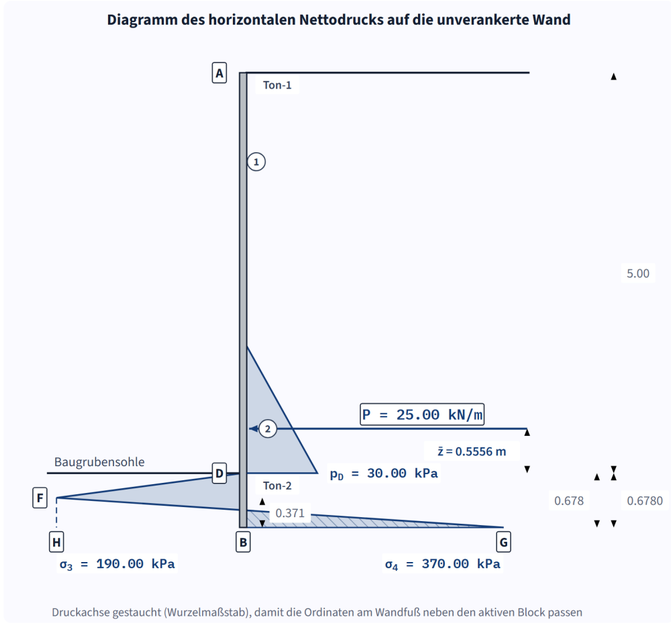
Geotechnische Vorlesung · Spundwände und ausgesteifte Baugruben

Unverankerte Spundwand in Ton

Vorlesung: Bemessung einer unverankerten Spundwand in Ton (undränierter Netto-Erddruck, Einbindetiefe, Biegemoment, Querschnitt, Erdbeben, Hebungsbruch der Baugrubensohle); zu jedem Thema ein Rechenbeispiel.

- Unverankerte Spundwand
- Undränierter Ton (φ = 0)
- Einbindetiefe · maximales Biegemoment
- Hebungsbruch
- Erdbeben · Verschiebung



Einführung

Was lernen wir in dieser Vorlesung?

Warum eine unverankerte Spundwand in Ton mit einer **undränierten Analyse der totalen Spannungen ($\varphi = 0$)** berechnet wird; $K_a = K_p = 1$

Der aktive Erddruck des gestützten Tons ist $\sigma_v - 2c_u$, der **Zugriss z_c** und die Resultierende P_1 oberhalb der Baugrubensohle

Bei Ton unterhalb der Baugrubensohle eine **konstante Netto-Spannung $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$** und am Wandfuß σ_7

Quadratische Gleichung für D aus dem horizontalen Gleichgewicht und dem Momentengleichgewicht; z' und M_{max}

Bemessungstiefe (f, K_p/FS_p, vorgegebene Tiefe); der Einfluss des **wassergefüllten Risses** und eines abweichenden Wasserspiegels

Nachweis der Spundwand (EN 1993-1-1, AISC 360-22), Nachweis für **Erdbeben**, Verschiebung und **Hebungsbruch**

VORLESUNGSABLAUF

Jedes Thema wird in **drei Schritten** behandelt:

1 · **Theorie**: Wie lautet die Regel, warum ist sie so?

2 · **Aufgabe**: Gegeben und Gesucht

3 · **Lösung**: Schritt für Schritt, mit Zahlen

Beispielwand: über der Baugrubensohle L = 5 m Ton (γ = 18 kN/m³, c_u = 30 kPa), darunter steiferer Ton (c_u = 70 kPa); kein Wasser, keine Auflast. In der Handlösung ist der Zugriss trocken; in der Standardeinstellung des Moduls ist er wassergefüllt. Die Kräfte beziehen sich auf einen Meter Wand.

Wie wirkt es, wie dreht es sich?

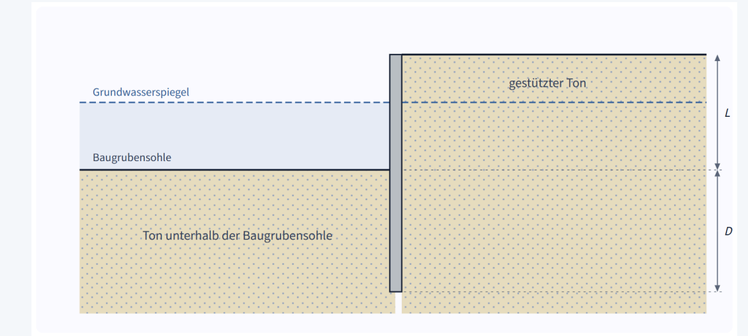
THEORIE

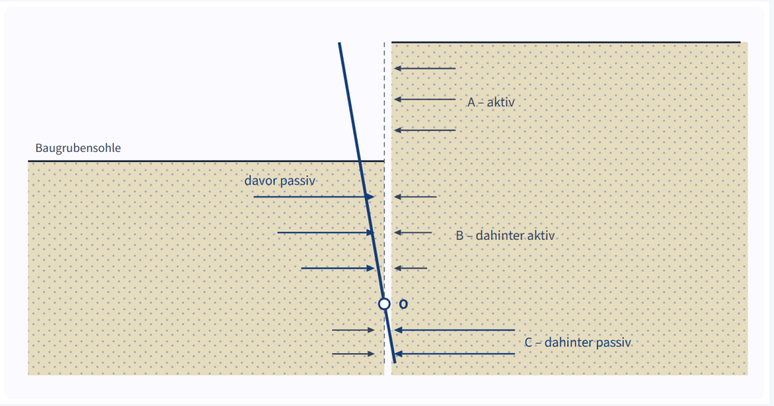
Die Spundwand hält den Boden über der Baugrubensohle (L) und steht durch die **Einbindetiefe D** standfest. Eine **unverankerte** Spundwand hat keine weitere Auflagerung; sie wird allein durch den passiven Erddruck des Bodens gehalten, in den sie eingerammt ist, und ist deshalb bis etwa 6 m über der Baugrubensohle wirtschaftlich.

Die Wand dreht sich starr um den Punkt O (nahe dem Fuß): **A** (oberhalb der Baugrubensohle) aktiv; **B** (Baugrubensohle–O) hinten aktiv, vorn passiv; **C** (unterhalb von O) hinten passiv, vorn aktiv.

