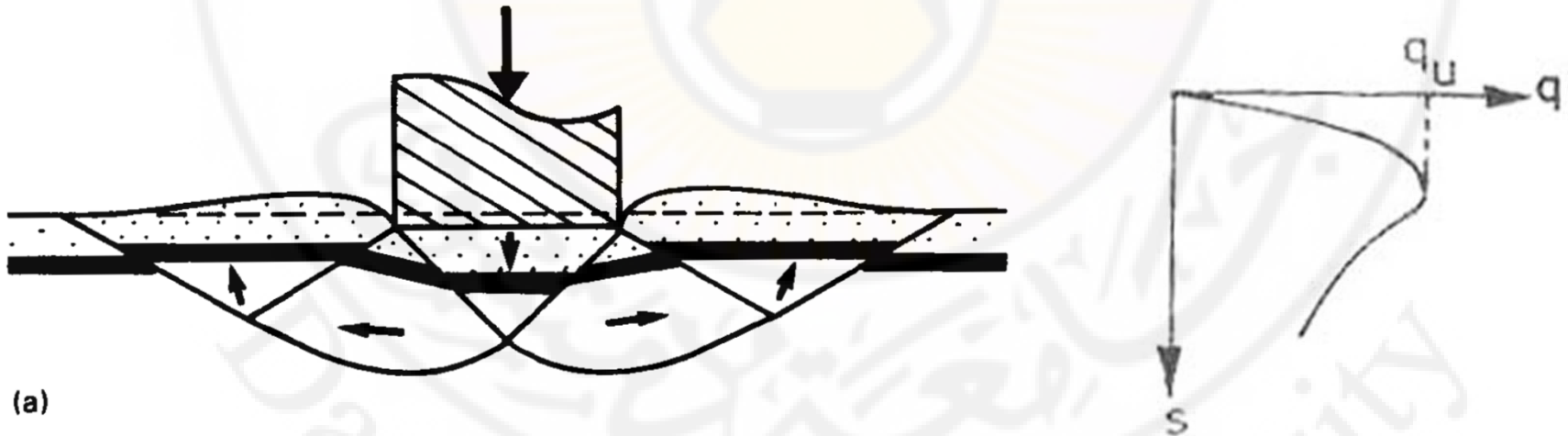


Soil Mechanics-Theoretical
Third Year- Lec. (1)

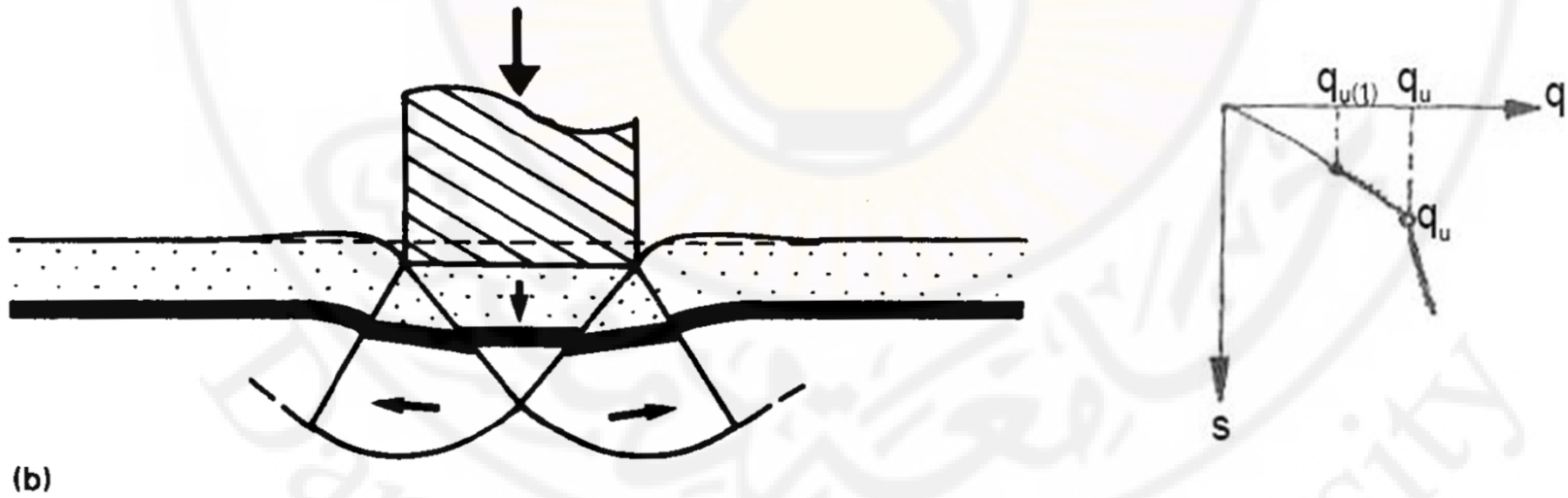
Dr. MAIASA MLHEM

انهيار القص العام General Shear Failure: يبين الشكل أساس شريطي يتوضع على تربة رملية كثيفة أو غضار قاسي.

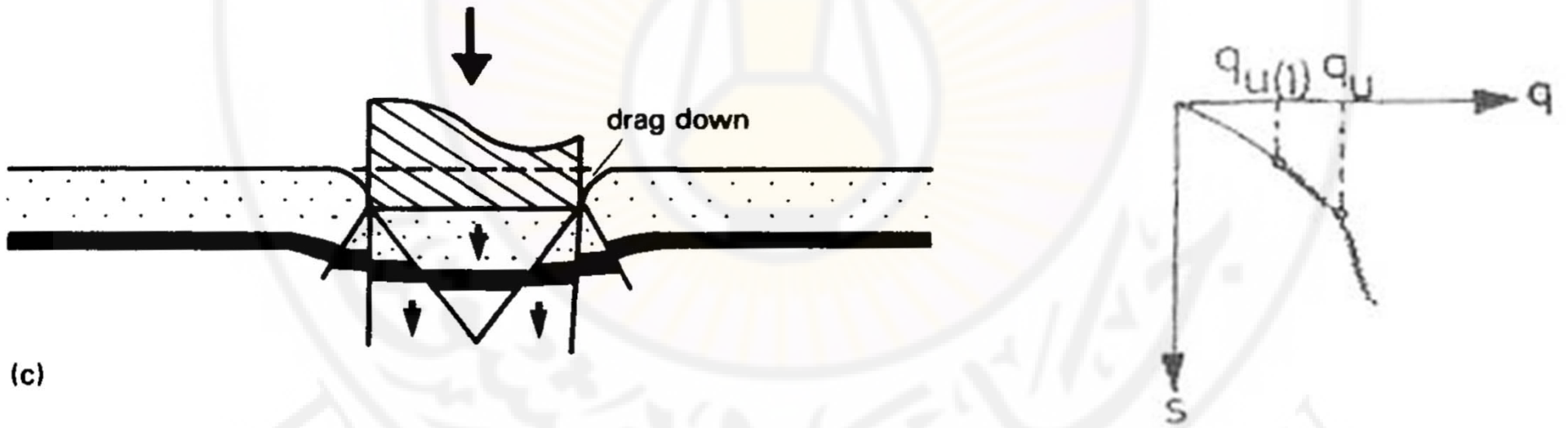
تتشكل بوضوح سطوح انزلاق لدنة محددة تحت الأساس وتمتد للجوانب وإلى سطح التربة. الانهيار مفاجئ ويترافق عادة مع ميلان واضح يؤدي بالنهاية إلى انهيار من طرف واحد. عادة يحدث عندما تكون التربة منخفضة الانضغاطية كثيفة أو مسبقة الانضغاط. انهيار القص يحدث في التربة عند تلك الحمولة وسطوح الانهيار تمتد لسطح الأرض. يلاحظ انتفاخات على طرفي الأساس



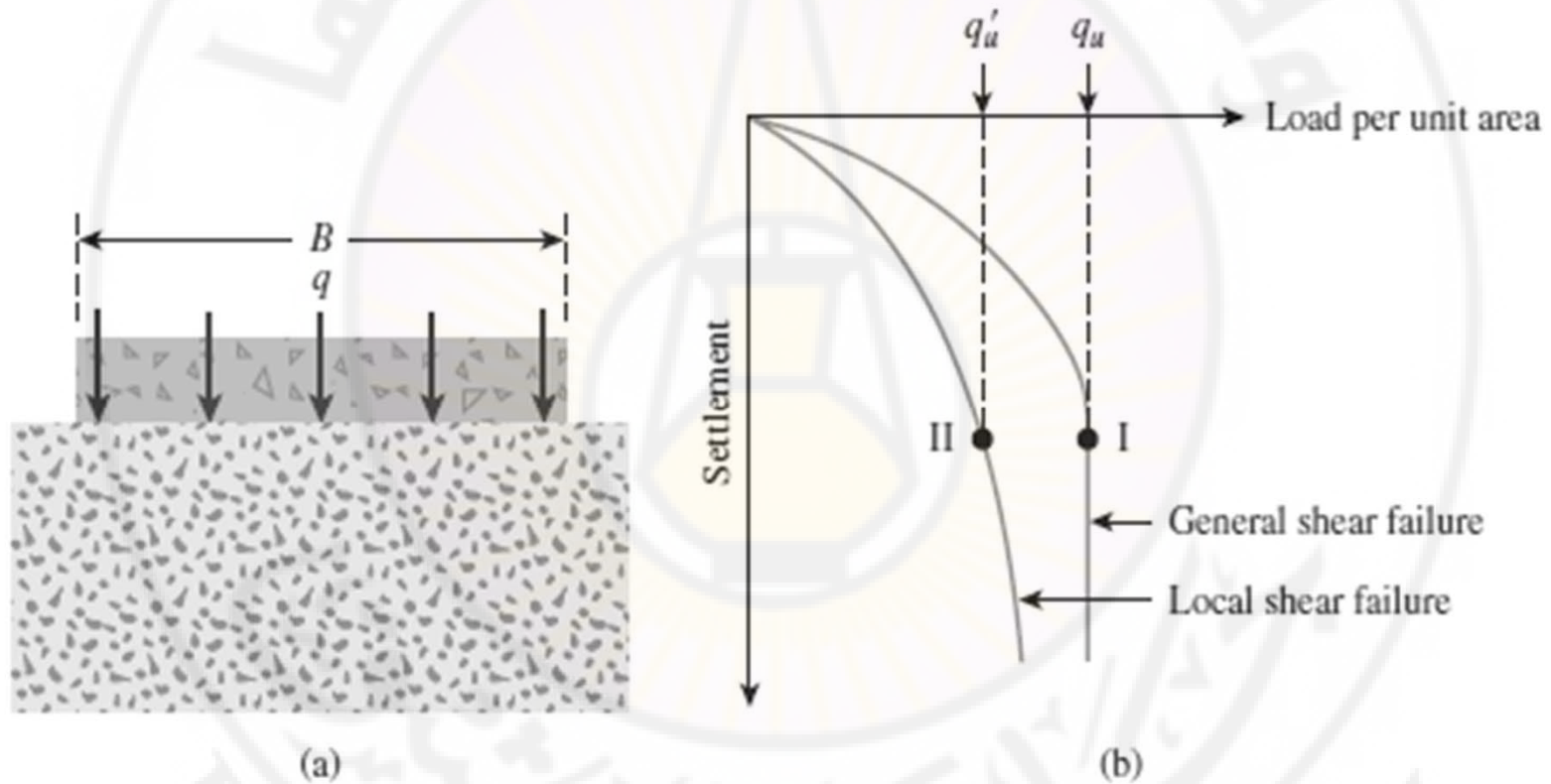
انهيار القص المحلي Local Shear failure: يحدث في التربة قابلة للانضغاط (مثل: رمل متوسط الكثافة أو غضار متوسط القوام) قد يظهر حركة شاقولية قبل ظهور مستويات قص. عندما تصل التربة تحت الأساس إلى مرحلة الخضوع تظهر مستويات القص، ولكنها لا تمتد لسطح الأرض الطبيعية. قد يحدث بعض الانتفاخ مجاور للأساس، الهبوط الذي يحدث يكون عادة المعيار الرئيسي للتصميم. ويبين منحنى الهبوط أنه عندما تساوي الحمولة قيمة محددة $q_{u(1)}$ ، تترافق حركة الأساس مع ارتجاج مفاجئ. تمتد سطوح الانهيار تدريجيا خارج الأساس، الحمولة التي يحدث عندها ذلك هي q_u . بعد هذه النقطة، أي زيادة في الحمولة يرافقه زيادة كبيرة في الهبوط.



انهيار الثقب Punching Shear: في الترب منخفضة قابليتها للانضغاط مثل الرمل المفكك أو الغضار الطري. في هذا الانهيار لا تمتد سطوح الانهيار لسطح التربة الطبيعية. يحدث حركة شاقولية وتبقى سطوح الانزلاق شاقولية مجاورة لجانبي الأساس. لا يظهر انتفاخات على جانبي الأساس. في منحنى الهبوط نلاحظ أن الأساس ينهار عند q_u وبعدها يصبح المنحنى متدرجا وخطيا.

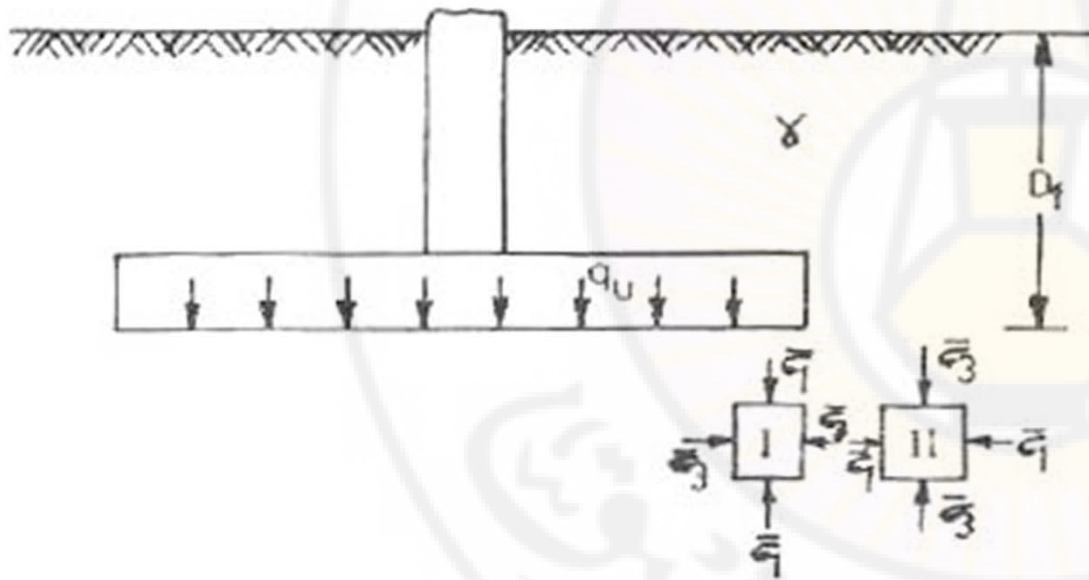


مقارنة بين القص المحلي والقص العام على مخطط الهبوط



تحليل رانكين

اعتبر رانكين Rankine (1885) التوازن اللدن لعنصري تربة متجاورتين، واحدة تحت الأساس والآخر على طرف الأساس مباشرة.



العنصر I تحت الأساس، تكون الاجهادات الشاقولية هي الاجهادات الرئيسية الأعظمية والاجهادات الجانبية

هي الاجهادات الرئيسية الأصغرية.

من أجل العنصر II،

تصبح الاجهادات الجانبية هي الاجهادات الأعظمية

أما الاجهادات الشاقولية فتصبح أصغرية.

إذا وصل ضغط الأساس لقدرة التحمل الحدية q_u ،

يصل العنصر I لحالة التوازن اللدن.

$$\bar{\sigma}_3 = \tan^2(45^\circ - \phi'/2) * \bar{\sigma}_1$$

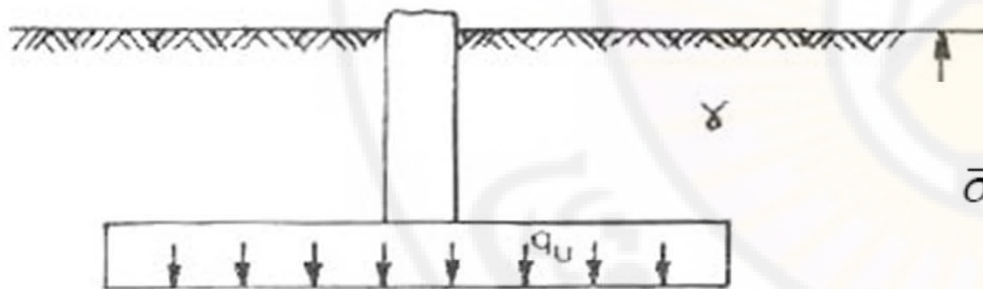
للعنصر I نعوض مايلي

$$\bar{\sigma}_1 = q_u$$

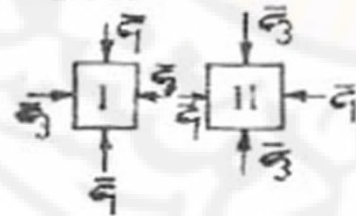
$$\bar{\sigma}_3 = \tan^2(45^\circ - \phi'/2) * q_u \quad (a)$$

وللعنصر II نعوض مايلي:

$$\bar{\sigma}_3 = \gamma * D_f$$



$$\bar{\sigma}_1 = \frac{\bar{\sigma}_3}{\tan^2(45^\circ - \phi'/2)} = \frac{\gamma * D_f}{\tan^2(45^\circ - \phi'/2)} \quad (b)$$



بما أن:

$$\bar{\sigma}_{3(I)} = \bar{\sigma}_{1(II)}$$

من المعادلتين a و b:

$$\tan^2(45^\circ - \phi' / 2) q_u = \frac{\gamma^* D_f}{\tan^2(45^\circ - \phi' / 2)}$$

أو

$$q_u = \gamma^* D_f * \frac{1}{\tan^4(45^\circ - \phi' / 2)}$$

أو

$$q_u = \gamma^* D_f * \tan^4(45^\circ - \phi' / 2) \quad (14 - a)$$

$$q_u = \gamma^* D_f * \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right)^2 \quad (14 - b)$$

المعادلة 14 تعطي قيمة تقريبية لقدرة التحمل الحدية q_u للتربة. حل محلها نظرية ترزاكي وغيرها من النظريات التي أعطت قيمة أكثر منطقية. حيث أن Rankine لم يعتمد التماسك في التربة. ولذلك وفق رانكين قدرة التحمل للتربة بأنها $= 0$ إذا $D_f = 0$.

تستخدم المعادلة التالية لتحديد العمق الأصغري للتأسيس $D_{f(\min)}$. يمكن أن تكتب:

$$(D_f)_{\min} = \frac{q}{\gamma} \left(\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right)^2$$

التربة التي في النطاق | تحت الأساس مباشرة تتعرض لضغط. يمكن ان تنهار التربة فقط إذا انهار النطاق المجاور II. القيمة التقريبية لقدرة تحمل التربة يمكن أن نحصل عليها من الاجهادات في منتصف ارتفاع نطاق الانهيار.

إن ارتفاع نطاق الانهيار هو $(B/2)\tan\alpha'$ حيث α' هي زاوية سطوح الانهيار وتساوي $(45^\circ + \Phi'/2)$. الضغط المسبق عند مستوى التأسيس يساوي γD_f . يسمى هذا الضغط surcharge.

$$q_u = \gamma * D_f \tan^4 \alpha' + \frac{\gamma * B}{4} (\tan^5 \alpha' - \tan \alpha') + 2c'(\tan^3 \alpha' + \tan \alpha')$$

ففي حالة الترب المفككة أي $c'=0$ تصبح المعادلة:

$$q_u = \gamma * D_f * \tan^4 \alpha' + \left(\frac{\gamma * B}{4}\right)(\tan^5 \alpha' - \tan \alpha')$$

وبالتالي دخل تأثير التماسك في حال وجوده.

(b) للترب المتماسكة تماماً

$$\begin{aligned}\phi' &= 0 & c' &= c_u \\ q_u &= \gamma^* D_f + 4c_u \\ q_{nu} &= q_u - \gamma^* D_f = 4c_u\end{aligned}$$

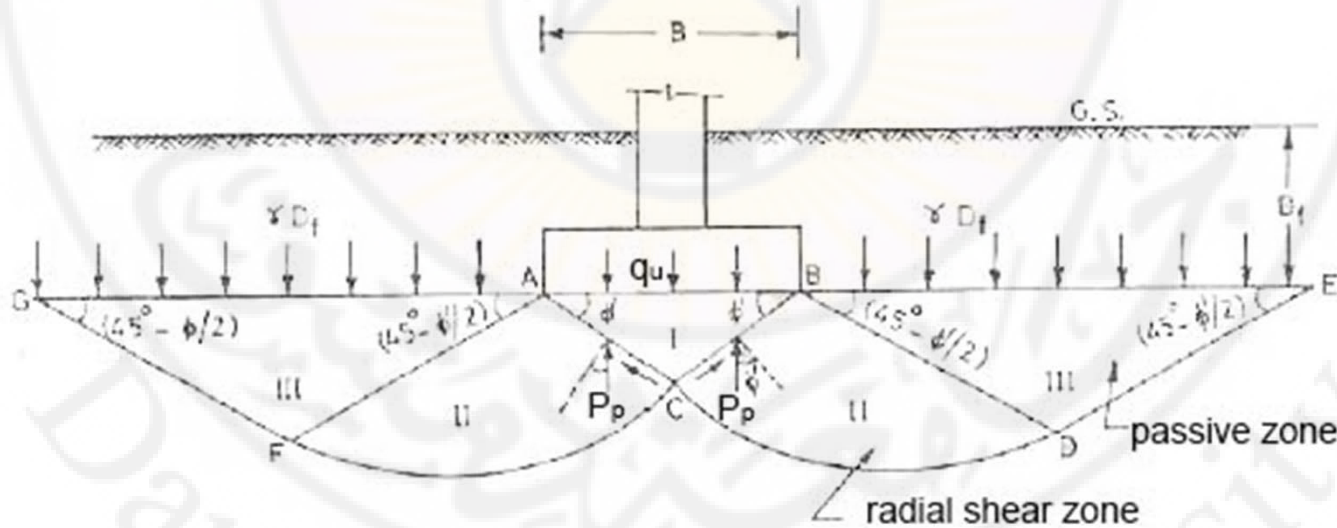
حيث c_u هو التماسك في حالة عدم التصريف

بما أن سطوح الانهيار هي منحنيات وليست خطوط فإن النتائج التي تم الحصول عليها هي تقريبية. إلا أن قدرة التحمل التي تم الحصول عليها تعتبر مقبولة ومنطقية.

تحليل Prandtl براندتل

قدّم براندتل نظرية اختراق الثقب في المعادن. يمكن أن تستخدم هذه النظرية لتحديد قدرة التحمل الحدية للتربة. يعتمد التحليل على افتراض أن الأساس الشريطي المتوضع على الأرض الطبيعية يغرق أو ينغمس شاقوليا للأسفل في التربة عند الانهيار، مثل الثقب.

يبين الشكل نطاقات الانهيار تحت الأساس. تتعرض التربة التي في النطاق I تحت الأساس مباشرة لاجهادات ضغط. عندما ينغمس الأساس، يخلق النطاق I ضغطا على النطاقات الجانبية II و III. النطاقات II يفترض أنها بتوازن لدن. النطاقات III تدفع النطاقات III للأعلى.



باستخدام نظرية اللدونة، طوّر براندتل تعبيراً لقدرة التحمل الحدية للأساس الشريطي، افترض أن الجزء المنحني من سطح الانزلاق على شكل قطع لوغاريتمي. للتربة المتماسكة أي عندما $\Phi=0$ يصبح دائري وأعطى تحليل براندتل المعادلة التالية لقدرة التحمل الحدية:

$$q_u = (\pi + 2) * c_u = 5.14c_u$$

حيث c_u هو التماسك في حالة عدم التصريف

المعادلة تشير إلى أن قدرة التحمل الحدية للتربة المتماسكة غير مرتبطة بعرض الأساس B.

للتربة عديمة التماسك بينت نظرية براندتل أن قدرة التحمل الحدية تزداد مع ازدياد قيمة B.

النظرية صالحة للتطبيق وذلك للأساسات السطحية. للأساسات التي على عمق D_f تحت سطح الأرض الطبيعية، يمكن أن نسمح باستخدامها في حال زيادة قدرة التحمل بمقدار $\gamma * D_f$. وبالتالي قدرة التحمل الحدية للأساس الشريطي على تربة متماسكة تعطى بالعلاقة:

$$q_u = 5.14c_u + \gamma * D_f$$

تحليل ترزاكي

نظرية قدرة التحمل لترزاكي:

قدم ترزاكي (1943) Terzaghi النظرية العامة لقدرة التحمل للتربة تحت الأساسات الشريطية مع الأخذ بعين الاعتبار الافتراضات التالية:

❖ أسفل الأساس خشنا

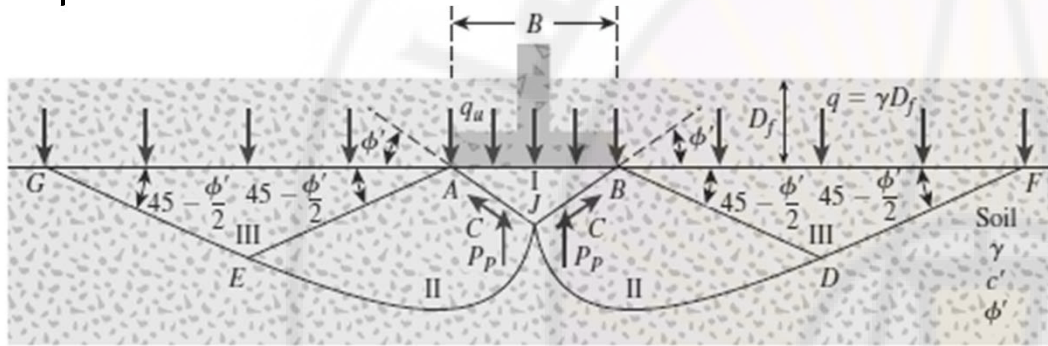
❖ يتوضع الأساس على عمق سطحي أي $D_f \leq B$.

