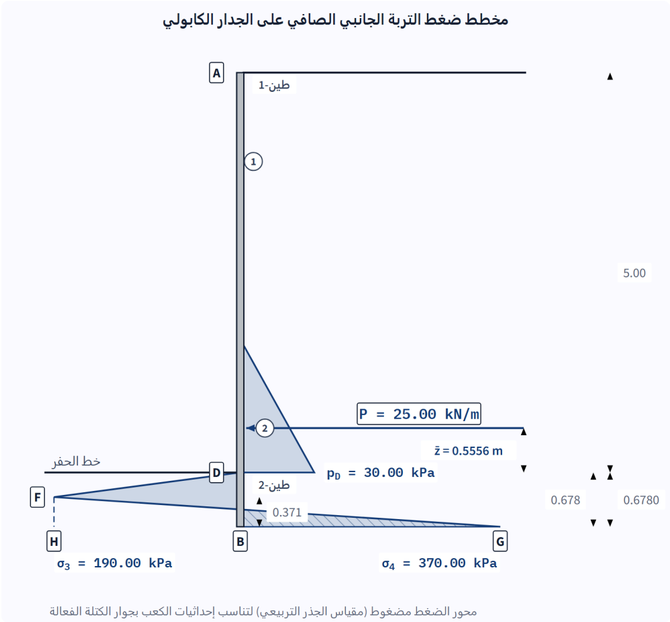
شرائح محاضرات الجيوتكنيك · الجدران الستائرية والحفريات المدعمة

جدار ستائري كابولي في الطين

المحاضرة: تصميم جدار ستائري كابولي في الطين (الضغط الصافي غير المصرف، عمق الاختراق، العزم، المقطع، الحمل الزلزالي، انتفاخ القاع)؛ مع مثال محلول في كل موضوع.

جدار ستائري كابولي · طين غير مصرف (φ = 0) · عمق الاختراق · أقصى عزم

انتفاخ قاع الحفر · الزلزال · الإزاحة



يستند إلى صفحة النظرية في GeoTerva · geoterva.com

ماذا سنتعلم في هذه المحاضرة؟

سبب حل الجدار الستائري الكابولي في الطين بتحليل **غير مصّرف بالإجهاد الكلي ($\varphi = 0$)**؛ $K_a = K_p = 1$

الضغط الفعال للطين المسنود هو $\sigma_v - 2c_u$، و **شق الشد** z_c، والمحصلة P_1 فوق قاع الحفر

في الطين، تحت قاع الحفر **صافي ضغط ثابت** $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$ وعند الطرف السفلي σ_7

معادلة من الدرجة الثانية في D من اتزان القوى الأفقية والعزوم؛ z' و M_{max}

عمق التصميم (f، K_p/FS_p، العمق المعطى)؛ وأثر **الشق المملوء بالماء** ومنسوب الماء المختلف

التحقق من الجدار الستائري (EN 1993-1-1، AISC 360-22)، و**الزلزال**، والإزاحة، و**انتفاخ قاع الحفر**

تسلسل المحاضرة

يعالج كل موضوع في **ثلاث خطوات:**

1 · **النظرية:** ما القاعدة، ولماذا هي كذلك؟

2 · **المسألة:** المعطيات والمطلوب

3 · **الحل:** خطوة بخطوة، بالأرقام

جدار المثال: يعلو قاع الحفر طين بارتفاع $L = 5$ m ($\gamma = 18$ kN/m³، $c_u = 30$ kPa) ويقع تحته طين أشد صلابة ($c_u = 70$ kPa)؛ لا يوجد ماء ولا حمل إضافي. في الحل اليدوي يكون شق الشد جافا، أما في الوضع الافتراضي للوحدة فيكون ممتلئا بالماء. القوى لكل متر من طول الجدار.

كيف يعمل وكيف يدور؟

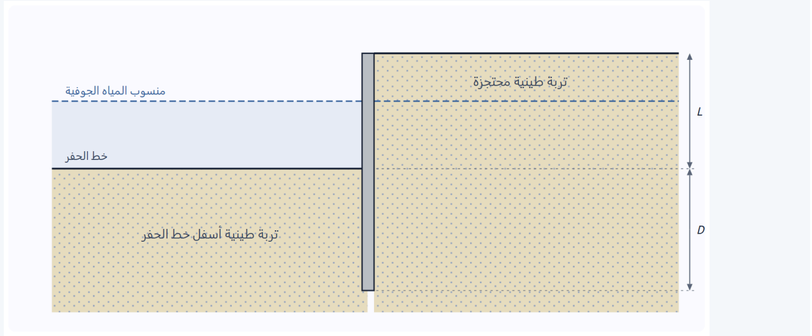
النظرية

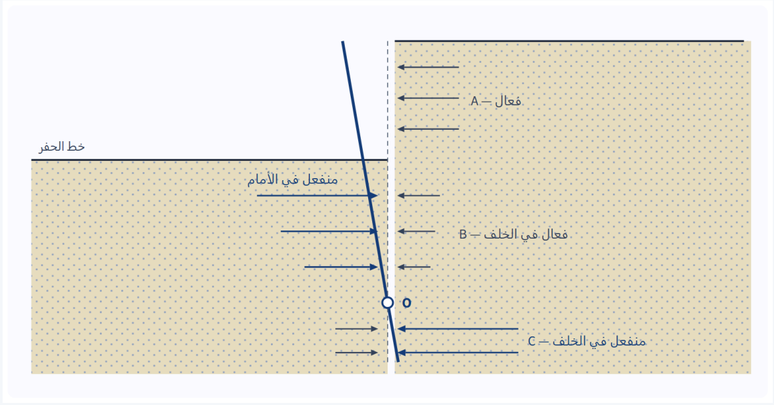
يسند الجدار الستائري التربة الواقعة فوق قاع الحفر (L) ويبقى قائما بفضل **عمق الاختراق D**. وليس للجدار **الكابولي** أي سند آخر؛ إذ لا يثبته إلا المقاومة المنفعلة للتربة التي دق فيها، ولذلك يكون اقتصاديا حتى ارتفاع نحو 6 m فوق قاع الحفر.

يدور الجدار دوراناً جاسئاً حول النقطة O (القريبة من الطرف): **A** (فوق قاع الحفر) فعال؛ **B** (من قاع الحفر إلى O) فعال في الخلف ومنفعل في الأمام؛ **C** (تحت O) منفعل في الخلف وفعال في الأمام.

يستبدل المصدر التوزيع الفعلي (المنحني) **بتبسيط خطي**: الضغط الصافي تحت قاع الحفر وكتلة الدوران عند الطرف؛ ويعطي التوازن الأفقي وتوازن العزوم عمق الغرس.