Die Quelle ersetzt die tatsächliche (gekrümmte) Verteilung durch **eine lineare Idealisierung**: den netto Druck unterhalb der Baugrubensohle und den rotierenden Block an der Pfahlspitze; horizontales Gleichgewicht und Momentengleichgewicht liefern die Einbindetiefe.

Bei Ton kann ein schnell belasteter Boden nicht dränieren: Die Berechnung erfolgt **undräniert, in totaler Spannung** ($\varphi = 0$, c_u); beide Rankine-Beiwerten sind gleich 1. Der langfristige dränierte Zustand (c', φ') wird in diesem Modul nicht nachgewiesen.





$\sigma_v - 2c_u$, Zugriss z_c, P_1

THEORIE

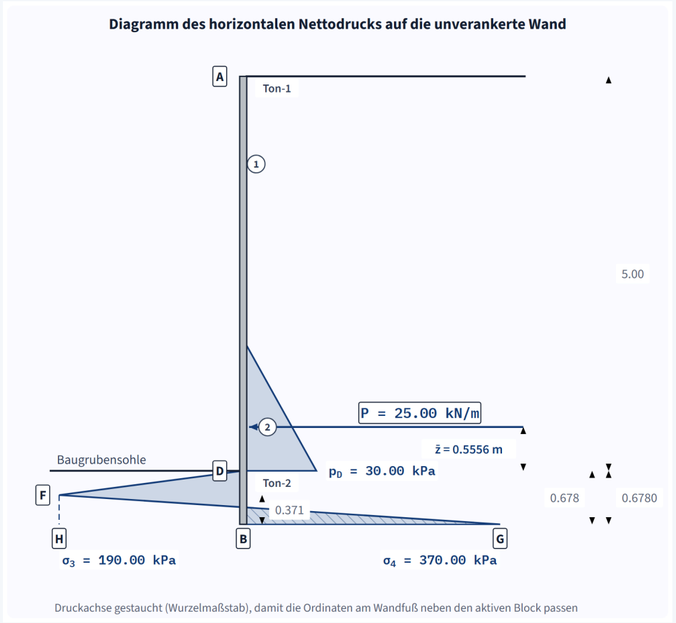
Der über der Baugrubensohle gehaltene Ton drückt mit seinem undränierten aktiven Erddruck: vertikale totale Spannung minus $2c_u$ ($K_a = 1$ bei $\varphi = 0$):

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

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

Nahe der Oberfläche ist σ_a negativ: Der Ton würde an der Wand ziehen. Eine solche **Saugspannung wird nicht angesetzt**; der Erddruck ist bis zur Tiefe z_c (Zugriss) null und nimmt darunter linear zu. Bei einem einzigen Ton ist das Diagramm ein Dreieck von z_c bis zur Baugrubensohle; P_1 wirkt in $\bar{z}_1$ über der Baugrubensohle.

Der Riss kann mit Wasser gefüllt sein (Standardeinstellung des Moduls): Der hydrostatische Wasserdruck entlang des Risses, $\frac{1}{2}\gamma_w z_c^2$, wird zu P_1 addiert; wird der Riss als **trocken** angenommen (die Gleichungen der Quelle), so wird er nicht addiert. Unterhalb des Grundwasserspiegels füllt das Wasser den Riss bis zu einem konstanten Niveau.



Netto-Druckdiagramm (aufgehende Wand mit wassergefülltem Riss).

Aufgabe

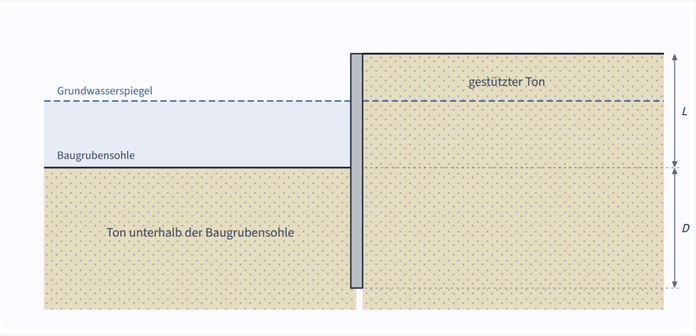
BEISPIEL

Gegeben

Baugrund	**rückgehaltener Ton: $\gamma = 18$ kN/m³, $c_u = 30$ kPa; darunter steifer Ton $c_u = 70$ kPa**
Wand	**$L = 5$ m; kein Wasser, keine Auflast; Zugriss trocken (Gleichungen der Quelle)**

GESUCHT

z_c, $\sigma_a(L)$, P_1 und sein Hebelarm **$\bar{z}_1$** (von der Baugrubensohle aus).



Lösung

LÖSUNG

1 Tiefe des Zugrisses und aktiver Erddruck an der Baugrubensohle

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

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

2 Resultierende des Dreiecksdiagramms und ihr Hebelarm

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

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ (\text{oberhalb der Baugrubensohle})$$

In den ersten **3.33 m** Tiefe liefert der Ton keinen aktiven Erddruck (Zugriss); an der Baugrubensohle erreicht σ_a = 30 kPa. **P_1 = 25.0 kN/m**, 0.556 m über der Baugrubensohle.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Konstanter Nettodruck σ_6 und σ_7 an der Spitze

THEORIE

Schnell belasteter Ton, wie durch eine Wand, kann nicht dränieren: φ = 0, die Beiwerte sind 1, und die seitlichen Drücke an der Oberfläche entsprechen der vertikalen totalen Spannung ∓ $2c_u$:

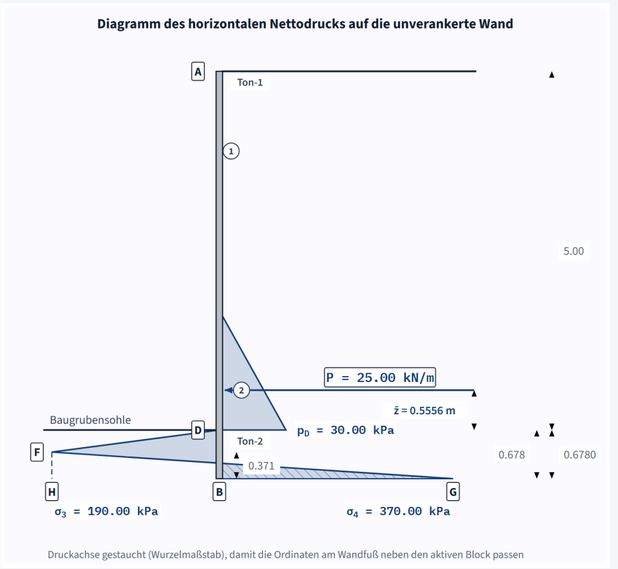
$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