❖ مقاومة القص للتربة فوق نعل الأساس مهمة. تستبدل التربة التي فوق نعل الأساس بضغط متجانس هو γD_f .

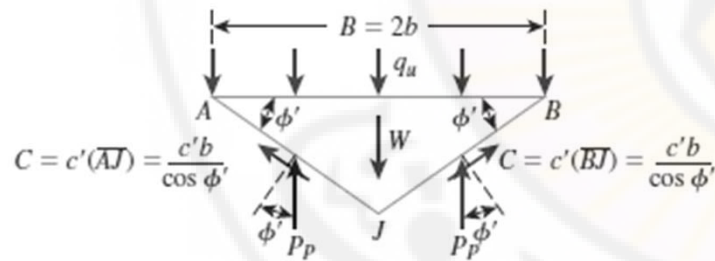
❖ الحمولة على الأساس شاقولية وموزعة بانتظام.

❖ الأساس طويل أي نسبة L/B غير منتهية، حيث B عرض الأساس و L طول الأساس.

❖ تعطى مقاومة القص للتربة بمعادلة مور كولومب.



(a)



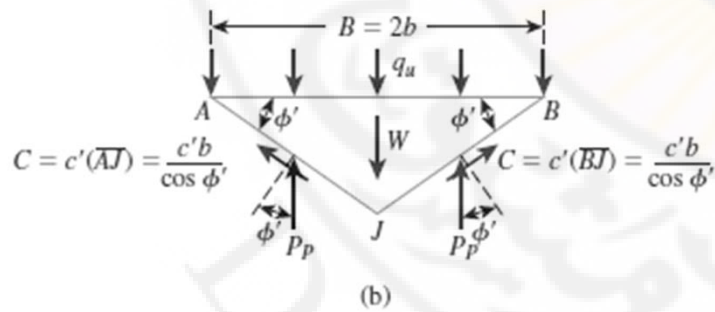
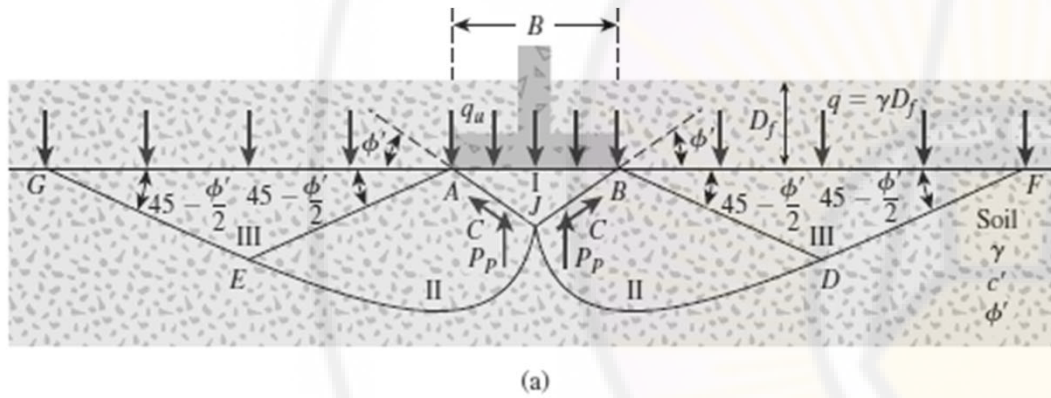
(b)

بما أن قاعدة الأساس خشنة، فالتربة في الجناح ABJ الذي تحت الأساس مباشرة ممنوعة التحرك جانباً كما في الشكل.

التربة في النطاق (I) تبقى في حالة التوازن المرن. تتصرف وكأنها جزء من الأساس نفسه. يفترض أن الزوايا JAB و JBA مساويتان لزاوية الاحتكاك ϕ' للتربة.

الحواف المائلة AJ و BJ للجناح JBA تحمل نطاقي القص الشعاعي JBD و JAE (النطاق II). المنحنيين JD و JE هما أقواس الحلزون اللوغارتمي. المثلثان BDF و AEG هما نطاقي Rankine السلبية (النطاق III). يتصرف الضغط الزائد $q = \gamma * D_f$ على نطاق رانكين السلبى.

(1) نطاقات الانهيار لا تتجاوز المستويات الأفقية AB للأساس. بمعنى آخر، مقاومة القص للتربة المتوضعة فوق نعل الأساس مهمة ويؤخذ تأثير التربة فقط الحمولة الإضافية المساوية $\gamma * D_f$. بسبب هذا الفرض، نظرية ترزاكي صالحة فقط للأساسات السطحية حيث $D_f \leq B$ وحيث يكون $\gamma * D_f$ صغيراً نسبياً.



(2) شروط التحميل مشابهة لتلك التي تتواجد على الجدران الاستنادية تحت تأثير الضغط السلبي.

يحدث الانهيار عندما يكون

الضغط الناشئ عن الحمولات

المتجه نحو الأسفل للتربة المجاورة

للسطحين المائلين JA و JB

لجناح التربة مساوية للضغط للأعلى.

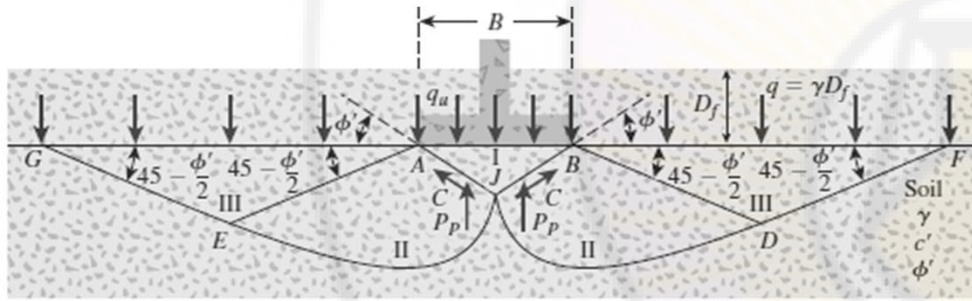
القوى المتجهة للأسفل الناشئة عن الحمولات تساوي $q_u * B$ ووزن الجناح يساوي $\frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi'$.

القوى المطبقة نحو الأعلى هي المركبات الشاقولية لمحصلة الضغط السلبي P_p والتماسك c' المتواجد على طول السطوح المائلة. بما أن محصلة الضغط السلبي مائلة بزاوية ϕ' عن النازم على سطح الجناح، فهي شاقولية.

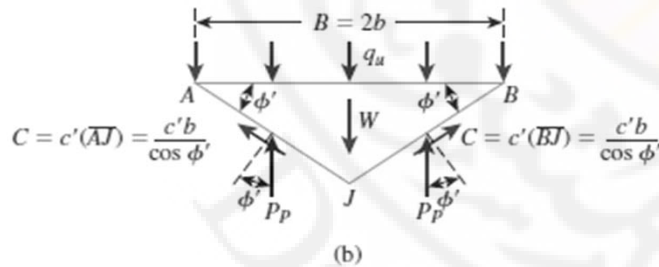
ومنه من خلال معادلة التوازن

بالاتجاه الشاقولي لدينا:

$$\frac{1}{4} \gamma * B^2 \tan \phi' + q_u * B = 2P_p + 2c' * L_i \sin \phi'$$



(a)



(b)

حيث L_i هو طول السطح المائل $CB = (B/2)/\cos\Phi'$

ومنه يكون:

$$q_u * B = 2P_p + B * c' * \tan \phi' - \frac{1}{4} \gamma * B^2 \tan \phi' \quad (a)$$

إن محصلة الضغط السلبي P_p على السطح CB و JA تتكون من المركبات الثلاث التالية:

المركبة $(P_p)_\gamma$ التي تنتج عن وزن نطاق القص $BJDF$ ، بفرض أن التربة غير متماسكة أي $(c'=0)$ وبإهمال الحمولة الإضافية q .

المركبة $(P_p)_c$ التي تنتج من المركبة c' للتربة، بفرض أن التربة بدون وزن أي $(\gamma=0)$ ونهمل الحمولة الإضافية q .

المركبة $(P_p)_q$ التي تنتج عن الحمولة الإضافية q بفرض أن التربة غير متماسكة وأنها بدون وزن أي $(\gamma=0, c'=0)$.

المركبات الثلاث $(P_p)_\gamma, (P_p)_c, (P_p)_q$ تم الحصول عليها بفرض عدة سطوح انهيار. بالرغم من اختلاف سطوح الانهيار عن السطح الفعلي بوجود التماسك والوزن الذاتي للتربة والحمولة الإضافية فإنه يمكن جمع هذه المركبات وبالتالي فإن محصلة الضغط السلبي P_p تؤخذ مساوية لمجموع المركبات الثلاث.

من المعادلة a نعوض:

$$q_u * B = 2[(P_p)_\gamma + (P_p)_c + (P_p)_q] + B * c' * \tan \phi' - \frac{1}{4} \gamma * B^2 \tan \phi'$$

$$2(P_p)_\gamma - \frac{1}{4} \gamma * B^2 \tan \phi' = B * \frac{1}{2} * B * \gamma * N_\gamma$$

$$2(P_p)_c + B * c' * \tan \phi' = B * c' * N_c$$

$$2(P_p)_q = B * \gamma * D_f * N_q$$

$$q_u * B = B * c' * N_c + B * \gamma * D_f * N_q + B * \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_u = c' * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_u = c' * N_c + q_0 * N_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma$$

Soil Mechanics-Theoretical
Third Year- Lec. (2)

Dr. MAIASA MLHEM

TERZAGHI EQUATIONS

Strip foundation ($B/L=0$); $q_u = c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma$

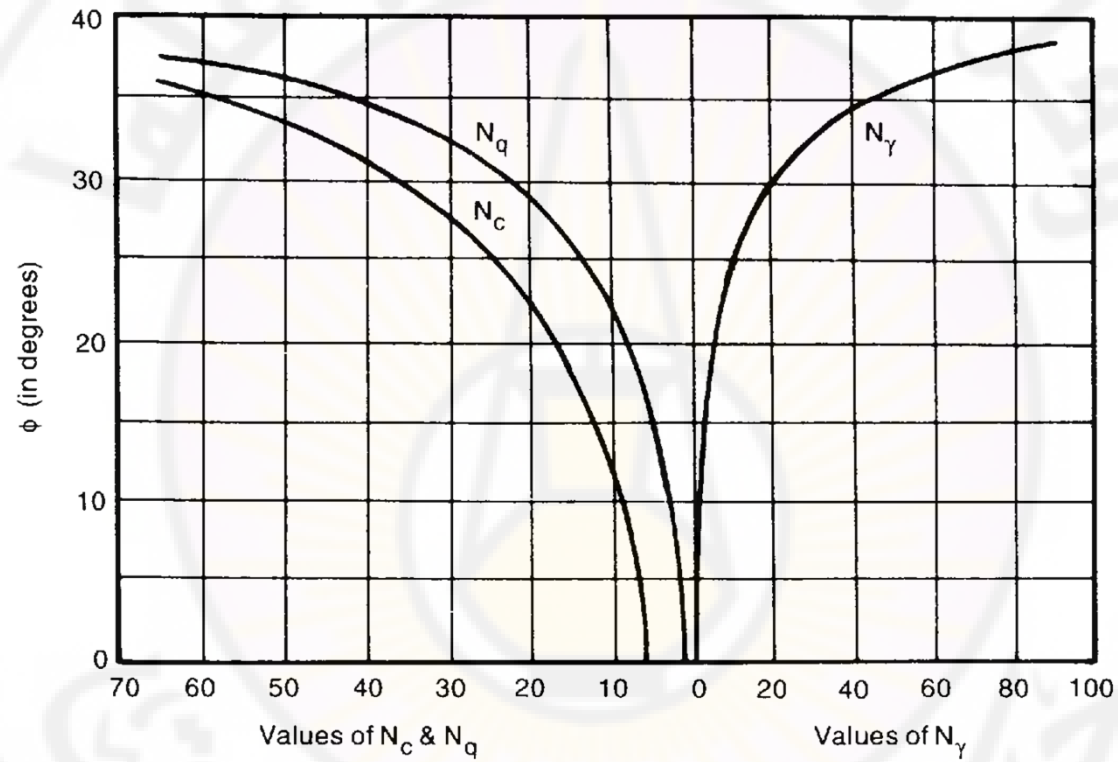
Square foundation $q_u = 1.3 * c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.4 * \gamma * B * N_\gamma$

Circular foundation $q_u = 1.3 * c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.3 * \gamma * B * N_\gamma$

$\phi > 36^\circ \Rightarrow$ *general shear failure*

$29^\circ < \phi < 36^\circ \Rightarrow$ *combined shear failure*

$\phi < 29^\circ \Rightarrow$ *local shear failure* $\Rightarrow c' = \frac{2}{3}c, \phi' = \arctan(\frac{2}{3} \tan \phi')$



ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_c	5.7	7.3	9.6	12.9	17.7	25.1	37.2	57.8	95.7	172
N_q	1.0	1.6	2.7	4.4	7.4	12.7	22.5	41.4	81.3	173
N_y	0.0	0.5	1.2	2.5	5.0	9.7	19.7	42.4	100	298

معادلات Meyerhof:

طور مايرهوف معادلات قدرة تحمل التربة كتوسيع لمفهوم ترزافي للتربة التي فوق نعل الأساس للأساسات السطحية والعميقة.

تم أخذ بعين الاعتبار شكل الأساس، ميلان الحمولة المطبقة وعمق التأسيس ضمن عوامل s, i, d .

لأساس مستطيل حيث $L > B$ وحمولة مائلة:

$$q_u = c'N_c s_c i_c d_c + \gamma * D * N_q * s_q * i_q * d_q + 0.5 * B * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * d_\gamma$$

للحمولة الشاقولية : $i_c = i_q = i_\gamma = 1$ يكون

$$q_u = c'N_c s_c d_c + \gamma * D * N_q * s_q * d_q + 0.5 * B * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 * (B / L) \tan^2(45^\circ + \phi' / 2), \quad s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 * (B / L) \tan^2(45 + \phi' / 2)$$

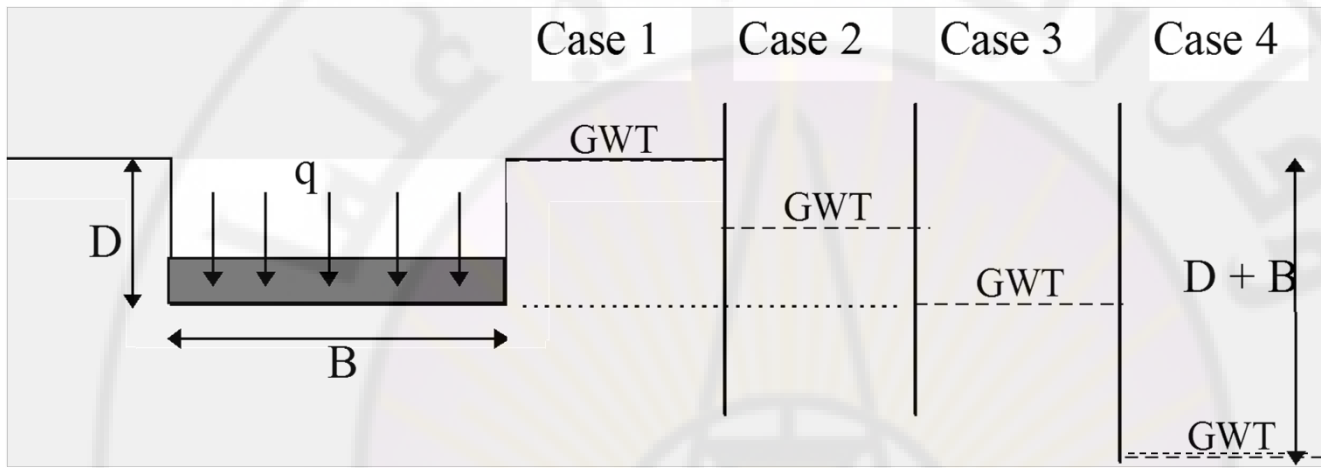
للتربة c_u ، $\Phi_u = 0$ يكون $s_q = s_\gamma = 1$.

$$i_c = i_q = (1 - \alpha^\circ / 90^\circ), \quad i_\gamma = (1 - \alpha / \phi')^2$$

للتربة c_u ، $\Phi_u = 0$ يكون $i_\gamma = 1$

$$d_c = 1 + 0.2 * (D / B) \tan(45^\circ + \phi' / 2), \quad d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 * (D / B) \tan(45 + \phi' / 2)$$

للتربة c_u ، $\Phi_u = 0$ يكون $d_q = d_\gamma = 1$



تأثير المياه
الجوفية

طريقة 1

Case 1: use γ' for the $\gamma D N_q$ and $\frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$ terms

جانب الأساس

تحت الأساس

Case 2: for the $\gamma D N_q = \sigma' N_q$ term

calculate the effective stress at the depth of the footing

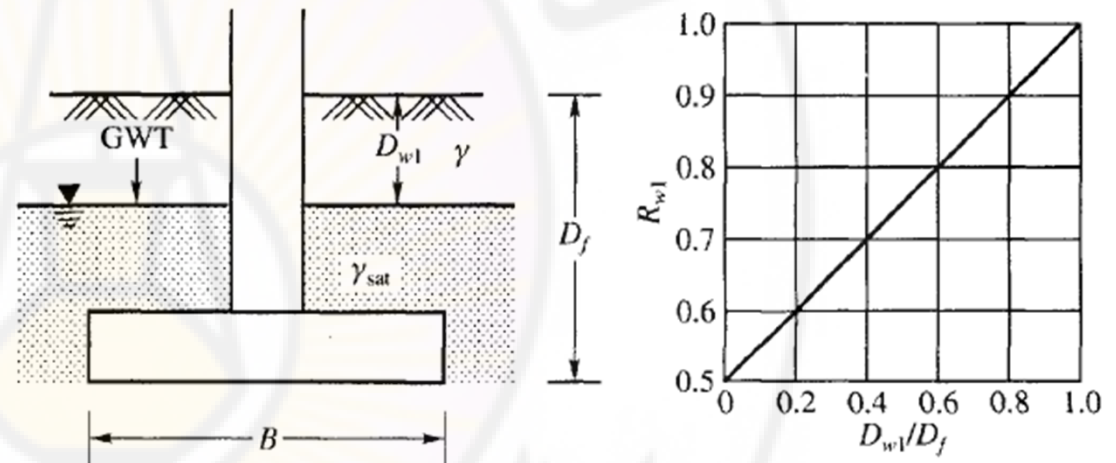
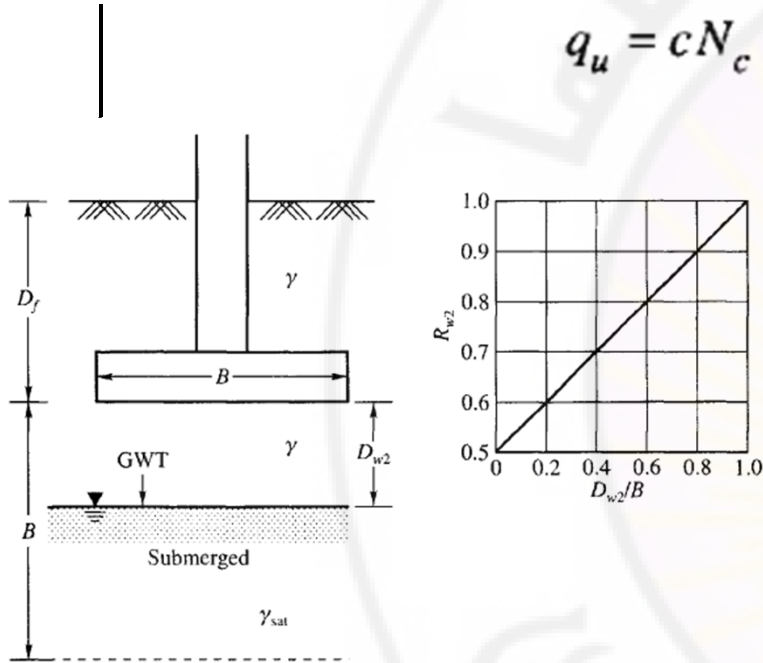
$\sigma' = \sigma - u = \gamma D - \gamma_w h_w$, and for the $\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ use γ' .

Case 3: use γ for the $\gamma D N_q$ term, and use γ' for the $\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ term.

Case 4: use γ for the $\gamma D N_q$ and $\frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$ terms.

طريقة 2 لحساب تأثير المياه الجوفية

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q R_{w1} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma R_{w2}$$



منسوب المياه الجوفية أعلى من الأساس

منسوب المياه الجوفية تحت الأساس
ولكن ضمن عمق يساوي عرض
الأساس

طريقة 3 لحساب تأثير المياه الجوفية

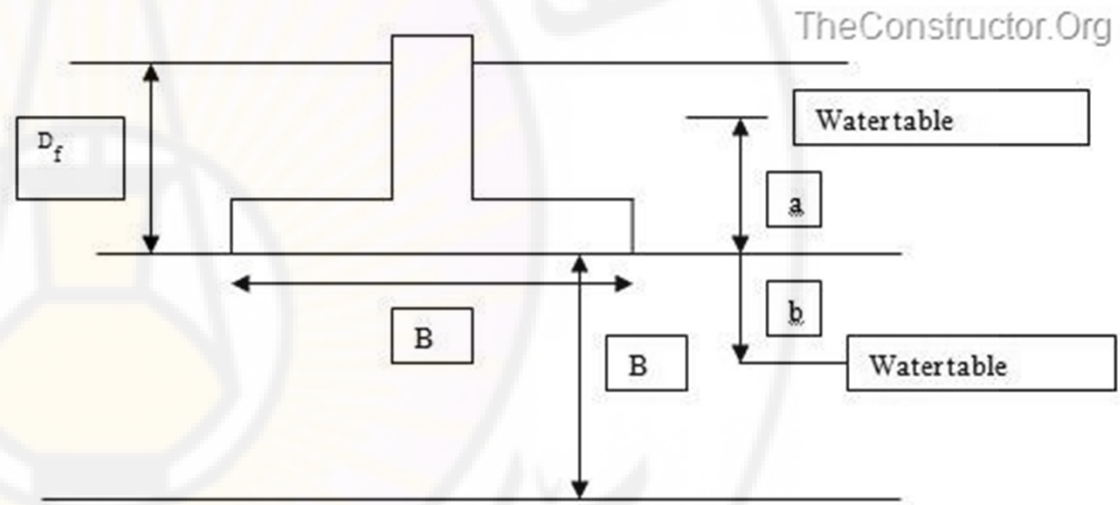
$$q_u = c * N_c + \gamma * D_f * N_q * R_{w1} + 0.5 * B * \gamma * N_\gamma * R_{w2}$$

عندما تكون المياه الجوفية تحت نعل الأساس

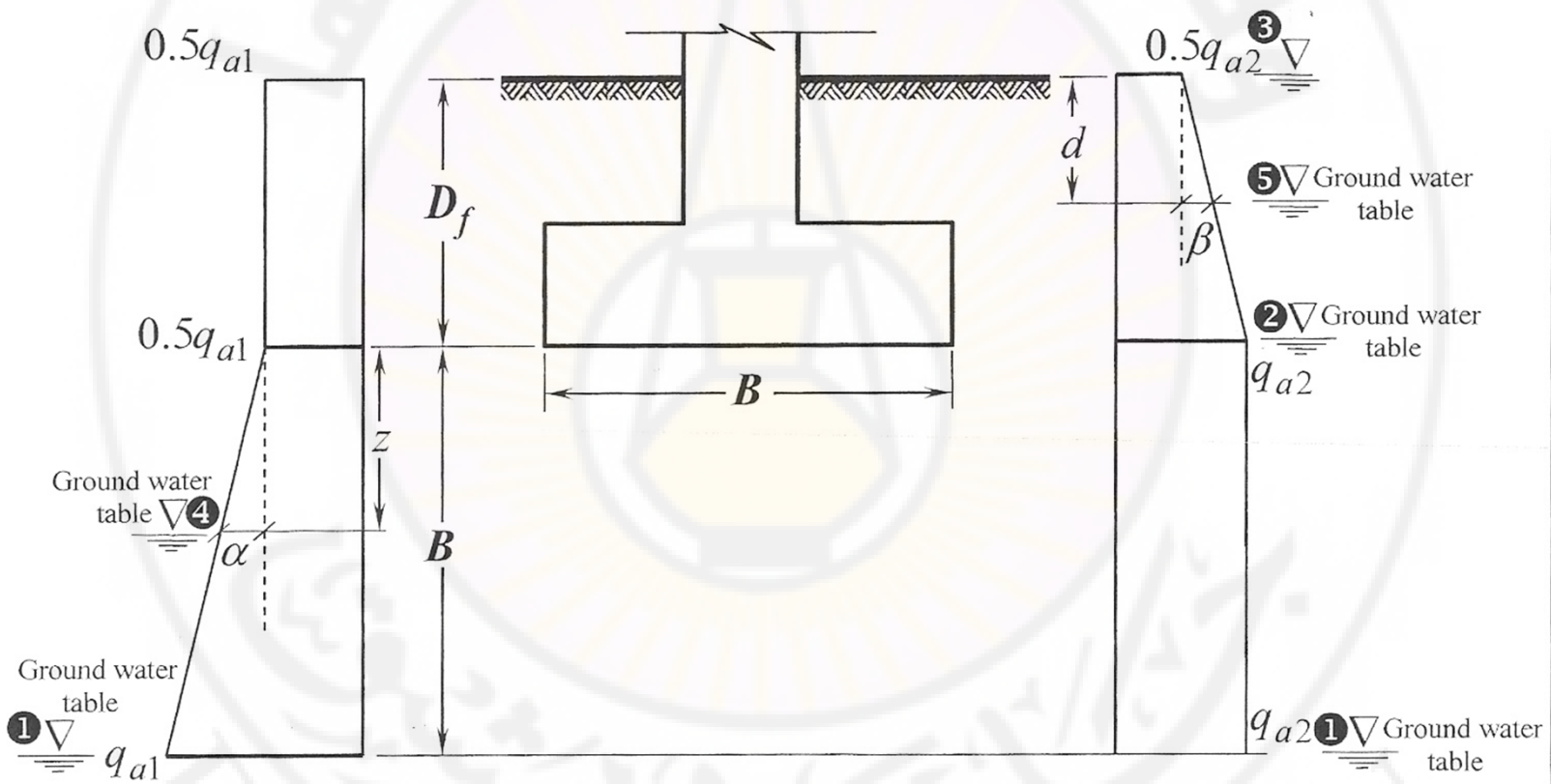
$$R_{w2} = 0.5 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right) \leq 1$$

عندما تكون المياه الجوفية فوق نعل الأساس

$$R_{w1} = 1 - 0.5 \left(\frac{a}{D_f} \right) \leq 1$$



طريقة 4 لحساب تأثير المياه الجوفية



الأساس:

الأساس هو جزء من المنشأة التي تنقل الوزن من المنشأ إلى التربة. وبالتالي فإن الأساسات هي الرابط بين المنشأ والتربة. إن وظيفة الأساس توزيع الحمولات على مساحة كبيرة. تصمم الأساسات:

بحيث أن (1) التربة لا تنهار بالقص وأن (2) الهبوط ضمن الحدود الآمنة. الضغط الذي يمكن للتربة أن تتحمله بأمان يعرف بأنه ضغط التحمل المسموح allowable Bearing Pressure. سوف نقوم بتحديد هذا الضغط.

