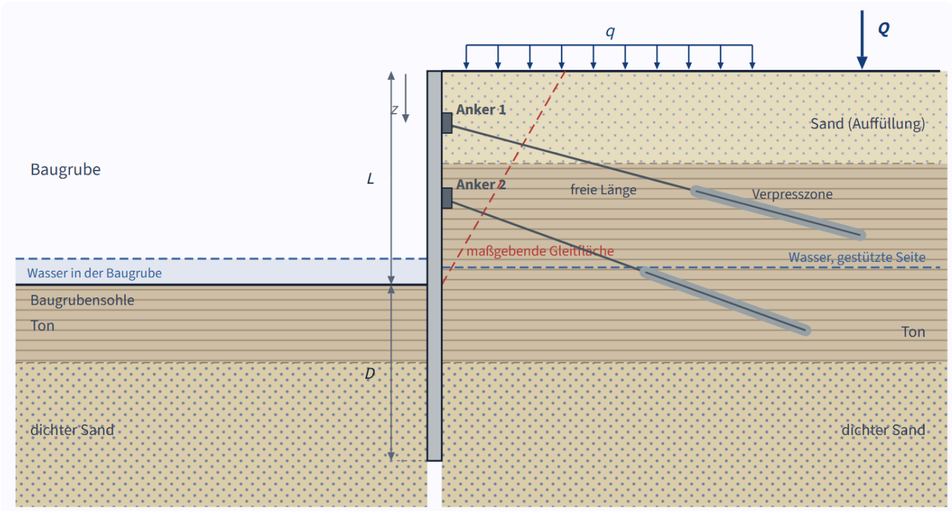
Geotechnische Vorlesung · Spundwände und ausgesteifte Baugruben

Verankerte Spundwand (geschichteter Boden)

Vorlesung: unverankerte und verankerte Spundwand in geschichtetem Sand und Ton; Spannungen auf beiden Seiten, Kurz- und Langzeit, Einbindetiefe, Ankerkräfte, Moment, Querschnitt, Erdbeben; zu jedem Thema ein Rechenbeispiel.

- Geschichteter Baugrund
- Kurz- und langfristig
- Freie Auflagerung im Boden · Gelenk
- Verankerung · EN 1993 · AISC 360
- Erdbeben · Hebungsbruch



Was lernen wir in dieser Vorlesung?

In einem Bodenprofil aus bis zu sechs Schichten aus **Sand (dräniert: c′, φ′) und Ton (kurzfristig c_u, langfristig c′, φ′)** die Spannungen und Drücke an beiden Wandflächen

Bei undräniertem Ton $\sigma_v \mp 2c_u$, der **Zugriss** (wassergefüllt) und in den Szenarien **kurz-/langfristig** die Regel „der größere Wert jedes Ergebnisses“

Netto-Druckdiagramm und die Sicherheitsreserve (f in Abhängigkeit von der Tiefe, FS_p für den passiven Erddruck, gegebene Tiefe)

Statik der **unverankerten Spundwand**, der **einlagig verankerten Spundwand (freie Auflagerung im Boden)** und der **mehrlagig verankerten Spundwand (Gelenkverfahren)**; Moment, Ankerkraft und Verpresskörperhaftung

Nachweis der Spundwand nach **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**; Nachweise zu **Erdbeben**, **Hebungsbruch** und **Verschiebung**

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: 7.5 m Aushubhöhe; oben 3 m Sand, 6 m Ton, darunter dichter Sand; Wasser in 8.5 m Tiefe auf beiden Seiten; q = 10 kPa Auflast; zwei Ankerlagen (1.5 m und 4.5 m, s = 2.5 m, 15° und 20°). Die Kräfte gelten pro Meter Wand.

Wie wird die Wand gehalten?