Unmittelbar unter der Baugrubensohle treibt die gestützte Seite mit der von ihr getragenen Last ($\gamma L_1 + \gamma' L_2$) − $2c_u$; die Baugrubenwand, die noch keine Last trägt, widersteht mit $2c_u$. Weiter unten gewinnen beide Seiten dieselbe Last, **die Differenz bleibt unverändert**: Der Nettodruck ist konstant und gerichtet zum gestützten Boden. In der Übergangszone tauschen die Seiten ihre Rollen:

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

σ_6 muss positiv sein: Eine Tonwand, bei der $4c_u$ die Last an der Baugrubensohle nicht überschreitet, kann nicht gehalten werden; die Berechnung im Modul wird abgebrochen.

Der Nullpunkt ist E, die Baugrubensohle selbst; unterhalb der Baugrubensohle ist der Netto-Erddruck konstant gleich σ_6 und geht am Fuß mit einem Block der Höhe L_4 in σ_7 über.



Aufgabe

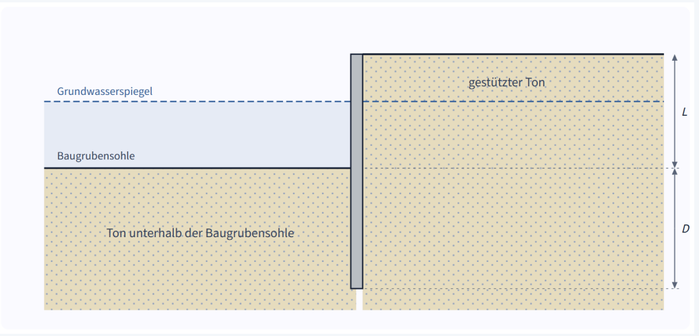
BEISPIEL

Gegeben

Gegeben	**Beispiel 1: $\gamma = 18$ kN/m³, $L = 5$ m (kein Wasser): $\gamma L = 90$ kPa; im eingebundenen Ton $c_u = 70$ kPa**

GESUCHT

Der konstante Netto-Druck $\boldsymbol{\sigma_6}$ unter der Baugrubensohle und $\boldsymbol{\sigma_7}$ am Fuß; ist σ_6 positiv?



Lösung

LÖSUNG

1 Netto-Sohlendruck unter der Baugrubensohle (zur gestützten Seite hin)

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

2 Verdrehungsordinate am Ende

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

Die Netto-Sohlpressung σ_6 = **190 kPa** ist positiv: Der steife Ton kann die Wand stützen. Am Wandfuß kehrt sich die Pressung auf σ_7 = 370 kPa um. Unterhalb der Baugrubensohle wirkt in jeder Tiefe dieselbe Netto-Sohlpressung von **190 kPa** (konstantes Diagramm).

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

L_4 aus dem horizontalen Gleichgewicht, quadratische Gleichung für D

THEORIE

Oberhalb der Baugrubensohle ist die Resultierende P_1 (Hebelarm $\bar{z}_1$); darunter wirkt σ_6 über die gesamte Einbindung (D), und der Fußblock (Höhe L_4) führt die Pressung auf σ_7 zurück. Das horizontale Gleichgewicht liefert L_4:

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

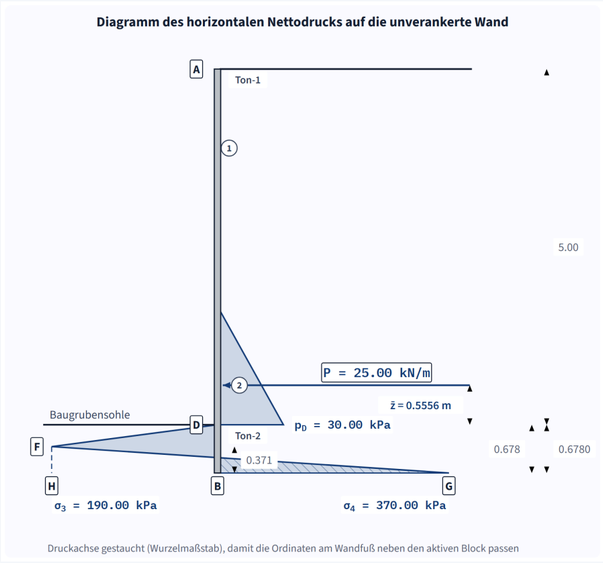
Setzt man L_4 aus dem Momentengleichgewicht um die Spitze an, verbleibt für D eine **quadratische** Gleichung:

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

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

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

Die Querkraft ist in der Tiefe z′ (unterhalb der Baugrubensohle) null, in der der konstante Netto-Erddruck P_1 aufnimmt; hier ist das Moment am größten. $D_{theoretisch}$ ist die positive Wurzel dieser Gleichung; der passive Erddruck ist voll mobilisiert, eine Reserve ist nicht vorhanden.



Aufgabe

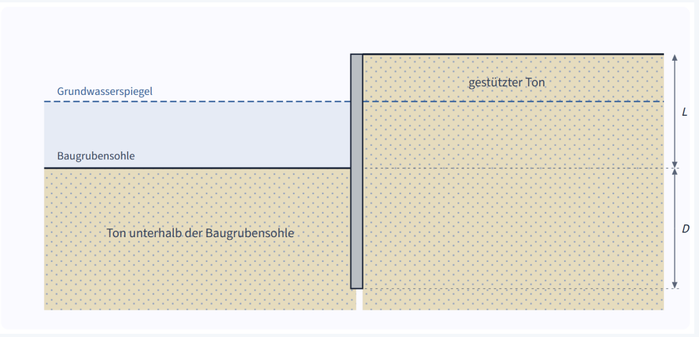
BEISPIEL

Gegeben

Gegeben	**Beispiel 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**

GESUCHT

Die Koeffizienten der Gleichung; $\mathbf{D_{theoretisch}}$; die Höhe des Spitzenblocks $\mathbf{L_4}$.