المصطلحات

قدرة التحمل الحدية Ultimate Bearing Capacity: (q_u)

هو الضغط الكلي عند نعل الأساس حيث التربة تنهار بالقص.

قدرة التحمل الصافية Net Ultimate Bearing Capacity: (q_{nu})

هي الزيادة الصافية في الضغط عند نعل الأساس التي تسبب انهيار القص للتربة. وتساوي الضغط الكلي gross مطروحا منه الضغط المطبق أي يساوي:

$$q_{nu} = q_u - \gamma * D_f$$

حيث:

q_u قدرة التحمل الحدية (gross)، γ الوزن الحجمي للتربة، D_f عمق التأسيس ويجب ملاحظة أن الضغط المسبق يكون موجودا قبل تنفيذ الأساس

قدرة التحمل الآمنة الصافية (q_{ns}) Net Safe Bearing Capacity

هي ضغط التربة الصافي الذي يمكن تطبيقه بشكل آمن على التربة باعتبار انهيار القص فقط. ويحسب من العلاقة:

$$q_{ns} = q_{nu} / F.S.$$

قدرة التحمل الآمنة الكلية (q_s) Gross Safe Bearing Capacity

هي الضغط الأعظمي الكلي الذي يمكن أن تتحمله التربة بأمان بدون حدوث انهيار القص. ويحسب من العلاقة:

$$q_s = q_{ns} + \gamma * D_f$$

أو

$$q_s = (q_{nu} / F.S.) + \gamma * D_f \quad (*)$$

$$q_s = q_u / F.S. = (q_{nu} + \gamma * D_f) / F.S. = q_{nu} / F.S. + \gamma * D_f / F.S.$$

بما أن $\gamma * D_f$ قيمة مضافة كلياً فليس من المنطق أن نقسمها على عامل أمان ولذلك نتبع المعادلة (*) لحساب الضغط الأمان الكلي q_s .

ضغط الهبوط الأمان الصافي (q_{np}): Net Safe Settlement Pressure

وهو الضغط الصافي الذي يمكن أن تتحمله التربة بدون أن يحدث هبوطاً يزيد عن الهبوط المسموح. يتراوح الهبوط المسموح من 25mm إلى 40mm للأساسات المنفردة.

ضغط التحمل المسموح الصافي (q_{na}): Net Allowable Bearing Pressure

هو ضغط التحمل الصافي الذي يمكن أن نستخدمه لتصميم الأساسات. وفقاً لمتطلبات التصميم يجب أن لا يحدث انهيار قص وأن يكون الهبوط ضمن الحدود المسموحة، وبالتالي ضغط التحمل المسموح هو الأصغر من قيمتي قدرة التحمل الأمانة الصافية q_{ns} و ضغط الهبوط الأمان الصافي q_{np} أي:

$$q_{na} = q_{ns} \quad \text{if} \quad q_{np} > q_{ns}$$

$$q_{na} = q_{np} \quad \text{if} \quad q_{ns} > q_{np}$$

ضغط التحمل المسموح الصافي يعرف بأنه ضغط التربة المسموح أو ضغط التحمل المسموح أو قدرة التحمل المسموحة.

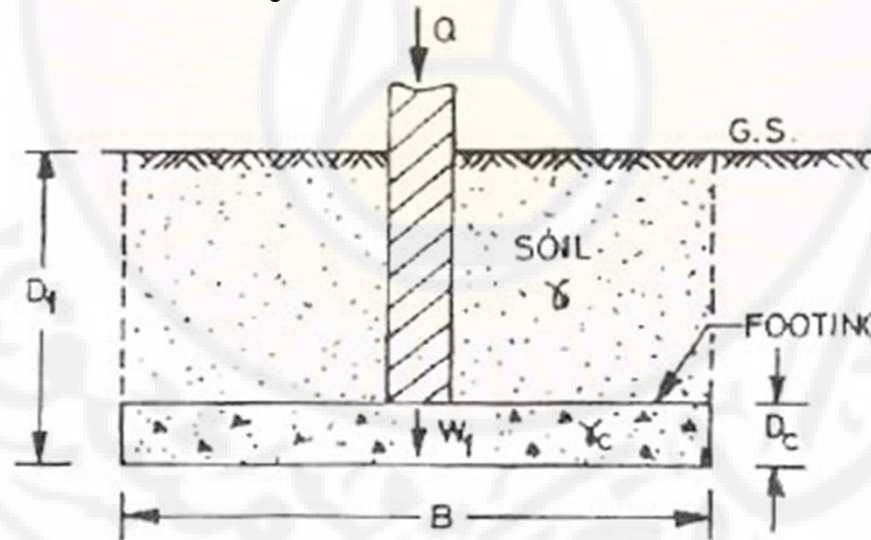
الضغط الكلي والصافي للأساس :Gross & Net Footing Pressures

يحسب كما يلي:

الأساس مردوم:

يبين الشكل 1، إذا تعرض الأساس لحمولة Q . وكان وزن الأساس والتربة التي فوقه W_f فإن الضغط الكلي للأساس يعطى بالعلاقة:

$$q_g = (Q + W_f) / A \quad (2)$$



حيث A مساحة الأساس.

$$q_g = \frac{Q}{A} + \frac{(D_c \gamma_c)A}{A} + \frac{(D_f - D_c) \gamma A}{A} \quad (3)$$

يمكن ان نكتب المعادلة 2 كما يلي:

حيث γ_c الوزن الحجمي للبيتون ، D_c سماكة الأساس ، γ الوزن الحجمي للتربة، Q الحمولة المطبقة.

ضغط الأساس الصافي يساوي ضغط الأساس الكلي مطروحا منه الضغط المطبق ومنه:

$$q_n = \frac{Q}{A} + \frac{(D_c \gamma_c)A}{A} + \frac{(D_f - D_c) \gamma A}{A} - \gamma D_f$$

$$q_n = \frac{Q}{A} + (\gamma_c - \gamma) D_c \quad (5)$$

بتعويض قيمة q_g من المعادلة 3 يكون لدينا:

إذا أهملنا الفرق بين الوزن الحجمي للبيتون (الذي تقريبا هو 24 kN/m^3) والوزن الحجمي للتربة (الذي هو تقريبا 20 kN/m^3) فتصبح المعادلة 5 كما يلي:

$$q_n = Q/A \quad (6)$$

وبالتالي يكون ضغط الأساس الصافي q_n مساويا للحمولة مقسمة على المساحة A .

للتصميم الآمن، ضغط الأساس الصافي q_n يجب أن يكون مساويا أو أقل من ضغط التحمل المسموح الصافي أي:

$$q_n \leq q_{na} \quad \text{أو}$$

$$Q/A \leq q_{na} \quad (7)$$

(2) الأساس غير مردوم:

إذا كان الأساس تحت قبو كما في الشكل 2 فهو غير مردوم.

لهذه الأساسات يعطى الضغط الكلي كما يلي:

$$q_g = \frac{Q}{A} + D_c \gamma_c + t_f \gamma_c \quad (8)$$

حيث t_f سماكة أرضية القبو
ويكون ضغط الأساس الصافي

$$q_n = q_g - \gamma D_f$$

أو

$$q_n = \left[\frac{Q}{A} + D_c \gamma_c + t_f \gamma_c \right] - \gamma D_f \quad (9)$$

بما أن D_c و t_f صغيرة مقارنة بعمق التأسيس D_f يمكن إهمال الحد الثاني والثالث في المعادلة 9 وتصبح :

$$q_n = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \quad (10)$$

للتصميم الآمن، يجب أن يكون ضغط الأساس الصافي مساوياً أو أقل من ضغط التحمل المسموح الصافي أي:

$$q_n \leq q_{na} \text{ أو بتعبير آخر}$$

$$\frac{Q}{A} - \gamma D_f \leq q_{na} \quad (11)$$

$$\frac{Q}{A} \leq q_{na} + \gamma D_f \quad (12)$$

بمقارنة المعادلة (7) مع المعادلة (12) ، يلاحظ أن قدرة تحمل الأساس للحمولة تتزايد إذا لم يكن الأساس مردوم. ضغط الأساس الصافي سيتناقص للصفر إذا أصبحت المعادلة (10) كما يلي:

$$\frac{Q}{A} = \gamma D_f \quad (13)$$

هذا هو المبدأ بالحصيرة حيث يكون الضغط المطبق يساوي رد فعل التربة.

يجب التفريق بين q_n وضغط التحمل المسموح q_{na} .

ضغط الأساس يعتمد على الحمولة Q المطبقة على الأساس، بينما ضغط التحمل المسموح يعتمد على قدرة تحمل الأساس والهبوط المسموح.

ضغط التحمل المسموح هو تابع لنوع التربة والأساس.

تستخدم المعادلة (7) في تحديد مساحة الأساس إذا كان مردوما والمعادلة (12) إذا لم تكن مردومة.

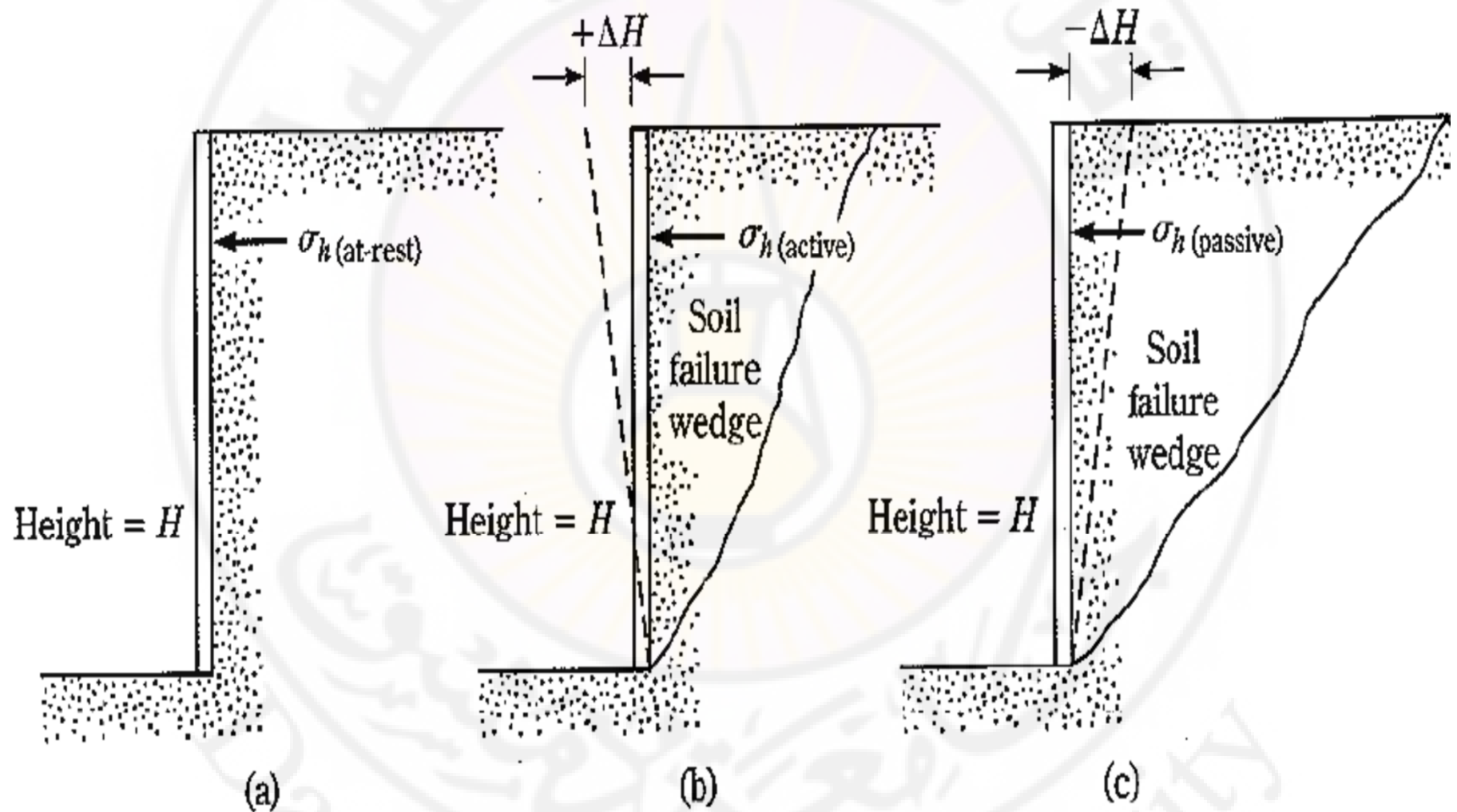
Soil Mechanics-Theoretical
Third Year- Lec. (3)

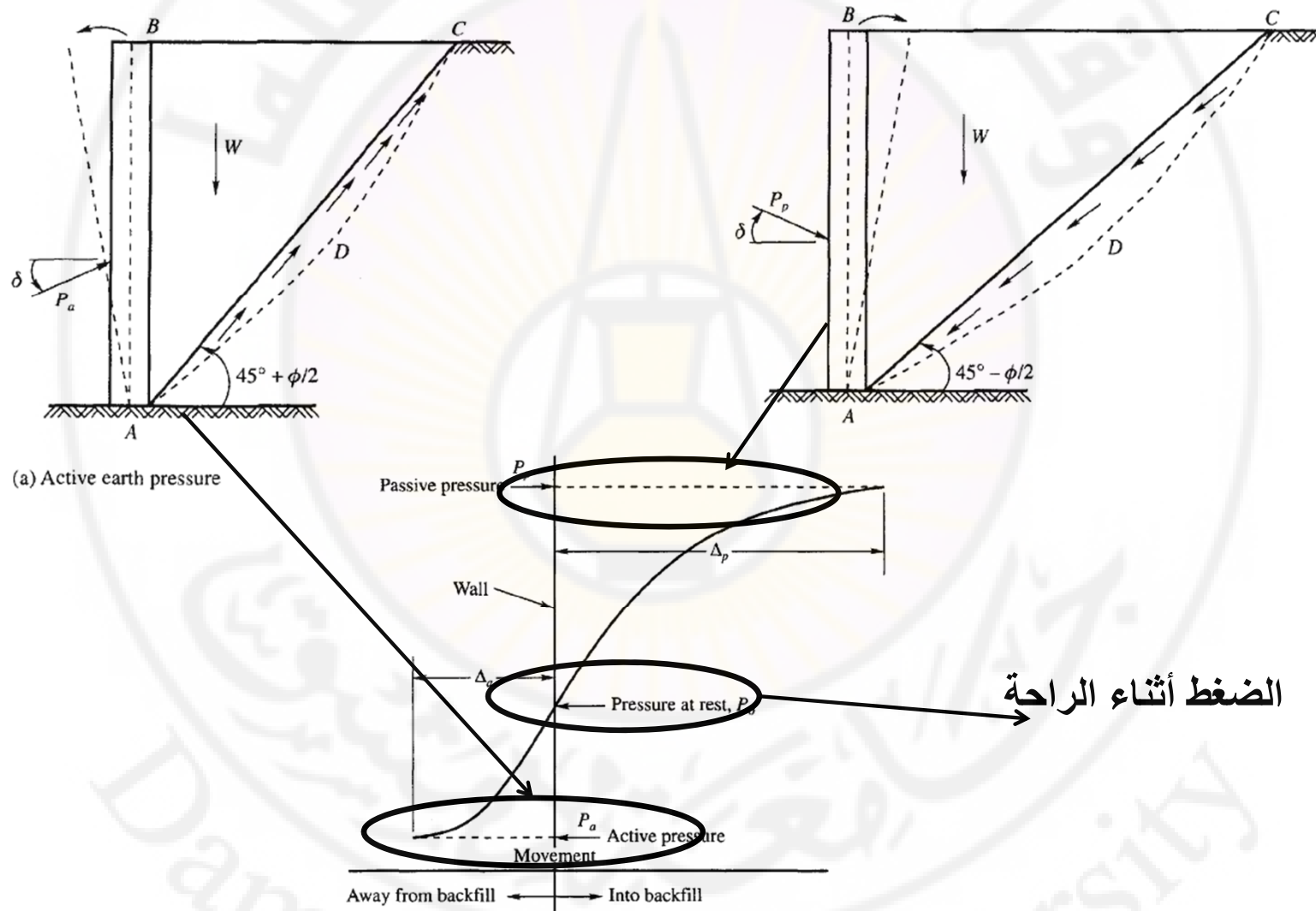
Dr. MAIASA MLHEM

الضغط الجانبي

مقدمة:

- ❖ الجدار الاستنادي هو منشأة تدعم التربة ذات الواجهة الشاقولية أو شبه الشاقولية ويستخدم لتقبل التغيرات الرئيسية في مستوى الأرض الطبيعية.
- ❖ إن محصلة القوى الأفقية من التربة على الجدار تعرف بأنها: **ضغط التربة الجانبي**.
- ❖ في تقييم قيمة وتوزيع ضغط التربة الجانبي، نعتبر أن التربة خلف الجدار على حد الانهيار وأنها تخضع لمعيار تريسكا أو موركولومب للانهيار.
- ❖ يحدث الانهيار في الردم بميكانيكيتين تعتمد على اتجاه انزياح الجدار.
- إذا كان انزياح الجدار عن التربة المردومة فإن الانهيار الناتج يدعى **ايجابي**.
- الانهيار **السلبي** يحدث إذا كان الجدار يتحرك تجاه الردم حتى يحصل الانزياح الحدي.
- عندما لا يحدث انزياح للجدار، فإننا نسمي ضغط التربة الجانبي **عند الراحة** و يقدر من التوازن المرن أو القياسات الحقلية.
- بشكل عام هناك نظريات أساسية تستخدم لتقدير الضغط الجانبي للتربة.





طريقة Rankine و Terzaghi و Peck:

نظرية Rankine تفترض الجدار طويل وأملس السطح وشاقولي وبذلك يزداد الضغط الجانبي بشكل خطي مع العمق. هذا التحليل، بالرغم من أنه مناسب، إلا أنه يفرض حدوداً للاستخدام حيث لا يصلح لكل الحالات الموجودة.

من أجل جدار باحتكاك مناسب أو إذا كان هناك سطح تربة غير منتظم، يطبق تحليل الجناح التابع لكولومب بالتوافق مع المخططات الناتجة عن (Terzaghi & Peck (1967).

في هذه الطريقة توزع الضغط الجانبي الفعلي لا يحدد ولكن، بالاعتماد على البيانات التجريبية، يحدد موقع محصلة هذا الضغط. إلا أنه، للجدران الطويلة الاحتكاكية مثل الصفائح الوتدية، تطبق نظرية Rankine باستخدام معامل ضغط التربة الذي نحصل عليه من تحليل جناح Coulomb.

ضغط التربة أثناء الراحة:

معامل ضغط التربة أثناء الراحة:

إن قيمة الضغط الجانبي يعتمد على:

(1) نوع الجدار، (2) مقدار انزياح الجدار، (3) نوع الردم الترابي، (4) ظروف التصريف خلف الجدار، (5) مقدار الحمولة الخارجية المطبقة على السطح.

عند عدم وجود أي تمدد جانبي أو ضغط جانبي للتربة، تعرف الحالة الاجهادية ضمن التربة بأنها **أثناء الراحة**. وبما أن الاجهاد ثنائي البعد المتوضع مباشرة خلف الجدار الاستنادي غير محدد وبما أنه فقط الاجهاد الفعال الشاقولي يكن أن يحدد في حالات بسيطة، فإن في نصف الفراغ الاجهاد الفعال الشاقولي على عمق z يحدد بالمعادلة:

حيث γ الوزن الحجمي للتربة و u الضغط المسامي على العمق z .

للتربة المرنة الايزوتروبية المتجانسة والتي تشوهها الجانبي يساوي الصفر

الاجهاد الجانبي σ'_x يعبر عنه بالمعادلة:

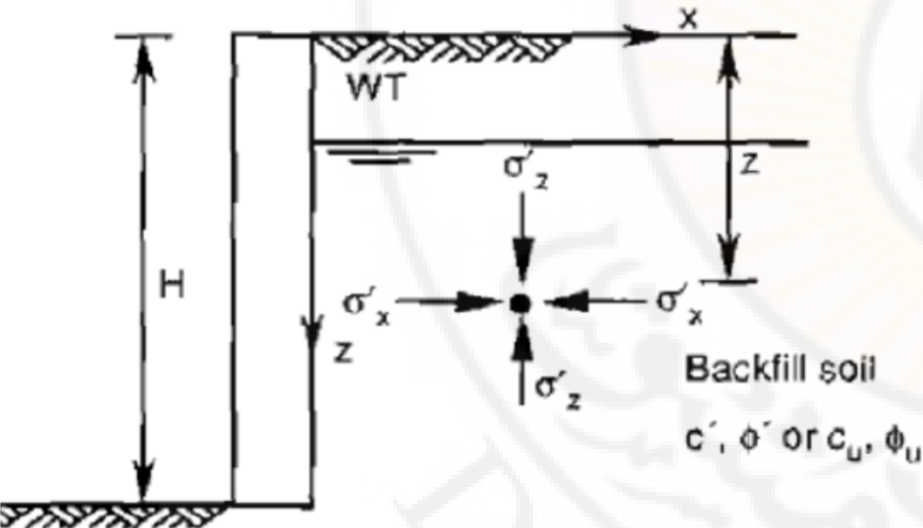
$$\sigma'_x = \frac{\mu}{1-\mu} * \sigma'_z = k_0 * \sigma'_z \quad (3.1)$$

μ هي نسبة بواسون

K_0 معامل ضغط التربة في ظروف الراحة.

المعادلة 3.1 تبين أن التشوه المحوري ϵ_x و $\epsilon_y = 0$.

الشكل 1: الحالة الاجهادية للتربة خلف الجدار الاستنادي



مقدار k_0 تتغير من 0.42 إلى 0.66 وذلك حسب نوع التربة، درجة ارتصاصها، خواص لدونتها، ودرجة اضطرابها (Bishop, 1958).

للترب المنضغطة طبيعياً التي تماسكها يكون صفر خلال القص المصرف، قيمة k_0 تحسب من المعادلة العامة التالية (Jaky, 1948):

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \quad (3.2)$$

للترب overconsolidated قيمة k_0 أعلى من المعطاة في المعادلة 3.2.

$$\frac{k_{0,OCR}}{k_{0,NC}} = (OCR)^n \quad (3.3)$$

اقترح Alpan (1967) العلاقة التالية:

حيث OCR نسبة overconsolidating و n رقم يعتمد على خواص لدونة التربة. أعطى Wroth & Houlsby (195) قيمة $n=0.42$ للتربة ذات قرينة اللدونة $PI \leq 40\%$ ، و $n=0.32$ للترب عالية اللدونة $PI > 40\%$.

