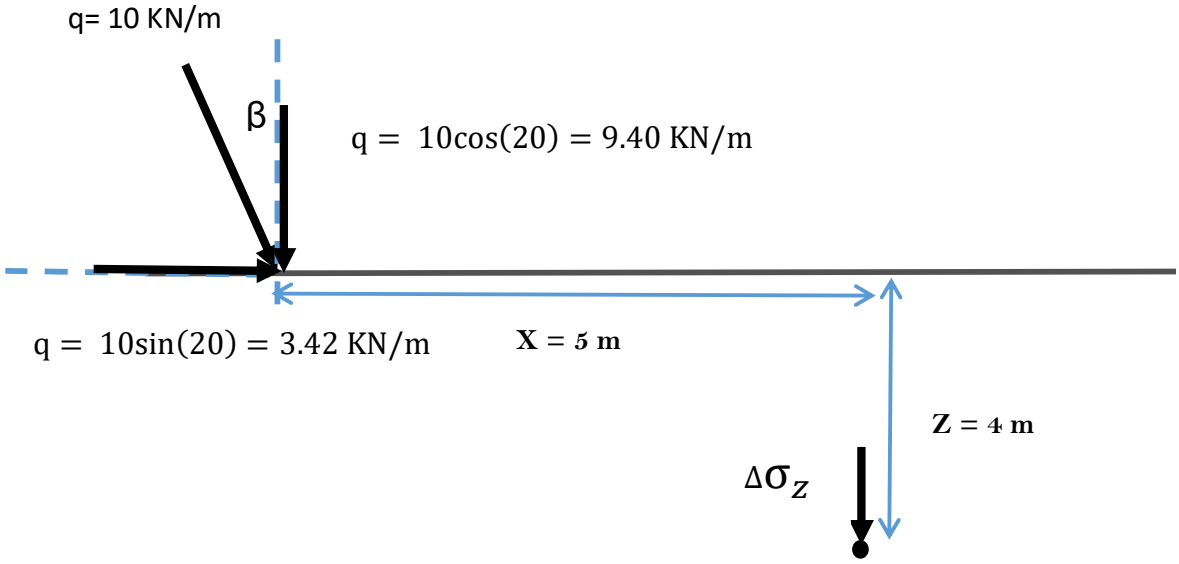
$$\Delta\sigma z = \frac{2q}{\pi}\frac{xz^2}{[x^2+z^2]^2}$$

Table 10.3 Variation of $\Delta\sigma_z/(q/z)$ with x/z

x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$	x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$
0	0	0.7	0.201
0.1	0.062	0.8	0.189
0.2	0.118	0.9	0.175
0.3	0.161	1.0	0.159
0.4	0.189	1.5	0.090
0.5	0.204	2.0	0.051
0.6	0.207	3.0	0.019

© Cengage Learning 2014

Example 1: An **inclined line load** with a magnitude of 10 kN/m . **Determine the increase of vertical stress $\Delta\sigma z$** at point A due to the line load. Assume $\beta = 20$



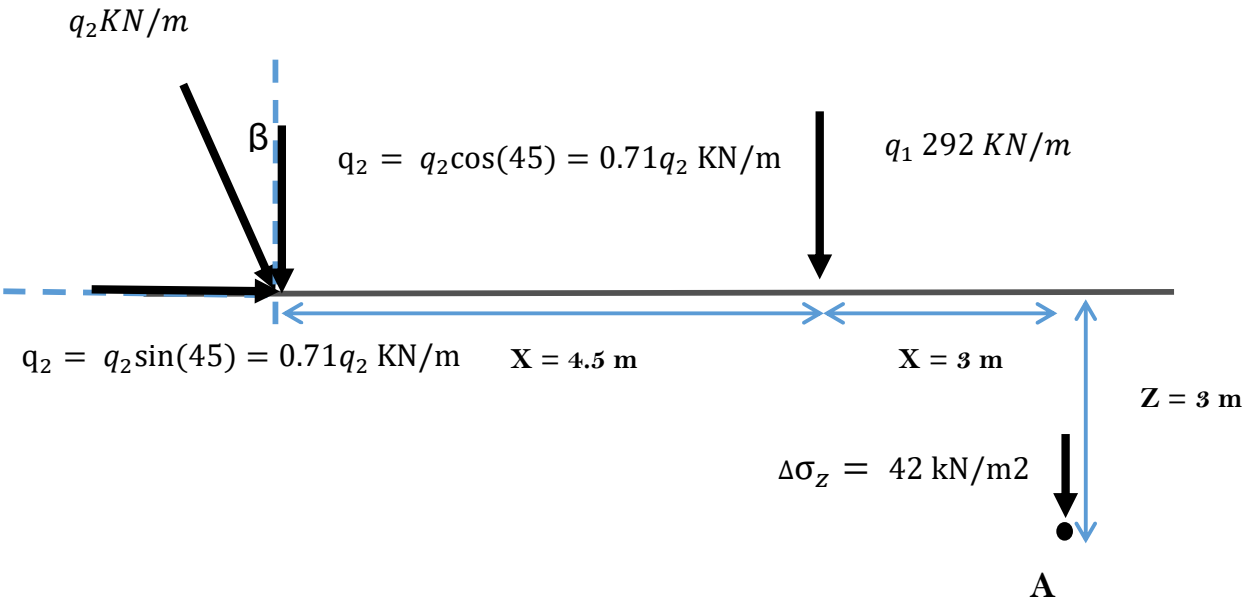
☒ أول اشي منحلل القوى المايلة وبينتج عنا **vertical line load** و **Horizontal line load** ولكل قوى له قانون لحساب الزيادة في الأجهاد الرأسي.

$$\Delta\sigma z_V = \frac{2qz^3}{\pi(x_1{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 9.4 \times 4^3}{\pi(5^2 + 4^2)^2} = \mathbf{0.2278}\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\Delta\sigma z_H = \frac{2q}{\pi}\frac{xz^2}{[x^2 + z^2]^2} = \frac{2 \times 3.42}{\pi}\frac{5 \times 4^2}{[5^2 + 4^2]^2} = \mathbf{0.104}\frac{\mathbf{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\Delta\sigma z = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 = 0.2278 + 0.104 = \mathbf{0.3318}\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

Example 2: Due to application of line loads q1 and q2, **the vertical stress increase at point A is 42 kN/m2**. **Determine the magnitude of q2** Assume $\beta = 45$



q_1

$$\Delta\sigma z = \frac{2q_1z^3}{\pi(x_1{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 292 \times 3^3}{\pi(3^2 + 3^2)^2} = \mathbf{15.5}\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

q_2

$$\Delta\sigma z_V = \frac{2qz^3}{\pi(x_1{}^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 0.71q_2 \times 3^3}{\pi(7.5^2 + 3^2)^2} = 2.9 \times 10^{-3} q_2 \frac{KN}{m^2}$$

$$\Delta\sigma z_H = \frac{2q}{\pi} \frac{xz^2}{[x^2 + z^2]^2} = \frac{2 \times 0.71q_2}{\pi} \frac{7.5 \times 3^2}{[7.5^2 + 3^2]^2}$$

$$= \mathbf{7.2 \times 10^{-3} q_2 \frac{KN}{m2}}$$

$$\Delta\sigma z = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_V + \Delta\sigma z_H$$

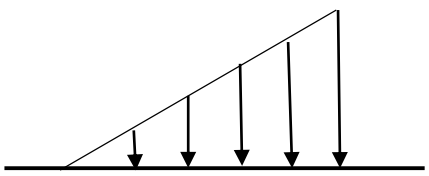
$$42 = 15.5 + 2.9 \times 10^{-3} q_2 + 7.2 \times 10^{-3} q_2$$

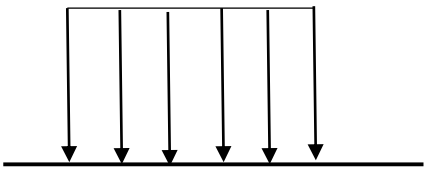
$$\boldsymbol{q_2 = 2623.76\ KN/m2}$$

Vertical Stress Due to Embankment Loading

☒ في هاد الموضوع راح نتعلم نحسب الأجهاد الرأسي الناتج من التربة التي تضاف في **عمليات الردم (Fill)** لرفع مستوى الشارع الى المستوى المطلوب.

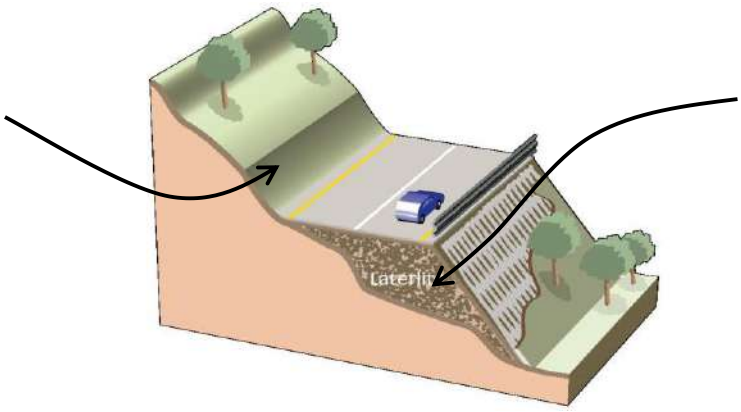
☒ من الستاتيكا بحب أذكركم أنو الاحمال في منها أحمال منتظمة ومنها أحمال مثلثية , فقد يأتي الحمل الناتج من **embankment** **حمل منتظم** أو **حمل مثلثي**.





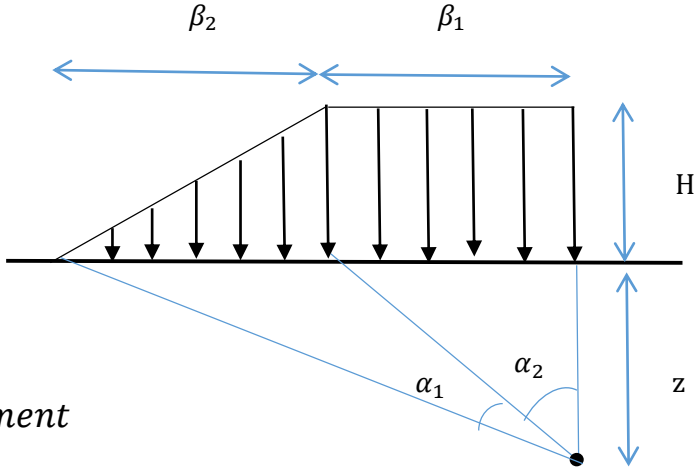
في أعمال الطرق لنجعل الطريق على مستوى موحد يجب **قص و ردم (Cut && Fill)** بعض المناطق كما في الصورة

هاد عبارة عن جبل في المنطقة هون احتجنا لعملية قص (Cut) في الجبل لنجعل الطريق مستقيم.



في المنطقة هون احتجنا لعملية ردم (Fill) في الجبل لنجعل الطريق مستقيم.

وفي طرق يجب ردمها بالكامل للوصول الى المستوى المطلوب كما في الصورة ادناه و الحمل الناتج من الردم سوف نتعلم حسابه و يتم الردم على شكل شبه منحرف لضمان تثبت التربة التي تكون اسفل الطريق وضمان عدم انهيارها جانبا:



$$q = \gamma H$$

$$\gamma = unit\ weight\ of\ the\ embankment$$

$$H = height\ of\ the\ embankment$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right]$$

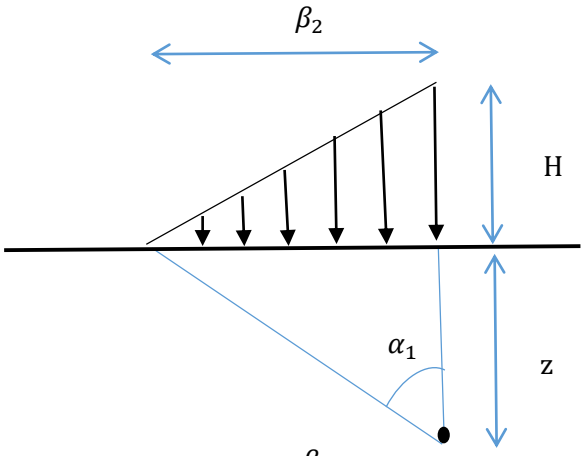
$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right)$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right)$$

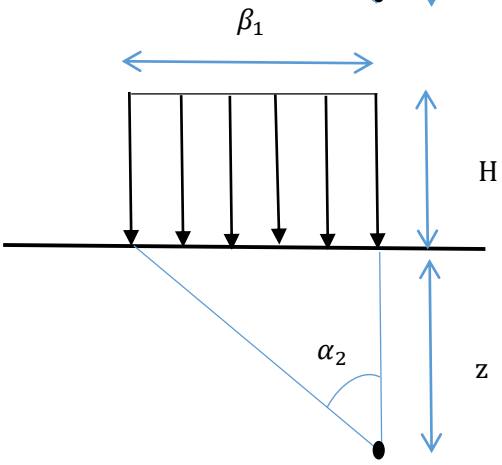
- لو افترضت عندك منشئة ثقلية موضوعة على تربة وليكن سد سوف يؤثر على التربة ب حمل منتظم او حمل مثلثي او الاثنين معا.
- **القانون يطبق فقط في حال كانت النقطة المطلوب حساب الأجهاد الرأسي عليها على (حافة) corner الحمل فقط.**
- لا يصلح هذا القانون لحساب **حمل منتظم لوحده بدون حمل مثلثي مجاور له** ولكن يصلح لحساب **حمل مثلثي لوحده بدون حمل منتظم مجاور له.**
- قانون حساب الزوايا يخرج الزاوية ب degree ، لازم تحولها ل radian عن طريق ضرب الناتج من القانون ب $\frac{\pi}{180}$ وتعوضها ب قانون $\Delta\sigma z$.

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right)$$



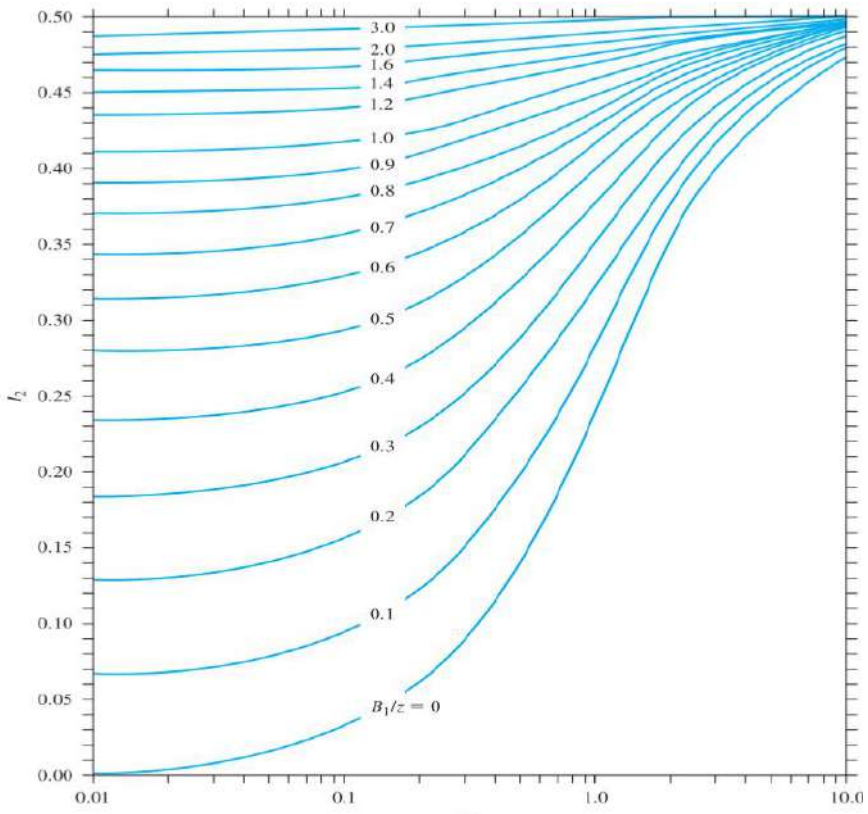
لا يصلح استخدام القانون في هذه الحالة.



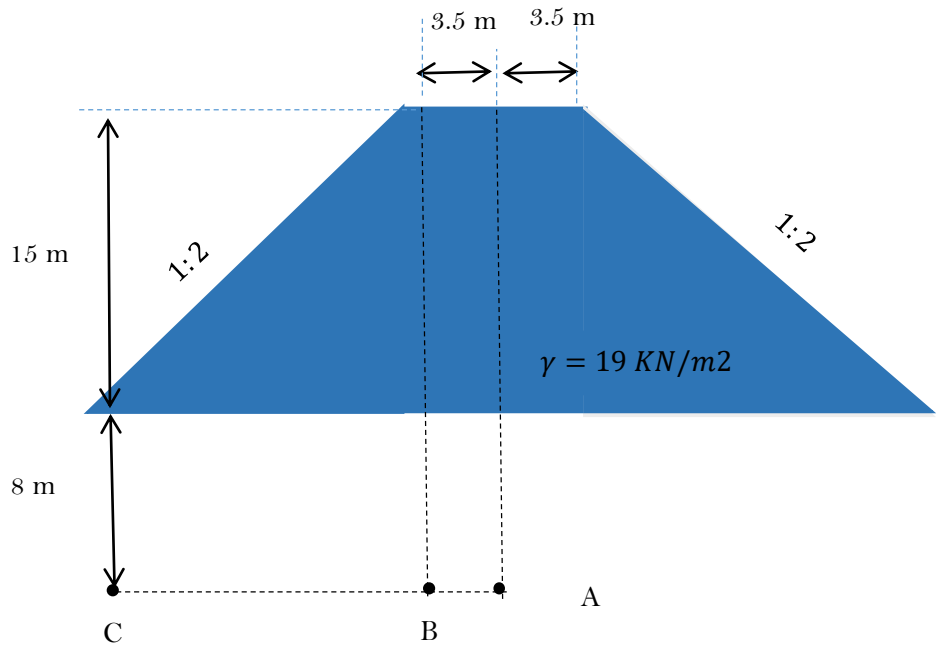
ويمكن حساب الأجهاد الرأسي من خلال chart:

$$\Delta\sigma_z = qI_2$$

Where I_2, function of B1/z and B2/z



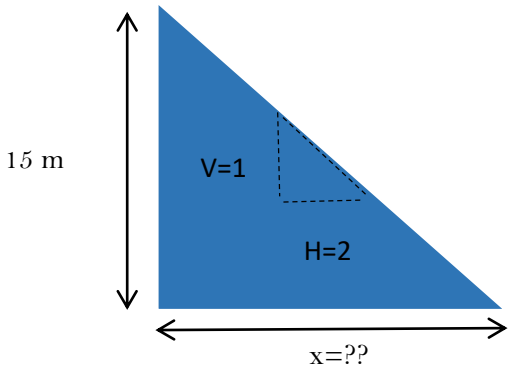
Example 1: For the embankment loading, **determine the vertical stress increases** at points A, B, and C.



☒أول اشي بالسؤال معطيني الميل بصيغة **V: H** فبحوله لمثلث صغير مشان اعمل تشابه مثلثات و أوجد أطوال قاعدة المثلثين الي عندي ولأنه كل مثلث له نفس الميل راح احسب لمثلث واحد فقط والثاني مثله.

$$\frac{15}{x} = \frac{1}{2}$$

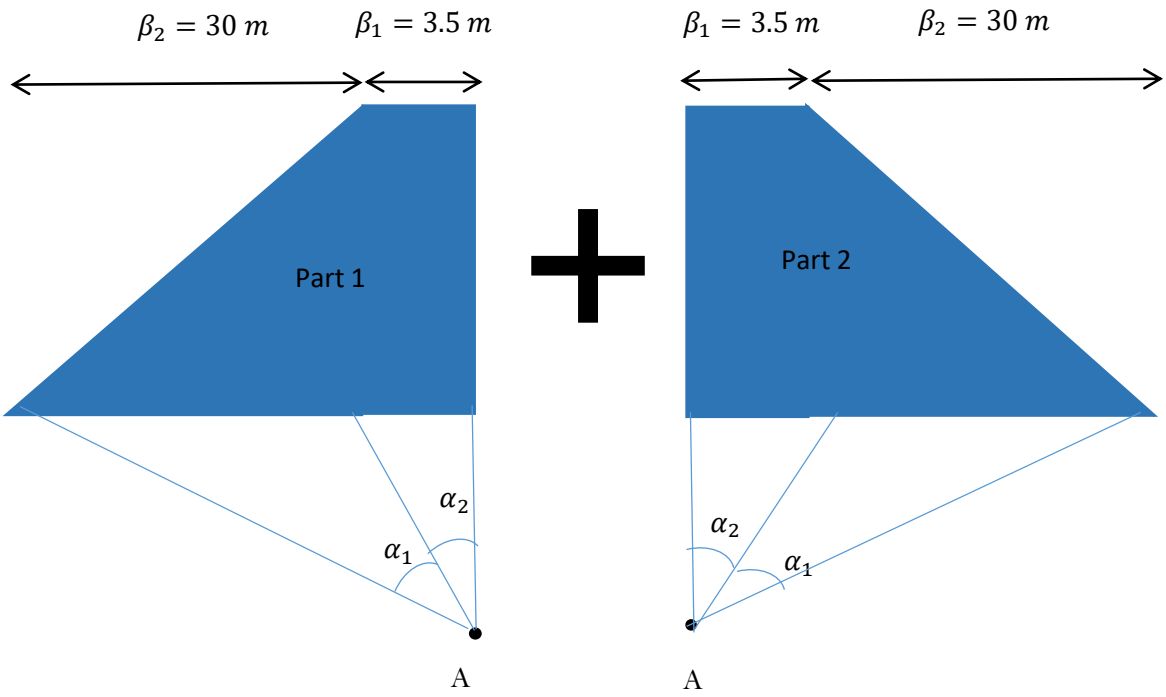
X=30 m



☒لحساب الزيادة في الاجهاد الرأسي قلنا أنو شرط تكون النقطة على حافة الحمل ولكن في السؤال النقطة A في منتصف الحمل وكذلك النقطة B/C ليسو على حافة الحمل و هون في هاي الحالة لازم اقسم الشكل و يكون حافة كل جزء تحت النقطة مباشرة.

Point A

هون قسمت الحمل بحيث تكون النقطة المراد حساب $\Delta\sigma_z$ على حافة الحمل ونحسب $\Delta\sigma_z$ لكل جزء لوحده ثم بجمعهم , لكن بما انو الميل متساوي والنقطة A في المنتصف الشكل من اليمين نفس الشكل من اليسار لذلك راح احسب لجزء واضرب ب 2



$$q = \gamma H = 19 \times 15 = \mathbf{285\ KN/m^2}$$

Part 1

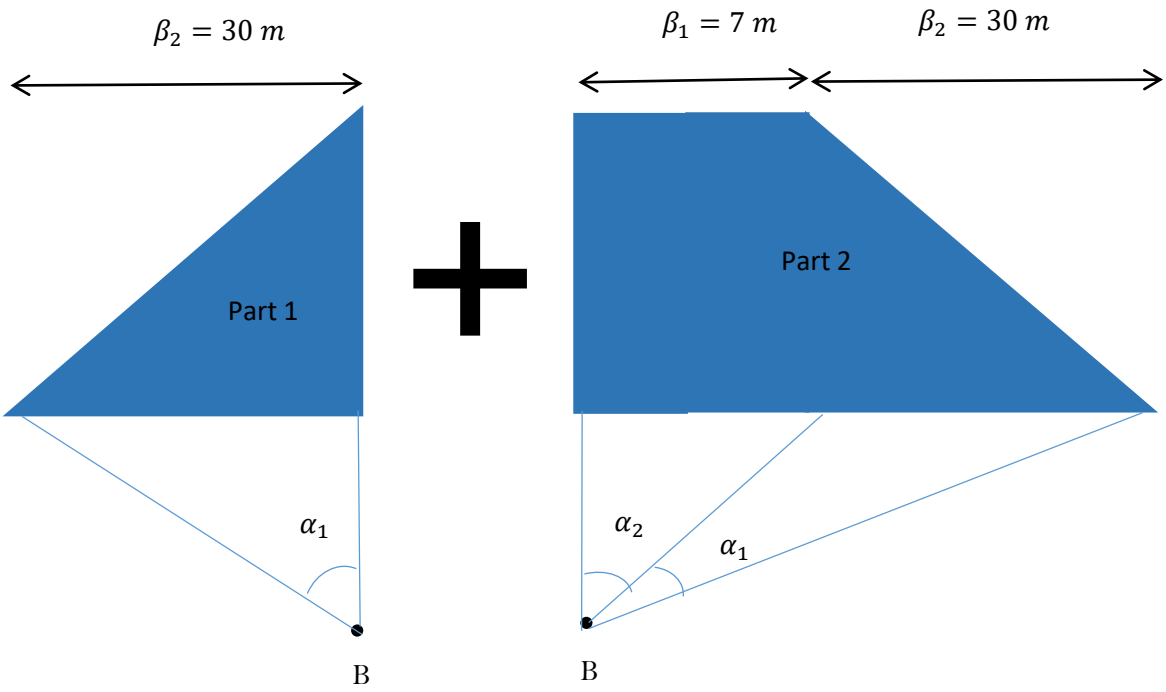
$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{3.5+30}{8}\right) - tan^{-1}\left(\frac{3.5}{8}\right) = 52.94 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.92}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{3.5}{8}\right) = 23.63 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.41}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{285}{\pi}\left[\left(\frac{3.5+30}{30}\right)(0.92+0.41) - \frac{3.5}{30}(0.41)\right]$$
$$= \mathbf{130.40\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = 2 \times 130.34 = \mathbf{260.78\ KN/m^2}$$

Point B



$$q = \gamma H = 19 \times 15 = 285\ KN/m2$$

Part 1

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{30}{8}\right) = 75.1 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{1.31}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} = \frac{285 \times 1.31}{\pi} = \mathbf{118.84 KN/m^2}$$

Part 2

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1 + \beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{7+30}{8}\right) - tan^{-1}\left(\frac{7}{8}\right) = 36.61 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.64}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{7}{8}\right) = 41.19 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.72}$$

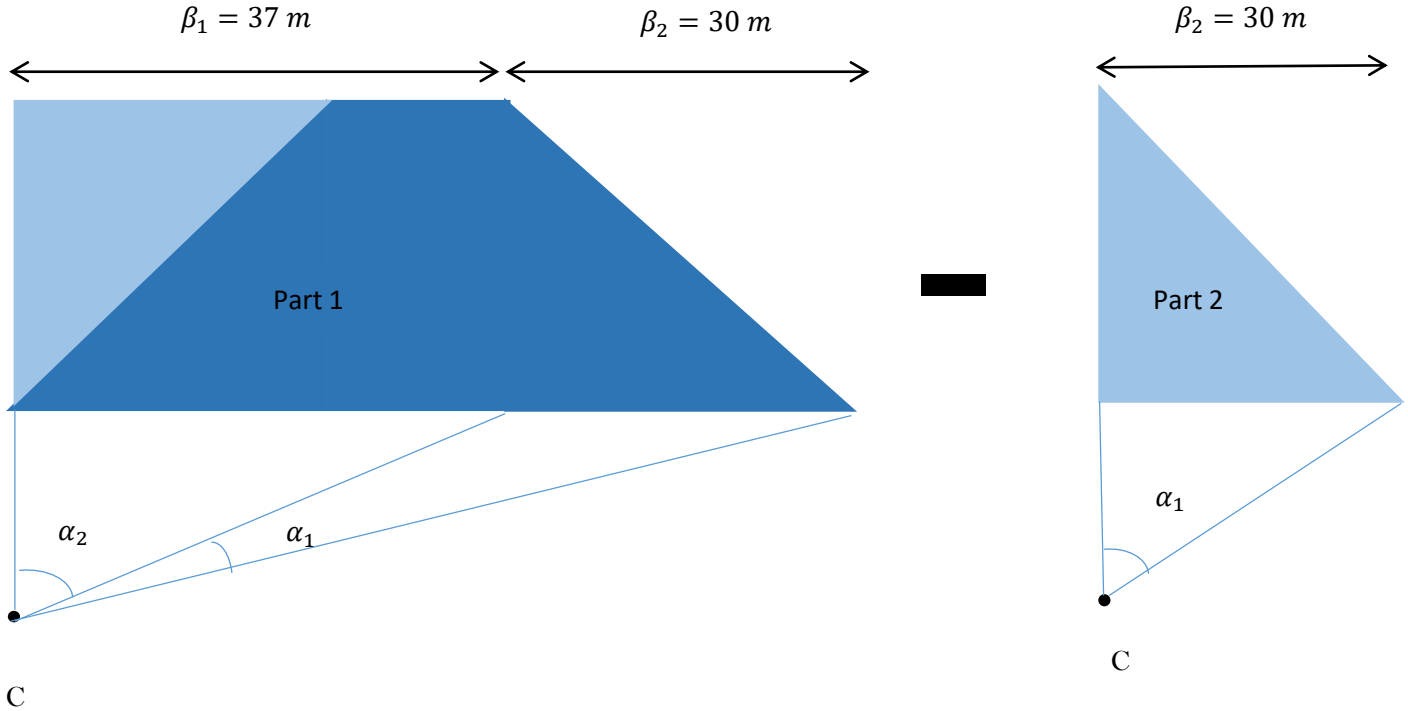
$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{285}{\pi}\left[\left(\frac{7+30}{30}\right)(0.64+0.72) - \frac{7}{30}(0.72)\right]$$
$$= \mathbf{136.92\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 = 118.84 + 136.92 = \mathbf{255.76\ KN/m^2}$$

Point C

هون النقطة c على حافة الحمل صحيح ولكن ليس من الحافة التي تتشكل عندها الزوايا α_1 و α_2 لذلك يتم إضافة مثلث وطرحه أو إضافة متوازي مستطيلات وطرحه حسب الحالة حتى تتوفر الشروط.

$$q = \gamma H = 19 \times 15 = \mathbf{285\ KN/m^2}$$



Part 1

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{37+30}{8}\right) - tan^{-1}\left(\frac{37}{8}\right) = 5.39 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.094}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{37}{8}\right) = 77 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{1.36}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{285}{\pi}\left[\left(\frac{37+30}{30}\right)(0.094+1.36) - \frac{37}{30}(1.36)\right]$$
$$= \mathbf{142.42\ KN/m^2}$$

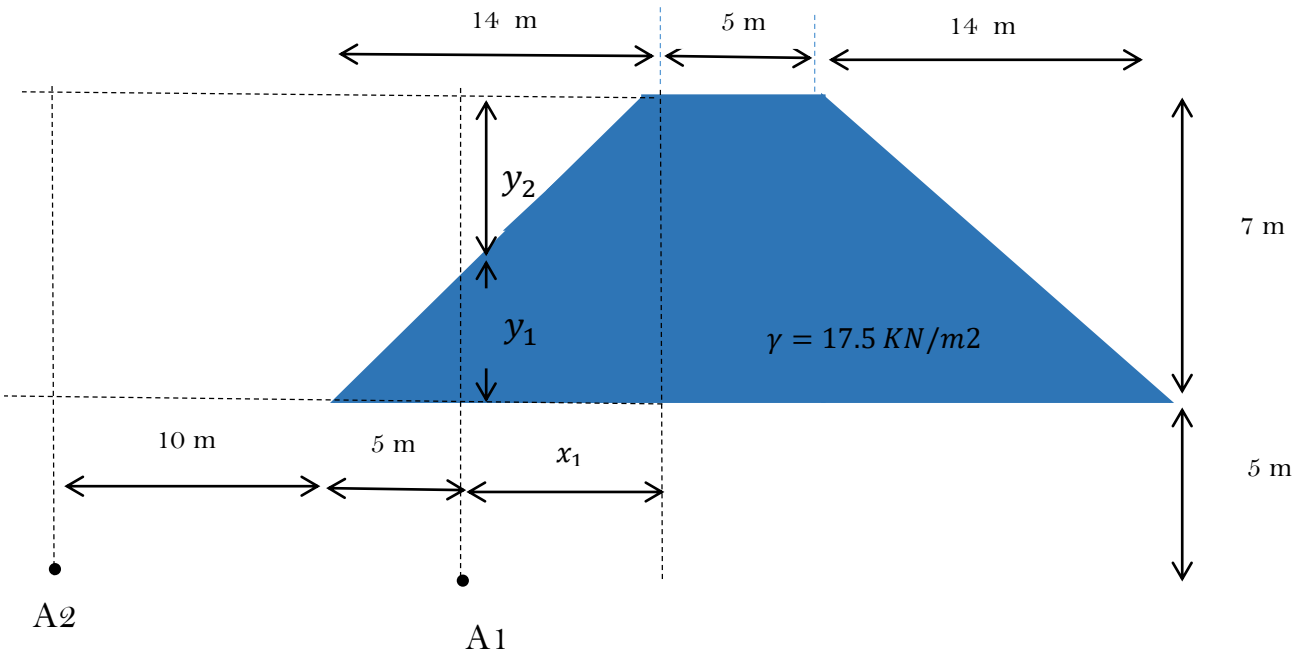
Part 2

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{30}{8}\right) = 75.1 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{1.31}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} = \frac{285 \times 1.31}{\pi} = \mathbf{118.84 KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 - \Delta\sigma z_2 = 142.42 - 118.84 = \mathbf{23.6\ KN/m^2}$$

Example 2: Determine the **stress increase under the embankment** at points A1 and A2

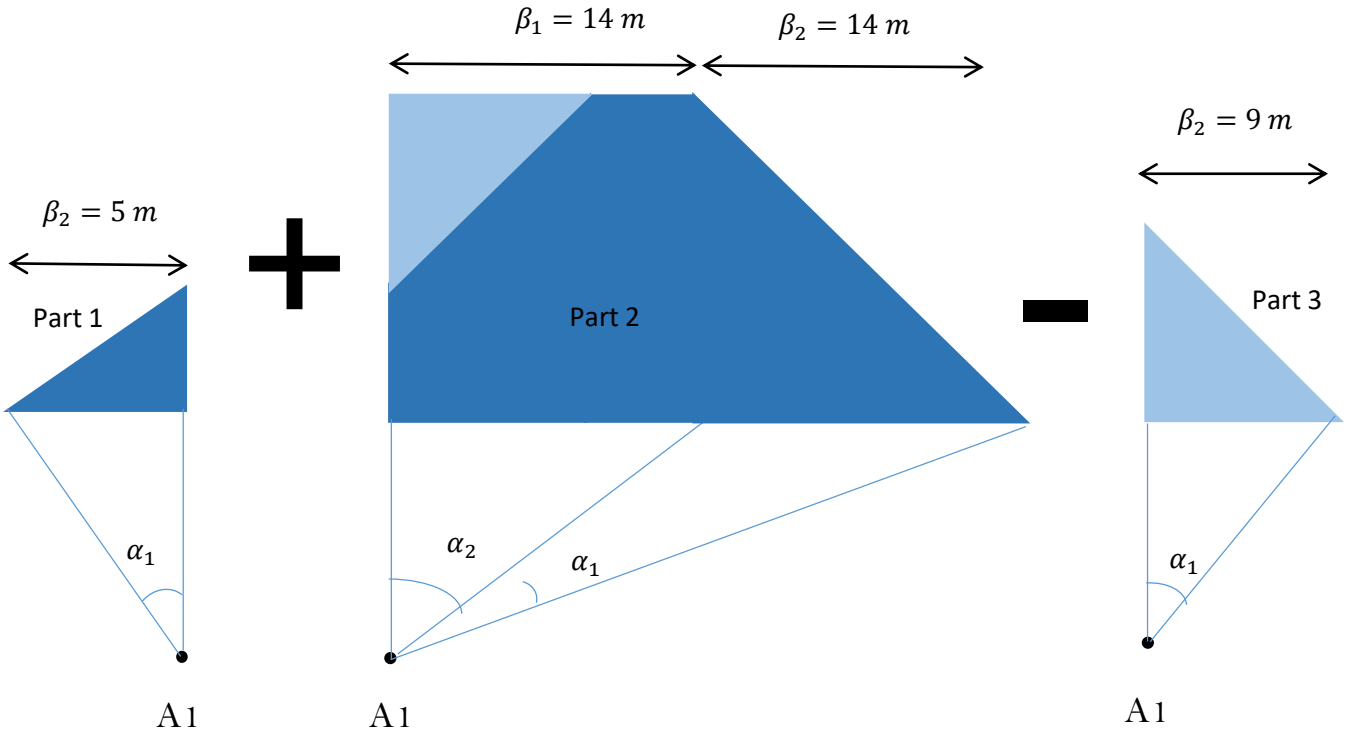


$\frac{7}{14} = \frac{x}{5}$ $y_1 = 2.5\ m$

$y_2 = 7 - 2.5 =$

$x_1 = 14 - 5 =$

Point A1



Part 1

$$q = \gamma H = 17.5 \times 2.5 = \mathbf{43.75\ KN/m^2}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{5}{5}\right) = 45 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.79}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} = \frac{43.75 \times 0.79}{\pi} = \mathbf{10.94\ KN/m^2}$$

Part 2

$$q = \gamma H = 17.5 \times 7 = \mathbf{122.5\ KN/m^2}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1 + \beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{14+14}{5}\right) - tan^{-1}\left(\frac{14}{5}\right) = 9.53 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.166}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{14}{5}\right) = 70.35 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{1.23}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{122.5}{\pi}\left[\left(\frac{14+14}{14}\right)(0.166+1.23) - \frac{14}{14}(1.23)\right]$$
$$= \mathbf{60.91KN/m^2}$$

Part 3

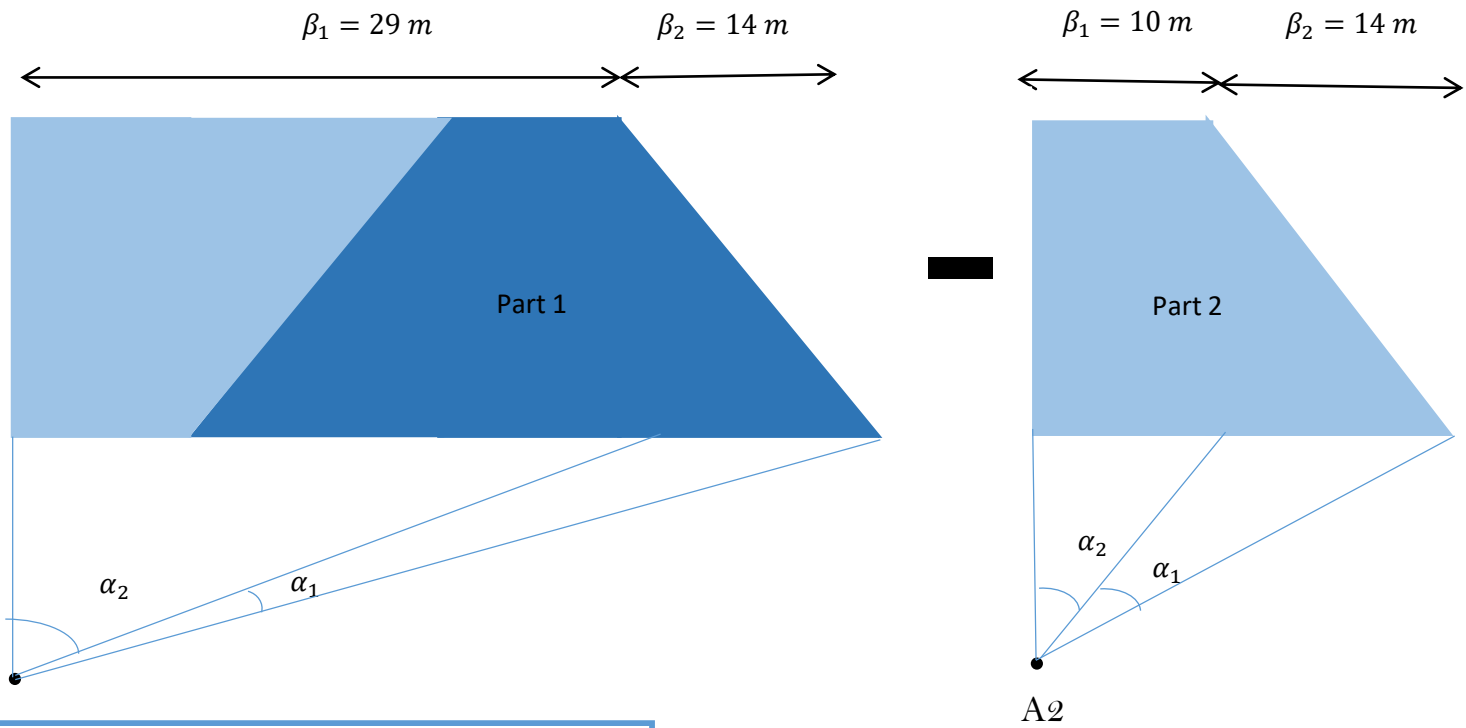
$$q = \gamma H = 17.5 \times 4.5 = \mathbf{78.75\ KN/m^2}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{9}{5}\right) = 60.95 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{1.06}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} = \frac{78.75 \times 1.06}{\pi} = \mathbf{26.57KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 - \Delta\sigma z_3 = 10.94 + 60.91 - 26.57 = \mathbf{45.28\ KN/m2}$$

Point A2



$$q = \gamma H = 17.5 \times 7 = \mathbf{122.5\ KN/m^2}$$

Part 1

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{29+14}{5}\right) - tan^{-1}\left(\frac{29}{5}\right) = 3.15 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.055}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{29}{5}\right) = 80.22 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{1.4}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{122.5}{\pi}\left[\left(\frac{29+14}{14}\right)(0.055+1.4) - \frac{29}{14}(1.4)\right]$$
$$= \mathbf{61.2\ KN/m^2}$$

Part 2

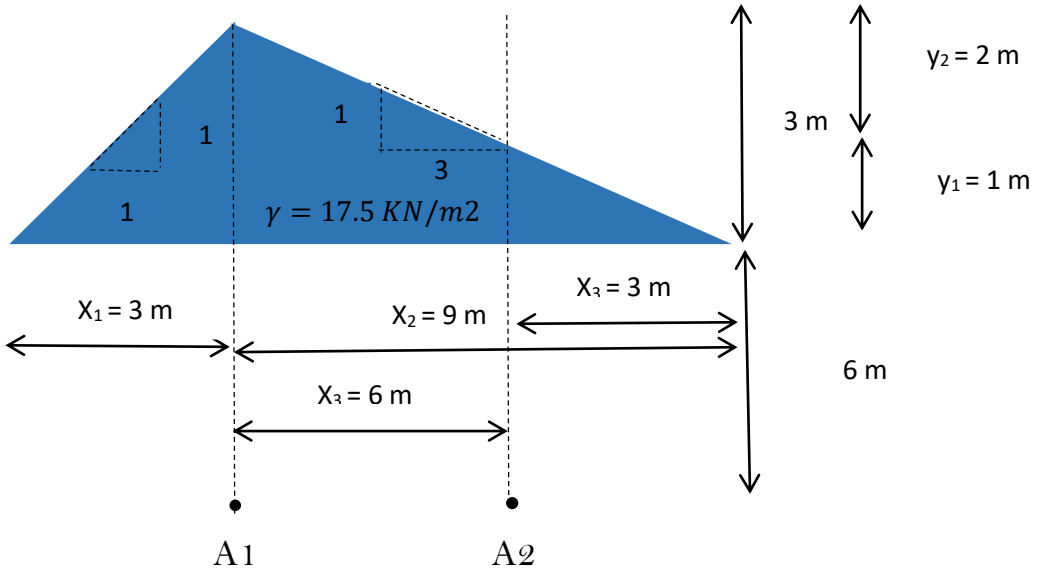
$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{10+14}{5}\right) - tan^{-1}\left(\frac{10}{5}\right) = 14.80 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.258}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{10}{5}\right) = 63.43 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{1.11}$$

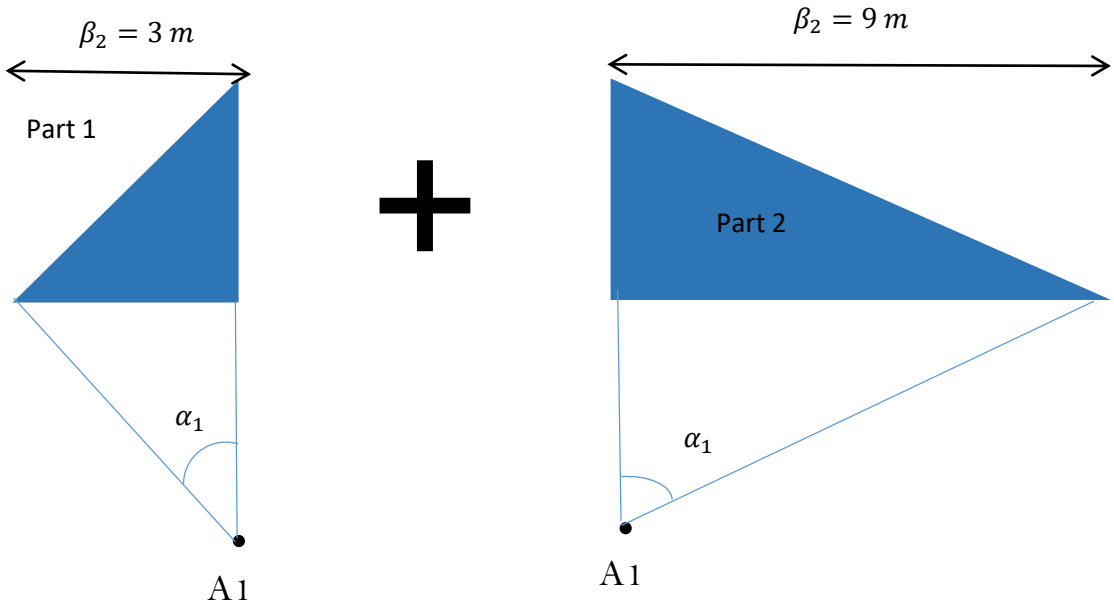
$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{122.5}{\pi}\left[\left(\frac{10+14}{14}\right)(0.258+1.11) - \frac{10}{14}(1.11)\right]$$
$$= \mathbf{60.53\ KN/m2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 - \Delta\sigma z_2 = 61.2 - 60.53 = \mathbf{0.67\ KN/m^2}$$

Example 2: Determine the **stress increase under the embankment** at points A1 and A2.



Point A1



Part 1

$$q = \gamma H = 17.5 \times 3 = \mathbf{52.5\ KN/m^2}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{3}{6}\right) = 26.57 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.46}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} = \frac{52.5 \times 0.46}{\pi} = \mathbf{7.69\ KN/m^2}$$

Part 2

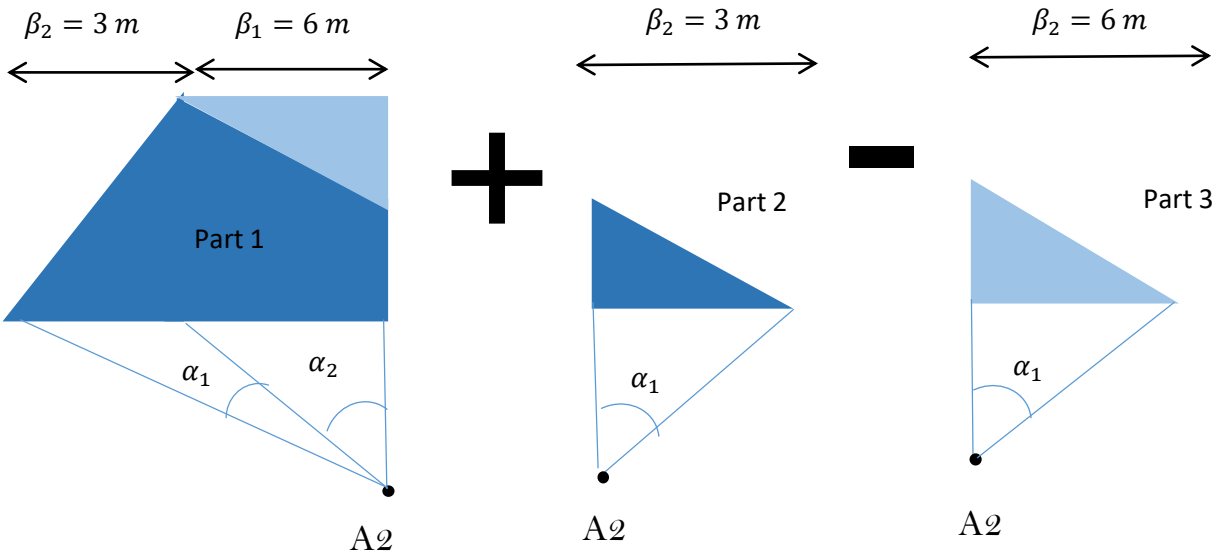
$$q = \gamma H = 17.5 \times 3 = \mathbf{52.5\ KN/m^2}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{9}{6}\right) = 56.31 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.98}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} = \frac{52.5 \times 0.98}{\pi} = \mathbf{16.4\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 = 7.69 + 16.4 = \mathbf{24.09\ KN/m^2}$$

Point A2



Part 1

$$q = \gamma H = 17.5 \times 3 = \mathbf{52.5\ KN/m^2}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1 + \beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{6+3}{6}\right) - tan^{-1}\left(\frac{6}{6}\right) = 11.31 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.197}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{6}{6}\right) = 45 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.79}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1 + \beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{52.5}{\pi}\left[\left(\frac{6+3}{3}\right)(0.197 + 0.79) - \frac{6}{3}(0.79)\right]$$
$$= \mathbf{23.1\ KN/m^2}$$

Part 2

$$q = \gamma H = 17.5 \times 1 = \mathbf{17.5\ KN/m^2}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{3}{6}\right) = 26.57 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.46}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} = \frac{17.5 \times 0.46}{\pi} = \mathbf{2.56\ KN/m^2}$$

Part 3

$$q = \gamma H = 17.5 \times 2 = \mathbf{35\ KN/m^2}$$

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_2}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{6}{6}\right) = 45 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.79}$$

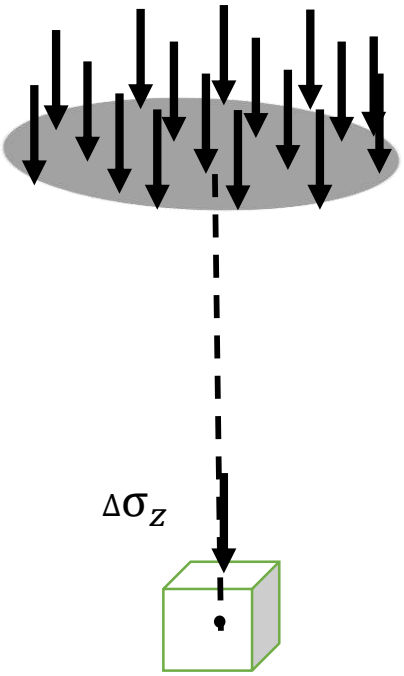
$$\Delta\sigma z = \frac{q\alpha_1}{\pi} = \frac{35 \times 0.79}{\pi} = \mathbf{8.8\ KN/m^2}$$

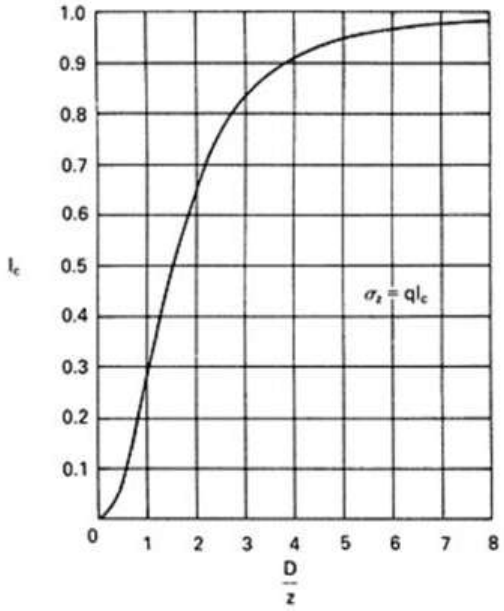
$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 - \Delta\sigma z_3$$
$$= 23.1 + 2.56 - 8.8$$
$$= \mathbf{16.86\ KN/m^2}$$

Vertical Stress below the Center of a Uniformly Loaded Circular Area

q = KN/m²

Load per unit area





☒لو كان عندنا حمل على شكل دائري وموزع لكل وحدة مساحة KN/m² وأردنا حساب $\Delta\sigma z$ **تحت المركز** فيمكن حسابه عن طريق قانون Boussinesq's :

$$\Delta\sigma z = q\left[1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z}\right)^2 + 1\right]^{\frac{3}{2}}}\right]$$

$$\Delta\sigma z = qI_C$$

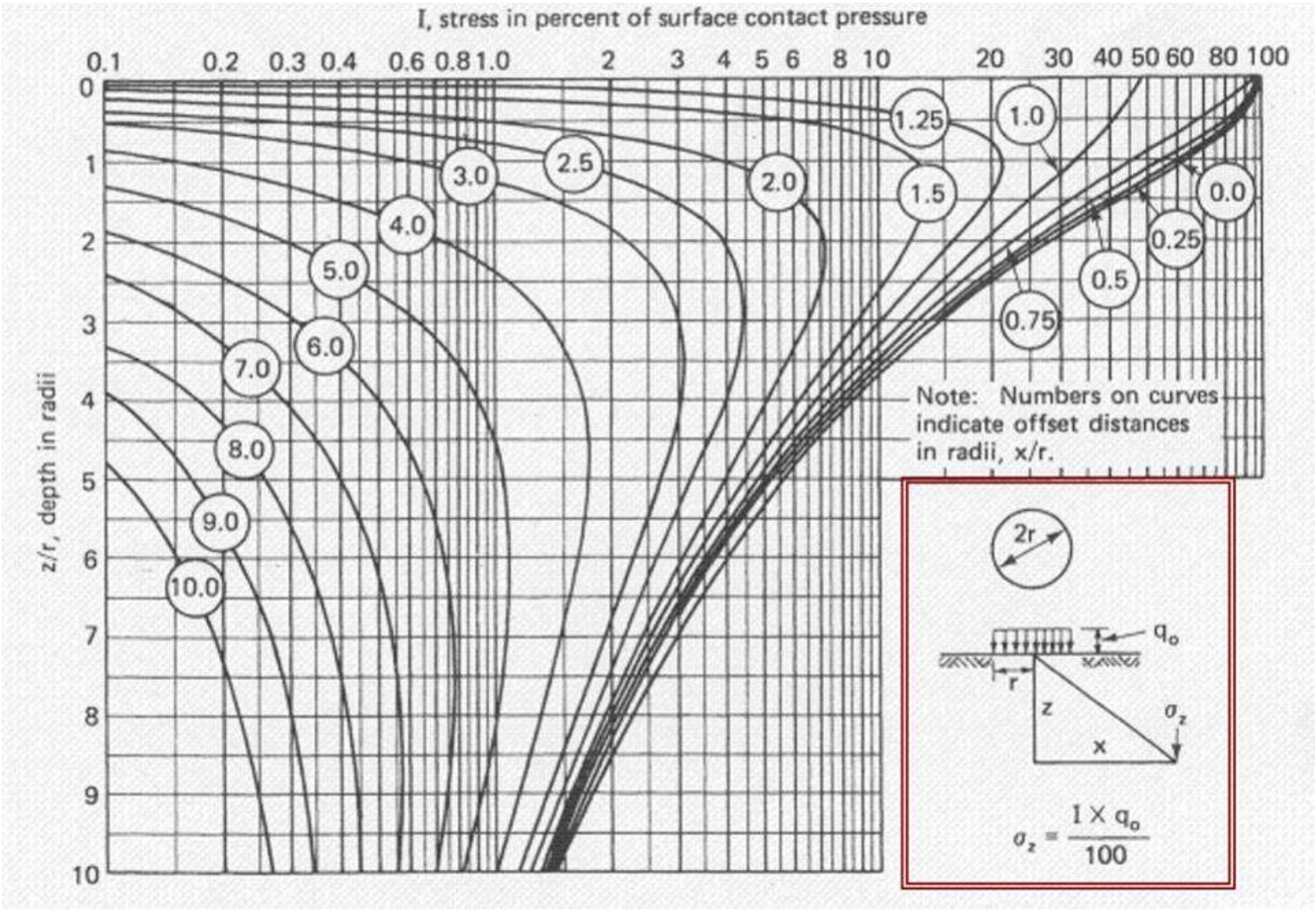
I_C من chart

☒هاد القانون و Chart مخصص فقط لحساب الزيادة في الأجهاد الرأسي اذ كانت النقطة تحت مركز الدائرة التي تتأثر في الحمل.

شرحنا كيف نحسب الزيادة في الاجهاد($\Delta\sigma_z$) الناتج من حمل دائري منتظم تحت المركز

فقط(Vertical Stress below the Center of a Uniformly Loaded Circular Area)

ولكن لو كان الحمل مش تحت مركز الدائرة ما الحل؟؟؟ يوجد Chart



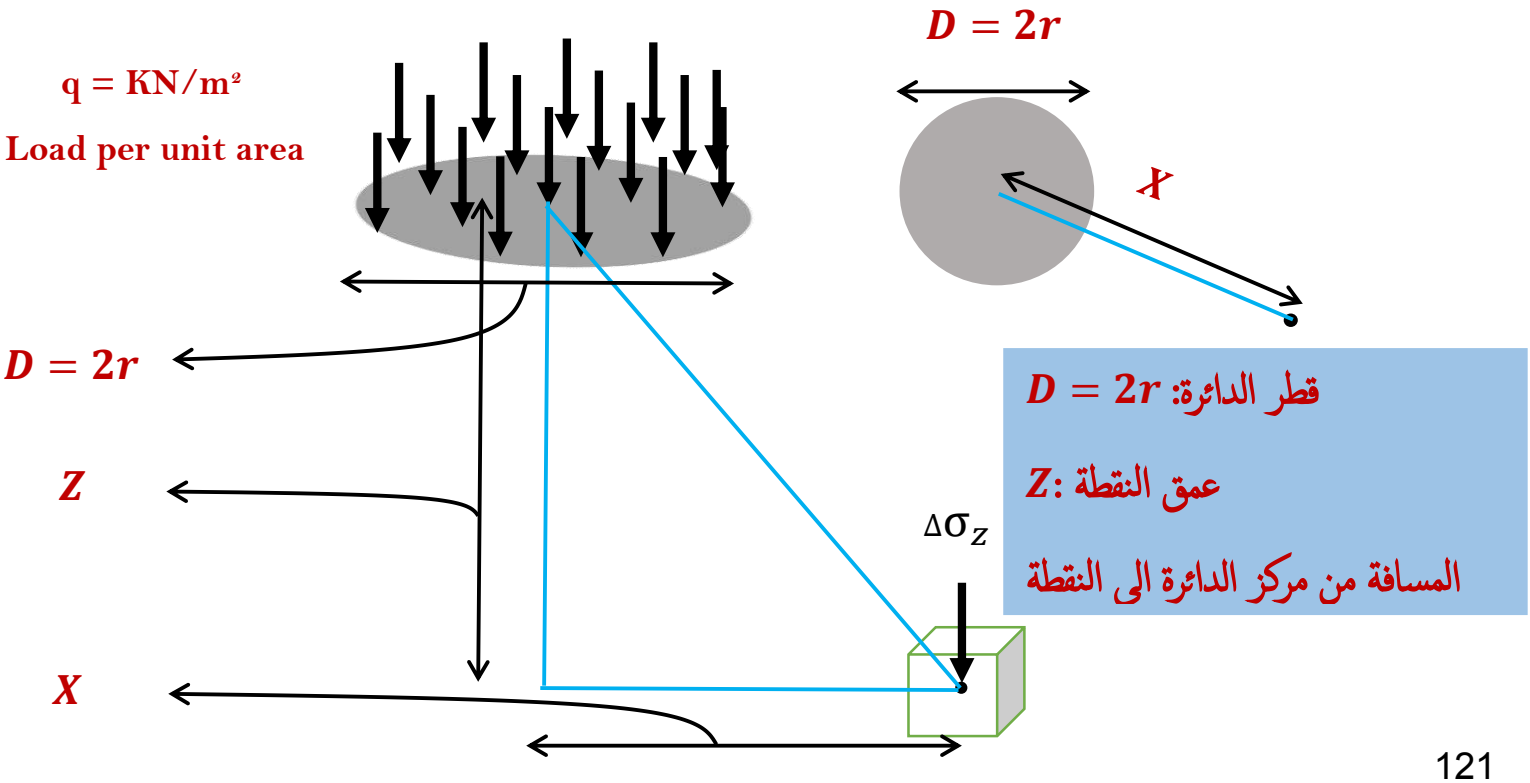


Chart-axis:

X-axis:

I(%) : Stress in percent of surface contact with pressure.

وهي النسبة المئوية من الحمل الدائري الكلي المنتظم أي النسبة المئوية من q التي تتعرض لها النقطة المطلوب حساب $(\Delta\sigma_z)$ عندها .(أي كم نصيب النقطة من الحمل الكلي الدائري المنتظم).القيمة دائما تكون نسبة مئوية.

Y-axis:

$$\frac{Z}{r}: depth\ in\ radii$$

النسبة بين **(عمق النقطة(Z))** الى **(نصف قطر الحمل الدائري (r))**.

Number on curves

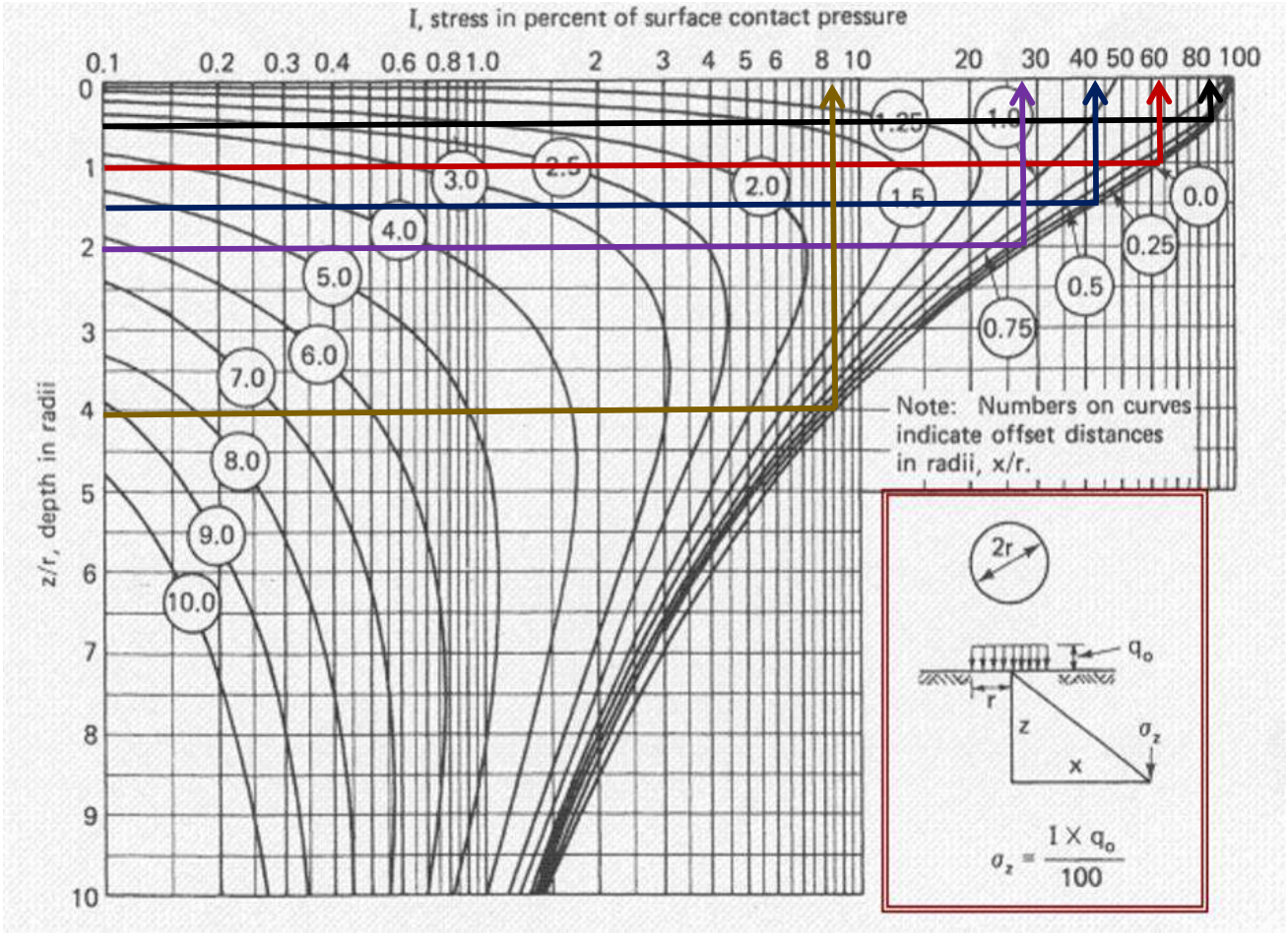
$$\frac{X}{r}: Offset\ in\ radii$$

النسبة بين **(المسافة من مركز الدائرة الى النقطة (X))** الى **(نصف قطر الحمل الدائري (r))**.

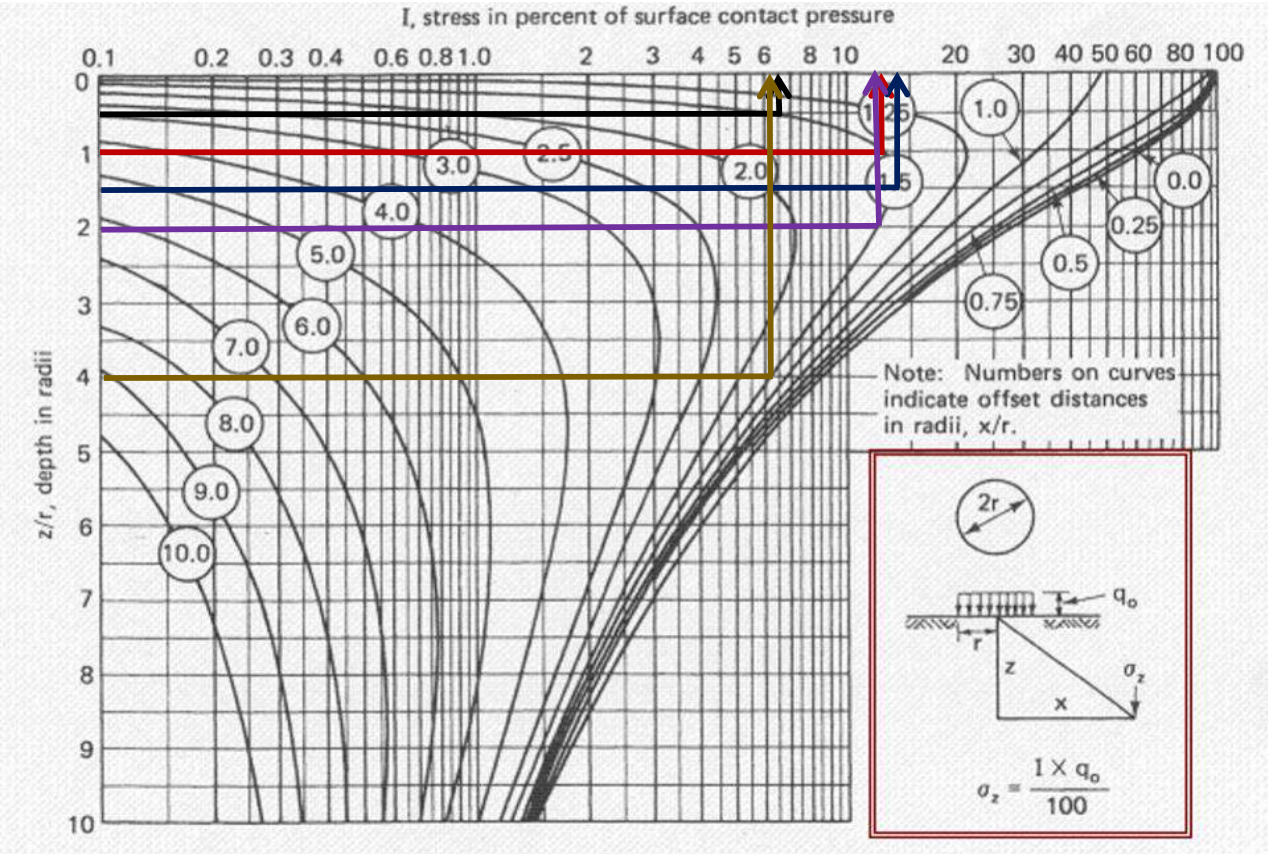
بعد ما تحسبة كل هاي الأمور من ال Chart بتطلع قيمة I وبتضربها في q .