في الطين لا تستطيع التربة المحملة بسرعة أن تصرف الماء: ويجرى التحليل **غير مصرف وبالإجهاد الكلي** ($\varphi = 0$، c_u)؛ ومعاملا Rankine كلاهما يساوي 1. أما الحالة المصرفة طويلة الأمد (c'، φ) فلا يتحقق منها في هذه الوحدة.





$\sigma_v - 2c_u$، شق الشد P_1، z_c

النظرية

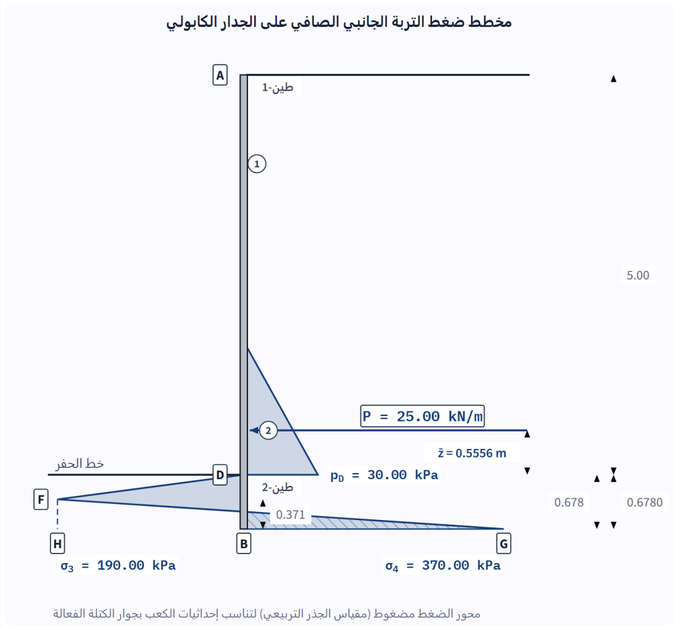
يدفع الطين المحتجز فوق قاع الحفر بضغطه الفعال غير المصّرف: الإجهاد الرأسي الكلي مطروحاً منه $2c_u$ ($K_a = 1$ عند $\varphi = 0$):

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

قرب السطح تكون σ_a سالبة: أي أن الطين كان سيشد الجدار. و**لا يعتد بمثل هذا الشفط**؛ إذ يكون الضغط صفراً حتى العمق z_c (شق الشد) ثم يزداد خطياً أسفله. وفي طبقة طين واحدة يكون المخطط مثلثاً من z_c إلى قاع الحفر؛ وتؤثر P_1 على ارتفاع $\bar{z}_1$ فوق قاع الحفر.

قد يكون **الشق ممتلئا بالماء** (الوضع الافتراضي للوحدة): ويضاف ضغط الماء الهيدروستاتيكي $\gamma_w z_c^{2}/2$ على امتداد الشق إلى P_1؛ أما إذا أخذ الشق **جافا** (معادلات المصدر) فلا يضاف. وتحت منسوب المياه الجوفية يملأ الماء الشق حتى منسوب ثابت.



مخطط الضغط الصافي (الجدار الابتدائي بشق مملوء بالماء).

المسألة

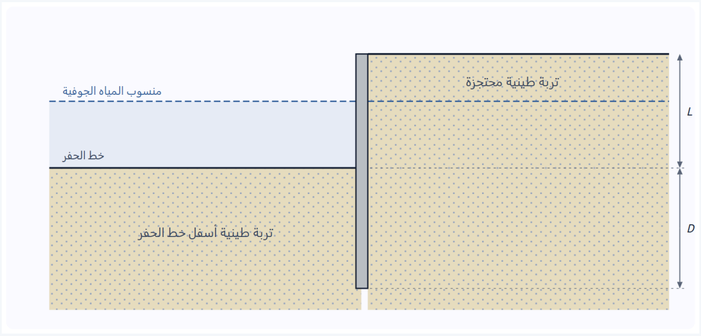
مثال

المعطيات

التربة	**الطين المسنود:** $\gamma = 18$ kN/m³، $c_u = 30$ kPa؛ **وتحته طين صلب** $c_u = 70$ kPa
الجدار	$L = 5$ m؛ **لا ماء ولا حمل إضافي؛ شق الشد جاف (معادلات المصدر)**

المطلوب

z_c، و$\sigma_a(L)$، وP_1 وذراعه $\bar{z}_1$ (من قاع الحفر).



الحل

الحل

1 عمق شق الشد وضغط التربة الفعال عند قاع الحفر

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 محصلة المخطط المثلثي وذراعها

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ \text{(فوق قاع الحفر)}$$

في أول **3.33 m** من العمق لا يعطي الطين ضغطاً فعالاً (الشق)؛ وعند قاع الحفر يبلغ القيمة σ_a 30 kPa. **P_1 = 25.0 kN/m** على ارتفاع 0.556 m فوق قاع الحفر.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

النظرية

الضغط الصافي الثابت σ_6 وσ_7 عند الطرف

الطين المحمل بسرعة، كما في الجدار، لا يستطيع التصريف: $\varphi = 0$، والمعاملات تساوي 1، والضغوط الجانبية عند السطح تساوي الإجهاد الكلي الرأسي $\mp 2c_u$:

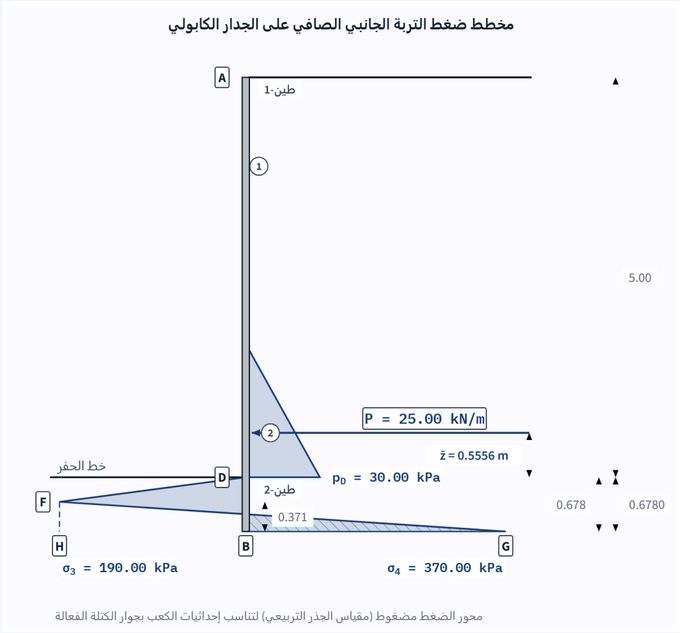
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

يدفع الجانب المحتجز، مباشرة أسفل قاع الحفر، بمقدار الحمل الذي يحمله $(\gamma L_1 + \gamma' L_2) - 2c_u$؛ ويقاوم وجه الحفر، الذي لا يحمل بعد أي حمل، بمقدار $2c_u$. وأسفل ذلك يكتسب الوجهان الحمل نفسه، ولذلك **لا يتغير الفرق**: فالضغط الصافي ثابت ومتجه نحو التربة المحتجزة. وفي منطقة الدوران يتبادل الجانبان موقعيهما:

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

يجب أن تكون σ_6 موجبة: فالطين الذي لا تتجاوز $4c_u$ فيه الحمل عند قاع الحفر لا يستطيع تثبيت الجدار، وتوقف الوحدة الحساب.