Lösung

LÖSUNG

1 Beiwerte

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

2 Positive Wurzel und Endblock

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

Die theoretische Einbindetiefe beträgt nur **D = 0.678 m**: Da der eingebundene Ton steif ist (c_u = 70 kPa) und der Riss trocken ist, genügt eine sehr geringe Einbindung unterhalb der Baugrubensohle. Der Endblock beträgt 0.371 m.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Aufgabe

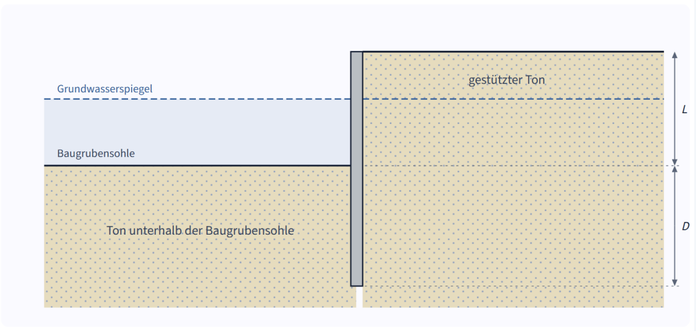
BEISPIEL

Gegeben

Gegeben	**Beispiel 1–3: $P_1 = 25.00$ kN/m, $\bar{z}_1 = 0.5556$ m, $\sigma_6 = 190$ kPa**

GESUCHT

Die Stelle **z′** und **M_{max}**, an der die Querkraft null ist.



Lösung

LÖSUNG

1 Tiefe, in der die Scherung null ist (von der Baugrubensohle aus)

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

2 Größtes Biegemoment

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

M_{max} = 15.53 kN·m/m, nur 0.13 m unterhalb der Baugrubensohle. Da die Netto-Belastung konstant ist, nimmt die Querkraft entlang z′ linear ab, und das Moment erreicht seinen Maximalwert sehr nahe an der Baugrubensohle.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Möglichkeiten zur Erhöhung der Sicherheitsreserve

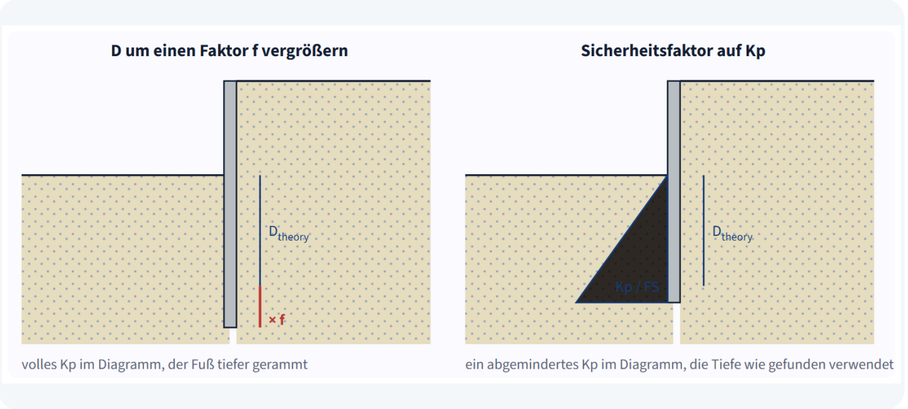
THEORIE

In der theoretischen Tiefe ist kein Zuschlag enthalten. Zwei Wege (Abbildung):

Vergrößerung der Einbindetiefe: $D_{Bemessung} = f \cdot D_{theoretisch}$; in Ton wird f = 1.4–1.6 gewählt (Standardwert des Moduls ist 1.5). Die Drücke und das Moment sind die der theoretischen Wand.

Sicherheitsfaktor auf den passiven Erddruck: Das Diagramm wird von Anfang an mit σ_p/FS_p ($\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$) aufgebaut; die sich ergebende Einbindetiefe wird unverändert übernommen, **das Moment wird größer**.

Gewählte Einbindetiefe: Sie wird gegen die erforderliche Einbindetiefe geprüft ($D_{vergeben} \geq D_{Bemessung,erf}$); mit $\sigma_p/FS_{p,mob}$ ist das Diagramm bei der gewählten Einbindetiefe vollständig im Gleichgewicht. Die Schnittgrößen werden für beide Fälle untersucht, die Spundwand wird nach dem **größeren Moment** gewählt; das Moment bei der gewählten Einbindetiefe kann größer als das bei der erforderlichen Einbindetiefe sein.



Aufgabe

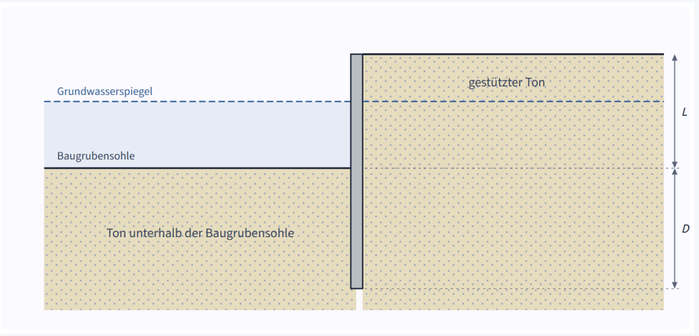
BEISPIEL

Gegeben

Wand	**Wandöffnung mit wassergefülltem Zugriss (Standardwert des Moduls): $L = 5$ m, $c_u = 30/70$ kPa; ist der Riss trocken, ergibt sich D = 0.678 m (Beispiel 3)**
Straßen	**$f = 1.5$; $FS_p = 1.5$; gegeben $D = 5.0$ m; Spundwand S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m ($\gamma_F = 1.35$)**

GESUCHT

$D_{Bemessung}$ jedes Ansatzes, Gesamtlänge, **M_{max}** und Ausnutzungsgrad der Spundwand **η**.