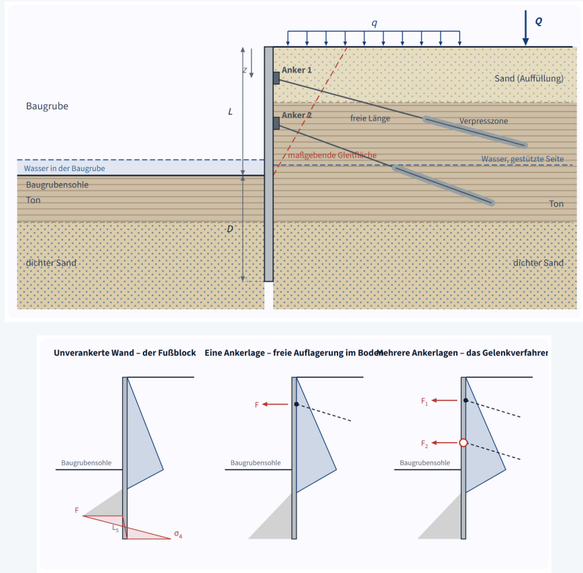
THEORIE

Die Spundwand steht durch ihre Einbindetiefe unter der Baugrubensohle und, wenn die zurückgehaltene Höhe dafür nicht ausreicht, durch **Verpressanker**. Der tatsächliche Baugrund besteht selten aus einer einzigen Schicht: Sand drückt und widersteht durch Reibung, Ton durch seine Festigkeit; die Festigkeit des Tons ist unmittelbar nach dem Aushub nicht dieselbe wie Jahre später. Das Modul übernimmt das Profil so, wie es ist: **bis zu sechs Schichten**, die unter der Baugrubensohle bei beiden Prozentwerten fortgesetzt werden.

Kragarm: wird allein vom Baugrund gehalten; er dreht sich um einen Punkt nahe dem Wandfuß (oberhalb der Baugrubensohle wirkt der aktive Erddruck, unterhalb wechseln die Seiten). Die gestützte Höhe ist bis etwa 5–6 m wirtschaftlich.

Einzelne Ankerlage: Die Wand ist ein Träger auf zwei Stützpunkten (der Anker und der passive Erddruck der Einbindung); die Spitze gilt als frei: Die **freie Auflagerung im Boden** ergibt sich aus einer einzigen Momentengleichung um den Anker.

Mehrreihige Verankerung: Die Wand ist statisch unbestimmt; das **Gelenkverfahren** setzt an jedem Anker außer dem obersten ein Gelenk, die Felder werden zu einfachen Balken, und der Bereich unter dem untersten Anker wird mit freier Auflagerung im Boden bemessen.



z wird von der Wandkrone nach unten gemessen; L ist die Tiefe der Baugrubensohle, D die Einbindetiefe. Der Nettodruck ist positiv zur Baugrube hin; der Anker zieht die Wand mit F (pro Meter) zurück. Das Verfahren ist das **Grenzgleichgewicht**: Der Boden wird im Grenzzustand des aktiven und passiven Erddrucks angesetzt.

σ_v, u, σ'_v; Rankine c′–φ′

THEORIE

In jeder Tiefe werden drei Spannungsfelder geführt: die totale vertikale Spannung σ_V, der Porenwasserdruck u und die wirksame Spannung $\sigma'_V = \sigma_V - u$. Der undränierte Ton wird durch das erste, die dränierte Schicht durch das zweite und dritte definiert. Die gestützte Säule trägt ihre gesamte Überlagerung auch unterhalb der Baugrubensohle; die ausgehobene Säule beginnt an der Baugrubensohle neu: Dies ist die Differenz, welche die Einbindetiefe ins Gleichgewicht bringen muss.

$$\sigma_{v,b}(z) = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad u_b = \gamma_w \max(0, z - D_w) \quad \sigma'_{v,b} = \sigma_{v,b} - u_b$$