نقطة الصفر هي E، أي منسوب قاع الحفر نفسه؛ وتحت قاع الحفر يكون الضغط الصافي ثابتا σ_6، وعند الطرف السفلي يتحول إلى σ_7 بكتلة ارتفاعها L_4.



المسألة

مثال

المعطيات

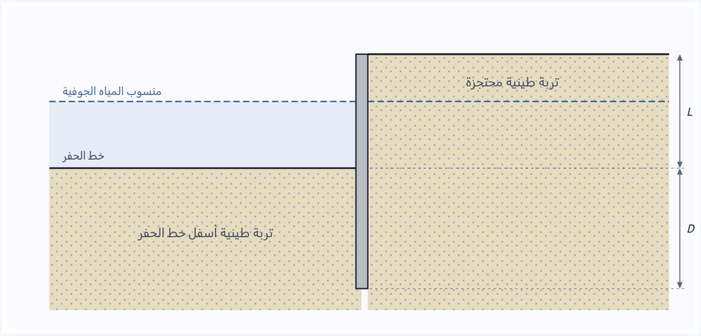
المعطيات

مثال 1: $\gamma = 18$ **kN/m³**، $L = 5$ **m** **(دون مياه):**

$\gamma L = 90$ **kPa**؛ **في الطين المدفون** $c_u = 70$ **kPa**

المطلوب

الضغط الصافي الثابت σ_6 أسفل قاع الحفر وσ_7 عند الطرف؛ فهل σ_6 موجب؟



الحل

الحل

1 ضغط صافٍ أسفل قاع الحفر (باتجاه الجانب المحتجز)

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \text{kPa} \ > 0\ \checkmark$$

2 إحداثي الدوران عند الطرف

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \text{kPa}$$

الضغط الصافي σ_6 = **190 kPa** موجب: يستطيع الطين الصلد أن يسند الجدار. وعند الطرف ينعكس الضغط إلى σ_7 = 370 kPa. وتحت قاع الحفر يؤثر الضغط الصافي نفسه **190 kPa** عند كل عمق (مخطط ثابت).

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

L_4 من الاتزان الأفقي، معادلة من الدرجة الثانية بالنسبة إلى D

النظرية

فوق قاع الحفر تكون المحصلة P_1 (الذراع $\bar{z}_1$)؛ وتحته يؤثر σ_6 على كامل عمق الاختراق (D) وتعيد كتلة الطرف (الارتفاع L_4) الضغط إلى σ_7. ويعطي الاتزان الأفقي L_4:

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

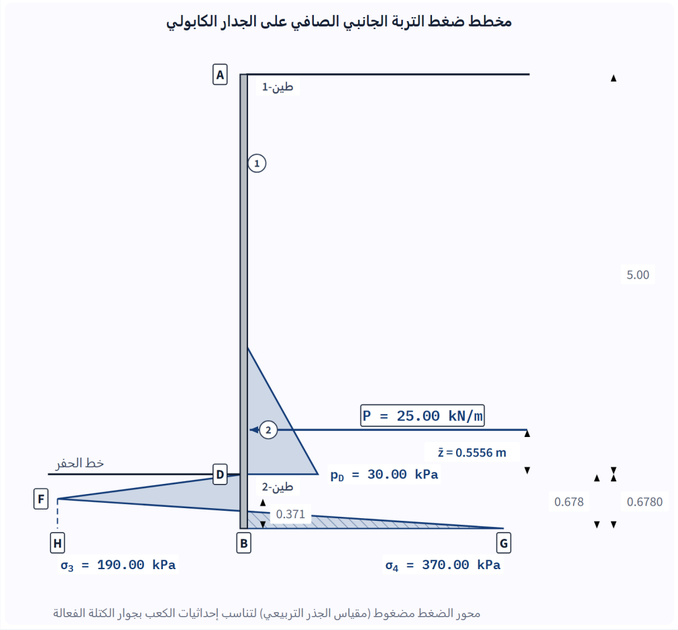
عند وضع L_4 وفقاً لتوازن العزوم حول الطرف، تبقى معادلة **من الدرجة الثانية** في D:

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

ينعدم القص عند العمق z' (أسفل قاع الحفر) الذي يلغي عنده الضغط الصافي الثابت القوة P_1؛ ويبلغ العزم هنا أقصاه. $D_{theoretical}$ هو الجذر الموجب لهذه المعادلة؛ وقد استنفدت المقاومة المنفعلة بالكامل، ولا يوجد احتياطي.



المسألة

مثال

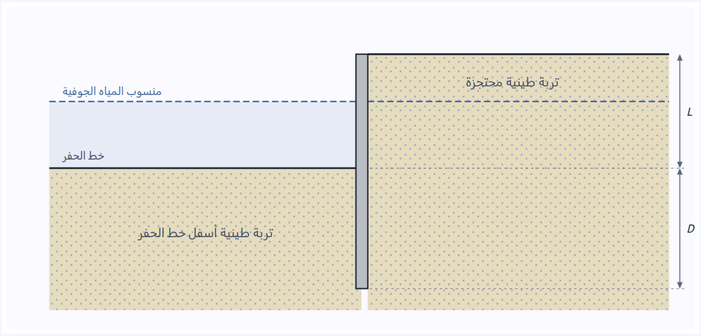
المعطيات

المعطيات

المثال 1–2: $P_1 = 25.00$ kN/m، $\bar{z}_1 = 0.5556$ m؛
$\sigma_6 = 190$ kPa، $\sigma_7 = 370$ kPa؛ $c_u = 70$ kPa

المطلوب

معاملات المعادلة؛ $D_{theoretical}$؛ ارتفاع إسفين الطرف L_4.