Lösung

LÖSUNG

1 $D_{Bemessung} = f \cdot D_{Theorie}$ (Moment unverändert); das Diagramm wird entlang des K_p-Pfades neu aufgebaut

Straße	$D_{Bemessung}$ (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	Hinweis
Riss trocken, f = 1.5 (Beispiel 3)	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{theoretisch}$ = 0.678 m
Wassergefüllter Riss, f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{theoretisch}$ = 2.288 m
Wassergefüllt, FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	Tiefe und Moment nehmen zu
Wassergefüllt, gegeben D = 5.0 m	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

Ein wassergefüllter Riss bringt eine deutlich größere Last ein: P_1 25.0 → 79.5 kN/m, $D_{theoretisch}$ 0.68 → 2.29 m, M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m (Beispiel 6). Die gegebene Einbindetiefe D = 5.0 m ist länger als die Bemessungstiefe (3.43 m) und mobilisiert nur 1/5.2 des passiven Erdwiderstands; die Bedingung der erforderlichen Tiefe liefert jedoch ein **größeres Moment** (209.7 kN·m/m) als das Moment aus jenem Zustand (181.9): Die Spundwand wird nach dem größeren bemessen.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Wasser im Zugriss und unterschiedliche Wasserstände

THEORIE

Wassergefüllter Riss (Standardannahme des Moduls): Der hydrostatische Druck längs des Risses $P_w = ½γ_w z_c^2$ wird zum aktiven Erddruck addiert (Angriffspunkt im unteren Drittel des Risses); insgesamt $P_1 = P_w + ½σ_a(L)(L - z_c)$. Wird der Riss als **trocken** gewählt, gelten die Gleichungen der Quelle.

Gleicher Wasserspiegel auf beiden Seiten: Die hydrostatischen Drücke über der Baugrubensohle heben sich auf; unterhalb des Grundwasserspiegels wird die Wichte des Tons unter Auftrieb γ′ verwendet, ohne Grundwasserspiegel gilt überall die natürliche Wichte γ.

Unterschiedliche Wasserstände (über die Quelle hinaus): Der Netto-Wasserdruck über der Baugrubensohle wird dem aktiven Erddruck hinzugefügt (keine Sickerströmung). Da der Ton mit totalen Spannungen berechnet wird ($γL_1 + γ'L_2$), wird anstelle dessen $Δq = q_r - q_e$ angesetzt, die Differenz der totalen vertikalen Spannungen auf beiden Seiten; Wasserstände im Ton gehen nicht in die undränierte Berechnung ein.

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

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

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

Aufgabe

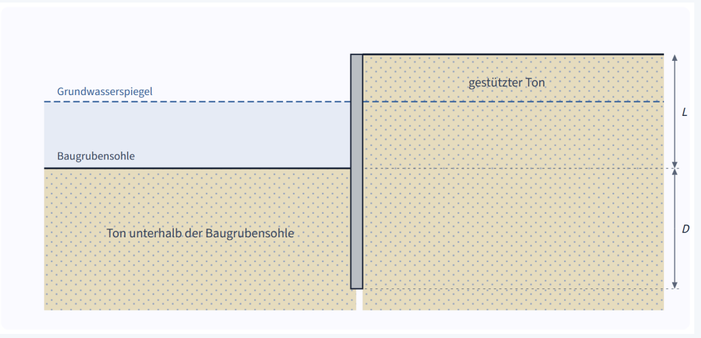
BEISPIEL

Gegeben

Wand	**Wand aus den Beispielen 1–5 ($L = 5$ m, $\gamma = 18$, $c_u = 30/70$ kPa)**
Fälle	**(a) Riss trocken; (b) Riss mit Wasser gefüllt (Standard); (c) Wasser bei 2 m dahinter, bei 6 m auf der Aushubseite (Netto-Wasserdruck)**

GESUCHT

Für (b) $\mathbf{P_1}$ und $\bar{\mathbf{z}}_\mathbf{1}$ (von Hand); die Werte $\mathbf{D_{theoretisch}}$ und $\mathbf{M_{max}}$ für die drei Fälle.



Lösung

LÖSUNG

1 (b) Der Wasserdruck im Riss wird hinzugefügt (Risstiefe z_c = 3.333 m)

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

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

2 Zusammenfassung der drei Fälle (gleiche Gleichungen; für D und M wird die quadratische Gleichung gelöst)

Zustand	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{theoretisch}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a) Riss trocken	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(b) Riss wassergefüllt	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) Abweichender Grundwasserspiegel	115.70	1.754	187	2.765	238.79

Ein wassergefüllter Riss erhöht P_1 von 25.0 auf **79.5 kN/m**: Die Einbindetiefe geht von 0.68 auf **2.29 m**, das Moment von 15.5 auf **181.9 kN·m/m**. Ein anderer Wasserspiegel (Netto-Wasserdruck) ergibt P_1 = 115.7 kN/m, D = 2.77 m, M = 238.8 kN·m/m. Das Vernachlässigen des Wassers im Zugriss liegt auf der unsicheren Seite.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

EN 1993-1-1 und AISC 360-22

THEORIE

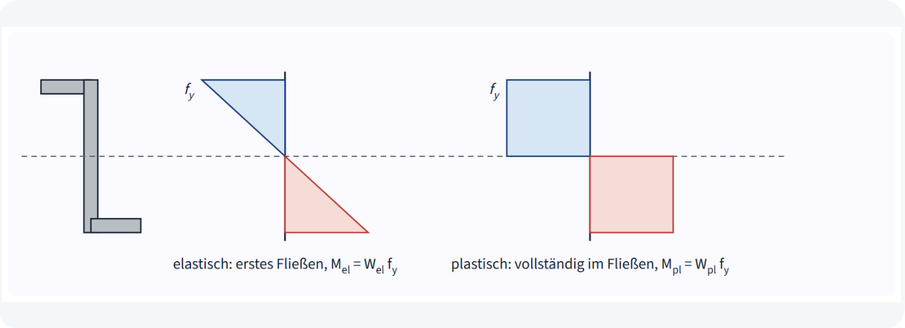
Klassischer Weg: S = M_{max}/σ_{zul}. Das Modul führt einen Nachweis im Grenzzustand durch: Das Moment der Netto-Druckverteilung ist eine charakteristische Einwirkung; der Teilsicherheitsbeiwert erhöht es auf den Bemessungswert:

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

Die Tabelle enthält **W_{el}** (erstes Fließen, bis Klasse 3) und **W_{pl}** (vollplastisch, Klasse 1–2). Der Anteil aus der Einbindetiefe wird nicht zusätzlich mit dem Stahlbaukodex multipliziert.