بعد تحليل لعدة بيانات فرض Mayne & Kulhawy (1982) أن $n = \sin \Phi'$ لذلك يكون:

$$k_{0(OCR)} = (1 - \sin \phi')(OCR)^{\sin \phi'} \quad (3.4)$$

القياسات الحقلية المستخدمة لتحديد k_0 تتضمن استخدام القياسات الحقلية SPT و CPT التي تعطي علاقات تجريبية ولكن هناك تبعثر واسع في النتائج، بشكل خاص للغضاريات الطرية (Kulhawy et al. 1989).

نظرية رانكين لضغط التربة الايجابي والسلبي:

مفهوم حالتى الاجهاد السلبي والايجابى وانزياح الجدار:

نظرية رانكين لضغوط التربة السلبية والايجابية تتطلب جدار أملس وتفرض توزيع خطي لضغط التربة الجانبي.

تحليل Coulomb كان نقطة تحول في حساب محصلة الضغط

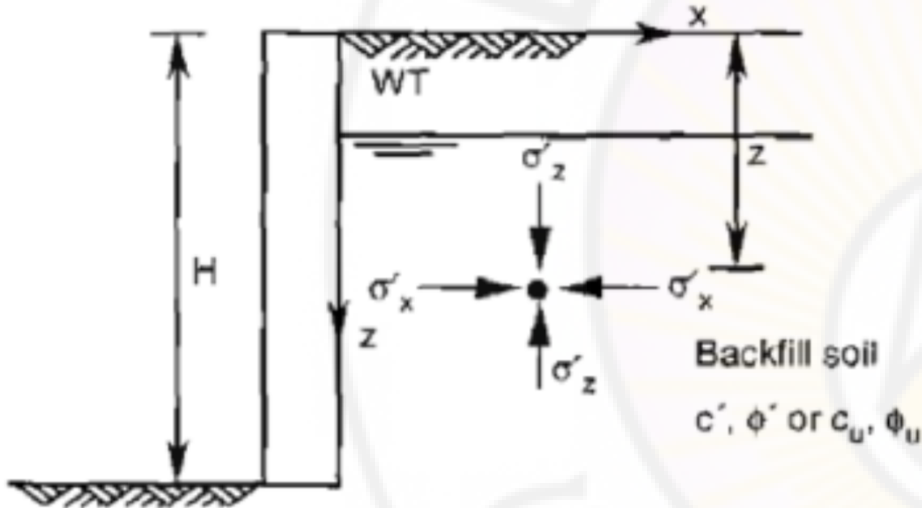
الجانبي وتحديد نقطة تطبيقها خلف الجدار الاحتكاكي (Peck, 1990).

نعتبر الجدار الاستنادي المبين في الشكل 1، أنه يتعرض لازاحة أفقية

بعيدة عن التربة المحجوزة. هذه الازاحة تسبب تشوها كبيراً ضمن

التربة المحجوزة حيث الحجم المتأثر من التربة يتعلق بارتفاع الجدار

الاستنادي.



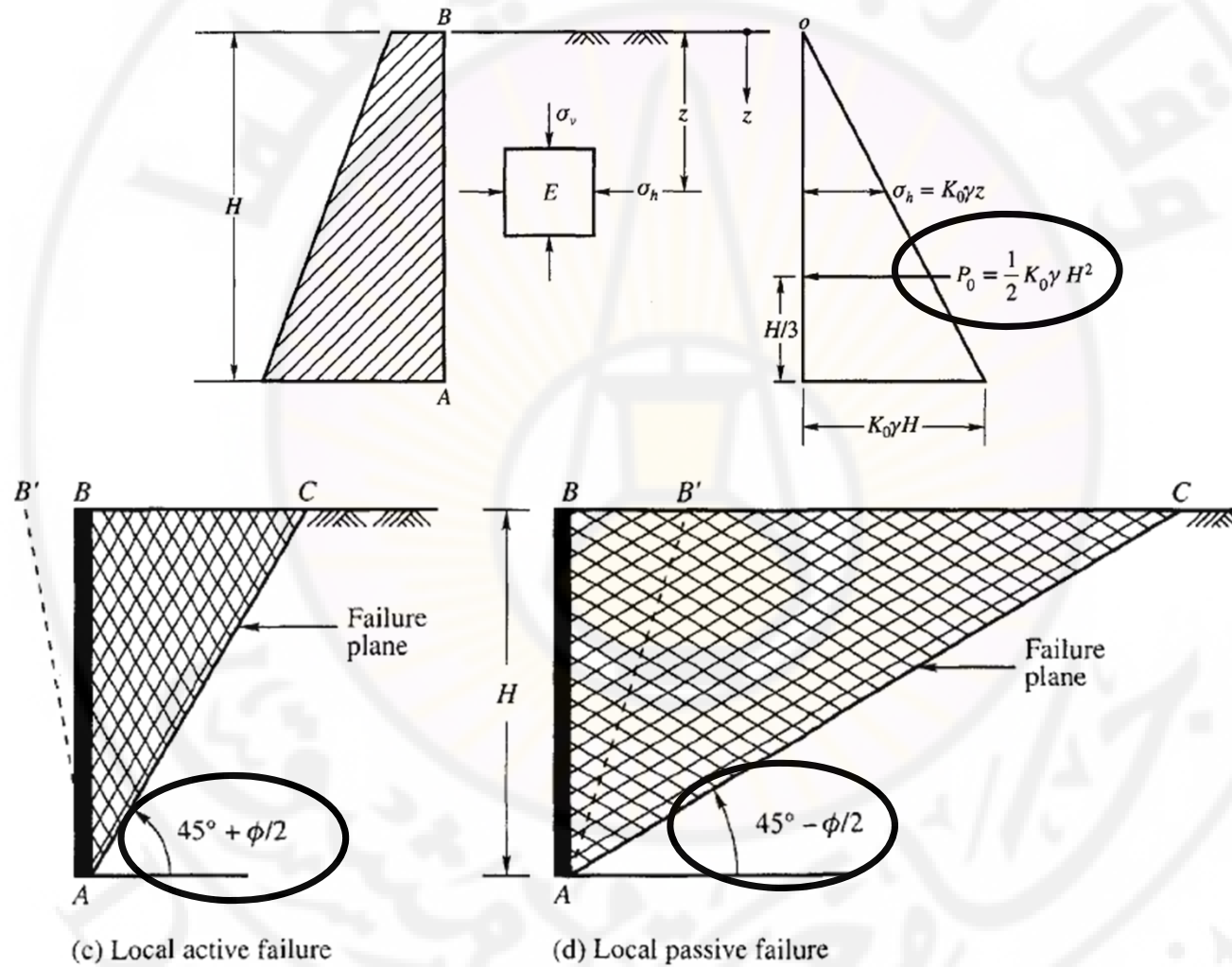
الشكل 1 الحالة الاجهادية خلف الجدار الاستنادي

إذا لم يكن هناك حمولة سطحية فإن مقدار الاجهاد الفعال الشاقولي (المعروف $\sigma'_z = \gamma * z - u$) يبقى ثابتا.

بوجود الحمولة السطحية q ، الاجهاد الفعال يزداد وفق Boussinesq.

عند الانهيار، المشاركة الشاقولية للحمولة السطحية عند كل نقطة تكون q . خلال حدوث الانزياح الجانبي، يزداد قطر دائرة مور للاجهادات حتى الوصول للانهيار، حيث تكون مماسة لمغلف الانهيار.

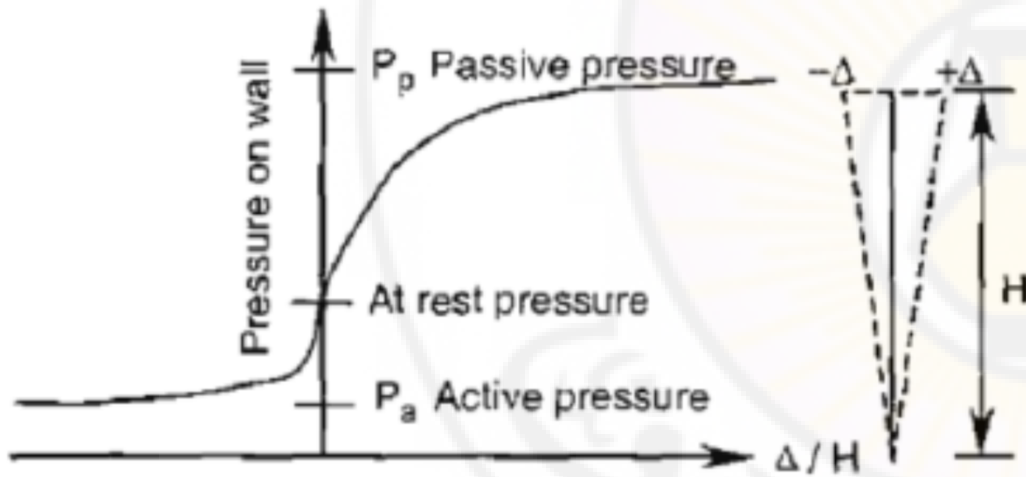
الاجهادات الجانبية، التي هي ضغط التربة الجانبية تصبح أصغرية عند كل نقطة على طول الجدار وتسمى الضغط الايجابي للتربة الذي يرمز للحالة الايجابية من الانهيار خلف الجدار الاستنادي.



للجدار الطويل الأملس السطح، الاجهادات الرئيسية الأعظمية تكون شاقولية ($\sigma'_1 = \gamma * z - u$). الاجهادات الرئيسية الأصغرية تمثل ضغط التربة الايجابي الذي يتصرف أفقياً. قيمة هذا الضغط يمكن أن نحصل عليه من العلاقة بين σ'_1 و σ'_3 عند الانهيار (المعادلات (*) و (**)).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 * \tan^2(45^\circ + \phi' / 2) + 2c' \tan(45^\circ + \phi' / 2) \quad (*)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 * \tan^2(45^\circ - \phi' / 2) - 2c' \tan(45^\circ - \phi' / 2) \quad (**)$$



إذا تحرك الجدار باتجاه الردم فإن الضغط الجانبي سوف يزداد، يصل لقيمته العظمى التي تسمى الضغط السلبي للتربة. هذا يمثل الانهيار السلبي خلف الجدار حيث الاجهادات الفعالة الشاقولية تما الاجهادات الرئيسية الأصغرية ($\sigma'_3 = \gamma * z - u$)، والاجهادات الرئيسية الأعظمية الأفقية تمثل ضغط التربة السلبي. مقدار الضغط عند أي عمق يمكن أن يحسب بتعويض σ'_3 في المعادلة * أو **.

توزيع ضغط التربة الخطي للجدار الناعم وسطح التربة الأفقي:

يزود الشكلان 3a و 3b توضيح لشروط الانهيار الايجابي

والسلبي بينما الحالة الاجهادية مبينة في الشكل 3c.

ميلان مستوي الانهيار عن السطح الأفقي

هو $45^\circ + \Phi/2$ للحالات الايجابية و $45^\circ - \Phi/2$ للحالات السلبية.

للحالة الايجابية، ضغط التربة الجانبي

عند العمق z هو $\sigma'_3 = p_a$ و $\sigma'_1 = \sigma'_z = \gamma * z - u$

نعوض هذا في المعادلة (*) فنحصل على:

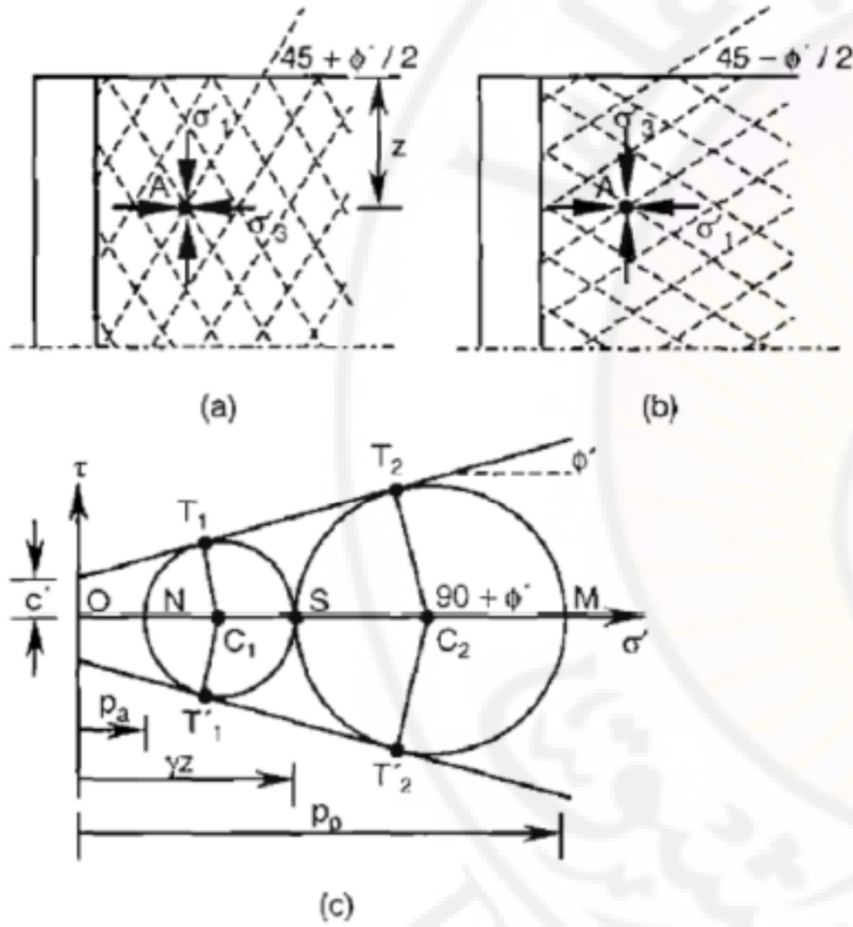
$$p_a = \sigma'_z * \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} - 2c' \sqrt{\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}} \rightarrow p_a = \sigma'_z * k_a - 2c' \sqrt{k_a} \quad (3.5)$$

حيث:

K_a معامل ضغط التربة الجانبي الايجابي ويعطى بالعلاقة:

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 (45^\circ - \phi'/2) \quad (3.6)$$

الشكل 3: الحالات الاجهادية السلبية والايجابية خلف جدار استنادي طويل وأملس



إذا طبقت حمولة شاقولية موزعة بانتظام q على سطح الردم الطبيعي عندها يكون:

$$p_a = (\sigma'_z + q) * k_a - 2c' \sqrt{k_a} \quad (3.7)$$

الشكل العام لضغط التربة الجانبي في الحالة السلبية:

$$p_p = (\sigma'_z + q) * k_p + 2c' \sqrt{k_p} \quad (3.8)$$

حيث k_p هو معامل ضغط التربة الجانبي السلبي:

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 (45^\circ + \phi' / 2) \quad (3.9)$$

المعادلتان 3.7 و 3.8 تقدر الزيادة الخطية في ضغط التربة الجانبي مع ازدياد العمق z . بفرض أن نفس التوزيع يطبق على جدار بطول محدود، فإنه لتربة متجانسة بدون ماء في الردم يكون، $\sigma'_z = \gamma * z$. المحصلة السلبية أو الأيجابية الكلية لضغط التربة الجانبي خلف الجدار:

$$P_a = 0.5 * \gamma * H^2 * k_a + q * H * k_a - 2c' * H * \sqrt{k_a} \quad (3.10)$$

$$P_p = 0.5 * \gamma * H^2 * k_p + q * H * k_p + 2c' * H * \sqrt{k_p} \quad (3.11)$$

من أجل الغضار المشبع ضعيف التماسك فإن بارامترات مقاومة القص غير المصروف هي c_u و $\Phi_u = 0$ فعندها يكون $k_a = k_p = 1$.

يبين الشكل 4 توزيع ضغط التربة الجانبي الايجابي خلف الجدار الأملس.

يمثل الشكل 4a الحالة حيث لا يوجد حمولة سطحية.

عند $z=0$ تتعرض التربة خلف الجدار لاجهاد

شد أعظمي هو: $2c' * \sqrt{k_a}$

اجهاد الشد يتناقص مع العمق ويصبح صفر عند العمق z_0

بما أنه من الشائع أن نتجاهل مقاومة الشد للتربة،

ومعيار الانهيار لا يطبق من أجل اجهادات شد ناظمية.

يبين الشكل 4b تأثير الحمولة السطحية على شكل ضغط جانبي منتظم يساوي $q * k_a$.

إن اجتماع تأثيرات الوزن الذاتي والحمولة السطحية مبين في الشكل 4c. إن المساحة بين الخط الممثل لضغط التربة والمحور الشاقولي تساوي المحصلة الايجابية الكلية.

إذا لم يكن هناك ضغط هيدروستاتيكي، الاجهادات الفعالة الشاقولية الموافقة لـ z_0 هي: $\sigma'_z = \gamma * z_0$. عند تعويض هذا في المعادلة 3.7 وجعل الضغط الايجابي يساوي الصفر نحصل على:

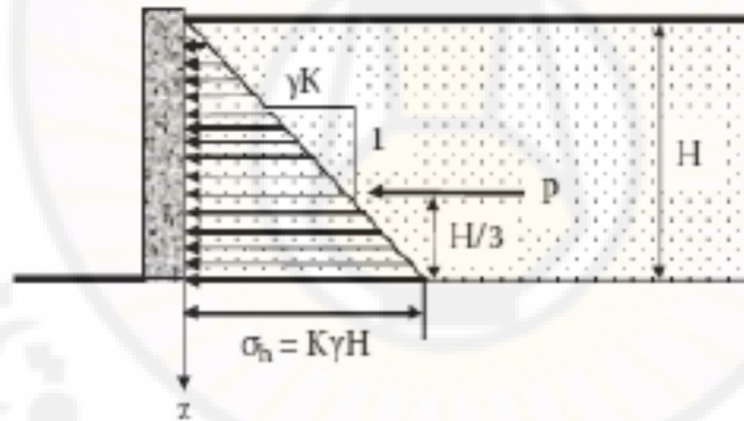
$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2c' \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)}{\gamma} - \frac{q}{\gamma} \quad (3.12)$$

الحالات التي يمكن أن تصادفنا في الضغط الجانبي على الجدران الاستنادية:

سنفرض أن معامل الضغط الجانبي K بغض النظر عن الايجابي أو السلبي أو الراحة.

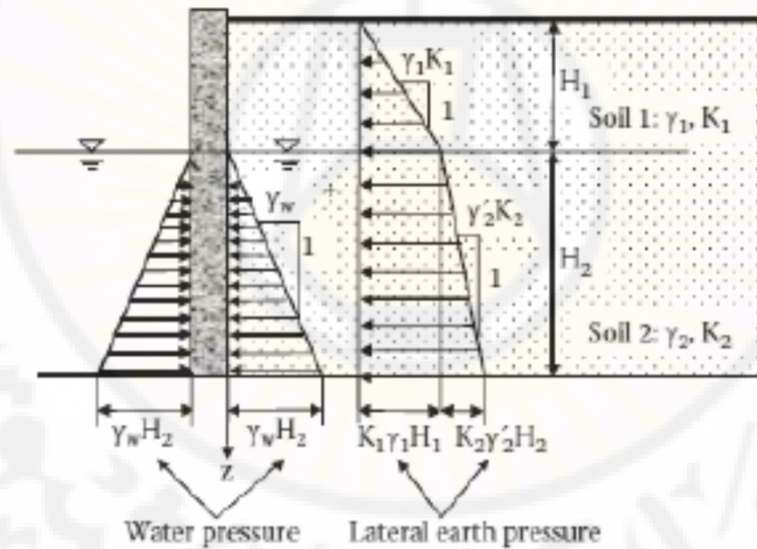
حالة الردم جاف و $c=0$:

يبين الشكل، توزيع الضغط الجانبي مثلث، ونقطة التطبيق عند ثلث الارتفاع بدءا من قاعدة الجدار.



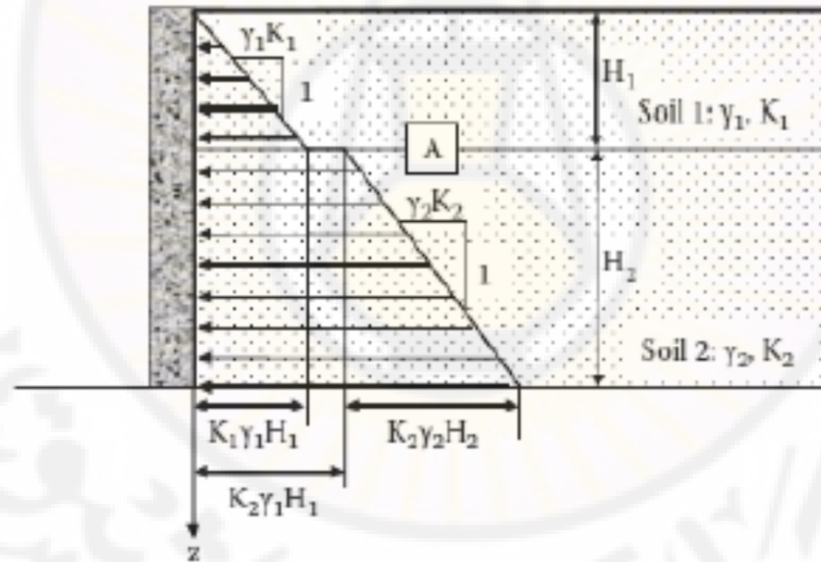
الماء ضمن تربة الردم:

في هذه الحالة، يؤخذ الوزن الحجمي المغمور لحسابات ضغط التربة تحت منسوب المياه الجوفية، كما يبين الشكل. نلاحظ أن هناك قيما متساوية من الضغط الهيدروستاتيكي على طرفي الجدار. فإذا كان منسوب المياه مختلفاً على طرفي الجدار يكون الضغط الهيدروستاتيكي مختلفاً على طرفي الجدار.



طبقات متعددة من التربة و $c=0$:

إذا كان هناك طبقتي تربة مختلفتين في الردم فإن $K_1 \neq K_2$ ، توزع الضغط الجانبي لا يكون مستمرا كما في الشكل التالي



هناك نوعان مختلفان من الضغط عند النقطة الحدية A، بما أن قيم K مختلفة وذلك حسب نوع التربة على الجوانب (K_1 للطبقة الأولى و K_2 للطبقة الثانية) ولذلك،

فوق النقطة A تماما

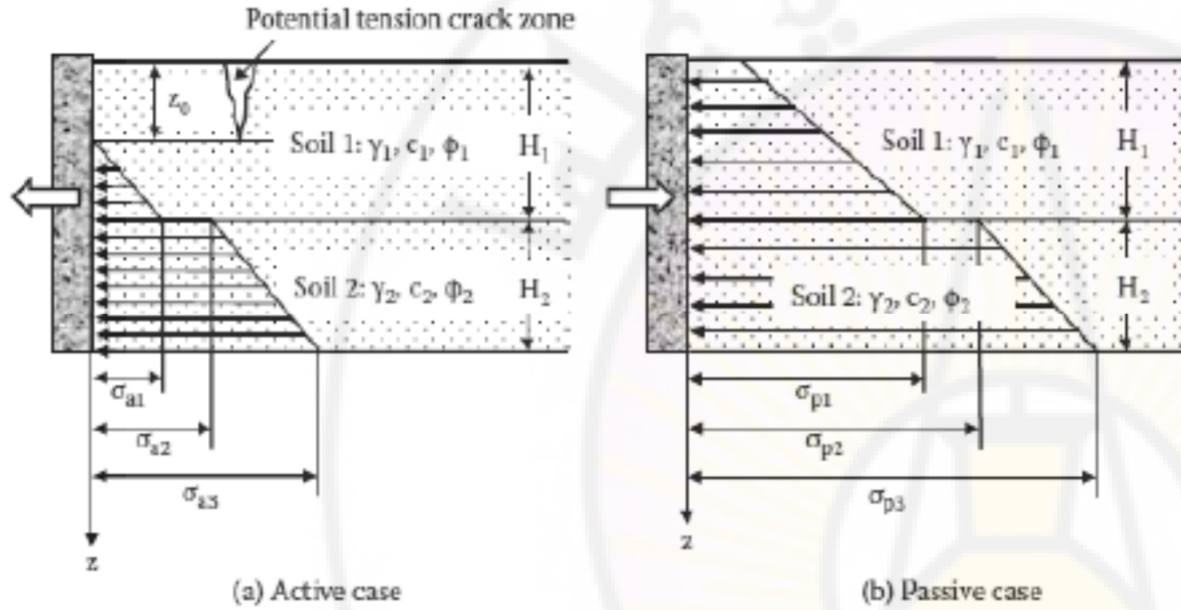
$$\sigma_{h,A} = K_1 \gamma_1 H_1 \quad (1)$$

تحت النقطة A تماما

$$\sigma_{h,A} = K_2 \gamma_1 H_1 \quad (2)$$

$$\sigma_{h,base} = K_2 (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2) \quad (3) \quad \text{وعند قاعدة الجدار يكون:}$$

هذا المفهوم يمكن أن يطبق بسهولة لأكثر من طبقة حتى بوجود المياه الجوفية.