Example 1: Consider a uniformly loaded flexible circular area on the ground surface Given: r = 3m, and Uniformly Loaded Circular Area q = 100 KN/m^2, Calculate the increase in vertical stress at depths of 1.5 m, 3 m, 4.5 m, 6 m, and 12 m below the ground surface for points (a) offset = 0m (under the center). (b) offset =4.5m

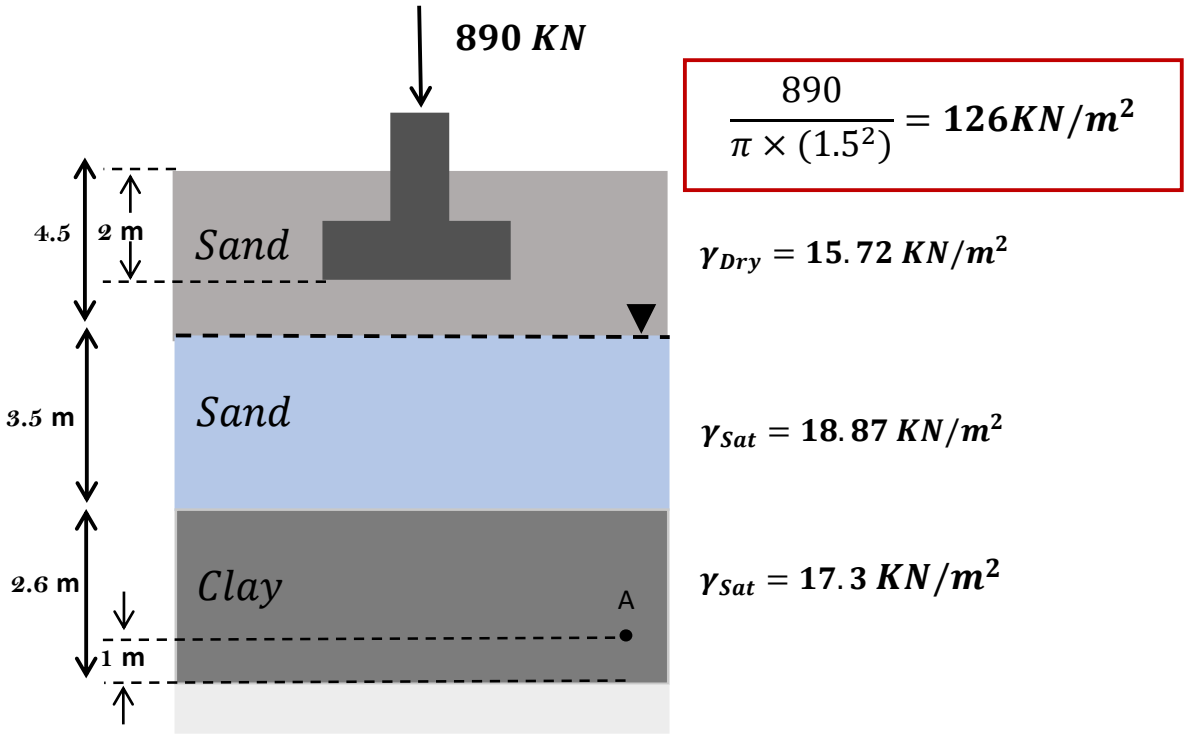
X(m)	Z (m)	X/r	z/r	I	$\Delta\sigma_Z = q \times I\ KN/m^2$
0	1.5	0/3=0	1.5/3=0.5	85%	$100 \times 85\% = 85$
0	3	0/3=0	3/3=1	62.5%	$100 \times 62.5\% = 62.5$
0	4.5	0/3=0	4.5/3=1.5	42.5%	$100 \times 42.5\% = 42.5$
0	6	0/3=0	6/3=2	27.5%	$100 \times 27.5\% = 27.5$
0	12	0/3=0	12/3=4	8.5%	$100 \times 8.5\% = 8.5$

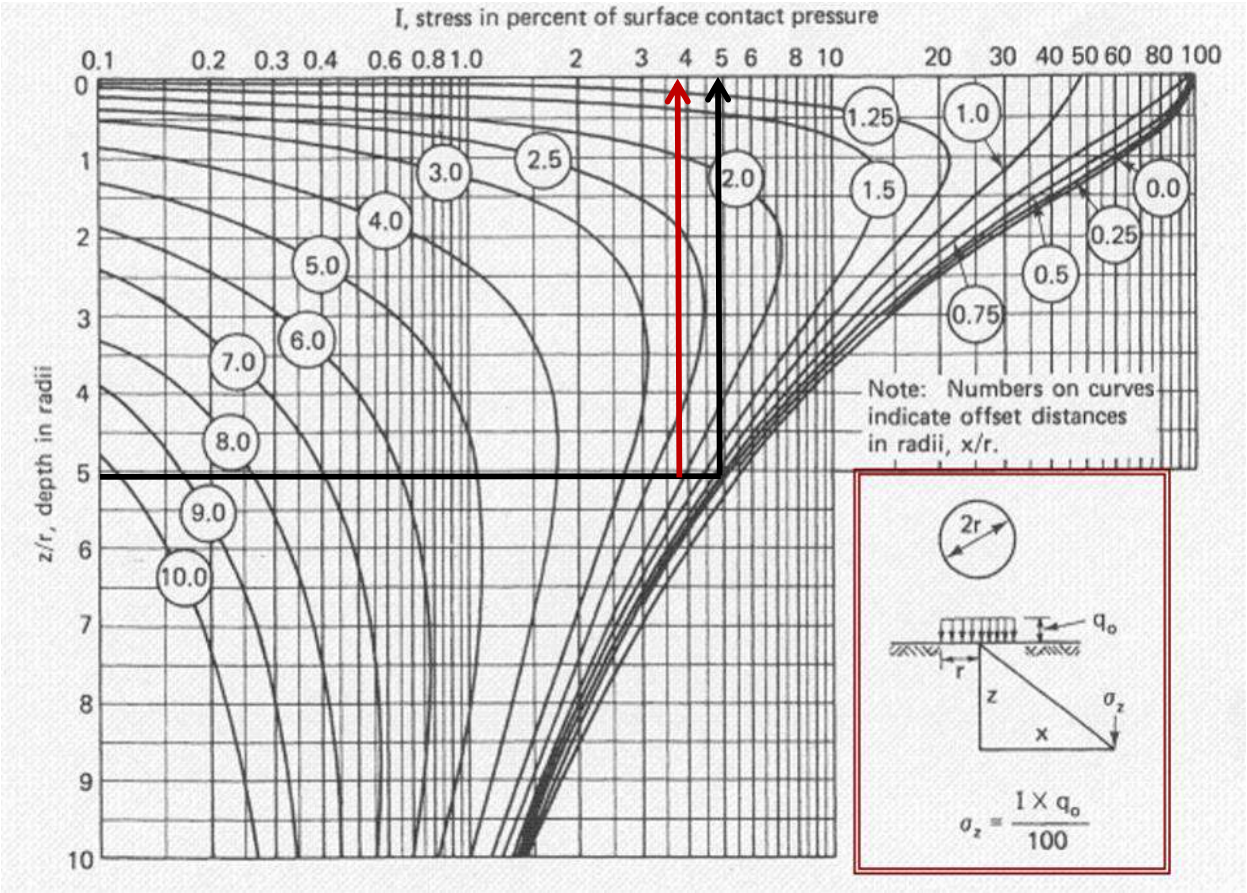


X(m)	Z (m)	X/r	z/r	I	$\Delta\sigma_Z = q \times I\ KN/m^2$
4.5	1.5	4.5/3=1.5	1.5/3=0.5	6.5%	100 × 65% = 6.5
4.5	3	4.5/3=1.5	3/3=1	12.5%	100 × 12.5% = 12.5
4.5	4.5	4.5/3=1.5	4.5/3=1.5	14%	100 × 14% = 14
4.5	6	4.5/3=1.5	6/3=2	12%	100 × 12% = 12
4.5	12	4.5/3=1.5	12/3=4	6.25%	100 × 6.25% = 6.25



Example 2: The 2.6-m-thick clay layer that will result from the load carried by a r=1.5-m circular footing. calculate **the total stress** **at point A With Offset 3.2 m and at Circle circumference (X=1.5) at depth point A.**





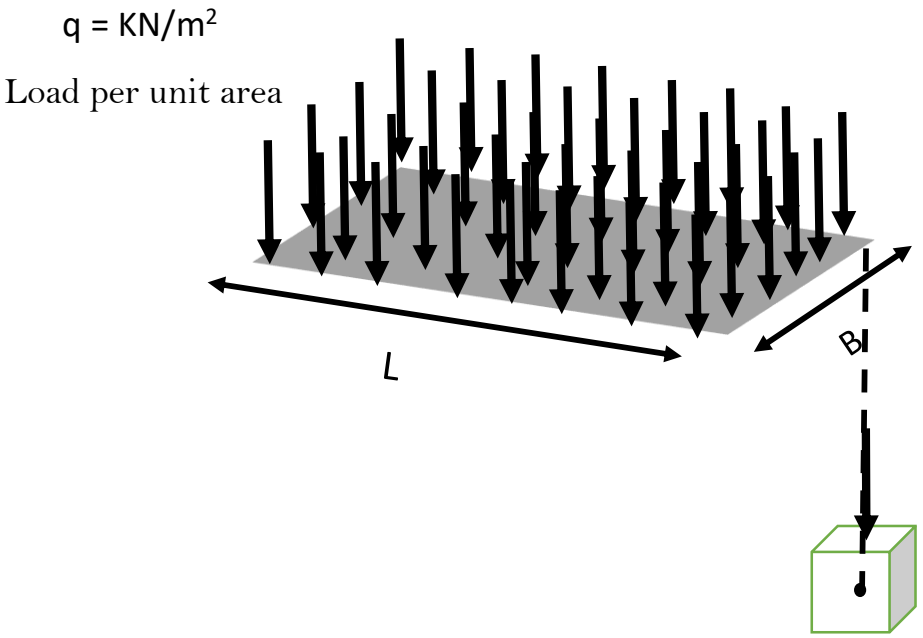
X(m)	Z (m)	X/r	z/r	I	$\Delta\sigma_Z = q \times I\ KN/m^2$
3.2	(4.5-2)+3.5+(2.6-1) = 7.6	3.2/1.5= 2.13	7.6/1.5 =5.1	4.9%	126 × 4.9% = 6.174
1.5	(4.5-2)+3.5+(2.6-1) = 7.6	1.5/1.5= 1	7.6/1.5 =5.1	3.9%	126 × 3.9% = 4.19

$\sigma_o` = \gamma` h = 15.72 \times 4.5 + 18.87 \times 3.5 + 17.3 \times 1.6 = \mathbf{164.465\ KN/m^2}$

$\sigma_f` at\ 3.2 = \sigma_o` + \Delta\sigma z = 164.465 + 6.174 = \mathbf{170.639\ KN/m^2}$

$\sigma_f` at$ Circle circumference $= \sigma_o` + \Delta\sigma z = 164.465 + 4.176 = \mathbf{168.641\ KN/m^2}$

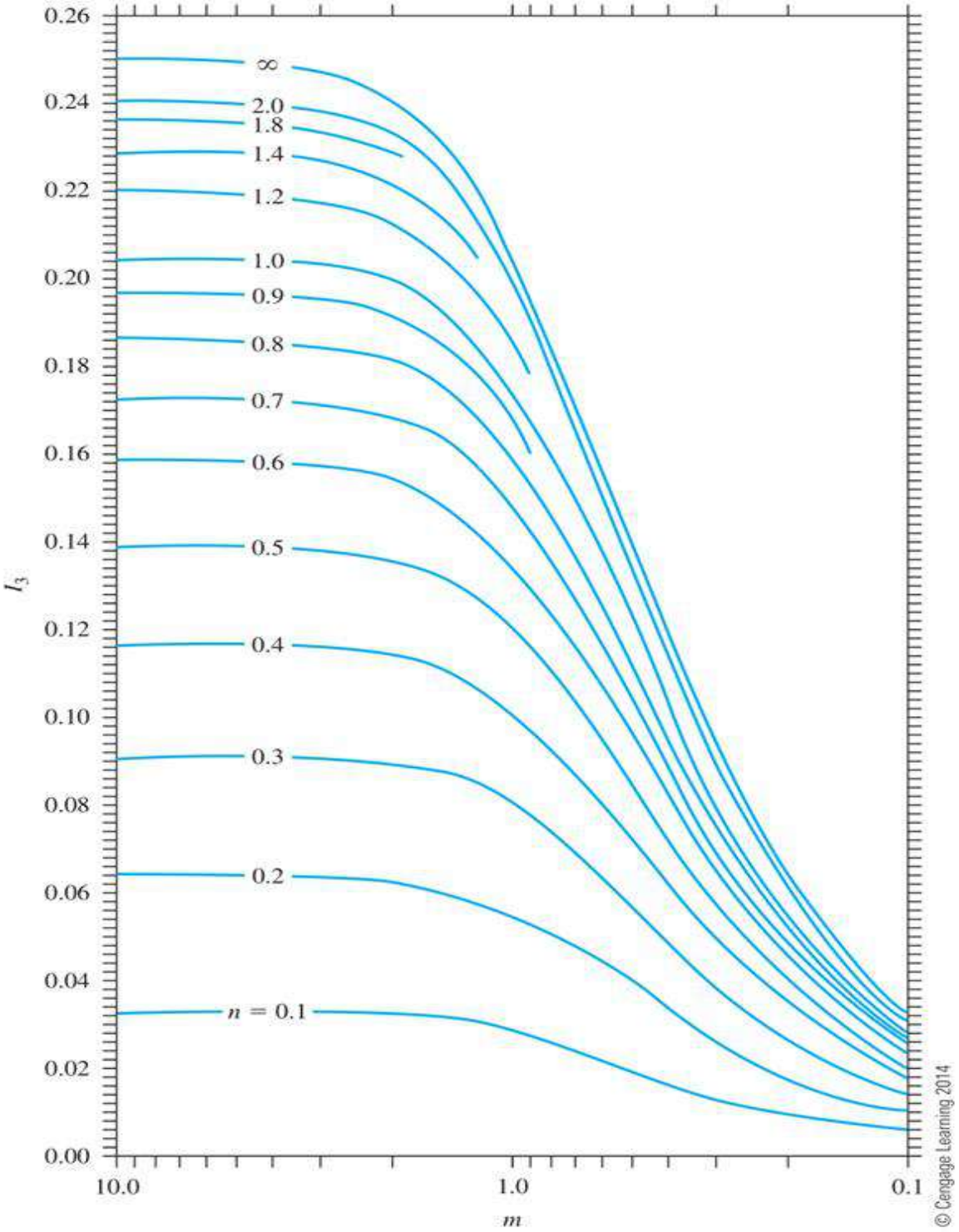
Vertical Stress Caused by a Rectangular Loaded Area



☒ لو كان عندنا حمل على شكل مستطيل وموزع لكل وحدة مساحة KN/m² وأردنا حساب $\Delta\sigma z$ فيمكن حسابه عن طريق **Chart Boussinesq's**.

☒ من شروط استخدام **Chart Boussinesq's** **وهو ان تكون النقطة على (حافة) الحمل corner** اذ كانت النقطة ليست على corner الحمل نقسم الشكل ونضيف ونطرح بحيث يتحقق الشرط.

$\Delta\sigma z = qI_3$	
$m = \frac{L \text{ or } B}{z}$	$n = \frac{L \text{ or } B}{z}$



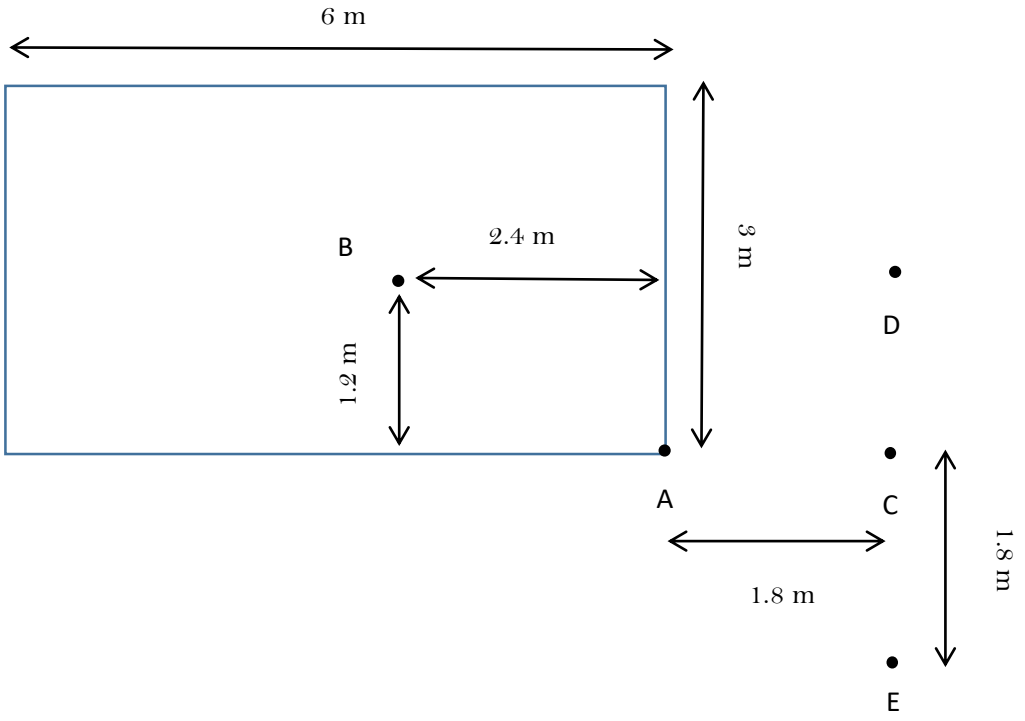
Variation of I_3 with m and n

Example 1: A flexible circular area on the ground surface is subjected to a uniformly distributed load, q =105Kn/m^2. If the circular area has a radius, R = 3.6 m determine the vertical stress increase, $\Delta\sigma z$ at points 0, 1.2, below the ground surface along the **centerline** of the circular area

$$\Delta\sigma z_{at\ z=0} = \mathbf{0}$$

$$\Delta\sigma z_{at\ z=1.2} = q\left[1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z}\right)^2+1\right]^{\frac{3}{2}}}\right] = 105\left[1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{3.6}{1.2}\right)^2+1\right]^{\frac{3}{2}}}\right] = \mathbf{101.68\ KN/m^2}$$

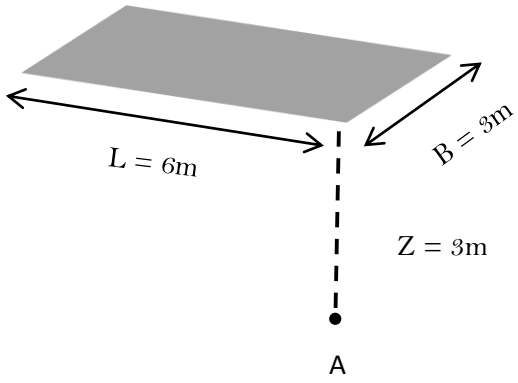
Example 2: A flexible rectangular area is subjected to a uniformly distributed load of q = 225, Determine the **increase in vertical stress** at a depth of z = 3 m points A, B, and C ,D ,E



Point A

الشرط متحقق النقطة على Corner الشكل

لذلك لا داعي لتقسيم لشكل.



$$m = \frac{L \text{ or } B}{z} = \frac{3}{3} = \mathbf{1}$$

$$n = \frac{L \text{ or } B}{z} = \frac{6}{3} = \mathbf{2}$$

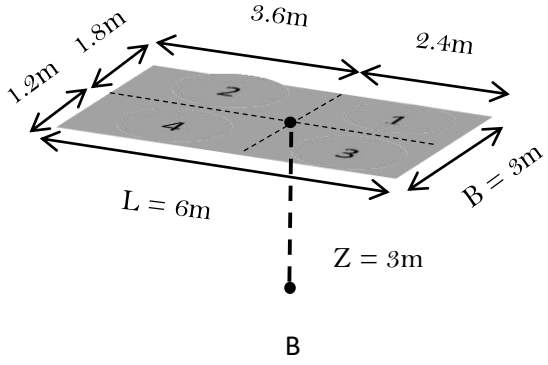
$$\boxed{I_3 = \mathbf{0.206}}$$

$$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.206 = \mathbf{46.35\ KN/m^2}$$

Point B

الشرط غير متحقق , النقطة ليست على Corner

الشكل لذلك يجب تقسيم الشكل ل أربع



$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 + \Delta\sigma z_2 + \Delta\sigma z_3 + \Delta\sigma z_4$$

$$29.25 + 34.2 + 22.05 + 25.2 = \mathbf{110.7KN/m^2}$$

1

$$m = \frac{2.4}{3} = \mathbf{0.8}$$

$$n = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$$

$$\boxed{I_3 = \mathbf{0.13}}$$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.13$
$= \mathbf{29.25\ KN/m^2}$

2

$$m = \frac{3.6}{3} = \mathbf{1.2}$$

$$n = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$$

$$\boxed{I_3 = \mathbf{0.152}}$$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.152$
$= \mathbf{34.2\ KN/m^2}$

3

$$m = \frac{2.4}{3} = \mathbf{0.8}$$

$$n = \frac{1.2}{3} = \mathbf{0.4}$$

$$\boxed{I_3 = \mathbf{0.098}}$$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.098$
$= \mathbf{22.05\ KN/m^2}$

4

$$m = \frac{3.6}{3} = \mathbf{1.2}$$

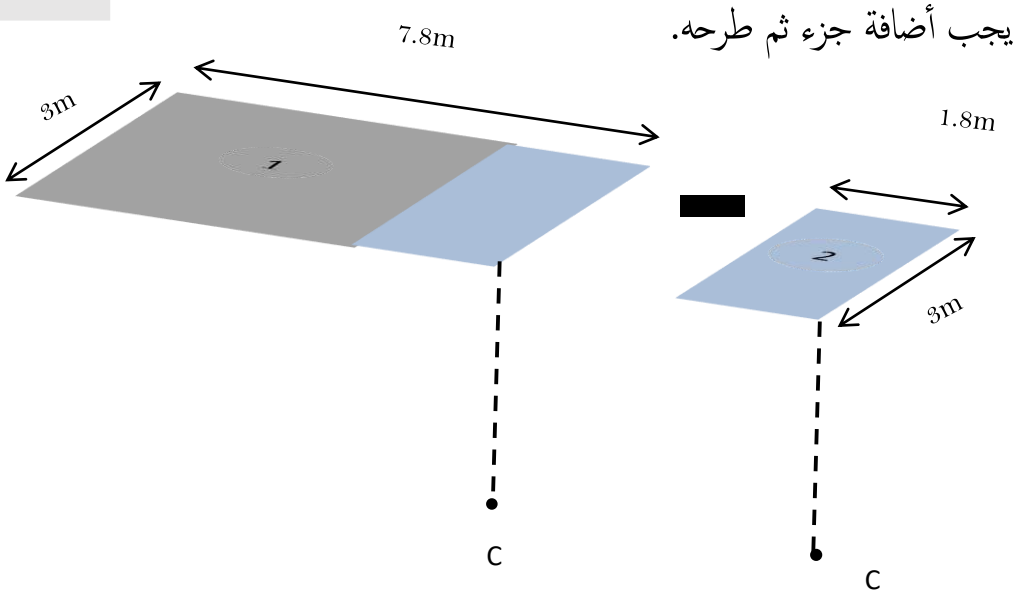
$$n = \frac{1.2}{3} = \mathbf{0.4}$$

$$\boxed{I_3 = \mathbf{0.112}}$$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.112$
$= \mathbf{25.2\ KN/m^2}$

Point C

الشرط غير متحقق , النقطة ليست على Corner
الشكل لذلك يجب أضافة جزء ثم طرحه.



Part 1

$$m = \frac{7.8}{3} = \mathbf{2.6}$$

$$n = \frac{3}{3} = \mathbf{1}$$

$$\boxed{I_3 = \mathbf{0.204}}$$

$$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.204 = \mathbf{45.9\ KN/m^2}$$

Part 2

$$m = \frac{3}{3} = \mathbf{0.6}$$

$$n = \frac{3}{3} = \mathbf{1}$$

$$\boxed{I_3 = \mathbf{0.142}}$$

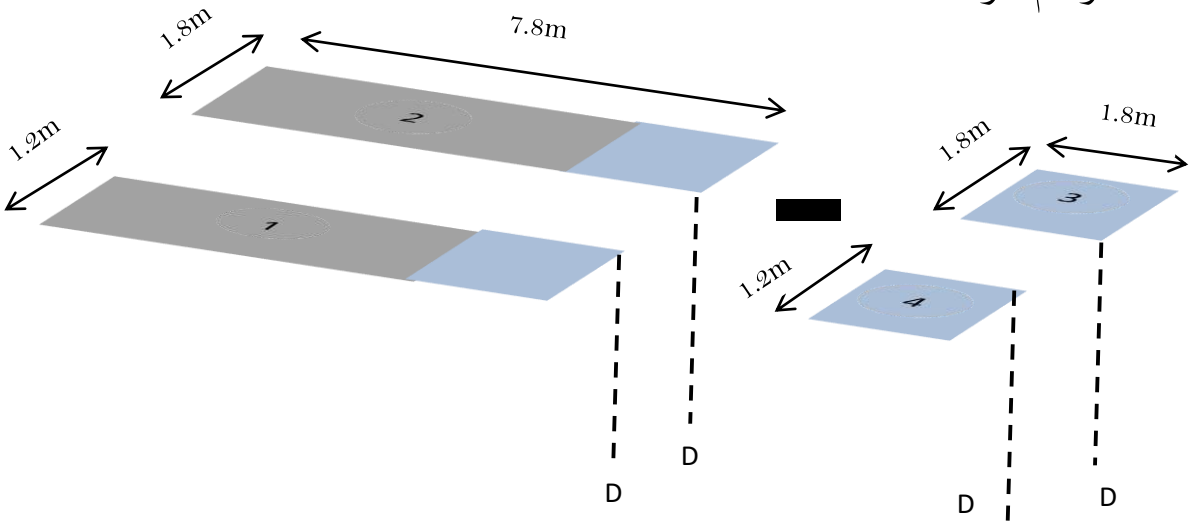
$$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.142 = \mathbf{31.95\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 - \Delta\sigma z_2$$

$$45.9 - 31.95 = \mathbf{13.95\ KN/m^2}$$

Point D

الشرط غير متحقق , النقطة ليست على Corner
الشكل لذلك يجب أضافة جزء ثم طرحه.



1

$m = \frac{7.8}{3} = \mathbf{2.6}$

$n = \frac{1.2}{3} = \mathbf{0.4}$

$I_3 = \mathbf{0.118}$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.118$
$= \mathbf{26.55\ KN/m^2}$

2

$m = \frac{7.8}{3} = \mathbf{2.6}$

$n = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$

$I_3 = \mathbf{0.158}$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.158$
$= \mathbf{35.55 KN/m^2}$

3

$m = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$

$n = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$

$I_3 = \mathbf{0.126}$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.126$
$= \mathbf{28.35\ KN/m^2}$

4

$m = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$

$n = \frac{1.2}{3} = \mathbf{0.4}$

$I_3 = \mathbf{0.088}$

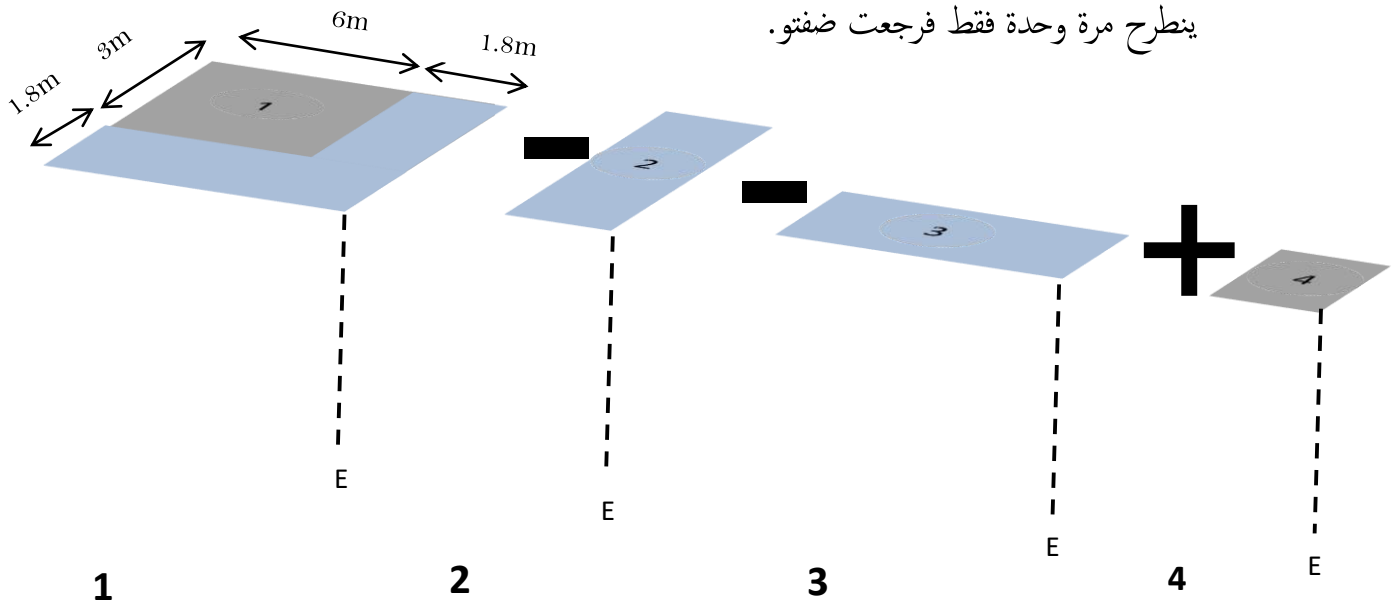
$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.088$
$= \mathbf{19.8\ KN/m^2}$

$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 - \Delta\sigma z_4 + \Delta\sigma z_2 - \Delta\sigma z_3$$

$$26.55 - 19.8 + 35.55 - 28.35 = \mathbf{13.95 KN/m^2}$$

Point E

جزء 4 ضفتو لأنو طرحتو مرتين في جزء 2 جزء 3 وهو لازم ينطرح مرة وحدة فقط فرجعت ضفتو.



1

$m = \frac{7.8}{3} = \mathbf{2.6}$

$n = \frac{4.8}{3} = \mathbf{1.6}$

$I_3 = \mathbf{0.228}$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.22$
$= \mathbf{51.3\ KN/m^2}$

2

$m = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$

$n = \frac{4.8}{3} = \mathbf{1.6}$

$I_3 = \mathbf{0.152}$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.14$
$= \mathbf{34.2 KN/m^2}$

3

$m = \frac{7.8}{3} = \mathbf{2.6}$

$n = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$

$I_3 = \mathbf{0.16}$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.16$
$= \mathbf{36.00\ KN/m^2}$

4

$m = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$

$n = \frac{1.8}{3} = \mathbf{0.6}$

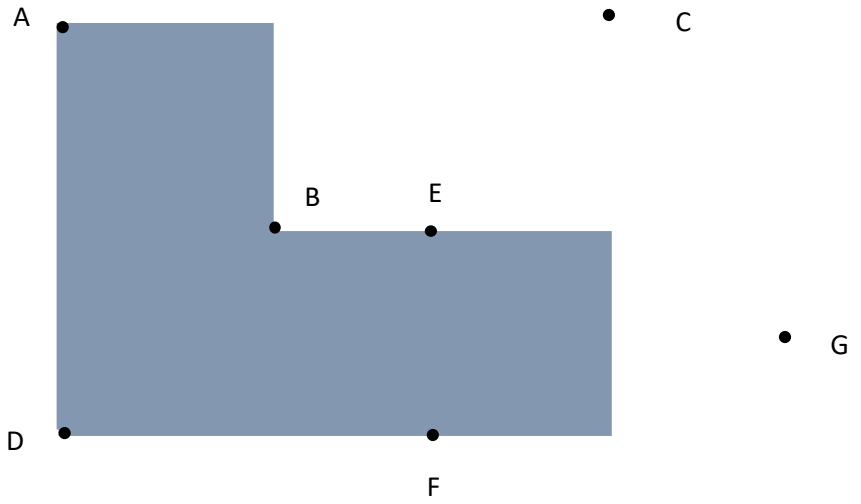
$I_3 = \mathbf{0.126}$

$\Delta\sigma z = qI_3 = 225 \times 0.126$
$= \mathbf{28.35\ KN/m^2}$

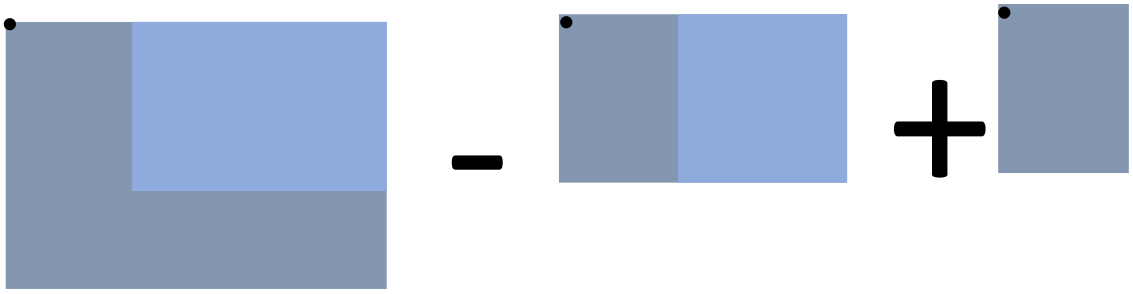
$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_1 - \Delta\sigma z_2 - \Delta\sigma z_3 + \Delta\sigma z_4$$

$$51.3 - 34.2 + 36 - 28.35 = \mathbf{9.1KN/m^2}$$

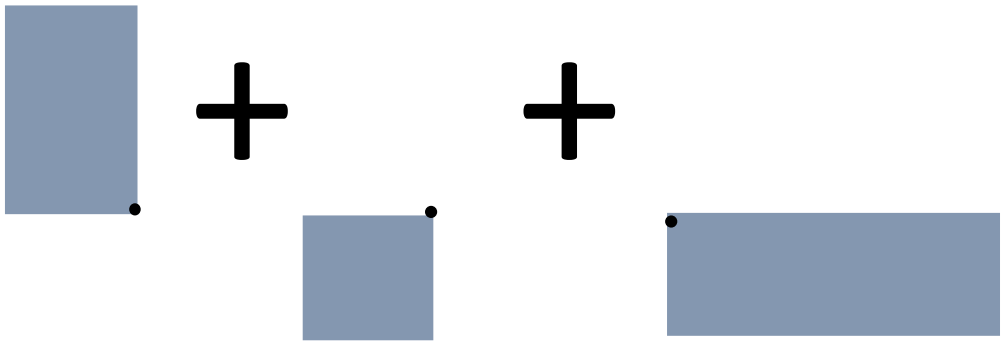
هون هاد الشكل للتمرين



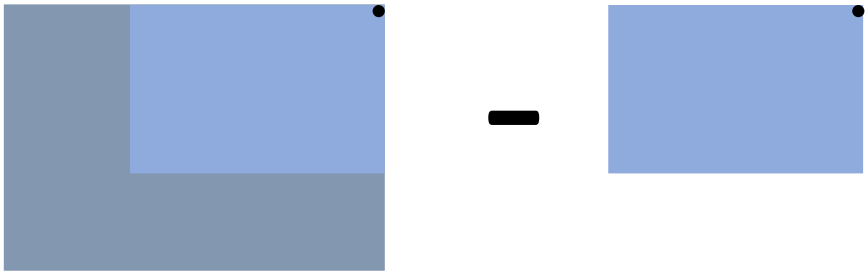
Point A



Point B

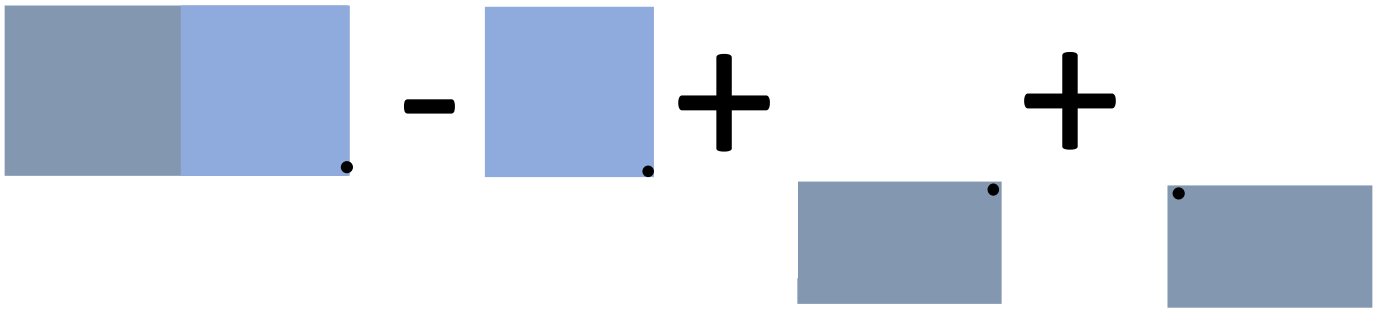


Point C

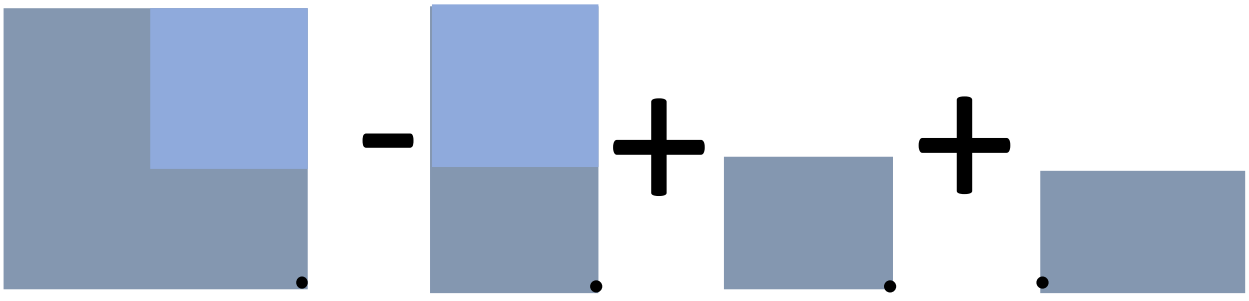


Point D

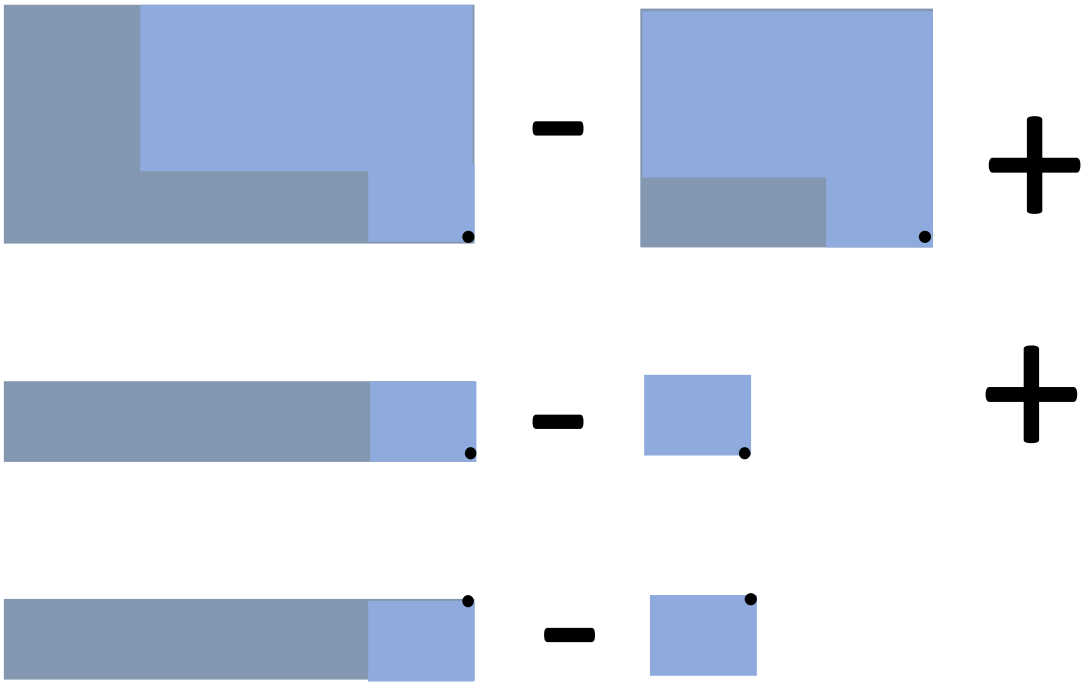
Point E



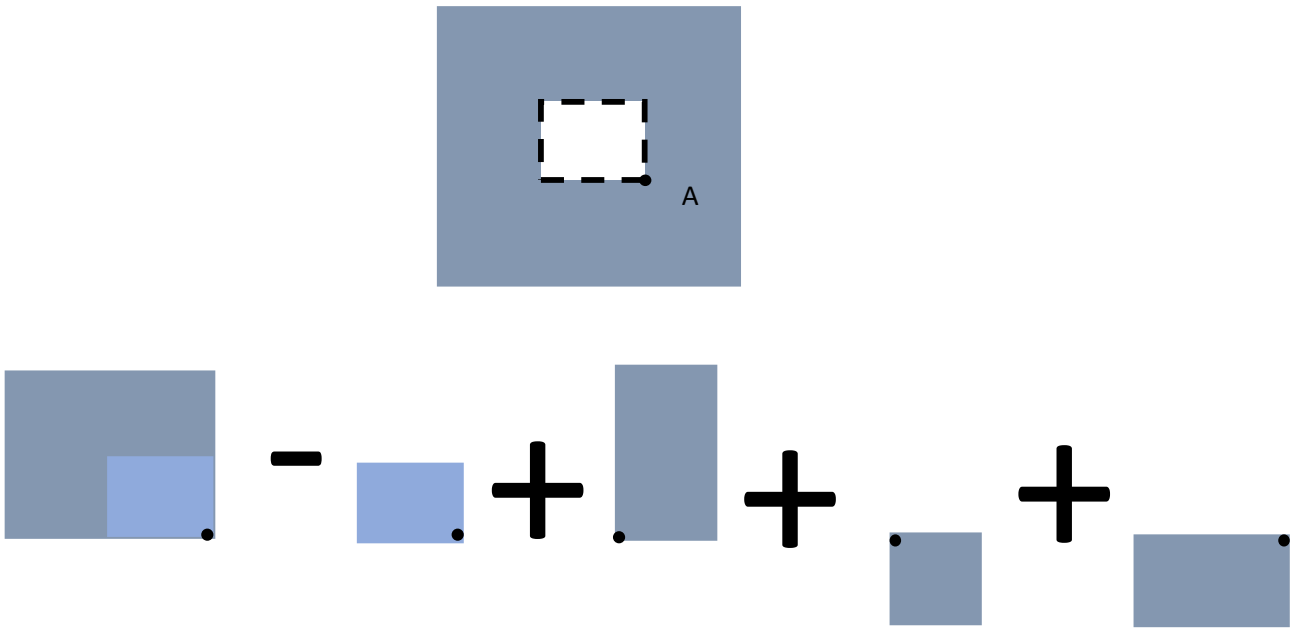
Point F



Point G



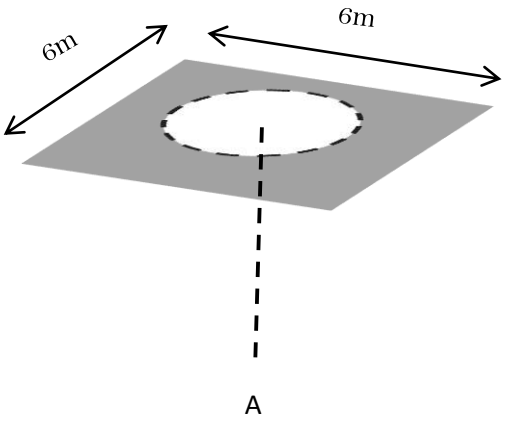
هون هاد الشكل للتمرين



Example 3: calculate the increase in vertical stresses at points A.
Assume q = 100 KN/m2 , R=1 , z=6

هون في فجوة على شكل دائر في حمل على شكل مربع

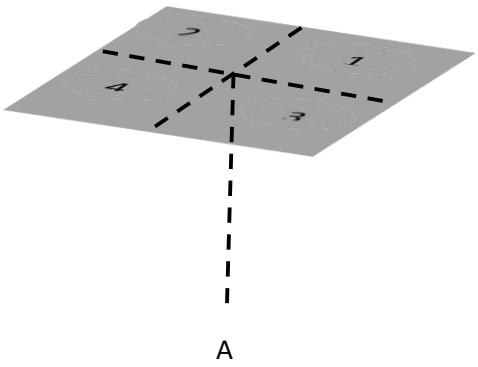
وبطلب منك في السؤال تحسب $\Delta\sigma z$ عند النقطة A



$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_{Square} - \Delta\sigma z_{Circle}$$

$$35.2 - 4 = \mathbf{31.2\ KN/m^2}$$

Square



$$m = \frac{3}{6} = \mathbf{0.5} \qquad n = \frac{3}{6} = \mathbf{0.5} \qquad I_3 = \mathbf{0.088}$$

$$\Delta\sigma z_1 = qI_3 = 100 \times 0.088 = \mathbf{8.8\ KN/m^2}$$

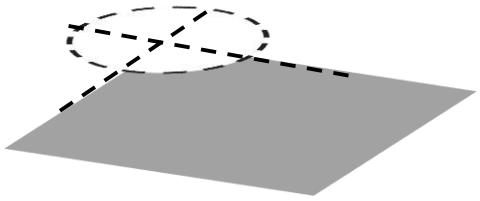
$$\Delta\sigma z_{total} = 4\Delta\sigma z_1 = 4 \times 8.8 = \mathbf{35.2\ KN/m^2}$$

Circle

$$\Delta\sigma z_{at\ z=6m} = q\left[1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z}\right)^2 + 1\right]^{\frac{3}{2}}}\right] = 100\left[1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{1}{6}\right)^2 + 1\right]^{\frac{3}{2}}}\right] = \mathbf{4\ KN/m^2}$$

نفس المثال فوق بس تغير بسيط

$m = \frac{6}{6} = \mathbf{1}$ $n = \frac{6}{6} = \mathbf{1}$ $I_3 = \mathbf{0.182}$



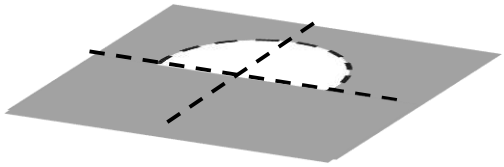
$$\Delta\sigma z_1 = qI_3 = 100 \times 0.182 = \mathbf{18.2\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_{Square} - \Delta\sigma z_{Circle}$$

$$18.2 - \frac{4}{4} = \mathbf{17.2\ KN/m^2}$$

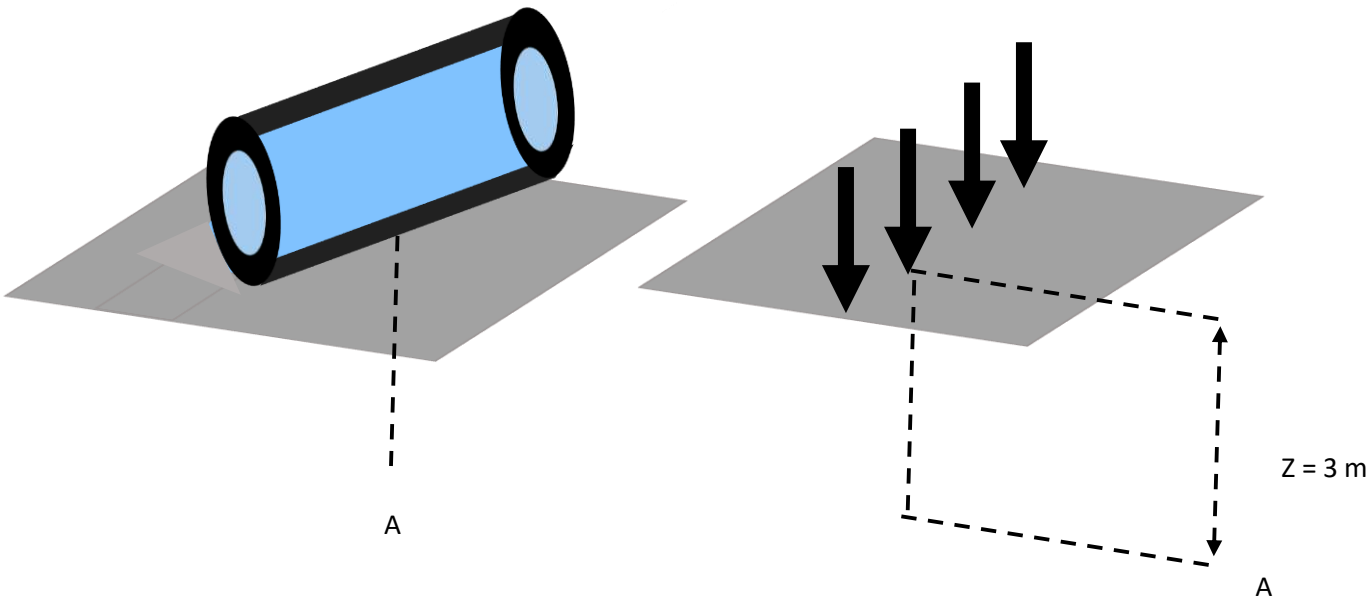
$$\Delta\sigma z_{total} = \Delta\sigma z_{Square} - \Delta\sigma z_{Circle}$$

$$35.2 - \frac{4}{2} = \mathbf{70.8\ KN/m^2}$$



Example 4 : A water conduit from mild steel : the outer diamter is 2.5 m , inner diameter is 2.0 m consider the steel unit weight 77 KN/m^3 and water unit weight 9.81 KN/m^3, calculate the increase in vertical stresses at points A.

المثال بيحكي أنو في ماسورة مي مبطوحة على التربة وفيها في مي واعطاك قطرها الداخلي والخارجي وأعطاك الغاما للحديد وللمي احسب الزيادة في الاجهاد الراسي؟؟



شكل الحمل راح يكون على شكل خط Line load أما طريقة حساب q فهي ضرب الغاما ب المساحة.

$$q = Area\ steel \times \gamma_{steel} + Area\ water \times \gamma_{water}$$

$$= \frac{\pi}{4}\left(D_{Outer}{}^2 - D_{inner}{}^2\right) \times \gamma_{steel} + \frac{\pi}{4} D_{inner}{}^2 \times \gamma_{water}$$

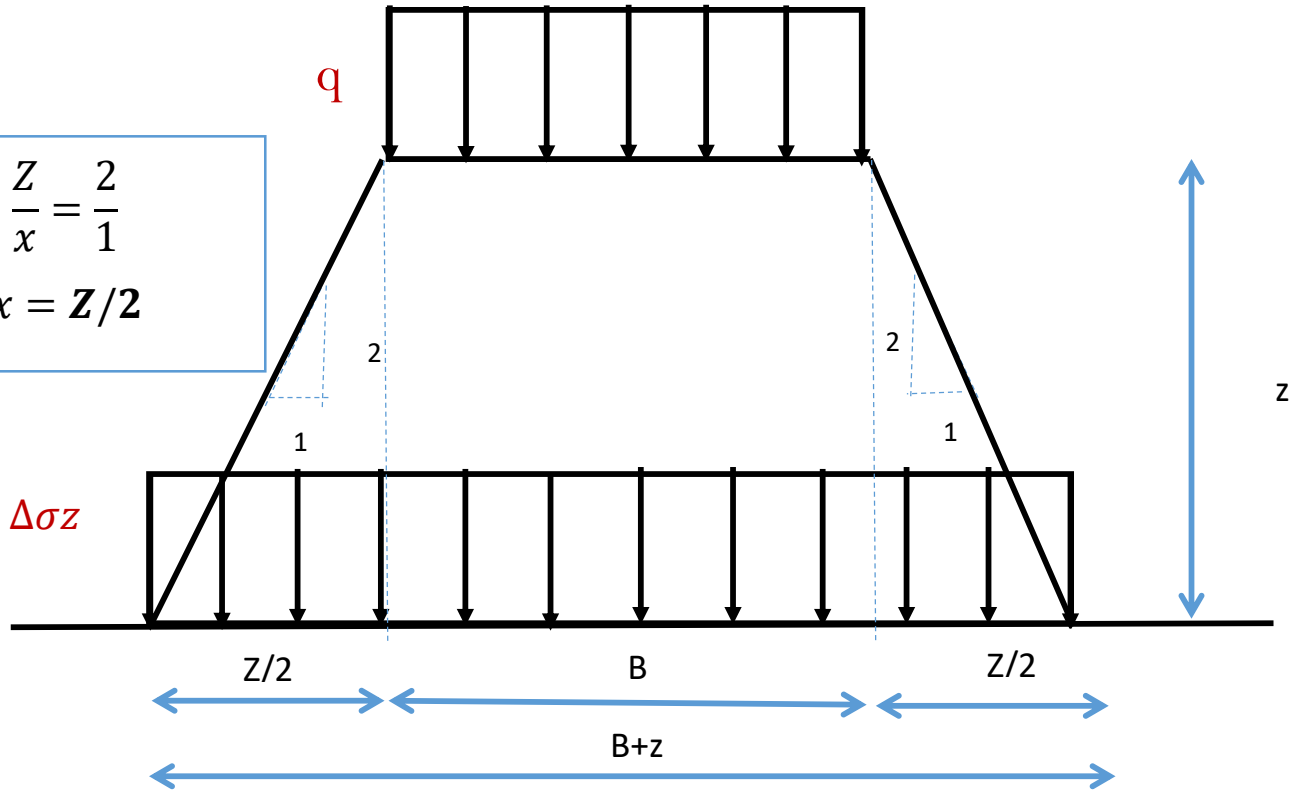
$$= \frac{\pi}{4}(2.5^2 - 2^2) \times 77 + \frac{\pi}{4} 2^2 \times 9.81 = \mathbf{32.6\ KN/m}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} = \frac{2 \times 32.6 \times 3^3}{\pi(0^2 + 3^2)^2} = \mathbf{6.92 KN/m^2}$$

Approximate Method 2:1 method

$$\frac{Z}{x} = \frac{2}{1}$$

$$x = \mathbf{Z/2}$$



دائما الميل ثابت ما بتغير 2:1 ومن هنا أتت التسمية وأضافة لذلك بسبب هاد الميل دائما االعرض (أي عند العمق المراد حساب تأثير Δσz عنده) تكون B+Z .

☒طريقة بتحكي لو كان عندي حمل مقداره q بغض النظر ايش شكل الحمل (دائري , مستطيلي , مربع , ...) بقدر اقدر قيمة الزيادة في الأجهاد الرأسي عند عمق z عن طريق

Strip Load

المقصود ب strip load أن طول الحمل أكبر بكثير من عرضه لذلك أحنا منهتم بدراسة الحمل لكل متر, (L≫B) لذلك مساحة الحمل $A = B \times 1\ m^2/m$.

أذا كان الحمل Strip تحسب $\Delta\sigma z$ عن طريق القانون:

$$\Delta\sigma z = \frac{q \times B}{(B + Z)}$$

Square Load

أذا كان الحمل Square تحسب $\Delta\sigma z$ عن طريق

$$\Delta\sigma z = \frac{q \times B^2}{(B + Z) \times (L + Z)}$$

Rectangular Load

أذا كان الحمل Rectangular تحسب $\Delta\sigma z$ عن طريق القانون:

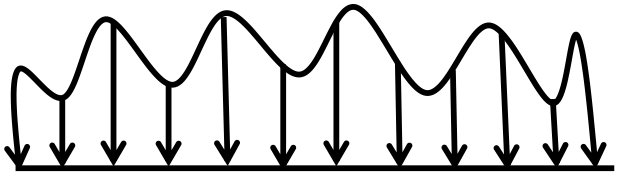
$$\Delta\sigma z = \frac{q(B \times L)}{(B + z) \times (L + z)}$$

Circle load

أذا كان الحمل **Circle** تحسب $\Delta\sigma z$ عن طريق القانون:

$$\Delta\sigma z = \frac{q \times D^2}{(D+z) \times (D+z)}$$

ملاحظة مهمة جدا: أذ ذكر أنه surcharge load وتعني العبء الثقيل وتكون معرضة على مساحة كثير كبير على سطح التربة , الزيادة في الأجهاد الرأسي عند أي نقطة أو أي عمق تساوي قيمة



q KN/m²

$\Delta\sigma z$ =q KN/m²

بسم الله الرحمن الرحيم

Water in Soil

Introduction

All soils are permeable materials, water being free to flow through the interconnected pores between the solid particles.

جميع أنواع التربة عبارة عن مواد منفذة للمياه، حيث يتم تدفق الماء بحرية خلال المسام (الفتحات/الفراغات) الموجودة بين الجسيمات الصلبة.

You must know how much water is flowing through a soil per unit time.

يجب علينا معرفة كمية المياه التي تتسرب خلال التربة .مثال: 140000 m^3/day

This knowledge is required to:

1. Design earth dams.

تصميم أرضية السدود

2. Determine the quantity of seepage under hydraulic structures.

تقدير كمية التسرب تحت الأبنية الهايدروليكية (الأبنية التي لها تماس مباشرة مع المياه)

The pressure of the pore water is measured relative to atmospheric pressure and the level at which the pressure is atmospheric (i.e. zero) is defined as the water table (WT) or the phreatic surface

يقاس ضغط الماء المسامي(U) نسبةً إلى الضغط الجوي، ويعرف المستوى الذي يكون فيه الضغط الجوي صفر يكون على سطح المياه (WT) أو سطح phreatic.

Below the water table the soil is assumed to be fully saturated

دائما أفرض التربة الي تحت سطح المياه أنها مشبعة

Below the water table the pore water may be static, the hydrostatic pressure depending on the depth below the water table, or may be seeping through the soil under hydraulic gradient.

تحت سطح الماء ، قد تكون مياه المسام(المياه في الفراغات) ساكنة ، والضغط الهيدروستاتيكي (أي الضغط الناتج من المياه الساكنة) يعتمد على العمق تحت منسوب المياه ، أو قد يتسرب المياه عبر التربة تحت تأثير التدرج هيدروليكي .

Fluid من

$h = \frac{P}{\rho g} + Z$ $h = total\ head$ or piezometric head

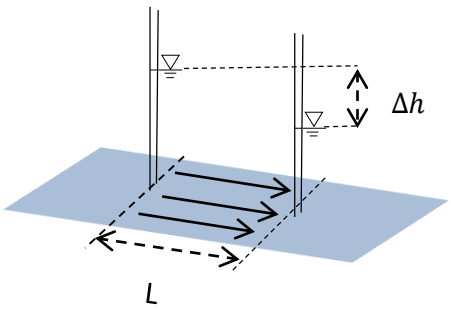
$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z$ $\frac{P}{\rho g} = presure\ head$ $z = elevation\ head$

Darcy's law

Darcy (1856) proposed the following equation for calculating the velocity of flow of water through a soil:

$v = ki$ اقترح دارسي (1856) المعادلة التالية لحساب **سرعة** تدفق المياه من خلال التربة:

لو كان عندي منسوبين من المياه ويوجد فرق في الارتفاع بينهما , وكل منسوب يمتلك Total head خاص به , ف فرق Total head بين المنسوبين يساوي Δh , و المسافة بين المنسوبين (اتجاه سريان المياه) تساوي L , ف لو قمنا بقسمة الفرق في Total head على المسافة L بعيطينا قيمة تسمى **التدريج الهايدروليكي** (وهو الذي يتسبب بحركة المياه داخل التربة).



$i = \frac{\Delta h}{L}$ Unit less

i = hydraulic gradient

L = difference distance

Δh = difference piezometric head

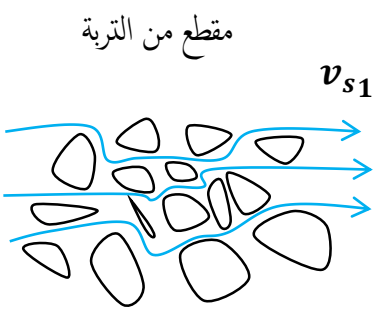
قد يكون التدرج الهايدروليكي في الوضع الحرج **hydraulic gradient critical** وهو عندما تكون قيمة الأجهاد الفعال في التربة تساوي صفر **Effective stress = 0** ورمزه i_{cr}

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{Gs - 1}{1 + e}$$

$k = \ hydraulic\ conductivity\ of\ soil(cm/sec)$

سماحية التربة للتنفيذ المياه ووحدة قياسها نفس سرعة قياس السرعة لأنها هي عبارة عن سرعة مقننة

موضوع مهم التفريق بين سرعة التصرف وسرعة السريان



عند سريان المياه خلال مقطع من التربة فأنها تتسرب من خلال الفراغات للتشكل داخل التربة العديد من المسارات مثل الشوارع لتسلكها المياه للعبور خلال التربة , في كل مسار تتسرب فيه التربة تتسرب بسرعة وتسمى هذه السرعة سرعة السريان (سرعة المياه في المسار) **Seepage velocity** , أما متوسط تلك السرعات تكون سرعة المياه خلال مقطع التربة بشكل عام فتسمى سرعة التصرف (التفريغ) **Discharge velocity** وهي نفسها سرعة Darcy.

$$v_s = \frac{v}{\mathrm{n}} = \frac{ki}{n}$$

$$v = ki$$

$$v_s > v$$

Flow rate

q Is the volume of water flowing per unit time. m^3/sec

$$q = \frac{V}{\text{time}}$$

$$q = vA = kiA$$

اذ استخدمنا في حساب التدفق Darcy velocity مناخذ مساحة المقطع كامل A.

$$q = v_s A_{voide}$$

اذ استخدمنا في حساب التدفق seepage velocity مناخذ مساحة الفرغات A_V.

العلاقة بين حجم الحبيبات التربة والنفاذية علاقة طردية فكلما زاد حجم الحبيبة بتزيد النفاذية. مثال: النفاذية لل Gravel أكبر من Sand.

$$k \propto Grain\ size$$

في المختبر يوجد طريقتين لحساب النفاذية وهما:

1. Constant head for coarse soils. **2. Falling head for fine soils.**

في حال ذكر أنه عندي تربة **Clean Uniform sands** بقدر أقدر النفاذية عند طريق معادلة **Hazen** :

$$k = 10^{-2} {D_{10}}^2$$

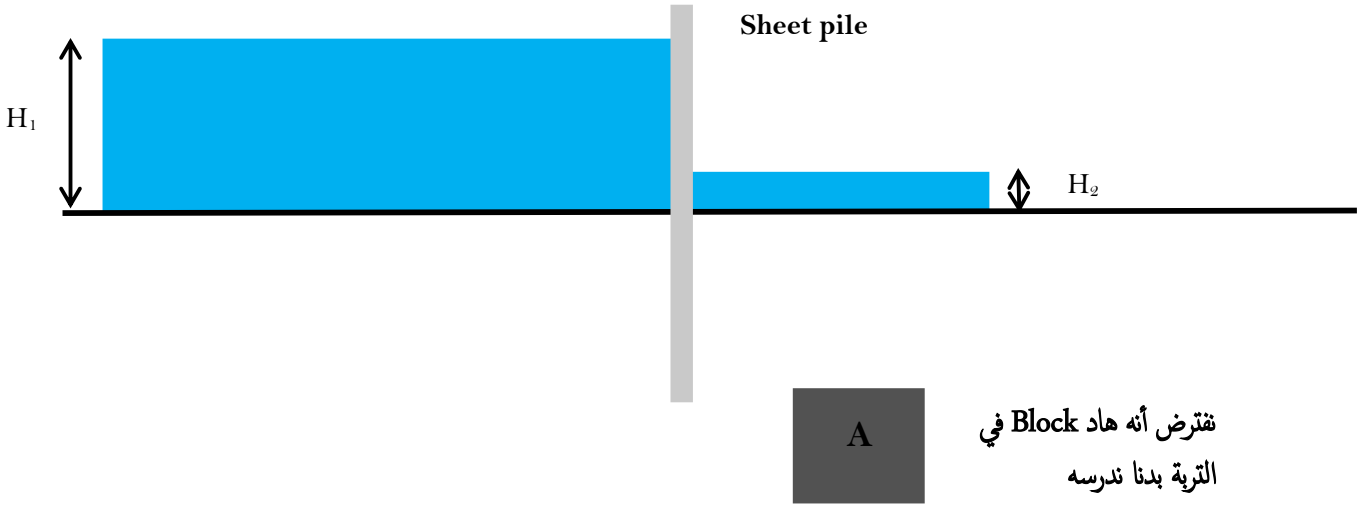
The flow of water through soil is not in one direction

المياه في التربة لا تسلك اتجاه واحد

The concept of the flow net is based on Laplace equation of continuity.

المفهوم الأساسي لشبكة السريان التي يتم رسمها تحت الأبنية الهيدروليكية هي معادلة

Laplace equation of continuity

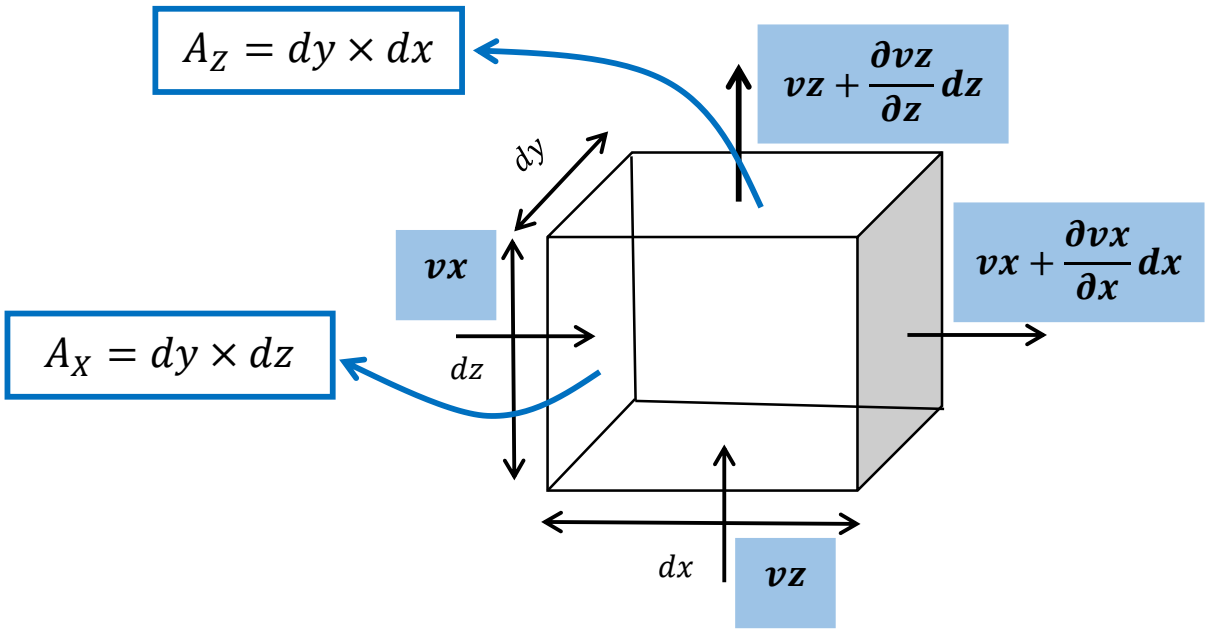


مشان نطبق نظرية continuity لازم يكون التدفق الداخل في ال Block يساوي التدفق الخارج منه.

$$q_{in} = q_{out}$$

$$q = vA$$

لو رسمنا ال Block بشكل



الرسمة تمثل ال Block و تمثل عند مدخل ال Block سرعة المياه الموازية لمحور x وأيضا السرعة عند مخرج البلوك والذي نلاحظه أن السرعة زادت بمقدار $\left(\frac{\partial vx}{\partial x} dx\right)$ عند المخرج , و ما ينطبق على محور x ينطبق على محور z.