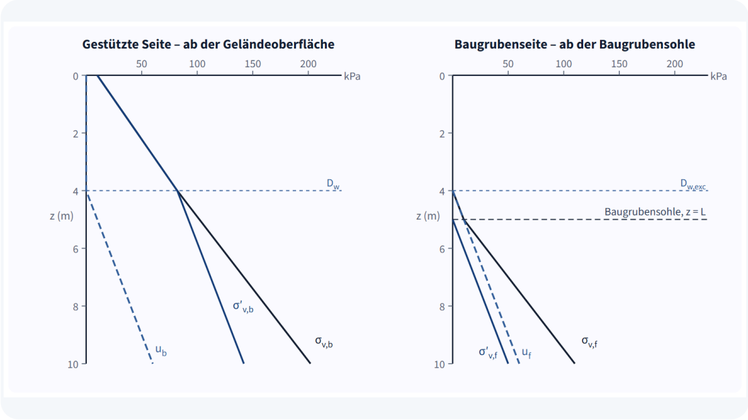
Dränierte Schicht (Sand oder Ton langfristig): Rankine, senkrechte Wand, ebene Geländeoberfläche, keine Wandreibung:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \tfrac{\varphi'}{2}\right) \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \tfrac{\varphi'}{2}\right) \quad p_a = \max\left(0,\ K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}\right) + u \quad p_p = \eta_p\left(K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}\right) + u$$

Jede Schicht hat ihren eigenen K_a- und K_p-Wert: σ'_V ist stetig, aber **der Druck springt an der Schichtgrenze**; die Sprünge sind eine echte Eigenschaft des Diagramms und werden nicht geglättet.

Bei c′ > 0 wird der aktive Ausdruck oberhalb der Schicht negativ: Der Boden kann nicht an der Wand ziehen, daher wird der Bodenanteil bei null **abgeschnitten** (der Wasseranteil wird nicht abgeschnitten).

Eine gleichmäßige Auflast q wird in jeder Tiefe zu $\sigma_{V,b}$ addiert; der Zugbruch berücksichtigt sie.



Aufgabe

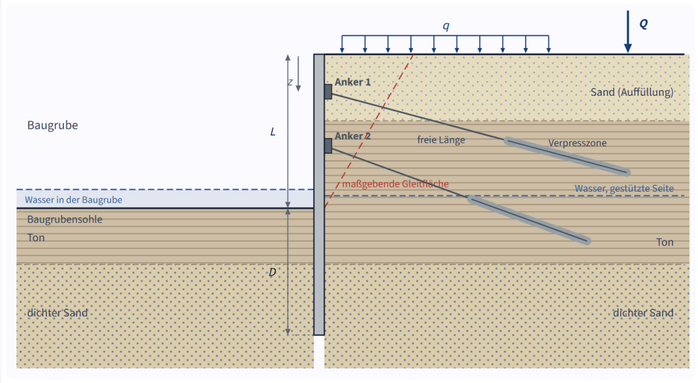
BEISPIEL

Gegeben

Profil	**oben 3.0 m Sand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m Ton ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), darunter dichter Sand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; Wasser beidseitig bei 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Aufgabe	**auf der Stützseite $z = 3.0$ m (Sand–Ton-Grenze) und Baugrubensohle $z = L = 7.5$ m**

GESUCHT

σ'_V; p_a für Sand, Ton (dräniert, langfristig); der Sprung an der Sand–Ton-Grenze.



Lösung

LÖSUNG

1 An der Sand–Ton-Grenze (z = 3.0 m; Wasser bei 8.5 m, u = 0)

$$\sigma'_v(3.0) = q + \gamma z = 10 + 18(3.0) = 64.0\ \text{kPa}$$

$$\text{Sand: } p_a = K_a \sigma'_v = 0.3333(64.0) = \mathbf{21.33}\ \text{kPa}$$

$$\text{Ton } (\varphi' = 24^\circ)\text{: } p_a = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} = 0.4217(64.0) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{20.50}\ \text{kPa}$$

2 An der Baugrubensohle (z = L = 7.5 m): die gestützte Säule reichte 4.5 m weiter in den Ton

$$\sigma'_v(L) = 64.0 + 19(4.5) = 149.5\ \text{kPa}$$

$$p_a = 0.4217(149.5) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{56.55}\ \text{kPa}$$