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

$M_n = F_yZ$ (kompakt) oder F_yS beim ersten Fließen; der Bodendruck wird als Erddruck H angesetzt: γ_H = 1.6 bei LRFD, 1.0 bei ASD.



Aufgabe

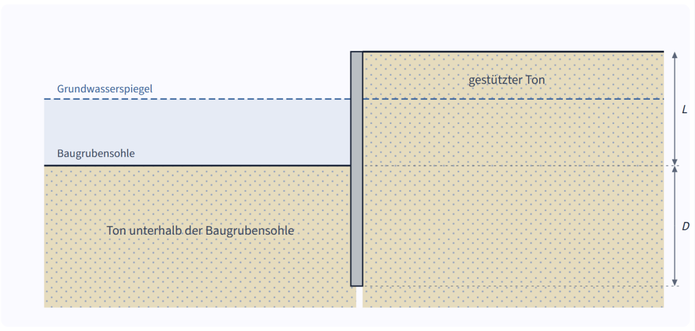
BEISPIEL

Gegeben

Schnitt	**S275 ($f_y = 275$ MPa); $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Moment	**Wand mit wassergefülltem Riss: $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; EN: $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; AISC: $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

GESUCHT

Für EN 1993-1-1: **M_{Ed}**, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η**; für AISC LRFD und ASD: η.



Lösung (1/2)

LÖSUNG

1 EN 1993-1-1

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

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

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

Die gewählte Spundwand ist ausreichend: η = **0.638**; erforderliches W = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m.

Lösung (2/2)

LÖSUNG

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

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

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

Auch mit AISC ausreichend: LRFD η = **0.840**, ASD η = **0.789**; nach EN 1993-1-1 beträgt η = 0.638. Die Verhältnisse unterscheiden sich, weil die Sicherheitsphilosophien der Regelwerke unterschiedlich sind.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Quasistatischer undränierter Keil

THEORIE

Das Erdbeben behält das statische Grenzgleichgewicht bei, indem den Bodenkeilen konstante Trägheitskräfte ($k_h W$ horizontal, $k_V W$ vertikal) hinzugefügt werden. In Ton kann Mononobe–Okabe nicht angewendet werden (φ = 0); das Modul verwendet einen **undränierten Keil mit 45°-kritischer Ebene** (Annahme von GeoTerva):

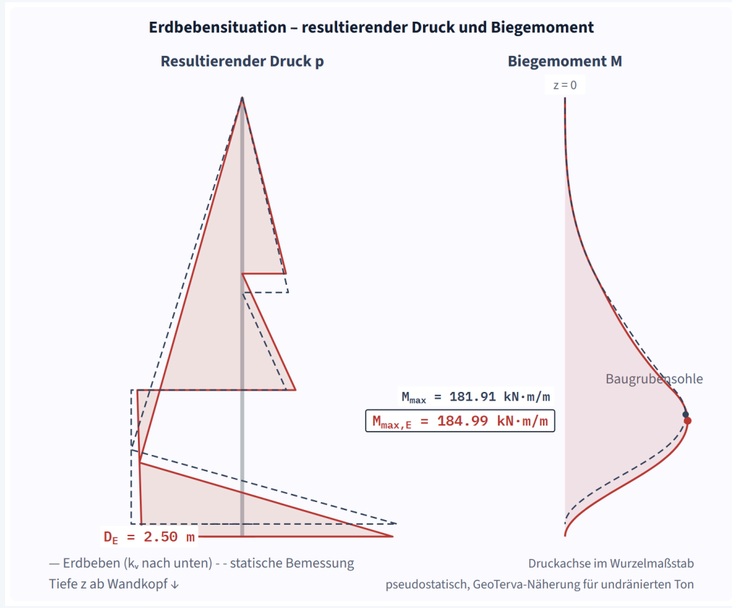
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K^c_{AE} = 1 + \tan\theta \qquad K^c_{PE} = 1 - \tan\theta$$

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

Das Porenwasser im Ton bewegt sich stets zusammen mit dem Boden (gesperrt); freies Wasser tritt nur in sehr durchlässigem Boden auf. Es werden **beide Richtungen von k_V** geprüft.

Nachweis: Das Netto-Druckdiagramm wird wie in der Statik aufgebaut; die beiden Gleichgewichtsbedingungen liefern **D_E**. Ein Erdbeben ist ein an das Versagen geknüpfter Zustand, auf die passive Seite wird kein Beiwert angesetzt: Die Wand hält stand, wenn **$D_E \leq D_{Bemessung}$**. Bei der unverankerten Wand werden die seismischen Drücke wie in der Statik proportional zur wirksamen Spannung verteilt.

In der seismischen Kombination werden die Einwirkungen mit 1.0 angesetzt: $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



Aufgabe

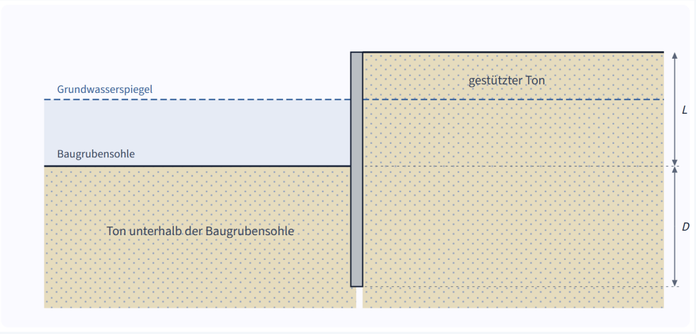
BEISPIEL

Gegeben

Wand	**Beispiel 6(b): Wand mit wassergefülltem Riss, $D_{design} = 3.43$ m, $M_{max} = 181.91$ kN·m/m; $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Erdbeben	$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$ **(zwei Richtungen)**

GESUCHT

Erdbebenbeiwerte; $\mathbf{D_E}$ (zwei k_V-Richtungen), $\mathbf{M_{max,E}}$; hält die statische Wand diesem Erdbeben stand?