لاحظ أن تدفق الماء يأتي من اتجاهين x , z .

$$q_{in} = q_{out}$$

$$q_{in_x} + q_{in_z} = q_{out_x} + q_{out_z}$$

$$A_x v_{in_x} + A_z v_{in_z} = A_x v_{out_x} + A_z v_{out_z}$$

$$dy \times dz \times v_x + dy \times dx \times v_z = dy \times dz \times \left(vx + \frac{\partial vx}{\partial x} dx\right) + dy \times dx \times \left(vz + \frac{\partial vz}{\partial z} dz\right)$$

$$\frac{\partial vx}{\partial x} + \frac{\partial vz}{\partial z} = 0$$ **Equation 1**

وحسب قانون دارسي :

$$vx = k_x i_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$vz = k_z i_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

i_x : تساوي المشتقة الجزئية لل Total head بالنسبة ل

i_z : تساوي المشتقة الجزئية لل Total head بالنسبة ل

k_x: نفاذية الماء بالاتجاه الموازي لمحور x

k_z : نفاذية الماء بالاتجاه الموازي لمحور z

بالتعويض في **Equation 1** :

$$\frac{\partial vx}{\partial x} + \frac{\partial vz}{\partial z} = 0$$

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Equation 2

أذ كانت النفاذية الماء بالاتجاه الموازي على محور x **تساوي** النفاذية الماء بالاتجاه الموازي على

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Equation 3

Isotropic Soil

$$k_x = k_z$$

The following equations are used to solve certain problems in geotechnical engineering.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

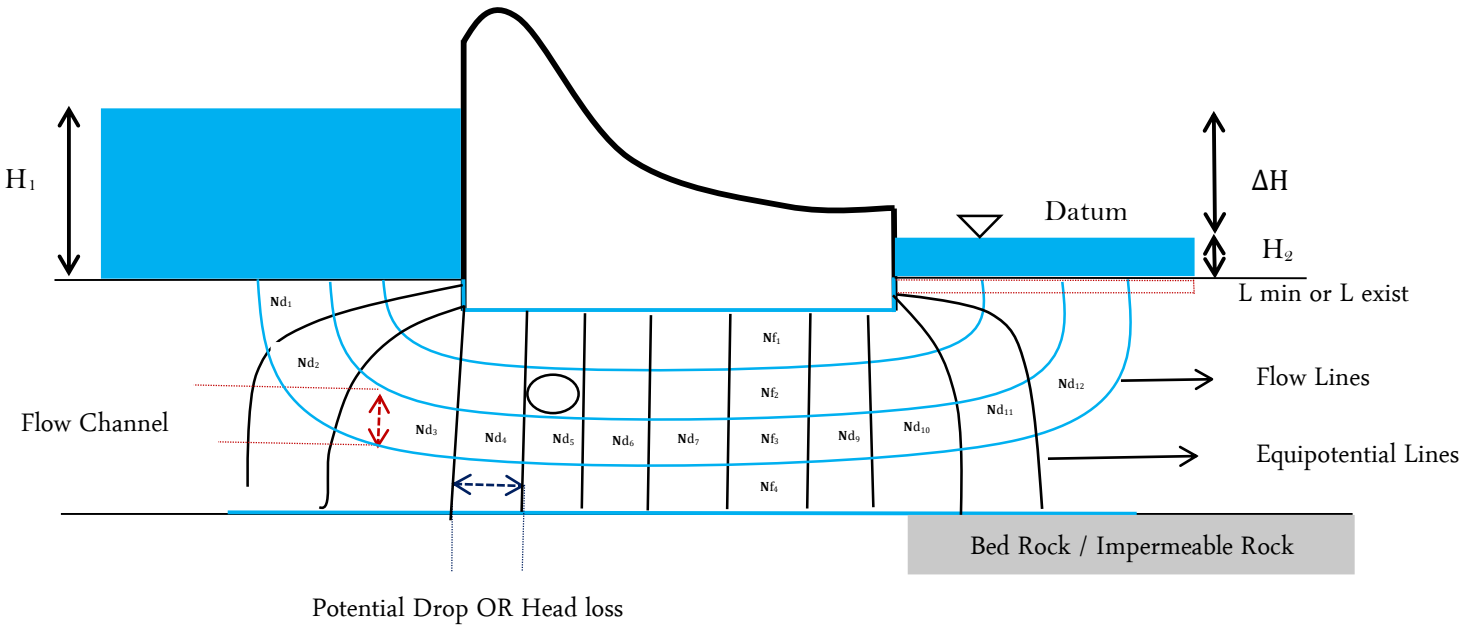
1. **What is the name of equation?** Laplace equation of continuity

2. **What is k_x and k_z stand for in equation?**
hydraulic conductivity in the horizontal and vertical directions

3. **What is h stand for in equation?** *The total head*

Flow Net

شبكة السريان هي عبارة عن شبكة من خطوط السريان و... نرسمها تحت السد مشان نقدر قيمة التدفق والخ...



تتألف شبكة السريان من:

1. Flow Lines or streamline.

Represent flow paths of particle of water.

هو خط وهمي نرسمه ونفترض أنه المسار الذي تسلكه جزيئات الماء للتسرب خلال التربة.

يبدأ خط السريان من منسوب المياه المرتفع وهو الذي يمتلك Total head المرتفع الى المنسوب المنخفض وهو الذي يمتلك Total head منخفض.

2. Equipotential Lines.

Is a line joining points with the same head.

هو خط وهمي نرسمه لنفترض آنه يضم النقاط صاحبة Total head المتساوي.

يبدأ Total head بالانخفاض مع كل خط تساوي الجهد (الخطوط التي يتساو عندها Total head).

دائما هذه الخطوط تخرج من هيكل السد ويجب أن تشكل زاوية مقدارها 90 تقريبا مع خطوط السريان.

3. Flow Channel (Nf)

The area between two flow lines is called a flow channel.

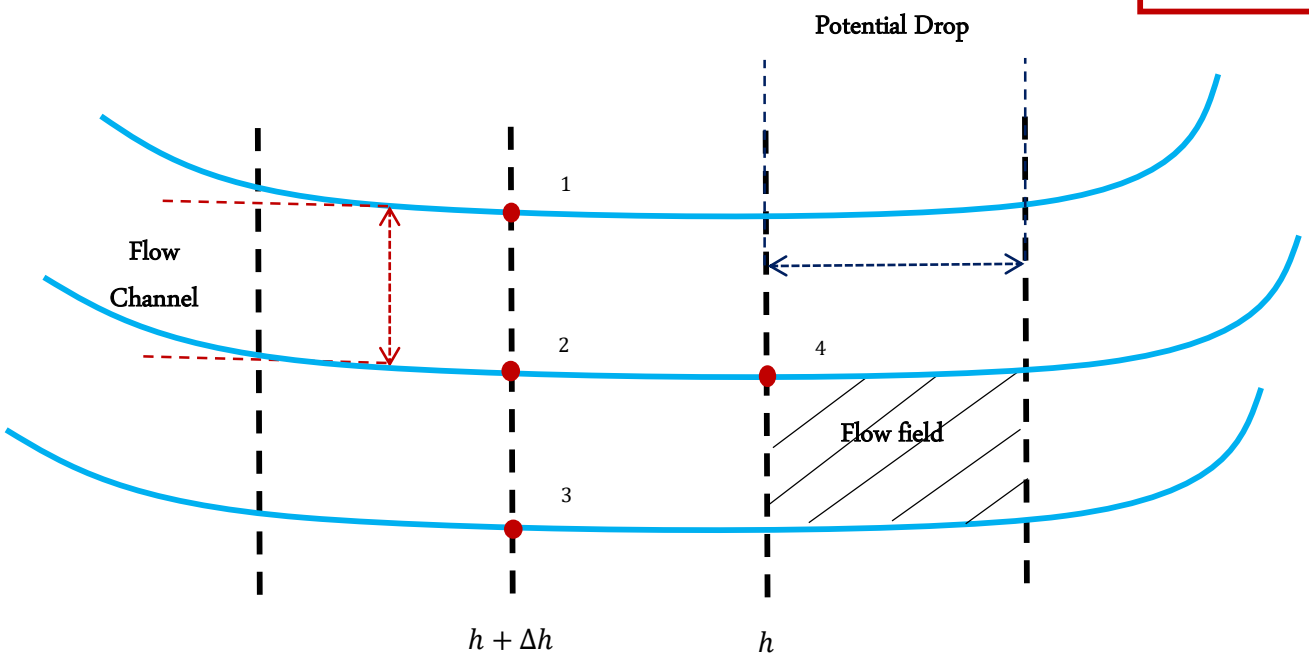
المسافة المحصورة بين خطين سريان نفرض أنها قناة تسرب للمياه, وعددهم في الشكل 4.

4. Potential Drop (Nd) Or Head loss Δh

The area between two Equipotential Lines is called a flow.

هي مقدار الفقدان في ال Total head عند التحرك من خط تساوي الجهد إلى الخط الي بعده وهذا **المقدار ثابت** من ال البداية الى النهاية وأن مجموع هذه القيم يساوي الفقدان الكلي في ال Total head وعددهم في الشكل 14.

ملاحظات



- عدد Flow Channel **يساوي** Flow Lines -1
- عدد Potential Drop **يساوي** Equipotential Lines -1
- النقاط 1/2/3 صاحبة Total head متساوي وأعلى من النقطة 4 صاحبة Total head أقل.
- عند طرح قيمة Total head_4 - Total head_2 بتعطيني قيمة **Head loss Δh OR Potential Drop**

ونفرض أنها قيمة ثابتة خلال شبكة الريان

$$(h + \Delta h) - h = \Delta h$$

- اخر مسافة بين خطين تساوي جهد تسمى $\mathbf{L_{exis}}$ **or** $\mathbf{L_{min}}$
- يبدأ عد Nd من المنسوب الماء العالي.

Constrained for Flow Net

1. Flow conditions at entrances and exist.

شرط التدفق يبدأ بمدخل وينتهي بمخرج.

2. Flow line must intersect equipotential lines at right angles.

خطوط السريان يجب أن تتقاطع مع خطوط تساوي الجهد بزاوية تقريبا تساوي 90.

3. The area between flow lines and equipotential lines must be curvilinear squares, a curvilinear squares has the property that an inscribed circle can be drawn to touch each side of the square and continuous bisection result, in the limit, to a point.

يجب أن تكون المنطقة المحصورة بين خطوط السريان وخطوط تساوي الجهد على شكل مربع زواياه على شكل curve وتستطيع رسم دائرة بداخله.

4. The quantity of flow through each flow channel is constant.

التدفق كميته ثابتة خلال شبكة السريان.

5. The head loss between each consecutive equipotential line is constant.

الطاقة الضائعة تعتبر قيمة ثابتة خلال شبكة السريان.

6. A flow line cannot each intersect other flow line.

خطوط السريان لا يجب أن تتقاطع مع بعضها.

7. A equipotential line cannot each intersect other equipotential

خطوط تساوي الجهد لا يجب أن تتقاطع مع بعضها.

1. Seepage discharge or Flow rate.

لحساب التدفق أو التسرب الثابت خلال شبكة السريان:

$$q = k\Delta H \frac{Nf}{Nd} \quad \frac{m^3}{sec}$$

$k = \ hydraulic\ conductivity\ of\ soil \left(\frac{cm}{sec}\right)$

$\Delta H = H_1 - H_2$

$Nf = Number\ of$ flow channel

$Nd = Number\ of$ Potential Drop

2. Head loss or Drop head.

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{Nd} \quad m$$

3. Pressure head.

$$h_i = (\Delta H - Nd_i \Delta h - z) \quad m$$

$\Delta H = H_1 - H_2$

$Nd_i = Number\ of$ Potential Drop $at\ point\ i$

$\Delta h = Head\ loss$

$z = depth\ from\ datum$

4. Pour water pressure.

$$u_i = \gamma_w h_i = \gamma_w (\Delta H - Nd_i \Delta h - z)$$

بالنسبة للمسافة z بخدها من المرجع واتخذه منسوب سطح الماء المنخفض أو اذ لم يكون هناك منسوب سطح الماء المنخفض خذ سطح التربة والمسافة أسفل المرجع بالسالب وأعلى المرجع

..

5. Factor of safety against Uplift force.

معامل أمان يتم حسابه لمعرفة أذ سوف يقوم ضغط المياه برفع السد أو لا.

$$F.s = \frac{\text{The weight of the dam}}{pressure\ of\ water}$$

$$p_w = \frac{(u_i + u_{ii})}{2} \times \mathrm{L_{Dam}}$$

بأخذ نقطة عند بداية السد ونهاية السد و عند أي تغير في شكل أرضية السد.

u_i ضغط المياه عند بداية السد

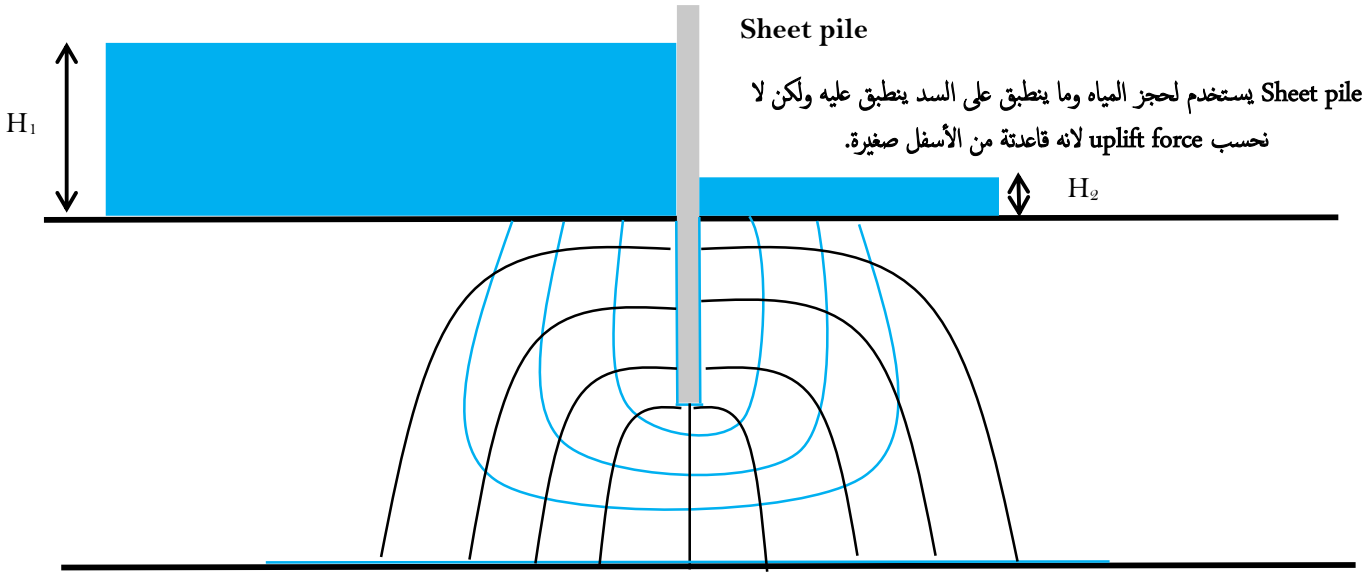
u_{ii} ضغط المياه عند نهاية السد

6. Factor of safety against piping force.

$$F.s = \frac{i_{cr}}{i_{exit}}$$

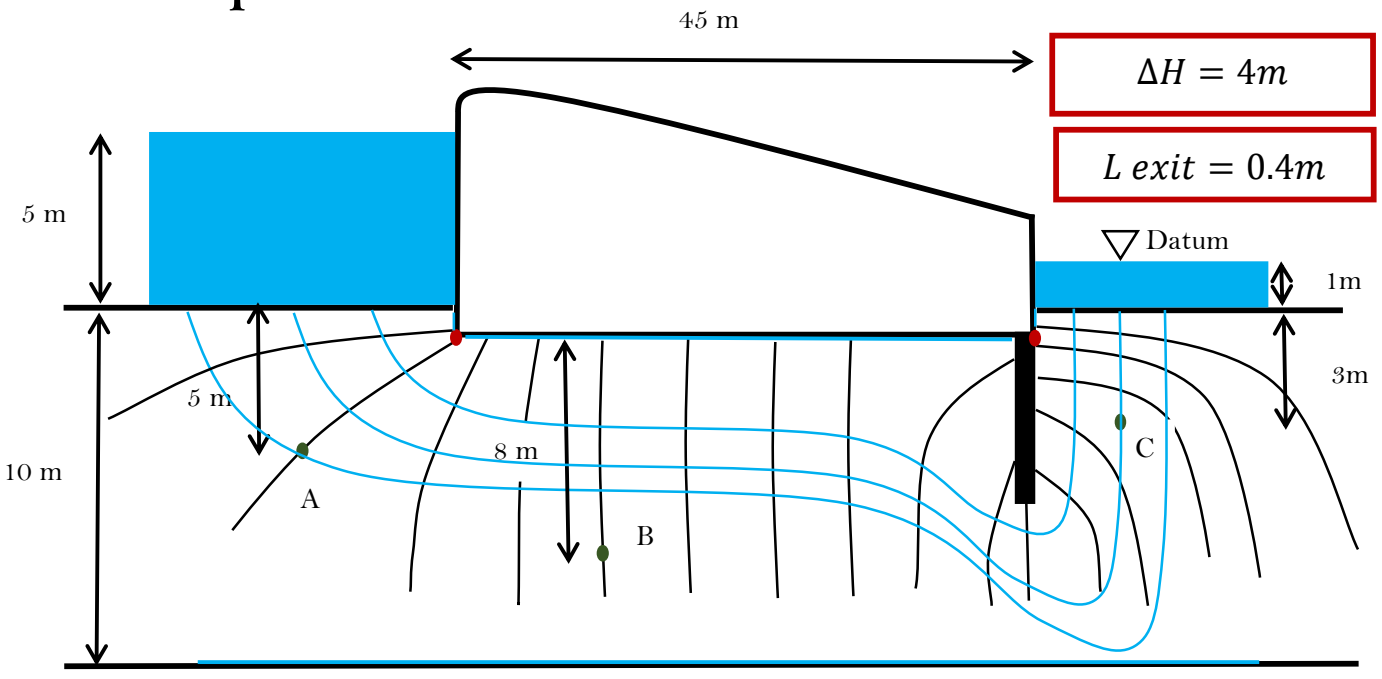
$$i_{exit} = \frac{\Delta h}{L\ exit}$$

معامل أمان يتم حسابه لمعرفة أذ الماء سوف يدفع التربة من مكانها للأعلى ويحدث فوران للتربة او لا.



Sheet pile يستخدم لحجز المياه وما ينطبق على السد ينطبق عليه ولكن لا نحسب uplift force لانه قاعدتة من الأسفل صغيرة.

Example 1



$\Delta H = 4m$

$L\ exit = 0.4m$

1. The quantity of seepage under the dam in $m^3/yr/m$ of dam?

2. Determine the effective stress at point A/B/C. Ignore dam self-weight effect?

3. Determine the factor of safety against piping?

4. If the factor of safety against uplift pressure is 6. What is the minimum weight of dam cross section?

Assume $\gamma_{sat} = 20.81 \frac{KN}{m^3}$ $K = 1 \times 10^{-5} m/sec$

1. The quantity of seepage?

$$q = k\Delta H \frac{Nf}{Nd} = 1 \times 10^{-5} \times 4 \times \frac{4}{17} = \mathbf{9.4 \times 10^{-6}\ m^3/sec/m}$$

$$9.4 \times 10^{-6} \times 60 \times 60 \times 24 \times 365 = \mathbf{296.81 m^3/yr/m}$$

2. Effective stress?

$$u_A = \gamma_w(\Delta H - Nd_A\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 2 \times \frac{4}{17} - (-6)\right) = \mathbf{93.48 \frac{KN}{m^2}}$$

$$\sigma_{total_A} = \gamma_{water} \times H_1 + \gamma_{Sat} \times H_A = 9.81 \times 5 + 20.81 \times 5$$

$$= \mathbf{153.1 \frac{KN}{m^2}}$$

$$\sigma_{effective_A} = \sigma_{total_A} - u_A = 153.1 - 93.74 = \mathbf{59.62 \frac{KN}{m^2}}$$

$$u_B = \gamma_w(\Delta H - Nd_B\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 5 \times \frac{4}{17} - (-9.5)\right)$$

$$= \mathbf{120.89}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\sigma_{total_B} = \gamma_{Sat} \times H_B = 20.81 \times 8 = \mathbf{166.48}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\sigma_{effective_B} = \sigma_{total_B} - u_B = 166.48\ - 121.89 = \mathbf{45.59}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$u_C = \gamma_w(\Delta H - Nd_C\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 13.5 \times \frac{4}{17} - (-4)\right)$$

$$= \mathbf{47.32}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\sigma_{total_C} = \gamma_{water} \times H_2 + \gamma_{Sat} \times H_A = 9.81 \times 1 + 20.81 \times 3$$

$$= \mathbf{72.24}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\sigma_{effective_B} = \sigma_{total_B} - u_B = 72.24 - 46.87 = \mathbf{24.92}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

3. Factor of safety against piping?

$$F.S = \frac{i_{cr}}{i_{exit}} = \frac{1.12}{0.59} = \mathbf{1.898} > 1\ OK$$

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{20.81 - 9.81}{9.81} = \mathbf{1.12}$$

$$i_{exit} = \frac{\Delta h}{L\ exit} = \frac{\frac{4}{17}}{0.4} = \mathbf{0.59}$$

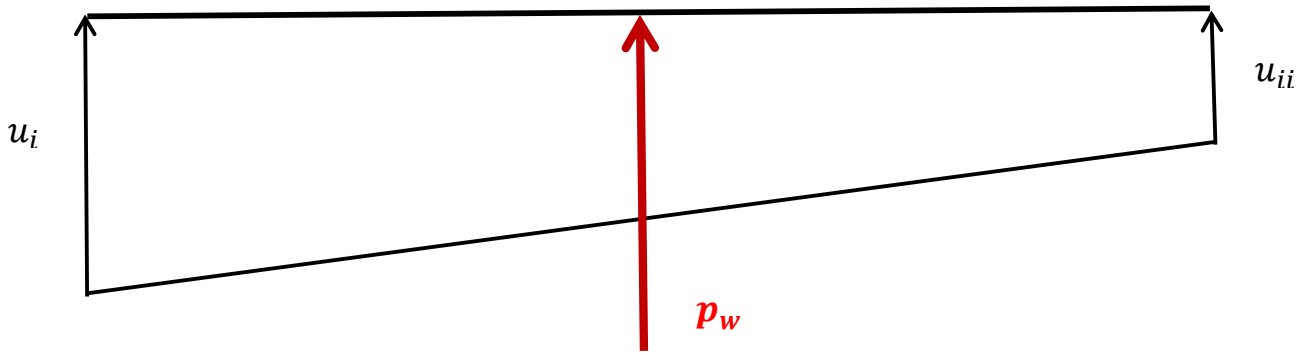
4. the factor of safety against uplift ?

$$u_i = \gamma_w(\Delta H - Nd_i\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 2 \times \frac{4}{17} - (-1.5)\right)$$

$$= \frac{\mathbf{49.34KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$u_{ii} = \gamma_w(\Delta H - Nd_{ii}\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 15 \times \frac{4}{17} - (-1.5)\right)$$

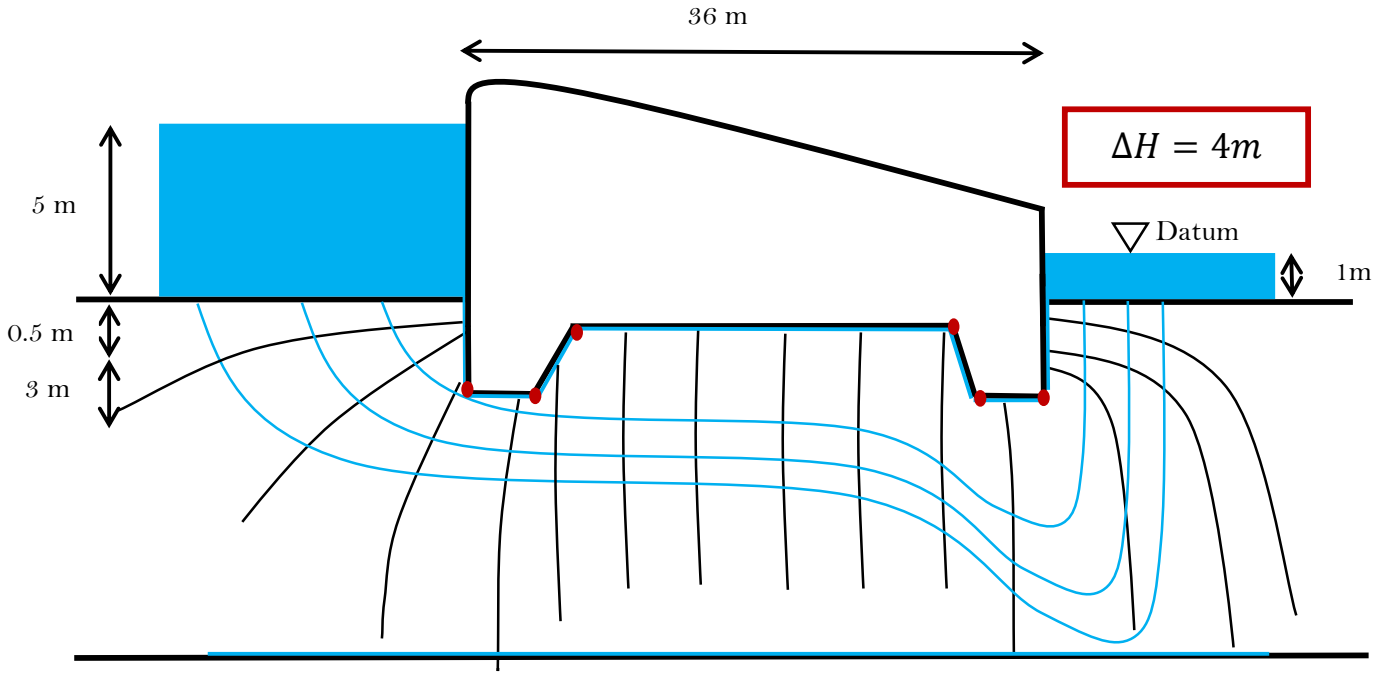
$$= \frac{\mathbf{19.33KN}}{\mathbf{m^2}}$$



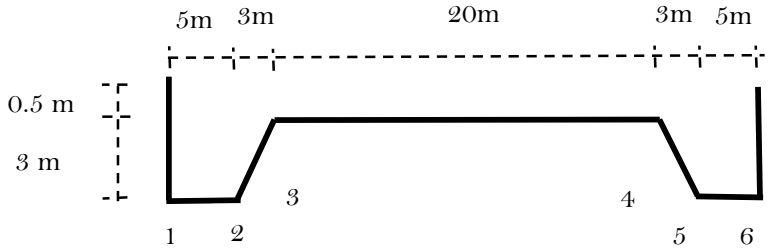
$$p_w = \frac{(u_i + u_{ii})}{2} = \left(\frac{(49.34 + 19.33)}{2}\right) \times 45 = \mathbf{1545.075KN/m}$$

$$6 = \frac{\text{The weight of the dam}}{1545.075} \quad \text{w. t of dam} = \mathbf{9270.45\ KN/m}$$

Example 2



Determine Factor of safety against Uplift? Assume $\gamma_{concrete} = 23KN/m^2$, $A_{concrete} = 300\ m^2$



$$u_1 = \gamma_w(\Delta H - Nd_i\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 3 \times \frac{4}{15} - (-4.5)\right) = \frac{\mathbf{75.54KN}}{\mathbf{m^2}}$$

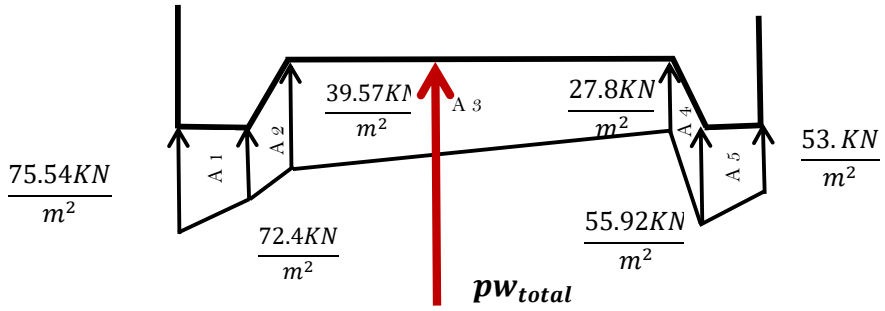
$$u_2 = \gamma_w(\Delta H - Nd_2\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 4.2 \times \frac{4}{15} - (-4.5)\right) = \frac{\mathbf{72.4KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$u_3 = \gamma_w(\Delta H - Nd_3\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 5.5 \times \frac{4}{15} - (-1.5)\right) = \frac{\mathbf{39.57KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$u_4 = \gamma_w(\Delta H - Nd_4\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 10 \times \frac{4}{15} - (-1.5)\right) = \frac{\mathbf{27.8KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$u_5 = \gamma_w(\Delta H - Nd_5\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 10.5 \times \frac{4}{15} - (-4.5)\right) = \frac{\mathbf{55.92KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$u_6 = \gamma_w(\Delta H - Nd_6\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 11.5 \times \frac{4}{15} - (-4.5)\right) = \frac{\mathbf{53.3KN}}{\mathbf{m^2}}$$



$$pw_1 = \frac{(u_1 + u_2)}{2} = \left(\frac{75.54 + 72.4}{2}\right) \times 5 = \mathbf{369.85KN/m}$$

$$pw_2 = \frac{(u_2 + u_3)}{2} = \left(\frac{72.4 + 39.75}{2}\right) \times 3 = \mathbf{168.225KN/m}$$

$$pw_3 = \frac{(u_3 + u_4)}{2} = \left(\frac{39.75 + 27.8}{2}\right) \times 20 = \mathbf{675.5KN/m}$$

$$pw_4 = \frac{(u_4 + u_5)}{2} = \left(\frac{27.8 + 55.92}{2}\right) \times 3 = \mathbf{125.58KN/m}$$

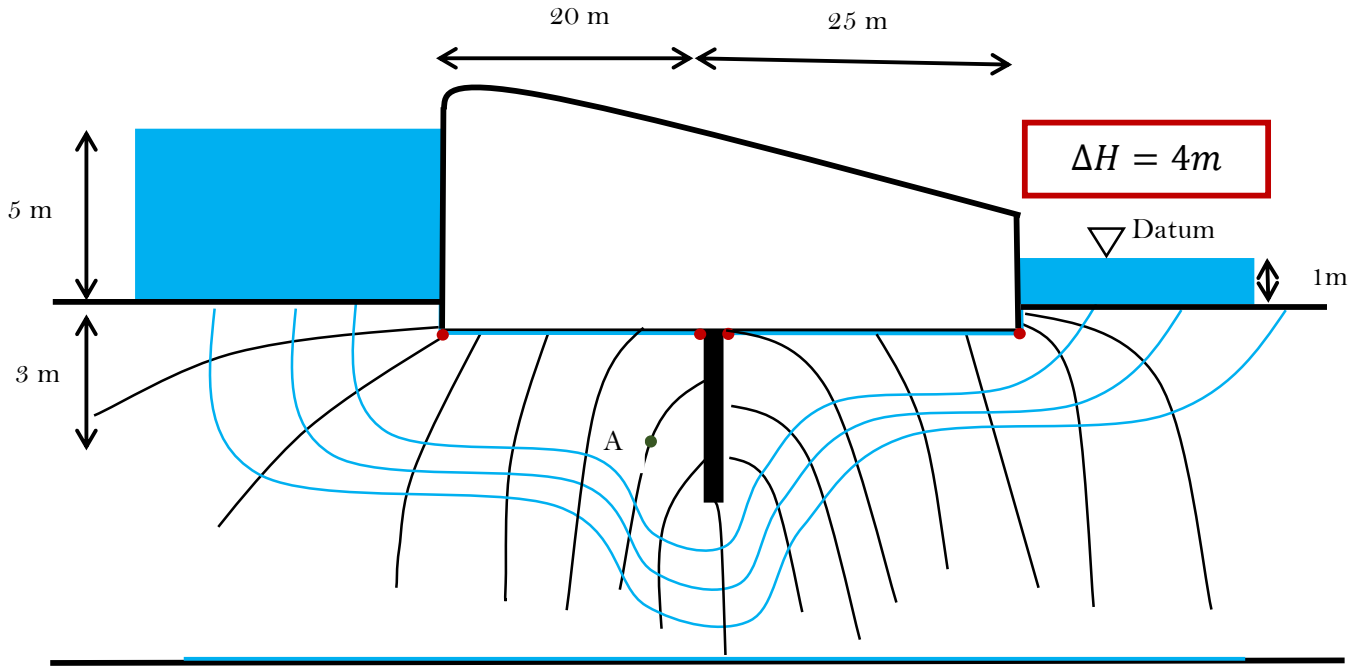
$$pw_5 \frac{(u_5 + u_6)}{2} = \left(\frac{55.92 + 53.3}{2}\right) \times 5 = \mathbf{273.05KN/m}$$

$$pw_{total} = \mathbf{1612.21KN/m}$$

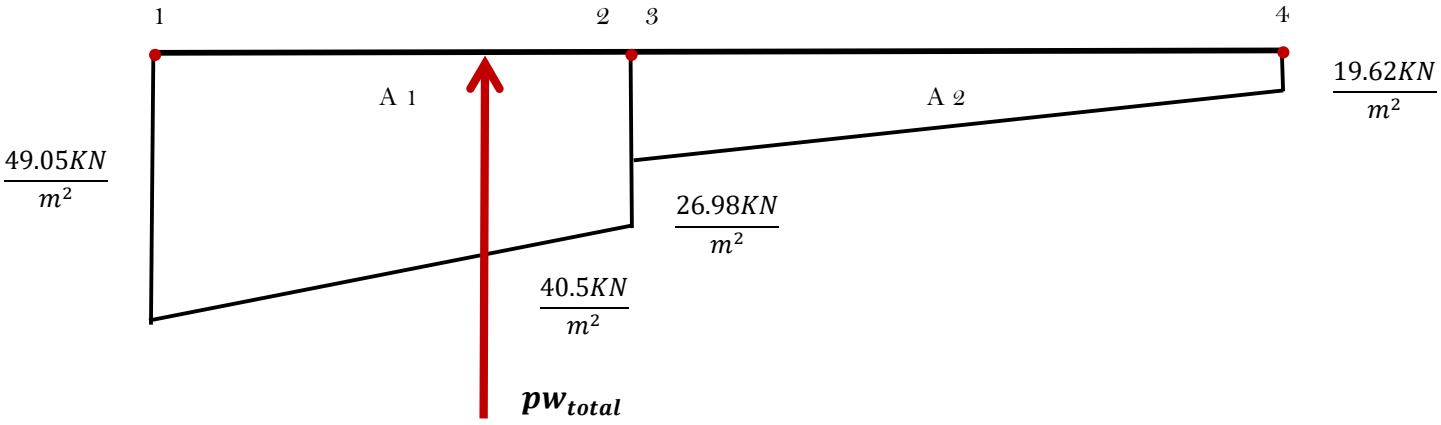
$$w = \gamma_{concrete} \times A_{concrete} = 23 \times 300 = 6900KN/m$$

$$F.s = \frac{\text{The weight of the dam}}{pressure\ of\ water} = \frac{6900}{1612.21} = \mathbf{4.65} > 1$$

Example 3:



1. Determine Factor of safety against Uplift? Assume $\gamma_{concrete} = 25KN/m^2$, $A_{concrete} = 250\ m^2$



$$u_1 = \gamma_w(\Delta H - Nd_i\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 2 \times \frac{4}{16} - (-1.5)\right) = \mathbf{\frac{49.05KN}{m^2}}$$

$$u_2 = \gamma_w(\Delta H - Nd_2\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 5.5 \times \frac{4}{16} - (-1.5)\right) = \mathbf{\frac{40.5KN}{m^2}}$$

$$u_3 = \gamma_w(\Delta H - Nd_3\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 11 \times \frac{4}{16} - (-1.5)\right) = \mathbf{\frac{26.98KN}{m^2}}$$

$$u_4 = \gamma_w(\Delta H - Nd_4\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 14 \times \frac{4}{16} - (-1.5)\right) = \mathbf{\frac{19.62KN}{m^2}}$$

$$pw_1 = \frac{u_1 + u_2}{2} = \left(\frac{49.05 + 40.5}{2}\right) \times 20 = \mathbf{895.5KN/m}$$

$$pw_2 = \frac{u_2 + u_3}{2} = \left(\frac{26.98 + 19.62}{2}\right) \times 25 = \mathbf{582.5KN/m}$$

$$pw_{total} = \mathbf{1478KN/m}$$

$$w = \gamma_{concrete} \times A_{concrete} = 25 \times 250 = \mathbf{6250KN/m}$$

$$F.s = \frac{\text{The weight of the dam}}{pressure\ of\ water} = \frac{6250}{1478} = \mathbf{4.22} > 1$$

2. If the weight of the dam is 150 KN/m2, calculate the effective stress at point A (Assume the weight of the dam is constant with depth) $\gamma_{Sat} = \mathbf{20.81KN/m^2}$

$$u_A = \gamma_w(\Delta H - N d_A \Delta h - z) = 9.81\left(4 - 6 \times \frac{4}{16} - (-4)\right) = \mathbf{121.535}\,\frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

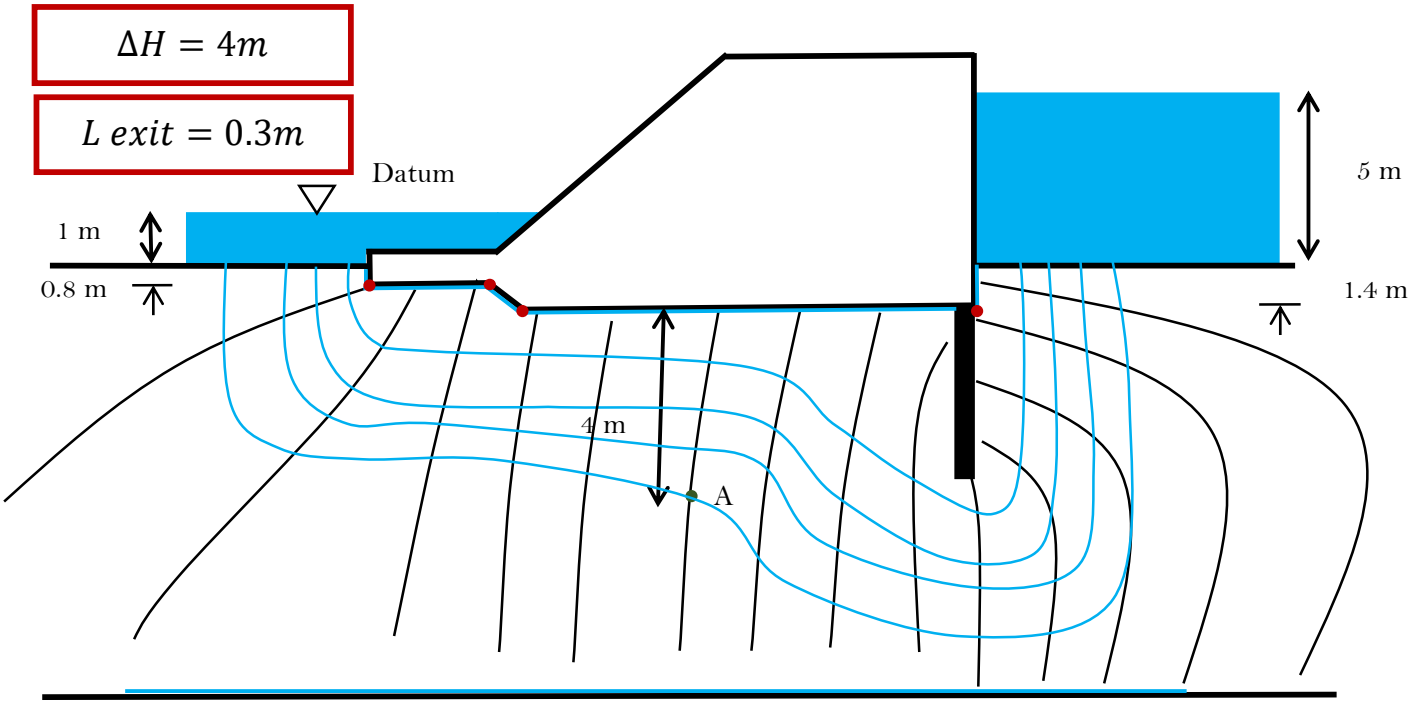
$$\sigma_{total_A} = \gamma_{Sat} \times H_A + Dam\ w.t = 20.81 \times 3 + 150 = \mathbf{212.43}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

$$\sigma_{effective_A} = \sigma_{total_A} - u_A = 212.43 - 121.535 = \mathbf{90.895}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{m^2}}$$

Example 4:

$\Delta H = 4m$

$L\ exit = 0.3m$



1. The quantity of seepage under the dam in $m^3/yr/m$ of dam?

2. Determine the head pressure at point A?

3. Determine the factor of safety against piping?

4. The uplift force underneath the dam ?

Assume $GS = 2.7$ $e = 0.6$ $K = 2.5 \times 10^{-5} m/sec$

1. The quantity of seepage?

$$q = k\Delta H \frac{Nf}{Nd} = 2.5 \times 10^{-5} \times 4 \times \frac{5}{15} = \mathbf{3.3 \times 10^{-5}\ m^3/sec/m}$$

$$3.3 \times 10^{-5} \times 60 \times 60 \times 24 \times 365 = \mathbf{1051.2\ m^3/yr/m}$$

2. The head pressure at point A?

$$h_A = (\Delta H - Nd_A \Delta h - z) = \left(4 - 9 \times \frac{4}{15} - (-6.4)\right) = \mathbf{8\ m}$$

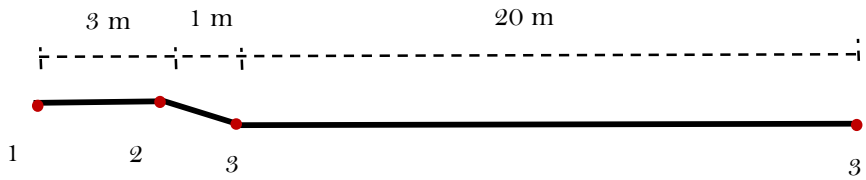
3. Factor of safety against piping ?

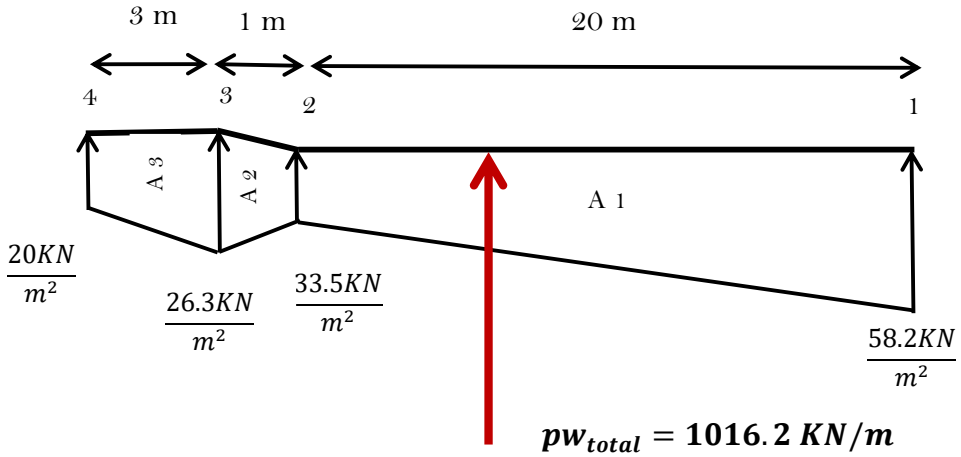
$$F.s = \frac{i_{cr}}{i_{exit}} = \frac{1.0625}{0.9} = \mathbf{1.18} > 1\ OK$$

$$i_{cr} = \frac{Gs - 1}{1 + e} = \frac{2.7 - 1}{1 + 0.6} = 1.0625$$

$$i_{exit} = \frac{\Delta h}{L\ exit} = \frac{\frac{4}{15}}{0.3} = 0.9$$

4. The uplift force underneath the dam?





$$u_1 = \gamma_w(\Delta H - Nd_i\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 1.8 \times \frac{4}{15} - (-2.4)\right) = \frac{\mathbf{58.2KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$u_2 = \gamma_w(\Delta H - Nd_2\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 11.2 \times \frac{4}{15} - (-2.4)\right) = \frac{\mathbf{33.5KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$u_3 = \gamma_w(\Delta H - Nd_3\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 11.8 \times \frac{4}{15} - (-1.8)\right) = \frac{\mathbf{26.3KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$u_4 = \gamma_w(\Delta H - Nd_4\Delta h - z) = 9.81\left(4 - 14 \times \frac{4}{15} - (-1.8)\right) = \frac{\mathbf{20KN}}{\mathbf{m^2}}$$

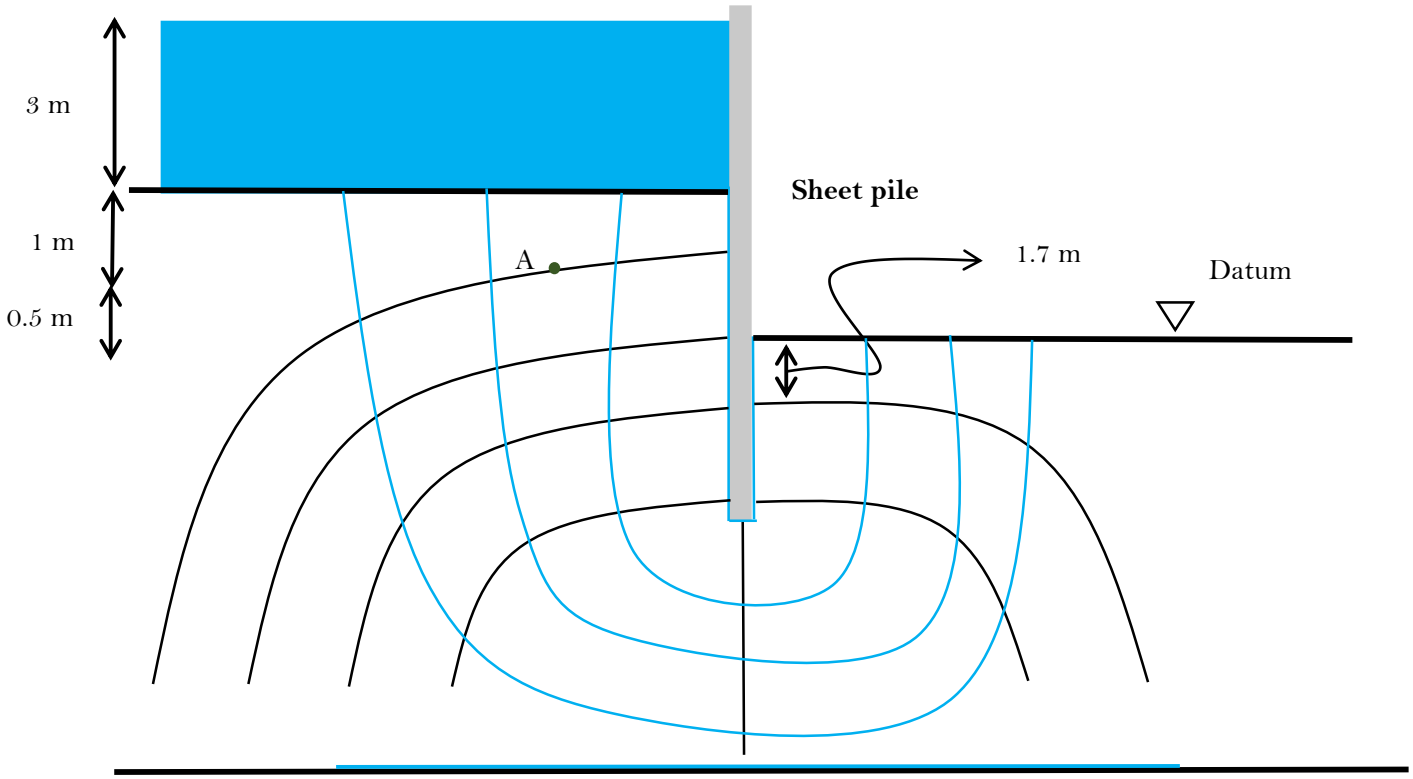
$$pw_1 = \frac{(u_1 + u_2)}{2} = \left(\frac{58.2 + 33.5}{2}\right) \times 20 = \mathbf{917KN/m}$$

$$pw_2 = \frac{(u_2 + u_3)}{2} = \left(\frac{33.5 + 26.3}{2}\right) \times 1 = \mathbf{29.75KN/m}$$

$$pw_3 = \frac{(u_3 + u_4)}{2} = \left(\frac{26.3 + 20}{2}\right) \times 3 = \mathbf{69.45KN/m}$$

$$pw_{total} = \mathbf{1016.2KN/m}$$

Example 5:



1. The quantity of seepage under the dam in m³/yr/m of dam?

2. Determine the effective stress at point A.

3. Determine the factor of safety against piping?

Assume $\gamma_{sat} = 19.81 \frac{KN}{m^3}$ $K = 3.5 \times 10^{-5} m/sec$

1. The quantity of seepage?

$$q = k\Delta H \frac{Nf}{Nd} = 3.5 \times 10^{-5} \times 4.5 \times \frac{4}{8} = \mathbf{7.875 \times 10^{-5}\ m^3/sec/m}$$

$$7.875 \times 10^{-5} \times 60 \times 60 \times 24 \times 365 = \mathbf{2483.46\ m^3/yr/m}$$

2. Effective stress?

$$u_A = \gamma_w(\Delta H - Nd_A\Delta h - z) = 9.81\left(4.5 - 1 \times \frac{4.5}{8} - (0.5)\right) = \mathbf{34}\ \frac{\mathbf{KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$\sigma_{total_A} = \gamma_{water} \times H_2 + \gamma_{Sat} \times H_A = 9.81 \times 3 + 19.81 \times 1 = \mathbf{49.24}\ \frac{\mathbf{KN}}{\mathbf{m^2}}$$

$$\sigma_{effective_A} = \sigma_{total_A} - u_A = 49.24 - 34 = \mathbf{15.24}\ \frac{\mathbf{KN}}{\mathbf{m^2}}$$

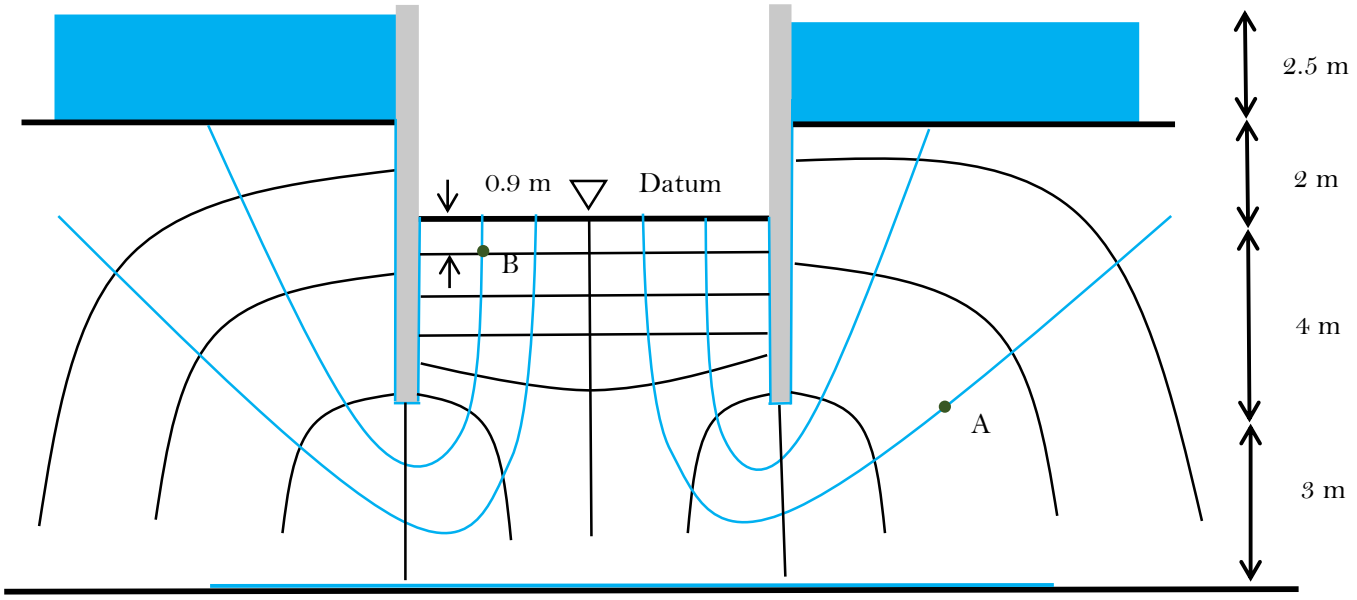
3. Factor of safety against piping ?

$$F.S = \frac{i_{cr}}{i_{exit}} = \frac{1.02}{0.331} = \mathbf{3.082} > 1\ OK$$

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{19.81 - 9.81}{9.81} = \mathbf{1.02}$$

$$i_{exit} = \frac{\Delta h}{L\ exit} = \frac{\frac{4.5}{8}}{1.7} = \mathbf{0.331}$$

Example 6:



1. The quantity of seepage under the dam in m³/yr/m of dam?

2. Determine the total head at point A?

3. Determine the effective stress at point B?

4. Determine the factor of safety against piping?

Assume $\gamma_{sat} = 18.3\frac{KN}{m^3}$ $K = 7 \times 10^{-5} m/sec$

1. The quantity of seepage?

$$q_1 = k\Delta H\frac{Nf}{Nd} = 7\times10^{-5}\times4.5\times\frac{3}{10} = \mathbf{9.45\times10^{-5}\ m^3/sec/m}$$

$$q_{total} = q_1\times2 = \mathbf{1.89\times10^{-4}\ m^3/sec/m}$$

$$1.89\times10^{-4}\times60\times60\times24\times365 = \mathbf{5960.304\ m^3/yr/m}$$

2. The total head at point A?

$$h_A = (\Delta H - Nd_A\Delta h - z) = \left(4.5 - 2.5\times\frac{4.5}{10} - (-4)\right) = \mathbf{7.375\ m}$$

$$Elevation\ head(z) = \mathbf{3\ m}$$

$$Total\ head = Pressure\ head + Elevation\ head = 7.375 + 3$$
$$= \mathbf{10.375\ m}$$

3. Effective stress at B?

$$u_B = \gamma_w(\Delta H - Nd_B\Delta h - z) = 9.81\left(4.5 - 9\times\frac{4.5}{10} - (-0.9)\right)$$
$$= \mathbf{13.2\ \frac{KN}{m^2}}$$

$$\sigma_{total_B} = \gamma_{Sat}\times H_B = 18.3\times0.9 = \mathbf{16.47\ \frac{KN}{m^2}}$$

$$\sigma_{effective_B} = \sigma_{total_B} - u_B = 16.47 - 13.2 = \mathbf{3.27\ \frac{KN}{m^2}}$$

4. Factor of safety against piping?

$$F.S = \frac{i_{cr}}{i_{exit}} = \frac{0.87}{0.5} = \mathbf{1.74} > 1\ OK$$

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{18.3 - 9.81}{9.81} = \mathbf{0.87} \qquad i_{exit} = \frac{\Delta h}{L\ exit} = \frac{\frac{4.5}{10}}{0.9} = \mathbf{0.5}$$

Flow Net In Anisotropic soil

Isotropic Soil المقصود فيها لكل تربة يوجد خصائص وهذه الخصائص **يجب أن تكون ثابتة في جميع الأتجاهات لنستطيع رسم شبكة السريان** ومن هذه الخصائص هي النفاذية فاذا أختلفت قيمة النفاذية باختلاف الاتجاه تصبح التربة **Anisotropic Soil**.

من شروط أستخدام شبكة السريان أن تكون التربة **Isotropic Soil** وفي حال لم تكن $k_x \neq k_z$ وأختلفت النفاذية باختلاف الاتجاه يجب ضرب الأبعاد الأفقية للسد ب $\sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$ لنستطيع رسم شبكة السريان.

عند حساب q في شبكة السريان نستخدم $\bar{K}$ و تساوي $\sqrt{k_x \times k_z}$.

$$q = \bar{k}\Delta H \frac{Nf}{Nd} = \sqrt{k_x \times k_z}\Delta H \frac{Nf}{Nd}$$

Example 1

A dam section ,the hydraulic conductivity of the permeable layer in the vertical and horizontal directions are 2×10^{-2}mm/s and 4×10^{-2} mm/s , respectively, Draw a flow net and calculate the seepage loss of the dam in m³/day/m

$k_z = 2 \times 10^{-2}\ mm/sec$

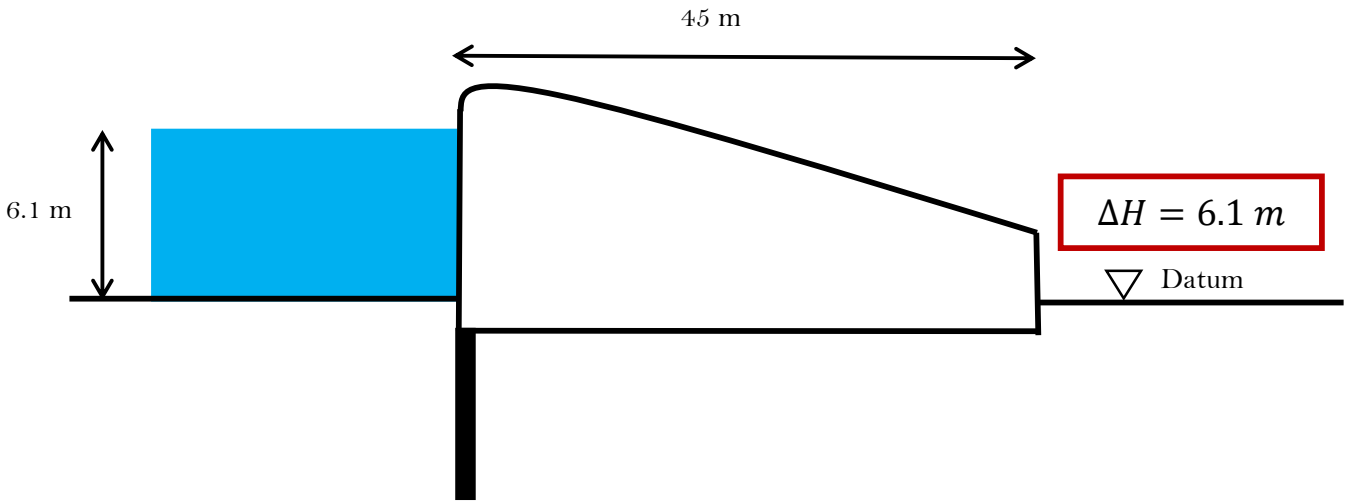
$k_x = 4 \times 10^{-2}\ mm/sec$

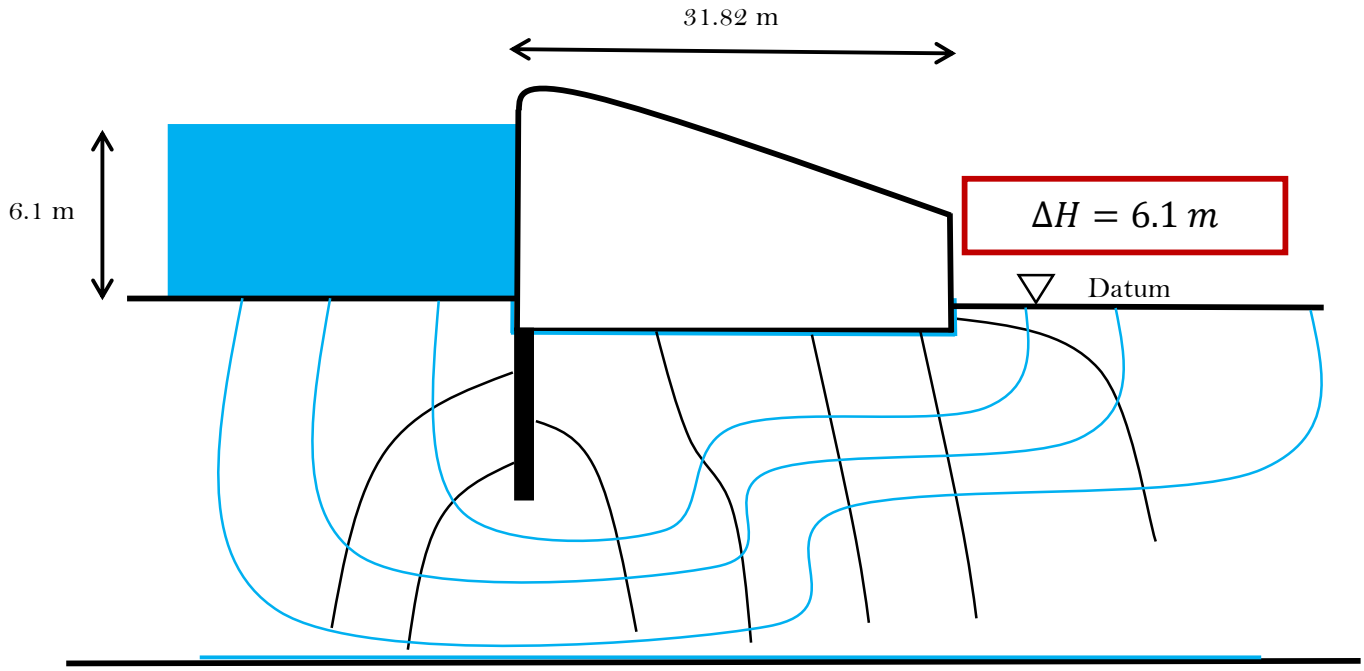
$k_z = 2 \times 10^{-2} \times 60 \times 60 \times 24 \times 10^{-3} = \mathbf{1.728\ m/day}$

$k_x = 4 \times 10^{-2} \times 60 \times 60 \times 24 \times 10^{-3} = \mathbf{3.456\ m/day}$

$$\sqrt{\frac{k_z}{k_x}} = \sqrt{\frac{1.728}{3.456}} = \mathbf{0.71}$$

$$0.71 \times 45 = \mathbf{31.82\ m}$$





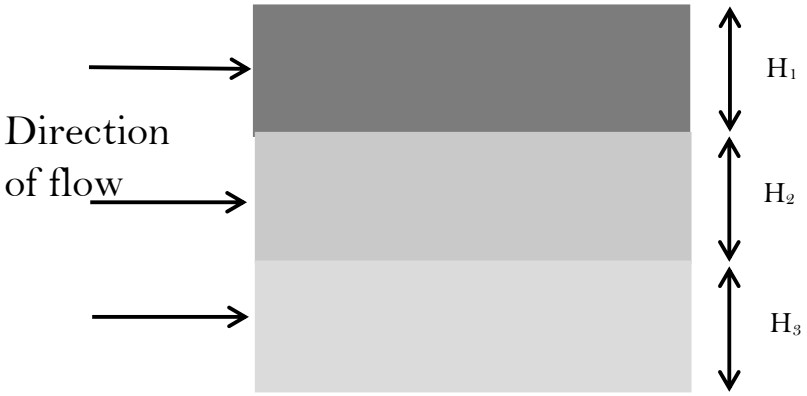
$$q = \sqrt{k_x \times k_z}\Delta H \frac{Nf}{Nd} = \sqrt{1.728 \times 3.456} \times 6.1 \times \frac{4}{8} = \mathbf{7.45\ m^3/day/m}$$

التنويه الى موضوع مهم مهم مهم مهم مهم ، الأبعاد معطى في أمثلة التلخيص نظرا لصعوبة التعامل مع مقياس الرسم وانا بكتب بالتلخيص الكتروني ولا تكون معطى في الامتحان , لكن بالمقابل بيكون معك مقياس الرسم , لذلك من الضروري جدا قبل الامتحان تكون بتعرف تتعامل مع مقياس الرسم لاستخراج الابعاد عن طريق المسطرة .