طبقات ردم متعددة $c \neq 0$:

بما أن $c \neq 0$ فسوف يكون هناك نطاق شق شد قرب سطح الأرض في الحالات الايجابية فقط ولن تكون في الحالات السلبية، كما يبين الشكل حالات للضغط السلبي والضغط الايجابي بشكل منفصل.

قيمة الضغط الجانبي عند كل

مستوى في الشكل المجاور

تحسب بالاعتماد على المعادلات

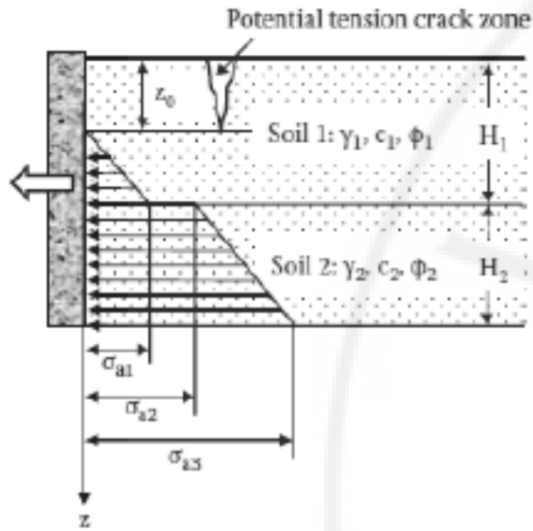
(*1) للضغط الايجابي و (*2) للضغط

السلبي.

وبتطبيق خواص التربة لكل طبقة وفق مايلي:

$$\sigma_3 = \sigma_{h,a} = \gamma * z * \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c * \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \gamma * z * \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c * \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (*1)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{h,p} = \gamma * z * \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c * \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \gamma * z * \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c * \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (*2)$$



(a) Active case

في الحالة الايجابية:

$$\sigma_{a,1} = \gamma_1 * H_1 * \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_1}{2}) - 2c_1 * \tan(45^\circ - \frac{\phi_1}{2}) \quad (4.23)$$

$$\sigma_{a,2} = \gamma_1 * H_1 * \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_2}{2}) - 2c_2 * \tan(45^\circ - \frac{\phi_2}{2}) \quad (4.24)$$

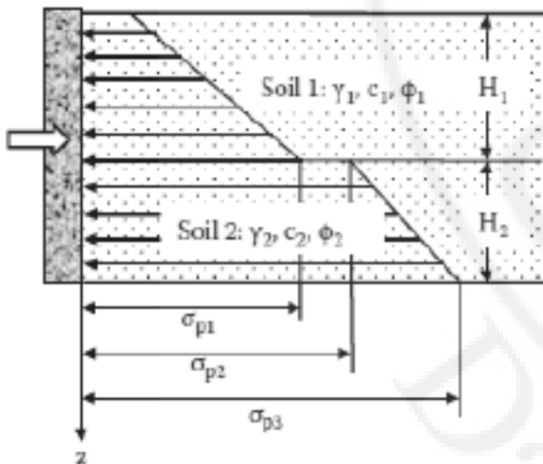
$$\sigma_{a,3} = (\gamma_1 * H_1 + \gamma_2 * H_2) * \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_2}{2}) - 2c_2 * \tan(45^\circ - \frac{\phi_2}{2}) \quad (4.25)$$

في الحالة السلبية:

$$\sigma_{p,1} = \gamma_1 * H_1 * \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_1}{2}) + 2c_1 * \tan(45^\circ + \frac{\phi_1}{2}) \quad (4.26)$$

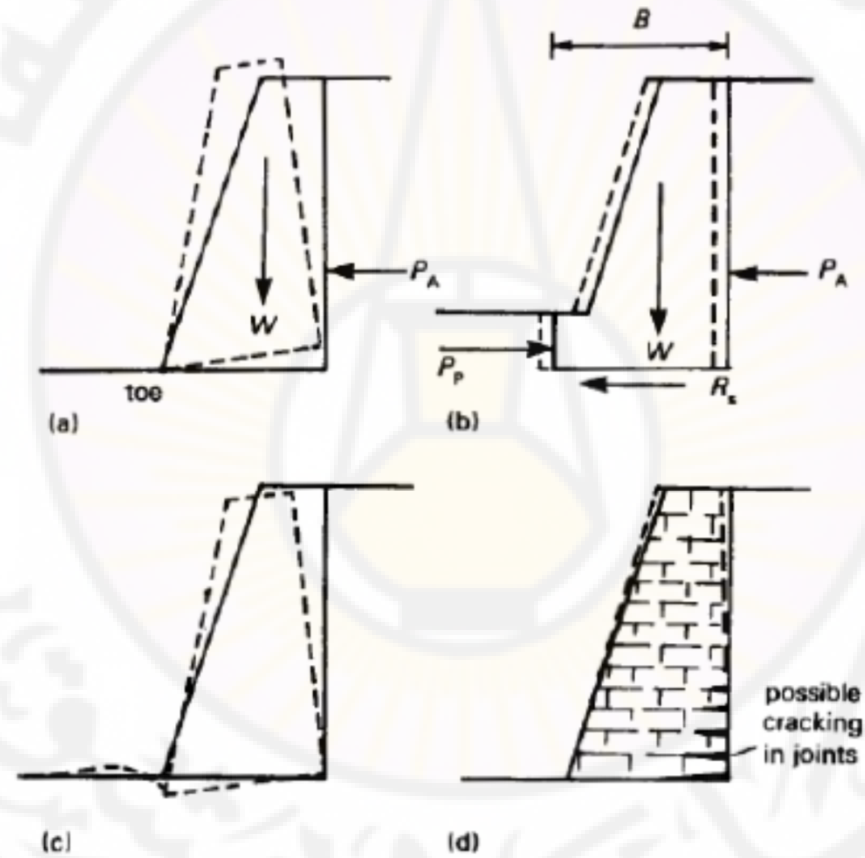
$$\sigma_{p,2} = \gamma_1 * H_1 * \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_2}{2}) + 2c_2 * \tan(45^\circ + \frac{\phi_2}{2}) \quad (4.27)$$

$$\sigma_{p,3} = (\gamma_1 * H_1 + \gamma_2 * H_2) * \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_2}{2}) + 2c_2 * \tan(45^\circ + \frac{\phi_2}{2}) \quad (4.28)$$



(b) Passive case

استقرار الجدران الاستنادية

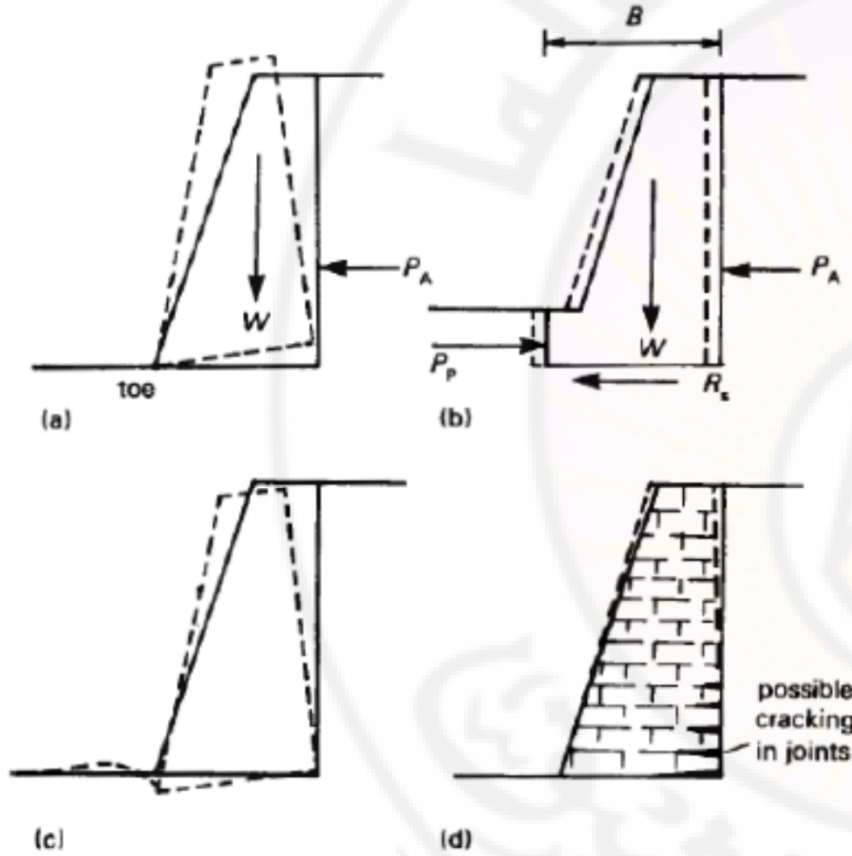


الشكل 30: أنماط انهيار الجدران الاستنادية

(a) انقلاب (b) انزلاق (c) انهيار التحمل في التربة تحت الأساس (d) الشد في التشققات

شروط استقرار الجدران الكتلية:

في تصميم الجدران الاستنادية هناك عدد من احتمالات الانهيار يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار. من أجل التحقق من استقرار الجدار الخارجي، يعامل الجدار كأنه وحدة مترابطة صلبة (أي لا يوجد خضوع داخلي أو انهيار). في بعض أنواع المنشآت قد نحتاج من التحقق على الاستقرار الداخلي مثل الجدران البيتونية المسلحة، الجدران الترابية المسلحة. تعتمد الجدران الكتلية بشكل أساسي على وزنها الذاتي للاستقرار الخارجي الشكل وعادة نتحقق على الحالات الحدية التالية:



(a) الانقلاب (عامل الأمان المنصوح به 2 =)

(b) الانزلاق للأمام (عامل الأمان المنصوح به 2 =)

(c) انهيار قدرة التحمل تحت قاعدة الجدار (عامل الأمان المنصوح به 3 =)

(d) حدوث الشد في الوصلات الجانبية (كما تتواجد بين قطع البلوك في جدران البلوك)

الشكل 30: أنماط انهيار الجدران الاستنادية

(a) انقلاب (b) انزلاق (c) انهيار التحمل في التربة تحت الأساس (d) الشد في التشققات

الانزلاق الأمامي:

يحدد معامل الأمان ضد الانزلاق (الشكل 30b) بأنه النسبة بين القوى الأفقية المقاومة والقوى الأفقية المسببة للانزلاق.

القوى المقاومة للانزلاق هي محصلة الضغط السلبي أمام الجدار، قوى الالتصاق والاحتكاك بين القاعدة والتربة.

أما القوى المسببة فهي محصلة الضغط الايجابي التي باتجاه الانزلاق، ضغط الماء خلف الجدار

$$T = \frac{Bc_b + N \tan \delta_b}{F_s}$$

$$N = W + P_{av} + \frac{P_{pv}}{F_s} + Q$$

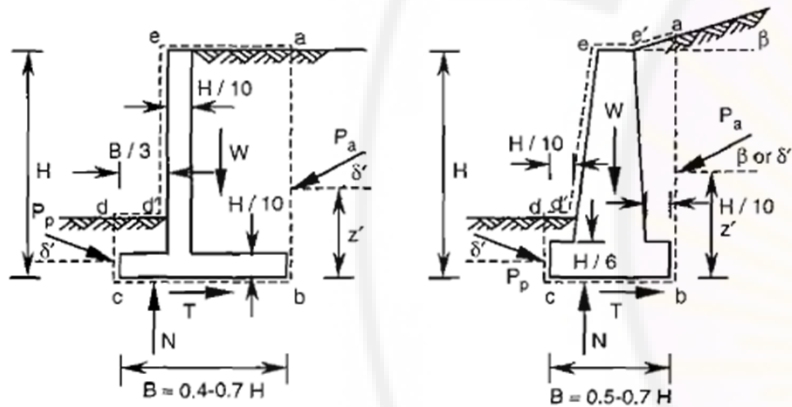
حيث: c_b التلاصق بين قاعدة الجدار والتربة، B عرض قاعدة الجدار

δ_b الاحتكاك بين قاعدة الجدار والتربة

P_{av} المركبة الشاقولية لمحصلة الضغط الايجابي على الجدار

P_{pv} المركبة الشاقولية لمحصلة الضغط السلبي على الجدار

Q محصلة القوى المطبقة على سطح الجدار



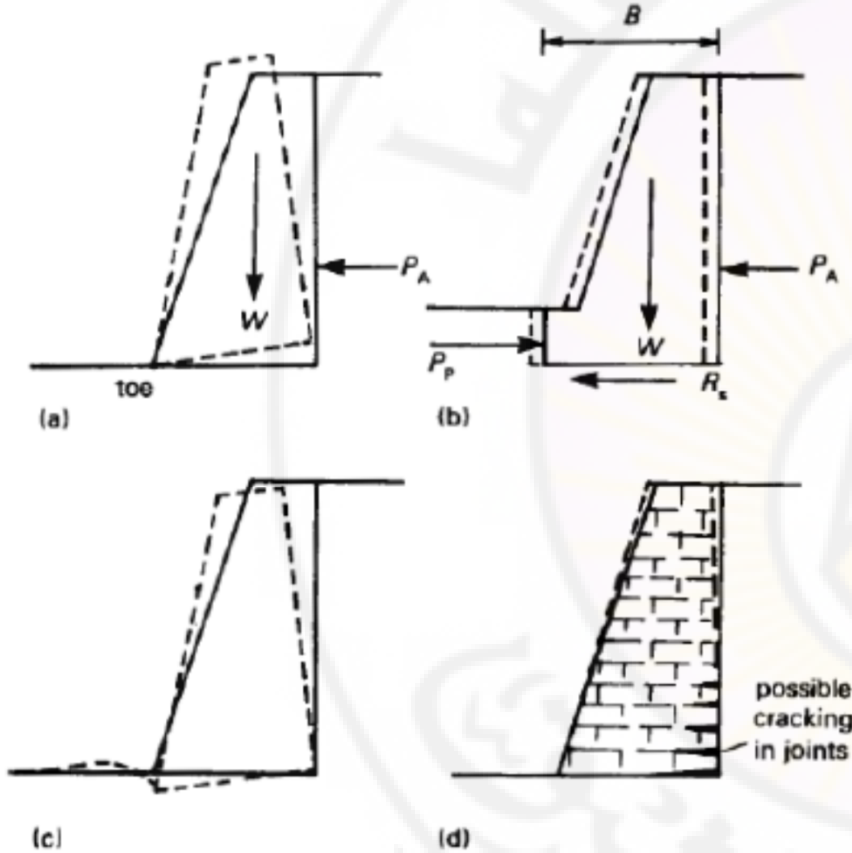
الانقلاب:

من المعتاد أن نفرض أن نمط الانقلاب حول مقدمة القدم (الشكل 30a). إن عامل الأمان يحدد كنسبة بين العزوم المثبتة M_s إلى العزوم القالبة M_o .

يجب أن لا يقل عامل الأمان عن 2، وفي حال امكانية ارتفاع مستوى الماء الموجود خلف الجدار يجب أن يكون عامل الأمان على الأقل 2.5.

$$F_{OT} = \frac{\sum \text{Stabilising Moments}}{\sum \text{Overturning Moments}} \quad (4.39)$$

وبشكل بديل نستخدم ضغوط التربة التصميمية ونحدد توازن الحالة الحدي.



الشكل 30: أنماط انهيار الجدران الاستنادية

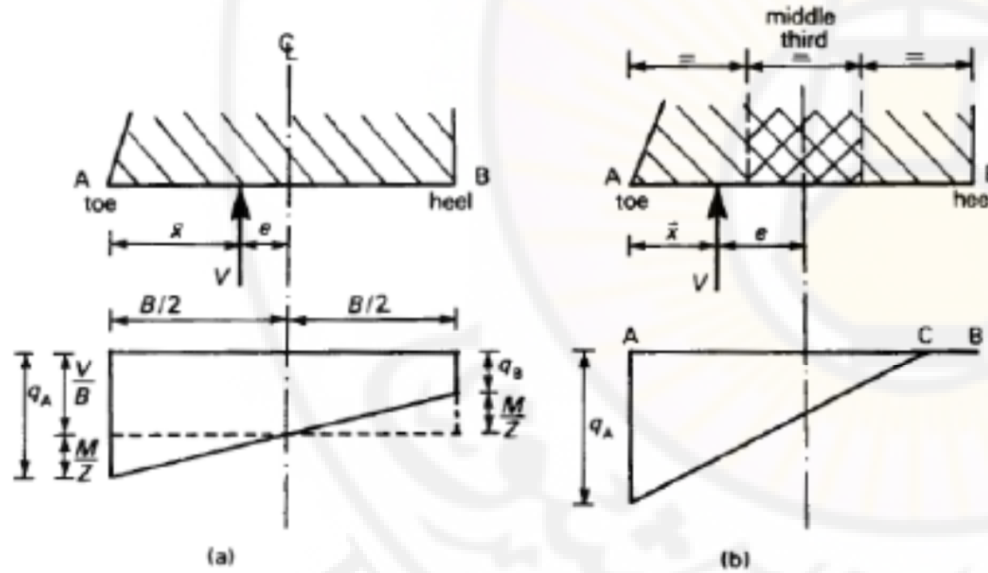
(a) انقلاب (b) انزلاق (c) انهيار التحمل في التربة تحت الأساس (d) الشد في التشققات

ضغط التحمل تحت الأساس:

أساس الجدار يجب أن يصمم ليضمن الحالة الحدية في التحمل. نستخدم معاملات قدرة التحمل لحساب قدرة التحمل المسموحة، بإدخال معامل الأمان تقريبا 2.5-3. إن توزع ضغط تحمل التربة تحت الأساس يكون مستطيلا أو شبه منحرف (الشكل 31)، الضغط الأعظمي يحصل عادة تحت مقدمة القدم. هذه القيمة الأعظمية يجب أن لا تتجاوز قدرة التحمل المسموحة للتربة، وإلا يحصل هبوط أو خضوع شاقولي. في المرحلة الأولى من الحسابات، يحدد الموقع x لرد فعل التربة V ومن ثم اللامركزية e للقوة حول الخط المركزي.

يجب أن يكون

$$\sigma_{\max} \leq q_a$$



الشكل 31: توزيع ضغط تحمل التربة

(a) شبه منحرف (b) مثلث

التوزيع شبه المنحرف:

إذا كان رد فعل الرتبة ضمن الثلث الوسطي من القاعدة ($e < B/6$)، فإن توزيع الضغط سوف يكون شبه منحرف، مع ضغط يمتد بين مقدمة القدم ومؤخرة القدم. ضغط تحمل التربة بين A و B عندها يعطى بالعلاقات:

$$M = V * e \quad , \quad Z = \frac{1 * B^2}{6} \quad \text{ولكن:}$$

$$q_A = \frac{V}{B} + \frac{M}{Z} \quad , \quad q_B = \frac{V}{B} - \frac{M}{Z}$$

وبالتالي يكون:

$$q_B = \frac{V}{B} - \frac{6 * V * e}{B^2} \quad (*3)$$

$$q_A = \frac{V}{B} + \frac{6 * V * e}{B^2}$$

التوزيع المثلثي:

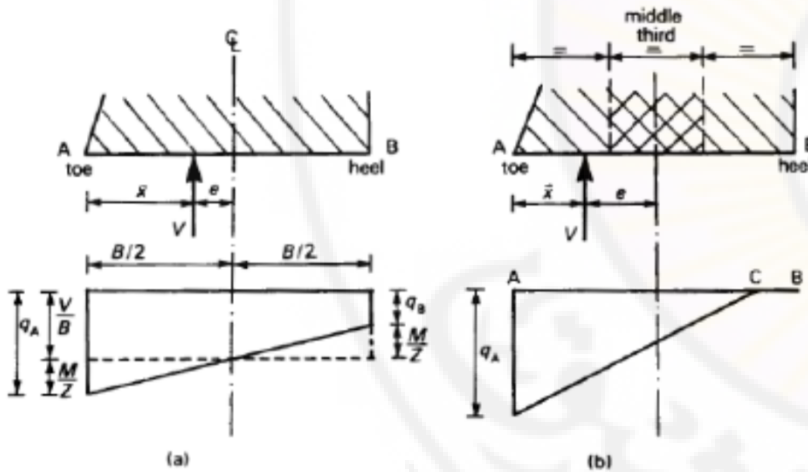
عندما يكون رد فعل التربة خارج الثلث الوسطي (عندما $e \geq B/6$)، مخطط الضغط يكون مثلثا وضغط التحمل الأعظمي يكون:

$$q_A = \frac{2V}{3 * \bar{x}}$$

بين B و C ضغط التحمل يساوي صفر لأن الشد لا يمكن أن يكبر بين التربة والأساس.

المسافة BC يمكن ان توصف بأنها عرض شق الشد.

عرض شق الشد $B - 3\bar{x} =$



الشكل 31: توزيع ضغط تحمل التربة

(a) شبه منحرف (b) مثلث

انهيار الشد في الوصلات:

بالرغم من أن الشد لا يمكن أن ينمو أو يتطور بين التربة والأساس، يمكن أن يتطور في الوصلات الجانبية في جدران البلوك. الحسابات التي تعتمد على المعادلة (3*) إلا أنه في جدران البلوك من المفضل أن نحذف الشد في كل الوصلات الجانبية. هذه الطريقة الحدية تختبر بمعرفة موقع رد فعل التربة V . إذا كان V ضمن الثلث الوسطي من القاعدة، فإن توزيع الضغط يكون شبه منحرف ولا يتواجد شد. يشار لهذا بأنه قاعدة الثلث الوسطي. (ليس مطلوب حسابه في مسائلنا)

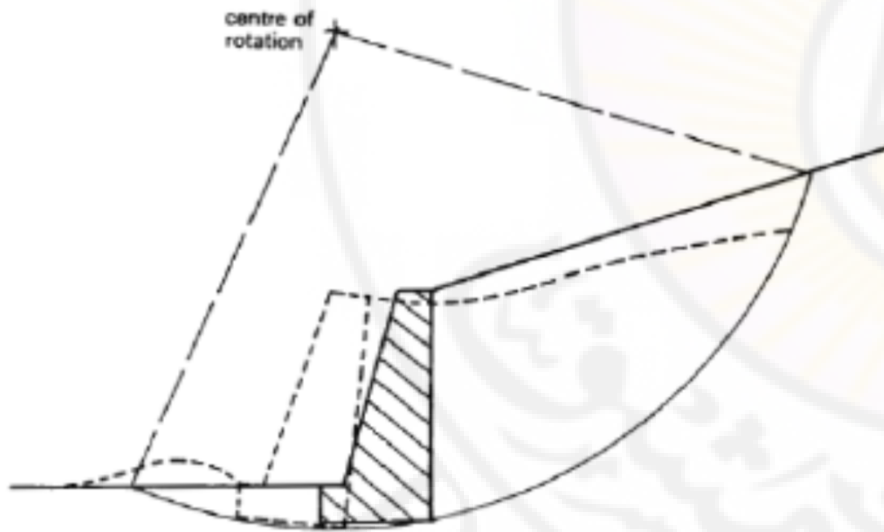
انهيار الانزلاق الدوراني:

في الترب المتماسكة، خاصة حيث سطح التربة مائل للأعلى فوق الجدار،

قد يكون هناك نمط انهيار على شكل انزلاق على سطح دائري يمر تحت قاعدة الجدار (الشكل 32).

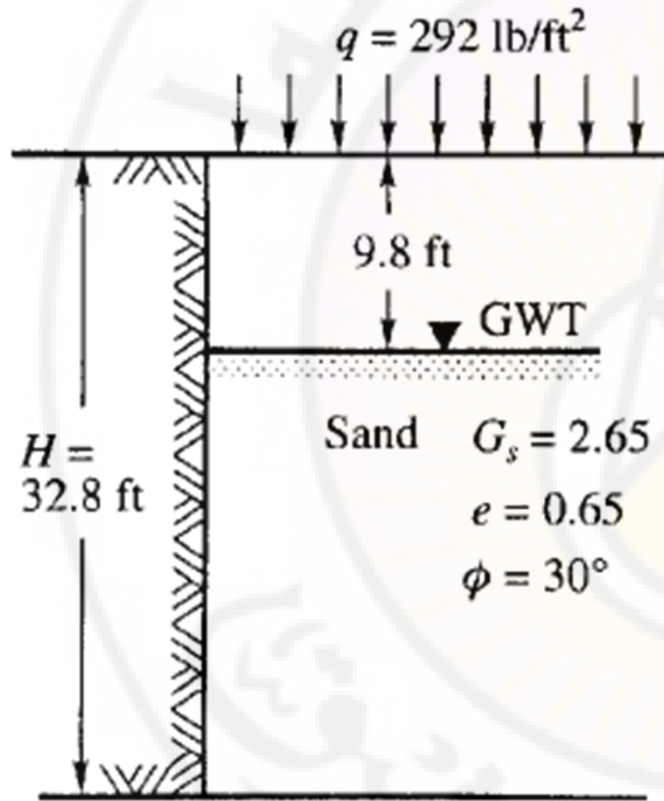
يحصل هذا إذا نقصت مقاومة

التربة للقص نتيجة الحث أو عندما يرتفع منسوب المياه خلف الجدار.