Lösung

LÖSUNG

1 Erdbebenbeiwerte (statisch: aktiv = passiv = 1) und Ergebnisse für beide Richtungen

k_v	f_v	tan θ	aktiv: $f_v + k_h$	passiv: $f_v - k_h$	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 Nachweis und Schnitt

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

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

Die statische Bemessung **widersteht** diesem Erdbeben: das seismische Diagramm erfordert nur **2.50 m** Einbindetiefe (Bemessung 3.43 m); das Moment ist mit 185.0 kN·m/m (statisch 181.9) nahezu gleich, und die Spundwand ist ausreichend. Da der Netto-Erddruck im Ton konstant ist, ändert das Erdbeben das Diagramm nur sehr wenig.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Verfahren mit Bettungsmodul

THEORIE

Das Grenzgleichgewicht liefert die Einbindetiefe und das Moment, aber nicht, **wie weit sich die Wand verschiebt**. Für die Verschiebung im Gebrauchszustand wird die Wand als elastischer Balken (EI) und der Boden auf jeder Seite als unabhängige Federn (Winkler) angesetzt:

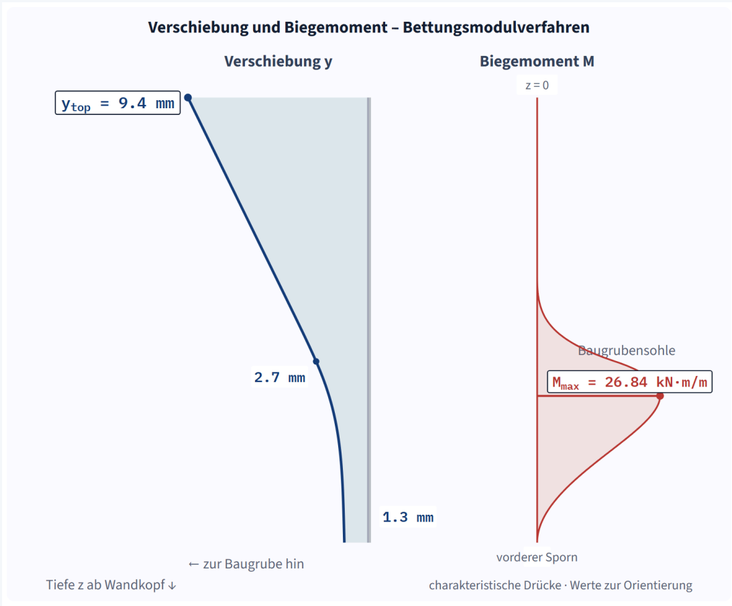
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

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

Die Federn beginnen beim Erdruhedruck, ändern sich proportional zur Verschiebung und überschreiten nicht die Grenzen des aktiven und passiven Erddrucks. k_h ist eher ein **Modellparameter** als eine Bodenkenngröße. Da in Ton φ = 0 gilt, folgt K_0 = 1.

Die Wand liegt in der Entwinslänge vor (L + $D_{Entwurf}$), beide Enden sind frei; die Drücke sind charakteristisch, ohne Sicherheitsfaktor. Der Aushub erfolgt in einem einzigen Bauzustand, die Wand ist vorab eingebaut.

Die Lösung erfolgt mit finiten Elementen, wobei iteriert wird, bis die Federn den elastischen/aktiven/passiven Zustand erreichen; das Ergebnis wird als **unbegrenzte Schätzung** angegeben.



Aufgabe

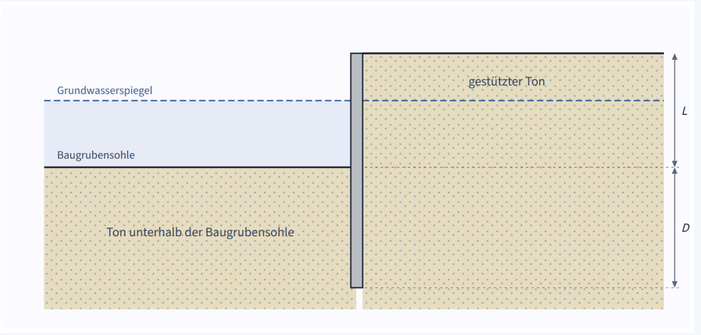
BEISPIEL

Gegeben

Wand	**Beispiel 6(b): Entwurfslänge $L + D = 8.43$ m**
Spundwand	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (**$EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
Baugrund	$k_h = 15$ **MN/m³ (oberer Ton),** 30 **MN/m³ (unterer Ton)**

GESUCHT

Verschiebung am Wandkopf, an der Baugrubensohle und am Fuß; ist das maximale Moment des Modells gleich dem Moment des Grenzgleichgewichts?



Lösung

LÖSUNG

1 Modell

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

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \ \ (\text{Finite Elemente, Federn elastisch/aktiv/passiv})$$

2 Ergebnis (zur Baugrube hin)

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

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

Die Wandkrone verschiebt sich um **9.4 mm** zur Baugrube hin, die Baugrubensohle um 2.7 mm und der Wandfuß um 1.3 mm. Das Moment des Modells im Arbeitszustand (26.8 kN·m/m) ist **viel kleiner** als das Grenzgleichgewichtsmoment (181.9): Die Federn nutzen nur 48 % des passiven Grenzwerts; das Grenzgleichgewicht beschreibt den Moment des Wandversagens, und das ist das **Bemessungsmoment**.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Hebungsbruch der Baugrubensohle

THEORIE

So wenig Einbindetiefe das laterale Gleichgewicht auch liefert, sagt es nichts über die Baugrubensohle aus. Im Ton kann die Sohle **nach oben aufbrechen** (Hebungsbruch): Der Ton unterhalb der Baugrube wird durch das Gewicht des seitlich angrenzenden Bodens nach innen gepresst (Grundbruch in umgekehrter Richtung). Der übliche Nachweis für Baugruben vergleicht die Scherfestigkeit auf der Bruchfläche mit diesem Gewicht:

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

B ist die Baugrubenbreite, L_{exc} die Länge im Grundriss (bei einer langen Baugrube entfällt der Formterm), T die Tiefe der steifen Schicht unter der Sohle (wird sie nicht eingegeben, ist die Fläche allein durch die Breite begrenzt); c_u ist der Ton unter der Sohle, c_{side} die mittlere Kohäsion über die gestützte Höhe, $\sigma_v(H)$ die totale Seitenspannung in Höhe der Sohle.