Non-homogeneous soil conditions

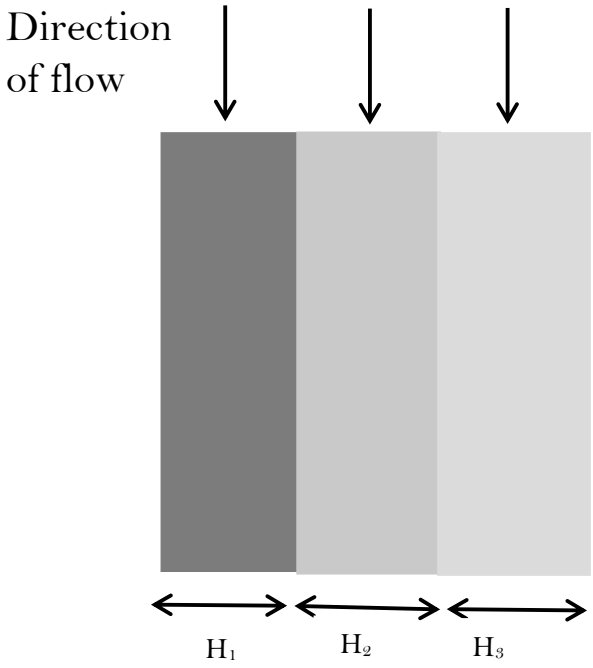
لو كانت عندي تربة غير متجانسة وتحتوي على أكثر من طبقة وكل طبقة لديها نفاذية وبدنا نحسب النفاذية

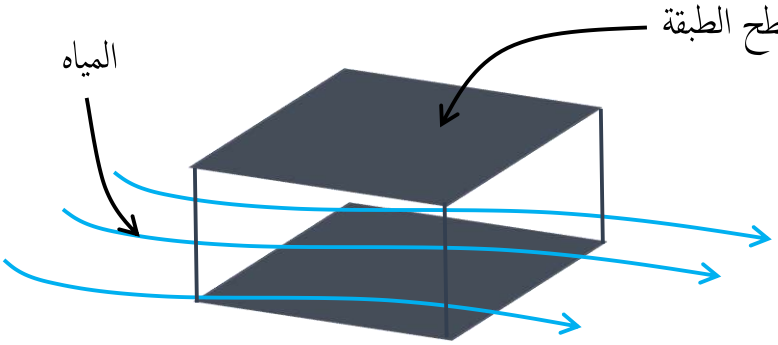
اذ كانت المياه **موازية** لسطح التربة كما في الشكل نحسب النفاية المكافئة عن طريق قانون النفاذية k_{Heq}



وفي شي ممكن تستدل منو على أنه انتا في حالة k_{Heq}

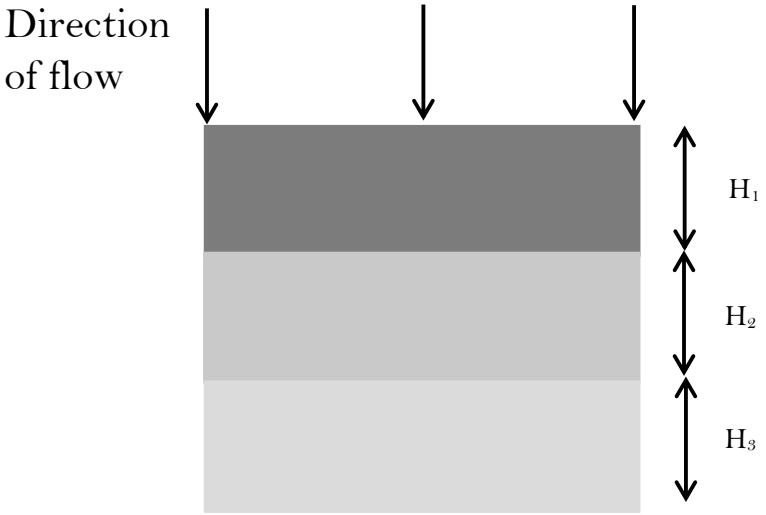
لو كانت المياه تسري في كل طبقة كما في الشكل بحيث لا تخرج المياه من طبقة و تدخل فى طبقة أخرى





$$k_{Heq} = \frac{H_1K_1 + H_2K_2 + H_3K_3}{H_1 + H_2 + H_3}$$

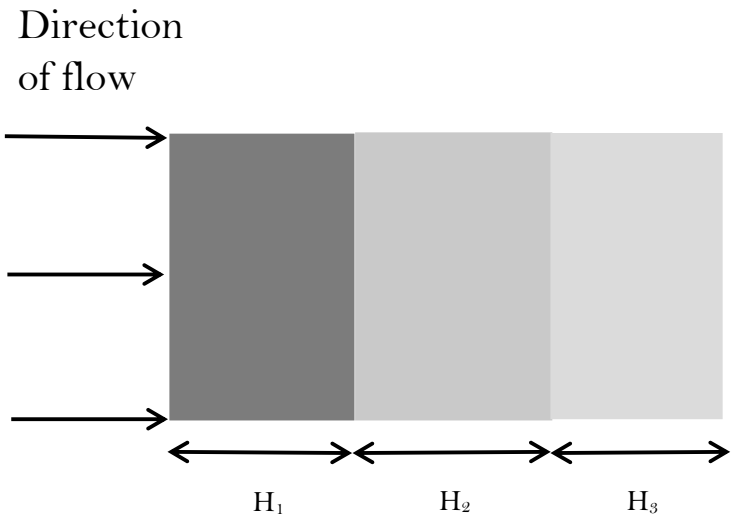
اذ كانت المياه **عمودية** لسطح التربة كما في الشكل نحسب النفاية المكافئة عن طريق قانون النفاذية k_{veq}

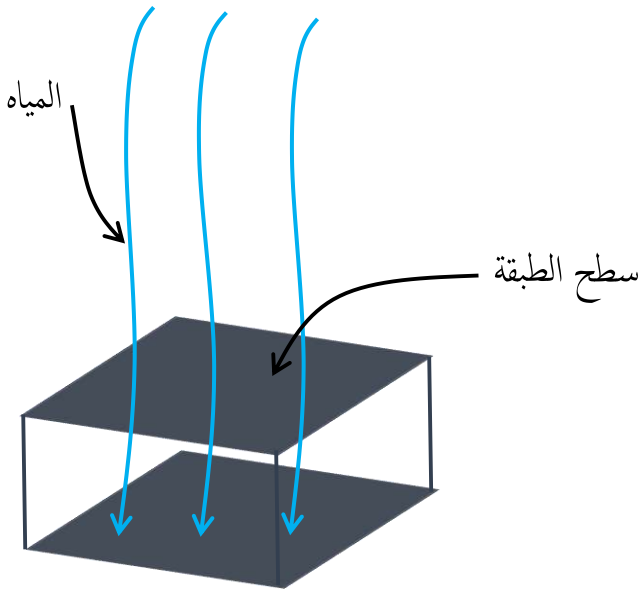


وفي شي ممكن تستدل منو على أنه انتا في حالة k_{veq}

لو كانت المياه تسري كما في الشكل بحيث تخرج المياه من طبقة وتدخل في طبقة أخرى

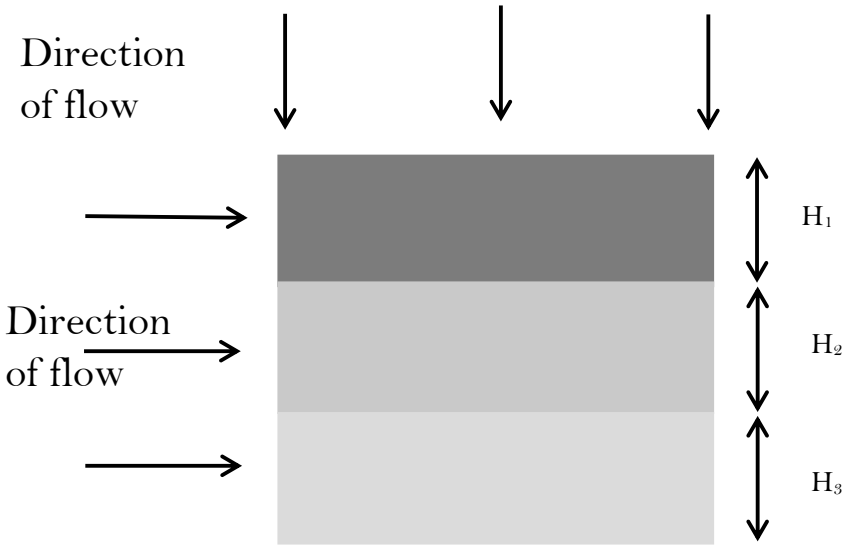
$$k_{V\,eq} = \frac{H_1 + H_2 + H_3}{\left(\frac{H_1}{K_1}\right) + \left(\frac{H_2}{K_2}\right) + \left(\frac{H_3}{K_3}\right)}$$





Example 1

H_1=1.5 m	$k_1 = 10^{-4} cm/sec$	H_1=150 cm
H_2=3 m	$k_2 = 3.2 \times 10^{-2} cm/sec$	H_2=300 cm
H_3=2 m	$k_3 = 4.1 \times 10^{-5} cm/sec$	H_3=200 cm



Estimate the ratio of equivalent hydraulic conductivity.

$$\frac{k_{H\,eq}}{k_{V\,eq}}$$

$$k_{H\,eq} = \frac{H_1K_1 + H_2K_2 + H_3K_3}{H_1 + H_2 + H_3}$$

$$= \frac{150 \times 10^{-4} + 300 \times 3.2 \times 10^{-2} + 200 \times 4.1 \times 10^{-5}}{150 + 300 + 200}$$

$$= \mathbf{0.0148\ cm/sec}$$

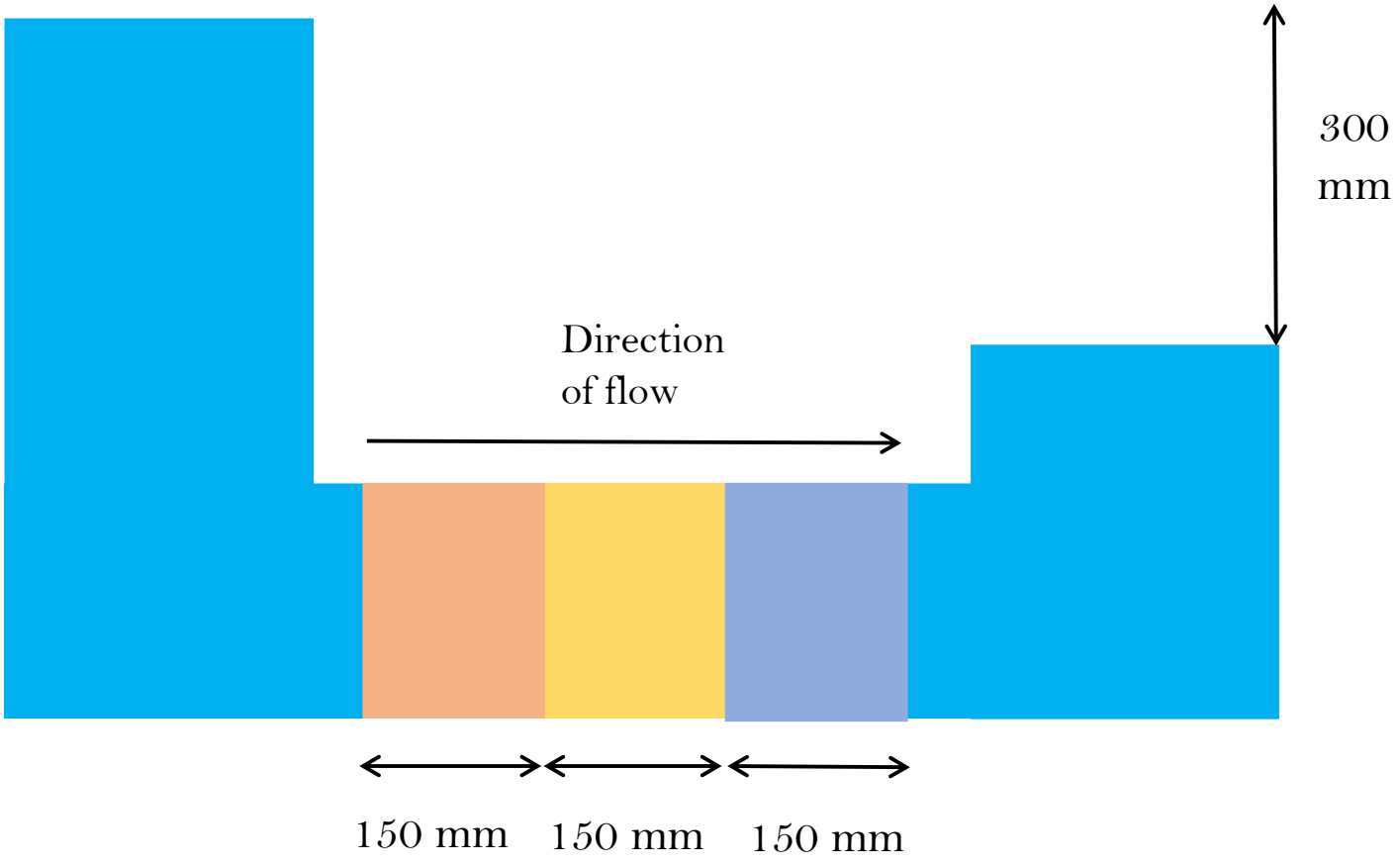
$$k_{V\,eq} = \frac{H_1 + H_2 + H_3}{\left(\frac{H_1}{K_1}\right) + \left(\frac{H_2}{K_2}\right) + \left(\frac{H_3}{K_3}\right)}$$

$$= \frac{150 + 300 + 200}{\left(\frac{150}{10^{-4}}\right) + \left(\frac{300}{3.2 \times 10^{-2}}\right) + \left(\frac{400}{4.1 \times 10^{-5}}\right)}$$

$$= \mathbf{1.018 \times 10^{-4}\ cm/sec}$$

$$\frac{k_{H\,eq}}{k_{V\,eq}} = \frac{0.0148}{1.018 \times 10^{-4}} = \mathbf{145.4}$$

Example 2



Three layers of soil in a tube that is 100 mm × 100 mm in cross section. Water is supplied to maintain a constant-head difference of 300 mm across the sample. The hydraulic conductivities of the soils in the direction of flow through them are as follows:

Find the rate of water supply in cm3/hr.

$$k_1 = 10^{-2} cm/sec$$

$$k_2 = 3 \times 10^{-3} cm/sec$$

$$k_3 = 4.9 \times 10^{-4} cm/sec$$

$$q = vA = k_{V\,eq} iA = 1.21 \times 10^{-3} \times \frac{2}{3} \times 100 = 0.81\ cm^3/sec$$

$$0.81 \times 60 \times 60 = \mathbf{291.6\ cm^3/hr}$$

$$k_{V\,eq} = \frac{H_1 + H_2 + H_3}{\left(\frac{H_1}{K_1}\right) + \left(\frac{H_2}{K_2}\right) + \left(\frac{H_3}{K_3}\right)}$$

$$i = \frac{\Delta h}{\mathrm{L}} = \frac{300}{450} = \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}$$

$$= \frac{15 + 15 + 15}{\left(\frac{15}{10^{-2}}\right) + \left(\frac{15}{3 \times 10^{-3}}\right) + \left(\frac{15}{4.9 \times 10^{-4}}\right)}$$

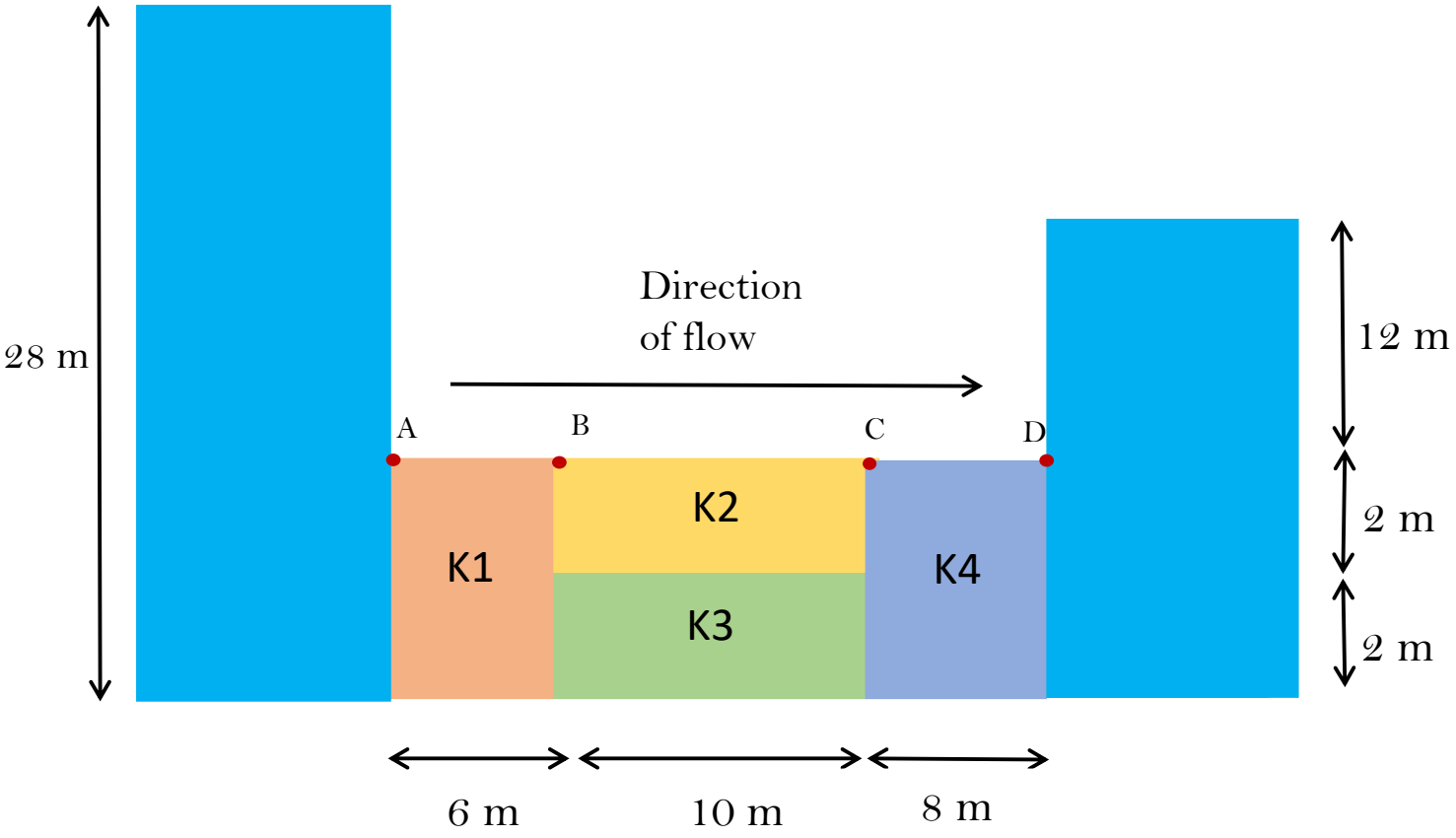
$$= \mathbf{1.21 \times 10^{-3}\ cm/sec}$$

$$A = b \times h = 10 \times 10 = \mathbf{100\ cm^2}$$

Example 3

1 Find the total head and Pressure head at points (A-B-C-D) with respect to given datum, Assume $3K_1 = K_2 = 1.5K_3 = 2K_4$.

2. Find the flow rate $K1 = 3.5 \times 10^{-2}$(m/sec).

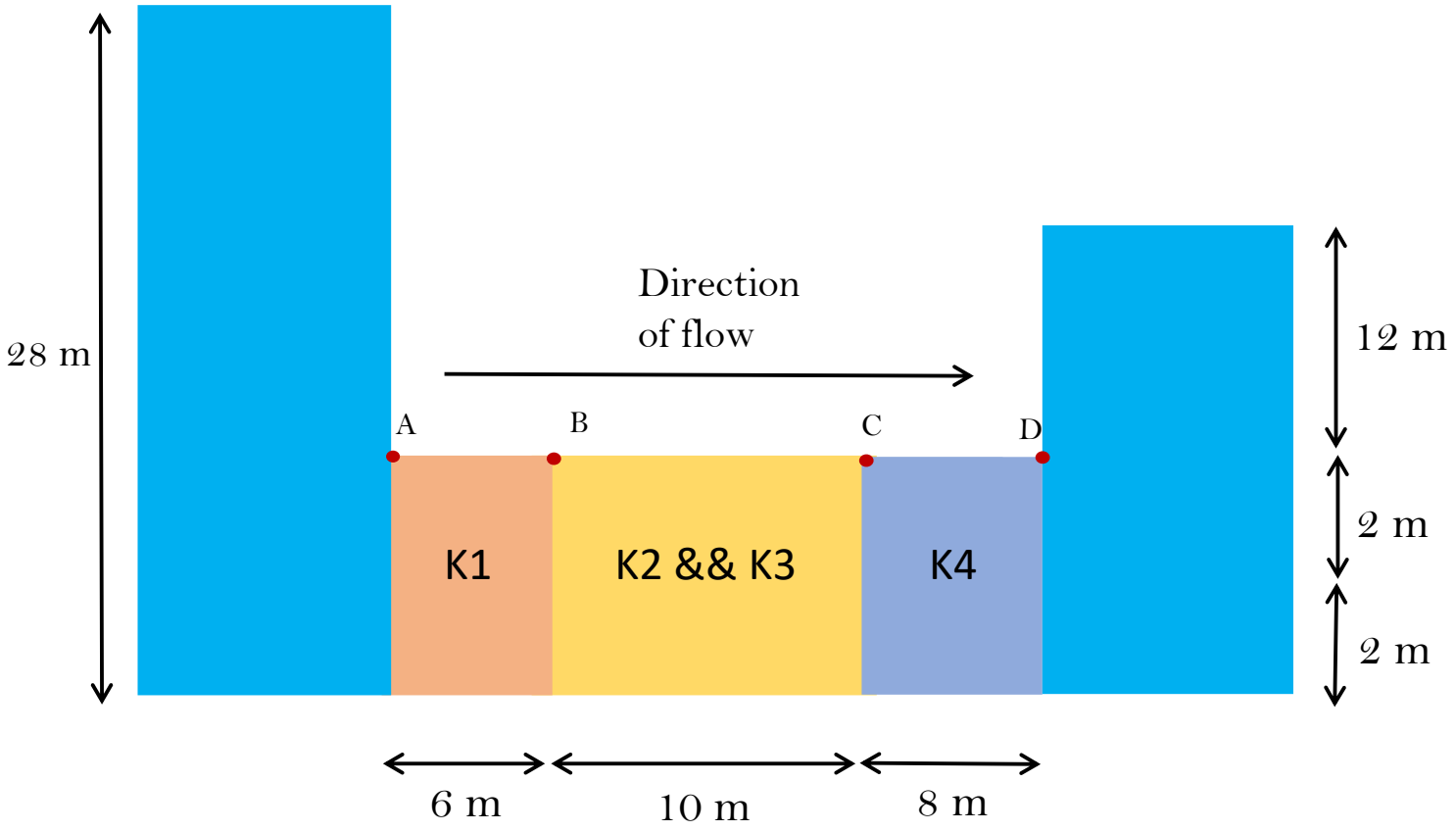


1.

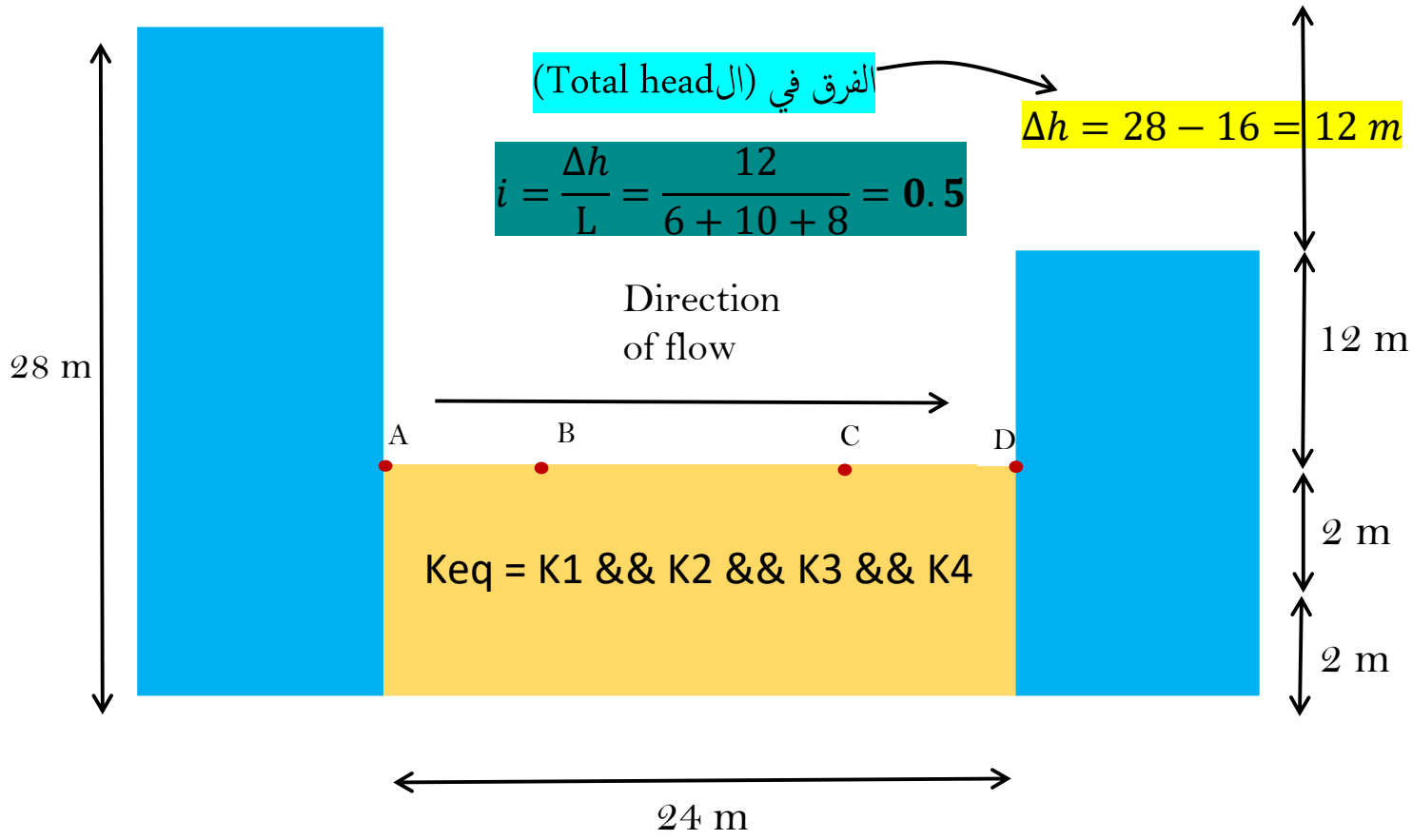
اول شي بدي احسب النفاذية المكافئة وبقلب كل نفاذية موجودة عندي بدلالة نفاذية واحدة ولتكن K1.

$$K2 = 3K1 \;\; K3 = 2K1 \;\; K4 = 1.5K1 \;\; K1 = K1$$

$$k_{Heq} = \frac{H_2K_2 + H_3K_3}{H_2 + H_3} = \frac{2 \times K_2 + 2 \times K_3}{2 + 2} = \frac{2 \times 3K_1 + 2 \times 2K_1}{2 + 2} = \mathbf{2.5K_1}$$



$$k_{V\,eq} = \frac{H_1 + H_2 + H_4}{\left(\frac{H_1}{K_1}\right) + \left(\frac{H_2}{K_2 \,\&\&\, K_3}\right) + \left(\frac{H_4}{K_4}\right)} = \frac{6 + 10 + 8}{\left(\frac{6}{K_1}\right) + \left(\frac{10}{2.5K_1}\right) + \left(\frac{8}{1.5K_1}\right)} = \mathbf{1.565}\boldsymbol{K_1}$$



كونه المساحة والسرعة ما في عليهم أي تغير فالتدفق

$$A_{eq} = A_1 = A_{2\,\&\&\,3} = A_4 = 4 \times 1 = 4\ m^2$$

$$q_{eq} = q_1 = q_{2\,\&\&\,3} = q_3 = q_4$$

$$i = \frac{\Delta h}{\mathrm{L}} \qquad \Delta h = i \times L$$

$Total\ head\ at\ A$

$h_{total\ at\ A} = \mathbf{28\ m}$

$h_{Pressure\ \ at\ A} = 28 - 4 = \mathbf{24\ m}$

التربة عند النقطة A لم تمر في التربة لا يوجد طاقة ضائعة.

$Total\ head\ at\ B$

$h_{total\ at\ B} = 28 - \Delta h_1 = 28 - i_1 \times L\ (L = H_1) = 28 - 0.7825 \times 6 = \mathbf{23.305\ m}$

$h_{pressure\ at\ B} = h_{total\ at\ B} - h_{\text{elevation head at B}} = 23.305 - 4 = \mathbf{19.305\ m}$

$q_{eq} = q_1 \quad K_{eq} \times i_{eq} \times A_{eq} = K_1 \times i_1 \times A_1$

$$i_{eq} \times K_{eq} = i_1 \times K_1$$

$$0.5 \times 1.565K_1 = i_1 \times K_1 \qquad i_1 = \mathbf{0.7825}$$

التربة عند النقطة B مرت في التربة يوجد Head Loss.

$Total\ head\ at\ C$

$h_{total\ at\ C} = h_{total\ at\ B} - \Delta h_{2\,\&\&\,3} = 23.305 - i_{2\,\&\&\,3} \times (L = H_{2\,\&\&\,3}) = 23.305 - 0.313 \times 10$
$= \mathbf{20.175\ m}$

$h_{pressure\ at\ B} = h_{total\ at\ B} - h_{\text{elevation head at B}} = 20.175 - 4 = \mathbf{16.75\ m}$

$q_{eq} = q_2 \quad K_{eq} \times i_{eq} \times A_{eq} = K_2 \times i_2 \times A_2$

$$i_{eq} \times K_{eq} = i_{2\,\&\&\,3} \times K_2$$

$$0.5 \times 1.565K_1 = i_{2\,\&\&\,3} \times 2.5K_1 \qquad i_{2\,\&\&\,3} = \mathbf{0.313}$$

التربة عند النقطة C مرت في التربة يوجد Head Loss.

Total head at D

$h_{total\ at\ D} = h_{total\ at\ C} - \Delta h_4 = 20.175 - i_4 \times (L = H_4) = 20.175 - 0.52 \times 8 = \mathbf{16.0\ m}$

$h_{pressure\ at\ B} = h_{total\ at\ C} - h_{\text{elevation head at C}} = 16 - 4 = \mathbf{12.0\ m}$

$q_{eq} = q_2 \quad K_{eq} \times i_{eq} \times A_{eq} = K_2 \times i_2 \times A_2$

$i_{eq} \times K_{eq} = i_4 \times K_4$

$0.5 \times 1.565K_1 = i_4 \times 1.5K_1 \qquad i_4 = \mathbf{0.52}$

التربة عند النقطة D مرت في التربة يوجد Head Loss.

2.

$q_{eq} = q_1 = q_{2\ \&\&\ 3} = q_3 = q_4$

$q_{eq} = K_{eq} \times i_{eq} \times A_{eq} = 1.565K_1 \times 0.5 \times 4 = 1.565 \times 3.5 \times 10^{-2} \times 0.5 \times 4 = \mathbf{0.1096\ m^3/sec}$

3. The pore water pressure (u).

$u_A = \gamma_w h_A = 9.81 \times 24 = \mathbf{235.44KN/m^2}$

$u_B = \gamma_w h_B = 9.81 \times 19.305 = \mathbf{189.4KN/m^2}$

$u_C = \gamma_w h_C = 9.81 \times 16.75 = \mathbf{164.3KN/m^2}$

$u_A = \gamma_w h_A = 9.81 \times 12 = \mathbf{117.72KN/m^2}$

بسم الله الرحمن الرحيم

Consolidation

لو كان عندك تربة تتعرض لحمل (load) , فأن هذا الحمل سوف يسبب انضغاط (هبوط) في ارتفاع التربة (settlement) , وسبب الهبوط في الارتفاع يأتي بسبب الزيادة في الاجهاد ($\Delta\sigma z$).

عند التعرض للإجهاد الرأسي في التربة سوف يحدث (settlement) هبوط في الارتفاع.

عند التعرض للإجهاد الرأسي في التربة الغير مشبعة **Unsaturated Clay** سوف يحدث (settlement) هبوط في الارتفاع **بسبب انضغاط الهواء الموجود في التربة لان الهواء يتعرض للانضغاط** وتسمى هذه العملية الانضغاطية **(Compressibility).**

عند التعرض للإجهاد الرأسي في التربة المشبعة **Saturated Clay** سوف يحدث (settlement) هبوط في الارتفاع **بسبب خروج الماء من الفرغات الموجودة في التربة مع زمن وليس فورا لأن الماء لا ينضغط مثل الهواء** وتسمى هذه العملية التصلد **(Consolidation).**

لماذا نهتم ب عملية التصلد عندما تكون في التربة الطينية المشبعة **فقط**؟

لأن نفاذية الطين كثير قليلة بالنسبة لباقي أنواع التربة من رمل و... وكونه النفاذية قليلة جدا يحتاج زمن لخروج الماء من التربة وكلما خرجت الماء مع الزمن يتغير الهبوط ويزداد مع الزمن لحين خروج جميع الماء يكون هناك الهبوط النهائي لذلك الهبوط متغير مع الزمن ويزداد الهبوط كلما خرج الماء أكثر مع الزمن وهذا يحدث فقط في التربة الطينية المشبعة فقط.

Introduction

Consolidation is the gradual reduction in volume of a fully saturated soil of low permeability due to drainage of some of the pore water.

التصلد هو الانخفاض التدريجي لحجم التربة مع الزمن في التربة الطينية المشبعة عن طريق خروج (تصريف) الماء من التربة.

drainage : معناها تصريف أو خروج الماء من التربة.

The process of swelling on other hand is the reverse of consolidation.

التصلد عملية عكسية لانتفاخ

In the field, when the stress on a saturated clay layer is increased-for example, by the construction of a foundation-the pore water pressure in the clay will increase.

عند تعرض طبقة من التربة الطينية المشبعة للزيادة في الاجهاد مثل وضع قاعدة فوق طبقة تربة طينية مشبعة سوف يسبب الزيادة في الاجهاد $(\Delta\sigma z)$ زيادة في ضغط الماء ورمزه $(\Delta u) or\ (u_{excess})$.

Because the hydraulic conductivity of clays is very small

لأن نفاذية الطين كثير قليلة.

Sometime will be required for the excess pore water pressure to dissipate

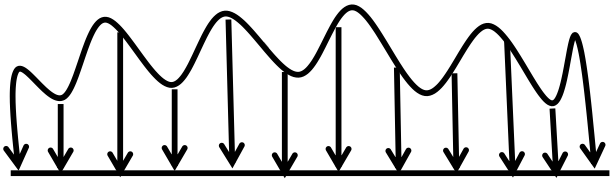
نحتاج زيادة في ضغط الماء $(\Delta u) or\ (u_{excess})$ مشان تتبدد(تخرج) الماء من التربة.

Increase in stress to be transferred to the soil skeleton

الزيادة في الاجهاد الرأسي $(\Delta\sigma_z)$ تنتقل عبر الجزء الصلب من التربة (الهيكل العظمي للتربة).

if $\Delta\sigma_z$ is a surcharge at the ground surface over a very large area, the increase in total stress at any depth of the clay layer will be equal to $\Delta\sigma_z$

ملاحظة مهمة جدا: أذ ذكر أنه surcharge load وتعني العبء الثقيل **وتكون معرضة على مساحة كثير كبيرة على سطح التربة** , الزيادة في الأجهاد الرأسي عند أي نقطة أو أي عمق تساوي قيمة

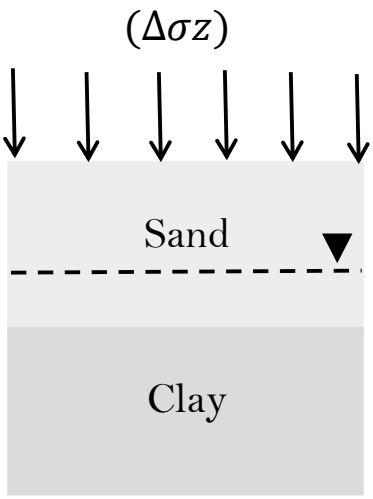


q KN/m2

$\Delta\sigma z$ =q KN/m2

لدينا طبقتين Sand and clay ولكن ما سوف يتم ذكره ينطبق فقط على Saturated clay.

$$\sigma_{final} = \sigma_o \textbf{ or } statice \textbf{ or } initial + \sigma_{increment}$$



At $t = 0$ $\Delta\sigma_z = \Delta u = u_e = u_i$

من اول يوضع الحمل أي عند زمن صفر الزيادة في الاجهاد يساوي الزيادة في ضغط المياه وضغط المياه عند زمن صفر يرمز له u_i.

$$\sigma_{total_{final}} = \sigma_o + \Delta\sigma_z$$

$$u_{final} = u_o + u_e = u_o + \Delta\sigma_z$$

$$\sigma_{effective_{final}}` = (\sigma_o + \Delta\sigma_z) - (u_o + \Delta\sigma_z) = \sigma_o - u_o$$

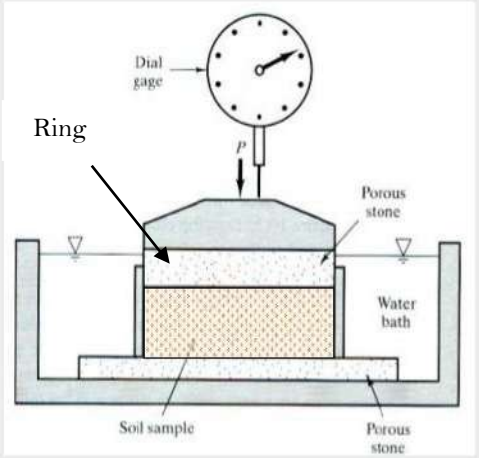
At $t = \infty$ $\Delta u = u_e = 0$

بعد وضع الحمل لفترة زمنية طويلة تكون الماء قد خرجت جميعها من التربة لذلك الزيادة في ضغط المياه تساوي صفر , إذ ما في مي ما في ضغط مي.

$$\sigma_{total_{final}} = \sigma_o + \Delta\sigma_z$$

$$u_{final} = u_o + u_e = u_o + 0$$

$$\sigma_{effective_{final}}` = (\sigma_s + \Delta\sigma_z) - (u_s + 0) = \sigma_s + \Delta\sigma_z - u_s$$



The Oedometer test

جهاز مخبري يستخدم لقياس الهبوط في ارتفاع التربة ويتكون من:

1. Dial gage: أداة مدرجة تستخدم لقياس التغير في الحجم (الهبوط في الارتفاع)

2.Porous stone: حجر يوجد به ثقوب لسماح الماء بالتصريف في أتجاه رأسي فقط

بتم استخدام الجهاز لقياس (Settlement) لل (Saturated clay) وذلك عن طريق تعريض العينة لحمل معين مثل ($0.25Kg/m^2$) لمدة 24 ساعة لان قيمة (Settlement) تزداد مع الزمن لحين خروج الماء جميعها نأخذ قراءة (Settlement) كل مدة زمنية معينة مثل (.....1min, 0.5 min) ثم بعد انقضاء 24 ساعة نكرر التجربة ولكن بحمل أكبر مثل ($0.5Kg/m^2$).

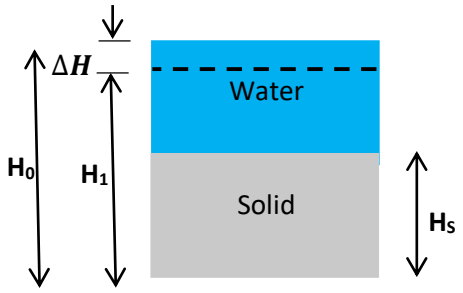
W_1 = Water content measured at end of test

e_0 = Void ratio at start of test

e1 = Void ratio at end of test

H_0 = Thickness of specimen at start of test

ΔH = Change in thickness during test



$$e_0 = e_1 + \Delta e$$

$$e_1 = w_1 Gs$$

$$e_1 = \frac{H_1 - H_S}{H_S}$$

$$H_S = \frac{M_S}{AwGs}$$

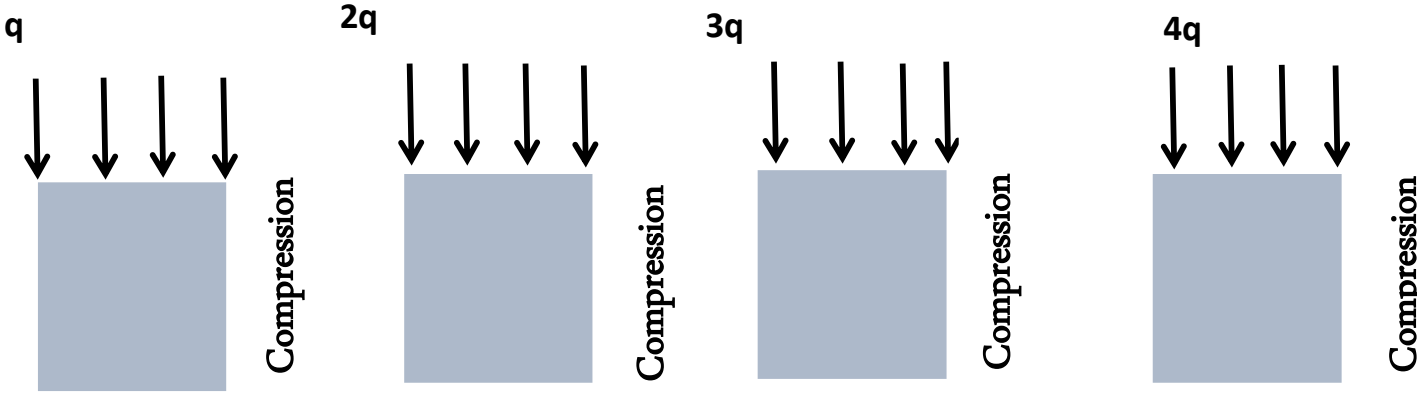
$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

النسبة في التغير في الحجم الي الحجم الأصلي (قبل حدوث Settlement) بعطي قيمة **الانفعال الحجمي(Strain)** وهذه القيمة بتساوي التغير في الارتفاع الي الارتفاع الأصلي وتساوي التغير في نسبة الفراغات الى نسبة الفرغات الأصلية. (مقاومة مواد)

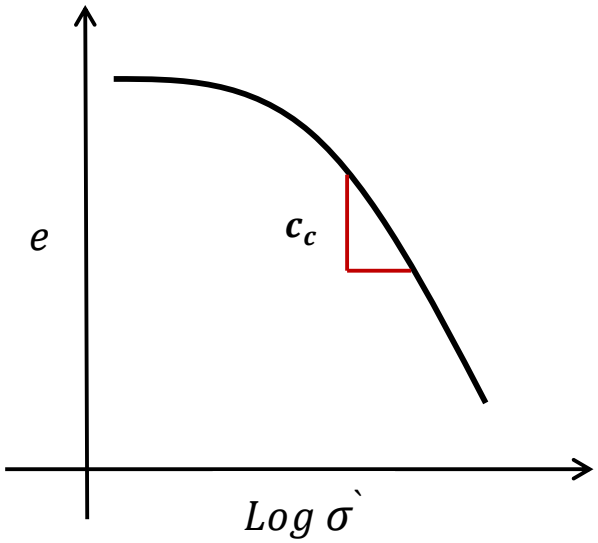
A: سطح العينة التي تتعرض للإجهاد

w:المحتوى المائي

لو كان عندي **(Saturated Clay)** وكان عليها (Load) ثم قم بزيادة (الLoad) تدريجيا **دون نزع (ال Load) القديم عند الزيادة** فكلما زادت قيمة الحمل على التربة كلما قلت نسبة الفراغات في التربة. قيمة الحمل q.



لو اخدنا عند كل حمل قيمة الاجهاد$(\acute{\sigma})$ و طلعنا قيمة $(Log\ \acute{\sigma})$ وطلعنا قيمة (e) وجبنا ورقة log (scale) ورسمنا ووصلنا لكل حمل $(Log\ \acute{\sigma})$ مع (e) الخاصة فيه راح يكون عنا الرسمة بالبداية (Curve) وبعدها تصبح (Line). (سبب الشكل الناتج هو **Compression**)



ميل الخط المستقيم يسمى **The Compression index**

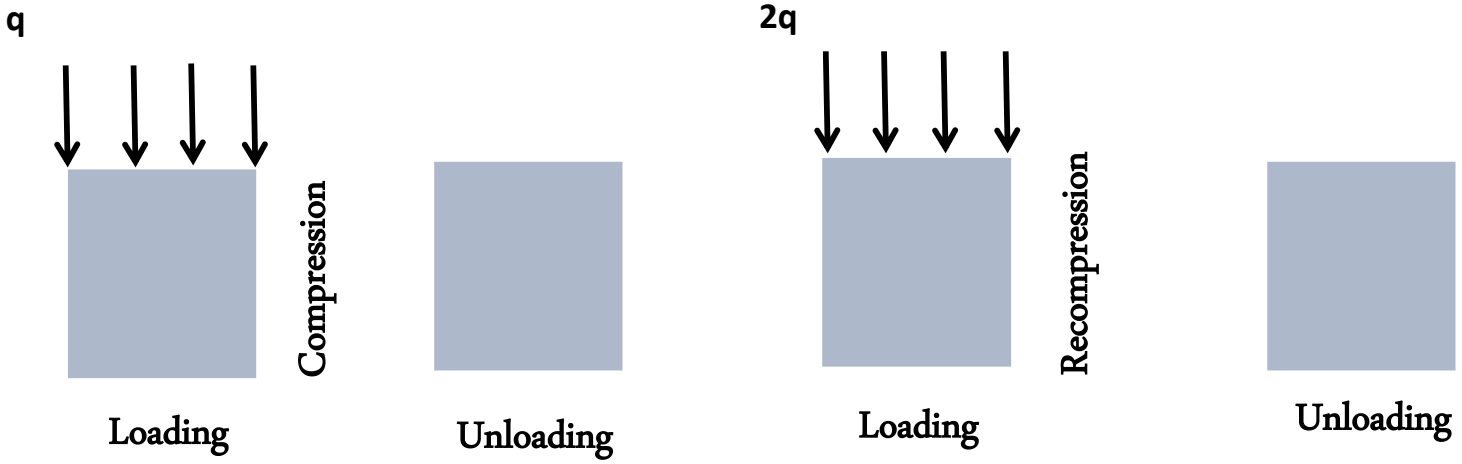
واختصار c_c

$$c_c = \frac{e_1 - e_2}{Log\ \acute{\sigma}_2 - Log\ \acute{\sigma}_1}$$

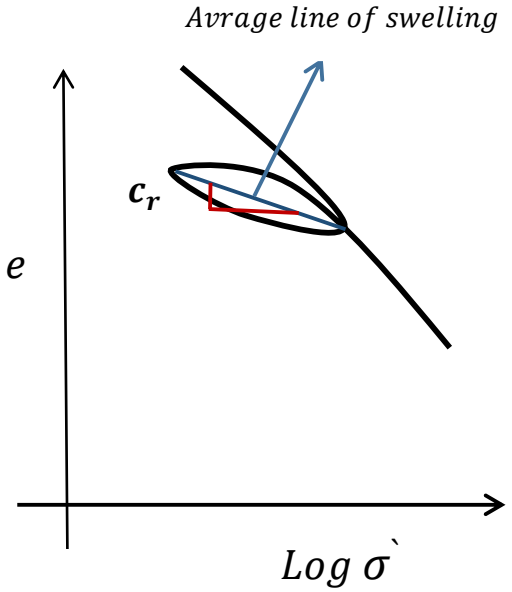
سبب التسمية أن الشكل نتج عن **Compression**

$$c_c = 0.009(LL - 10)$$

لو كان **(Saturated Clay)** وكان عليها (Load) ثم قم **بإزالة ال(Load) و اضافة (Load)اكبر من القديم** فانه عند وضع ال (Load) التربة سوف يحدث لها Compression وعند إزالة ال(Load) سوف تتمدد او تنتفخ (Swelling) ثم عند أضافة ال (Load) مجددا ويكون اكبر من الذي قبلة يحدث (Compression) وهكذا.



لو اخدنا قيمة الاجهاد $(\acute{\sigma})$ و طلعنا قيمة $(Log\ \acute{\sigma})$ وطلعنا قيمة (e) لكل وضع (Loading) وجبنا ورقة (log scale ورسمنا ووصلنا $(Log\ \acute{\sigma})$ مع (e) راح يكون عنا الرسمة على شكل (Loop).(سبب الشكل الناتج هو **Recompression**)



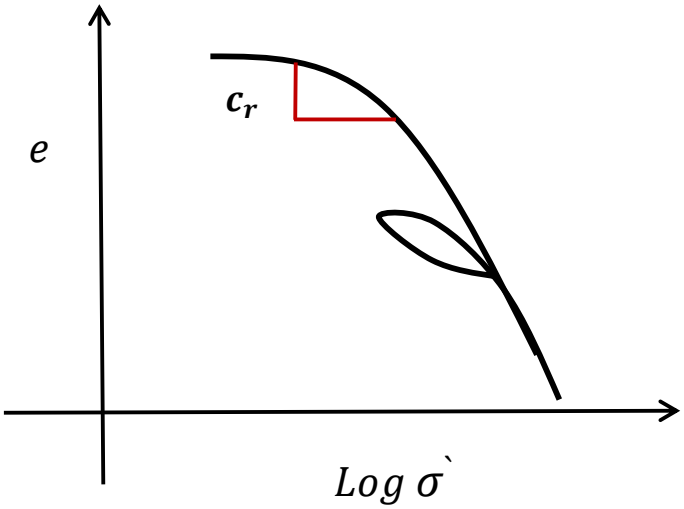
ميل الخط المستقيم الواصل من أول نقطة في ال Loop الى اخر نقطة في Loop يسمى **The Recompression Or Swelling index** واختصار c_c

$$c_r = \frac{e_1 - e_2}{Log\ \sigma_2` - Log\ \sigma_1`}$$

سبب التسمية أن الشكل نتج عن **Reompression**

$$c_c = 5c_r$$

فيك ترسم التجربتين على نفس الورقة



The coefficient of volume compressibility (mv)

Mv: The volume change per unit volume per unit increase in effective stress.

The units of mv are the inverse of pressure (m^2/MN).

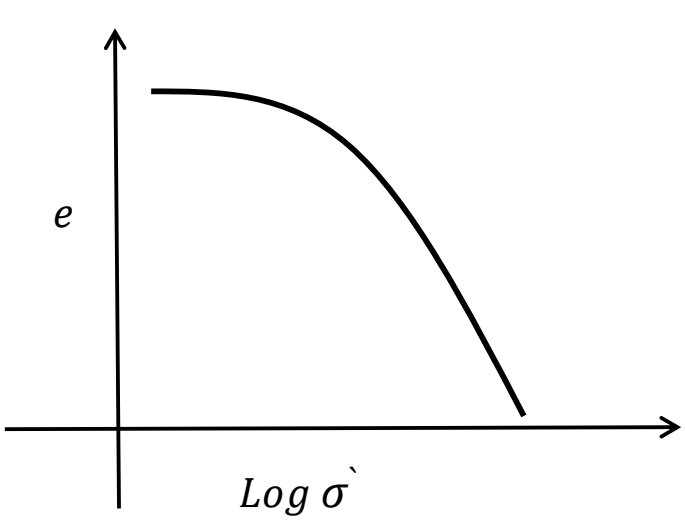
أذ قمنا بقسمة **قيمة الانفعال الحجمي(Strain) على التغير في الأجهاد** نحصل على قيمة mv (التغير في الحجم في المتر المكعب لكل زيادة في الاجهاد الفعال) و قيمته ليست ثابتة ولكن بيعتمد على (Rang Stress) في الحسابات.

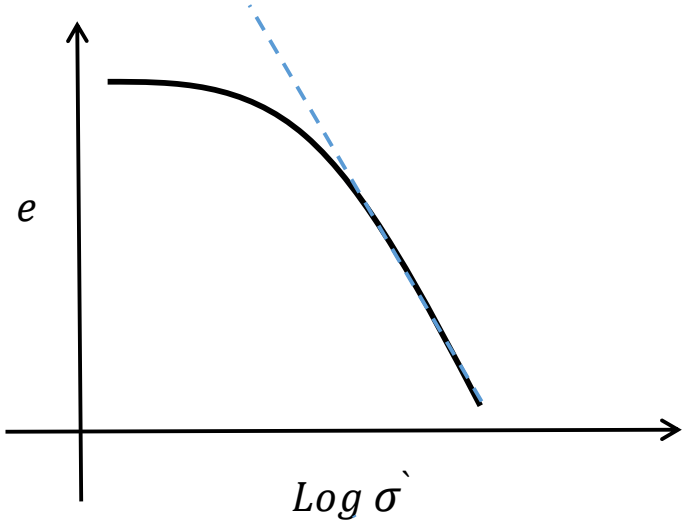
$$mv = \frac{\varepsilon v}{\Delta\sigma`} = \frac{\Delta H}{H_0 \Delta\sigma`} = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)\Delta\sigma`}\ MN/m^2$$

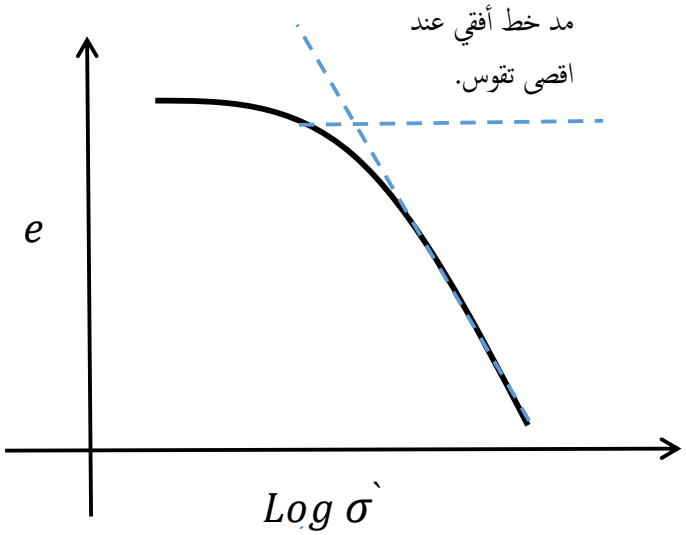
Preconsolidation pressure

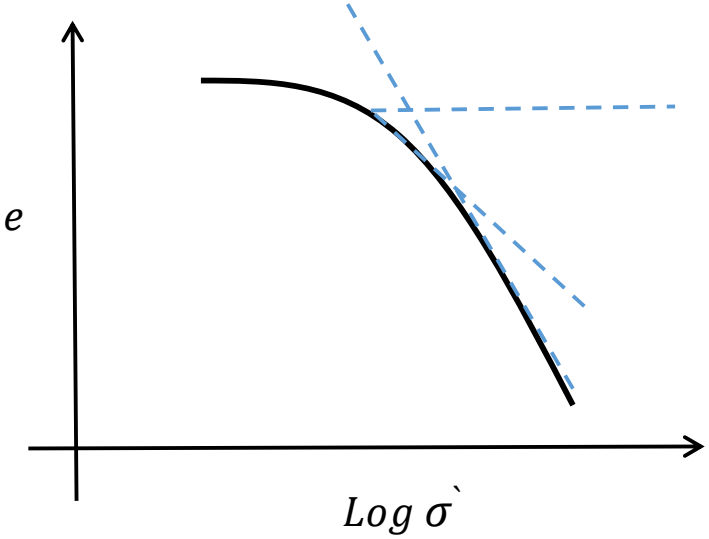
the maximum effective vertical stress that has acted on the clay in the past, referred to as the preconsolidation pressure $\sigma_c`/\sigma_P`$.

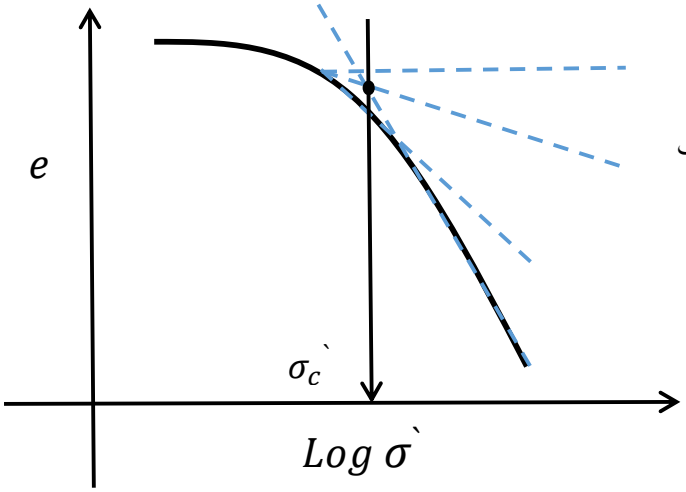
أقصى اجهاد فعال تعرض له الطين في الماضي و لتقدير قيمة $\sigma_c`$ نستخدم طريقة Casagrande.











Over consolidation Ratio (O.C.R)

$$O.C.R = \frac{\sigma_P`}{\sigma_o`}$$

هي النسبة بين اقصى اجهاد فعال تعرضت له التربة في الماضي والاجهاد الحالي (الاجهاد الفعال الناتج عن وزن الأرض فقط).

1. Normally Consolidation Clay (O.C.R) = 1 $\sigma_P` = \sigma_o`$
2. Under Consolidation Clay (O.C.R) < 1 $\sigma_P` < \sigma_o`$
3. Over Consolidation Clay (O.C.R) > 1 $\sigma_P` > \sigma_o`$

Final Settlement $S_f/\Delta H$

S_f Or ΔH_f At $t = \infty$

هو أقصى هبوط ممكن أن يحصل في التربة والان يجب التعرف على بعض المفاهيم:

$$\Delta\sigma z = \frac{1}{6}\left(\Delta\sigma z_{top} + 4\Delta\sigma z_{mid} + \Delta\sigma z_{bottom}\right)$$

هون منحسب متوسط الزيادة في الاجهاد الرأسي لمنتصف طبقة الطين باستخدام The Simson rule.

$$\sigma_o` = \gamma` h$$

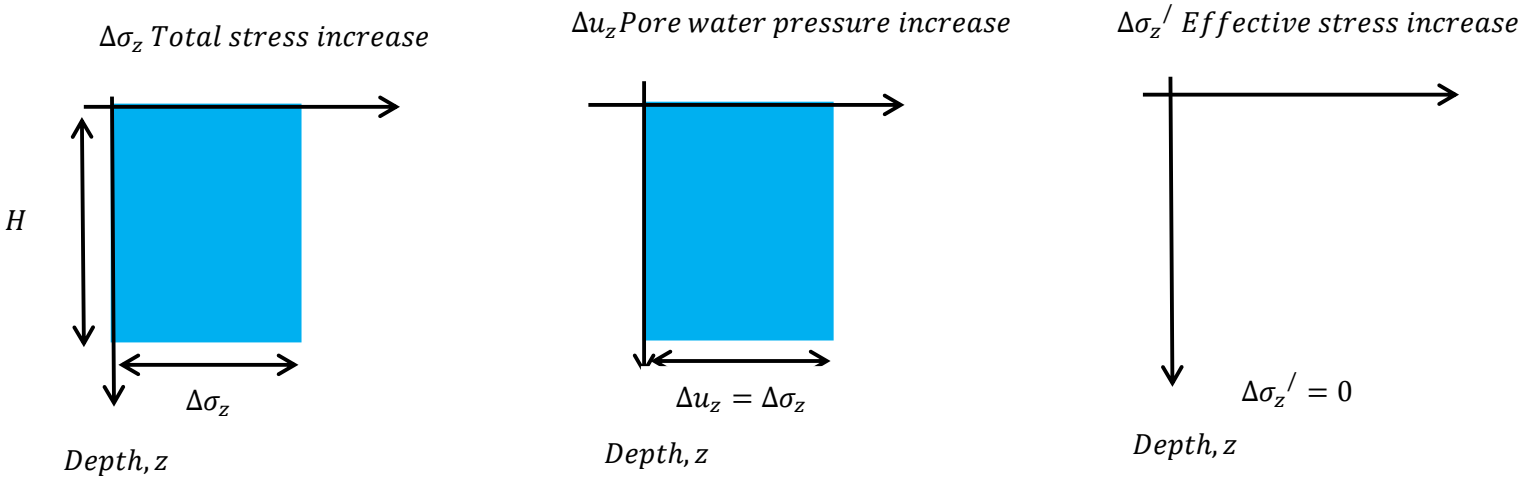
$$\sigma_f` = \sigma_o` + \Delta\sigma z$$

h : المسافة من سطح التربة لعند منتصف طبقة الطين

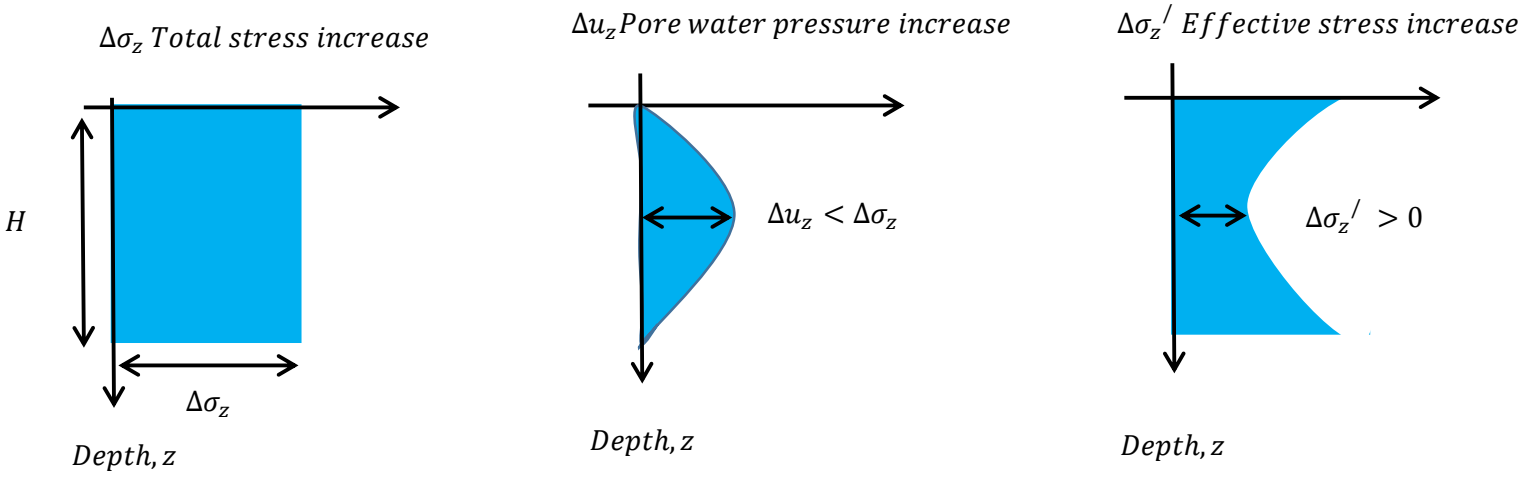
H_o : سمك طبقة الطين

ملاحظة كثير مهمة عند حساب الهبوط في الارتفاع النهائي يكون عند زمن ما لانهاية لذلك $\Delta\sigma z` = \Delta\sigma_z$

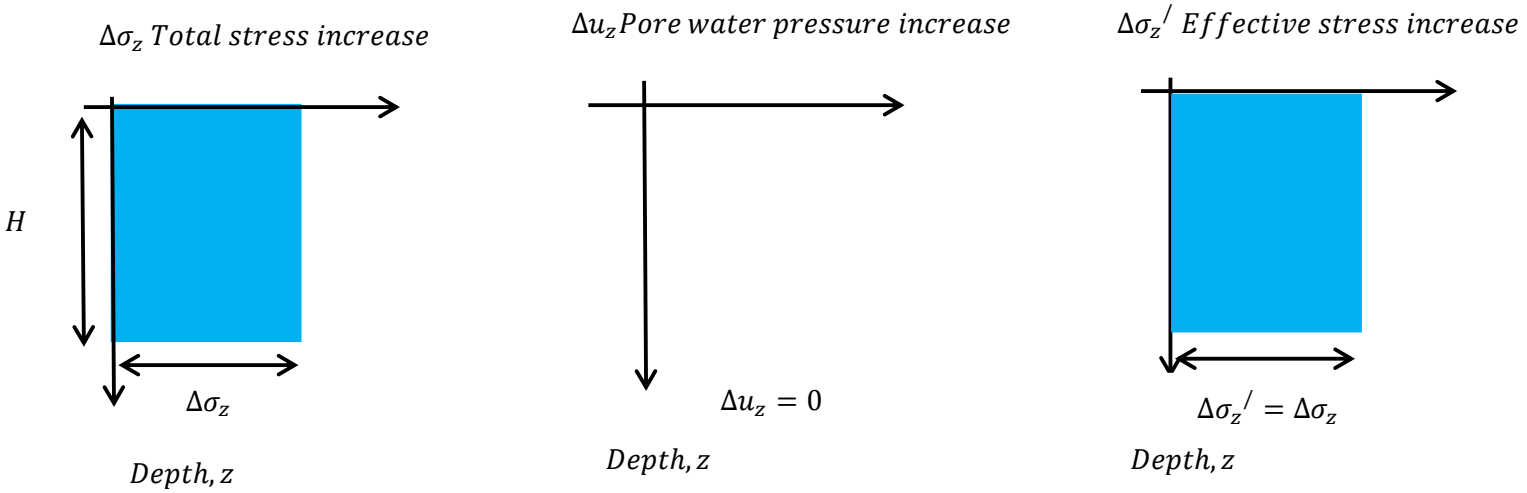
Results



At $t = 0$



At $0 < t < \infty$



At $t = \infty$

القوانين

1. $$S_f = H_O \frac{\Delta e}{(1+e_0)}$$

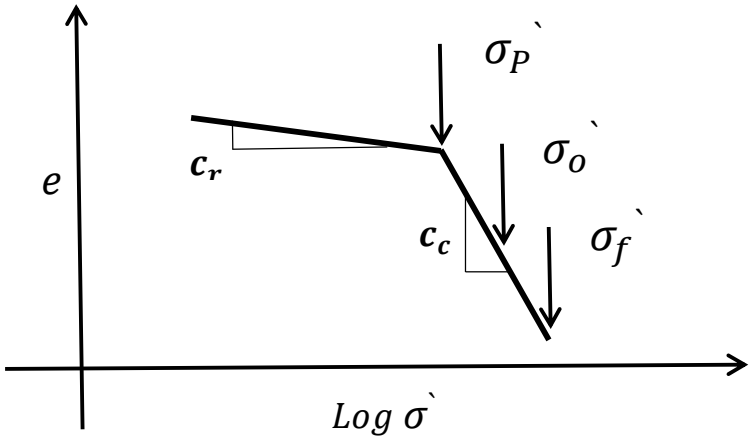
$$S_f = m_v H_O \Delta\sigma z$$

2. $$S_f = \frac{c_c}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_o`}\right)$$

حالاته:

$$\sigma_P` < \sigma_o` < \sigma_f`$$

$O.C.R < 1$	$O.C.R = 1$

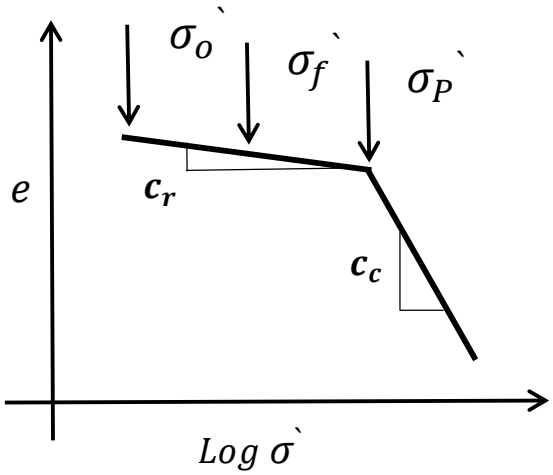


3. $$S_f = \frac{c_r}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_o`}\right)$$

حالاته:

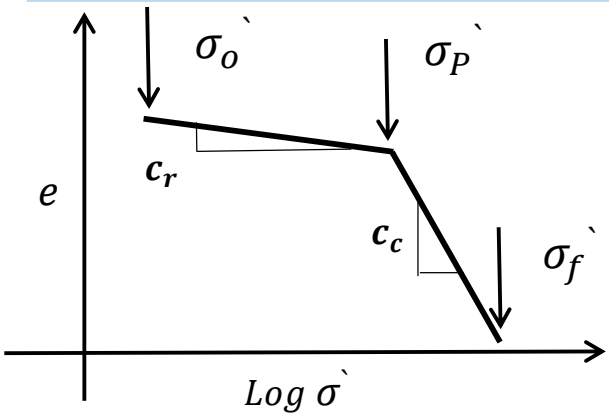
$$\sigma_o` < \sigma_f` < \sigma_P`$$

$$O.C.R > 1$$



4. $$S_f = \frac{c_r}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_P`}{\sigma_o`}\right) + \frac{c_c}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_P`}\right)$$

$\sigma_o` < \sigma_P` < \sigma_f`$	$O.C.R > 1$	حالاته:



5. $$S_f = \frac{c_r}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_o`}\right) = -ve$$

حالته: $\sigma_o` > \sigma_f`$

الأشارة السالبة تدل على أن التربة تم أزالة الحمل عنها وحدث انتفاخ أو تمدد بدل التقلص.

Degree Of Consolidation درجة التصلد

مر علينا كثير سؤال شو صار معك بالسويل درستها ؟؟ فأنت بتجاوب درست بما نسبته 75% من المادة وانتا درستها ؟؟ انا درست ما يقارب 40% منها ودرجة التصلد بتعطي نفس المفهوم ألي هو التربة كم أنجزت من عمليه **(Consolidation)** الهبوط قبل الوصول الى الهبوط النهائي وتسمى هذه النسبة **درجة التصلد** و رمزها U_{avg} **Or** U_i **Or** U ويمكن أيضا تشبيه انجازك في شابتر معين من السويل بدرجة التصلد عند نقطة معينة في التربة الطينية المشبعة ويرمز له ب U_Z.