σ′$_v$ ist stetig (64 kPa), aber der Druck springt an der Schichtgrenze von **21.33 auf 20.50 kPa** (Sand K_a = 1/3, Ton K_a = 0.4217 und c′-Beitrag −6.49 kPa). An der Baugrubensohle beträgt der aktive Druck 56.55 kPa.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$; „der größere der jeweiligen Ergebnisse“

THEORIE

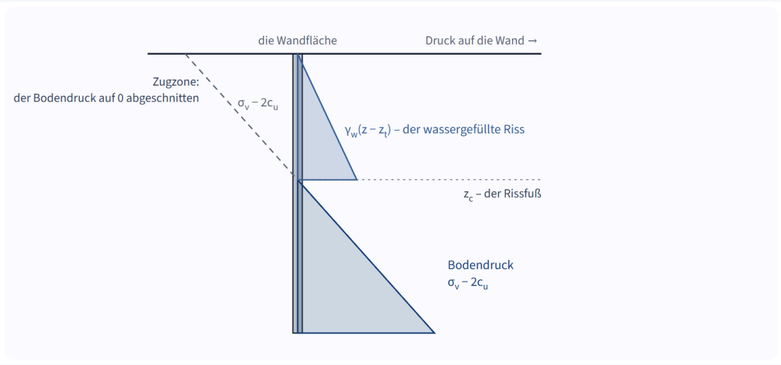
Schnell belasteter wassergesättigter Ton (die Baugrube wird vor ihm hergestellt) kann nicht dränieren: die Festigkeit ist c_u, $\varphi = 0$, definiert über die **totale Spannung** (das Wasser ist in σ_v enthalten):

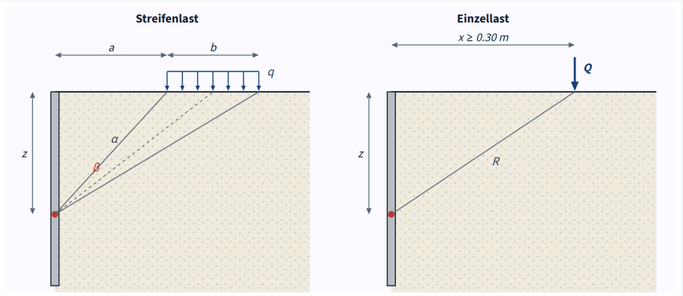
$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

Über dem gestützten Ton ist $\sigma_v - 2c_u$ negativ: Der Ton reißt auf; z_t ist das obere Ende und $\mathbf{z_c}$ das untere Ende der Zugzone, an dem $\sigma_v = 2c_u$ gilt. Ein offener Riss an der Oberfläche füllt sich mit Regen- oder Grundwasser und drückt mit seinem eigenen hydrostatischen Druck: **wassergefüllt angenommen** (auf der sicheren Seite); er kann als trocken erklärt werden (mit Warnung), wobei die Folge des anderen Falls stets ausgegeben wird.

Kurzzeit Ton undräniert; **Langzeit** jede Schicht dräniert. Welcher Fall maßgebend ist, ist im Voraus nicht bekannt; das Modul **berechnet beide** und übernimmt die Einbindetiefe, jede Ankerkraft und das Moment als **größeren der beiden Werte** (sie müssen nicht aus demselben Szenario stammen). Ein Szenario, in dem der Anker keine Zugkraft aufnimmt, ist für die Wand nicht maßgebend; es wird vermerkt.

Auflast: Eine Gleichlast q wird zu $\sigma_{v,b}$ addiert; die Streifenlast (a, b, q) und die Einzellast (Q, x) sind die elastische Lösung für eine starre Wand und werden **nicht** mit K_a multipliziert; im Erdbebenfall gehen sie mit ψ_2 ein.