Die Einbindung der Wand unterhalb ihrer Sohle wird nicht angesetzt (auf der sicheren Seite). Auflast sowie Streifen- und Einzellasten werden innerhalb von B′ als äquivalente Gleichlast zu q addiert. Bei mehreren Schichten wird die Formel mit der geschichteten Erweiterung von GeoTerva verwendet.

$$FS_{req} = 1.5$$

Der erforderliche Sicherheitsfaktor ist eine Eingabe; der Nachweis gilt nur für bindige Baugruben.

Aufgabe

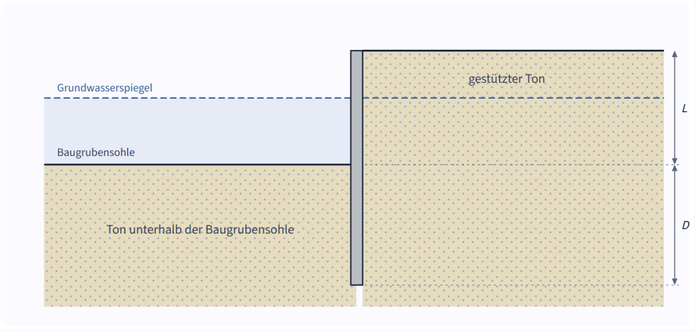
BEISPIEL

Gegeben

Aushub	**Breite $B = 10$ m (lange Baugrube, steife Schicht nicht erreicht); Wand wie in Beispiel 6 ($H = 5$ m)**
Baugrund	**Ton unterhalb der Sohle $c_u = 70$ kPa; Mittelwert über die gestützte Höhe $c_{side} = 30$ kPa; $\sigma_v(H) = 90$ kPa; keine Auflast**

GESUCHT

B′, **FS** (≥ 1.5?); wie wäre es bei einer Baugrubenbreite von B = 5 m und 20 m?



Lösung

LÖSUNG

1 Wirksame Breite (L_{exc} nicht eingegeben: kein Formterm)

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

2 Sicherheitsfaktor

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

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

Die Sicherheit gegen Hebungsbruch der Sohle beträgt **4.23** (erforderlich 1.5): Die Sohle ist standsicher. Mit zunehmender Breite nimmt die Reserve gegen seitliches Gleiten ab (4.12 für B = 20 m); maßgebend ist der c_u-Wert des darunterliegenden Tons.

Umfang der Lösung

THEORIE

Jede Schicht wird beim Ton unter **undräniertem Zustand mit totalen Spannungen** ($\varphi = 0$) berechnet: **Kurzzeitzustand**. Der dränierte Langzeitzustand (c', φ') wird nicht nachgewiesen; bei dauerhaften Wänden kann er maßgebend sein. Eine Wand mit Sandhinterfüllung wird mit dem Sand-Modul bemessen.

Rankine-Erddrücke ohne Wandhaftung: $K_a = K_p = 1$; aktiver Erddruck $\sigma_v - 2c_u$, passiver Erddruck $\sigma_v + 2c_u$; keine Sogwirkung oberhalb der Baugrubensohle (Zugriss, standardmäßig wassergefüllt oder trocken; unterhalb des Grundwasserspiegels hält der Riss das Grundwasser zurück).

Das vereinfachte Netto-Spannungsdiagramm der Quelle: in jeder Tiefe die Spannungen der beiden Seiten, der Endblock aus dem horizontalen Gleichgewicht, die Tiefe aus den Momenten. Wasser auf beiden Seiten gleich oder unterschiedlich (ohne Sickerströmung); eine Sickerströmung wird nicht modelliert.

Bei Erdbeben wird Ton mit einem halbstatischen undränierten Keil mit einer kritischen Ebene unter 45° angesetzt (Annahme von GeoTerva). Die Spundwand wird auf Biegung nachgewiesen; Querkraft, lokales Beulen und Korrosion werden nicht geprüft. Die Verschiebung wird nach dem Bettungsmodulverfahren ohne Grenzwert angegeben.

Zusammenfassung

Die wichtigsten Punkte

Ton undräniert ($\varphi = 0$, c_u): aktiv $\sigma_v - 2c_u$, passiv $\sigma_v + 2c_u$; die Sogspannung nahe der Geländeoberfläche wird nicht angesetzt: **Zugriss $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**; $P_1 = \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$, $\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

Unterhalb der Baugrubensohle ist der Nettodruck konstant: $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$, am Wandfuß $\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$; ist $\sigma_6 > 0$ nicht erfüllt, kann der Ton die Wand nicht stützen

Gleichgewicht: $L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$; quadratische Gleichung für D (Beispiel: 0.678 m; 2.288 m bei wassergefülltem Riss); $z' = P_1/\sigma_6$, $M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

Ein **wassergefüllter Zugriss** vergrößert P_1, D und M erheblich (25 → 79.5 kN/m; 15.5 → 181.9 kN·m/m); die Annahme eines trockenen Risses ist unsicher

Bemessungstiefe: f = 1.4–1.6 (Moment unverändert) oder σ_p/FS_p; das größere Moment der beiden Fälle in der gegebenen Tiefe

Schnitt: EN 1993-1-1 $\eta = 0.638$; AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789. **Erdbeben**: $D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m; nach dem Bettungsmodulverfahren Spitze ≈ 9 mm

Hebungsbruch der Sohle: $FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$; im Beispiel 4.23 ≥ 1.5

Literatur

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

EN 1993-1-1:2005 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, allgemeine Regeln.

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.

HINWEIS

Alle Zahlenbeispiele wurden mit der Berechnungsengine des Moduls selbst erzeugt; das Modul liefert dieselben Werte. Das Rechenbeispiel auf der Modulseite ist ebenfalls diese Wand (L = 5 m, γ = 18 kN/m³, c_u = 30 / 70 kPa).

GeoTerva

Geotechnische Berechnungen online

Von der Theorie zur Praxis

Geben Sie in GeoTerva Ihre eigene Wandhöhe, das geschichtete Tonprofil, das Wasser, den Zugriss, den Spundwandquerschnitt und die Erdbebenbeiwerte ein; das Modul liefert die Erddruckverteilung, die Einbindetiefe, das Biegemoment, den Querschnittsnachweis, die Verschiebung und den Hebungsbruch der Baugrubensohle gemeinsam.

Modul öffnen →

Theorieseite →

Auf dem Smartphone öffnen
Die Beispielmodule erfordern keine Registrierung.

Falls Sie sie in Ihren Vorlesungen verwenden möchten: info@geoterva.com