الحل

الحل

1 المعاملات

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$
$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$
$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 كتلة الجذر والطرف الموجبة

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \text{m}$$
$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \text{m}$$

عمق الغرس النظري **D = 0.678 m** فقط: فبما أن الطين المدفون صلب (c_u = 70 kPa) والشق جاف، يكفي غرس قليل جداً تحت قاع الحفر. وطول كتلة الطرف 0.371 m.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

المسألة

مثال

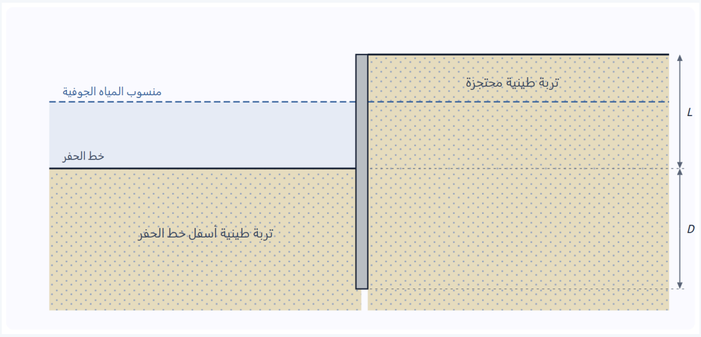
المعطيات

المعطيات

الأمثلة 1–3: $P_1 = 25.00$ kN/m، $\bar{z}_1 = 0.5556$ m،
$\sigma_6 = 190$ kPa

المطلوب

القيمة z′ والقيمة M_{max} التي عندها يكون القص صفراً.



الحل

الحل

1 العمق الذي تنعدم عنده قوة القص (من قاع الحفر)

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \text{m}$$

2 أقصى عزم

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \text{kN·m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/m على بعد 0.13 m فقط أسفل قاع الحفر. ولأن الضغط الصافي ثابت تتناقص قوة القص خطياً على امتداد z′، ويبلغ العزم قيمته العظمى قرب قاع الحفر جداً.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

طرق إضافة هامش أمان

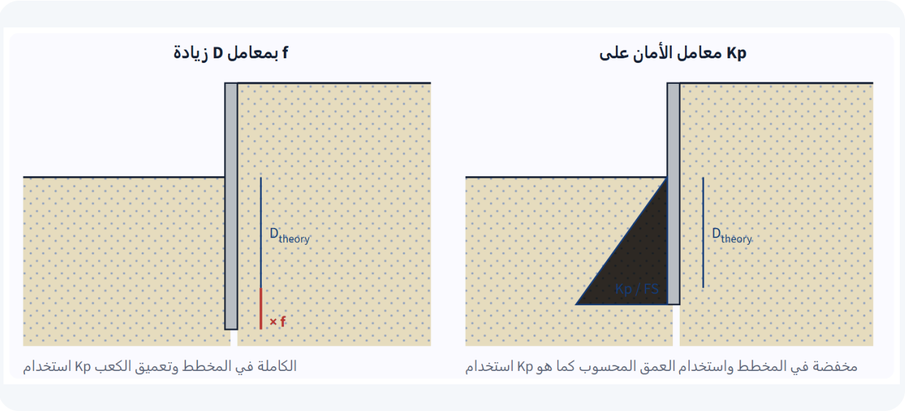
النظرية

لا يوجد هامش عند العمق النظري. طريقتان (الشكل):

زيادة العمق: $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$؛ وتؤخذ في الطين f = 1.4–1.6 (القيمة الافتراضية للوحدة 1.5). وتكون الضغوط والعزم هي نفسها للجدار النظري.

معامل الأمان على الضغط المنفعل: ينشأ المخطط منذ البداية بالقيمة $\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$؛ ويستخدم العمق الناتج كما هو، فـ**يزداد العزم**.

العمق المعطى: يتحقق منه بمقارنته بالعمق المطلوب ($D_{given} \geq D_{design,required}$)؛ ومع $\sigma_p/FS_{p,mob}$ يكون المخطط في اتزان تام عند العمق المعطى. وتدرس القوى الداخلية للحالتين، وتختار الستارة وفق **العزم الأكبر**؛ وقد يزيد عزم العمق المعطى على عزم العمق المطلوب.



المسألة

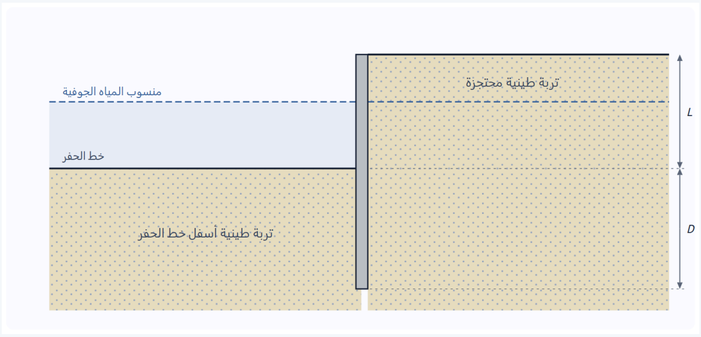
مثال

المعطيات

الجدار	**الجدار الابتدائي ذو شق شد مملوء بالماء (الإعداد الافتراضي للوحدة):** $L = 5$ m، $c_u = 30/70$ kPa؛ **إذا كان الشق جافاً فإن D = 0.678 m (المثال 3)**
الطرق	$f = 1.5$؛ $FS_p = 1.5$؛ **المعطى** $D = 5.0$ m؛ **جدار ستائري** $W_{el} = 1\,400$ cm³/m، **S275** ($\gamma_F = 1.35$)

المطلوب

$\mathbf{D_{design}}$ لكل طريق، والطول الكلي، و$\mathbf{M_{max}}$، ونسبة استخدام الجدار الستائري **η**.



الحل

الحل

1 $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$ (العزم نفسه)؛ وفي مسار K_p يعاد بناء المخطط

الطريق	D_{design} (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	ملاحظة
الشق جاف، f = 1.5 (المثال 3)	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{theoretical}$ = 0.678 m
شق مملوء بالماء، f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{theoretical}$ = 2.288 m
مملوء بالماء، FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	يزداد العمق وعزم الانحناء
ممتلئ بالماء، D المعطى = 5.0 m	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

الشق الممتلئ بالماء يضيف حملاً أكبر بكثير: P_1 من 25.0 إلى 79.5 kN/m، و$D_{theoretical}$ من 0.68 إلى 2.29 m، وM_{max} من 15.5 إلى 181.9 kN·m/m (مثال 6). والعمق المعطى D = 5.0 m أطول من عمق التصميم (3.43 m) ولا يستنفر من المقاومة المنفعلة إلا 1/5.2؛ لكنه يعطي **عزماً أكبر** (209.7 kN·m/m) من عزم حالة العمق المطلوب (181.9): ويختار الجدار الستائري وفق الأكبر.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

الماء في شق الشد ومناسيب المياه المختلفة

النظرية

شق ممتلئ بالماء (الافتراضي في الوحدة): يضاف الضغط الهيدروستاتيكي على امتداد الشق $P_W = \frac{1}{2}\gamma_W z_c^2$ إلى ضغط التربة الفعال (وذراعها عند الثلث السفلي من الشق)؛ والمجموع $P_1 = P_W + \frac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$. وإذا اختير الشق **جافاً** فتطبق معادلات المصدر.