الشكل 32: انهيار الانزلاق الدوراني

مسألة 1:



للجدار الاستنادي المبين في الشكل
المجاور ووفق المعطيات المبينة
المطلوب:

(1) ارسم مخطط الضغط للحالة
الايجابية

(2) حدد المحصلة بوحدة الطول من
الجدار

الحل:

تحويل الواحدات:

$$9.8 \text{ ft} = 3 \text{ m}, \quad 32.8 \text{ ft} = 10 \text{ m}$$

$$q = 292 \text{ lb/ft}^2 = 14 \text{ kN/m}^2$$

من أجل قيمة $\Phi = 30^\circ$ نحسب معامل الضغط الايجابي من العلاقة:

$$K_A = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$$

$$\gamma_d = \frac{G_s * \gamma_w}{1 + e} = \frac{2.65 * 10}{1 + 0.65} = 16.06 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sub} = \frac{(G_s - 1) * \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.65 - 1) * 10}{1 + 0.65} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_{sub} + \gamma_w = 10 + 10 = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$p_{(1)} = K_a * \gamma_{sat} * H_1 = \frac{1}{3} * 20 * 3 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{(2)} = K_a * \gamma_{sub} * H_2 = \frac{1}{3} * 10 * 7 = 23.3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{(q)} = K_a * q = \frac{1}{3} * 14 = 4.67 \text{ kN/m}^2$$

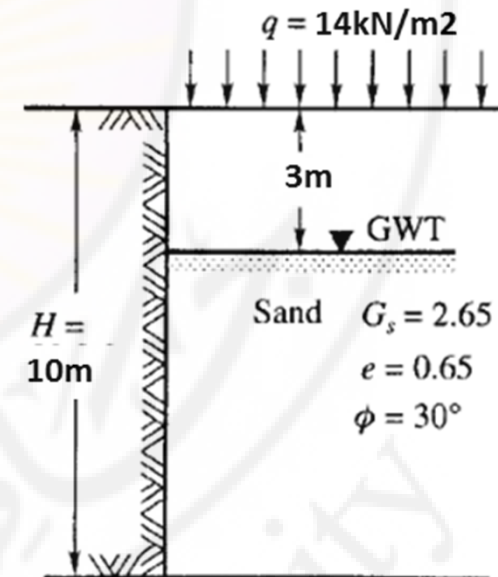
$$p_{(hydro)} = (K_a)_w * \gamma_w * H_2 = 1 * 10 * 7 = 70 \text{ kN/m}^2$$

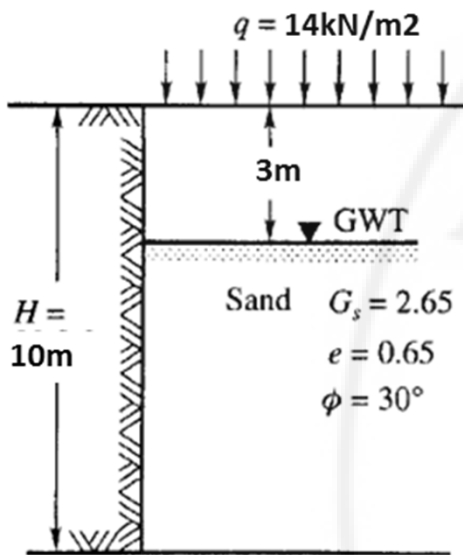
يمكن أن نحسب قيمة الوزن الحجمي الجاف من العلاقة:

وقيمة الوزن الحجمي المغمور:

ويكون الوزن الحجمي المشبع

الآن نحسب قيم الضغط لكل مستوى كما يلي:



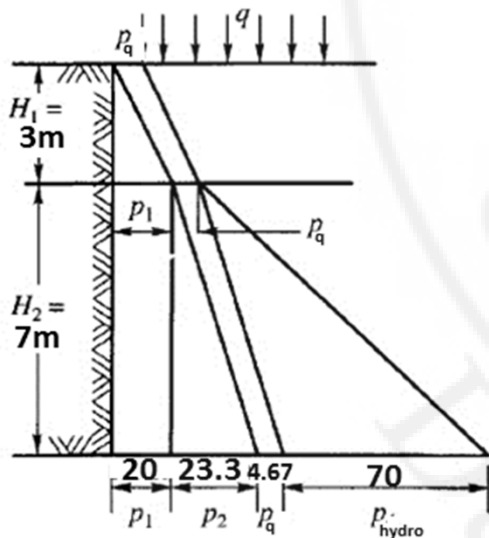


(d) وبذلك نحسب الضغط الكلي من العلاقة:

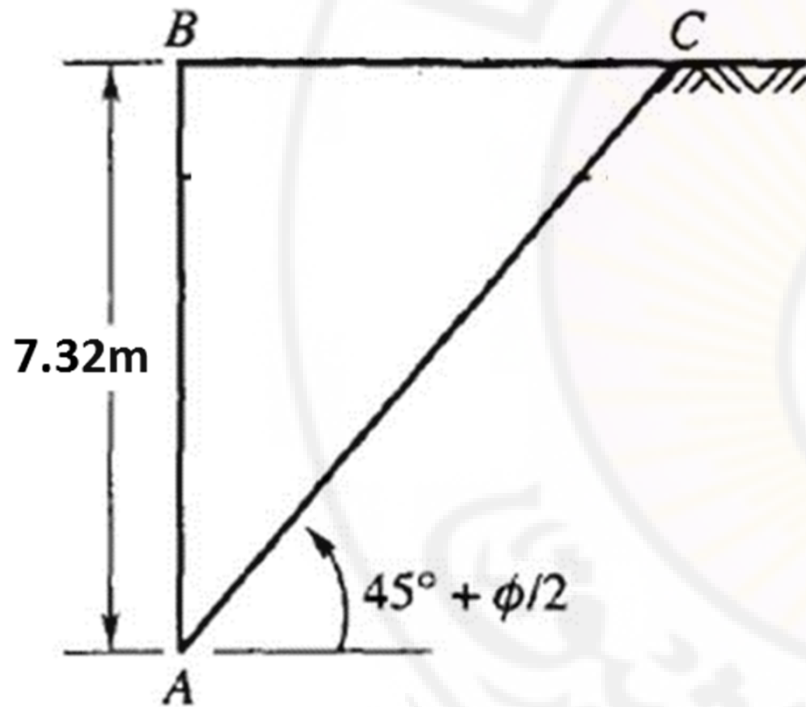
$$p_{(total)} = \frac{1}{2} * p_1 * H_1 + p_1 * H_2 + \frac{1}{2} * p_2 * H_2 + p_q * (H_1 + H_2) + \frac{1}{2} p_{hydro} * H_2$$

وبالتعويض من المخططات والحسابات يكون الضغط الكلي على واحدة الجدار:

$$p_{(total)} = \frac{1}{2} * 20 * 3 + 20 * 7 + \frac{1}{2} * 23.3 * 7 + 4.67 * (3 + 7) + \frac{1}{2} * 70 * 7 = 543.25\text{kN} / \text{m}$$



مسألة 2:



جدار استنادي ارتفاعه 7.32m.

التربة المحجوزة خلفه طمي رملي وزنه الحجمي 17.3 kN/m^3

تماسكها $c = 12 \text{ kN/m}^2$

$\Phi = 20^\circ$

بإهمال احتكاك الجدار المطلوب:

حدد المحصلة الايجابية على الجدار
سطح الردم العلوي أفقي.

الحل:

نعتمد على العلاقة التالية: $p_a = \gamma * z * K_a - 2 * c * \sqrt{K_a}$

نحسب معامل الضغط الايجابي من العلاقة:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 20^\circ}{1 + \sin 20^\circ} = 0.49 \Rightarrow \sqrt{K_a} = 0.7$$

نحسب قيمة الضغط عند السطح بتعويض قيمة $z=0$ في المعادلة

$$p_a = -2 * 12 * 0.7 = -16.8 \text{ kN / m}^2 \text{ السابقة ومنه يكون:}$$

أما عند قاعدة الجدار فيصبح $z=7.32$ وبالتالي يكون الضغط:

$$p_a = 17.3 * 7.32 * 0.49 - 16.8 = 45.25 \text{ kN / m}^2$$

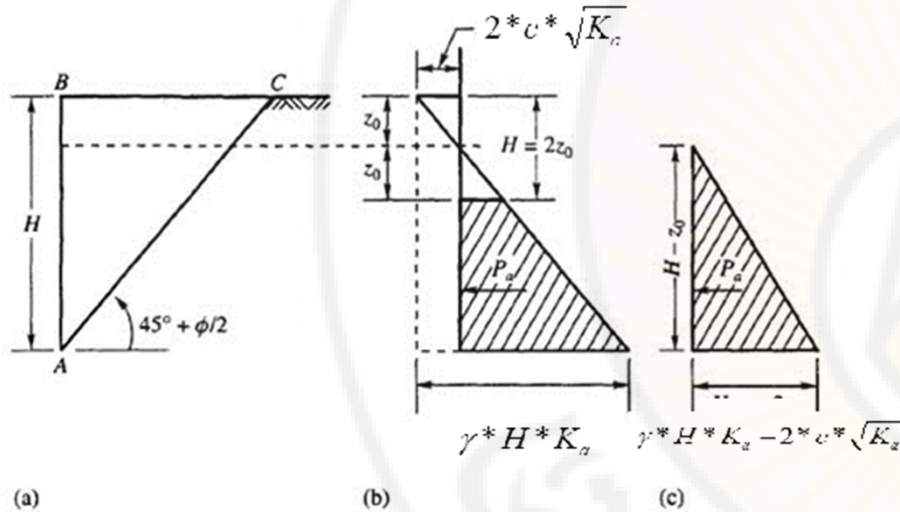
وقبل حساب الضغط الكلي علينا تحديد قيمة z_0

حيث تنعدم قيمة الضغط عندما تكون $z = z_0$ كما يلي:

$$p_a = \gamma * z_0 * K_a - 2c * \sqrt{K_a} = 0 \Rightarrow z_0 = \frac{2c\sqrt{K_a}}{\gamma * K_a} = \frac{2 * 12 * 0.7}{17.3 * 0.49} = 1.98 \text{ m}$$

الآن نحسب قيمة الضغط من العلاقة حيث كافأنا

الشكل b بالشكل c وبالتعويض نجد:

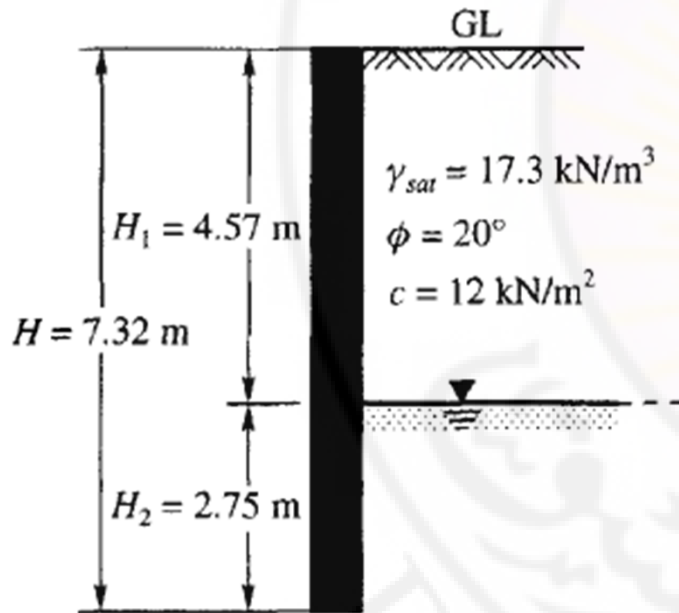


$$P_a = \frac{1}{2} * (\gamma * H * K_a - 2 * c * \sqrt{K_a}) * (H - z_0)$$

$$P_a = \frac{1}{2} * (17.3 * 7.32 * 0.49 - 2 * 12 * 0.7) * (7.32 - 1.98) = 120.8 \text{ kN / m}$$

مسألة 3:

أوجد محصلة القوة الجانبية الناتجة للجدار المبين (من المسألة رقم 2) بعد انسداد قنوات التصريف خلف الجدار وتجمع المياه لمنسوب 2.75m فوق قاعدة الجدار كما يبين الشكل. باعتبار أن الوزن الحجمي للتربة هو مشبع.



الحل:

الآن نحدد الارتفاعات التالية:

$$H_1 = 7.32 - 2.75 = 4.57\text{m}, \quad H_2 = 2.75\text{m}, \quad H_1 - z_0 = 4.57 - 1.98 = 2.59\text{m}$$

نجزأ الضغط إلى عدة أجزاء ونقوم بالحساب كما يلي:

الضغط فوق منسوب المياه الجوفية (1):

$$p_1 = \gamma_{sat} * H_1 * K_a - 2 * c * \sqrt{K_a} = 17.3 * 4.57 * 0.49 - 2 * 12 * 0.7 = 21.94 \text{ kN} / \text{m}^2$$

الضغط تحت منسوب المياه الجوفية (2):

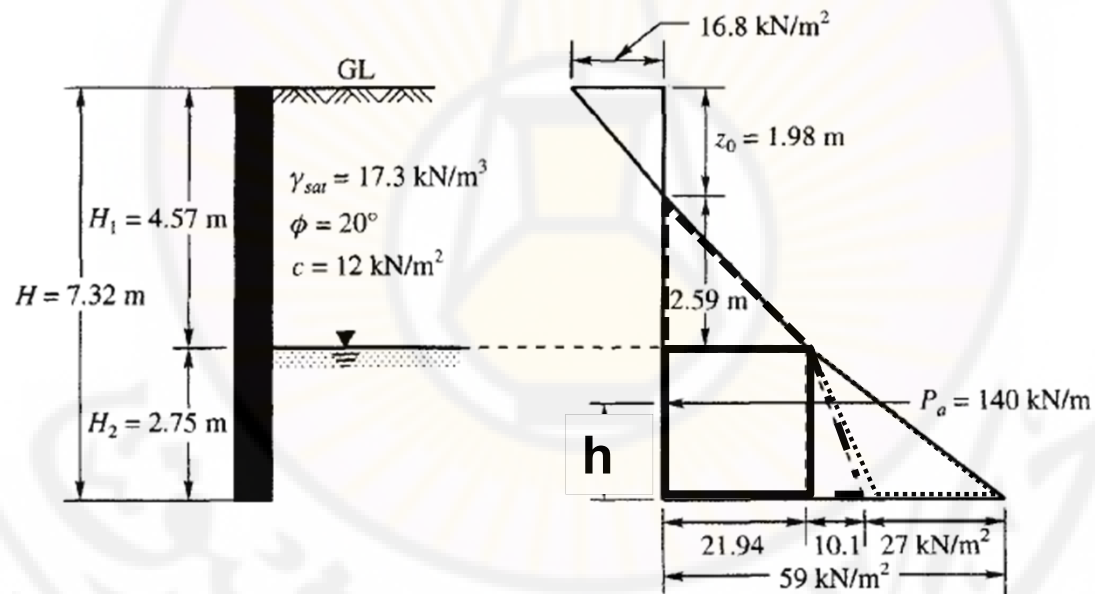
$$p_2 = \gamma_{sub} * H_2 * K_a = (17.3 - 9.81) * 2.75 * 0.49 = 10.1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

الضغط الهايدروستاتيكي الذي يتعرض له الجدار (3):

$$p_{hydro} = \gamma_w * H_2 = 9.81 * 2.75 = 27 \text{ kN} / \text{m}^2$$

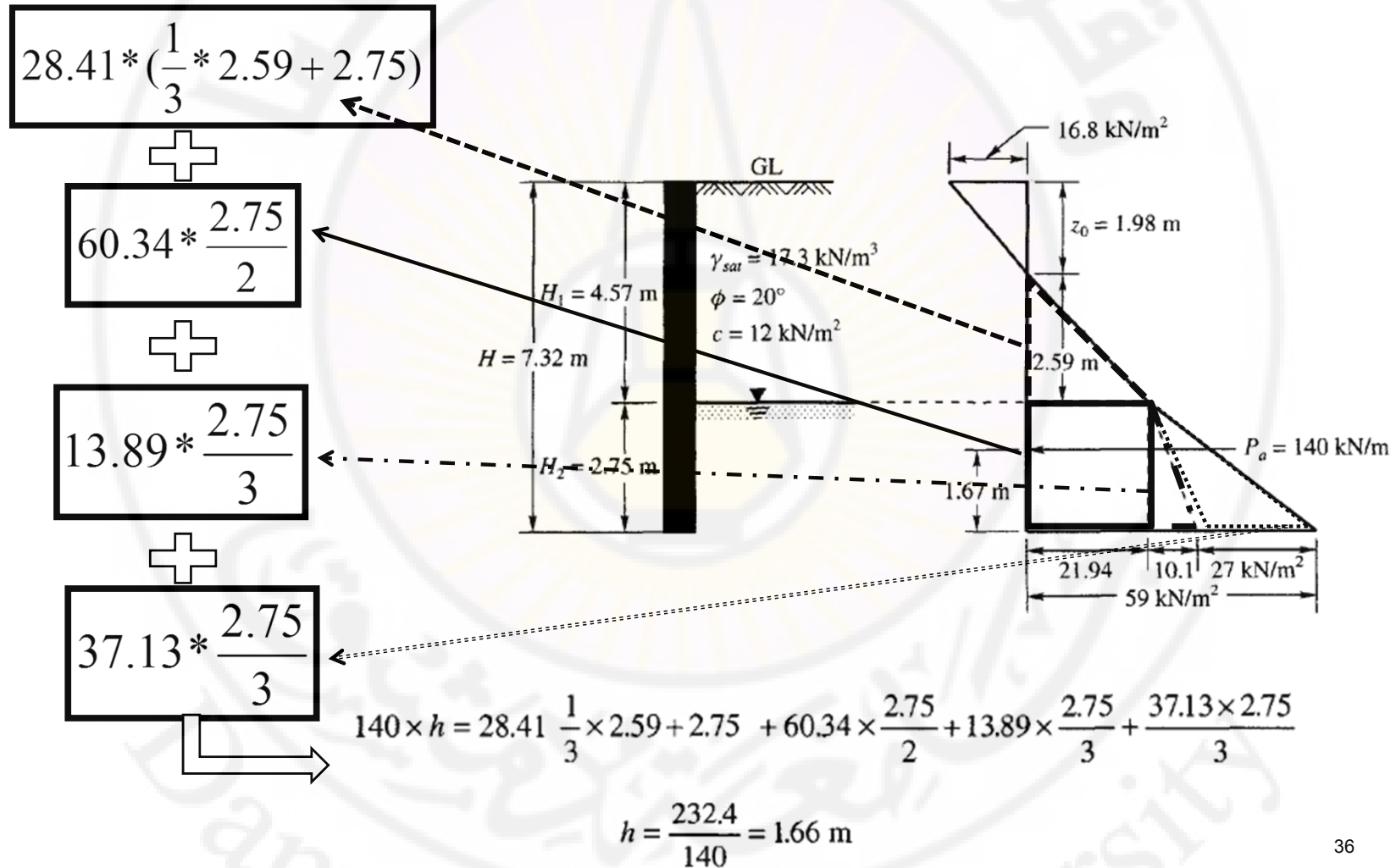
الآن نحسب قيمة الضغط الكلي من العلاقة التالية:

$$= \frac{1}{2} \times 2.59 \times 21.94 + 2.75 \times 21.94 + \frac{1}{2} \times 2.75 \times 10.1 + \frac{1}{2} \times 2.75 \times 27$$



$$= 28.41 + 60.34 + 13.89 + 37.13 = 139.7 \text{ kN/m}$$

ولكي نحدد نقطة تطبيق المحصلة نأخذ العزوم حول القاعدة لكل مساحة من الضغط كما يلي:



مسألة 4:

جدار بارتفاع 10m يحجز خلفه تربة غير متماسكة. عندما تكون حالة التربة متفككة تكون نسبة الفراغات 0.7 وزاوية الاحتكاك 30° ، وعندما تكون التربة مرتصة تكون نسبة الفراغات 0.4 وزاوية الاحتكاك 40° . يؤخذ الوزن النوعي 2.7.

المطلوب حساب ومقارنة الضغط الايجابي والضغط السلبي لكلا الحالتين. علماً ان التربة مصرفة وجافة.

الحل:

الحالة الأولى: حيث $e = 0.7$ ، نحسب الوزن الحجمي الجاف للتربة من العلاقة التالية:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{2.7}{1+0.7} \times 9.81 = 15.6 \text{ kN/m}^3$$

وبما أن $\Phi = 30^\circ$

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$$

فيكون معامل الضغط الايجابي:

$$p_a = K_A \gamma_d H = \frac{1}{3} \times 15.6 \times 10 = 52 \text{ kN/m}^2$$

وبالتالي يكون الضغط الايجابي:

$$K_P = \frac{1}{K_A} = 3$$

أما معامل الضغط السلبي فيكون:

$$p_p = K_P \gamma_d H = 3 \times 15.6 \times 10 = 468 \text{ kN/m}^2$$

وبالتالي يكون الضغط السلبي:

الحالة الثانية: حيث $e = 0.4$ ، نحسب الوزن الحجمي الجاف للتربة من العلاقة التالية:

$$\gamma_d = \frac{2.7}{1+0.4} \times 9.81 = 18.92 \text{ kN/m}^3$$

وبما أن $\Phi = 40^\circ$ ،

$$K_A = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} = 0.217,$$

فيكون معامل الضغط الايجابي:

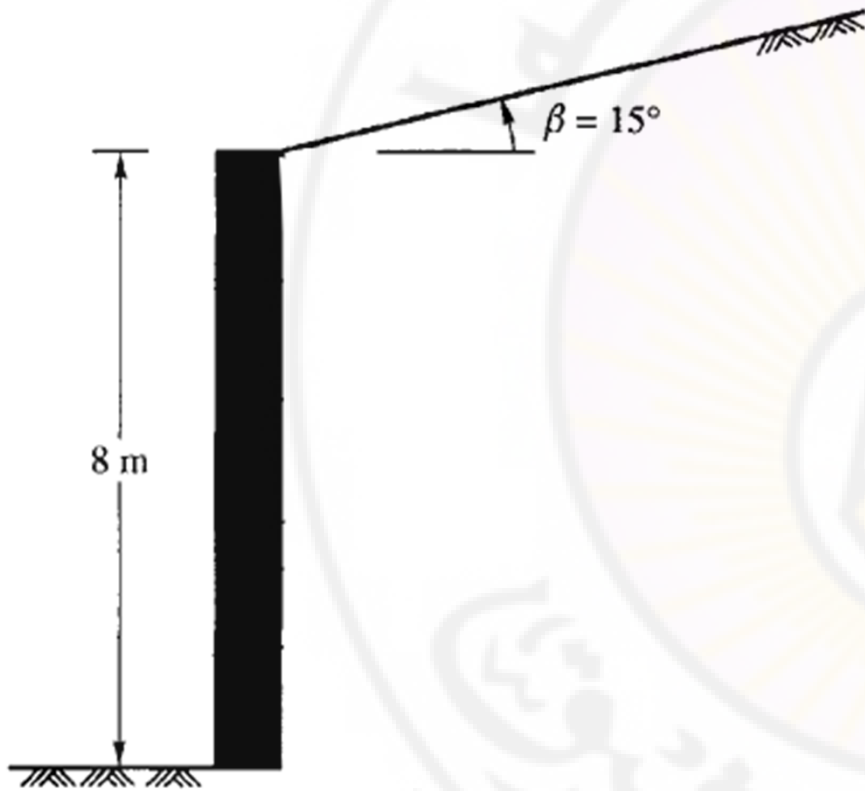
$$p_a = K_A \gamma_d H = 0.217 \times 18.92 \times 10 = 41.1 \text{ kN/m}^2$$
 وبالتالي يكون الضغط الايجابي:

$$K_P = \frac{1}{K_A} = 4.6$$

أما معامل الضغط السلبي فيكون:

$$p_p = 4.6 \times 18.92 \times 10 = 870.3 \text{ kN/m}^2$$
 وبالتالي يكون الضغط السلبي:

مسألة 5:



جدار بارتفاع 8m، يحجز خلفه رمل بكثافة 1.936 Mg/m^3 وزاوية الاحتكاك للرمل 34°

إذا كان سطح منحدر الردم مائلا للأعلى بزاوية 15° عن الأفق.

أوجد المحصلة الايجابية بوحدة الطول من الجدار
استخدم شروط رانكين.