Aufgabe

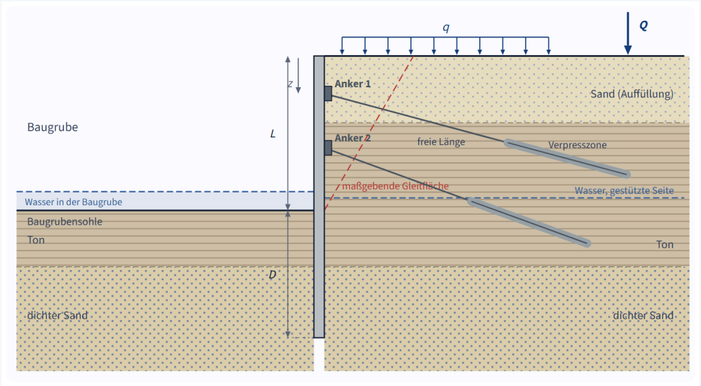
BEISPIEL

Gegeben

Profil	**oben 3.0 m Sand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m Ton ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), darunter dichter Sand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; Wasser beidseitig bei 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Aufgabe	**kurzfristig $\sigma_v - 2c_u$ über dem Ton und z_c am unteren Ende des Risses; Ergebnisse der beiden Szenarien**

GESUCHT

$\sigma_v - 2c_u$ (über dem Ton), **z_c** und der Wasserdruck im Riss; die Werte D, F, M des kurzen und des langen Zeitraums und welcher maßgebend ist.



Lösung

LÖSUNG

1 Kurzzeit: oberhalb des Tons (z = 3.0 m, σ_v = 64.0 kPa, c_u = 45 kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} \ < 0 \ \Rightarrow\ \text{wird geschnitten; der Riss öffnet sich}$$

$$\sigma_v(z_c) = 2c_u: \quad 64.0 + 19(z_c - 3) = 90 \ \Rightarrow\ z_c = \mathbf{4.37}\ \text{m}$$

$$p_{crack}(z_c) = \gamma_w(z_c - z_t) = 9.81(1.37) = 13.4\ \text{kPa}$$

2 Beide Szenarien werden berechnet (die Berechnungsroutine des Moduls); die Wand wird für das größere der beiden bemessen

Szenario	$D_{theoretisch}$ (m)	D_{erf} (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
Kurzzeit (Ton undräniert)	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
Längerfristig (alle dräniert)	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

Der wassergefüllte Zugriss erzeugt über **1.37 m** oberhalb des Tons (3.0 → 4.37 m) hydrostatischen Druck. Der lange Zeitraum ist **bei jedem Ergebnis maßgebend** (D, F_1, F_2, M): Die Wand wird für das Langzeitszenario bemessen; das Kurzzeitmoment beträgt weniger als die Hälfte.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Differenzdiagramm; f über der Tiefe oder FS_p für den passiven Erddruck

THEORIE

Die Wand spürt die **Differenz** der beiden Seiten: $p_{net} = p_b - p_f$ (rückhaltend – Baugrube). Das Gleichgewicht wird auf diesem Diagramm angeschrieben: oberhalb der Baugrubensohle der aktive Erddruck und das Wasser des rückgehaltenen Bodens; darunter wächst der passive Erddruck der Einbindung schneller als der aktive, und der Nettodruck wird im Punkt E zu null und kehrt zur rückhaltenden Seite um. Die Oberkante, die Anker, die Baugrubensohle, jede Schichtgrenze, die Wasserstände, die Rissenden, die Lastkanten und die Nullstellen der abgeschnittenen Drücke teilen die Wand in **Abschnitte**; in jedem Abschnitt ist die Resultierende linear, und Kraft und Moment werden exakt integriert:

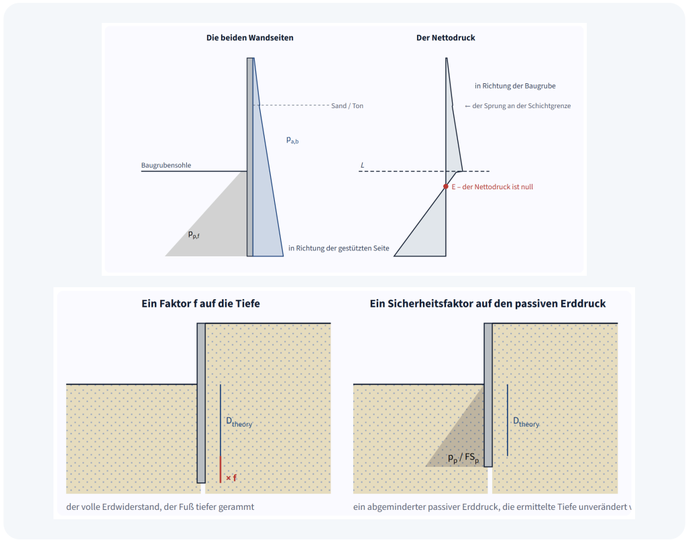
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