منسوب الماء نفسه على الوجهين: يلغي بعضها بعضاً الضغوط الهيدروستاتيكية فوق قاع الحفر؛ ويستخدم تحت منسوب الماء الوزن الحجمي المغمور γ' للطين، وإذا لم يوجد منسوب ماء يستخدم الوزن الحجمي الطبيعي γ في كل موضع.

المناسيب المختلفة (خارج نطاق المصدر): يضاف صافي ضغط الماء فوق قاع الحفر إلى ضغط التربة الفعال (دون تسرب). ولأن الطين يحل بدلالة الإجهاد الكلي، يحل محل ($+ \gamma L_1$ $\gamma' L_2$) الفرق بين الإجهادين الرأسيين الكليين على الوجهين $\Delta q = q_r - q_e$؛ ولا تدخل مناسيب الماء داخل الطين في التحليل غير المصرف.

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad (\text{كل حد} \geq 0)$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

المسألة

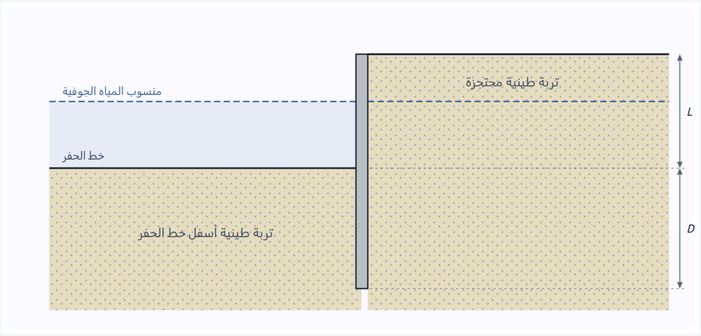
مثال

المعطيات

الجدار	**الجدار في الأمثلة 1–5 (m** $L = 5$، $\gamma = 18$، $c_u = 30/70$ **kPa)**
الحالات	**(a) الشق جاف؛ (b) الشق ممتلئ بالماء (الافتراضي)؛ (c) الماء عند** 2 **m في الخلف وعند** 6 **m في جهة الحفر (ضغط الماء الصافي)**

المطلوب

للحالة (b): P_1 و$\bar{z}_1$ (يدوياً)؛ وقيم $D_{theoretical}$ وM_{max} للحالات الثلاث.



الحل

الحل

1 (ب) يُضاف ضغط الماء في الشق (عمق الشق $z_c = 3.333$ m)

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50 \text{ kN/m} \quad (5 \text{ ذراع} - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778 \text{ m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50} \text{ kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790} \text{ m}$$

2 خلاصة الحالات الثلاث (المعادلات نفسها؛ تحل المعادلة التربيعية من أجل D و M)

الحالة	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	D_{teorik} (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a) الشق جاف	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(ب) شق مملوء بالماء	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) منسوب مياه مختلف	115.70	1.754	187	2.765	238.79

يرفع الشق الممتلئ بالماء P_1 من 25.0 إلى **79.5 kN/m**: فيزداد عمق الاختراق من 0.68 إلى **2.29 m** والعزم من 15.5 إلى **181.9 kN·m/m**. ويعطي اختلاف منسوب الماء (ضغط الماء الصافي) $P_1 = 115.7$ kN/m و $D = 2.77$ m و $M = 238.8$ kN·m/m. وإهمال الماء في شق الشد يقع في الجانب غير الآمن.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

النظرية

EN 1993-1-1 و AISC 360-22

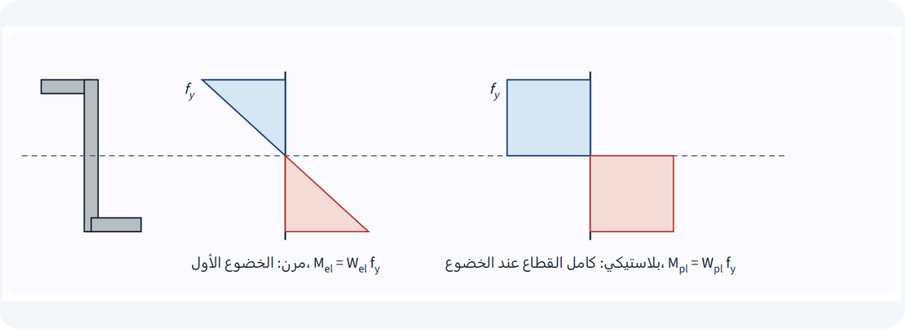
الطريقة الكلاسيكية: $S = M_{max}/\sigma_{allow}$. وتجري الوحدة تحققاً بحالات الحدود: فعزم مخطط الضغط الصافي تأثير مميز؛ ويرفعه المعامل الجزئي إلى القيمة التصميمية:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1$$

يتضمن الجدول **W_{el}** (أول خضوع، حتى الفئة 3) و **W_{pl}** (اللدونة الكاملة، الفئة 1–2). ولا تُضرب حصة عمق الاختراق مرة أخرى وبشكل منفصل بمعاملات كود الفولاذ.

$$\text{LRFD: } M_u = \gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n,\ \phi_b = 0.90 \qquad \text{ASD: } M_a = M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b},\ \Omega_b = 1.67$$

$M_n = F_y Z$ (مقطع مدمج) أو $F_y S$ عند أول خضوع؛ ويعد ضغط التربة حملا جانبيا للتربة = γ_H: H: 1.6 في LRFD و 1.0 في ASD.