قدم العالم Terzaghi's نظرية لحسابه بناء على الفرضيات التالية:

1. The soil is homogeneous. التربة
2. The soil is fully. التربة مغمورة تماما.
3. The solid particles and water are incompressible.

الجزء الصلب من التربة والمياه غير قابل للانضغاط.

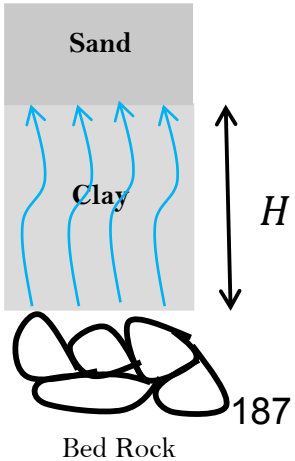
4. Compression and flow are one-dimensional.

نفترض أن التصريف المياه في اتجاه واحد وهو الاتجاه الراسي أما للأعلى أو للأسفل وأما للأعلى والأسفل معا.

d_r أقصى مسافة ممكنة يسلكها الماء للخروج من التربة بأتجاه

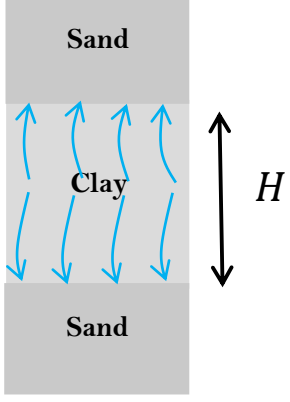
طبقة الطين محاطة بطبقة منفذة للماء وطبقة غير منفذة للذلك أقصى مسافة التي ممكن أن يقطعها الماء تبدأ من قاع الطبقة.

$$d_r = H$$



طبقة الطين محاطة بطبقتين منفذات للماء للذلك أقصى مسافة التي ممكن أن يقطعها الماء تبدأ من منتصف

$$d_r = \frac{H}{2}$$



5. Strains are small. $\varepsilon = \frac{\Delta H}{H}$

6. Darcy's law is valid at all hydraulic gradients. مسموح استخدام قانون دارسي.

7. The coefficient of permeability and the coefficient of volume compressibility remain constant throughout the process.

K / m_v قيمتهم ثابته خلال عملية التصلد ولا

8. There is a unique relationship, independent of time, between void ratio and effective stress.

لحساب درجة التصلد بناء على الفروض التي قدمها العالم Terzaghi's:

$$U_{avg} = \frac{S_c}{S_f}$$

S_c : الهبوط عند أي زمن

S_f : الهبوط النهائي

$$U_z = 1 - \frac{u_e}{\Delta\sigma_z}$$

$$\Delta\sigma_z = u_i$$

At $t = 0$

$$\boldsymbol{u_e = \Delta\sigma_z}$$

$$\boldsymbol{U_z = 1 - \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_z} = 1 - 1 = 0}$$

At $t = \infty$

$$u_e = 0$$

$$U_z = 1 - \frac{0}{\Delta\sigma_z} = 1 - 0 = 1$$

The differential equation of consolidation المعادلة التفاضلية للتصلد

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

معامل التصلد بطريقتين:(مطلوب حسابه في مختبر المادة)

1.Casagrande Method.

2.The Root Time Method Or Taylor Method.

$cv = being\ defined\ as\ the\ coefficient\ of\ consolidation, suitable\ unit\ being\ m2/year.$

$$cv = Tv\frac{dr^2}{t}$$

$Tv = Ti = T =$ dimensionless time factor معامل يعتمد على

$t = Time$

لحساب U_{avg} باستخدام Tv

$$U_{avg} = \sqrt{\frac{4Tv}{\pi}}$$ في $0 \le Tv \le 0.197$

$$U_{avg} = 1 - \frac{8}{\pi^2}e^{\frac{-\pi^2 Tv}{4}}$$ في حال: $Tv > 0.197$

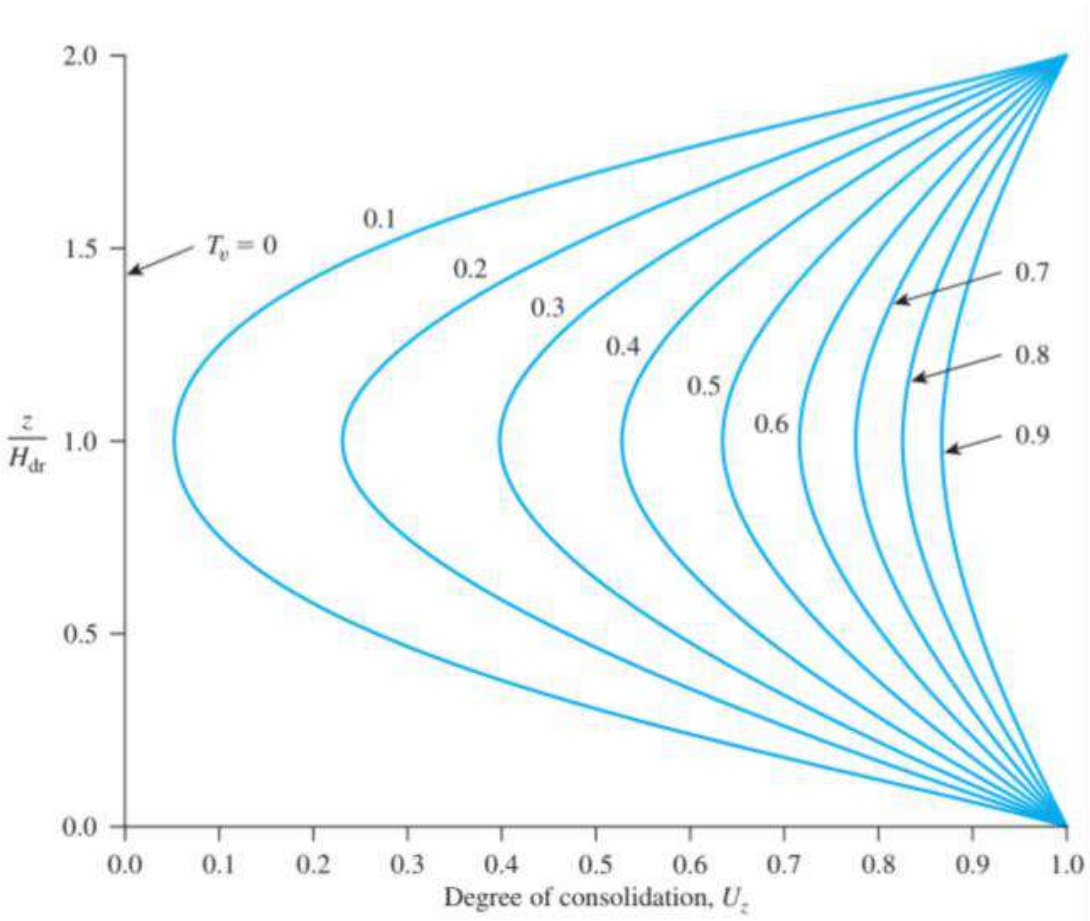
لحساب Tv باستخدام U_{avg}

$$Tv = \frac{\pi}{4}{U_{avg}}^2$$ في حال: $U \le 0.60$

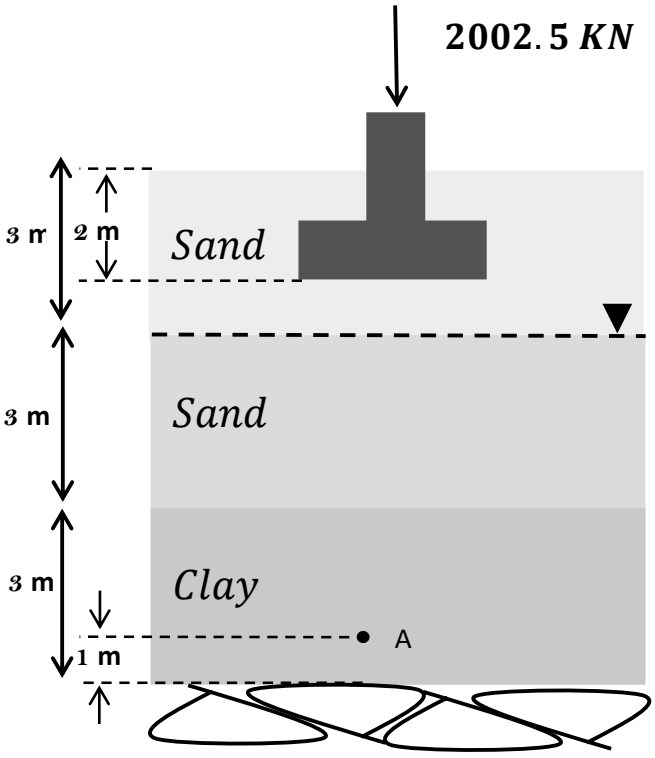
$$Tv = -0.933Log(1-U) - 0.085$$ في حال: $U > 0.60$

$$K = c_v m_v \gamma_w$$

بالنسبة لعلاقة U_z مع Tv يوجد Chart يربطهم مع بعض



Example 1: The 3-m-thick clay layer that will result from the load carried by a 1.5-m-square footing. The clay is normally consolidated. Use the weighted average method to calculate the average increase of effective pressure in the clay layer.



$$\frac{2002.5}{1.5 \times 1.5} = 890 KN/m^2$$

$\gamma_{Dry} = 15.72\ KN/m^2$

$\gamma_{Sat} = 18.87\ KN/m^2$

$\gamma_{Sat} = 17.3\ KN/m^3$ $c_v = 1.15\ yr/m^2$

$e_o = 1$

$LL = 40$

1. **Primary consolidation settlement?**
2. **Consolidation settlement after 3 year?**
3. **Time to consolidation settlement reach 10 mm?**
4. **Effective stress at point A after 4 year?**

1.

$$\Delta\sigma z_{top} = \frac{q \times B^2}{(B+Z)\times(B+Z)} = \frac{890 \times 1.5^2}{(1.5+4)\times(1.5+4)} = \mathbf{66.2KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{mid} = \frac{q \times B^2}{(B+Z)\times(B+Z)} = \frac{890 \times 1.5^2}{(1.5+5.5)\times(1.5+5.5)} = \mathbf{40.87KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{bottom} = \frac{q \times B^2}{(B+Z)\times(B+Z)} = \frac{890 \times 1.5^2}{(1.5+7)\times(1.5+7)} = \mathbf{27.7\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{1}{6}\left(\Delta\sigma z_{top} + 4\Delta\sigma z_{mid} + \Delta\sigma z_{bottom}\right) = \frac{1}{6}(66.2 + 4 \times 40.87 + 27.7)$$
$$= \mathbf{42.9\ KN/m^2}$$

$$\sigma_o` = \gamma` h = 15.72 \times 3 + (18.87 - 9.81) \times 3 + (17.3 - 9.81) \times 1.5$$
$$= \mathbf{85.574\ KN/m^2}$$

$$\sigma_f` = \sigma_o` + \Delta\sigma z = 85.574 + 42.9 = \mathbf{128.474\ KN/m^2}$$

$$c_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = \mathbf{0.27}$$

$$S_f = \frac{c_c}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_o`}\right) = \frac{0.27}{(1+1)} \times 3 \times Log\left(\frac{128.47}{85.574}\right) = \mathbf{0.0714\ m}$$

2.

$$U_{avg} = \frac{S_c}{S_f} \quad S_c = S_f U_{avg} = 0.07 \times 0.68 = \mathbf{0.04778\ m}$$

$$Tv = \frac{cv\ t}{dr^2} = \frac{1.15 \times\ 3}{3^2} = \mathbf{0.38} > 0.197$$

$$U_{avg} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{\frac{-\pi^2 Tv}{4}} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{\frac{-\pi^2 \times 0.38}{4}} = \mathbf{0.0.68}$$

معي قيمة الهبوط النهائي في التربة بحسب متوسط درجة التصلد عند 3 سنين وبيضل المجهول الوحيد الهبوط عد 3 سنين.

3. $$U_{avg} = \frac{S_c}{S_f} = \frac{0.010}{0.0714} = \mathbf{0.14} < 0.6$$

$$Tv = \frac{\pi}{4} U_{avg}{}^2 = \frac{\pi}{4} \times 0.14^2 = \mathbf{0.0154}$$

$$\mathrm{t} = \frac{dr^2\, Tv}{cv} = \frac{3^2 \times\ 0.0154}{1.15} = \mathbf{0.12\ year}$$

4.

$$\sigma_{f_A} = \sigma_{o_A} + \Delta\sigma z_A = 138.37 + 29.7 = \mathbf{168.07\ KN/m^2}$$

$$u_{fA} = u_{0_A} + u_{e_A} = 49.05 + 9.504 = \mathbf{58.554\ KN/m^2}$$

$$\sigma_f{}` = \sigma_{f_A} - u_{fA} = 168.07 - 58.554 = \mathbf{109.516\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{o_A} = \gamma h = 15.72 \times 3 + 18.87 \times 3 + 17.3 \times 2 = \mathbf{138.37\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_A = \frac{q \times B^2}{(B+Z) \times (B+Z)} = \frac{890 \times 1.5^2}{(1.5+6) \times (1.5+6)} = \mathbf{29.7\ KN/m^2}$$

$$u_{0_A} = \gamma_w h = 9.81 \times 5 = \mathbf{49.05\ KN/m^2}$$

$$Tv = \frac{cv\ t}{dr^2} = \frac{1.15 \times\ 4}{3^2} = \mathbf{0.5}$$

$$\frac{z}{Hdr} = \frac{2}{3} = \mathbf{0.7}$$

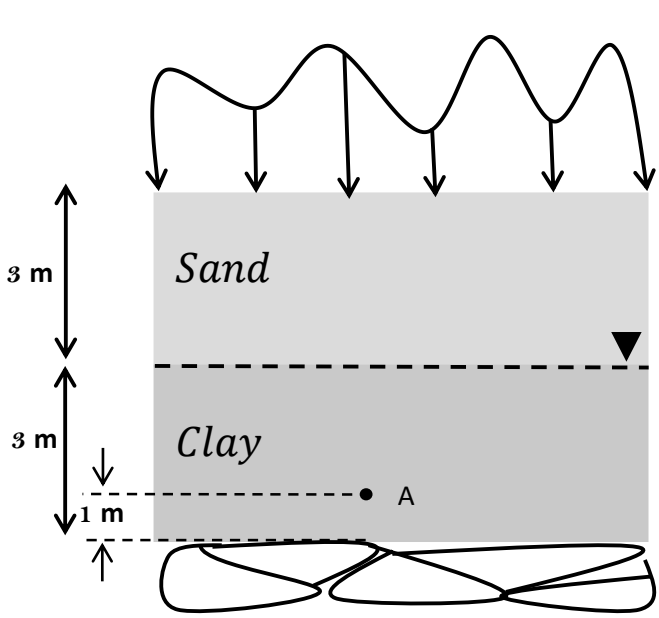
$$U_{z_A} = 1 - \frac{u_{e_A}}{\Delta\sigma_{z_A}}$$

$$0.68 = 1 - \frac{u_e}{29.7}$$

$$u_e = \mathbf{9.504\ KN/m^2}$$

Z المسافة من سقف طبقة الطين حتى النقطة المراد معرفة درجة التصلد عندها و Hr هي نفسها dr باستخدام الChart بطلع قيمة U_z.

Example 2 : When the surcharge is placed if $\sigma_A` = 105\ KN/m^2$?? t=??



$$\sigma_{o_A} = \gamma h = 17 \times 3 + 18.81 \times 2 = \mathbf{88.62\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_A = \mathrm{q} = \mathbf{150\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{f_A} = \sigma_{o_A} + \Delta\sigma z_A = 88.62 + 150 = \mathbf{238.62\ KN/m^2}$$

$$u_{fA} = \sigma_{f_A} - \sigma_f` = 238.62 - 105 = \mathbf{133.62\ KN/m^2}$$

$$u_{0_A} = \gamma_w h = 9.81 \times 2 = \mathbf{19.62\ KN/m^2}$$

$$u_{fA} = u_{0_A} + u_{e_A}$$

$$133.62 = 19.62 + u_{e_A}$$

$$u_{e_A} = \mathbf{114\ KN/m^2}$$

$$U_{z_A} = 1 - \frac{u_{e_A}}{\Delta\sigma_{z_A}}$$

$$= 1 - \frac{114}{150}$$

$$= \mathbf{0.24}$$

$$\frac{z}{Hdr} = \frac{2}{3} = \mathbf{0.7}$$

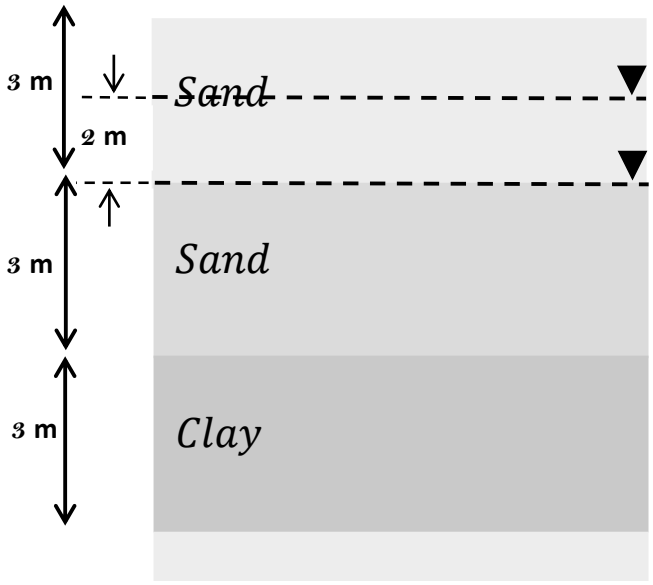
$$Tv = \mathbf{0.2}$$

$from\ chart$

$$\mathrm{t} = \frac{dr^2\ Tv}{cv} = \frac{3^2 \times\ 0.2}{1.15} = \mathbf{1.6\ year}$$

Example 3: Determine the total consolidation settlement for the soil profile shown if Ground water table drop 2m? $\sigma_P` = 50KPa$

أذ تغير منسوب سطح المياه فأنه عند المنسوب الأول نجد $\sigma_O`$ وعند المنسوب الثاني نجد $\sigma_f`$



$\gamma_{Dry} = 15.81\ KN/m^2$

$\gamma_{Sat} = 19.81\ KN/m^2$

$\gamma_{Sat} = 18.81\ KN/m^2$

$\gamma_{Sat} = 17.81\ KN/m^2$

$e_o = 0.5$

$c_c = 0.3$

$\sigma_P` < \sigma_O` < \sigma_f`$

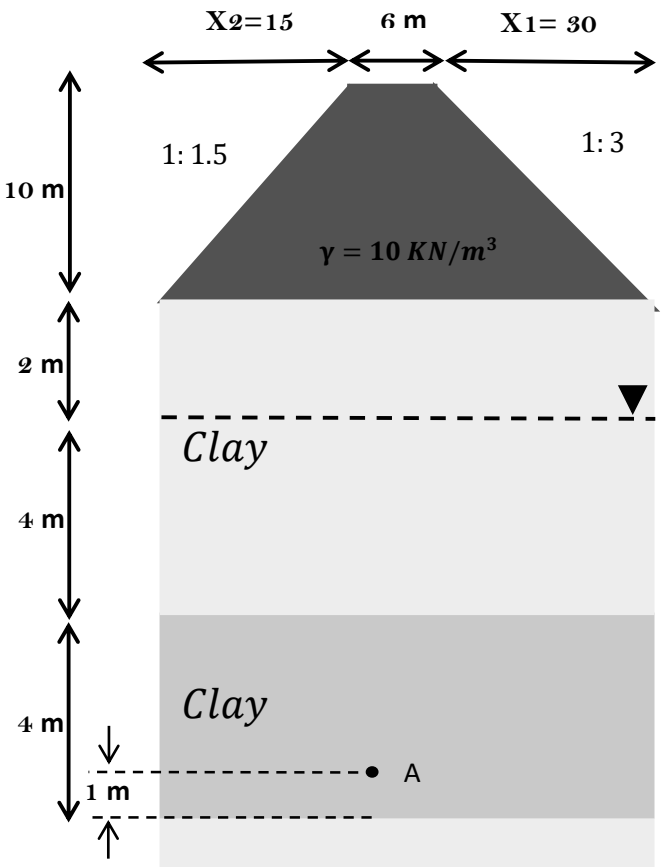
$$\sigma_O` = \gamma` h = 15.81 \times 1 + (19.81 - 9.81) \times 2 + (18.81 - 9.81) \times 3 + (17.81 - 9.81) \times 1.5 = \mathbf{74.81\ KN/m^2}$$

$$\sigma_f` = \gamma` h = 15.81 \times 3 + (18.81 - 9.81) \times 3 + (17.81 - 9.81) \times 1.5 = \mathbf{86.43\ KN/m^2}$$

$$S_f = \frac{c_c}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_o`}\right) = \frac{0.3}{1+0.5} \times 3 \times Log\left(\frac{86.43}{74.81}\right) = \mathbf{0.038\ m}$$

Example 4: An Embankment is shown in Figure, Clay layer has $c_c = 0.24, c_r = 0.056, c_v = 0.06\ m^2/month, \sigma_c` =$ **110*Kpa. Thechay layer has sand above and below it Determine* :**

1. **Effective stress at point A after 5 years of construction of embankment?**
2. **Effective stress at point A at t=0 of construction of embankment?**
3. **Effective stress at point A at $t = \infty$ of construction of embankment?**



$\gamma_{Dry} = 15.72\ KN/m^3$

$\gamma_{Sat} = 18.87\ KN/m^3$

$\gamma_{Sat} = 17.3\ KN/m^3$

$e_o = 1$

$LL = 40$

$\frac{10}{x} = \frac{1}{1.5}$ $X_2 = 15$ m

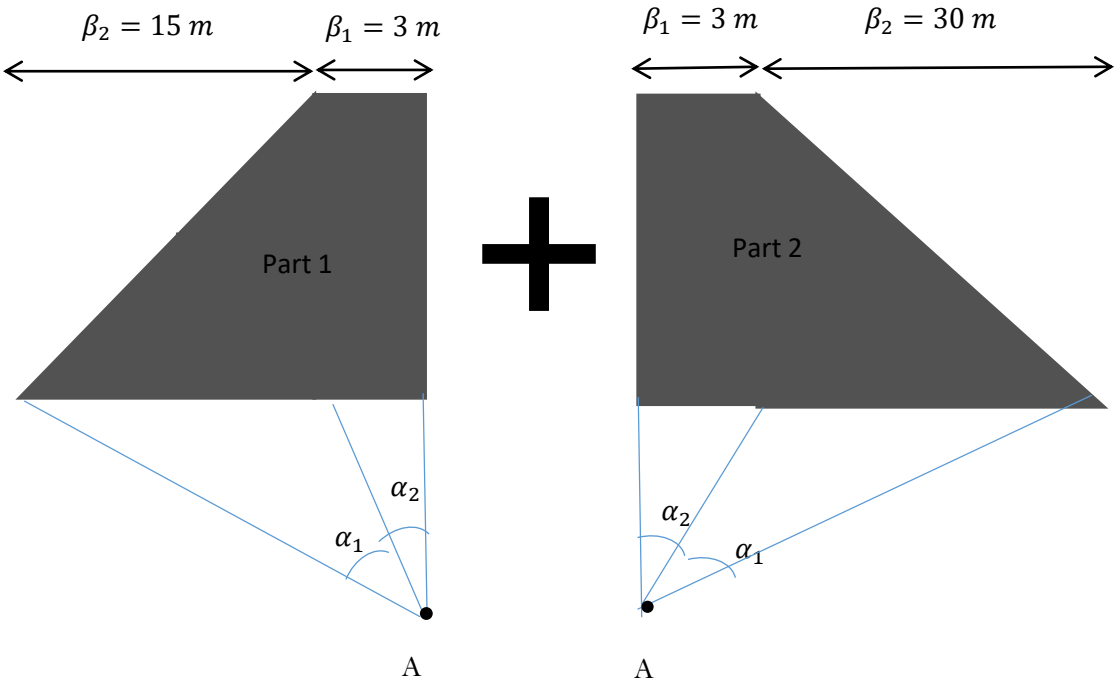
$\frac{10}{x} = \frac{1}{3}$ $X_1 = 30$ m

1. $\sigma_{f_A} = \sigma_{o_A} + \Delta\sigma z_A = 158.82 + 84.48 = \mathbf{243.3\ KN/m^2}$

$u_{fA} = u_{0_A} + u_{e_A} = 68.67 + 4.224 = \mathbf{72.9\ KN/m^2}$

$\sigma_f` = \sigma_{f_A} - u_{fA} = 243.3 - 79.65 = \mathbf{170.4 KN/m^2}$

$\sigma_{o_A} = \gamma h = 15.72 \times 2 + 18.87 \times 4 + 17.3 \times 3 = \mathbf{158.82\ KN/m^2}$



$$q = \gamma H = 10 \times 10 = \mathbf{100\ KN/m2}$$

Part 1

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{3+15}{9}\right) - tan^{-1}\left(\frac{3}{9}\right) = 45 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.78}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{3}{9}\right) = 18.43 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.32}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{100}{\pi}\left[\left(\frac{3+15}{15}\right)(1.43+0.32) - \frac{3}{15}(0.32)\right]$$
$$= \mathbf{39.98\ KN/m2}$$

Part 2

$$\alpha_1 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{z}\right) - tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{3+30}{9}\right) - tan^{-1}\left(\frac{3}{9}\right) = 56.31 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.98}$$

$$\alpha_2 = tan^{-1}\left(\frac{\beta_1}{z}\right) = tan^{-1}\left(\frac{3}{9}\right) = 18.43 \times \frac{\pi}{180} = \mathbf{0.32}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{\beta_1+\beta_2}{\beta_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2) - \frac{\beta_1}{\beta_2}(\alpha_2)\right] = \frac{100}{\pi}\left[\left(\frac{3+30}{30}\right)(0.98+0.32) - \frac{3}{30}(0.32)\right]$$
$$= \mathbf{44.5\ KN/m2}$$

$$\Delta\sigma z_{total} = 39.98 + 44.5 = \mathbf{84.48\ KN/m2}$$

$$u_{0_A} = \gamma_w h = 9.81 \times 7 = \mathbf{68.67\ KN/m^2}$$

$$Tv = \frac{cv\ t}{dr^2} = \frac{0.06 \times 12 \times 5}{2^2} = \mathbf{0.9}$$

$$\frac{z}{Hdr} = \frac{3}{2} = \mathbf{1.5}$$

$$U_{z_A} = 1 - \frac{u_{e_A}}{\Delta\sigma_{z_A}}$$

$$0.95 = 1 - \frac{u_e}{84.48}$$

$$u_e = \mathbf{4.224\ KN/m^2}$$

2.

$$\sigma_{f_A} = \sigma_{o_A} + \Delta\sigma z_A = 158.82 + 84.48 = \mathbf{243.3\ KN/m^2}$$

$$u_{fA} = u_{0_A} + u_{e_A} = 68.67 + 84.48 = \mathbf{153.15\ KN/m^2}$$

$$\sigma_f` = \sigma_{f_A} - u_{fA} = \mathbf{243.3 - 153.15} = \mathbf{90.15 KN/m^2}$$

$t = 0 \quad \Delta\sigma_z = u_e$

3.

$$\sigma_{f_A} = \sigma_{o_A} + \Delta\sigma z_A = 158.82 + 84.48 = \mathbf{243.3\ KN/m^2}$$

$t = \infty \quad u_e = 0$

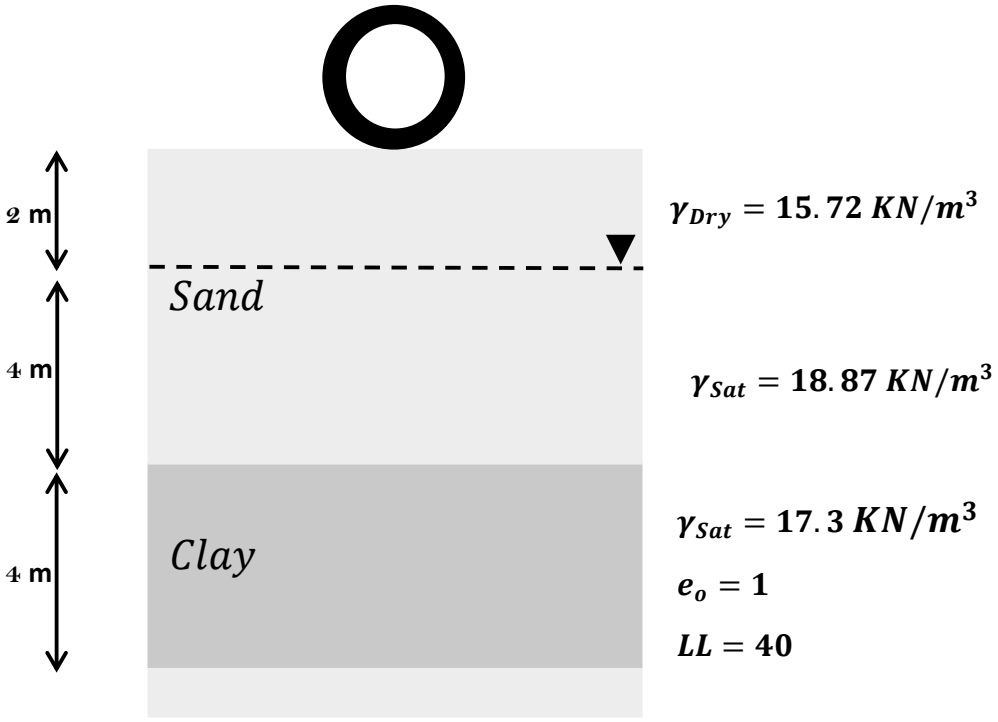
$$u_{fA} = u_{0_A} + u_{e_A} = 68.67 + 0 = \mathbf{68.67\ KN/m^2}$$

$$\sigma_f` = \sigma_{f_A} - u_{fA} = 243.3 - 68.67 = \mathbf{174.63 KN/m^2}$$

Example 5 : A water conduit from mild steel : the outer diamter is 2.5 m , inner diameter is 2.0 m consider the steel unit weight 77 KN/m³ and water unit weight 9.81 KN/m³, Clay layer has $c_c = 0.24, c_r = 0.056, c_v = 0.06\ m^2/month, \sigma_c` = 110Kpa$, calculate :

1. Determine primary consolidation settlement due to pipe load?

2. The settlement after 4 year of pipe operational?



1.

$$q = Area\ steel \times \gamma_{steel} + Area\ water \times \gamma_{water}$$

$$= \frac{\pi}{4}\left(D_{Outer}{}^2 - D_{inner}{}^2\right) \times \gamma_{steel} + \frac{\pi}{4} D_{inner}{}^2 \times \gamma_{water}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times (2.5^2 - 2^2) \times 77 + \frac{\pi}{4} \times 2^2 \times 9.81 = \mathbf{167\ KN/m}$$

$$\Delta\sigma z_{top} = \frac{2qz^3}{\pi(x^2+z^2)^2} = \frac{2\times 167\times 6^3}{\pi(0^2+6^2)^2} = \mathbf{17.7KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{mid} = \frac{2qz^3}{\pi(x^2+z^2)^2} = \frac{2\times 167\times 8^3}{\pi(0^2+8^2)^2} = \mathbf{13.3KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{bottom} = \frac{2qz^3}{\pi(x^2+z^2)^2} = \frac{2\times 167\times 10^3}{\pi(0^2+10^2)^2} = \mathbf{10.6KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{1}{6}\left(\Delta\sigma z_{top} + 4\Delta\sigma z_{mid} + \Delta\sigma z_{bottom}\right) = \frac{1}{6}(17.7 + 4\times 13.3 + 10.6)$$
$$= \mathbf{13.6\ KN/m^2}$$

$$\sigma_o` = \gamma h = 15.72\times 2 + (18.87 - 9.81)\times 4 + (17.3 - 9.81)\times 2$$
$$= \mathbf{82.66\ KN/m^2}$$

$$\sigma_f` = \sigma_o` + \Delta\sigma z = 82.66 + 13.6 = \mathbf{96.26\ KN/m^2}$$

$$\sigma_o` < \sigma_f` < \sigma_P`$$

$$S_f = \frac{c_r}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_o`}\right) = \frac{0.056}{1+1}\times 4\times Log\left(\frac{96.26}{82.66}\right)$$
$$= \mathbf{7.4\times 10^{-3}\ m}$$

2.

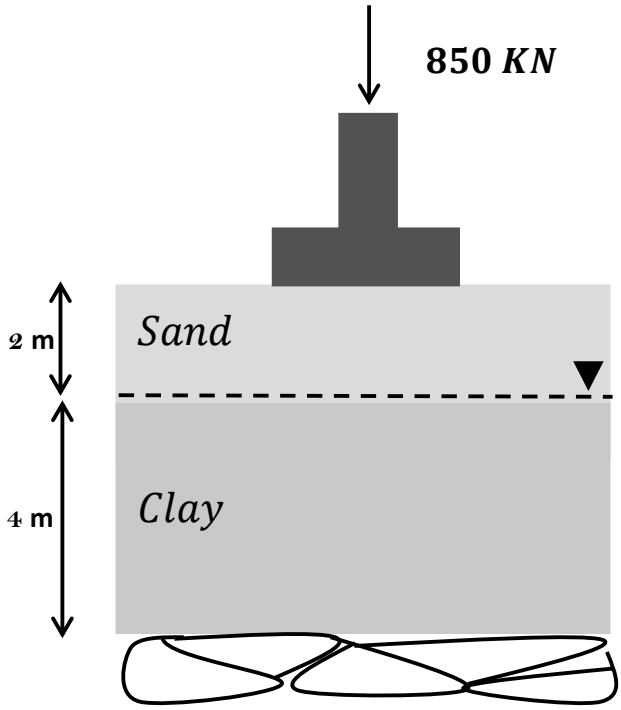
$$U_{avg} = \frac{S_c}{S_f}$$

$$Tv = \frac{cv\ t}{dr^2} = \frac{0.06\times 12\times 4}{2^2} = \mathbf{0.72} > 0.197$$

$$U_{avg} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{\frac{-\pi^2 Tv}{4}} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{\frac{-\pi^2\times 0.72}{4}} = \mathbf{0.86}$$

$$S_c = S_f U_{avg} = 7.4\times 10^{-3}\times 0.86 = \mathbf{6.4\times 10^{-3}\ m}$$

Example 6: A rectangular footing $1.6\,m \times 2.4\,m$ founded on sand carrying a net applied pressure of $850\,KN$. $\sigma_P` = 125KPa$



$$\frac{850}{1.6 \times 2.4} = 221.35KN/m^2$$

$\gamma_{Dry} = 16\ KN/m^2$

$\gamma_{Sat} = 20.81\ KN/m^2$

$e_o = 0.55$

$cc = 0.245$

$cr = 0.056$

$c_v = 0.75\ yr/m^2$

1. Find the consolidation settlement in the clay layer ? Assume the stress increment imposed at middle of clay layer is 85 KPa.

ملاحظة: أذ أعطاك قيمة $\Delta\sigma z$ في منتصف طبقة الطين في السؤال جاهزة خذها ولا تستخدم طريقة سيمسون.

$$\sigma_o` = \gamma` h = 16 \times 2 + (20.81 - 9.81) \times 2 = 54\ KN/m^2$$

$$\sigma_f` = \sigma_o` + \Delta\sigma z = 54 + 85 = 139\ KN/m^2$$

$\sigma_o` < \sigma_P` < \sigma_f`$

$$S_f = \frac{c_r}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_P`}{\sigma_o`}\right) + \frac{c_c}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_P`}\right)$$

$$S_f = \frac{0.056}{1+0.55} \times 4 \times Log\left(\frac{125}{54}\right) + \frac{0.245}{1+0.55} \times 4 \times Log\left(\frac{139}{125}\right) = 0.082\ m$$

2. What would be the consolidation settlement after 1.5 years?

$$U_{avg} = \frac{S_c}{S_f} \qquad S_c = S_f U_{avg} = 0.082 \times 0.299 = 0.0245\ m$$

$$Tv = \frac{cv\ t}{dr^2} = \frac{0.75 \times\ 1.5}{4^2} = \mathbf{0.07} < 0.197$$

$$U_{avg} = \sqrt{\frac{4Tv}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.07}{\pi}} = 0.299$$

3. If $\sigma`$ measured at the middle height of clay layer equal to 60 KPa. Estimate the time the footing was built?

1.

$$\Delta\sigma z_{top} = \frac{q(B \times L)}{(B + z) \times (L + z)} = \frac{221.35 \times 1.6 \times 2.4}{(1.6 + 2) \times (2.4 + 2)} = \mathbf{53.7\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{mid} = \frac{q(B \times L)}{(B + z) \times (L + z)} = \frac{221.35 \times 1.6 \times 2.4}{(1.6 + 4) \times (2.4 + 4)} = \mathbf{23.72 KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z_{bottom} = \frac{q(B \times L)}{(B + z) \times (L + z)} = \frac{221.35 \times 1.6 \times 2.4}{(1.6 + 6) \times (2.4 + 6)} = \mathbf{13.31\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma z = \frac{1}{6}\left(\Delta\sigma z_{top} + 4\Delta\sigma z_{mid} + \Delta\sigma z_{bottom}\right) =$$

$$\frac{1}{6}(53.7 + 4 \times 23.72 + 13.31) = \mathbf{26.98\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{o_{mid}} = \gamma h = 16 \times 2 + 20.81 \times 2 = \mathbf{73.62\ KN/m^2}$$

$$\sigma_{f_{mid}} = \sigma_{o_{mid}} + \Delta\sigma z = 73.62 + 26.98 = \mathbf{100.6\ KN/m^2}$$

$$u_{fmid} = \sigma_{f_{mid}} - \sigma_{fmid}` = 100.6 - 60 = \mathbf{40.6\ KN/m^2}$$

$$u_{0_A} = \gamma_w h = 9.81 \times 2 = \mathbf{19.62\ KN/m^2}$$

$$u_{fmid} = u_{0_{mid}} + u_{e_{mid}}$$

$$40.6 = 19.62 + u_{e_A}$$

$$u_{e_{mid}} = \mathbf{20.98\ KN/m^2}$$

$$U_{z_{mid}} = 1 - \frac{u_{e_{Amid}}}{\Delta\sigma_{z_{mid}}}$$

$$= 1 - \frac{20.98}{23.72}$$

$$= \mathbf{0.12}$$

$$\frac{z}{Hdr} = \frac{2}{4} = \mathbf{0.5} \quad Tv = \mathbf{0.08} \quad from\ chart$$

$$\mathrm{t} = \frac{dr^2\ Tv}{cv} = \frac{4^2 \times\ 0.08}{0.75} = \mathbf{1.71\ year}$$

Example 6: The following equations are used to solve certain problems in geotechnical engineering.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = cv\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

1. **What is the name of equation?** The differential equation of consolidation

2. **What is u stand for in equation?** Excess pore water pressure

3. **What is Cv stand for in equation?** The coefficient of consolidation

Example 7: **A normally consolidated clay** layer in the field has a thickness of 3.2 m with an average effective stress of 75 KN/m2. (Effective stress in the middle of clay). A laboratory consolidation lest on the clay gave the following result.

1. Determine the compression index. Cc.

2. If the average effective stress on the clay layer increased to 125 KN/m^2. What would be the primary consolidation settlement.

3. The coefficient of consolidation of a clay for above pressure range was 8×10^{-3} mm^2/sec on the basis of one-dimensional consolidation test result. Estimate the settlements of the above layer after 5.0 years.

Pressure (KPa)	Void ratio (e)
100	0.9
200	0.7

$$\mathbf{1.}\ c_c = \frac{e_1 - e_2}{Log\ \sigma_2` - Log\ \sigma_1`} = \frac{0.9 - 0.7}{Log700 - Log100`} = \mathbf{0.24}$$

$$\mathbf{2.}\ S_f = \frac{c_c}{(1+e_0)} H_O Log\left(\frac{\sigma_f`}{\sigma_o`}\right) = \frac{0.24}{(1+0.9)} \times 3.2 \times Log\left(\frac{125}{75}\right) = 0.08967m$$

$$\mathbf{3.}\ Tv = \frac{cv\ t}{dr^2} = \frac{8 \times 10^{-3} \times\ 5}{3.2^2} = \mathbf{3.9 \times 10^{-3}} < 0.197$$

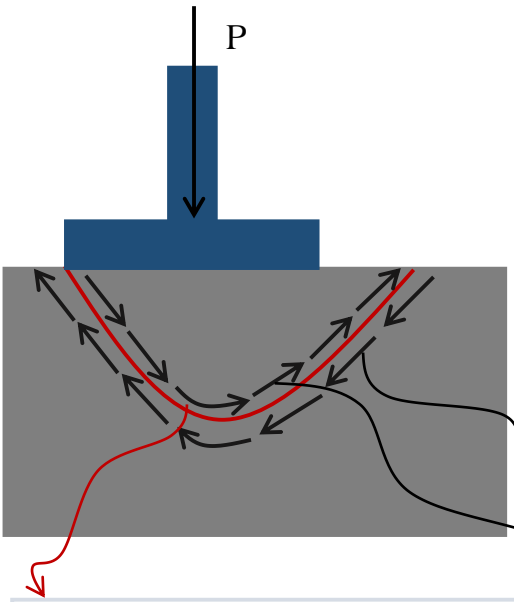
$$U_{avg} = \sqrt{\frac{4Tv}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 3.9 \times 10^{-3}}{\pi}} = \mathbf{0.07}$$

$$S_c = S_f U_{avg} = 0.08967 \times 0.07 = \mathbf{6.32 \times 10^{-3}\ m}$$

بسم الله الرحمن الرحيم

Shear Stress

Tensile stress	←	مقياس متانته (قوته)	←	Steel
Compression stress	←	مقياس متانته (قوته)	←	Concrete
Shear stress	←	مقياس متانته (قوته)	←	Soil



عندما تتعرض التربة لقوى خارجية **(رأسية P)** فإنه سيتولد عليها اجهادات Shear (stress) (**مماسيه بين الحبيبات** تحاول جعل جزء من التربة ينفصل أو ينزلق عن باقي كتلة التربة) ولكل نوع من أنواع التربة قدرة محددة على مقاومة حدوث مثل هذا الانهيار حيث أن أقصى قيمة لهذه المقاومة تعرف بـ Shear Strength $\tau_f = \tau_{max@failer}$

Shear Strength

وهو المقاومة التي تبديها التربة (رد الفعل العكسي) ضد (Shear Stress)

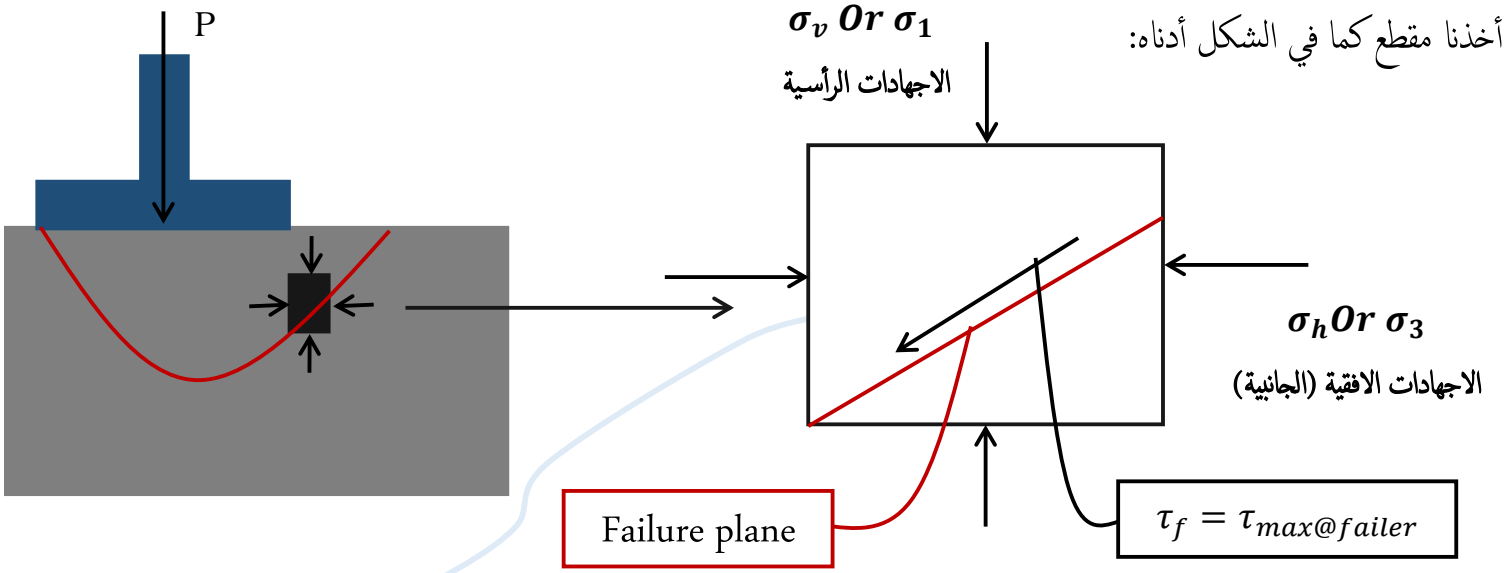
Failure surface

هو السطح الذي يحدث عنده الانزلاق.

Shear stress

وهو الإجهادات المتولدة بسبب p وهو يسبب في انزلاق التربة.

لو أخذنا مقطع كما في الشكل أدناه:



تتحول جميع الاجهادات الرأسية والجانبية الى اجهاد عامودي على سطح الانهيار والتي تسبب قص التربة بزاوية لأنه لو كانت الاجهادات راسية فقط لكانت زاوية القص بزاوية رأسية ولو كانت الاجهادات جانبية فقط لكانت زاوية القص بزاوية جانبية ولكن لان الاجهادات رأسية وجانبية فالقص يأتي بزاوية محصورة بين الرأسية والجانبية.

$\sigma_v > \sigma_h$

$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

معامل الضغط الجانبي للتربة

K:

متى يحدث الانزلاق في التربة (Shear failure) ؟؟؟

At Shear stress ≥ Shear Strength

The shear strength of a soil mass is the internal resistance per unit area that the soil mass can offer to resist failure and sliding along any plane inside it.

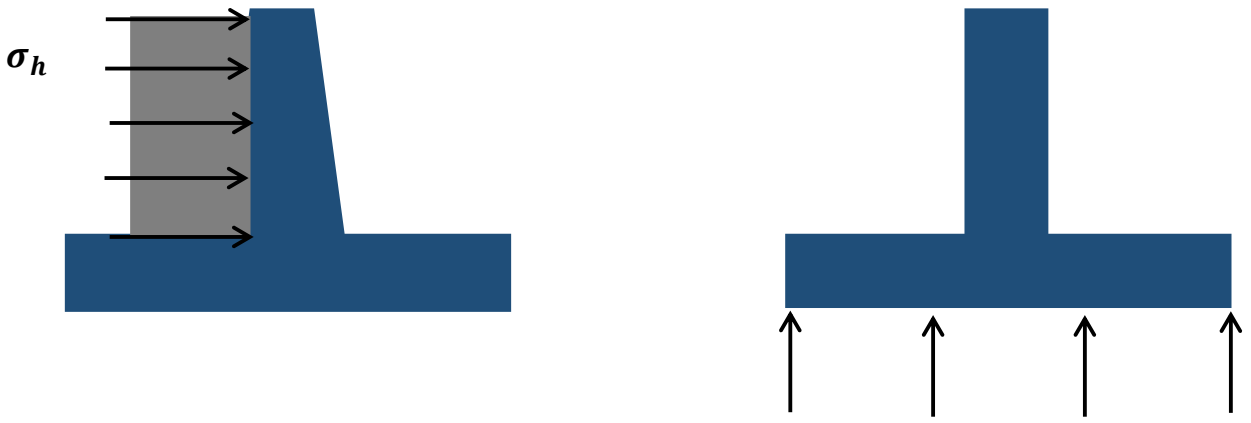
أقصى اجهاد قص يتولد داخل التربة ويسبب فيها انهيار بالقص (ازلاق أجزاء التربة على بعضها).

Needed to analyze soil stability problems such as:

1) Bearing capacity. حساب قدرة تحمل التربة للإجهادات الرأسية من أجل حسابات حديد تسليح القاعدة

2) Slope stability. تقيم استقرار المنحدرات أي أنه توجد منحدرات التربة تبقى ثابتة فيها ومستقرة ولا تنهار

3) Lateral pressure on earth-retaining structures.



Bearing capacity (q)

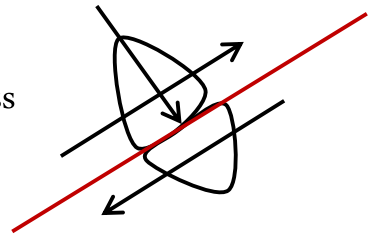
أسباب قدرة التربة على مقاومة حدوث قص بها:

1. التداخل بين حبيبات التربة.

2. الاحتكاك الداخلي بين الحبيبات الخشنة **(internal friction)** ويكون عادة في حالة التربة الرملية **(sandy soil or cohesion less) soil.**

3. التماسك بين الحبيبات الناعمة **(Cohesion)** ويكون عادة في التربة الطينية **(clayey soil or cohesive soil).**

بعد معرفة أسباب المقاومة نتوصل بشكل بديهي الى أن العوامل التي بتعمد عليها التربة لمقاومة

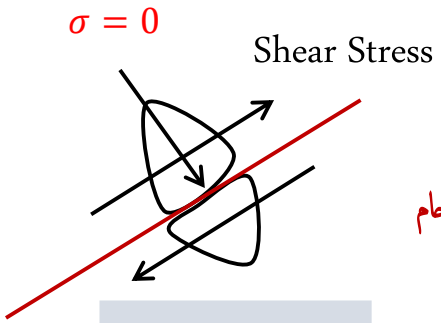


- ✓ زاوية الاحتكاك بين **الحبيبات الخشنة** مقياس **لمقاومة** اجهادات القص التربة الناتجة عن **الانزلاق** بين الحبيبات **ورمزها** ∅
- ✓ تعلمنا دائما في الفيزياء 1 لحساب قوة الاحتكاك يجب ضرب القوة العمودية N ب معامل الاحتكاك μ_S و معامل الاحتكاك في التربة يساوي **tan**(∅) و القوى العمودية N تساوي (σ) Normal stress.
- ✓ زاوية الاحتكاك تساوي صفر بين الحبيبات الناعمة.

Shear Strength

$$\tau_f = N \times \mu_S = \sigma_f \times \tan(\emptyset)$$

$\emptyset: angle\ of\ friction$



2. التماسك بين الحبيبات (cohesion).

- ✓ التماسك بين الحبيبات (بين الحبة والحبيبة) مقياس **لمقاومة** اجهادات القص التربة عن طريق **(الالتحام بين الحبيبات , وقوى الجذب بين الشحنات في الطين)** **ورمزه** C

$$\sigma = 0$$

- ✓ التماسك يكون بين الحبيبات الناعمة.

Shear Strength

$$\tau_f = c$$

$C: cohesion\ kpa$

Normal Consolidated Clay Or Sandy Soil	Clayey Soil
$C: 0 \quad \tau_f = \sigma_f \times tan(\emptyset)$	$\emptyset: 0 \quad \tau_f = C$

المفهوم العام يحكي أنه التربة قد تقاوم اجهادات القص عن طريق C && ∅ معا.

Mohr – Coulomb Failure Criterion

وضع هاذان العالمان المعادلة العامة (General equation) لحساب ال Shear strength لأي تربة حيث أن هذه المعادلة تعتبر معادلة خطية (معادلة خط مستقيم) حيث أن المعادلة كما يلي:

$$\tau_f = C + \sigma_f \times tan(\emptyset)$$

C and ∅ shear parameter

τ: shear strength of soil

C: cohesion intercept

$\emptyset$: angle of friction

σ: total normal stress on the failure plane

الاجهاد المتولد داخل كتلة التربة وهو عمودي على مستوى الانهيار

لتمثيل المعادلة الخطية على المستوي الديكارتي نستخدم Empirical Relationship من لاب فيزياء1.

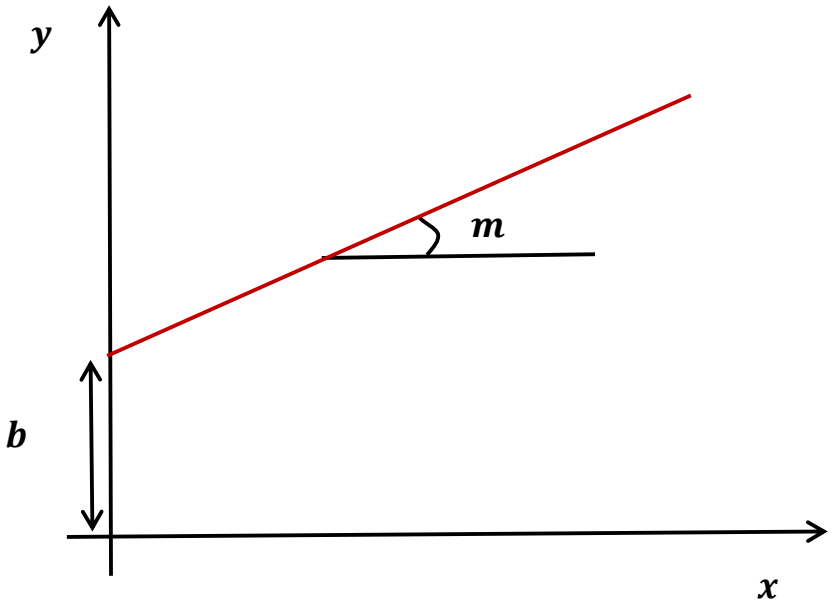
$$y = xm + b$$

y: $y - tip$

x: $x - ip$

m: slope

b: $y - intersection$



$$y = xm + b$$

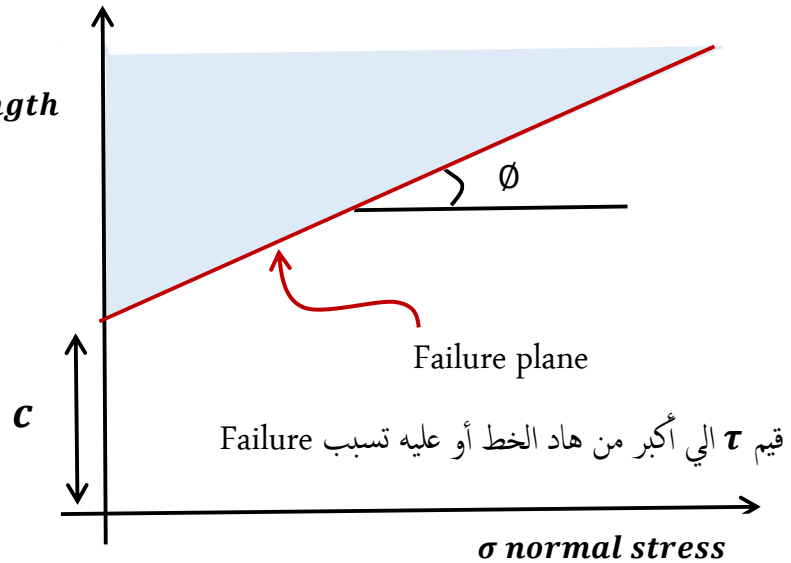
$$\tau = \sigma \times tan(\emptyset) + C$$

y: τ

x: σ

m: $tan(\emptyset)$

b: C



أذ تعرضت العينة للشير قيمته يعلو الخط الأحمر(المنطقة المظللة) فان العينة سوف تنزلق ويحدث فيها الانهيار

قيم τ الي أكبر من هاد الخط أو عليه تسبب Failure

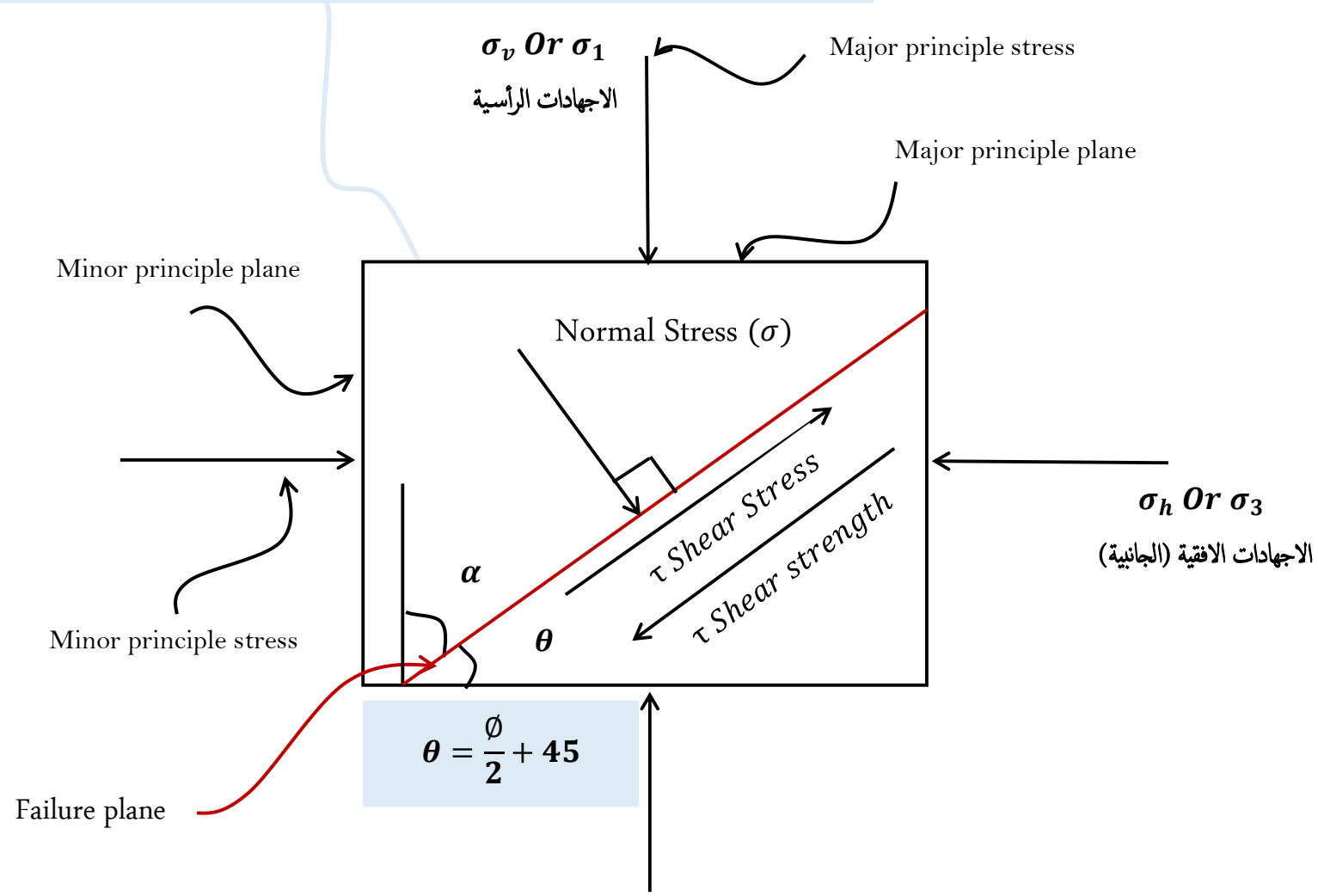
عندما يحصل قص في التربة **مع تغير** في الحجم (**يوجد** خروج للماء) فأن حساب مقاومة القص للتربة يؤخذ كدالة في **الاجهاد الفعال.**

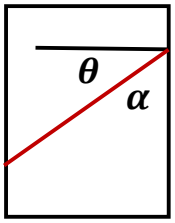
$$\tau = \sigma' \times tan(\emptyset') + C'$$

عندما يحصل قص في التربة **بدون تغير** في الحجم (**لا يوجد** خروج للماء) فأن حساب مقاومة القص للتربة يؤخذ كدالة في **الاجهاد الكلي**.

$$\tau = \sigma \times tan(\emptyset) + C$$

تتحول جميع الاجهادات الرأسية والجانبية الى اجهاد عامودي على سطح الانهيار والتي تسبب قص التربة بزاوية لأنه لو كانت الاجهادات راسية فقط لكانت زاوية القص بزاوية رأسية ولو كانت الاجهادات جانبية فقط لكانت زاوية القص بزاوية جانبية ولكن لان الاجهادات رأسية وجانبية فالقص يأتي بزاوية محصورة بين الرأسية



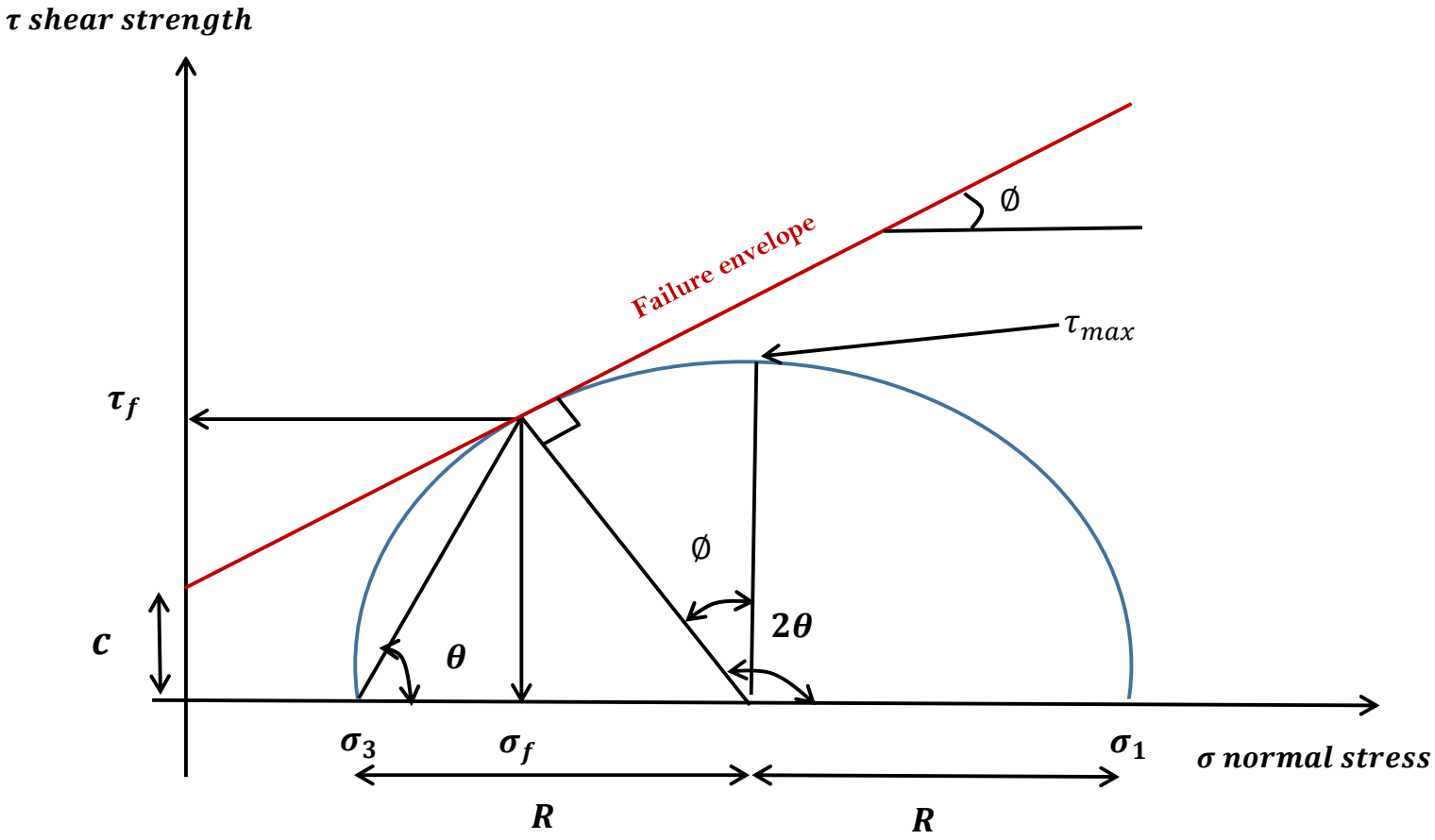


ملاحظة مهمة جدا

θ دائما تكون بين (Major principle plane) و (Failure plane) مثال هون:

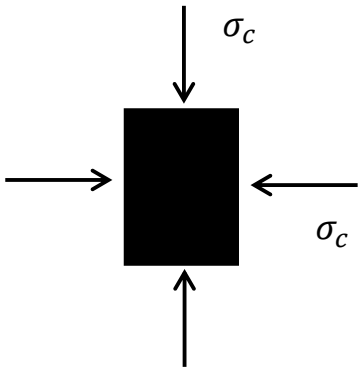
($\tau_f = \tau_{max@failer}$) المقصود فيها أقصى مقاومة تبديها التربة وتكون موازية لل (Failure plane) وهي المطلوب حسابها ودائما عند قيمة ($\tau_f = \tau_{max@failer}$)تكون قيمة((Normal Stress (σ_f) وتكون عمودية على (Failure plane).