الحل:

$$P_a = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad \text{نعمد على العلاقة التالية:}$$

$$K_A = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad \text{ولكن علينا أن نحسب معامل الضغط الايجابي من العلاقة:}$$

بما أن $\beta = 15^\circ$ فيكون:

$$\cos^2 \beta = 0.933 \quad \cos \beta = 0.9659$$

$$\cos^2 \phi = 0.688 \quad \text{و } \phi = 34^\circ \text{ فيكون:}$$

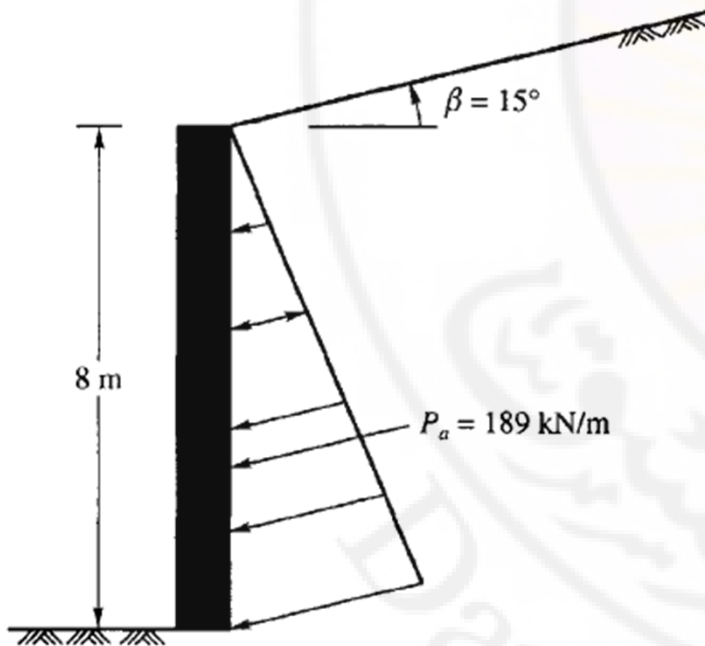
بالتعويض في المعادلة نجد:

$$K_A = 0.966 \times \frac{0.966 - \sqrt{0.933 - 0.688}}{0.966 + \sqrt{0.933 - 0.688}} = 0.311$$

$$\gamma = 1.936 \times 9.81 = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad \text{نحول واحدة الوزن الحجمي :}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 0.311 \times 19(8)^2 = 189 \text{ kN/m wall}$$

فيكون:



مسألة 6:

جدار صلب استنادي ارتفاعه 6m، يحجز خلفه طبقتي تربة.

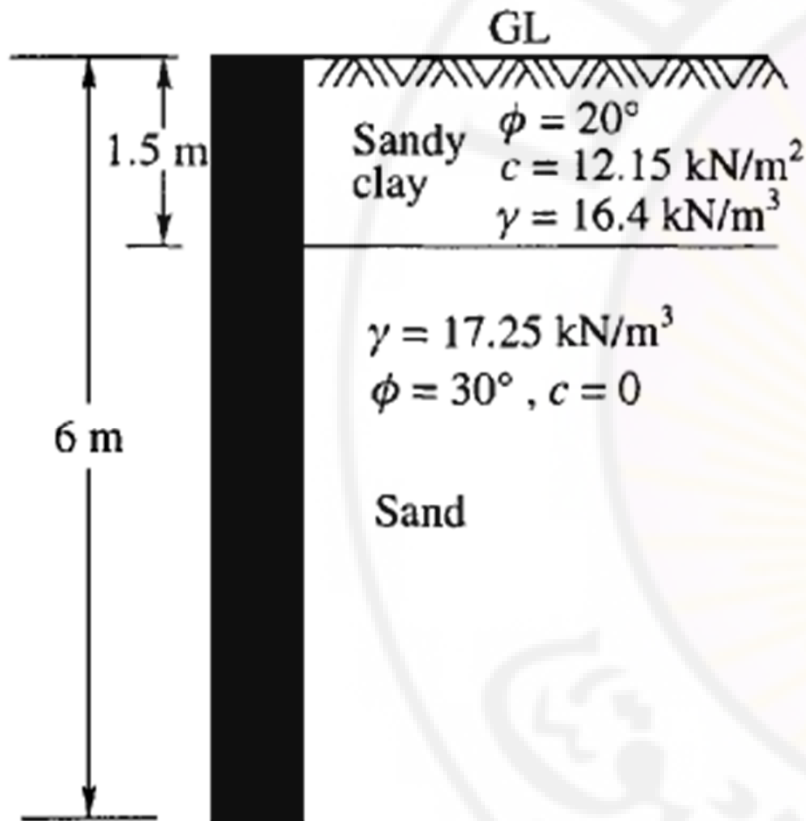
الطبقة العلوية من السطح وحتى عمق 1.5m مواصفاتها :

$$C=12.15 \text{ kN/m}^2, \phi=20^\circ, \gamma=16.4 \text{ kN/m}^3$$

الطبقة السفلية:

$$C=0, \phi=30^\circ, \gamma=17.25 \text{ kN/m}^3$$

المطلوب رسم مخطط الضغط الايجابي وتوزعه على الجدار.



الحل:**للطبقة العلوية**

$$K_p = \frac{1}{0.49} = 2.04 \quad K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 20^\circ}{1 + \sin 20^\circ} = 0.49$$

التربة (غضار رملي):

العمق z_0 الذي يحدد منطقة الشد يمكن

أن نحسبه من العلاقة:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{K_p} = \frac{2 \times 12.15 \sqrt{2.04}}{16.4} = 2.12 \text{ m}$$

بما أن سماكة طبقة الغضار الرملي 1.5m فإن التشقق يمكن أن يظهر فقط حتى هذا الارتفاع.

والآن نحسب للطبقة الثانية

(التربة رملية):

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

عند العمق 1.5m يكون الضغط الشاقولي:

$$\sigma_v = \gamma z = 16.4 \times 1.5 = 24.6 \text{ kN/m}^2$$

أما الضغط الايجابي فيساوي:

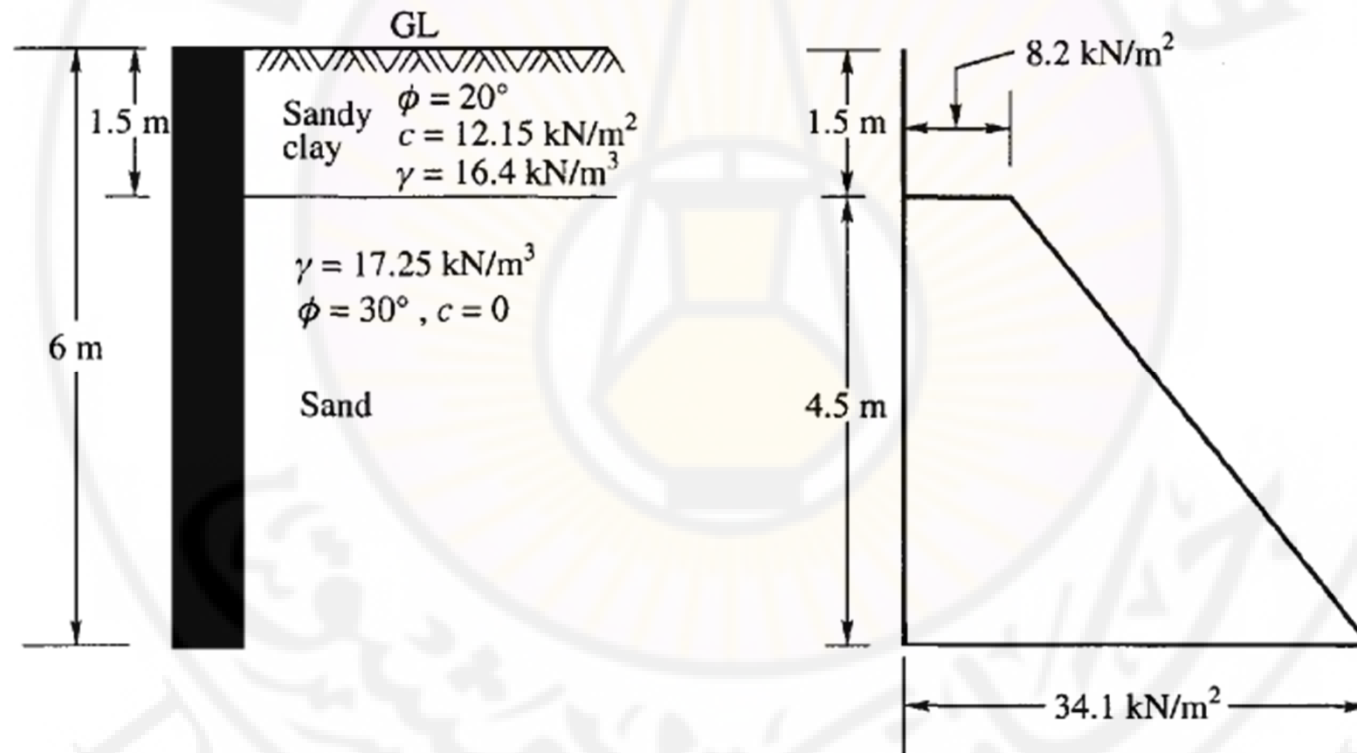
$$p_a = K_A \gamma z = \frac{1}{3} \times 24.6 = 8.2 \text{ kN/m}^2$$

الضغط الفعال عند عمق 6m يساوي: $\sigma_v = 1.5 \times 16.4 + 4.5 \times 17.25 = 24.6 + 77.63 = 102.23 \text{ kN/m}^2$

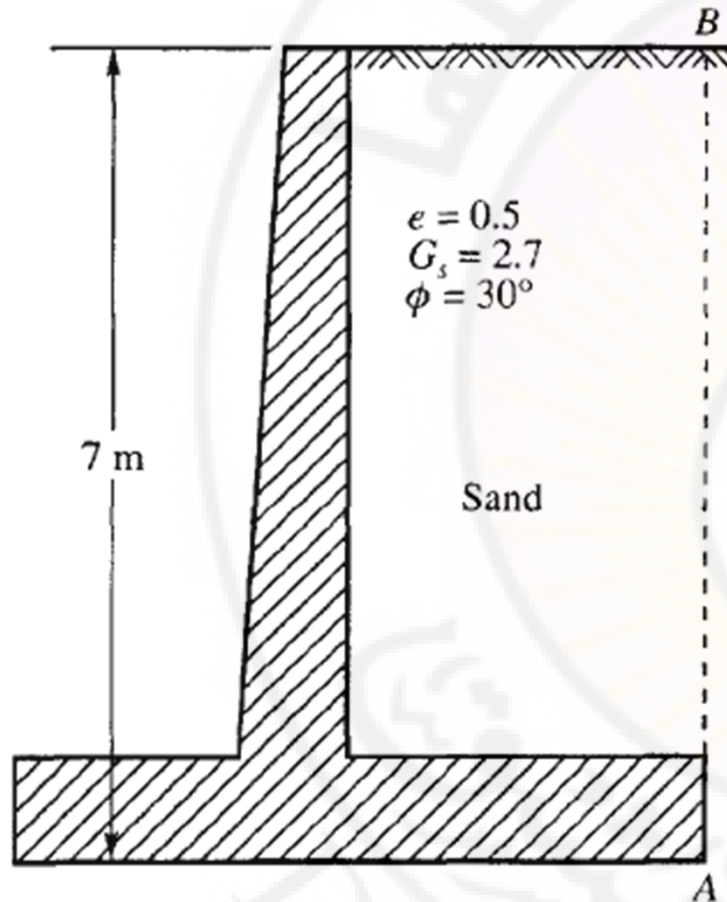
$$p_a = K_A \sigma_v = \frac{1}{3} \times 102.23 = 34.1 \text{ kN/m}^2$$

أما الضغط الايجابي عند قاعدة الجدار فيكون:

مخطط توزيع الإجهادات الجانبية على الجدار:



مسألة 7:



جدار استنادي ظفري ارتفاعه 7m وخلفه التربة المردومة رمل.

مواصفات الرمل:

$$e=0.5, \phi=30^\circ G_s=2.7$$

باستخدام نظرية رانكين حدد مايلي:

(1) ضغط التربة الايجابي عند قاعدة الجدار إذا كان الردم:

جاف

مشبع

مغمور

(2) محصلة الضغط الايجابي لكل حالة.

الحل:

تحديد المعطيات

$$e = 0.5, \quad \phi = 30^\circ, \quad G_s = 2.7, \quad H = 7\text{m}$$

نحسب أولاً الوزن الحجمي الجاف للتربة من العلاقة:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{2.7}{1+0.5} \times 9.81 = 17.66 \text{ kN/m}^3$$

والوزن الحجمي المشبع من العلاقة:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1+e} = \frac{2.7+0.5}{1+0.5} \times 9.81 = 20.92 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_b = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 20.92 - 9.81 = 11.1 \text{ kN/m}^3 \quad \text{فيكون الوزن الحجمي المغمور:}$$

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3} \quad \text{نحسب معامل الضغط الإيجابي وذلك وفقاً لقيمة } \phi = 30^\circ \text{ من العلاقة:}$$

$$p_a = K_A \gamma_d H = \frac{1}{3} \times 17.66 \times 7 = 41.2 \text{ kN/m}^2$$

فيكون الضغط الإيجابي في الحالة الجافة:

$$P_a = \frac{1}{2} K_A \gamma_d H^2 = \frac{1}{2} \times 41.2 \times 7 = 144.2 \text{ kN / m of wall}$$

ويكون الضغط الايجابي في الحالة المشبعة:

$$p_a = K_a * \gamma_{sat} * H = \frac{1}{3} * 20.92 * 7 = 48.81 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 48.81 \times 7 = 170.85 \text{ kN} / \text{m of wall}$$

ويكون الضغط الايجابي في الحالة المغمورة:

$$p_a = K_a * \gamma_{sub} * H = \frac{1}{3} * 11.1 * 7 = 25.9 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 25.9 \times 7 = 90.65 \text{ kN} / \text{m of wall}$$

ونحسب ضغط الماء كما يلي:

$$p_w = \gamma_w H = 9.81 \times 7 = 68.67 \text{ kN/m}^2$$

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = \frac{1}{2} \times 9.81 \times 7^2 = 240.35 \text{ kN/m of wall}$$

مسألة 8

جدار استنادي كتلي/ مبين في الشكل يحجز خلفه تربة

بارتفاع 5m. الردم هو تربة بحصية وزنها المشبع

$\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$ وزاوية الاحتكاك $\phi' = 30^\circ$.

التربة الموجودة تحت الأساس ذات المواصفات التالية:

$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ ، $\phi_p' = 36^\circ$.

الجدار مغروس 1m في التربة ومبين في الشكل التصريف الموجود.

منسوب المياه الجوفية على عمق 4.5m أسفل قاعدة الجدار.

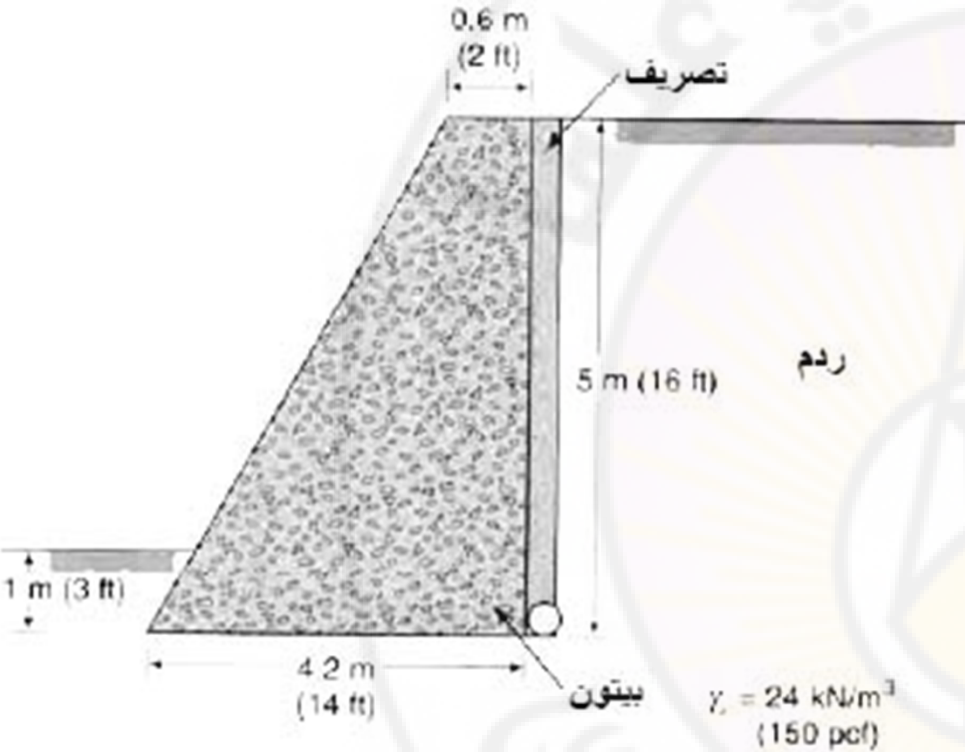
المطلوب التحقق من استقرار الجدار للحالات التالية:

- إذا كان احتكاك الجدار يساوي الصفر. (أي حسب رانكين)

- إذا كان احتكاك الجدار يساوي 20° (أي حسب كولومب)

- إذا أغلق التصريف خلال عاصفة مطرية وارتفع منسوب المياه الجوفية إلى السطح. بإهمال قوى الجريان.

الوزن الحجمي للبيتون = 24 kN/m^3



منهجية الحل:

لاحتكاك الجدار الذي يساوي الصفر، يمكن أن نستخدم نظرية رانكين. ولكن في حال وجود احتكاك للجدار فيجب أن نستخدم نظرية كولومب. بما أن الجدار صلب فإن المقاومة السلبية مهملة.

(1) سنحسب K_a وفق كولومب ورانكين.

$$\delta = 0, \quad K_{aR} = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \tan^2(45^\circ - \frac{30}{2}) = \frac{1}{3} \quad \text{وفق رانكين:}$$

$$K_{aC} = \frac{\cos^2(30-0)}{\cos^2 0 \cos(0+20) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30+20)\sin(30-0)}{\cos(0+20)\cos(0-0)}} \right]^2} = 0.3$$

$$\delta = 20, \quad \beta = 0, \quad \theta = 0$$

وفق كولومب:

(2) نحدد القوى الجانبية: (كل القوى بوحدة الطول للجدار)

وفق رانكين:

$$P_{aR} = \frac{1}{2} K_{aR} * \gamma_{sat} * H_0^2 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * 18 * 5^2 = 75kN$$

القوة P_{aR} تعمل بشكل أفقي لأن سطح الأرض الطبيعية أفقي

وفق كولومب:

$$P_{aC} = \frac{1}{2} K_{aC} * \gamma_{sat} * H_0^2 = \frac{1}{2} * 0.3 * 18 * 5^2 = 67.5kN$$

القوة P_{aC} تتوضع بزاوية تميل $\delta = 20^\circ$ عن الأفق.

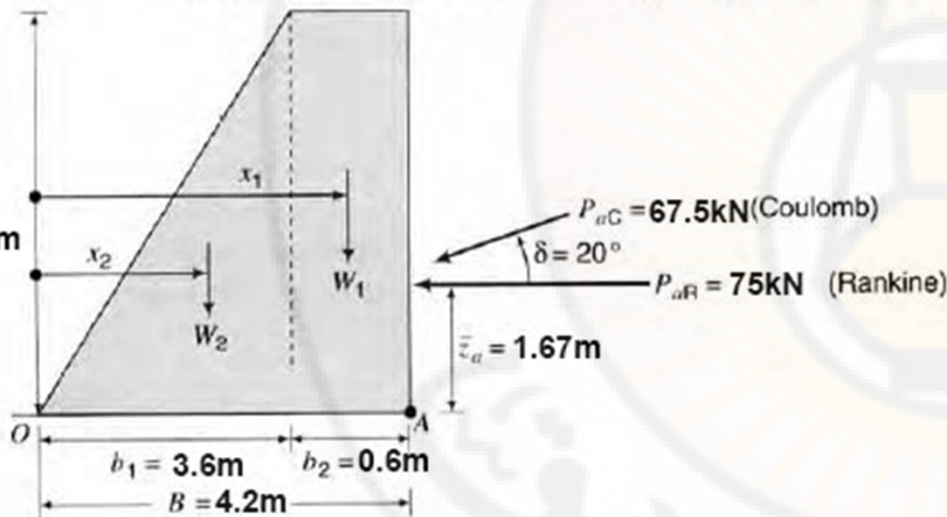
بالتالي سنحسب المركبات للقوة P_{aC} :

المركبة الأفقية: $(P_{ax})_C = P_{aC} * \cos \delta = 63.42 \text{ kN}$

المركبة الشاقولية: $(P_{az})_C = P_{aC} * \sin \delta = 22.9 \text{ kN}$

(3) التحقق من استقرار الجدار لوحدية الطول:

نحسب القوى:



$$W_1 = b_2 * H_0 * \gamma_c = 0.6 * 5 * 24 = 60 \text{ kN}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} * b_1 * H_0 * \gamma_c = 0.5 * 3.6 * 5 * 24 = 216 \text{ kN}$$

$$W = W_1 + W_2 = 60 + 216 = 276 \text{ kN}$$

نحسب موقع المحصلة من العزوم حول O:

وفق رانكين:

$$M_O = W_1 * x_1 + W_2 * x_2 - P_{aR} * \bar{z}_a = 60 * (3.6 + 0.3) + 216 * \left(\frac{2}{3} * 3.6\right) - 75 * \frac{5}{3} = 627.4 \text{ kN.m}$$

$$R_z = W = 60 + 216 = 276 \text{ kN}$$

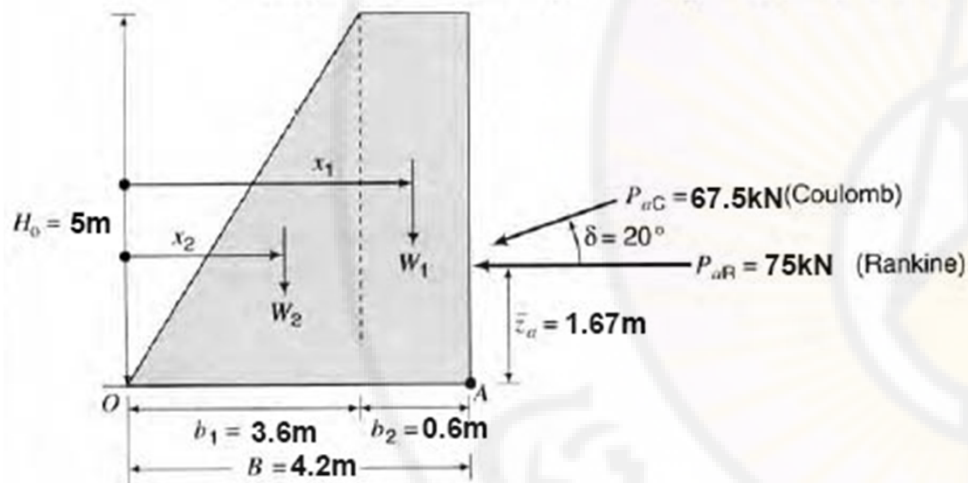
$$\bar{x} = \frac{M_O}{R_z} = \frac{627.4}{276} = 2.27 \text{ m}$$

وفق كولومب:

$$\begin{aligned} M_O &= W_1 * x_1 + W_2 * x_2 + (P_{az})_C * B - (P_{ax})_C * \bar{z}_a \\ &= 60 * (3.6 + 0.3) + 216 * \left(\frac{2}{3} * 3.6\right) + 22.9 * 4.2 - 63.42 * \frac{5}{3} = 742.88 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$R_z = W + (P_{az})_C = 276 + 22.9 = 298.9 \text{ kN}$$

$$\bar{x} = \frac{M_O}{R_z} = \frac{742.88}{298.9} = 2.48 \text{ m}$$



التحقق على الانزلاق:

$$T = R_z * \tan \phi'_b$$

$$\phi'_b = \frac{2}{3} \phi' = \frac{2}{3} * 36^\circ = 24^\circ$$

وفق رانكين:

$$T = R_z * \tan \phi'_b = 276 * \tan 24^\circ = 122.88 kN$$

وفق كولومب:

$$T = R_z * \tan \phi'_b = 298.9 * \tan 24^\circ = 133.08 kN$$

وفق رانكين:

$$(FS)_T = \frac{T}{P_{aR}} = \frac{122.88}{75} = 1.64$$

وفق كولومب:

$$(FS)_T = \frac{T}{(P_{ax})_C} = \frac{133.08}{63.42} = 2.09$$

نلاحظ أنه بوجود احتكاك للجدار يكون أكثر مقاومة للانزياح الأفقي

التحقق من الانقلاب:

نحسب الامركية:

وفق رانكين:

$$e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{4.2}{2} - 2.27 \right| = 0.17m$$

وفق كولومب:

$$e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{4.2}{2} - 2.48 \right| = 0.38m$$

$$\frac{B}{6} = \frac{4.2}{6} = 0.7m > e$$

إن محصلة القوى الشاقولية وفق رانكين وكولومب تقع ضمن نصف ثلث القاعدة ولذلك لا يمكن حدوث انقلاب.

النحقق من قدرة التحمل:

بما أن القوى الشاقولية متوضعي في منتصف ثلث الأساس فلا يحدث شد في التربة.

$$\sigma_{\max} = \frac{R_z}{A} * (1 + \frac{6 * e}{B})$$

وفق رانكين:

$$\sigma_{\max} = \frac{276}{4.2 * 1} * (1 + \frac{6 * 0.17}{4.2}) = 81.67 kN / m^2$$

وفق كولومب:

$$\sigma_{\max} = \frac{298.9}{4.2 * 1} * (1 + \frac{6 * 0.38}{4.2}) = 109.8 kN / m^2$$

التحقق على قدرة التحمل:

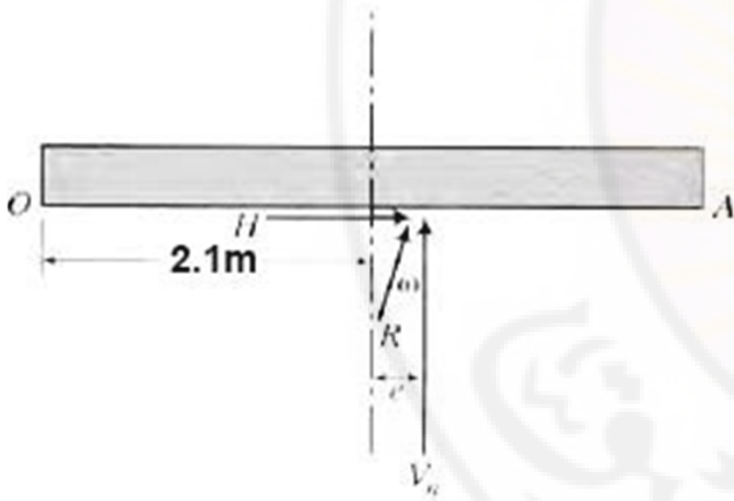
إن الاجهاد الأعظمي يطبق على A للطريقتين رانكين وكولومب.