المسألة

مثال

المعطيات

المقطع — **S275** ($f_y = 275$ **MPa**)؛ $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**؛

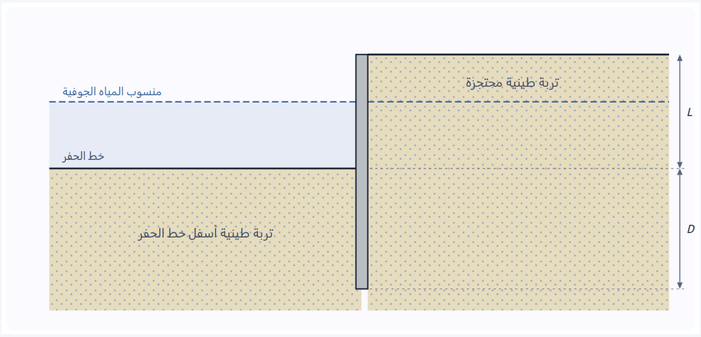
العزم — **جدار بشق مملوء بالماء:** $M_{max} = 181.91$ **kN·m/m**؛

EN: $\gamma_F = 1.35$، $\gamma_{M0} = 1.00$؛ **AISC:** $\gamma_H = 1.6$،
$\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)،

المطلوب

وفق **EN 1993-1-1:** $\mathbf{M_{Ed}}$، و$\mathbf{W_{req}}$، و$M_{c,Rd}$، و$\boldsymbol{\eta}$؛

ووفق **AISC LRFD** وη **ASD:**.



الحل (1/2)

الحل

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \text{kN·m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \text{cm}^{\mathbf{3}}\text{/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638} \le 1\ \checkmark$$

الجدار الستائري المختار كاف: **η = 0.638**؛ W المطلوب = 1 400 cm³/m > 893 cm³/m.

الحل (2/2)

الحل

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\,(1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

LRFD: $M_u = 1.6(181.91) = 291.06 \text{ kN·m/m} \leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$

ASD: $M_a = 181.91 \text{ kN·m/m} \leq \dfrac{M_n}{\Omega_b} = \dfrac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$

المقطع كاف أيضاً وفق AISC: LRFD η = **0.840**، ASD η = **0.789**؛ وفي EN 1993-1-1 تبلغ 0.638. وتختلف النسب لأن فلسفات الأمان في المواصفات مختلفة.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

النظرية

إسفين غير مصرف شبه استاتيكي

يحافظ الزلزال على إطار الاتزان الحدي الاستاتيكي بإضافة قوى قصور ذاتي ثابتة إلى أسافين التربة (k_hW أفقية و k_vW رأسية). ولا يمكن تطبيق Mononobe–Okabe في الطين ($\varphi = 0$)؛ لذا تأخذ الوحدة **إسفينا غير مصرف ذا مستوى حرج بزاوية 45°** (فرضية GeoTerva):

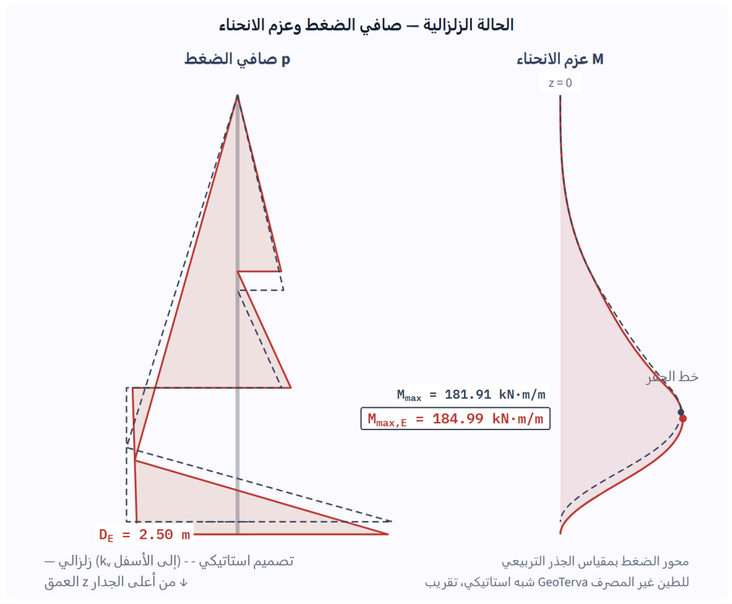
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K_{AE}^{c} = 1 + \tan\theta \qquad K_{PE}^{c} = 1 - \tan\theta$$

$$\text{الضغط: } 1)\ (1 \mp k_v)\,(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \ \mp\ 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \ \mp\ 2c_u$$

يتحرك ماء مسام الطين دائما مع التربة (ماء مقيد)؛ ولا يوجد الماء الحر إلا في التربة شديدة النفاذية. ويتحقق من **اتجاهي k_v معا**.

التحقق: يرسم مخطط الضغط الصافي كما في الحالة الاستاتيكية؛ وتعطي معادلتا الاتزان **D_E**. الزلزال حالة عرضية، ولذلك لا يطبق معامل على الضغط المنفعل: يصمد الجدار إذا كان **$D_E \le D_{design}$**. وفي الجدار الكابولي توزع الضغوط الزلزالية بنسبة تتناسب مع الإجهاد الفعال كما في الحالة الاستاتيكية.

في التوليفة الزلزالية تؤخذ التأثيرات بمعامل 1.0: $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



المسألة

مثال

المعطيات

مثال 6(b): جدار به شق ممتلئ بالماء،

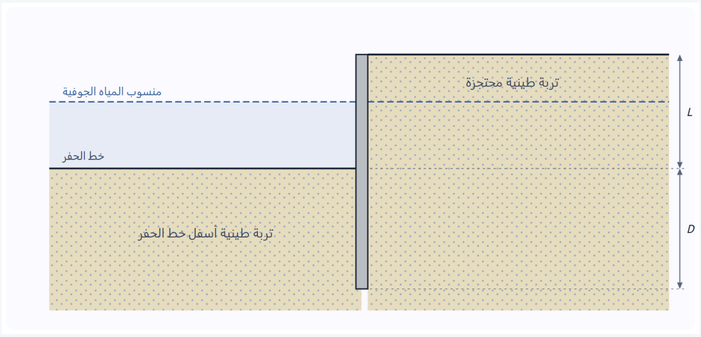
الجدار — $D_{design} = 3.43$ m، $M_{max} = 181.91$ kN·m/m؛ $W_{el} = 1\,400$ cm³/m

الزلزال — $k_h = 0.15$، $k_v = \pm 0.075$ (اتجاهان)

المطلوب

المعاملات الزلزالية؛ و D_E (لاتجاهي k_V) و $M_{max,E}$؛

هل يصمد الجدار المصمم استاتيكياً أمام هذا الزلزال؟



الحل

الحل

1 المعاملات الزلزالية (الاستاتيكي: الفعال = المنفعل = 1) والنتيجة في الاتجاهين

k_v	f_v	tan θ	الحالة الفعالة: $f_v + k_h$	منفعل: $f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
0.075+	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
0.075−	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 التحقق والمقطع

$$D_E = 2.50 \text{ m} \;\le\; D_{design} = 3.43 \text{ m} \;\checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99 \text{ kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481} \;\le 1 \;\checkmark$$