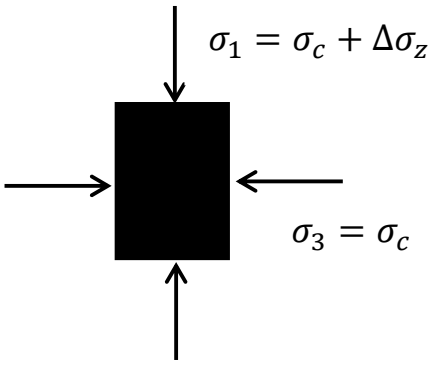
$$\sigma_h = \sigma_3 \;\&\&\; \sigma_v = \sigma_1$$

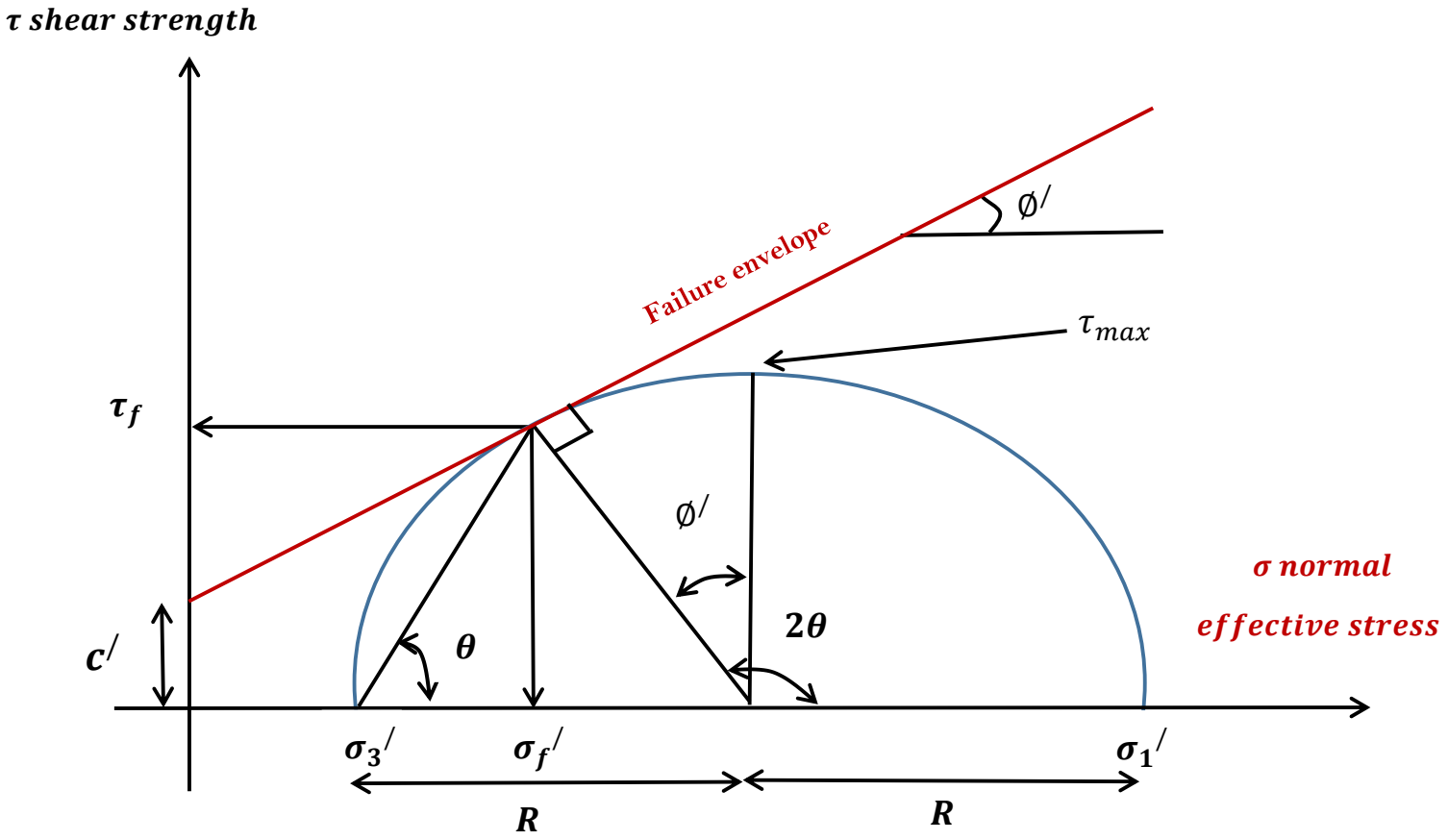


$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin(2\theta) \qquad \sigma_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos(2\theta)$$

$$\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} \qquad \sigma_1 = \sigma_3\ tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) + 2C\tan\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

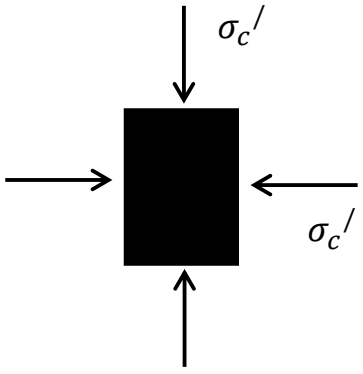


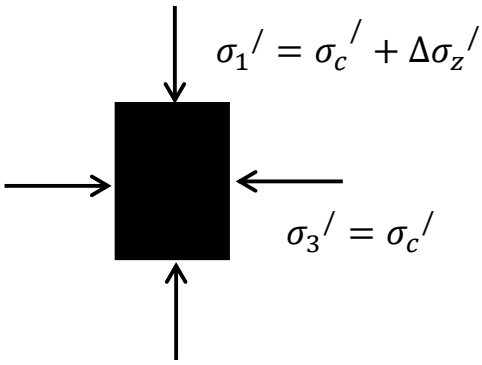




$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')\sin(2\theta) \qquad \sigma_f{}' = \frac{1}{2}(\sigma_1{}' + \sigma_3{}') + \frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')\cos(2\theta)$$

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1{}' + \sigma_3{}')} \qquad \sigma_1{}' = \sigma_3{}'\ tan^2\left(45 + \frac{\emptyset'}{2}\right) + 2C'\tan\left(45 + \frac{\emptyset'}{2}\right)$$





C' and $\emptyset'$ = intercept and slope angle for the failure envelope plotted in terms of effective stress

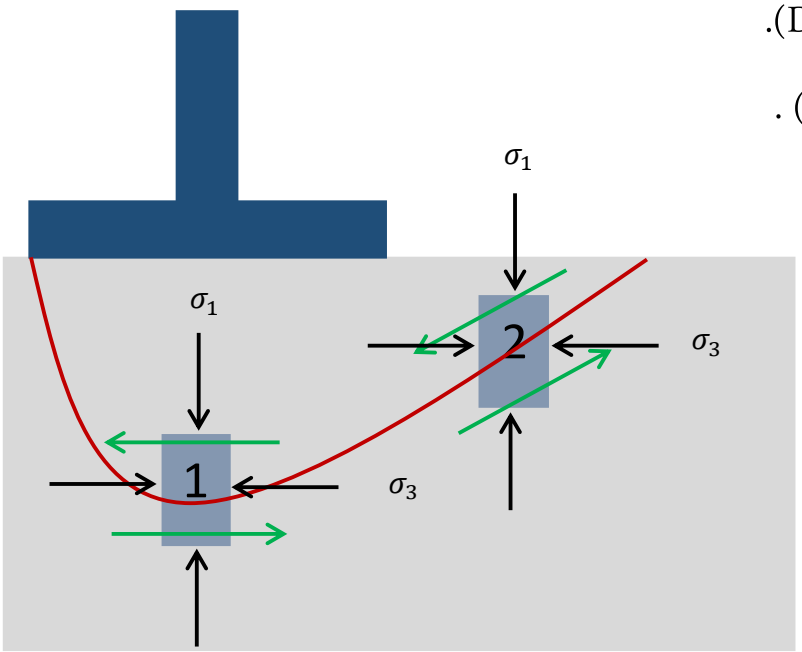
σ and u = total normal stress and pore water pressure, respectively, on the failure plane

Table 12.1 Typical Values of Drained Angle of Friction for Sands and Silts

Soil type	ϕ' (deg)
Sand: Rounded grains	
Loose	27–30
Medium	30–35
Dense	35–38
Sand: Angular grains	
Loose	30–35
Medium	35–40
Dense	40–45
Gravel with some sand	34–48
Silts	26–35

الان بدنا نحسب Ø && C لذلك يجب نقل العينة التي في الموقع الى المختبر بنفس الوضع الي كانت عليه في الموقع لذلك أشهر نوعين من الاختبار وهما:

1. Direct shear test.
2. Triaxle test.



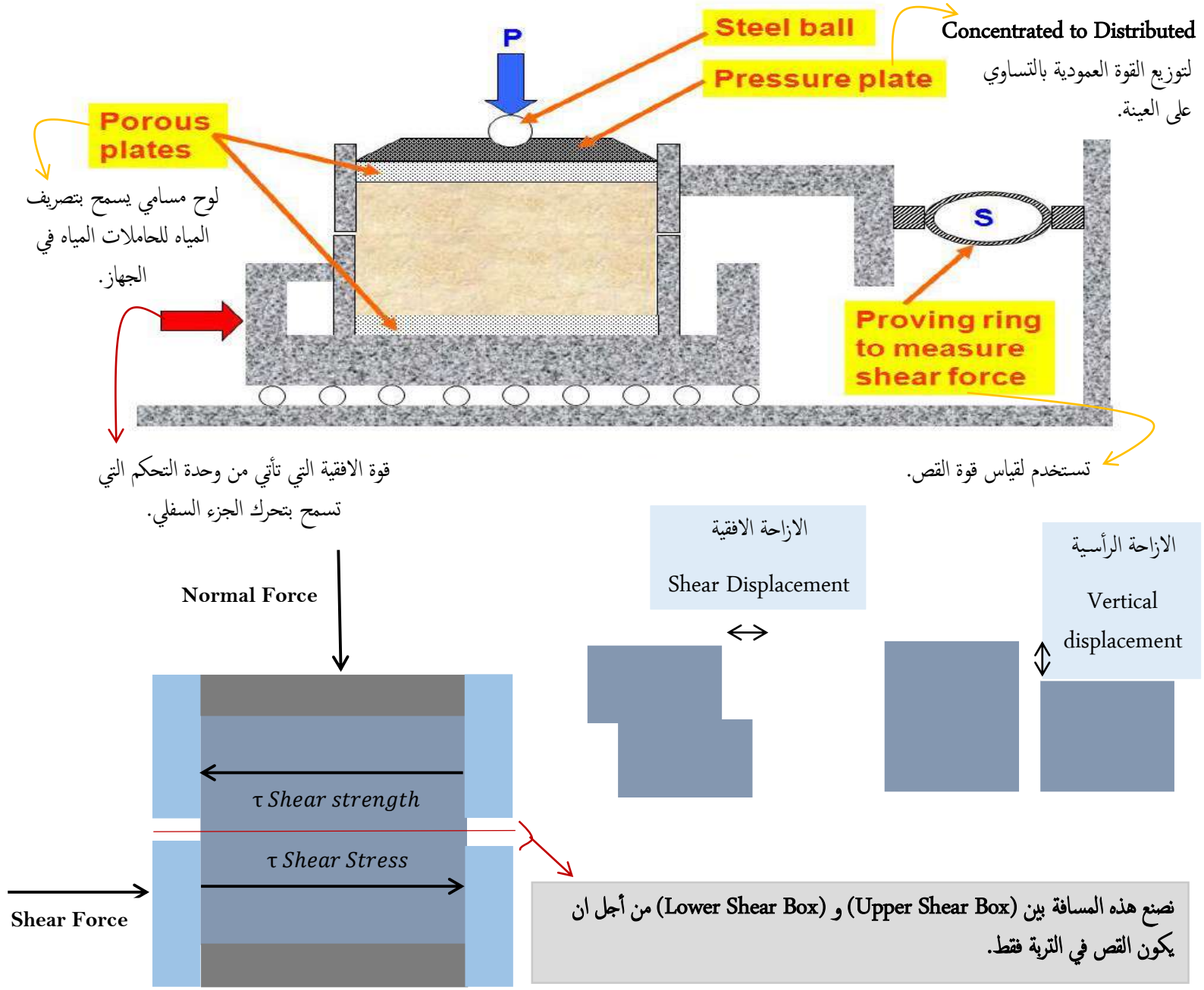
ظروف العينة رقم 1 في الموقع توفرها تجربة (ال Direct Shear).

ظروف العينة رقم 2 في الموقع توفرها تجربة (ال Triaxle test) .

يوجد أنواع أخرى منها:

1. Direct simple shear test.
2. Plane strain triaxle test.
3. Torsional ring shear test.

Direct shear test (Shear box test).

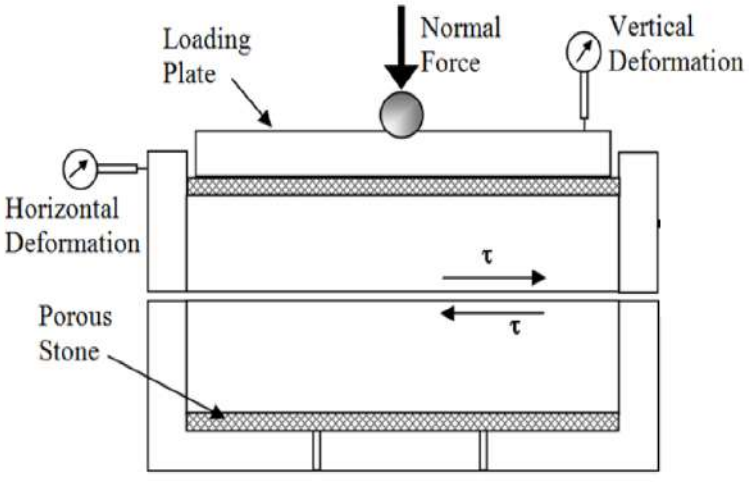


Shear box

صندوق القص مقسوم قسمين جزء علوي وجزء سفلي لوضع العينة فيه و (Dial Gauge) لقياس الازاحة الرأسية والافقية و (Proving Ring) لقياس القوى الافقية واحجار مسامية لتصريف المياه الى حاملات المياه وأبعاده:

$51\ mm \times 51\ mm\ Or\ 102\ mm \times 102\ mm$

and thickness $25\ mm$ Or **Circular Shape**



التجربة تجرى بالشكل الاتي يركب الصندوق العلوي على السفلي ثم نوضع عينة التربة في الصندوق ونسوي سطح الصندوق عن طريق مطرقة المختبر ثم نركب عليه (Loading Plate) ونركب الصندوق في المكان المخصص له في الجهاز ونقوم بتعريض التربة لقوة عمودية (Normal Force) والانتظار لحين حدوث تصلد للعينة **(لحين بدأ خروج (تصريف) المياه من التربة)** **(لأنه يوجد خروج للماء نأخذ حساب مقاومة التربة للقص كدالة في الاجهاد الفعال)** وبعد ذلك نصنع مسافة بين صندوق العلوي والسفلي عن طريق الصواميل و نعرض الجزء السفلي من الصندوق بقوى افقية (قص)(Shear Force) بمعدل ثابت مع بقاء (ال Normal Force) ثابتة القيمة طوال التجربة , وأما قوى القص (Shear Force) تبدأ من الصفر الى أن تنهار العينة بالقص ونأخذ قراءة الجهاز , والصندوق مزود ب (Dial gauge) للقياس الازاحة الرأسية و للقياس الازاحة الافقية التي حدثت للتربة.

ومن ثم نكرر التجربة مع قيم أكبر للقوى العمودية (Normal Force).

قراءات الجهاز عبارة عن قوى (Force KN) وليست اجهادات (Stress KN/m²) لذلك لحساب الاجهاد العمودي والافقي:

$$\text{Normal force}(\sigma) = \frac{Normal\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen}$$

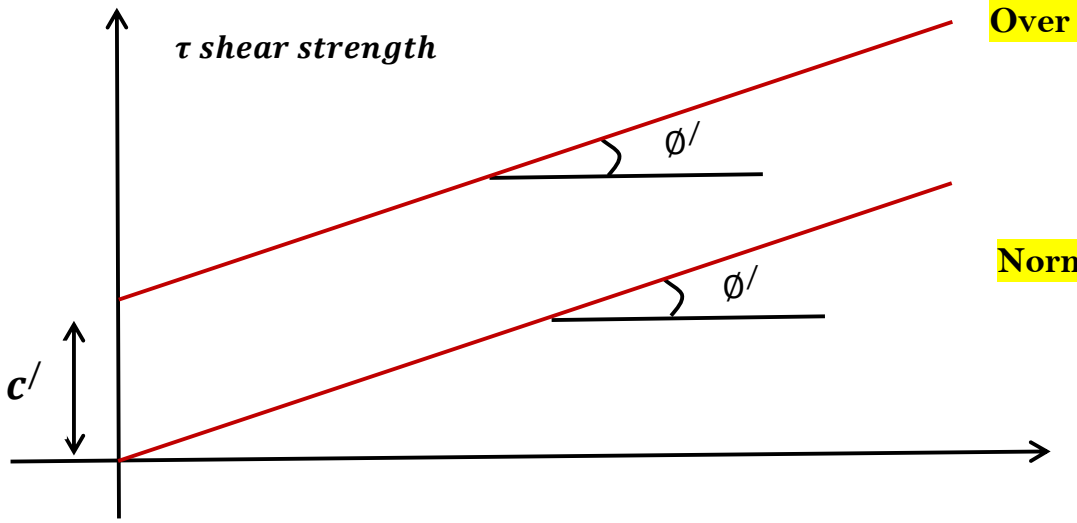
$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{Resisting\ Shear\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen}$$

_ مساحة مقطع العينة يتغير مع الازاحة الافقية ولكن منفترض أنها ما بتتغير من أجل تسهيل الحسابات.

_ لأنه يوجد تصلد ((خروج للماء من العينة) U=0) $\boldsymbol{C = C' \ and\ \emptyset = \emptyset' \text{and } \sigma = \sigma' - U = \sigma' - 0 = \sigma'}$

_ أذكر:

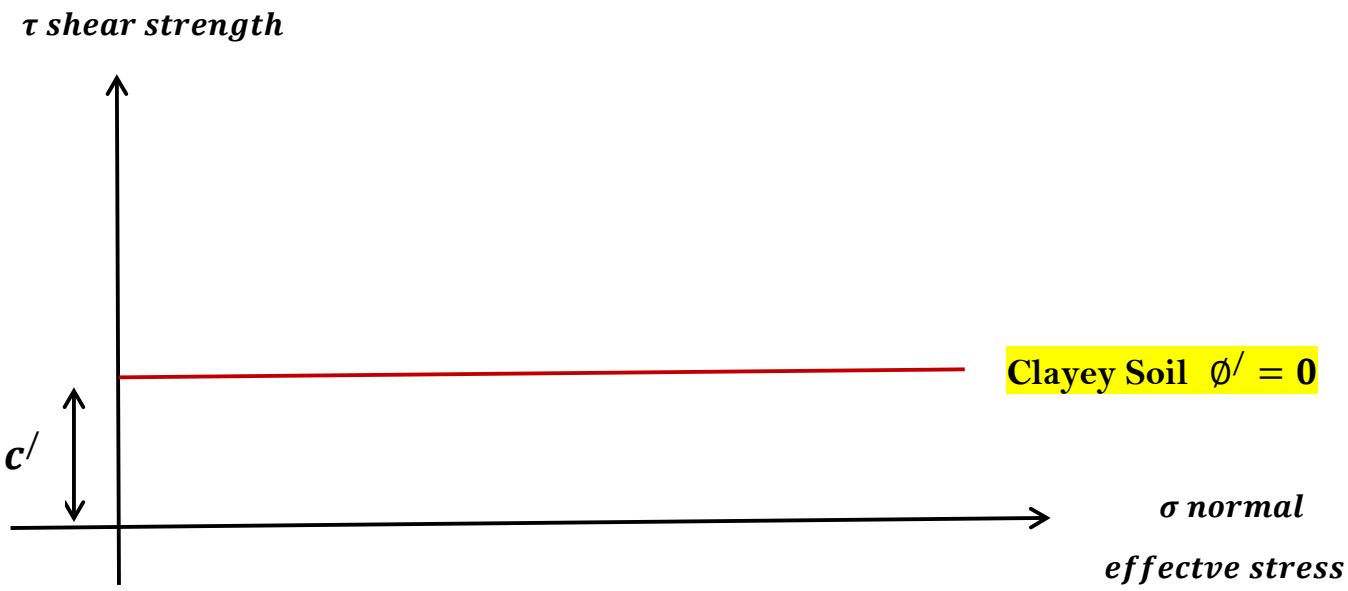
Clayey Soil	Normal Consolidated Clay Or Sandy Soil
$\emptyset: 0 \quad \tau = C'$	$C: 0 \ \ \tau_f = \sigma_f{}' \times tan(\emptyset)$



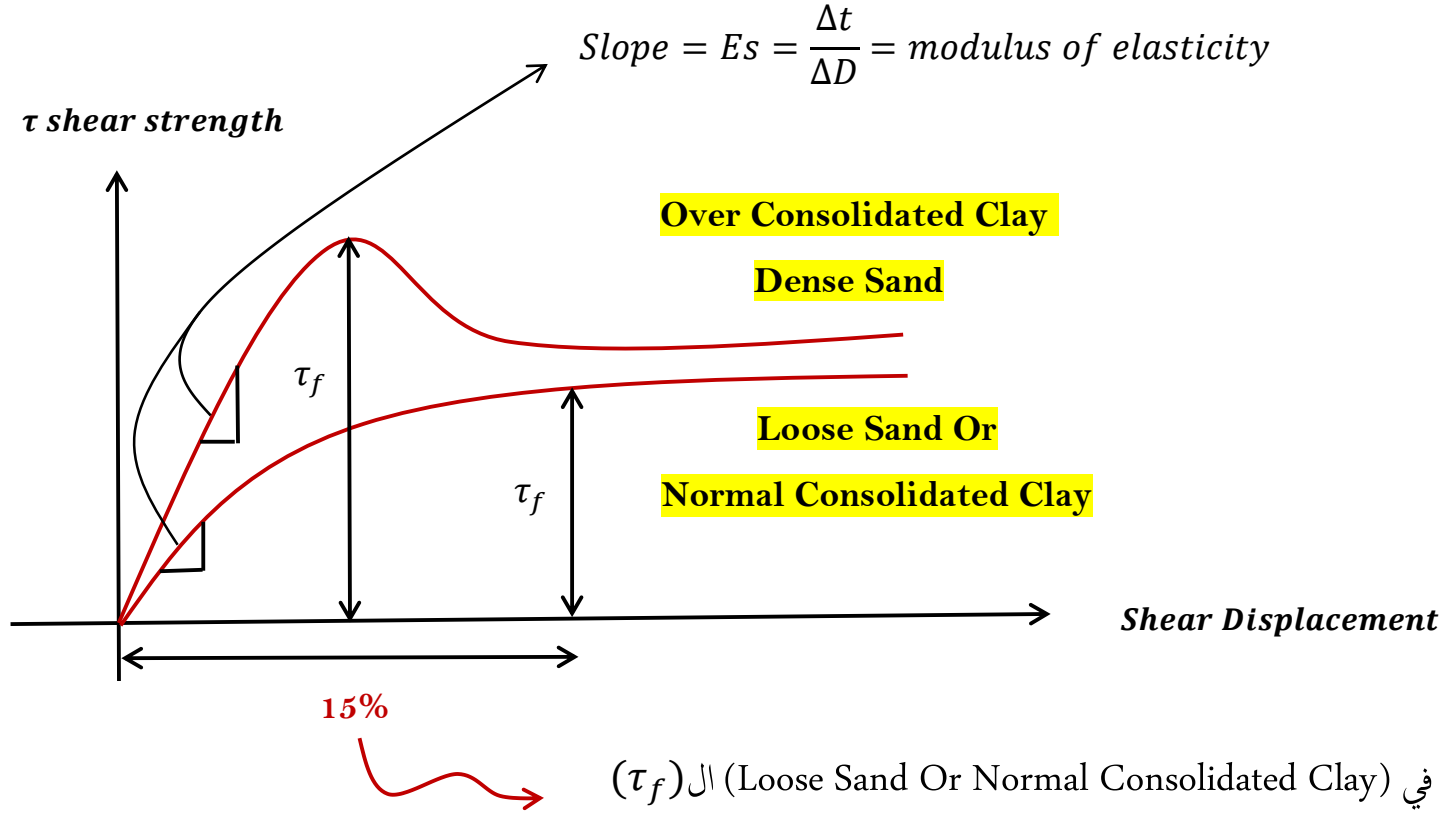
Over Consolidated Clay C′ ≠ O

Sandy Soil Or

Normal Consolidated Clay

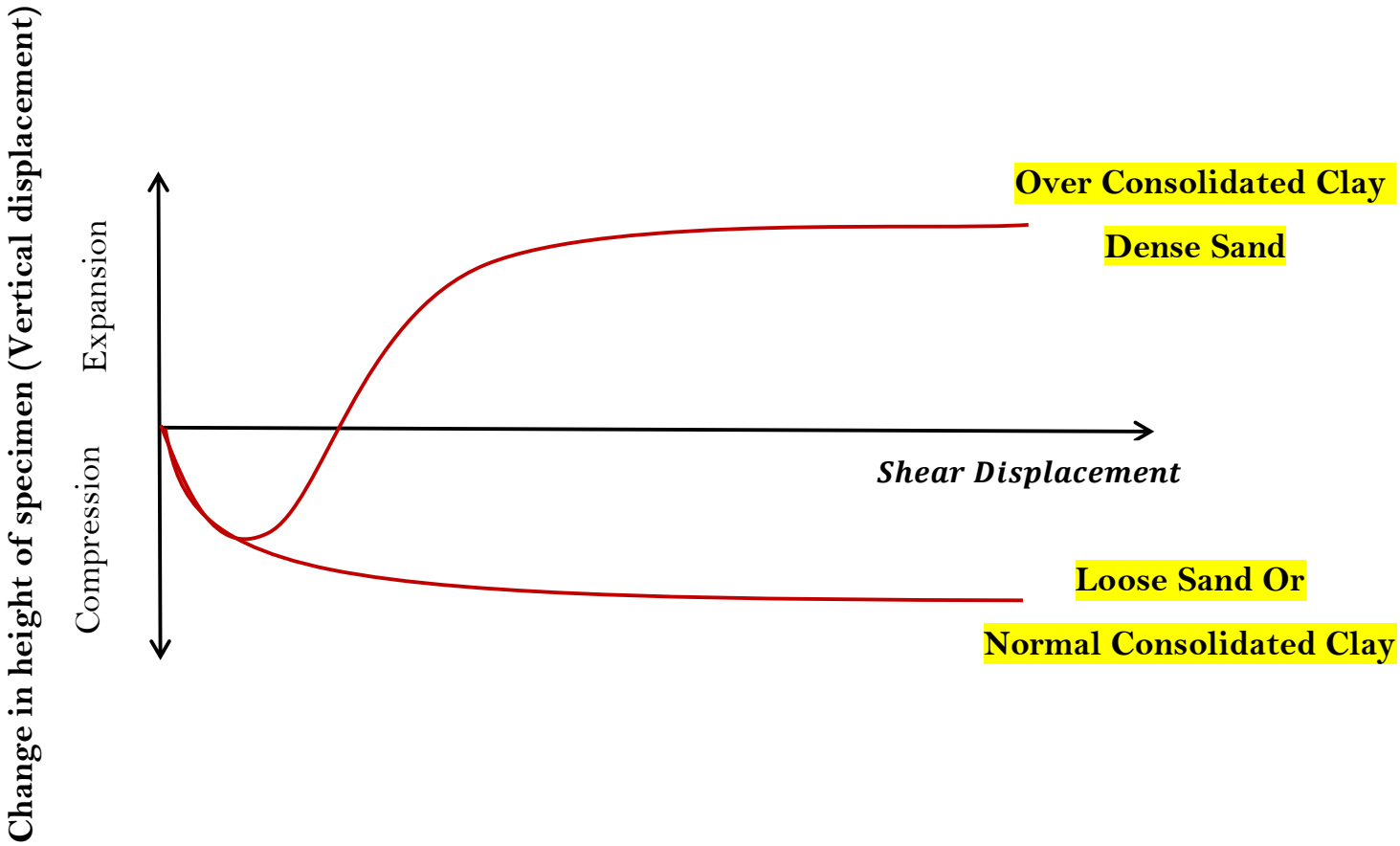


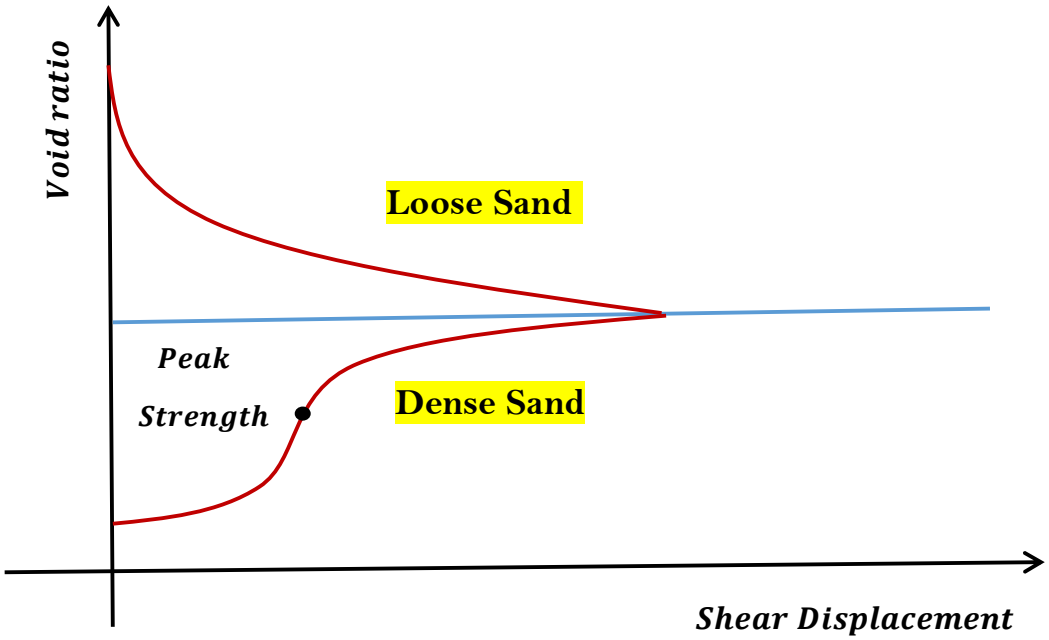
Conclusion



(τ_f) ال (Loose Sand Or Normal Consolidated Clay) في

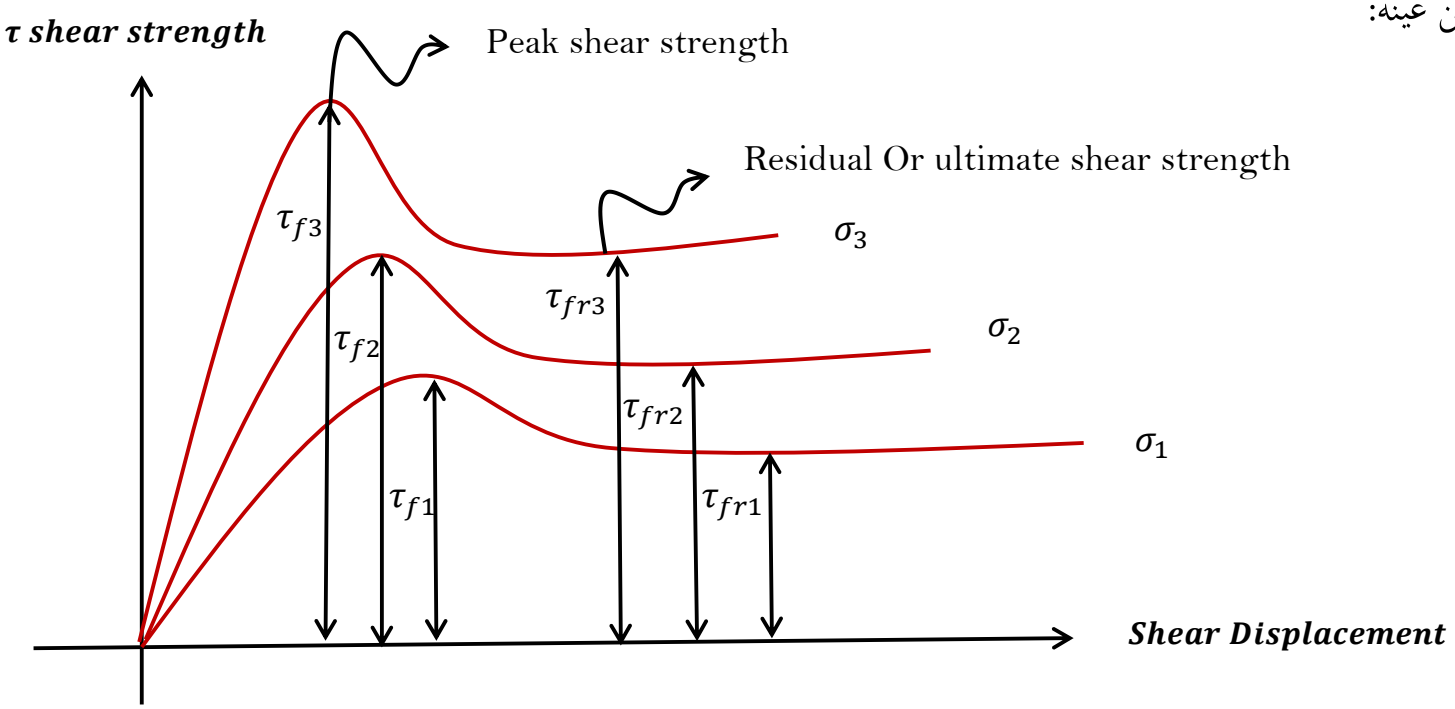
%15 (Shear Displacement) تكون عند


Change in height of specimen (Vertical displacement)
Expansion
Compression
Over Consolidated Clay
Dense Sand
Shear Displacement
Loose Sand Or
Normal Consolidated Clay

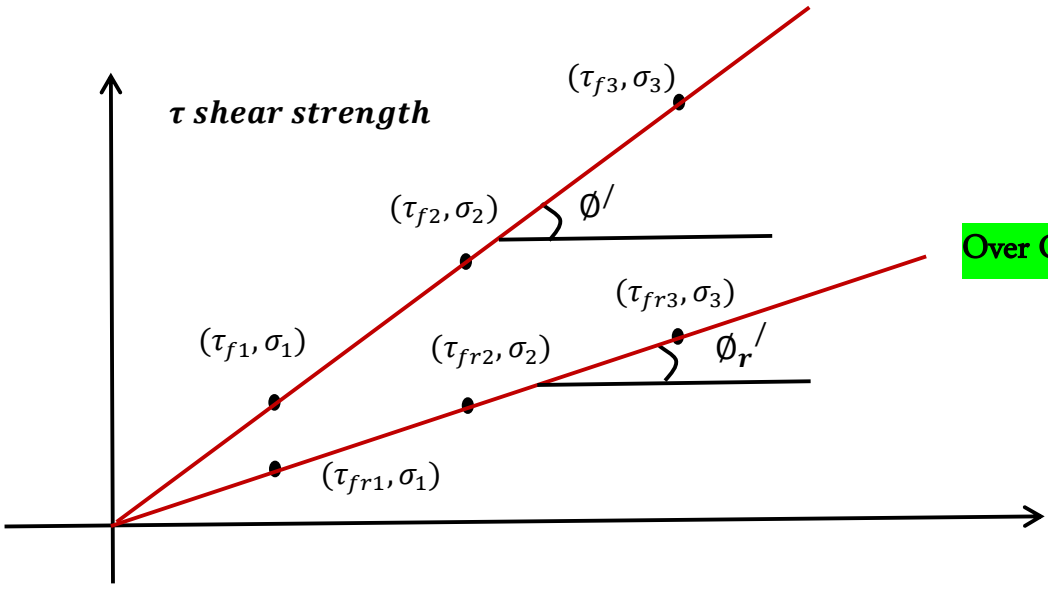

Void ratio
Loose Sand
Peak
Strength
Dense Sand
Shear Displacement

Assume Sandy Soil

في الرسمة أدنا تمثل أجرء التجربة على أكثر من عينة:



تمثل الرسمة فوق بين (τ, σ)



ملاحظة مهمة

Over Consolidated Clay Residual C/ = O

The advantages of the direct shear test are:

1. Cheap, fast and simple - especially for sands.

1. اختبار سهل وسريع للرمل وأيضا يدرس الاحتكاك بينه وبين مادة أخرى مثل الخرسانة والتربة.

2. Failure occurs along a single surface, which approximates observed slips or shear type failures in natural soils.

2. القص دائما يحدث في الوجه الافقي و هو يمثل نوع من أنواع القص في الواقع.

Disadvantages of the test include:

1. Difficult or impossible to control drainage, especially for fine-grained soils.

1. من الصعب أو المستحيل السيطرة على تصريف المياه، وخاصة بالنسبة للتربة الدقيقة الحبيبات (قد تستغرق التجربة أيام بسبب النفاذية القليلة) وكذلك قياس تصرفها.

2. Failure plane is forced--may not be the weakest or most critical plane in the field.

2. مستوى الانهيار غير حقيقي.

3. Non-uniform stress conditions exist in the specimen.

3. توزيع اجهادات القص غير منتظم على طول سطح الانهيار.

4. The principal stresses rotate during shear, and the rotation cannot be controlled.

5. Principal stresses are not directly measured.

5. σ_1 && σ_3 لا يعطي قيمتهم من الجهاز مباشرة يجب حسابها من دائرة مور.

Example 1: Direct shear tests were performed on a **dry sandy soil**. The size of the specimen was $50\ mm \times 50\ mm \times 19\ mm$, Test results are as follows:

أجرى اختبار القص المباشر على عينة رمل جاف (في هذه الحالة التماسك يساوي صفر C=0) ابعاد صندوق القص مطعاه مع ارتفاعه، في الجدول الاتي نتائج الاختبار:

Test no.	Effective Normal force (N)	Shear force at failure (N)
1	89	**53.4**
2	133	**81.4**
3	311	**187.3**
4	445	**267.3**

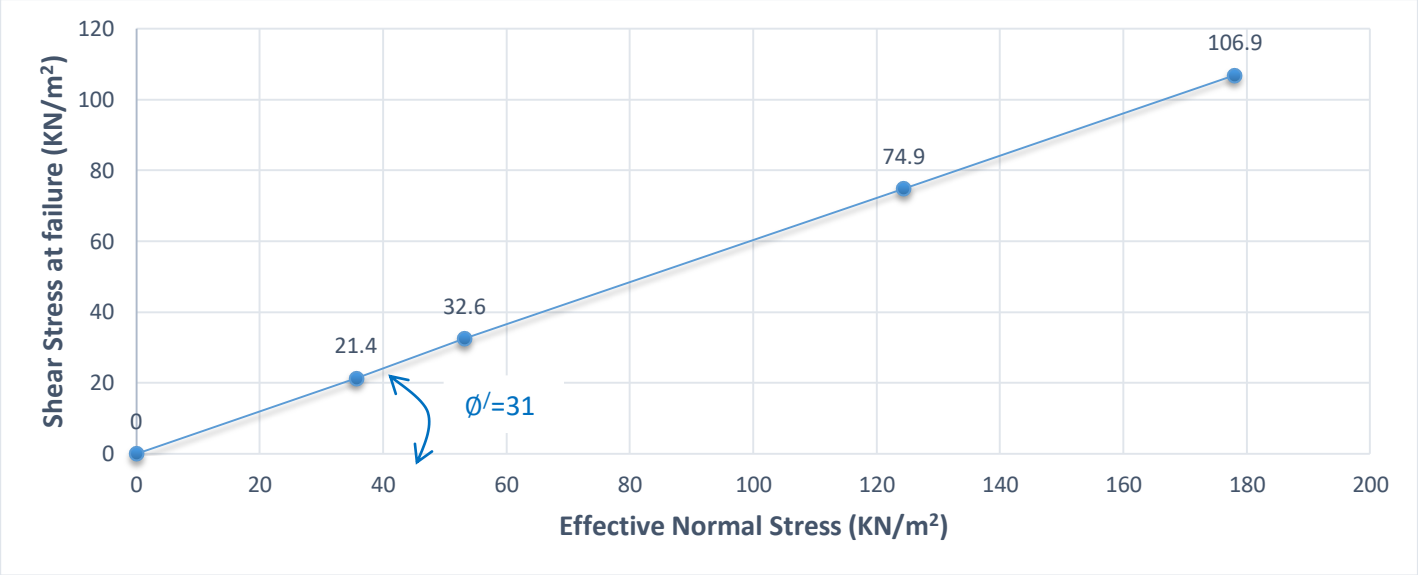
1. احسب (Normal Stressال) و (Shear Stress at failureال).

$$\text{Normal force}\left(\sigma'\right) = \frac{Normal\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{89}{0.05 \times 0.05} = 35600N/m^2 = 35.6N/m^2$$

$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{Resisting\ Shear\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{53.4}{0.05 \times 0.05} = 21360N/m^2 = 21.360\ N/m^2$$

Test no.	Normal force (N)	Effective Normal Stress (KN/m²)	Shear force at failure (N)	Shear Stress at failure (KN/m²)
1	89	35.6	53.4	**21.4**
2	133	53.2	81.4	**32.6**
3	311	124.4	187.3	**74.9**
4	445	178.0	267.3	**106.9**

2. ارسم (الNormal Stress) و (الShear Stress at failure) لحساب (ال Ø) فقط و (ال C=0) لان نوع العينة Sandy Soil.



3. قياس (ال $\emptyset^{/}$) بالمنقلة وتساوي 31° .

باستخدام الاله الحاسبة :

$$\tan(\emptyset^{/}) = 0.59$$

$$\emptyset^{/} = 30.54^{o}$$

$C^{/}$ قيمتها 0.4 صغيرة جدا لذلك تعتبر صفر.

يوجد طريقة بالنيوميركال للي ما أخذ المادة هي الطريقة باستخدام الالة الحاسبة:

1. Click Mode Set up.
2. Click STAT (3).
3. Click A+BX (2).
4. Prove the data X (Normal Stress) and Y (Shear Stress at failure).
5. Click AC.
6. Click Shift + 1.
7. Click Reg (5).
8. Click A to find C.

Example 2: Following are the results of four drained direct shear tests on an **over consolidated clay**

Diameter of specimen 50 *mm*

Height of specimen 20 *mm*

أجرى اختبار القص المباشر على عينة طين (O.C.R>1) (في هذه الحالة التماسك يساوي صفر C = 0) الصندوق على شكل دائرة قطرها 50 mm وارتفاعها 25 mm في الجدول الاتي نتائج الاختبار:

Test no.	Normal force (N)	Shear force at failure peak (N)	Shear force at failure residual (N)
1	150	157.5	**44.2**
2	250	199.9	**56.6**
3	350	257.6	**102.9**
4	550	363.4	**144.5**

1. احسب (Normal Stressال) و (الShear Stress at failure (Peak and residual).

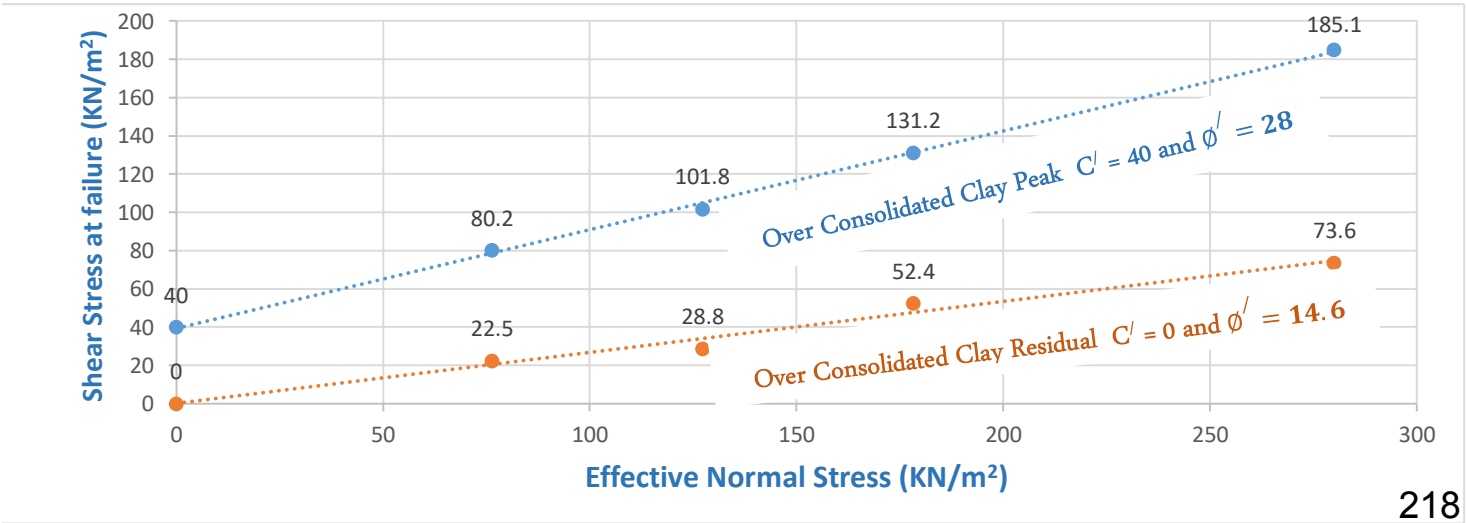
$$\text{Normal force}(\sigma) = \frac{Normal\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{150}{\pi \times (0.025)^2} = 76394.4N/m^2 = 76.4KN/m^2$$

$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{Resisting\ Shear\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{157.5}{\pi \times (0.025)^2} = 80214.1N/m^2 = 80.214KN/m^2$$

$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{Resisting\ Shear\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{44.2}{\pi \times (0.025)^2} = 22510.9N/m^2 = 22.5KN/m^2$$

Test no.	Effective Normal Stress (KN/m²)	Shear Stress at failure peak (KN/m²)	Shear Stress at failure residual (KN/m²)
1	76.4	80.2	**22.5**
2	127.3	101.8	**28.8**
3	178.3	131.2	**52.4**
4	280.1	185.1	**73.6**

2. ارسم (Normal Stressال) (الShear Stress at failure (Peak and residual).



Calculates τ_f at $\sigma = 100$ for overconsolidated clay peak ?

$$\tau_f = \sigma' \times \tan(\emptyset') + C' = 100 \times \tan(28) + 40 = 93.17\ KN/m^2$$

Example 3: Following data are given for a direct shear test conducted on **dry sand**:

Specimen dimensions : $63\ mm \times 63\ mm \times 25\ mm$

Normal stress : $105\ KN/m^2$

Shear force at failure : $300\ KN$

a. Determine the angle of friction?

b. For a normal stress of 180 KN/m² , what shear force is required to cause failure?

c. What are the **principal stresses** (σ_1, σ_2) at failure normal stress of 180 KN/m²?

d. What is the inclination of the major principal plane with the horizontal?

$a.\ \boldsymbol{C' = 0}$

$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{300}{0.063 \times 0.063} = 75585.79N/m^2 = 75.6KN/m^2$$

$$\tau_f = \sigma' \times tan(\emptyset') + C'$$

$$75.6 = 105 \times tan(\emptyset') + 0 \quad \emptyset' = \mathbf{35.75}$$

$b.\ \boldsymbol{C' = 0}$

$$\tau_f = \sigma' \times tan(\emptyset') + C' \qquad 129.6 \times 10^3 = \frac{shear\ force}{0.063 \times 0.063}$$

$$\tau_f = 180 \times tan(35.75) + 0 \qquad \text{shear force} = \mathbf{514.3\ N}$$

$$\tau_f = 129.6KN/m^2$$

الفرع الثالث بيطلب منك تحسب $(\sigma_1$ && $\sigma_2)$ لذلك يجب رسم دائرة مور بس بالاول لازم ارسم (Failure envelope) في طريقتين للرسم اختار الاسهل :

الطريقة الأولى: أنتا معك (ال C=0) و(ال $\emptyset = 35.75$) وباستخدام المنقلة بقيس من محور (x) 35.75 درجة وبعين نقطة وبوصلها مع نقطة الأصل (0,0) لانه C=0.

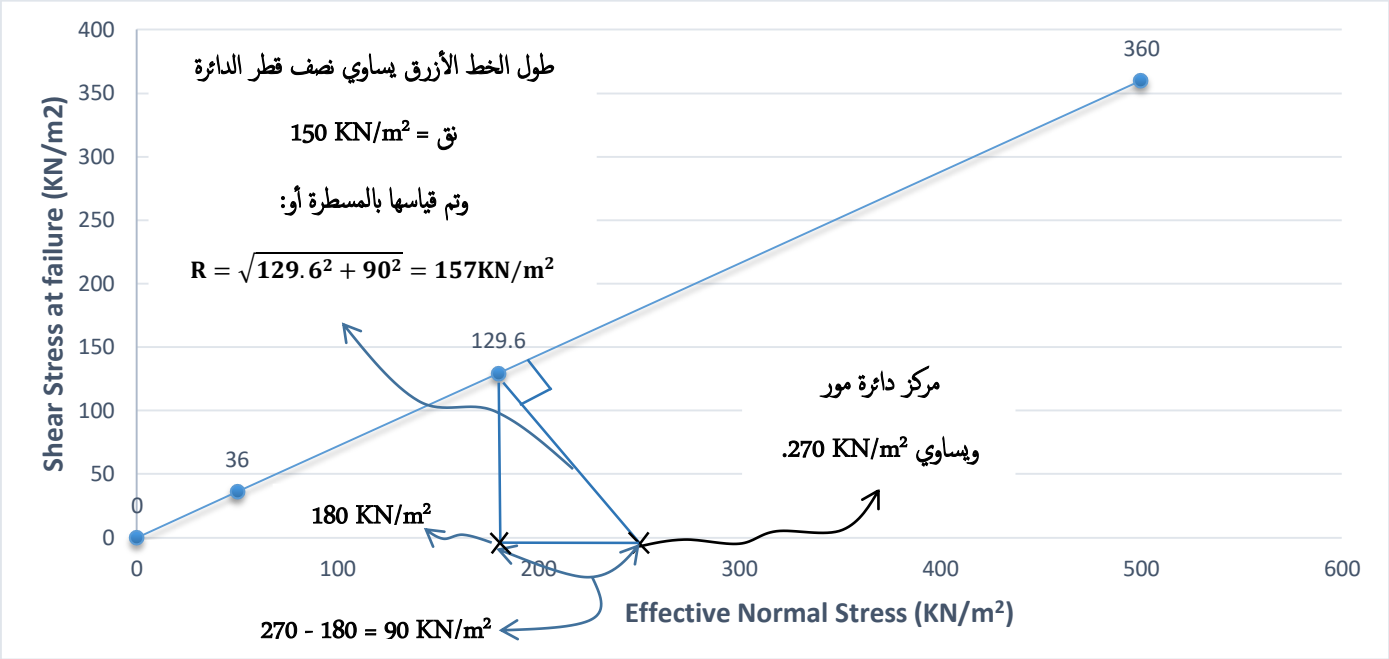
ولو لم تكن (C=0) وكان مثلا (C=40KN/m2) باستخدام المنقلة بقيس من محور (x) 35.75 درجة وبعين نقطة وبوصلها مع (40KN/m2) على محور (y) .

الطريقة الثانية : بحكي كم قيمة ل (σ) عند تكون ال (τ_f) بتطلع بتساوي (128KN/m2) بعدين بفرض نقطتين اضافيات ل σ أكبر و اقل من (128KN/m2) وبحسب عندهم ال τ_f وبتوصيل النقاط برسم ال(Failure envelope).

الطريقتين صحيحات ولكن أنا راح استخدم الثانية نظرا لاستحالة تطبيق الطريقة الأولى وانا بستخدم اللاب تب. **(لا تيجي على الامتحان بدون منقلة وفرجار ومسطرة مهمات بأهمية الالة الحاسبة).**

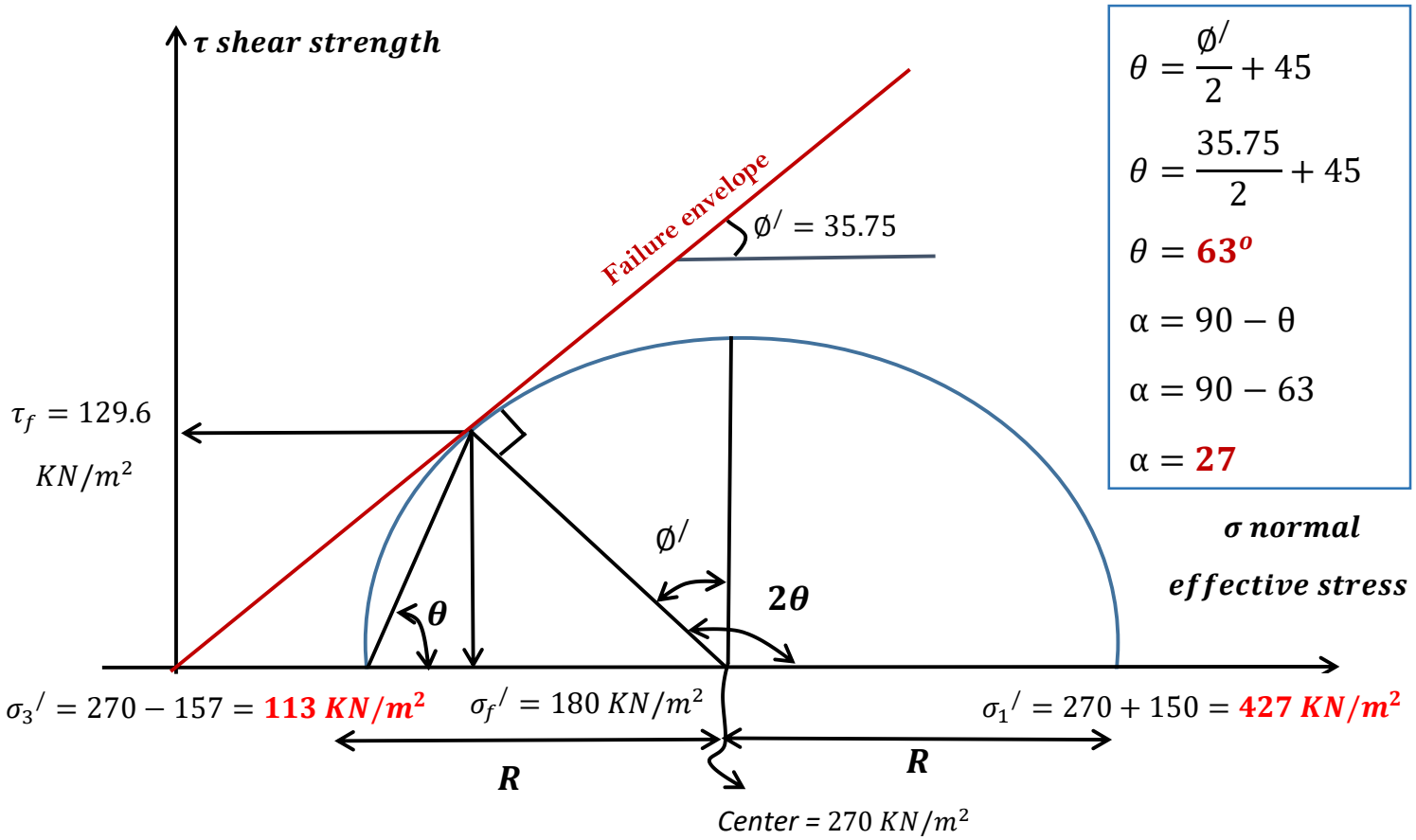
بالفرع الثالث كمل على الناتج من فرع b.

$\sigma^{/}\ KN/m^2$	$\tau_f = \sigma^{/} \times tan(\emptyset^{/}) + C^{/}\ KN/m^2$
50	**36**
180	**129.6**
500	**360**



الخطوة الثانية بعد رسم (Failure envelope) :

عند $(\sigma_f = 129.6)$ المطلوب حساب عندها (σ_1 , σ_2) بمد منها خط عمودي مع (Failure envelope) لمحور (x) من أجل إيجاد **سنتر دائرة مور والخط العمودي يمثل نصف القطر** فلذلك يقاس طول الخط العمودي ويكون هو نصف القطر والسنتر أصبح معلوم نرسم دائرة مور بالفرجار ونعين (σ_1 , σ_2) بهذه الطريقة.



$$\theta = \frac{\emptyset^{/}}{2} + 45$$

$$\theta = \frac{35.75}{2} + 45$$

$$\theta = 63^{o}$$

$$\alpha = 90 - \theta$$

$$\alpha = 90 - 63$$

$$\alpha = 27$$

Example 4: The following are the results of four drained direct shear tests on undisturbed **normally consolidated clay** samples having a diameter of 50 mm , and height 26 mm , Draw a graph for shear stress at failure against the normal stress and determine the drained angle of friction from the graph.

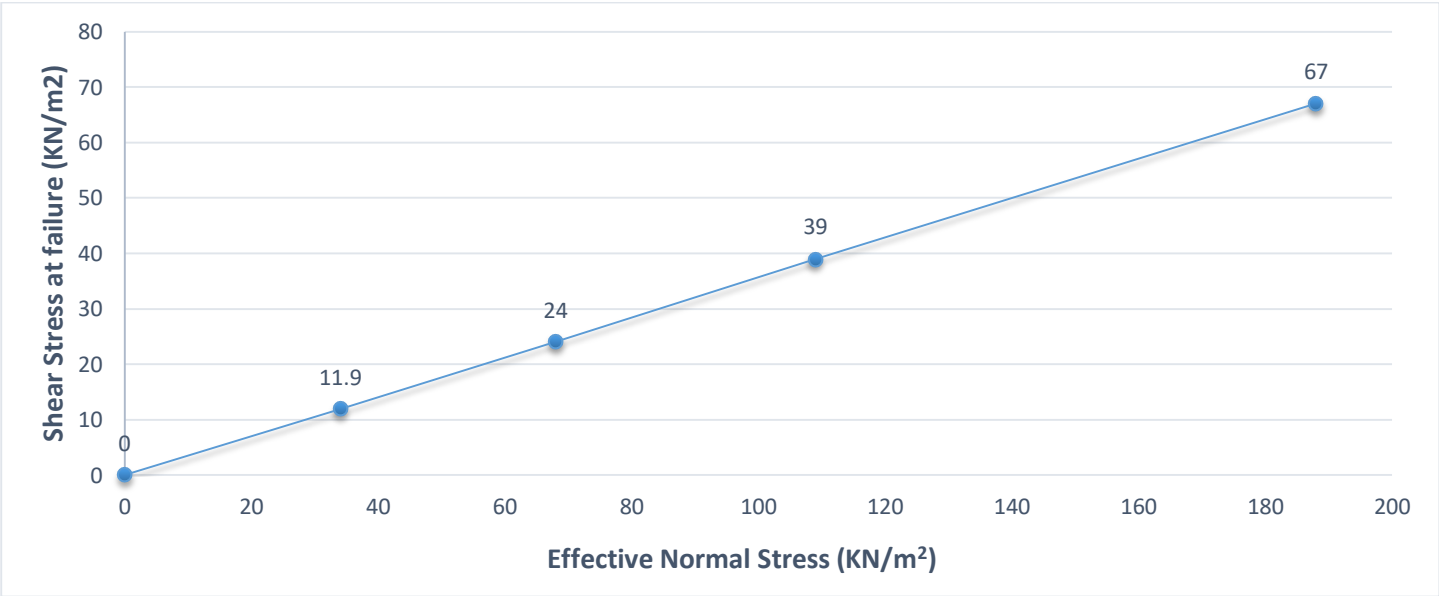
Test no.	Effective Normal force (N)	Shear force at failure (N)
1	67	**23.3**
2	133	**46.6**
3	214	**44.6**
4	369	**132.3**

Sol:

Test no.	Normal force (N)	Effective Normal Stress (KN/m^2)	Shear force at failure (N)	Shear Stress at failure (KN/m^2)
1	67	34.1	23.3	**11.9**
2	133	68	46.6	**24**
3	214	109	76.6	**39**
4	369	188	132.3	**67**

$$\text{Normal force}\left(\sigma'\right) = \frac{Normal\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{67}{\pi \times (0.025)^2} = 34122.8N/m^2 = 34.1KN/m^2$$

$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{Resisting\ Shear\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{53.4}{\pi \times (0.025)^2} = 11866.6N/m^2 = 11.9\ KN/m^2$$



بعد استخدام الاله الحاسبة :

$\tan(\emptyset') = 0.358$

$\emptyset' = \mathbf{19.7^o}$

C' قيمتها 0.276- قيمة سالبة لذلك تعتبر صفر.

Example 5: The following are the results of four drained direct shear tests on undisturbed **normally consolidated clay** samples having a diameter of 50 mm, and height 26 mm, Draw a graph for shear stress at failure against the normal stress and determine the drained angle of friction from the graph.

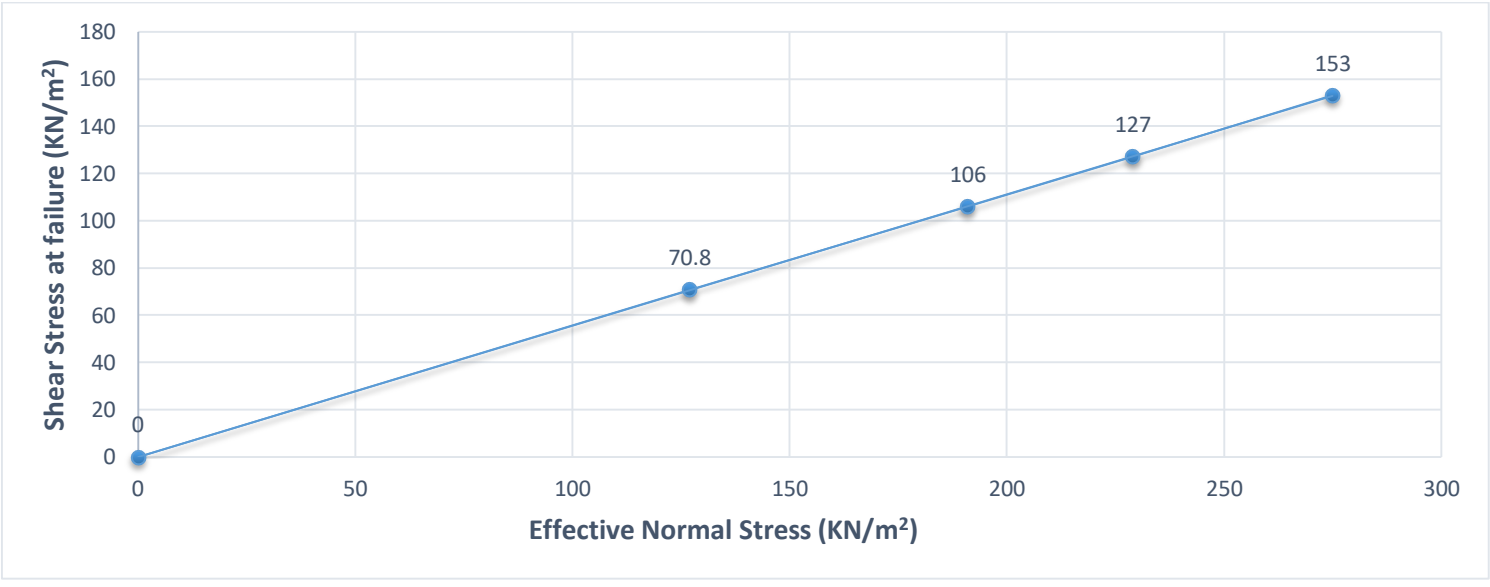
Test no.	Effective Normal force (N)	Shear force at failure (N)
1	250	**139**
2	375	**209**
3	450	**250**
4	540	**300**

Sol:

Test no.	Normal force (N)	Effective Normal Stress (KN/m^2)	Shear force at failure (N)	Shear Stress at failure (KN/m^2)
1	250	127	139	**70.8**
2	375	191	209	**106**
3	450	229	250	**127**
4	540	275	300	**153**

$$\text{Normal force}\left(\sigma'\right) = \frac{Normal\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{250}{\pi \times (0.025)^2} = 127323.9N/m^2 = 127.3KN/m^2$$

$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{Resisting\ Shear\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{139}{\pi \times (0.025)^2} = 70792.1N/m^2 = 70.8\ KN/m^2$$



باستخدام الاله الحاسبة :

$\tan(\emptyset') = 0.555$

$\emptyset' = 29^o$

C' قيمتها 0.162 صغيرة جدا لذلك تعتبر صفر.

Example 6: For a **dry sand** specimen in a direct shear test box, the following are given:

Size of specimen: 63.5 mm × 63.5 mm × 31.75 mm

Angle of friction: 33°

Normal stress: 193 KN/m^2

Determine the shear force required to cause failure

Sol:

$\boldsymbol{C = 0}$

$\tau_f = \sigma^{/} \times tan(\emptyset^{/}) + C^{/}$

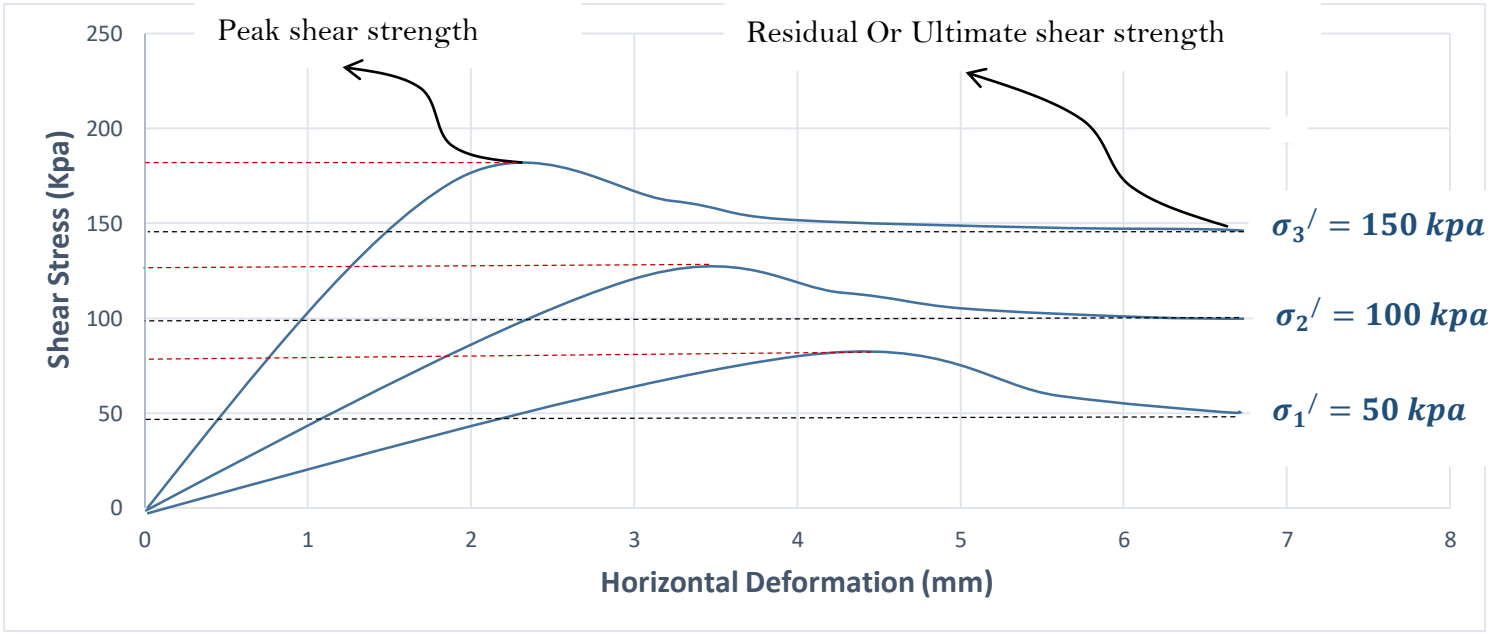
$\tau_f = 193 \times tan(33) + 0$

$\tau_f = 125 KN/m^2$

$125 \times 10^3 = \dfrac{shear\ force}{0.0635 \times 0.0635}$

shear force = **505.4 *N***

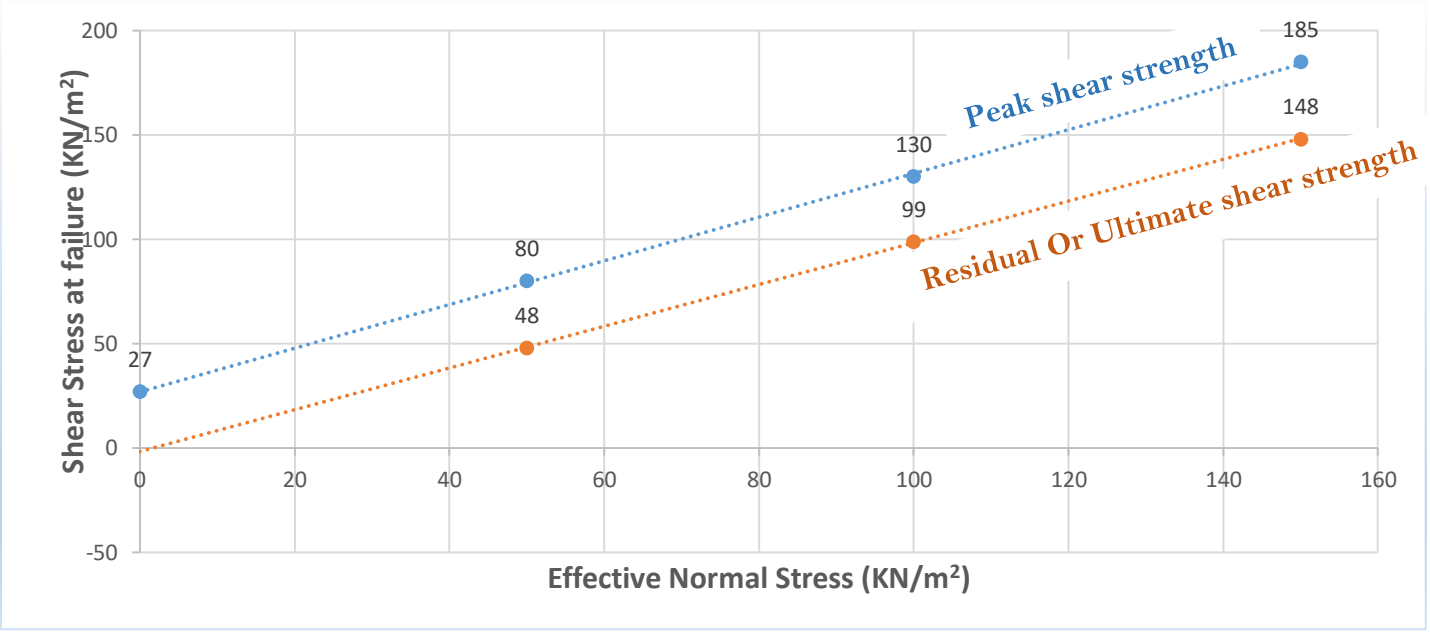
Example 6: A direct Shear test is carried out on **a clay soil** sample, at different normal Stress, the results of shear stress a horizontal displacement are shown on the figure, determine the **peak and residual Shear Strength parameter.**



Sol:

المطلوب من السؤال أنك تحسب (ال Shear parameter) لل (ال Peak) و(ال Residual) , قيم (ال Shear Stress) بأخذها من الرسمة عند (ال Peak) و(ال Residual) وبرسم (τ vs σ) ومن الرسمة بحسب (ال Shear parameter) أو عن طريق الالة الحاسبة مثل ما بتحب.