يمكن ان نعتبر قاعدة الجدار أنها أساس سطحي مستمر فيكون $D_f=0$ ، $B/L = 0$ المياه الجوفية تتوضع على عمق 4.5m من القاعدة فلا يوجد لها تأثير على قدرة التحمل.

محصلة القوى لا مركزية ومائلة بالنسبة للشاقول كما يبين الشكل

ولذلك نستعمل معاملات ميلان الحمولة والتعديل الموافق للامركزية:

وفق رانكين:



$$H = P_{aR} = 75kN \quad V_n = R_z = 276kN$$

$$\frac{H}{V_n} = \frac{75}{276} = 0.27$$

$$w = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V_n}\right) = \tan^{-1}(0.27) = 15^\circ$$

للجدار المستمر يكون:

$$B' = B - 2e = 4.2 - 2 * 0.17 = 3.86m$$

$$n = \left(2 + \frac{B'}{L'} \right) / \left(1 - \frac{B'}{L'} \right) = 2$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H}{V_n} \right)^{n+1} = (1 - 0.27)^{2+1} = 0.389$$

$$N_{\gamma} = 0.1054 \exp(9.6 \phi'_p) = 0.1054 \exp\left(9.6 * 36 * \frac{\pi}{180}\right) = 43.9$$

$$q_u = 0.5 * \gamma * B' * N_{\gamma} * i_{\gamma} = 0.5 * 20 * 3.86 * 43.9 * 0.389 = 659.17 kN / m^2$$

$$(FS)_B = \frac{q_u}{(\sigma_{\max})_R} = \frac{659.17}{81.76} = 8 \gg 3 \quad Ok.$$

وفق كولومب:

$$H = (P_{ax})_C = 63.42 \text{ kN} \quad V_n = R_z = 298.9 \text{ kN}$$

$$\frac{H}{V_n} = \frac{63.42}{298.9} = 0.212$$

$$w = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V_n}\right) = \tan^{-1}(0.212) = 11.85^\circ$$

$$B' = B - 2e = 4.2 - 2 * 0.38 = 3.44 \text{ m}$$

$$n = \left(2 + \frac{B'}{L'}\right) / \left(1 - \frac{B'}{L'}\right) = 2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V_n}\right)^{n+1} = (1 - 0.21)^{2+1} = 0.493$$

$$q_u = 0.5 * \gamma * B' * N_\gamma * i_\gamma = 0.5 * 20 * 3.44 * 43.9 * 0.493 = 744.51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$(FS)_B = \frac{q_u}{(\sigma_{\max})_R} = \frac{744.51}{109.8} = 6.7 \gg 3 \quad Ok.$$

(3) إذا أغلق التصريف:

سنستخدم رانكين ونعتبر أن احتكاك الجدار = 0.

$$P_{aR} = \frac{1}{2} K_{aR} * \gamma' * H_0^2 + \frac{1}{2} * \gamma_w * H_0^2 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * (18 - 10) * 5^2 + \frac{1}{2} * 10 * 5^2 = 158.33 kN$$

نقطة تطبيق المحصلة:

$$M_O = W_1 * x_1 + W_2 * x_2 - P_{aR} * \bar{z}_a = 60 * (3.6 + 0.3) + 216 * \left(\frac{2}{3} * 3.6\right) - 158.33 * \frac{5}{3} = 488.51 kN.m$$

$$\bar{x} = \frac{M_O}{R_z} = \frac{488.51}{276} = 1.76 m$$

التحقق على الانزلاق:

$$(FS)_T = \frac{T}{P_{aR}} = \frac{122.88}{158.33} = 0.77 < 1 \quad \text{not Ok.}$$

التحقق على الانقلاب:

$$e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{4.2}{2} - 1.76 \right| = 0.34 m < \frac{B}{6} \left(= \frac{4.2}{6} = 0.7 \right)$$

الجدار غير معرض للانقلاب

$$\sigma_{\max} = \frac{276}{4.2 * 1} * \left(1 + \frac{6 * 0.34}{4.2}\right) = 97.63 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$H = P_{aR} = 158.33 \text{ kN} \quad V_n = R_z = 276 \text{ kN}$$

$$\frac{H}{V_n} = \frac{158.33}{276} = 0.57$$

$$w = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V_n}\right) = \tan^{-1}(0.57) = 29.6^\circ$$

$$B' = B - 2e = 4.2 - 2 * 0.34 = 3.52 \text{ m}$$

$$n = \left(2 + \frac{B'}{L'}\right) / \left(1 - \frac{B'}{L'}\right) = 2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V_n}\right)^{n+1} = (1 - 0.57)^{2+1} = 0.079$$

$$q_u = 0.5 * \gamma' * B' * N_\gamma * i_\gamma = 0.5 * (20 - 10) * 3.52 * 43.9 * 0.079 = 61.03 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$(FS)_B = \frac{q_u}{(\sigma_{\max})_R} = \frac{61.03}{97.63} = 0.625 < 1 \quad \text{not Ok.}$$

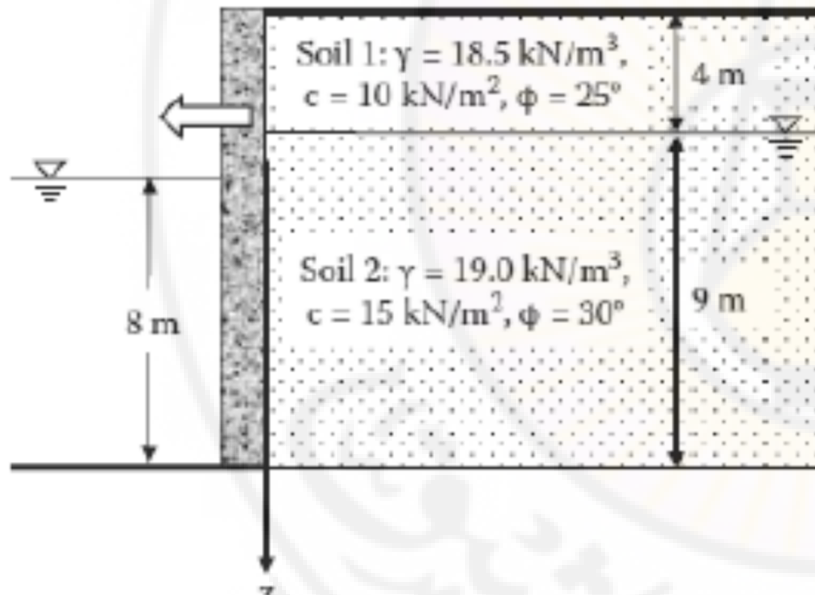
مسألة 9

يبين الشكل جدار استنادي شاقولي مع ردم أفقي، والتي تنهار تحت تأثير الضغط الايجابي. نلاحظ بأن مستويات المياه الجوفية أمام الجدار وخلفه مختلفة.

المطلوب:

حساب ورسم الضغط الجانبي المطبق على الجدار.

حساب المحصلة الكلية ونقطة تطبيقها.



الحل:

عمق الشق:

$$z_0 = \frac{2c_1}{\gamma_1 \tan(45^\circ - \phi_1/2)} = \frac{2*10}{18.5 \tan(45^\circ - 25/2)} = 1.70m$$

ضغط التربة الايجابي:

$$\sigma_{a,at 4m, soil1} = 18.5*4*\tan^2(45^\circ - 25^\circ/2) - 2*10*\tan(45^\circ - 25^\circ/2) = 30.03 - 12.74 = 17.29 kN/m^2$$

$$\sigma_{a,at 4m, soil2} = 18.5*4*\tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) - 2*15*\tan(45^\circ - 30^\circ/2) = 24.67 - 17.32 = 7.35 kN/m^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,at 13m, soil2} &= [18.5*4 + (19 - 9.81)*9]*\tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) - 2*15*\tan(45^\circ - 30^\circ/2) \\ &= 52.24 - 17.32 = 34.92 kN/m^2 \end{aligned}$$

ضغط الماء:

من جانب الماء فقط:

$$u=0 \text{ يكون } z=5m$$

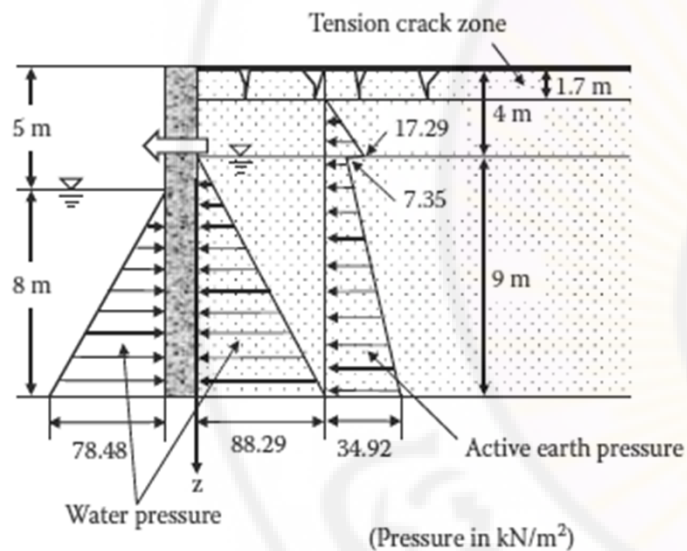
$$u=8*9.81 = 78.48 \text{ kN/m}^2 \text{ يكون } z=13m$$

من جانب الردم:

$$u=0 \text{ يكون } z=4m$$

$$u=9*9.81 = 88.29 \text{ kN/m}^2 \text{ يكون } z=13m$$

المحصلة الكلية ونقطة تطبيقها:



$$P_{a, \text{soil 1}} = \frac{1}{2} \times 17.29 \times (4 - 1.7) = 19.88 \text{ kN/m}^2 \text{ at } 9 \text{ m} + (4 - 1.7)/3 = 9.77 \text{ m from the base}$$

$$P_{a, \text{soil 2}} = 7.35 \times 9 + \frac{1}{2} \times (34.92 - 7.35) \times 9 = 66.15 \text{ kN/m}^2 \text{ (applied at 4.5 m)} + 124.07 \text{ kN/m}^2 \text{ (applied at 3 m)}$$

$$P_{w, \text{backfill}} = \frac{1}{2} \times 88.29 \times 9 = 397.31 \text{ kN/m}^2 \text{ at 3 m from the base}$$

$$P_{w, \text{front side}} = \frac{1}{2} \times 78.48 \times 8 = 313.92 \text{ kN/m}^2 \text{ at 2.67 m from the base (toward right)}$$

$$\text{Total thrust } P = 19.88 + 66.15 + 124.07 + 397.31 - 313.92 = 293.49 \text{ kN/m} \leftarrow$$

نقطة تطبيق المحصلة على ارتفاع z من قاعدة الجدار نحددها من:

$$\frac{\sum \text{moment}}{P} = \frac{(19.88 \times 9.77 + 66.15 \times 4.5 + 124.07 \times 3 + 397.31 \times 3 - 313.92 \times 2.67)}{293.49} = 4.15 \text{ m}$$

مسألة 10

لدينا جدار استنادي ارتفاعه 8m شاقولي وسطحه املس.

مواصفات الردم خلفه

الايجابي ونقطة تطبيقها. $C' = 20 \text{ kPa}$, $\phi = 25^\circ$, $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$

المطلوب تحديد محصلة الضغط

الحل:

$$k_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) = 0.406$$

$$p_a = -2c'\sqrt{k_a} = -40 * \sqrt{0.406} = -25.5 \text{ kPa}$$

$$p_a = 140 * 0.406 - 40 * \sqrt{0.406} = 31.3 \text{ kPa}$$

$$z_0 = \frac{2 * c'}{\gamma * \sqrt{k_a}} = \frac{2 * 20}{17.5 * \sqrt{0.406}} = 3.59 \text{ m}$$

$$P_a = (8 - 3.59) * 31.3 * \frac{1}{2} = 69 \text{ kN}$$

$$\frac{(8 - 3.59)}{3} = 1.47 \text{ m}$$

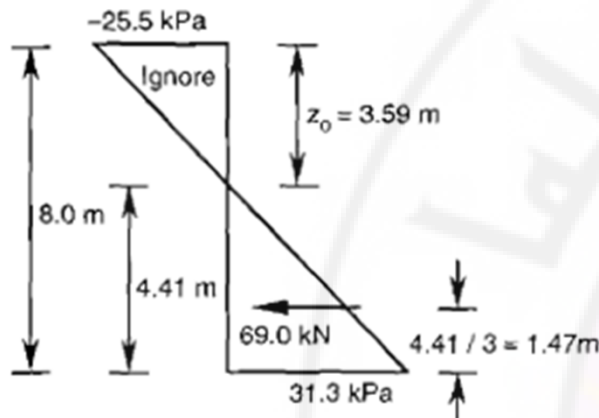
عند $z=0$ تكون $\sigma'_z = 0$

عند $z=8\text{m}$ تكون $\sigma'_z = 8 * 17.5 = 140 \text{ kPa}$

العمق z_0 الذي يكون عنده الضغط الايجابي = 0

المحصلة تكون:

ونقطة تطبيقها :



مسألة 11

لدينا جدار ارتفاعه 5m شاقولي وسطحه املس. المطلوب تحديد محصلة الضغط الايجابي في الحالتين:

(1) يوجد ضغط هيدروستاتيكي في الردم ويكون $C'=0$ kPa, $\phi=36^\circ$, $\gamma=17.5$ kN/m³

(2) منسوب المياه الجوفية عند سطح الأرض الطبيعية $C'=20$ kPa, $\phi=36^\circ$, $\gamma_{sat}=19.5$ kN/m³

الحل:

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{36}{2}\right) = 0.206 \quad (1)$$

عند $z=0$ تكون $\sigma'_z = 0$ وتكون $p_a=0$

عند $z=5$ m تكون $\sigma'_z = 5 * 17.5 = 87.5$ kPa ويكون $p_a = 87.5 * 0.26 = 22.7$ kPa ويكون $P_a = 22.7 * (5/2) * 1 = 56.8$ kN

عند $z=0$ تكون $\sigma'_z = 0$ وتكون $p_a=0$

عند $z=5$ m يكون $\sigma'_z = 5 * 19.5 - 49 = 48.5$ kPa ، $u = 5 * 9.81 = 49$ kPa ويكون $p_a = 48.5 * 0.26 = 12.6$ kPa

$$P_a = 12.6 * (5/2) * 1 = 31.5 \text{ kN}$$

$$P_w = 49 * (5/2) * 1 = 122.5 \text{ kN}$$

وتكون المحصلة الكلية على الجدار $P_a + P_w = 31.5 + 122.5 = 154$ kN

مسألة 12

لدينا جدار ارتفاعه 6m شاقولي وسطحه املس. يحجز طبقتي تربة كل طبقة سماكتها 3m. مواصفات الطبقة العلوية:
 $C'=0 \text{ kPa}$, $\phi=30^\circ$, $\gamma_{\text{dry}}=17.5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}}=19.5 \text{ kN/m}^3$

مواصفات الطبقة السفلية: $C'=10 \text{ kPa}$, $\phi=18^\circ$, $\gamma_{\text{sat}}=19 \text{ kN/m}^3$

يوجد حمولة على السطح 50kPa ومنسوب المياه الجوفية على عمق 1.5m تحت سطح الأرض الطبيعية.

المطلوب: حدد المحصلة الجانبية الكلية ونقطة تطبيقها فوق قاعدة الجدار

الحل:

$$k_{a(\text{upper})} = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0.333, \quad k_{a(\text{lower})} = \tan^2\left(45 - \frac{18}{2}\right) = 0.528$$

عند $z=0$ تكون $\sigma_z = 50 \text{ kPa}$ و $u=0$ ومنه $\sigma'_z = 50 \text{ kPa}$ ، $p_a = \sigma'_z * k_a = 50 * 0.333 = 16.7 \text{ kPa}$

عند $z=1.5 \text{ m}$ تكون $\sigma_z = 50 + 1.5 * 17.5 = 76.2 \text{ kPa}$ و $u=0$ ومنه $\sigma'_z = 76.2 \text{ kPa}$ ، $p_a = \sigma'_z * k_a = 76.2 * 0.333 = 25.4 \text{ kPa}$

عند $z=3 \text{ m}$ تكون $\sigma_z = 50 + 1.5 * 17.5 + 1.5 * 19.5 = 105.5 \text{ kPa}$ و $u = 1.5 * 9.81 = 14.7 \text{ kPa}$ ومنه $\sigma'_z = 105.5 - 14.7 = 90.8 \text{ kPa}$ ،

وعند الطبقة الثانية نأخذ قيمة $k_a = 0.528$ ونحسب الضغط من العلاقة: $p_a = \sigma'_z * k_a = 90.8 * 0.333 = 30.3 \text{ kPa}$

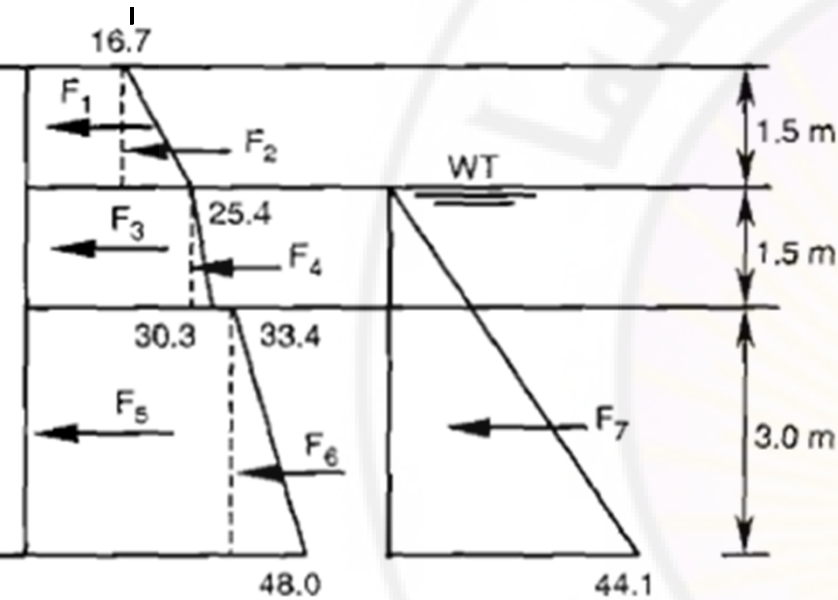
$$p_a = \sigma'_z * k_a - 2c' \sqrt{k_a} = 90.8 * 0.528 - 2 * 10 * \sqrt{0.528} = 33.4 \text{ kPa}$$

عند $z=6\text{m}$ تكون $\sigma_z = 50 + 1.5 \cdot 17.5 + 1.5 \cdot 19.5 + 3 \cdot 19 = 162.5\text{kPa}$ و $u = 4.5 \cdot 9.81 = 44.1\text{kPa}$

ومنه $\sigma'_z = 162.5 - 44.1 = 118.4\text{kPa}$ ويكون

$$p_a = \sigma'_z \cdot k_a - 2c'\sqrt{k_a} = 118.4 \cdot 0.528 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0.528} = 48\text{kPa}$$

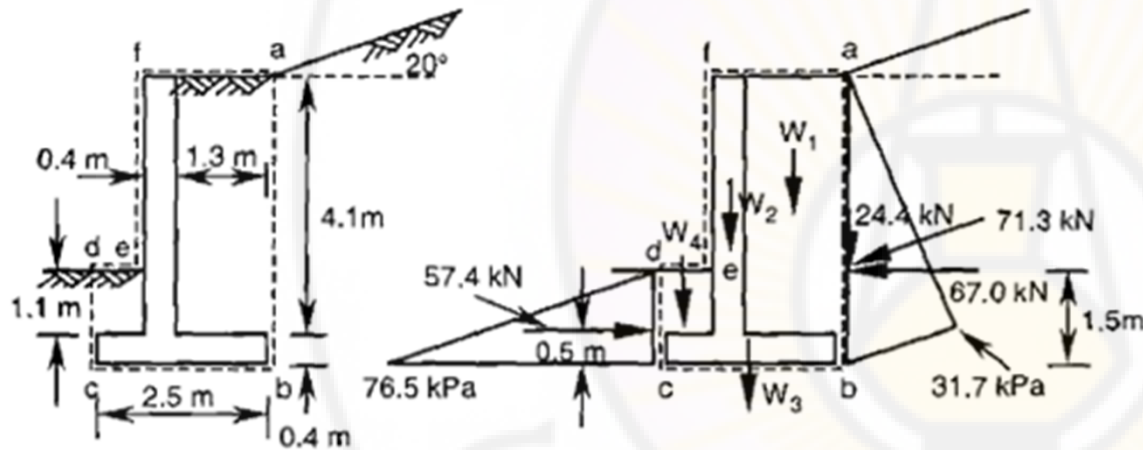
يبين الجدول التالي حساب المحصلة



$$\frac{640.85}{294.66} = 2.17\text{m}$$

موقع المحصلة:

القوة kN	الذراع m	العزم kN.m
$F_1 = 16.7 \cdot 1.5 \cdot 1 = 25.05$	5.25	131.51
$F_2 = (25.4 - 16.7) \cdot 1.5 \cdot (1/2) \cdot 1 = 6.52$	5	32.60
$F_3 = 25.4 \cdot 1.5 \cdot 1 = 38.10$	3.75	142.87
$F_4 = (30.3 - 25.4) \cdot 1.5 \cdot (1/2) \cdot 1 = 3.67$	3.5	12.84
$F_5 = 33.4 \cdot 3 \cdot 1 = 100.20$	1.5	150.30
$F_6 = (48 - 33.4) \cdot 3 \cdot (1/2) \cdot 1 = 21.9$	1	21.90
$F_7 = 44.1 \cdot 4.5 \cdot (1/2) \cdot 1 = 99.22$	1.5	148.83
المحصلة الكلية = 294.66		640.85



$$P_{a(\text{horizontal})} = P_{ah} = p_a * \cos \beta = 71.3 * \cos 20 = 67 \text{ kN}$$

$$P_{a(\text{vertical})} = P_{av} = p_a * \sin \beta = 71.3 * \sin 20 = 24.4 \text{ kN}$$

سنقوم بحساب الضغط السلبي أمام الجدار

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30} = 3$$

عند $z=0$ يكون $p_p=0$

عند $z=1.1+0.4=1.5\text{m}$ يكون

$$p_p = \gamma * z * k_p + 2c' \sqrt{k_p} = 1.5 * 17 * 3 = 76.5 \text{ kPa}$$

ومنه تكون المحصلة $P_p = 1.5 * (76.5/2) * 1 = 57.4 \text{ kN}$

ونقطة تطبيقها 0.5m فوق قاعدة الجدار

(2) حساب الوزن الكلي W كما يبين الشكل المجاور

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 1.3 * 4.1 * 1 * 17 = 90.6kN && @(1.85m) \\
 W_2 &= 0.4 * 4.1 * 1 * 24 = 39.4kN && @(1m) \\
 W_3 &= 0.4 * 2.5 * 1 * 24 = 24kN && @(2.5 / 2 = 1.25m) \\
 W_4 &= (2.5 - 1.3 - 0.4) * 1.1 * 17 = 15kN && @(0.4m) \\
 W &= 90.6 + 39.4 + 24 + 15 = 169kN
 \end{aligned}$$

وتكون القوى الشاقولية:

$$N = W + P_{pv} = 169 + 24.4 = 193.4$$

وتكون قوة القص الناتجة عن الاحتكاك بين القاعدة والترتبة:

$$193.4 * \tan(\delta) = 193.4 * \tan 20^\circ = 70.4kN$$

القوة الكلية المقاومة للمحصلة الايجابية = $70.4 + 57.4 = 127.8kN$

ويكون معامل الأمان ضد الانزلاق $F_s = 127.8 / 67 = 1.91$

$$F_v = (57.4 * 0.5 + 90.6 * 1.85 + 39.4 * 1 + 24 * 1.25 + 15 * 0.4 + 24.2 * 2.5) / 67 * 1.5 = 3.31 \text{ وتكون}$$

(3) توازن العزوم

$$193.4 * x = 67 * 1.5 + 90.6(2.5 - 1.85) + 39.4 * (2.5 - 1) + 24 * (2.5 - 1.25) + 15 * (2.5 - 0.4) - (57.4 / 1.91) * 0.5 = 264.96 \rightarrow x = 1.37 * e = 1.37 - 1.25 = 0.12m$$

$$q_{\max} = \frac{P}{B * L} * \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{193.4}{2.5 * 1} \left(1 + 6 * \frac{0.12}{2.5}\right) = 99.6kPa$$

$$q_{\min} = \frac{P}{B * L} * \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{193.4}{2.5 * 1} \left(1 - 6 * \frac{0.12}{2.5}\right) = 55kPa$$