يصمد التصميم الاستاتيكي أمام هذا الزلزال: إذ يتطلب المخطط الزلزالي عمق اختراق قدره **2.50 m** فقط (التصميم 3.43 m)؛ ويكاد العزم يكون واحدا (185.0 kN·m/m مقابل 181.9 في الحالة الاستاتيكية) والجدار الستائري كاف. ولأن الضغط الصافي في الطين ثابت، فإن الزلزال لا يغير المخطط إلا قليلا.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

طريقة معامل رد فعل تربة التأسيس

النظرية

يعطي الاتزان الحدي عمق الاختراق والعزم لكنه لا يعطي **مقدار إزاحة الجدار**. ولحساب الإزاحة في حالة الخدمة يعد الجدار كمرة مرنة (EI)، وتمثل التربة على كل وجه بنوابض مستقلة (Winkler):

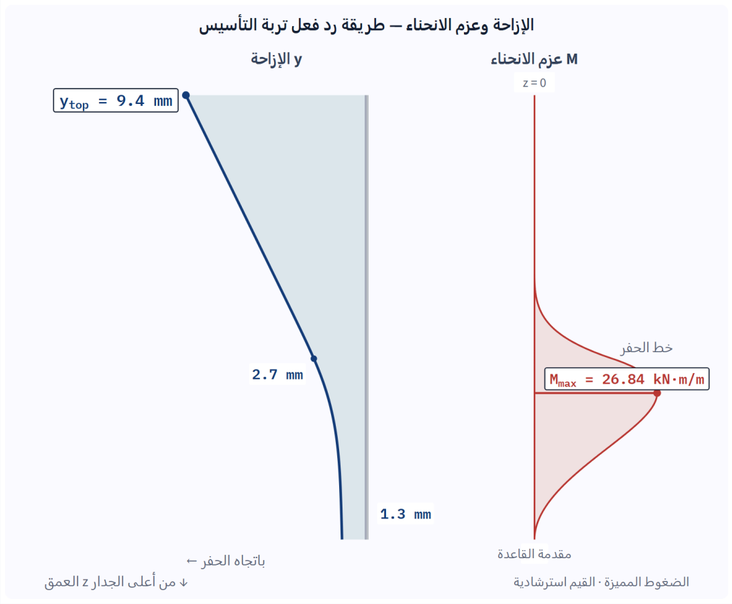
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \;\; (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

تبدأ النوابض من ضغط السكون، وتتغير بتناسب مع الإزاحة، ولا تتجاوز الحدين الفعال والمنفعل. والمعامل k_h هو **معامل نموذج** أكثر منه خاصية للتربة. وفي الطين $K_0 = 1$ لأن $\varphi = 0$.

الجدار بطول التصميم ($L + D_{design}$) وطرفاه حران؛ والضغوط ممثلة بقيمها المميزة دون معامل أمان. ويتم الحفر في مرحلة واحدة والجدار موجود في مكانه مسبقا.

ينفذ الحل بالعناصر المحدودة، بالتكرار حتى تصل النوابض إلى الحالة المرنة أو الفعالة أو المنفعلة؛ وتعطى النتيجة بوصفها **تقديراً غير مقيد بحدود**.



المسألة

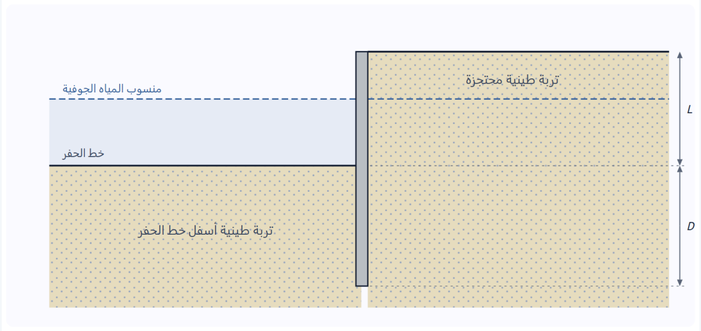
مثال

المعطيات

الجدار	**مثال 6(b): طول التصميم** $L + D = 8.43$ **m**
الجدار الستائري	$E = 210\,000$ **MPa (** $I = 21\,000$ **cm⁴/m،** $EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
التربة	$k_h = 15$ **MN/m³ (الطين العلوي)، 30 MN/m³ (الطين السفلي)**

المطلوب

الإزاحة عند قمة الجدار وعند قاع الحفر وعند الطرف السفلي؛ هل يساوي أكبر عزم في النموذج عزم الاتزان الحدي؟



الحل

الحل

1 النموذج

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \text{kN·m}^2/\text{m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E$$ (العناصر المحدودة، النوابض المرنة/الفعالة/المنفعلة)

2 النتيجة (باتجاه الحفر)

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \text{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \text{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \text{kN·m/m}\ \ (z = 5.65\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

تتحرك قمة الجدار نحو الحفر بمقدار **9.4 mm**، وقاع الحفر بمقدار 2.7 mm، والطرف بمقدار 1.3 mm. وعزم النموذج في حالة الخدمة (26.8 kN·m/m) **أصغر بكثير** من عزم الاتزان الحدي (181.9): إذ تستخدم النوابض 48% فقط من الحد المنفعل؛ ويصف الاتزان الحدي لحظة انهيار الجدار، وهو **عزم التصميم**.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

انتفاخ قاع الحفر

النظرية

مهما كان عمق الدفن الذي يعطيه الاتزان الجانبي قصيراً فإنه لا يقول شيئاً عن قاع الحفر. ففي الطين **قد ينتفخ القاع إلى أعلى**: إذ ينضغط الطين الواقع أسفل الحفر إلى الداخل بفعل وزن التربة المجاورة (انهيار قدرة التحمل المعكوس). ويقارن التحقق المعتاد للحفريات مقاومة القص على سطح الانهيار بهذا الوزن:

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\,\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

عرض الحفر B، والطول في المسقط L_{exc} (يسقط حد الشكل في الحفر الطويل)، وعمق الطبقة الصلبة أسفل القاع T (وإن لم يدخل فإن السطح لا يتحدد إلا بالعرض)؛ والطين أسفل القاع c_u، ومتوسط التماسك على الارتفاع المحتجز c_{side}، والإجهاد الكلي في التربة المجاورة عند منسوب القاع $\sigma_v(H)$.