Test no.	Effective Normal Stress (Kpa)	Shear Stress at failure peak (Kpa)	Shear Stress at failure residual (KN/m^2)
1	50	80	**48**
2	100	130	**99**
3	150	185	**148**



باستخدام الاله الحاسبة :

$\tan(\emptyset'_{peak}) = 1.05$

$\emptyset' = \mathbf{46.4^o}$

C'=**27**

باستخدام الاله الحاسبة :

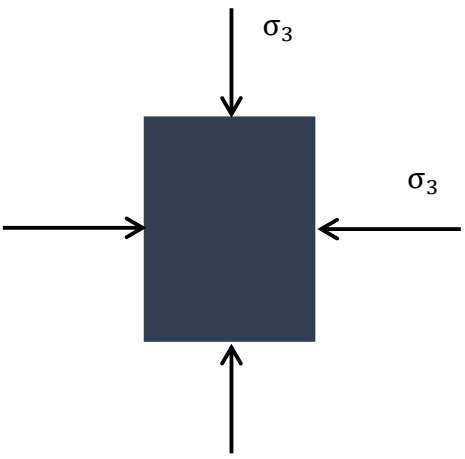
$\tan(\emptyset'_{residual}) = 1$

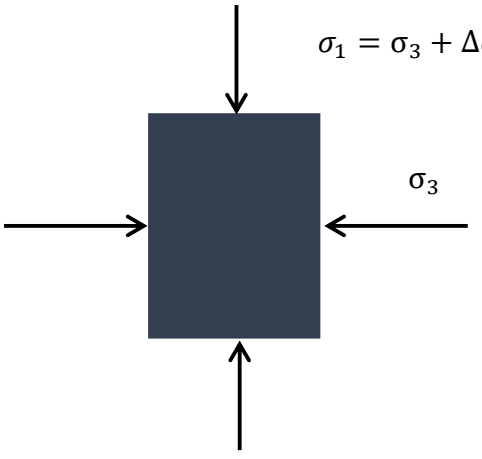
$\emptyset' = \mathbf{45^o}$

C' قيمتها -1.7 قيمة سالبة لذلك تعتبر صفر.

Triaxle Test

أكثر التجارب صلاحية وكفاءة لحساب (الShear Parameter), وفي هذا الاختبار يتم جلب عينة من الموقع وتكون غير مقلقله (غير مفككة) **(Undisturbed specimen)** أي تأخذ من الموقع كما هي متماسكة ويتم تهذيب العينة وقص حوافها لتصبح على شكل أسطوانة طولها ضعف قطرها ويتم تشبيع العينة بالماء من خلال صمام خاص بالجهاز يتحكم بتصريف الماء من العينة وتشبيع العينة , وثم تغلف العينة بغشاء مطاطي لعدم سماح الماء المحيط بالعينة بالدخول اليها لان الماء المحيط بالعينة وظيفته توليد اجهاد حصر (σ_3) ويولد اجهاد الحصر في الابعاد الثلاث بمقدار متساوي ويساوي (σ_3) وثم يتم تحريك القاعدة السفلى بمعدل ثابت مما يؤدي الى اجهاد العينة (ضغط العينة) وتقرئ قيمة الزيادة بالإجهاد ($\Delta\sigma_z$) من (الProving Ring) وتسمى ($\Delta\sigma_d$) **التي تنكسر عندها العينة (الDeviator stress),** وأيضا تسجل **قيمة الازاحة الراسية** (Δh) على فترات معينة حتى تنهار العينة , ويتم تكرار التجربة 3 مرات على الأقل وفي كل مرة يتم زيادة اجهاد الحصر (σ_3) وبزيادتها

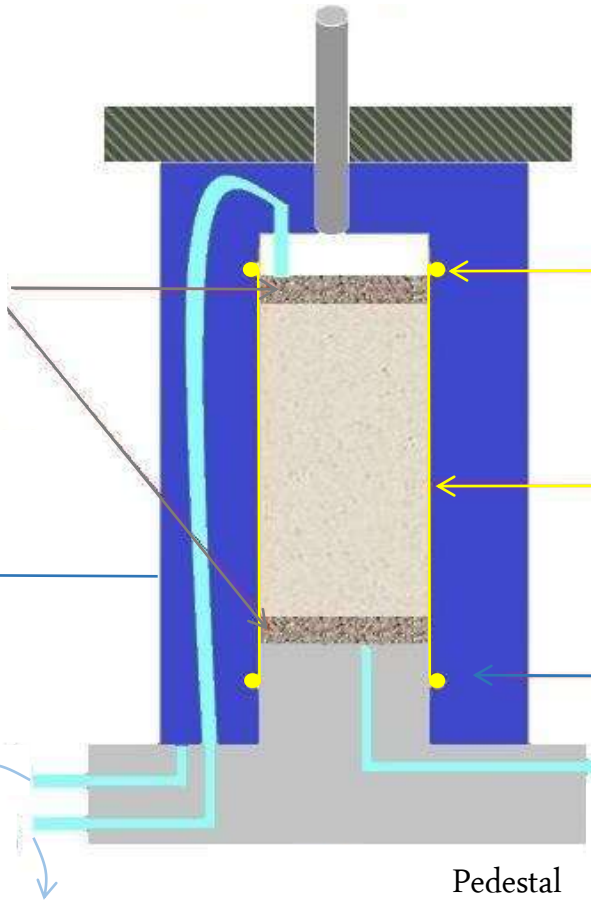




σ_3 *is called Radial Strss (cell Pressure) Or confining stress*

σ_1 *is called axial Stess*

ذراع التحميل لتسليط $\Delta\sigma_z$



احجار مسامية

حلقة مطاطية

غشاء مطاطي تغلف فيه العينة، لتحقيق تجانس في توزيع الضغط σ_3 على العينة وحمايتها من دخول الماء المحيط بها.

Perspex cell أسطوانة شفافة

ماء مضغوط محيط بالعينة يولد σ_3.

مدخل لقياس ضغط الماء المحيط بالعينة σ_3.

لقياس ضغط الماء (pore water) للعينة والتغير في حجم العينة (ΔV) .

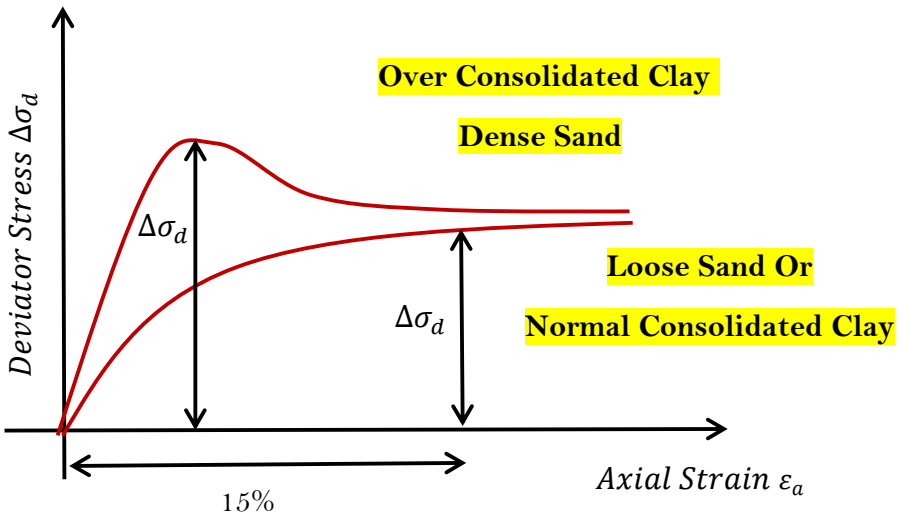
Pedestal

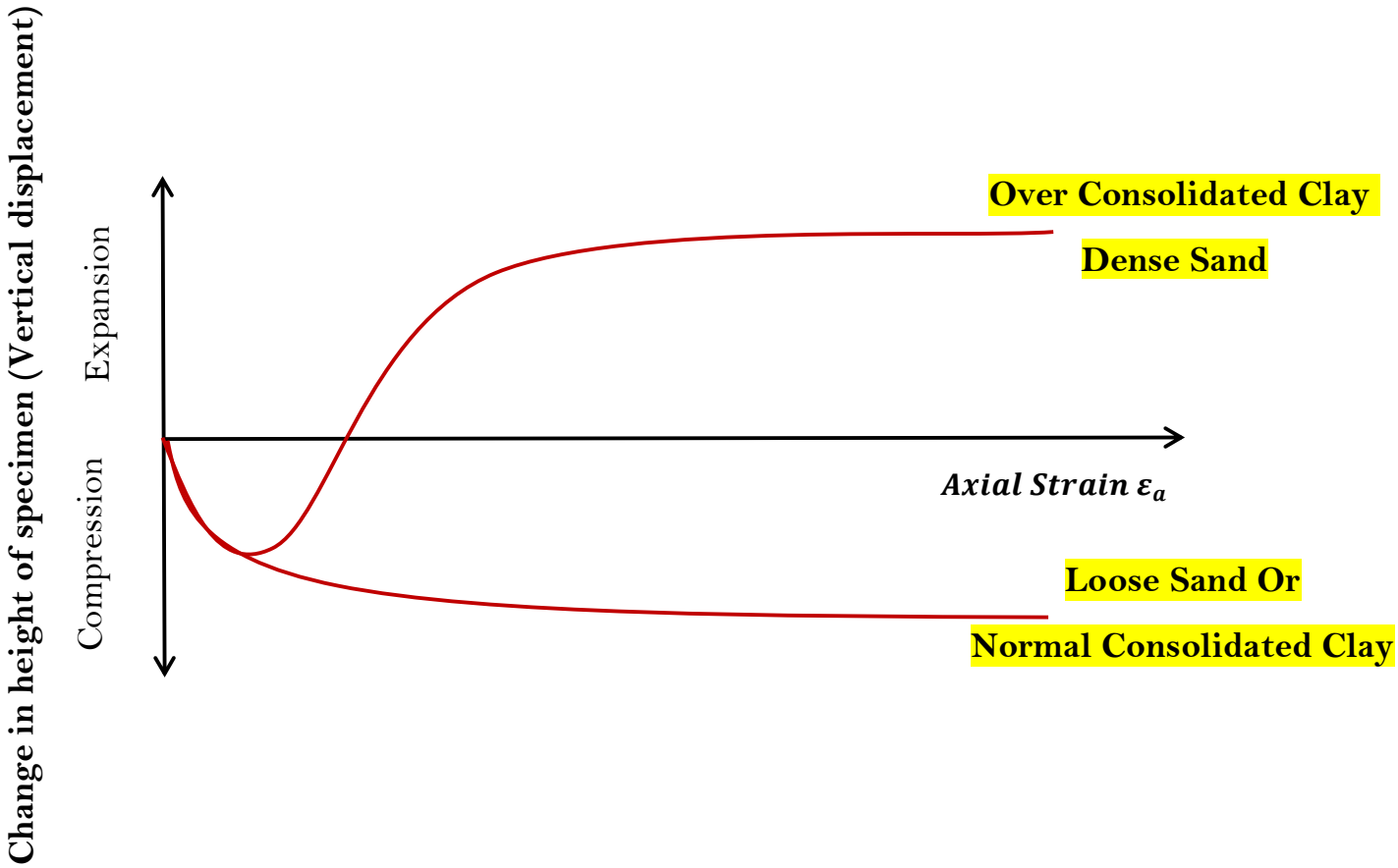
عند تعرض العينة للحمل يحدث تصريف للمياه داخل العينة هذا المدخل لتصريف ماء العينة وهذا المدخل يوجد به صمام مياه يفتح ويغلق للسماح او عدم السماح بتصريف المياه.

$$Axial\ Strain\ (\varepsilon_a) = \frac{\Delta h}{h}$$

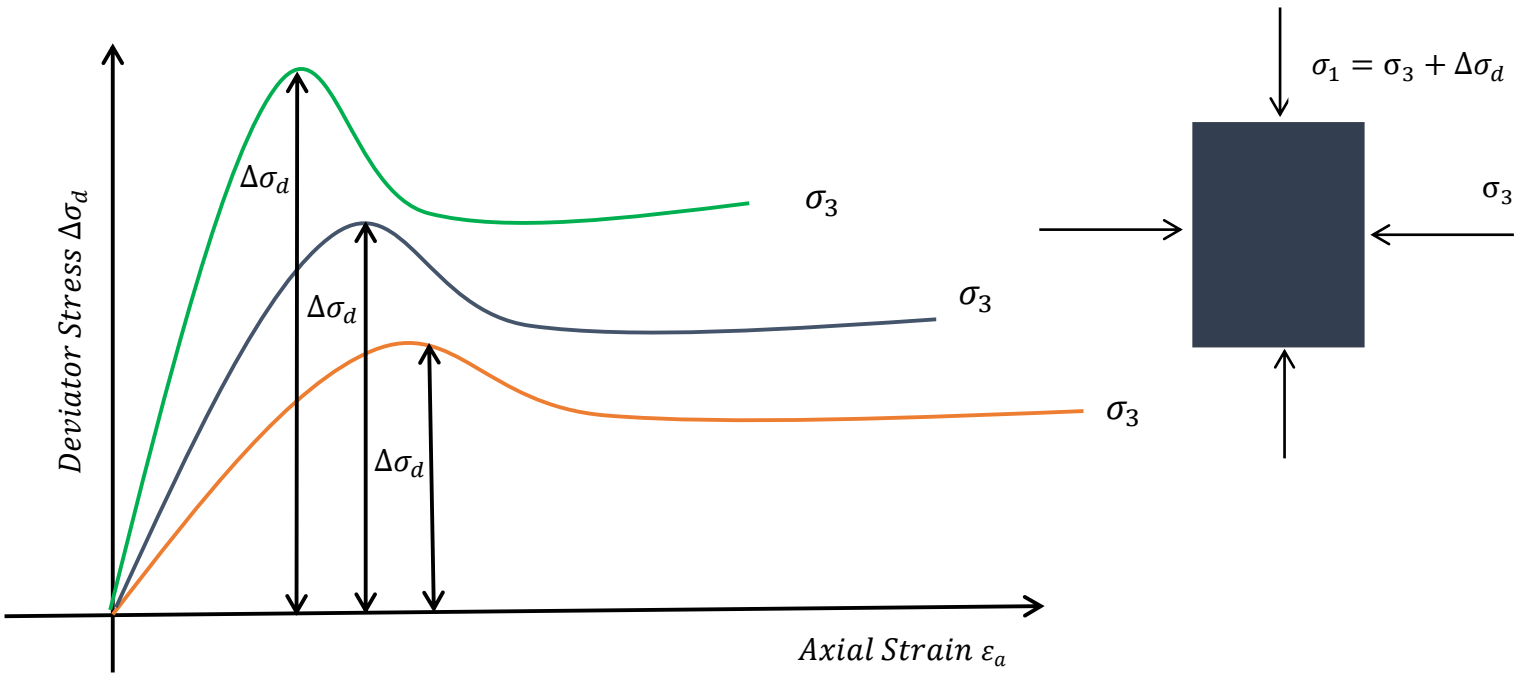
$$Volume\ Strain\ (\varepsilon_V) = \frac{\Delta V}{V}$$

يتم رسم العلاقات بين:

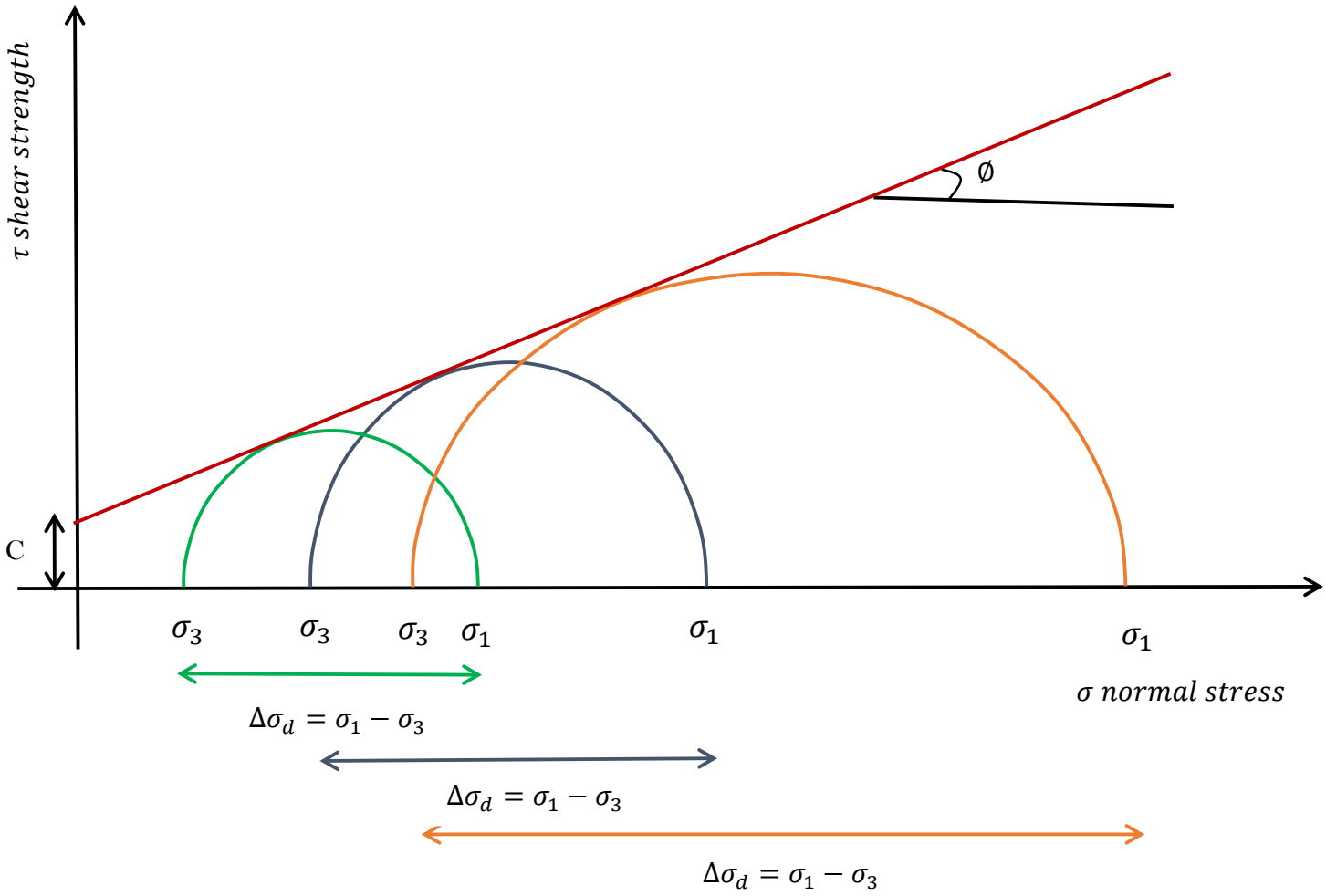


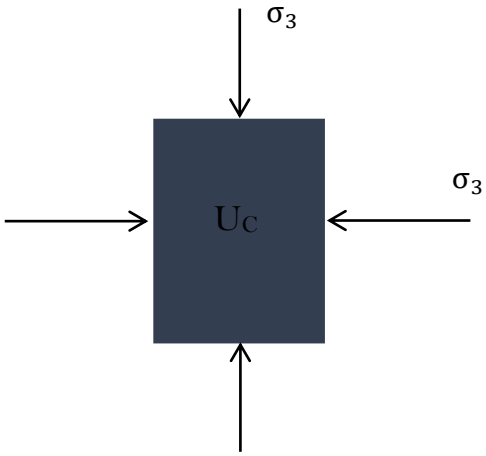

Change in height of specimen (Vertical displacement)
Expansion
Compression
Over Consolidated Clay
Dense Sand
Axial Strain ε_a
Loose Sand Or
Normal Consolidated Clay

في الرسمة أدنا تمثل أجرء التجربة على أكثر من عينة:



بعد قراءة σ_3 و $\Delta\sigma_d$ نحسب σ_3 ونرسم دوائر مور ونرسم المماس للثلاث دوائر لتحديد (ال C)

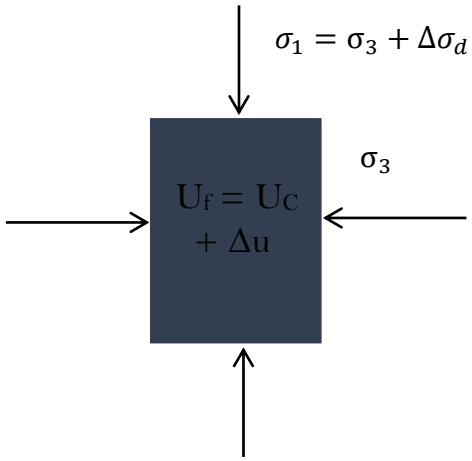




Stage 1: Confinement Stage

☒ أثناء تعريض العينة ل σ_3 أذ كان صمام المياه مفتوح فأنه يحدث (Consolidation Sample) لان الماء بفعل اجهاد الحصر يستطيع الخروج من العينة ووقتها حدوث هبوط في الارتفاع.

☒ أثناء تعريض العينة ل σ_3 أذ كان صمام المياه مغلق فأنه يحدث (Unconsolidation Sample) لان الماء بفعل اجهاد الحصر يستطيع الخروج من العينة ولكن الصمام مغلق ولن يستطيع الخروج , ووقتها لا يحدث هبوط في الارتفاع.



Stage 2: Shearing Stage

☒ أثناء تعريض العينة ل σ_3 and σ_1 أذ كان صمام المياه مفتوح فأنه يحدث (Drained Loading) أي يحدث تصريف للمياه العينة الى الخارج.

☒ أثناء تعريض العينة ل σ_3 and σ_1 أذ كان صمام المياه مغلق فأنه يحدث (Undrained Loading) أي لا يحدث تصريف للمياه العينة الى الخارج.

☒ اذ كان الصمام مفتوح في (Stage 1+Stage 2) وقتها يكون اسم الاختبار (Consolidation Drained).

☒ اذ كان الصمام مفتوح في (Stage 1) ومغلق في (Stage 2) وقتها يكون اسم الاختبار (Consolidation Undrained).

☒ اذ كان الصمام مغلق في (Stage 1+Stage 2) وقتها يكون اسم الاختبار (Unconsolidation Undrained).

لذلك أنواع الاختبارات في جهاز (الTriaxle):

1. CD.
2. CU.
3. UU.

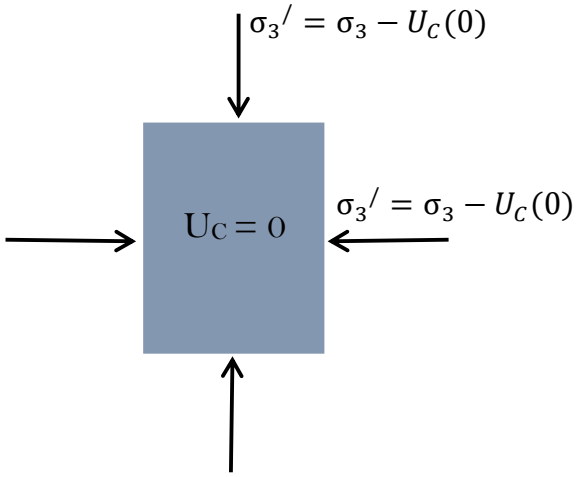
Consolidation Drained **(CD)** Or **(S)** Test.

☒ هذه التجربة تناظر في الطبيعة طبقة مشبعة من التربة عليها تحميل ويحصل لها تضاغط وتصريف جميع للماء خارج الطبقة.

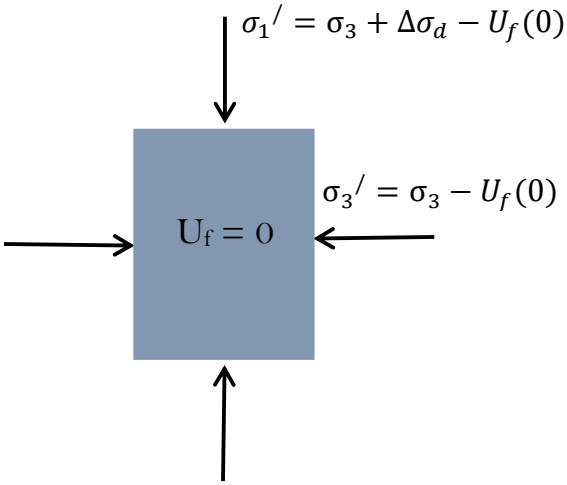
☒ معدل القص يكون بطيء جدا لضمان تصريف جميع الماء.

☒ في هذا الاختبار يكون ضغط الماء المسامي (Pour Water Pressure) يساوي صفر (U=0) , لذلك حساب مقاومة القص يأخذ كدالة في الاجهاد (σ') وأيضا (الShear Parameter) الي بوجده من خلال هذا الاخبار يكون ($C', \emptyset'$).

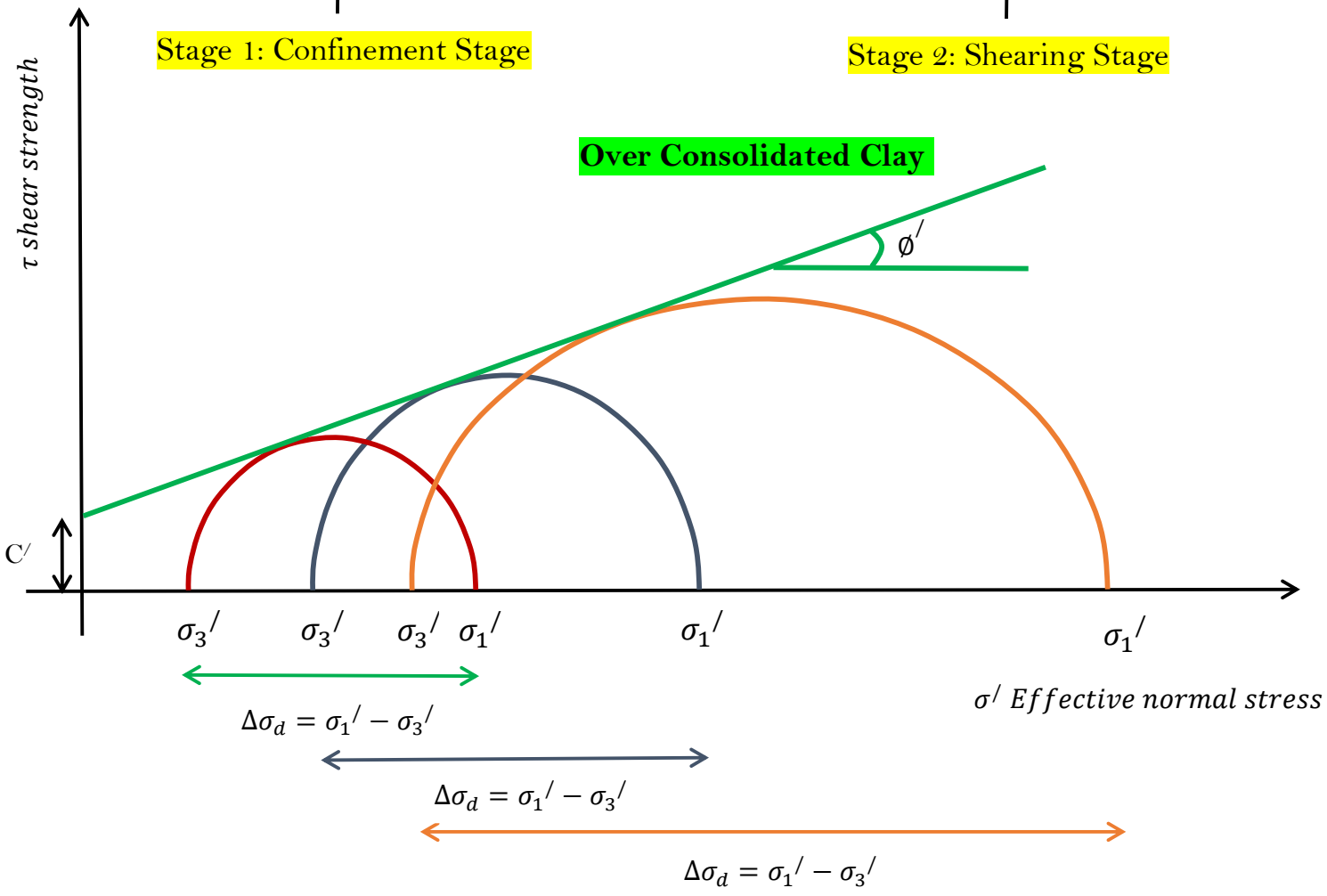
☒ $\boldsymbol{\sigma_1 = \sigma_1{}' , \sigma_3 = \sigma_3{}'}$

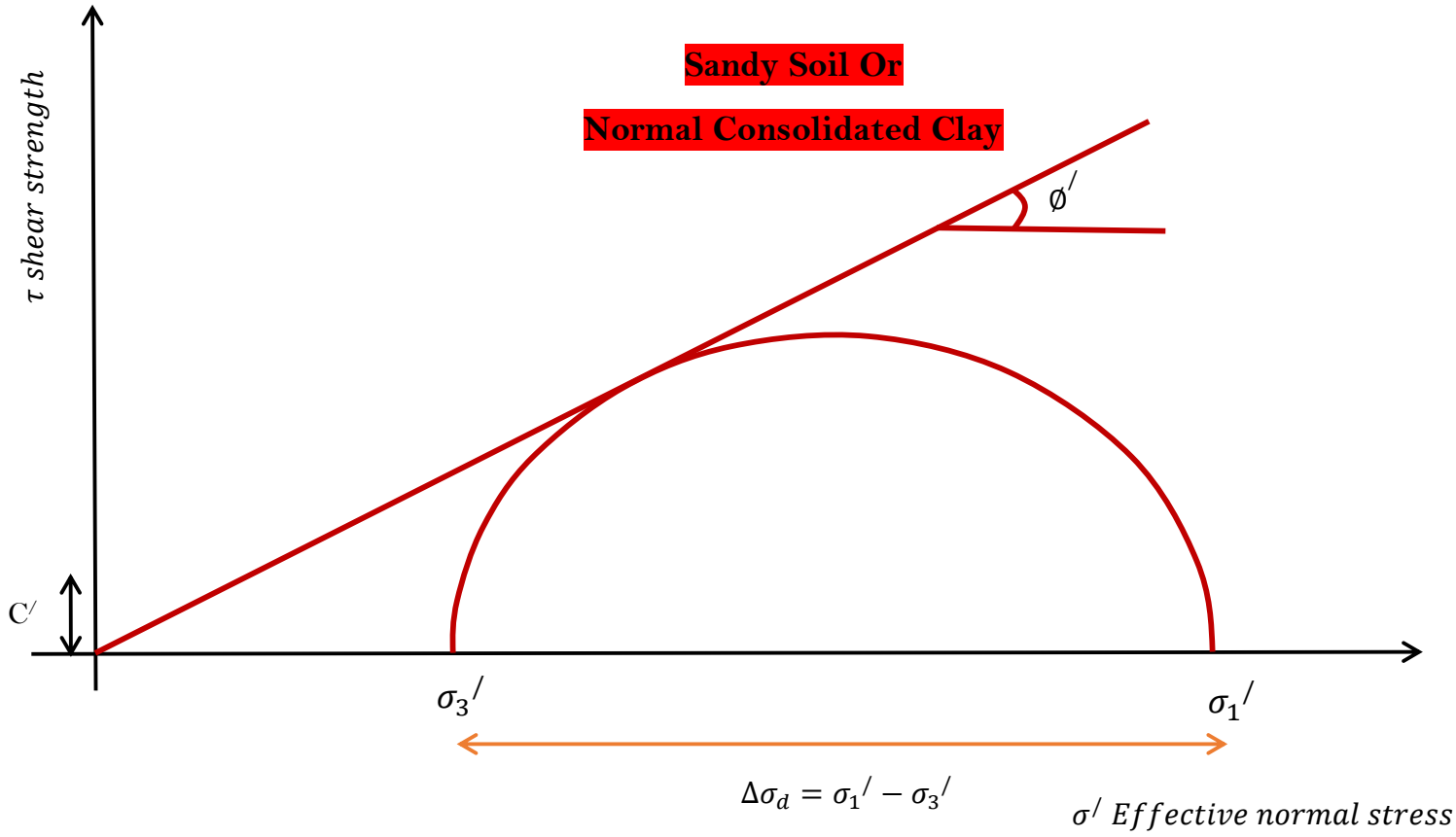


Stage 1: Confinement Stage



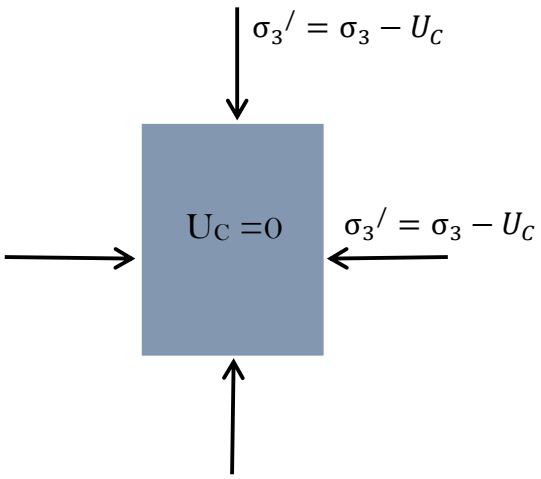
Stage 2: Shearing Stage



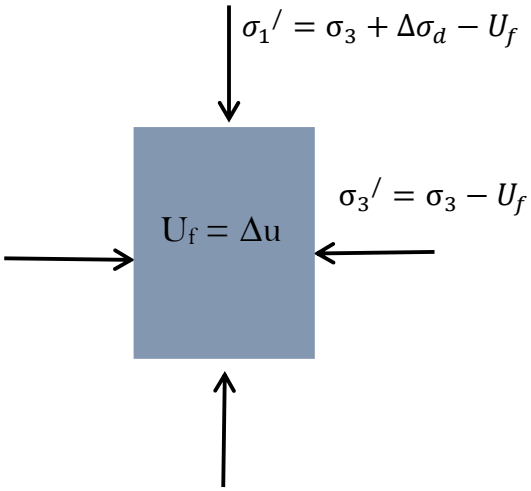


Consolidation Undrained **(CU)** Or **(R)** Test

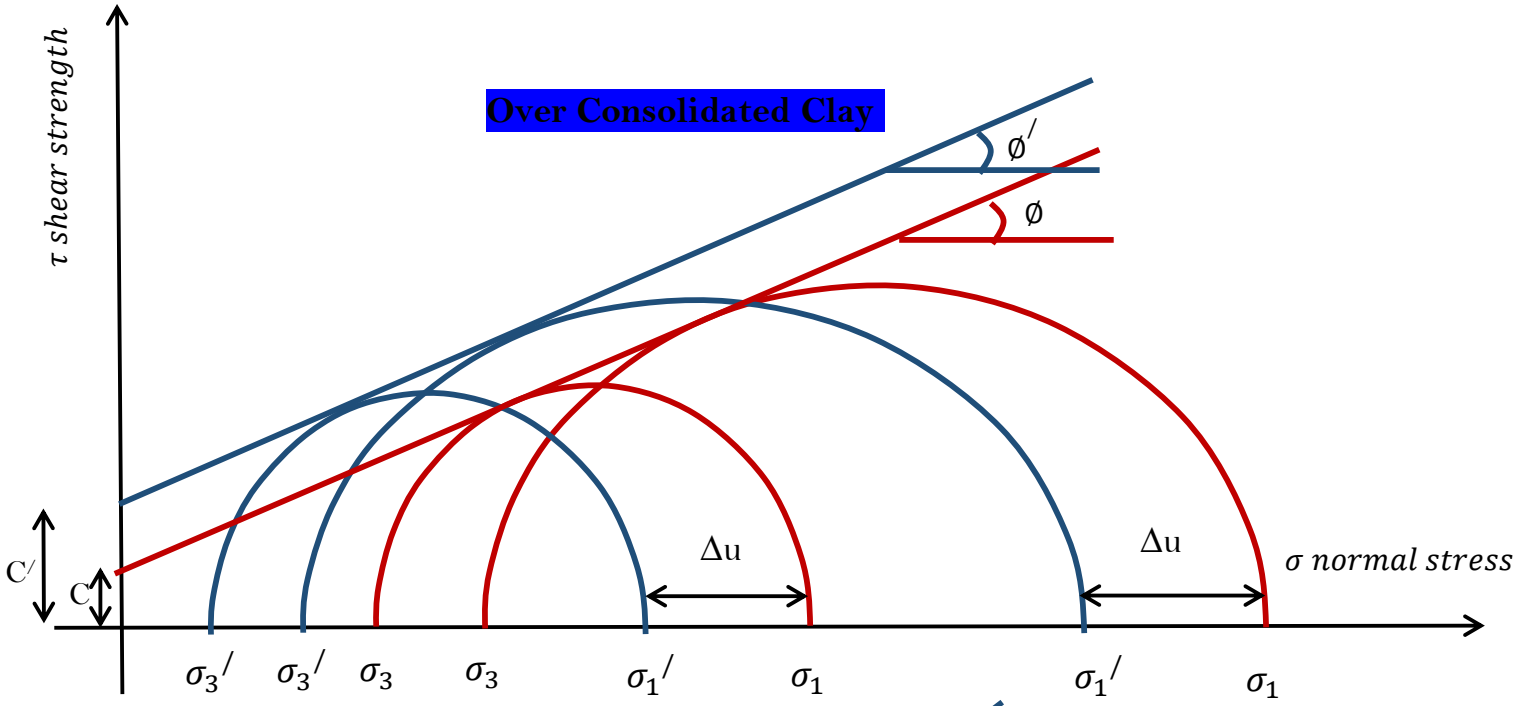
- ☒ معدل القص يكون أسرع من Test (CD).
- ☒ في هذا الاختبار يكون ضغط الماء المسامي (Pour Water Pressure) لا يساوي صفر (U=0).
- ☒ يمكن عن طريق هذا الاختبار حساب $(C/, \emptyset/, C, \emptyset)$.
- ☒ $\boldsymbol{\sigma_1/ = \sigma_1 - U}$, $\boldsymbol{\sigma_3/ = \sigma_3 - U}$
- ☒ لا يبدأ التحميل $\Delta\sigma_d$ حتى تتوقف العينة عن التصريف (أو التصلد).

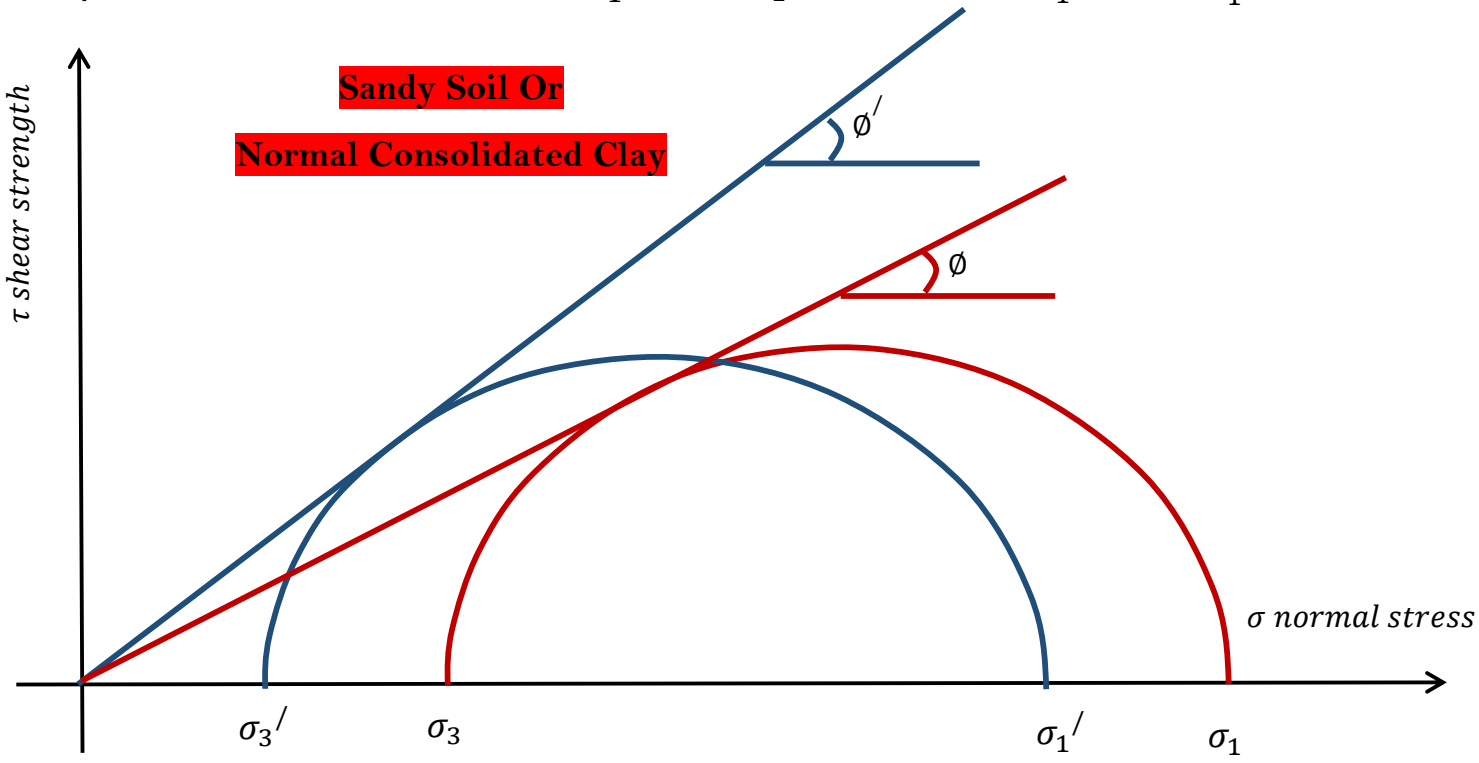


Stage 1: Confinement Stage



Stage 2: Shearing Stage





Unconsolidation Undrained (UU) Or Quick (Q) Test

☒ هذه التجربة تناظر في الطبيعة طبقة مشبعة من التربة في **أوقاتها الأولى** حيث **لا يوجد تصريف ولا هبوط ف الارتفاع.**

☒ بما انه لا يحدث تصريف للمياه من العينة هذا يعني أنه لا يوجد تغير في حجم العينة أي $(V_{initial} = V_{final})$ ولكن هذا لا يمنع أنه لا يوجد تغير في الشكل أي (يقل الارتفاع ويزداد القطر مع الحفاظ على الحجم لأنه لا يوجد خروج للماء الذي يشغل الفراغات)(أي مادة في العالم اذا لم ينقص منها شيء أذا لا يوجد نقص في الحجم) .

$$V_{final} = V_{initial}$$
$$A_f \times H_f = A_o \times H_o$$
$$A_f \times (H_o - \Delta H) = A_o \times H_o$$
$$A_f \times \left(1 - \frac{\Delta H}{H_o}\right) = A_o$$
$$A_f \times (1 - \varepsilon_a) = A_o$$
$$A_f = \frac{A_o}{(1 - \varepsilon_a)}$$

☒ في هذا الاختبار يكون ضغط الماء المسامي (Pour Water Pressure) لا يساوي صفر $(U \neq 0)$, لذلك حساب مقاومة القص يأخذ كدالة في الاجهاد الكلي (σ).
(الShear Parameter) الي بوجده من خلال هذا الاخبار يكون $(C, \emptyset)$.

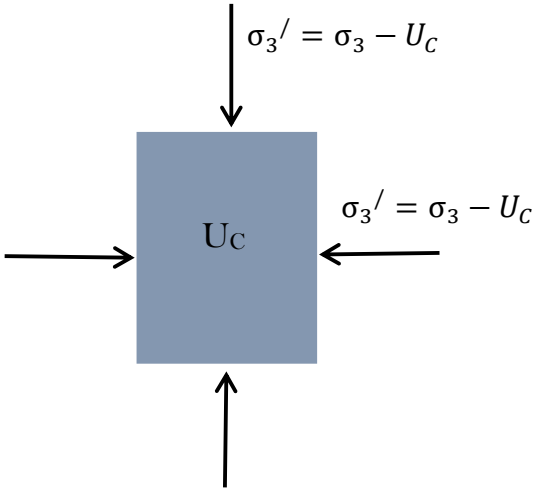
☒ أذا كانت S=100% فان العينة تكون في **اقصى تماسك** ولكن **زاوية الاحتكاك تساوي صفر**

$$\emptyset = 0 \; and \; C = C_{MAX}$$

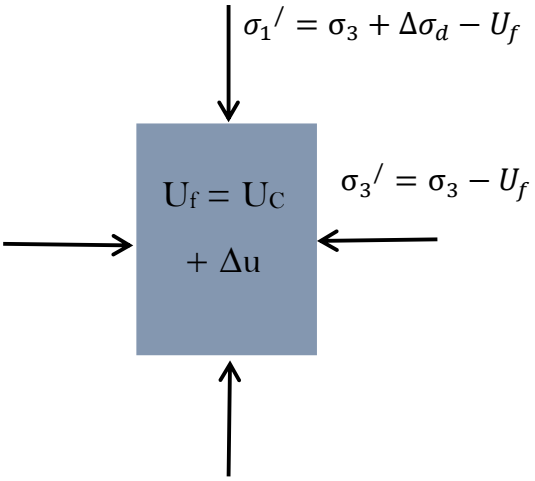
وعندما تكون S<100% فأن العينة لديها تماسك وزاوية احتكاك.

$$\emptyset \; and \; C$$

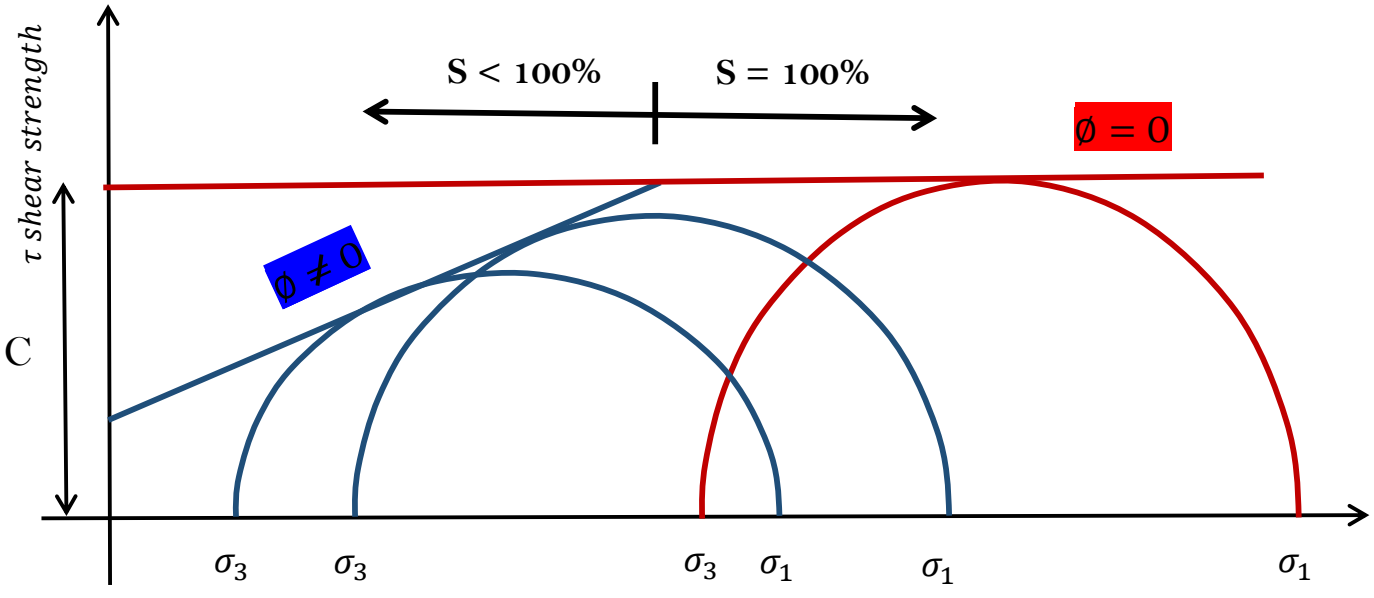
كلما اقتربت درجة التشبع الى الصفر كلما قلت (الC)



Stage 1: Confinement Stage



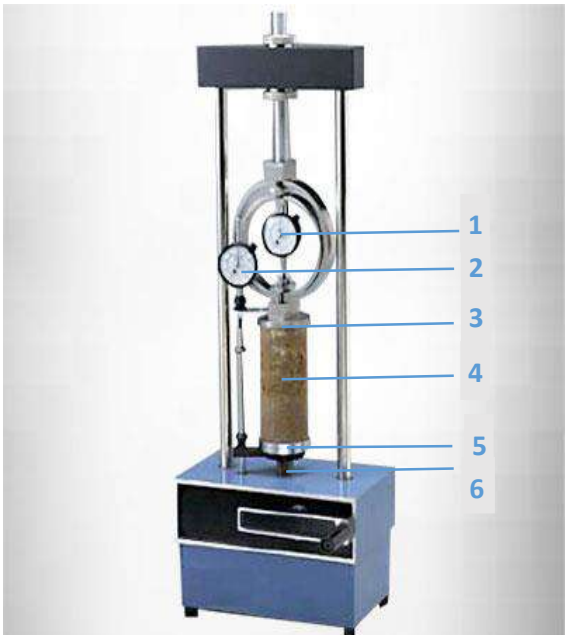
Stage 2: Shearing Stage



Unconfined Compression Test اختبار الضغط غير المحصور

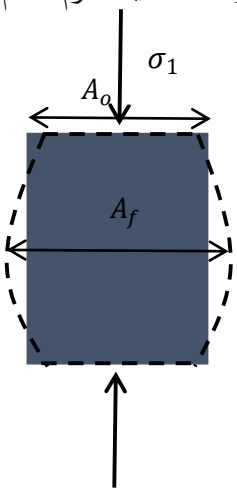
هو اختبار يجرى فى المعمل على التربة المتماسكة المشبعة Cohesive Soil (C-Soil) لتحديد قيمة التماسك(C).

أجزاء الجهاز:



1. Proving (حلقة فولاذية مرنة تستخدم لقياس القوة ويتم قراءة القوة من الساعة) Ring.
2. Dial Gauge. (ساعة تستخدم لقياس التغير في الارتفاع الراسي)
3. Fixed Unscrew.(فك ثابت لا يتحرك ويكون هو الفك العلوي)
4. Cohesive Soil Specimen. (العينة تكون متماسكة ومشبعة أي $\emptyset = 0$)
5. Removable Unscrew. (فك السفلي يتحرك للأعلى للضغط العينة)

يتم اعداد عينة تربة (طينية أو طمي مشان نفاذيتهم كثير قليلة ولن يحدث تصريف مثل فكرة الصمام المغلق) مشبعة أسطوانية الشكل طولها يساوي 2.5 عرضها وتوضع في الجهاز، ويتم تحريك الفك السفلي لتوليد اجهاد رأسي فقط أي $\sigma_3 = 0$ وتأخذ قراءة القوة الرأسية (P_f) التي تنكسر عندها العينة من (الProving Ring) ونأخذ قراءة الازاحة الرأسية(Δh) من (الDial Gauge) ولحساب الاجهاد (الStress) التي تنكسر عنده العينة لازم أقسم قيمة القوة الرأسي التي تنكسر عندها العينة على المساحة النهائية للعينة و ايضا لحساب (الStrain) عن طريق القوانين الاتية:



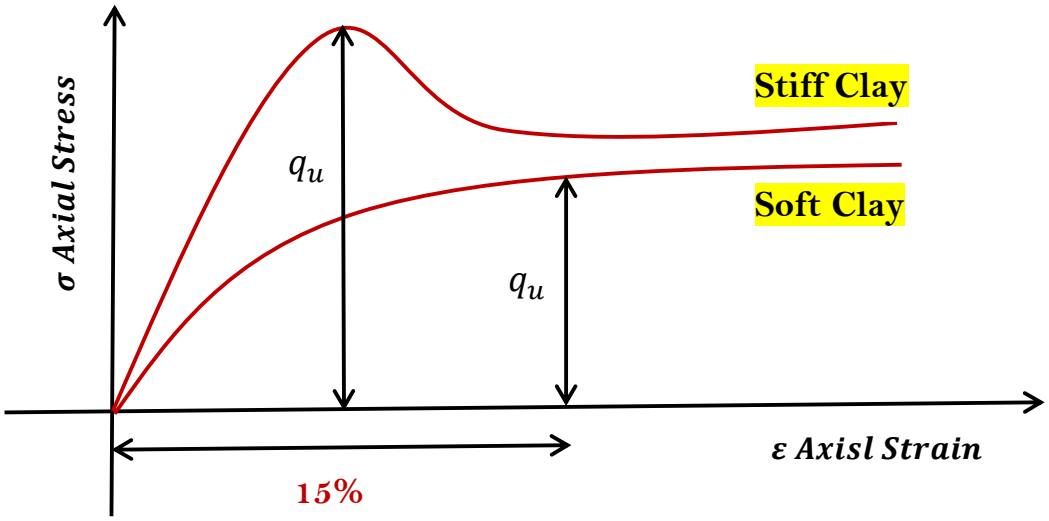
$\sigma_3 = 0$

$$q_u = \sigma_f = \frac{P_f}{A_f}$$

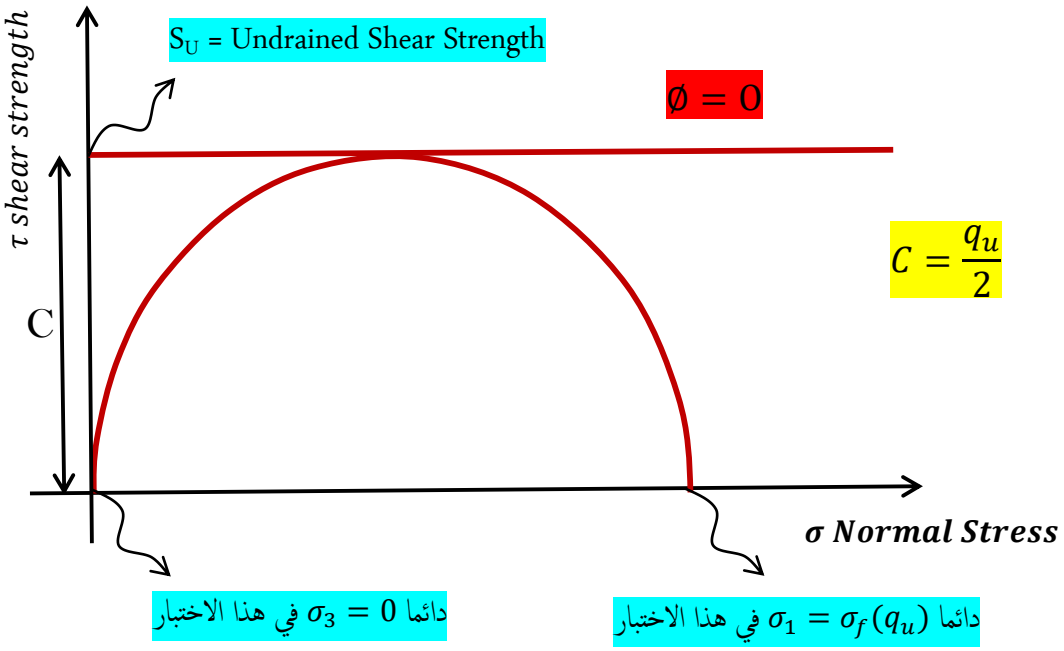
$$A_f = \frac{A_o}{(1-\varepsilon_a)}$$

$$(\varepsilon_a) = \frac{\Delta h}{h}$$

يتم رسم العلاقة بين الاجهاد والانفعال الرأسي:



يتم رسم دائرة مور وحساب C



Typical Shear Strength Values

Representative values for angle of internal friction ϕ

Soil	Type of test* Unconsolidated-undrained, U	Consolidated-undrained, CU	Consolidated-drained, CD
Gravel			
Medium size	40–55°		40–55°
Sandy	35–50°		35–50°
Sand			
Loose dry	28–34°		
Loose saturated	28–34°		
Dense dry	35–46°		43–50°
Dense saturated	1–2° less than dense dry		43–50°
Silt or silty sand			
Loose	20–22°		27–30°
Dense	25–30°		30–35°
Clay	0° if saturated	3–20°	20–42°

Su for NC

Undrained Shear Strength for Normally consolidated Clay (NC)

$$\frac{S_U}{P_o'} = 0.45(PI)^{\frac{1}{2}}$$ ***PI in demical and > 0.5***

$$\frac{S_U}{P_o'} = 0.11 + 0.0037PI$$ ***PI in percent***

Su = Undrained Shear Strength

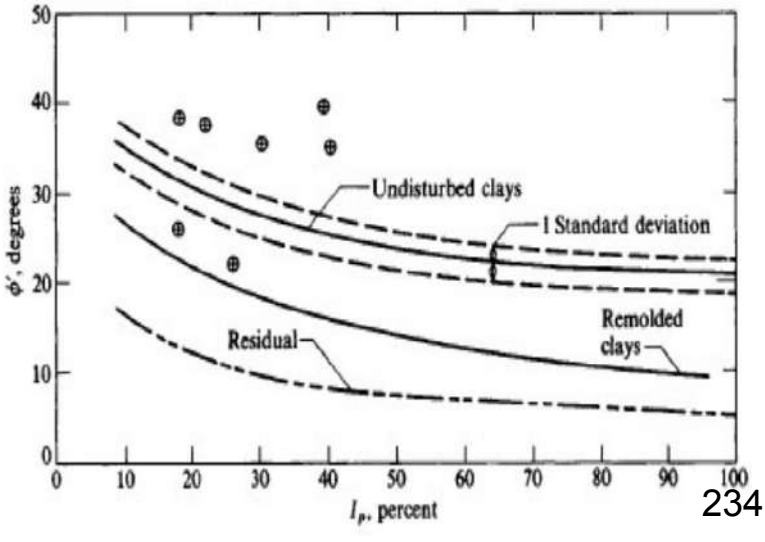
Po' = In Situ overburden stress (تحسب من الموقع)

PI = plasticity index

$$(O.C.R)^{0.8} = \frac{\left(\frac{C_u}{P_o'}\right)_{\text{Over consolidated Clay}}}{\left(\frac{C_u}{P_o'}\right)_{\text{Normally consolidated Clay}}}$$

$$\frac{C_u}{P_o'} = (0.23 \pm 0.04)(O.C.R)^{0.5}$$

Correlation between ϕ ' and plasticity index Ip for normally consolidate



Comparison of Triaxle with Direct Shear Test

The advantages of the triaxle test over the direct shear test are:

1. Progressive effects are less in the triaxle.

2. The measurement of specimen volume changes are more accurate in the triaxle.

2. قياس التغيرات في حجم العينة أكثر دقة في اختبار الضغط ثلاثي المحاور.

3. The complete state of stress is assumed to be known at all stages during the triaxle test, whereas only the stresses at failure are known in the direct shear test.

3. يُفترض أن حالة الإجهاد معروفة في جميع المراحل أثناء اختبار الضغط ثلاثي المحاور، في حين أن الإجهاد عند الفشل هي فقط المعروفة في اختبار القص المباشر.

4. The triaxle machine is more adaptable to special requirements

4. آلة الضغط ثلاثي المحاور أكثر قدرة على التكيف مع المتطلبات الخاصة للتجربة.

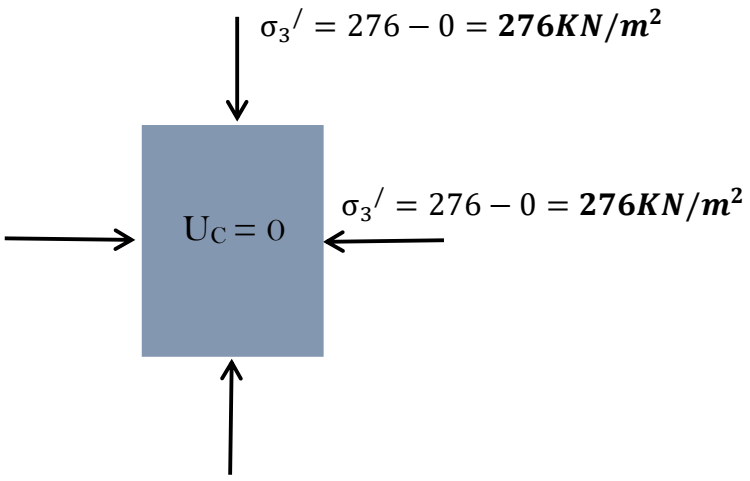
Example 7: **A consolidated-drained triaxle test** was conducted on a **normally consolidated clay** the results are as follows:

- $\sigma_3 = 276\ KN/m^2$
- $\Delta\sigma_d = 276\ KN/m^2$

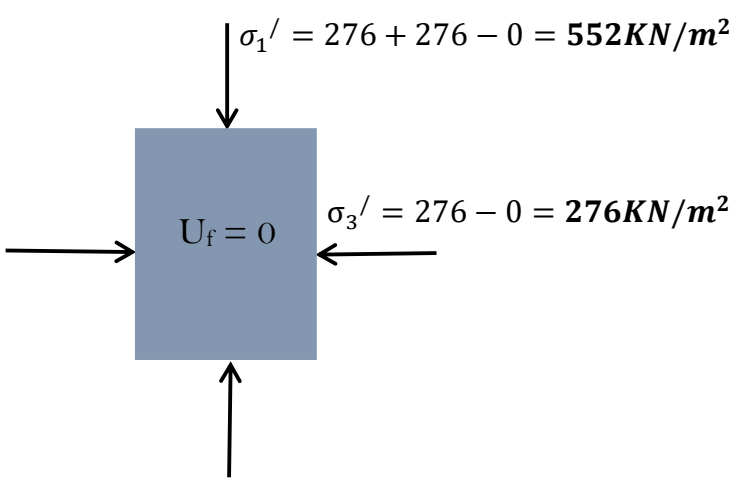
$C' = 0$

Determine:

1. Angle of friction $\emptyset$.
2. Angle θ that the failure plane makes with the major principal plane.
3. Find the normal stress and the shear stress τ_f on the failure plane.
4. Determine the effective normal stress on the plane of maximum shear stress



Stage 1: Confinement Stage



Stage 2: Shearing Stage

الحل باستخدام

1. $\sin(\emptyset') = \dfrac{\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')} = \dfrac{\frac{1}{2}(552 - 276)}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(552 + 276)}$ $\emptyset' = \mathbf{19.47^o}$

2. $\theta = 45 + \dfrac{\emptyset'}{2} = 45 + \dfrac{19.47}{2} = \mathbf{54.74^o}$

3. $\sigma_f' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\cos(2\theta) =$

$\frac{1}{2}(552 + 276) + \frac{1}{2}(552 - 276)\cos(2 \times 54.74) = \mathbf{367.98 KN/m^2}$

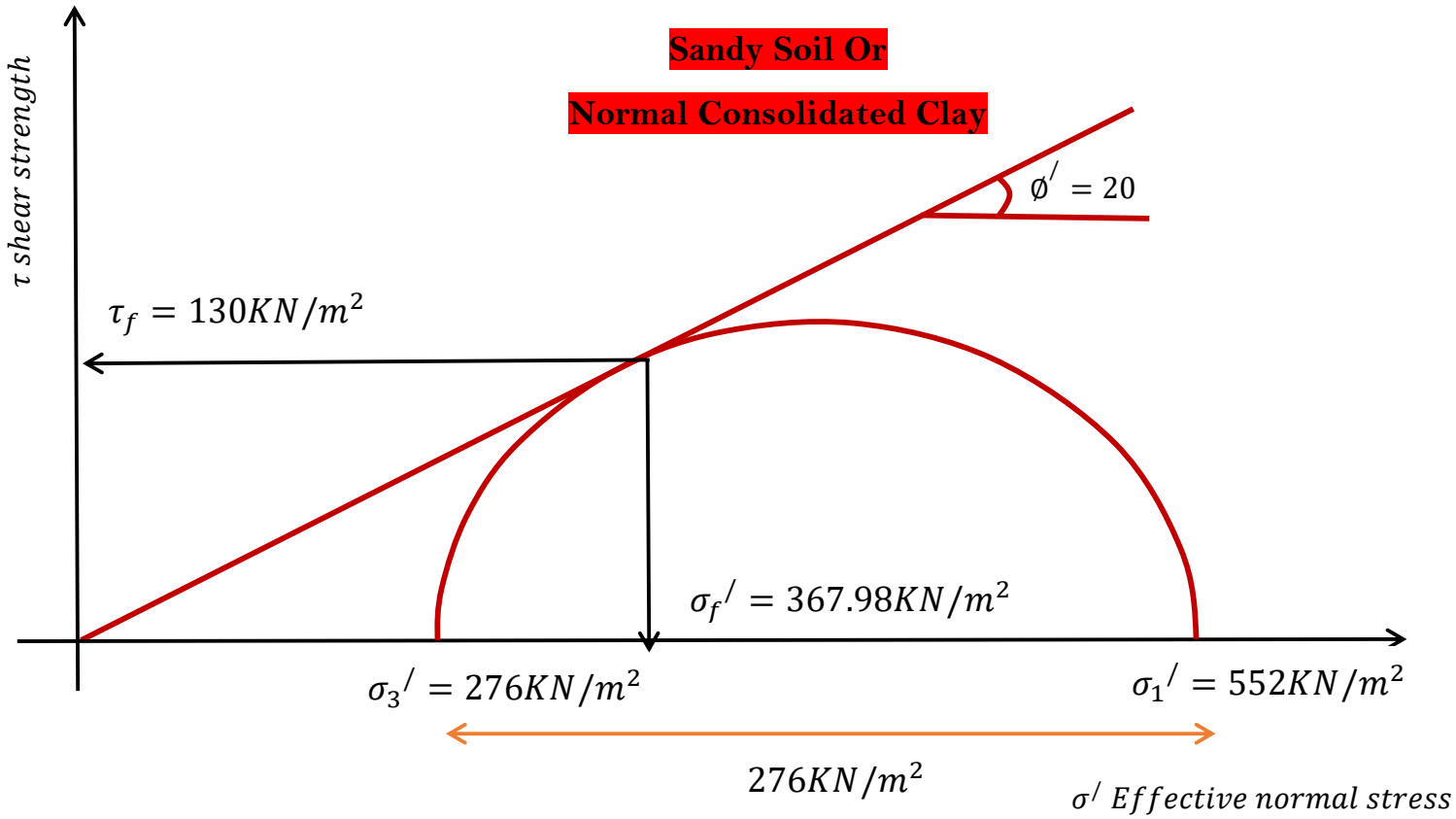
$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\sin(2\theta) = \frac{1}{2}(552 - 276)\sin(2 \times 54.74) = \mathbf{130 KN/m^2}$

4. $\sigma_f' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\cos(2\theta) =$

$\frac{1}{2}(552 + 276) + \frac{1}{2}(552 - 276)\cos(2 \times 45) = \mathbf{414 KN/m^2}$

The maximum shear stress will occur on the plane with $\theta = 45$

الرسمة



Example 8: The equation of the effective stress failure envelope for **normally consolidated clayey** soil is $\tau_f = \sigma \tan 30^o$. **A drained triaxle** test was conducted with the same soil at a chamber-confining pressure of 69KN/m². Calculate the deviator stress at failure.