لا يحتسب تعمق الجدار تحت قاعدته (جانب الأمان). ويضاف الحمل الإضافي والأحمال الشريطية/النقطية الواقعة ضمن B′ إلى q بوصفها حملاً منتظماً مكافئاً. وفي حالة الطبقات المتعددة تستخدم الصيغة مع امتداد GeoTerva للطبقات.

$$FS_{req} = 1.5$$

معامل الأمان المطلوب يُعد من المدخلات؛ ويقتصر التحقق على الحفريات في التربة المتماسكة.

المسألة

مثال

المعطيات

الحفر

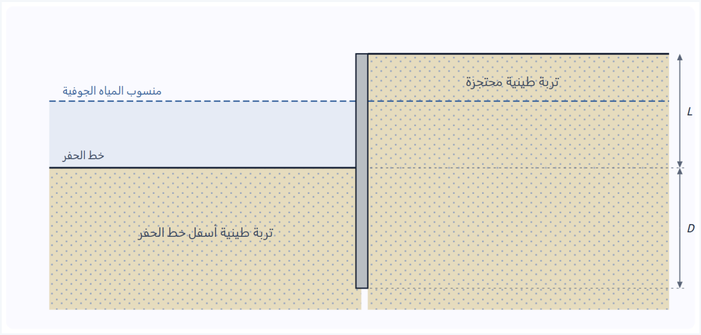
العرض $B = 10$ m (حفر طويل، ولم تدخل طبقة صلبة)؛ الجدار كما في المثال 6 ($H = 5$ m)

التربة

الطين تحت القاع $c_u = 70$ kPa؛ المتوسط على الارتفاع المسنود $c_{side} = 30$ kPa؛
$\sigma_v(H) = 90$ kPa؛ لا يوجد حمل إضافي

المطلوب

B′، FS (≤ 1.5؟)؛ ماذا لو كان عرض الحفر B = 5 m و 20 m؟



الحل

الحل

1 العرض الفعال (L_{exc} لم يتم إدخال: لا يوجد حد للشكل)

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \text{m}$$

2 معامل الأمان

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

$$B = 5\ \text{m}: \ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \text{m}: \ FS = 4.12$$

معامل الأمان ضد انتفاخ قاع الحفر **4.23** (المطلوب 1.5): القاع آمن. ومع ازدياد العرض تتناقص حصة القص الجانبي (4.12 عند B = 20 m)؛ وقيمة c_u للطين السفلي هي الحاكمة.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

نطاق الحل

النظرية

تحل كل طبقة طينية **بالإجهاد الكلي غير المصرف** ($\varphi = 0$): **الحالة قصيرة الأمد**. ولا يتحقق من الحالة المصرفة طويلة الأمد (c'، φ)؛ وقد تكون هي الحاكمة في الجدران الدائمة. ويصمم الجدار ذو الردم الرملي بوحدة الرمل.

ضغوط Rankine دون الالتصاق بالجدار: $K_a = K_p = 1$؛ الفعال $\sigma_v - 2c_u$، والمنفعل $\sigma_v + 2c_u$؛ ولا يوجد شفط فوق قاع الحفر (شق الشد ممتلئ بالماء افتراضيا، أو جاف؛ وتحت منسوب المياه الجوفية يحتفظ الشق بالمياه الجوفية).

مخطط الضغط الصافي المبسّط للمرجع: عند كل عمق ضغطا الوجهين، ومن الاتزان الأفقي كتلة الطرف، ومن العزوم العمق. والماء على الوجهين متساوٍ أو مختلف (دون رشح)؛ ولا يُنمذج الرشح.

في الزلزال يؤخذ الطين كإسفين شبه استاتيكي غير مصرف ذي مستوى حرج بزاوية 45° (فرضية GeoTerva). ويتحقق من الجدار الستائري في الانحناء؛ ولا يتحقق من القص والانبعاج الموضعي والتآكل. وتعطى الإزاحة بطريقة معامل رد فعل تربة التأسيس دون مقارنتها بحد.

النقاط الرئيسية

الطين غير المصرف ($\varphi = 0$، c_u): الفعال $\sigma_v - 2c_u$، والمنفعل $\sigma_v + 2c_u$؛ ولا يعتد بالشفط قرب السطح: **شق الشد $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**؛ $\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$، $P_1 = \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$

الضغط الصافي ثابت أسفل قاع الحفر: $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$، وعند الطرف $\sigma_7 = 4c_u + (\dots)$؛ وإذا لم تكن $\sigma_6 > 0$ فلا يستطيع الطين أن يسند الجدار

الاتزان: $L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$؛ معادلة من الدرجة الثانية في D (مثال: 0.678 m؛ و 2.288 m مع شق ممتلئ بالماء)؛ $z' = P_1/\sigma_6$، $M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

الشق المملوء بالماء يزيد P_1 و D و M زيادة كبيرة (من 25 إلى 79.5 kN/m؛ ومن 15.5 إلى 181.9 kN·m/m)؛ وفرضه جافاً غير آمن

عمق التصميم: $f = 1.4–1.6$ (العزم نفسه) أو σ_p/FS_p؛ والعزم الأكبر من الحالتين عند العمق المعطى

المقطع: $\eta = 0.638$ EN 1993-1-1؛ 0.840 / 0.789 AISC LRFD/ASD. **الزلزال:** $D_E = 2.50\ m \le 3.43\ m$؛ وبطريقة معامل رد فعل تربة التأسيس تبلغ القيمة القصوى ≈ 9 mm

انتفاخ قاع الحفر: $FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$؛ وفي المثال $4.23 \ge 1.5$

المراجع

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

EN 1993-1-1:2005 — Design of steel structures, general rules.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

ملاحظة

جميع الأمثلة العددية مستخرجة بمحرك الحساب الخاص بالوحدة؛ وتعطي الوحدة القيم نفسها. والمثال المحلول في صفحة الوحدة هو هذا الجدار أيضاً ($L = 5$ m، $\gamma = 18$ kN/m³، $c_u = 30 / 70$ kPa).

حسابات الجيوتكنيك عبر الإنترنت

من النظرية إلى التطبيق

أدخل ارتفاع الجدار الخاص بك وقطاع الطين المتعدد الطبقات ومنسوب المياه وشق الشد ومقطع الجدار الستائري والمعاملات الزلزالية في GeoTerva؛ وتقدم الوحدة معا مخطط الضغط وعمق الاختراق والعزم والتحقق من المقطع والإزاحة وانتفاخ قاع الحفر.

افتح الوحدة ←

صفحة النظرية ←

افتح على الهاتف

لا تتطلب الوحدات التجريبية تسجيلاً.

إذا رغبت في استخدامها في محاضراتك: info@geoterva.com