Sol:

$$\sigma_1{}' = \sigma_3{}' \, tan^2\left(45 + \frac{\emptyset'}{2}\right) + 2C' \tan\left(45 + \frac{\emptyset'}{2}\right)$$

$$\sigma_1{}' = 69 \times \, tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right) + 2 \times 0 \tan\left(45 + \frac{30}{2}\right) = \mathbf{207\ KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma_d = \sigma_1{}' - \sigma_3{}' = 207 - 69 = \mathbf{138\ KN/m^2}$$

Example 9: The results of two **drained triaxle** tests on a saturated clay follow:

Specimen I:

$_\ \sigma_3 = 70\ KN/m^2$ $\quad \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 70 + 130 = 200\ KN/m^2$

$_\ \Delta\sigma_d = 130\ KN/m^2$

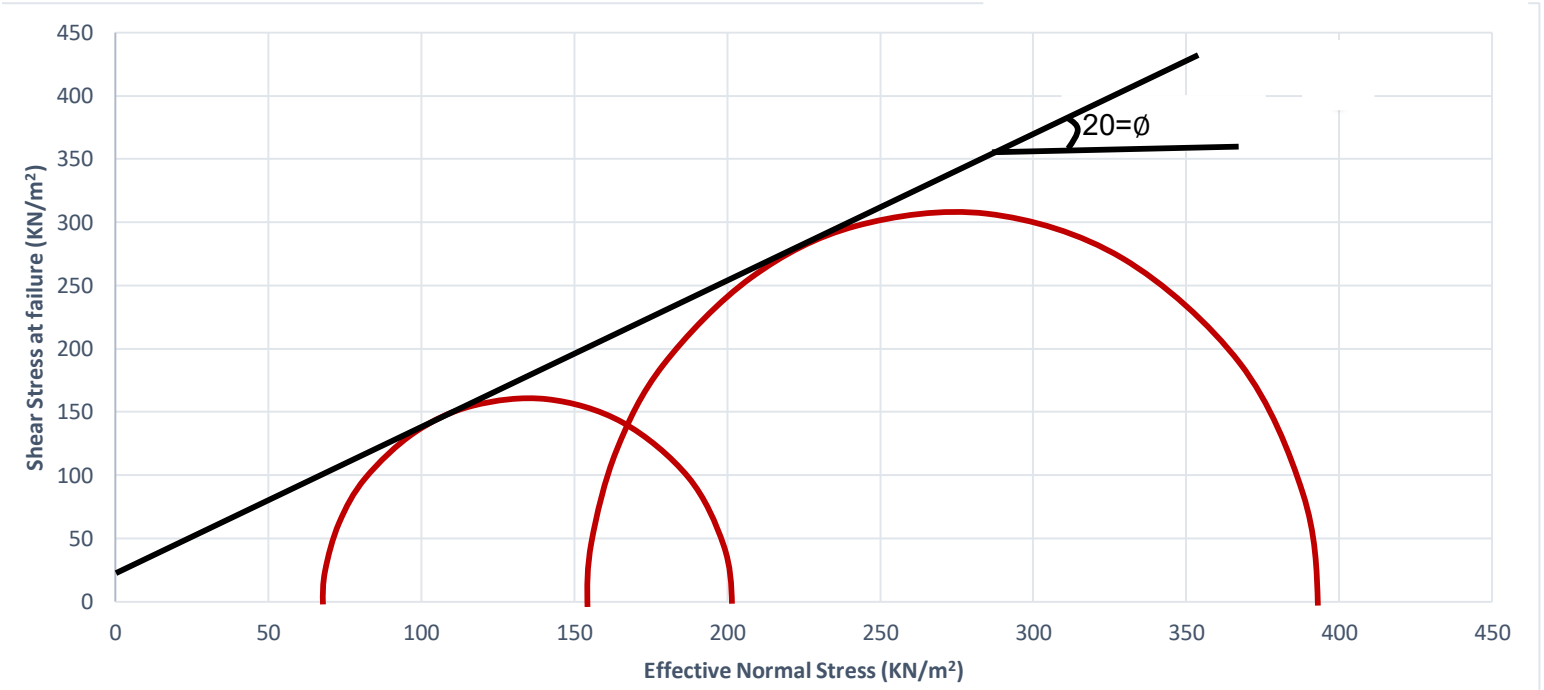
Specimen II:

$_\ \sigma_3 = 160\ KN/m^2$ $\quad \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 160 + 223.5 = 383.5\ KN/m^2$

$_\ \Delta\sigma_d = 223.5\ KN/m^2$

Determine the shear strength parameters.

الحل باستخدام الرسم



الحل باستخدام المعادلات

هاي معادلة مبسطة لإيجاد زاوية الاحتكاك عندما تكون هنالك قيمة لل C بتقدر تستخدما عوضا عن

$$\emptyset = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{\sigma_1{}'_{(I)} - \sigma_1{}'_{(II)}}{\sigma_3{}'_{(I)} - \sigma_3{}'_{(II)}}\right)^{0.5} - 45\right) = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{200 - 383.5}{70 - 160}\right)^{0.5} - 45\right) = \mathbf{19.7^o}$$

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')}$$

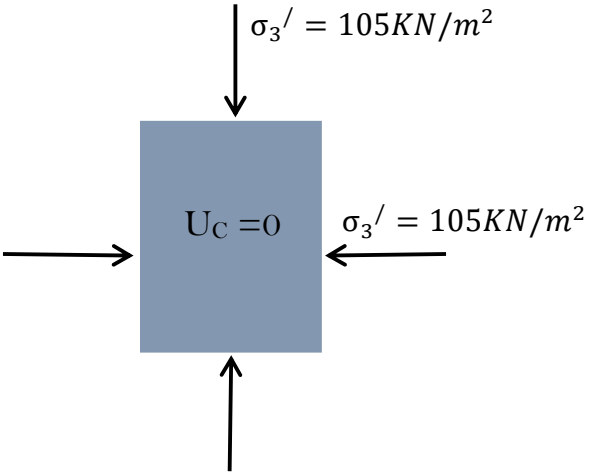
$$\sin(19.7) = \frac{\frac{1}{2}(200 - 70)}{C\ cot(19.7) + \frac{1}{2}(200 + 70)} \qquad C = \mathbf{20.7\ KN/m^2}$$

Example 10: A specimen of **saturated sand** was consolidated under an all-around pressure of 105KN/m², the axial stress was then increased and drainage was prevented. The specimen failed when the axial deviator stress reached 70KN/m², the pore water pressure at failure was 50KN/m². Determine:

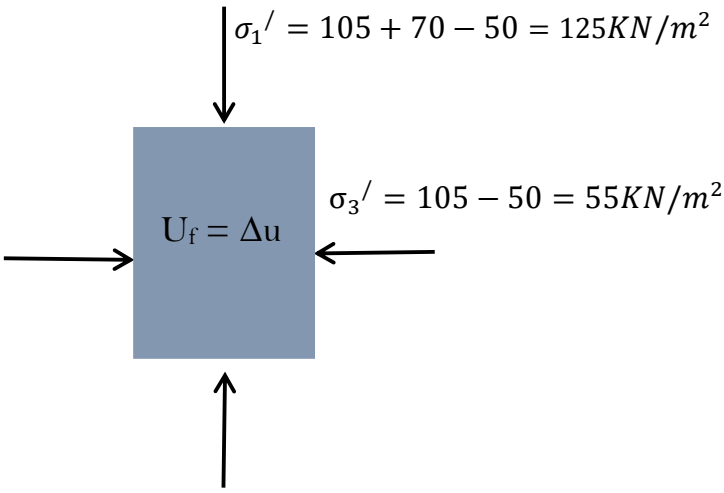
a. **Consolidated-undrained** angle of shearing resistance $\emptyset$

b. **Drained** friction angle $\emptyset'$

$\sigma_3 = 105KN/m^2$ $\quad \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 105 + 70 = 175KN/m^2$ $\quad U_f = \Delta u = 50KN/m^2$



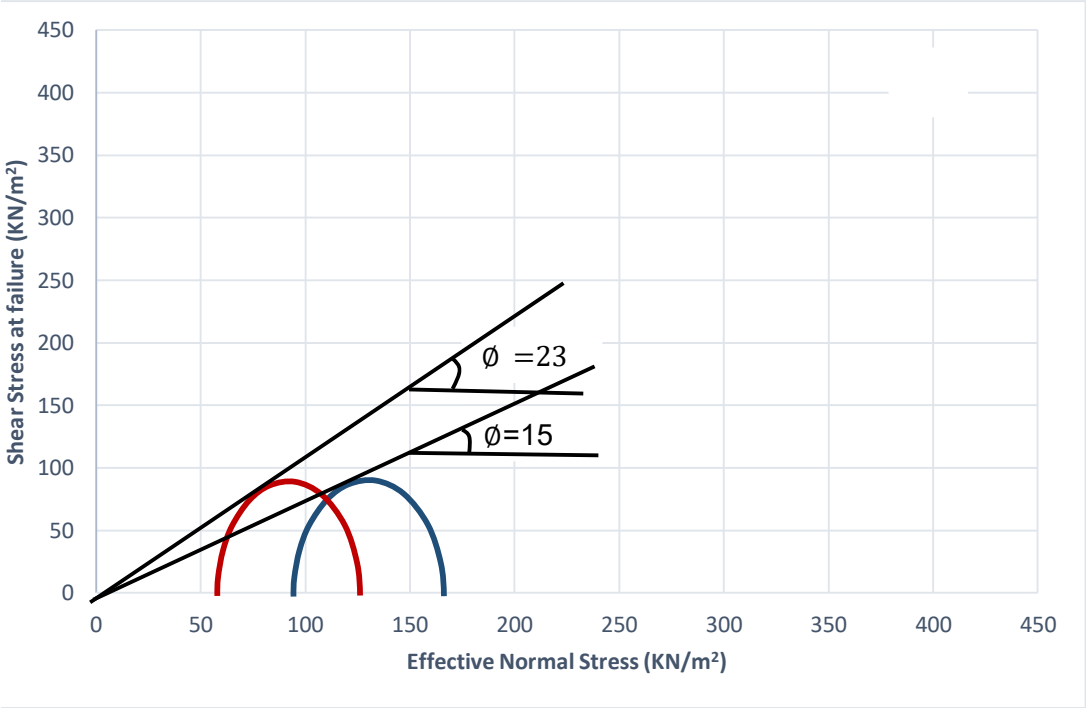
Stage 1: Confinement Stage



Stage 2: Shearing Stage

1. $\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} = \frac{\frac{1}{2}(175 - 105)}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(175 + 105)} \qquad \emptyset = \mathbf{14.48^o}$

2. $\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')} = \frac{\frac{1}{2}(125 - 55)}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(125 + 55)} \qquad \emptyset' = \mathbf{22.9^o}$



Example 11: An **over consolidated clay** deposit located below the groundwater table has the following:

Average present effective overburden pressure = 160KN/m²

Over consolidation ratio = 3.2

Plasticity index = 28

Estimate the average **undrained** shear strength of the clay Cu.

$$\frac{C_u}{P_o'} = (0.23 \pm 0.04)(O.C.R)^{0.5}$$

$$\frac{C_u}{160} = (0.23 \pm 0.04)(3.2)^{0.5} \quad Cu = 77.28KN/m^2 - 54.4KN/m^2$$

Example 12: The following are the results of four drained direct shear tests on undisturbed **normally consolidated clay** samples having a diameter of 50 mm, and height 26 mm, Draw a graph for shear stress at failure against the normal stress and determine the drained angle of friction from the graph.

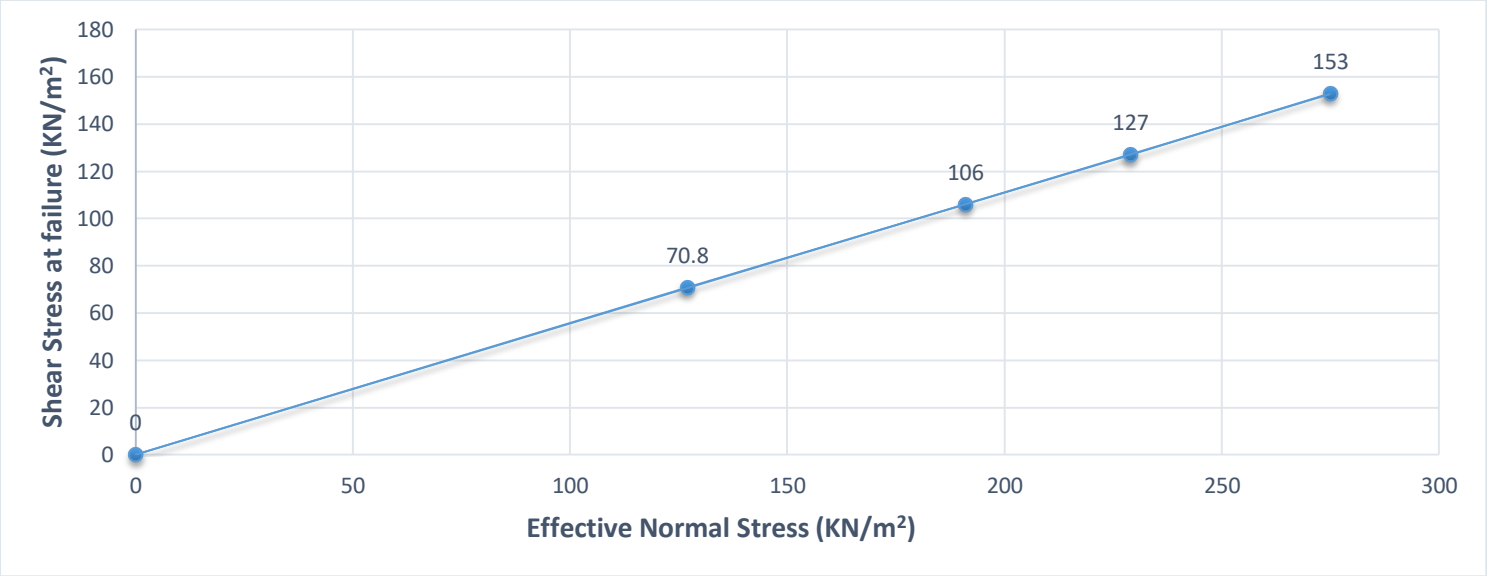
Test no.	Effective Normal force (N)	Shear force at failure (N)
1	250	**139**
2	375	**209**
3	450	**250**
4	540	**300**

Sol:

Test no.	Normal force (N)	Effective Normal Stress (KN/m²)	Shear force at failure (N)	Shear Stress at failure (KN/m²)
1	250	127	139	**70.8**
2	375	191	209	**106**
3	450	229	250	**127**
4	540	275	300	**153**

$$\text{Normal force}\left(\sigma^{/}\right) = \frac{Normal\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{250}{\pi \times (0.025)^2} = 127323.9N/m^2 = 127.3KN/m^2$$

$$\text{Shear force}(\tau) = \frac{Resisting\ Shear\ force}{Cross-sectional\ area\ of\ the\ specimen} = \frac{139}{\pi \times (0.025)^2} = 70792.1N/m^2 = 70.8\ KN/m^2$$



باستخدام الاله الحاسبة :

$\tan(\emptyset^{/}) = 0.555$

$\emptyset^{/} = \mathbf{29^o}$

$C^{/}$ قيمتها 0.162 صغيرة جدا لذلك تعتبر صفر.

Example13: Consider the clay soil in Example12. If a **drained triaxle** test is conducted on the same soil with a chamber confining pressure of 208KN/m², what would be the deviator stress at failure?

$$\sigma_1{}^{/} = \sigma_3{}^{/}\ tan^2\left(45 + \frac{\emptyset^{/}}{2}\right) + 2C^{/}\tan\left(45 + \frac{\emptyset^{/}}{2}\right)$$

$$\sigma_1{}^{/} = 208 \times\ tan^2\left(45 + \frac{29}{2}\right) + 2 \times 0 \times \tan\left(45 + \frac{29}{2}\right) = \mathbf{600KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma_d = \sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/} = 599.47 - 208 = \mathbf{392\ KN/m^2}$$

Example14: Consider the clay soil in Example13.

a. What is the inclination of the failure plane with the major principal plane.

b. Determine the normal and shear stress on a plane inclined at 30° with the major principal plane at failure. Also, explain why the specimen did not fail along this plane.

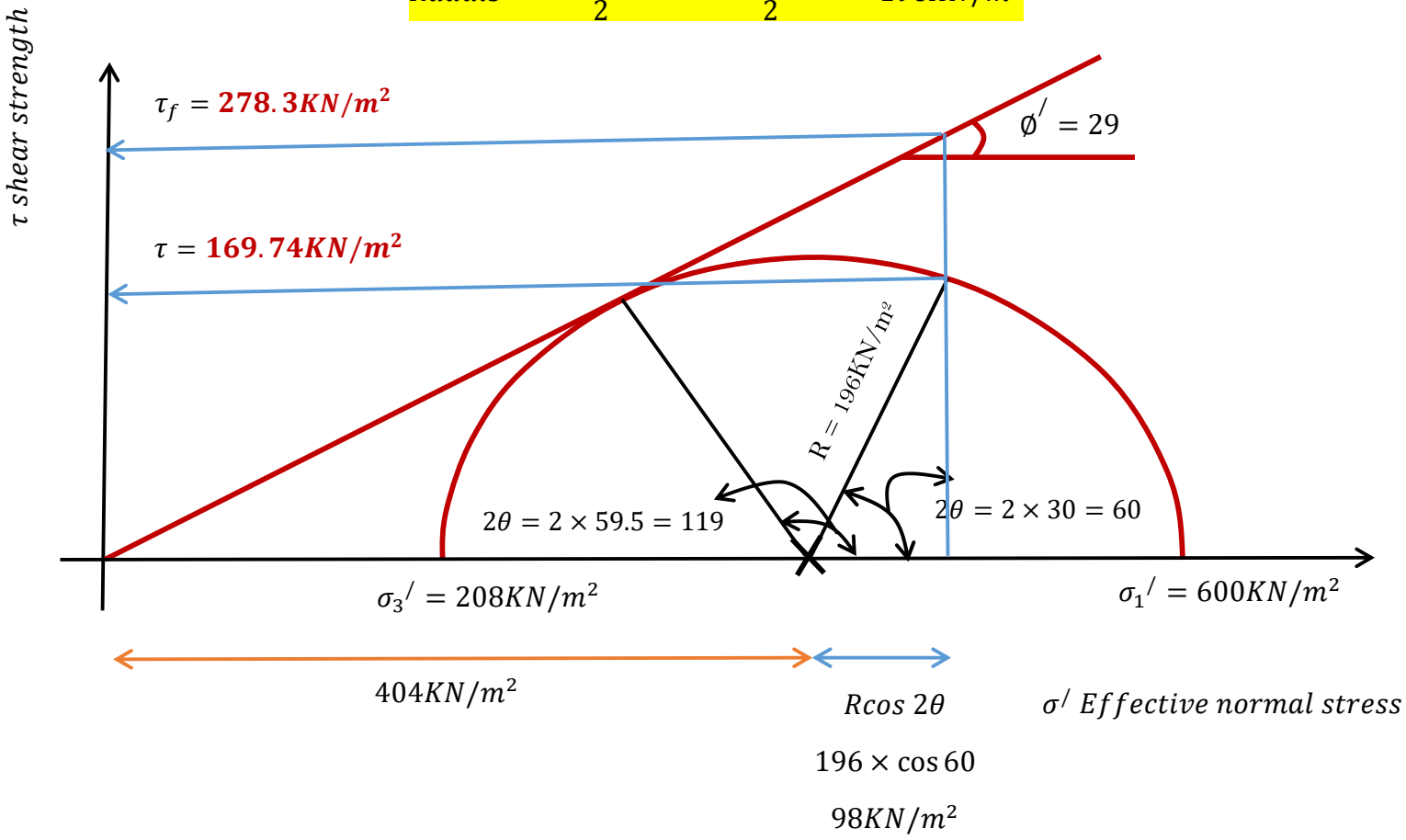
$$a.\ \theta = 45 + \frac{\emptyset^{/}}{2} = 45 + \frac{29}{2} = \mathbf{59.5^o}$$

الفرع الثاني من السؤال بحكي انك احسب قيمة σ && τ عند وعلل $\theta = 30$ ليه مش زاوية التي يحدث عندها فشل أو قص في ل=التربة

احنا حددنا $\sigma_1{}^{/} = 600KN/m^2$ && $\sigma_3{}^{/} = 208KN/m^2$ من قبل لذلك ارسم دائرة مور والتي مركزها وقطرها يساوي

$$Center = \frac{\sigma_1{}^{/} + \sigma_3{}^{/}}{2} = \frac{600 + 208}{2} = 404KN/m^2$$

$$Raduis = \frac{\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/}}{2} = \frac{600 - 208}{2} = 196KN/m^2$$



$$-\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/}) \sin(2\theta) = \frac{1}{2}(600 - 208) \sin(2 \times 30) = \mathbf{169.74KN/m^2}$$

$$-\tau_f = \sigma_f \times tan(\emptyset) + C$$

$$\tau_f = 502 \times tan(29) + 0 = \mathbf{278.3KN/m^2}$$

$$-\sigma^{/} = 404 + 98 = \mathbf{502KN/m^2}$$

Note: The relationship between the relative density Dr, and the angle of friction $\emptyset$, of a **sand** can be given as $\emptyset^{/} = 28 + 0.18Dr$ (Dr in %).

Example 15: A drained triaxle test was conducted on the same **sand** with a chamber-confining pressure of 150KN/m², the sand sample was prepared at a relative density of 68%, Calculate the major principal stress at failure.

$$\emptyset^{/} = 28 + 0.18Dr = 28 + 0.18 \times 68 = \mathbf{40.24}$$

$$\sigma_1{}^{/} = \sigma_3{}^{/} tan^2\left(45 + \frac{\emptyset^{/}}{2}\right) + 2C^{/} \tan\left(45 + \frac{\emptyset^{/}}{2}\right)$$

$$\sigma_1{}^{/} = 150 \times tan^2\left(45 + \frac{40.24}{2}\right) + 2 \times 0 \times \tan\left(45 + \frac{40.24}{2}\right) = \mathbf{697.44KN/m^2}$$

$$\Delta\sigma_d = \sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/} = 687.44 - 150 = \mathbf{547.44\ KN/m^2}$$

Example 16: For a **normally consolidated clay** specimen, the results of a **drained triaxle** test are as follows:

_ Chamber-confining pressure = 125KN/m².

_ Deviator stress at failure = 175KN/m².

$\sigma_3{}^{/} = 125KN/m^2 \quad \sigma_1{}^{/} = \sigma_3{}^{/} + \Delta\sigma_d = 125 + 175 = 300KN/m^2$

Determine the soil friction angle.

$$\sin(\emptyset^{/}) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/})}{C\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} + \sigma_3{}^{/})} = \frac{\frac{1}{2}(300 - 125)}{0\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(300 + 125)} \quad \emptyset^{/} = \mathbf{24.3^o}$$

Example 15: In **a consolidated-drained triaxle test** on a clay, the specimen failed at a deviator stress of 124KN/m², If the **effective stress friction angle is known to be 31°**, what was the effective confining pressure at failure.

$\sigma_3{}^{/} = X\ KN/m^2 \quad \sigma_1{}^{/} = \sigma_3{}^{/} + \Delta\sigma_d = (X + 124)KN/m^2$

$$\sigma_1{}^{/} = \sigma_3{}^{/}\ tan^2\left(45 + \frac{\emptyset^{/}}{2}\right) + 2C^{/}\tan\left(45 + \frac{\emptyset^{/}}{2}\right)$$

$$(X + 124) = X \times\ tan^2\left(45 + \frac{31}{2}\right) + 2 \times 0 \times \tan\left(45 + \frac{31}{2}\right)$$

$\sigma_3{}^{/} = \mathbf{58.4\ KN/m^2}$

Example16: **A consolidated-undrained** triaxle test was conducted on the same clay with a chamber pressure of 103KN/m², the pore pressure at failure $\Delta u = 33KN/m^2$. What would be the major principal stress $\sigma_1{}^{/}$ at failure When $\emptyset^{/} = 31^o$.

$\sigma_3 = 103KN/m^2 \quad \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = (103 + \Delta\sigma_d)KN/m^2 \quad U_f = \Delta u = 33KN/m^2$

$\sigma_3{}^{/} = 103 - 33 = 70KN/m^2 \quad \sigma_1{}^{/} = \sigma_3 + \Delta\sigma_d - \Delta u = (103 + \Delta\sigma_d) - 33 = (70 + \Delta\sigma_d)KN/m^2$

$$\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/})}{C\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} + \sigma_3{}^{/})}$$

$$\sin(31) = \frac{\frac{1}{2}((70 + \Delta\sigma_d) - 70)}{0\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}((70 + \Delta\sigma_d) + 70)} \quad \Delta\sigma_d = \mathbf{180.54KN/m^2}$$

$\sigma_1{}^{/} = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = (103 + \Delta\sigma_d) - 33 = (70 + 180.54) = \mathbf{250.55KN/m^2}$

$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = (103 + 180.54) = \mathbf{283.54KN/m^2}$

Example16: Following are the results of **consolidated-undrained triaxle** tests on undisturbed soils retrieved from a 4m, thick saturated clay layer in the field $\gamma_{Sat} = 19KN/m^3$.

a. Estimate graphically the Mohr–Coulomb shear strength parameters C' && $\emptyset'$.

b. Estimate the shear strength in the middle of the clay layer.

Test no.	Chamber pressure σ_3(KN/m²)	Deviator stress $\Delta\sigma_d$ (KN/m²)	Pore pressure at failure Δu (KN/m²)
1	100	170	**-15**
2	200	260	**-40**
3	300	360	**-80**

Sol:

Test no.	σ_3'(KN/m²)	σ_1(KN/m²)	σ_1'(KN/m²)
1	115	270	**285**
2	240	460	**500**
3	380	660	**740**

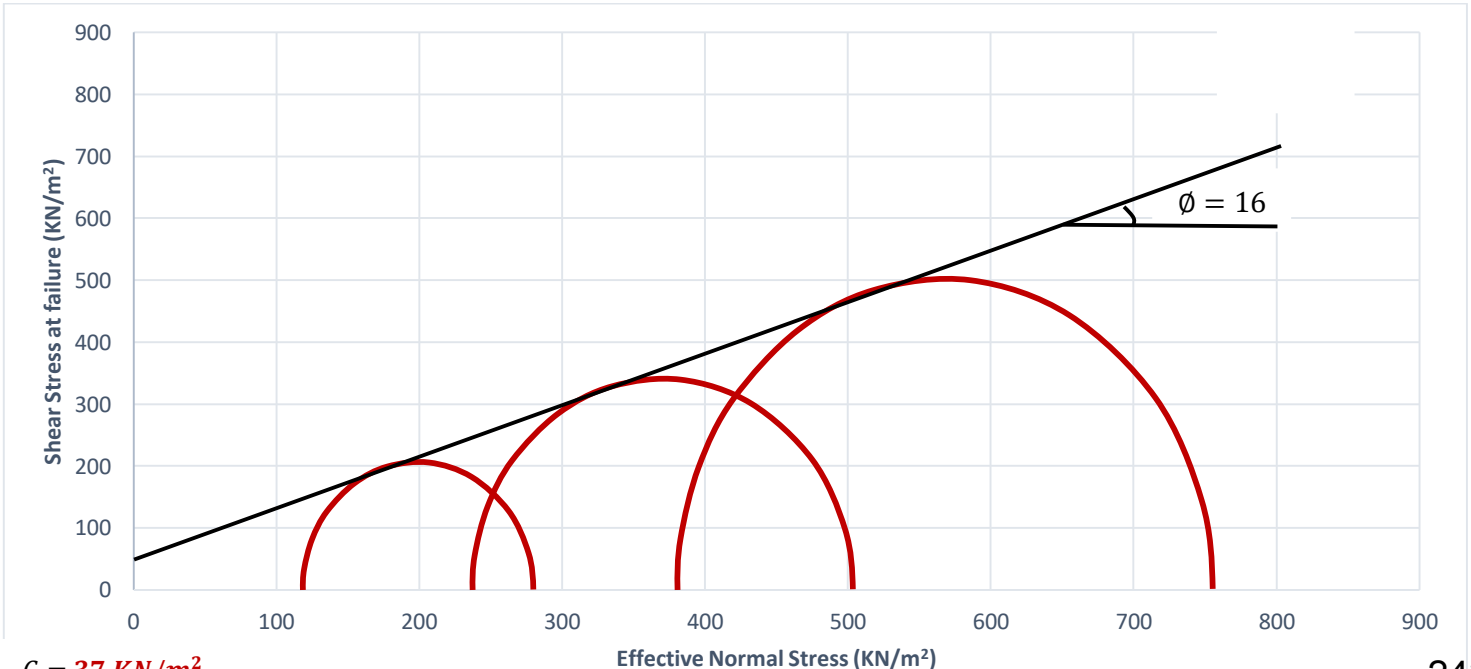
الحل باستخدام المعادلات

هاي معادلة مبسطة لإيجاد زاوية الاحتكاك عندما تكون هنالك قيمة لل C بتقدر تستخدما عوضا عن الرسم.

$$\emptyset = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{\sigma_1'_{(I)} - \sigma_1'_{(II)}}{\sigma_3'_{(I)} - \sigma_3'_{(II)}}\right)^{0.5} - 45\right) = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{285-500}{115-240}\right)^{0.5} - 45\right) = \mathbf{15.3^o}$$

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')}$$

$$\sin(15.3) = \frac{\frac{1}{2}(285-115)}{C\ cot(15.3) + \frac{1}{2}(285+115)} \qquad C = \mathbf{36\ KN/m^2}$$



$C = \mathbf{37\ KN/m^2}$

$b.\sigma^{/} = \gamma \times h = (19 - 9.81) \times 2 = \mathbf{18.38KN/m^2}$

$\tau = \sigma \times tan(\emptyset) + C$

$\tau = 18.38 \times \tan(15.3) + 36 = \mathbf{41KN/m^2}$

Example16: A **consolidated-drained triaxial test** was conducted on **a normally consolidated clay** with a chamber pressure $\sigma_3 = 172KN/m^2$, The deviator stress at failure $\Delta\sigma_d = 227KN/m^2$.

Determine:

a. The angle of friction $\emptyset^{/}$.

b. The angle θ that the failure plane makes with the major principal plane.

c. The normal stress $\sigma_f{}^{/}$, and the shear stress, τ_f on the failure plane.

$\sigma_3 = \sigma_3{}^{/} = 172KN/m^2 \quad \sigma_1{}^{/} = \sigma_3{}^{/} + \Delta\sigma_d = (172 + 227) = 339KN/m^2$

$$a.\ \sin(\emptyset^{/}) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/})}{C\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} + \sigma_3{}^{/})}$$

$$\sin(\emptyset^{/}) = \frac{\frac{1}{2}(339 - 172)}{0\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(339 + 172)} \quad \emptyset^{/} = \mathbf{19.1}$$

$$b.\theta = 45 + \frac{\emptyset^{/}}{2} = 45 + \frac{19.1}{2} = \mathbf{54.55}$$

$$c.\ \sigma_f{}^{/} = \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} + \sigma_3{}^{/}) + \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/})\cos(2\theta) =$$

$$\frac{1}{2}(339 + 172) + \frac{1}{2}(339 - 172)\cos(2 \times 54.55) = \mathbf{228.2KN/m^2}$$

$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/})\sin(2\theta) = \frac{1}{2}(339 - 172)\sin(2 \times 54.55) = \mathbf{79KN/m^2}$$

:**Example 17**: The results of two **consolidated-drained triaxle** tests on a clay are given below:

Specimen I:

$_\ \sigma_3 = 105\ KN/m^2$

$_\ \Delta\sigma_d = 220\ KN/m^2$

$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 105 + 220 = 325\ KN/m^2$

Specimen II:

$_\ \sigma_3 = 210\ KN/m^2$

$_\ \Delta\sigma_d = 400\ KN/m^2$

$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 210 + 400 = 610\ KN/m^2$

a. Determine the shear strength parameters.

b. What are the normal and shear stresses on a plane inclined at 40 to the major principal plane for Specimen I.

c. What are the normal and shear stresses on the failure plane at failure for Specimen II.

$$a.\ \emptyset' = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{{\sigma_1}'_{(I)} - {\sigma_1}'_{(II)}}{{\sigma_3}'_{(I)} - {\sigma_3}'_{(II)}}\right)^{0.5} - 45\right) = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{325-610}{105-210}\right)^{0.5} - 45\right) = \mathbf{27.6^o}$$

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')}{C' cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')}$$

$$\sin(27.6) = \frac{\frac{1}{2}(325-105)}{C' \ cot(27.6) + \frac{1}{2}(325+105)} \quad C' = \mathbf{12\ KN/m^2}$$

$$b.\ \theta = \mathbf{40}$$

$$c.\ \sigma_f' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\cos(2\theta) =$$

$$\frac{1}{2}(325+105) + \frac{1}{2}(325-105)\cos(2\times 40) = \mathbf{234.1KN/m^2}$$

$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\sin(2\theta) = \frac{1}{2}(325-105)\sin(2\times 40) = \mathbf{108.85KN/m^2}$$

$$c.\ \theta = 45 + \frac{\emptyset'}{2} = 45 + \frac{27.6}{2} = \mathbf{58.8}$$

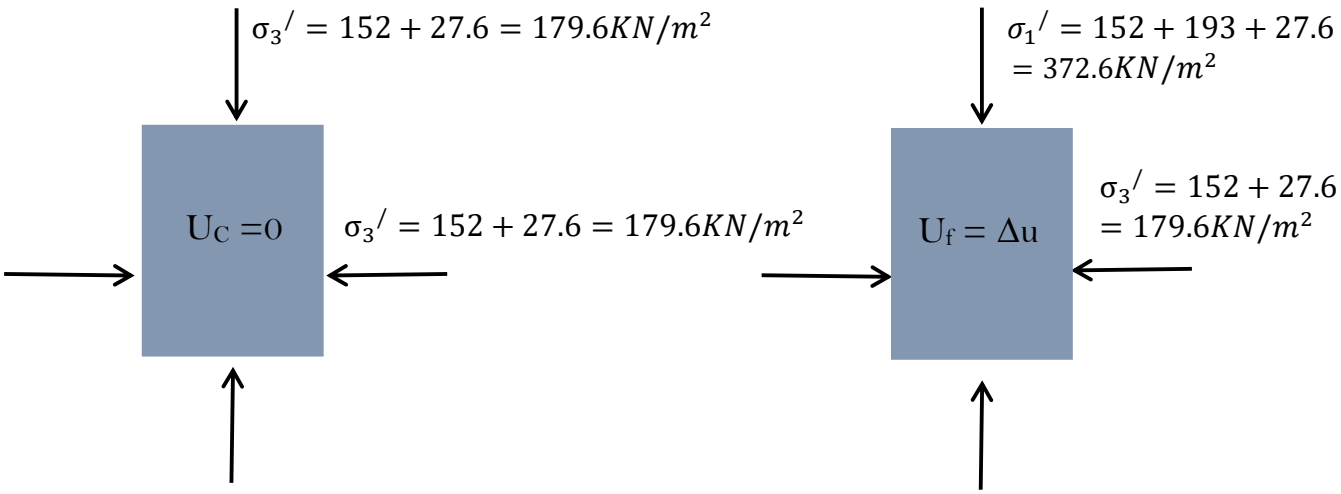
$$\sigma_f' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\cos(2\theta) =$$

$$\frac{1}{2}(325+105) + \frac{1}{2}(325-105)\cos(2\times 58.8) = \mathbf{164KN/m^2}$$

$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\sin(2\theta) = \frac{1}{2}(325-105)\sin(2\times 58.8) = \mathbf{97.5KN/m^2}$$

Example 18: A clay sample was **Normally consolidated** in a triaxle test chamber under an all-around confining pressure of 152KN/m² The sample was then loaded to failure in undrained condition by applying an additional axial stress of 193KN/m²A pore water pressure sensor recorded an excess pore pressure -27.6KN/m². Determine the undrained and drained friction angles for the soil

$\sigma_3 = 152KN/m^2$ $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 152 + 193 = 345KN/m^2$ $U_f = \Delta u = -27.6KN/m^2$



Stage 1: Confinement Stage

Stage 2: Shearing Stage

$$\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} = \frac{\frac{1}{2}(345 - 152)}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(345 + 152)} \qquad \emptyset_{Un} = \mathbf{23}$$

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')} = \frac{\frac{1}{2}(327.6 - 179.6)}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(327.6 + 179.6)} \qquad \emptyset'_D = \mathbf{17^o}$$

Example 19: The shear strength of **a normally consolidated clay** can be given by the equation $\tau_f = \sigma' \times tan(27)$ Following are the results of a consolidated-undrained test on the clay.

_ Chamber-confining pressure = 150KN/m².

_ Deviator stress at failure = 120KN/m².

$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 150 + 120 = 270\ KN/m^2$

a. Determine the consolidated-undrained friction angle.

b. Pour water pressure developed in the specimen at failure.

a. $$\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} = \frac{\frac{1}{2}(270 - 150)}{0\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(270 + 150)} \qquad \emptyset_{Un} = \mathbf{16.6}$$

$b.\ \sigma_3 = 150KN/m^2 \quad \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = (150 + 120) = 270KN/m^2 \quad U_f = \Delta u = X\ KN/m^2$

$\sigma_3{}' = (150 - X)KN/m^2 \quad \sigma_1{}' = \sigma_3 + \Delta\sigma_d - \Delta u = (270 - X)KN/m^2$

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1{}' + \sigma_3{}')}$$

$$\sin(27) = \frac{\frac{1}{2}((270 - X) - (150 - X))}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}((270 - X) + (150 - X))} \quad \Delta u = \mathbf{77.8KN/m^2}$$

Example 20: If **a consolidated-drained test** is conducted on the clay specimen of Example 19. with the same chamber-confining pressure of 150KN/m2, what would be the deviator stress at failure.

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1{}' + \sigma_3{}')}$$

$$\sin(27) = \frac{\frac{1}{2}((150 + X) - (150))}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}((150 + X) + (150))} \quad \Delta\sigma_d = \mathbf{249.44KN/m^2}$$

Example 21: A **consolidated-undrained triaxial test** was conducted on a dense **sand** with a chamber-confining pressure of 138KN/m², Results showed that $\emptyset' = 24$ && $\emptyset = 31$, Determine the deviator stress and the pore water pressure at failure. If the sand were loose, what would have been the expected behavior.

$\sigma_3 = 138KN/m^2 \quad \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = (138 + X_1)KN/m^2 \quad U_f = \Delta u = X_2KN/m^2$

$\sigma_3{}' = (138 - X_2)KN/m^2 \quad \sigma_1{}' = \sigma_3 + \Delta\sigma_d - X_2 = (138 + X_1) - X_2KN/m^2$

$$\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

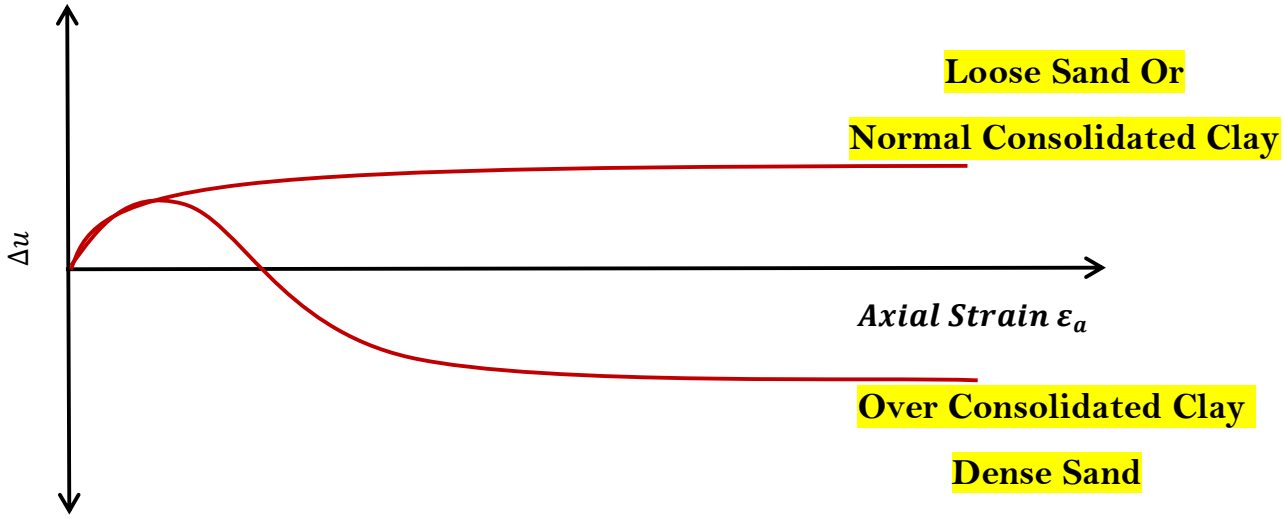
$$\sin(31) = \frac{\frac{1}{2}((138 + X_1) - 138)}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}((138 + X_1) + 138)} \quad \Delta\boldsymbol{\sigma_d} = \mathbf{293.1KN/m^2}$$

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1{}' + \sigma_3{}')}$$

$$\sin(24) = \frac{\frac{1}{2}((138 + X_1 - X_2) - (138 - X_2))}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}((138 + X_1 - X_2) + (138 - X_2))}$$

$$\sin(24) = \frac{\frac{1}{2}((138 + 293.1 - X_2) - (138 - X_2))}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}((138 + 293.1 - X_2) + (138 - X_2))} \quad \Delta\boldsymbol{u} = \mathbf{-75.75KN/m^2}$$

Note for **A Consolidated – Undrained** triaxle test



Example 22: **A Consolidated – Undrained** triaxle test was conducts on a **saturated normally consolidated clay** the test results are $\sigma_3 = 90\ KN/m^2$, $\sigma_1 = 221\ KN/m^2$, Pour water pressure at failure 38 $KN/m2$.

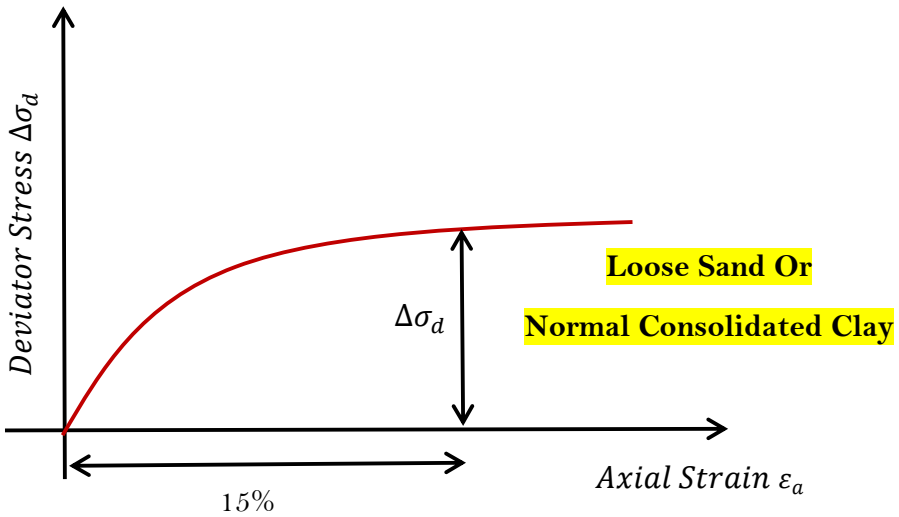
1. Determine C , $\emptyset$, $C^/$, $\emptyset^/$.
2. Sketch the stress – strain curve for the soil sample.
3. Sketch the pour water pressure – strain curve for the soil sample.
4. Sketch the change of volume – strain curve for the soil sample.

1. $C = 0$, $C^/ = 0$ *Because* **normally consolidated clay**

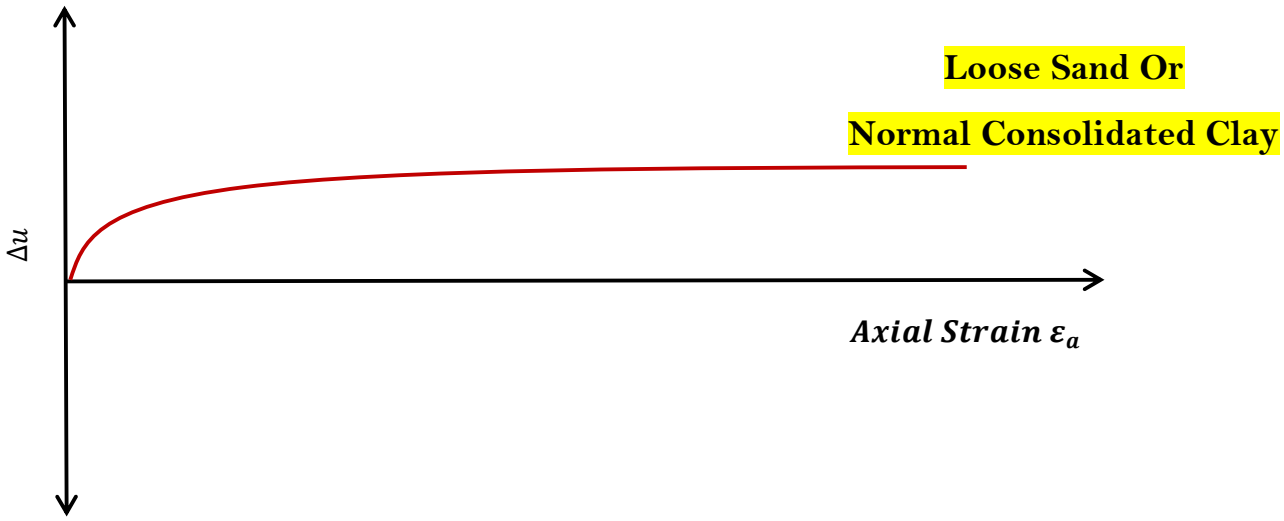
$$\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} = \frac{\frac{1}{2}(221 - 90)}{0\ cot(\emptyset^/) + \frac{1}{2}(221 + 90)} \qquad \emptyset_{Un} = 25$$

$$\sin(\emptyset^/) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}^/ - \sigma_3{}^/)}{C\ cot(\emptyset^/) + \frac{1}{2}(\sigma_1{}^/ + \sigma_3{}^/)} = \frac{\frac{1}{2}((221 - 38) - (90 - 38))}{0\ cot(\emptyset^/) + \frac{1}{2}((221 - 38) + (90 - 38))} \qquad \emptyset^/{}_D = 34^o$$

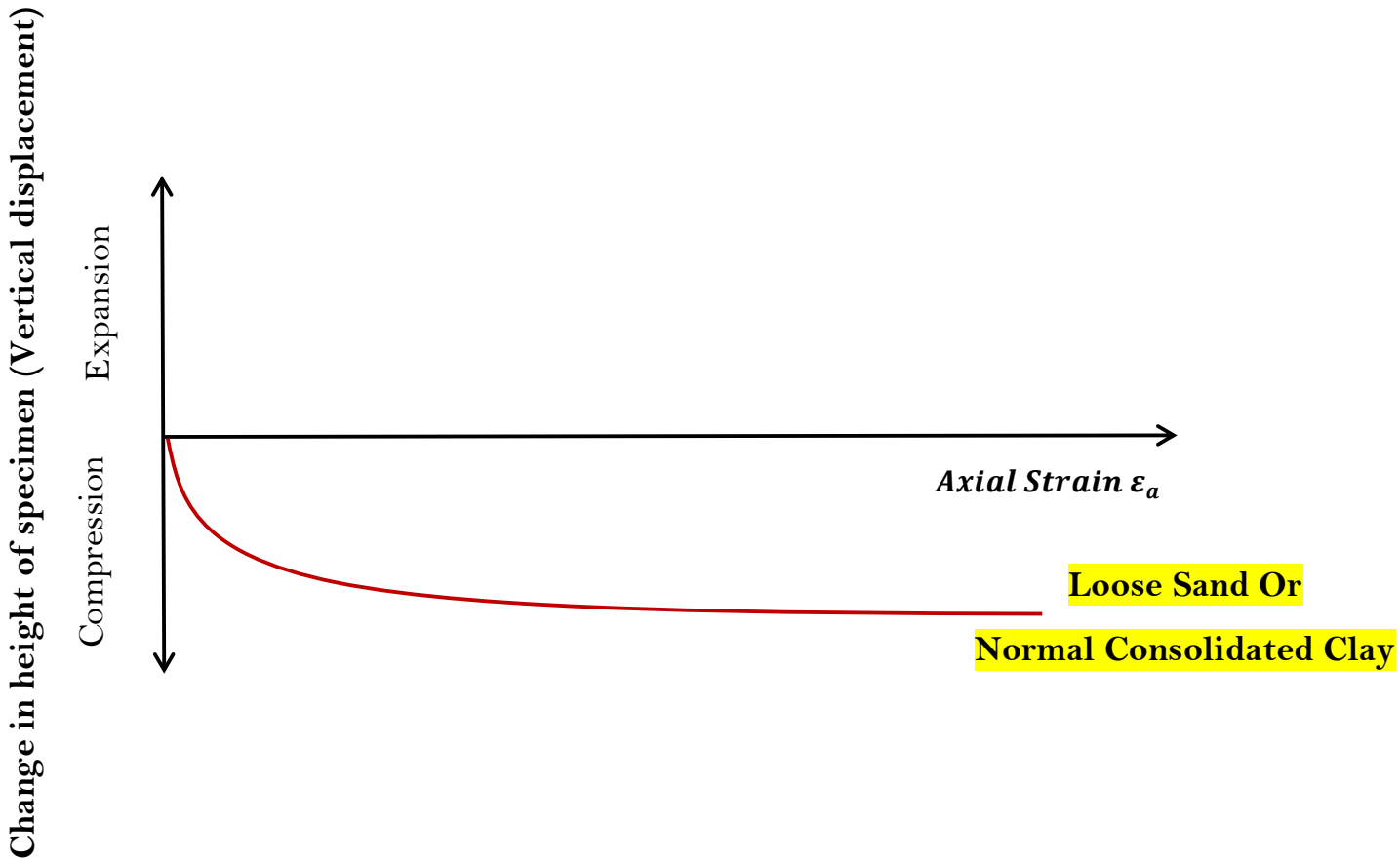
2.



3.



4.



Example 22: In a direct shear test conducted on **a dense sand**. The sample fails at a shear stress of 150 KPa, when the normal stress was held constant at 200KPa.

1. Draw the mohr circle for the failure condition and determine

a. The angle of shearing resistance.

b. The orientation of Major and minor principal planes and the stress acting on them.

c. The orientation of plane of maximum shear stress.

2. If a specimen of the soil were to be tested in a triaxle shear under CD condition at a cell pressure of 75 KPa, at what axial stress would the sample fail.

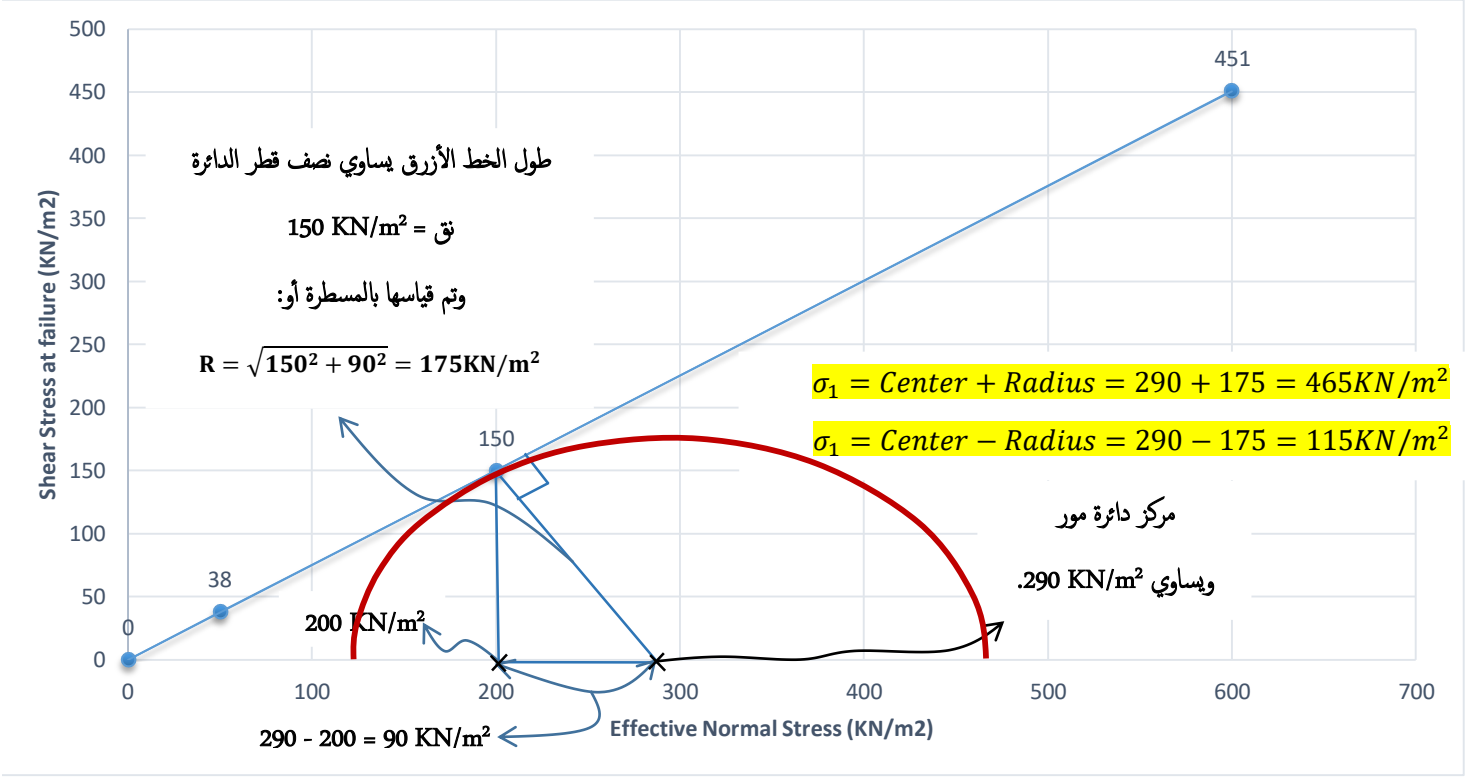
$a.\ \boldsymbol{C = 0}$

$\tau_f = \sigma' \times tan(\emptyset') + C'$

$150 = 200 \times tan(\emptyset') + 0 \quad \emptyset' = \mathbf{36.9}$

$b.$

$\sigma' \ KN/m^2$	$\tau_f = \sigma' \times tan(\emptyset') + C' \ KN/m^2$
50	**38**
200	**150**
600	**451**



$c.\ \theta = \mathbf{45}$

$\sigma_f' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\cos(2\theta) =$

$\frac{1}{2}(465 + 115) + \frac{1}{2}(465 - 115)\cos(2 \times 45) = \mathbf{290KN/m^2}$

$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')\sin(2\theta) = \frac{1}{2}(465 - 115)\sin(2 \times 45) = \mathbf{175KN/m^2}$

$$2.\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3')}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3')}$$

$$\sin(36.9) = \frac{\frac{1}{2}((75 + \Delta\sigma_d) - 75)}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}((75 + \Delta\sigma_d) + 75)} \qquad \Delta\boldsymbol{\sigma_d} = \mathbf{225.4KN/m^2}$$

Example 23: The shear strength of **a sand** can be given by the equation $\tau_f = \sigma^{/} \tan 31^{o}$, a consolidation – Undrained triaxle test was conducted on the sand following are the result of the test.

All around pressure (σ_3) = 112KPa, Deviator stress at failure =100.14KPa.

1. Determine the consolidated undrained friction angle.

2. The pour water pressure developed in the sand specimen at failure.

$$\text{a. } \sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} = \frac{\frac{1}{2}(212.14 - 112)}{0\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(212.14 + 112)} \qquad \emptyset_{Un} = \mathbf{18}$$

$$b.\ \sin(\emptyset^{/}) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/})}{C\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} + \sigma_3{}^{/})}$$

$$\sin(31) = \frac{\frac{1}{2}((212.14 - \Delta u) - (112 - \Delta u))}{0\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}((212.14 - \Delta u) + (112 - \Delta u))} \qquad \Delta u = 65KN/m^2$$

Example 24: **A normally consolidation clay** was consolidated under a stresses of 169KPa , then sheared undrained in axial compression , The deviator stresses at failure were 118KPa , and the induced pore water pressures at failure were 96KPa , Determine:

1. The Mohr-coulomb strength parameter in terms of total stresses$(C, \emptyset)$.

2. The Mohr-coulomb strength parameter in terms of effective stresses$(C^{/}, \emptyset^{/})$.

3. The angle of failure plane for both total and effective condition.

4. Effective normal stress at failure plane.

5. Shear stress at failure plane.

1. && 2. $C = 0\ , C^{/} = 0$ *Because* **normally consolidated clay**

$$\sin(\emptyset) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{C\ cot(\emptyset) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} = \frac{\frac{1}{2}(287 - 169)}{0\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(287 + 169)} \qquad \emptyset_{Un} = \mathbf{15}$$

$$\sin(\emptyset^{/}) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/})}{C\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} + \sigma_3{}^{/})} = \frac{\frac{1}{2}((287 - 96) - (169 - 96))}{0\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}((287 - 96) + (169 - 96))} \qquad \emptyset^{/}{}_{D} = \mathbf{26.5^{o}}$$

$$3.\ \theta = 45 + \frac{\emptyset}{2} = 45 + \frac{15}{2} = \mathbf{52.5} \qquad \theta = 45 + \frac{\emptyset^{/}}{2} = 45 + \frac{26.5}{2} = \mathbf{58.25}$$

4. $\sigma_f{}' = \frac{1}{2}(\sigma_1{}' + \sigma_3{}') + \frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')\cos(2\theta) =$

$\frac{1}{2}(191 + 73) + \frac{1}{2}(191 - 73)\cos(2 \times 58.25) = \mathbf{105.7KN/m^2}$

5. $\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')\sin(2\theta) = \frac{1}{2}(191 - 73)\sin(2 \times 58.25) = \mathbf{52.8KN/m^2}$

Example 25: **A CU triaxle** test was conducted on **a normally consolidated clay** sample with a confinement pressure of 150 KPa, The sample failed when the axial stress applied was 220 KPa. The pore water pressure was measured to be 58 KPa.

1. Determine the effective angle of friction.
2. Determine the normal effective stress on the plane of failure.
3. Determine the effective shear stress on the plane of failure.

1. $C' = 0$ *Because* **normally consolidated clay**

$$\sin(\emptyset') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')}{C\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}(\sigma_1{}' + \sigma_3{}')} = \frac{\frac{1}{2}((370 - 58) - (150 - 58))}{0\ cot(\emptyset') + \frac{1}{2}((370 - 58) + (150 - 58))} \quad \emptyset'_D = \mathbf{33^o}$$

2. $\theta = 45 + \frac{\emptyset'}{2} = 45 + \frac{33}{2} = \mathbf{61.5}$

$\sigma_f{}' = \frac{1}{2}(\sigma_1{}' + \sigma_3{}') + \frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')\cos(2\theta) =$

$\frac{1}{2}(312 + 92) + \frac{1}{2}(312 - 92)\cos(2 \times 61.5) = \mathbf{142.1KN/m^2}$

3. $\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1{}' - \sigma_3{}')\sin(2\theta) = \frac{1}{2}(312 - 92)\sin(2 \times 61.5) = \mathbf{92.3KN/m^2}$

Example 26: The result shown below were obtained at failure in a series of CU triaxle test, with pore pressure measurement, on specimen of saturated clay. Determine the values of the effective stress parameters $(C^{/}, \emptyset^{/})$

Specimen I:

_ $\sigma_3 = 150\ KN/m^2$

_ $\Delta\sigma_d = 192\ KN/m^2$ $\quad \sigma_1{}^{/} = \sigma_3{}^{/} + \Delta\sigma_d = 150 + 192 - 80 = 262\ KN/m^2$

_ $\Delta u = 80\ KN/m^2$

Specimen II:

_ $\sigma_3 = 300\ KN/m^2$

_ $\Delta\sigma_d = 341\ KN/m^2$ $\quad \sigma_1{}^{/} = \sigma_3{}^{/} + \Delta\sigma_d = 300 + 341 - 154 = 487\ KN/m^2$

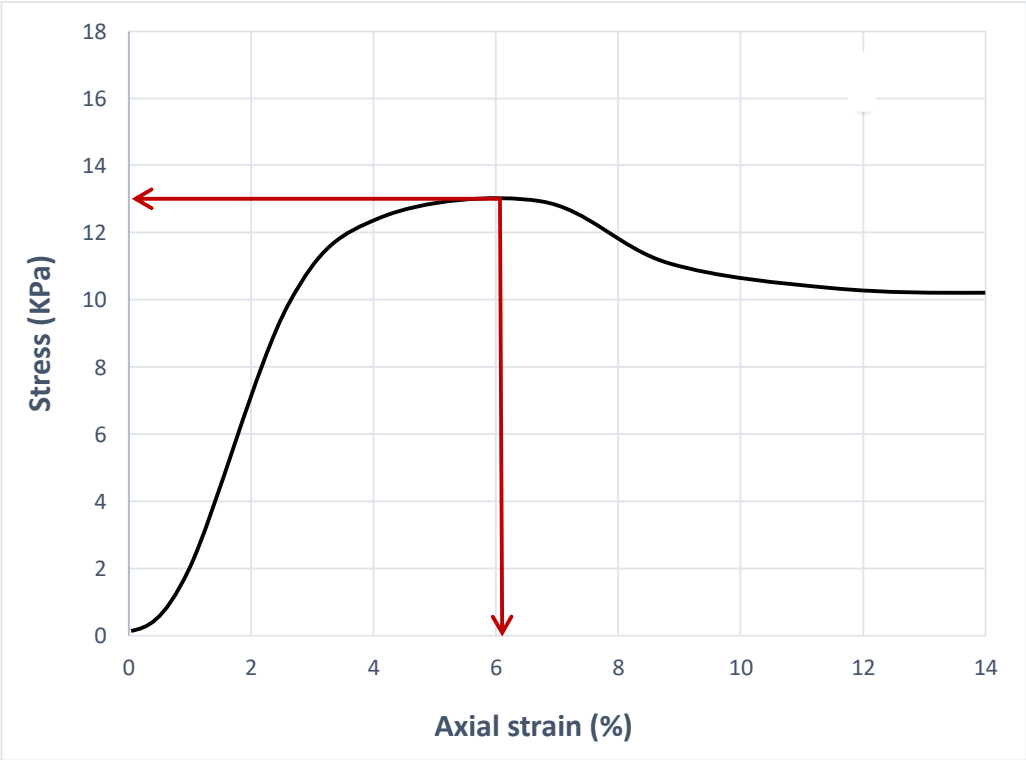
_ $\Delta u = 154\ KN/m^2$

$$a.\ \emptyset^{/} = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{\sigma_1{}^{/}{}_{(I)} - \sigma_1{}^{/}{}_{(II)}}{\sigma_3{}^{/}{}_{(I)} - \sigma_3{}^{/}{}_{(II)}}\right)^{0.5} - 45\right) = 2\left(tan^{-1}\left(\frac{262 - 487}{150 - 300}\right)^{0.5} - 45\right) = \mathbf{11.3^{o}}$$

$$\sin(\emptyset^{/}) = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} - \sigma_3{}^{/})}{C^{/}\ cot(\emptyset^{/}) + \frac{1}{2}(\sigma_1{}^{/} + \sigma_3{}^{/})}$$

$$\sin(11.3) = \frac{\frac{1}{2}(262 - 70)}{C^{/}\ cot(11.3) + \frac{1}{2}(262 + 70)} \qquad C^{/} = \mathbf{65\ KN/m^2}$$

Example 27: **UU** compression test was performed on a soil specimen with initial confining stress of 15KPa. The specimen dimensions before testing were D_o = 38mm, L_o = 76mm. The result were plotted as shown



1Find the following:

1. Strain at failure.

2. Undrained shear strength.

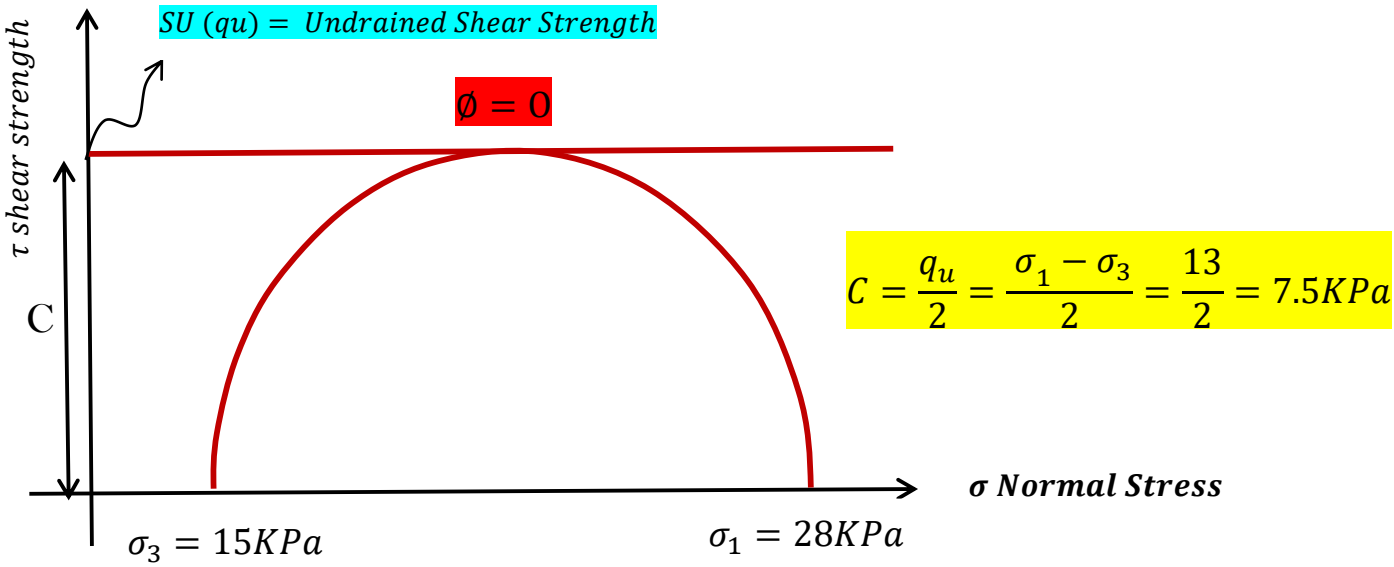
3. Draw Mohr Circle and Show all necessary details.

4. If the same soil specimen subjected to **unconfined compressive strength test**, what would be the unconfined compressive strength for this soil (qu) if the soil is saturated.

1. 6%.

2. 13 KPa.

3. $\sigma_1(qu) = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 15 + 13 = 28KPa$.



4. $\sigma_1(qu) = \sigma_3 + \Delta\sigma_d = 0 + 13 = 13KPa$