Bei der theoretischen Tiefe $D_{theoretisch}$ wird kein Zuschlag berücksichtigt; zwei Wege (Abbildung):

Tiefenfaktor f: $D_{erf} = f \cdot D_{theoretisch}$ (f = 1.2–1.3 Sand, 1.4–1.6 Ton); Drücke und Moment entsprechen denen der theoretischen Wand.

FS_p auf der passiven Seite: $\eta_p = 1/FS_p$ multipliziert den passiven **Bodendruck** (niemals den Wasserdruck); die Tiefe des reduzierten Diagramms wird zu D_{erf}. Der D_{erf}-Wert des anderen Verfahrens wird stets daneben angegeben.

Gegebene Einbindetiefe: Nachweis über $UR_D = D_{erf}/D_{vorh} \le 1$; es wird $FS_{p,mob}$ ermittelt, durch das der passive Erddruck geteilt werden darf. Momente und Ankerkräfte werden nach dem **größeren** der Fälle Bemessung und gegebene Einbindetiefe angesetzt.



Aufgabe

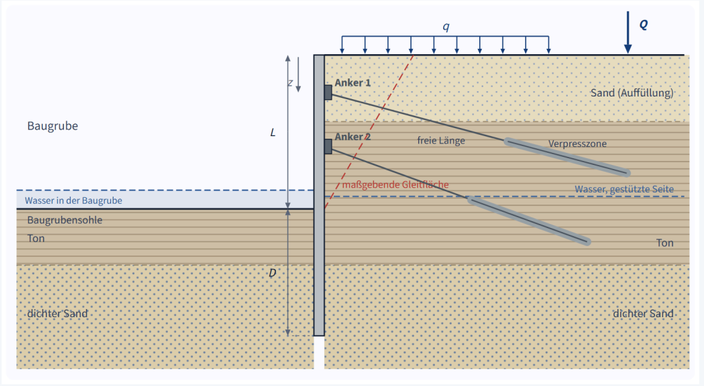
BEISPIEL

Gegeben

Wand	**oben 3.0 m Sand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m Ton ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), darunter dichter Sand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; Wasser beidseitig bei 8.5 m; $q = 10$ kPa; zwei Ankerlagen: $z = 1.5$ m ($15°$) und 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Straßen	$f = 1.3$; $FS_p = 1.5$; **gegeben $D = 3.5$ m und 6.0 m**

GESUCHT

Für jeden Pfad **D_{erf}**, **M_{max}**, **T_2** und $FS_{bond,2}$; in der gegebenen Tiefe UR_D, $FS_{p,mob}$.



Lösung

LÖSUNG

1 In der Tiefe f: $D_{erf} = 1.3 \times D_{theoretisch} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m (Momente und Kräfte entsprechen denen der theoretischen Wand)

Straße	$D_{erforderlich}$ / vorgegeben (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3 (Aushub)	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5 (passiv / 1.5)	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
Gegeben D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
Gegeben D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

Der passive Weg mit $FS_p = 1.5$ liefert eine tiefere Wand (3.27 m) und ein **größeres Moment** (153.3). **Ist die gewählte Einbindetiefe größer als erforderlich, so wachsen Moment und Ankerkraft**: für D = 6.0 m ergeben sich M = 255.5 kN·m/m (das 2.1-Fache der Baugrube) und $T_2 = 480$ kN, $FS_{bond,2} = 1.57 < 2$: die Verpresskörperlänge reicht nicht aus. Eine längere Wand als erforderlich bringt keine Sicherheit.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Fußblock; freie Auflagerung im Boden

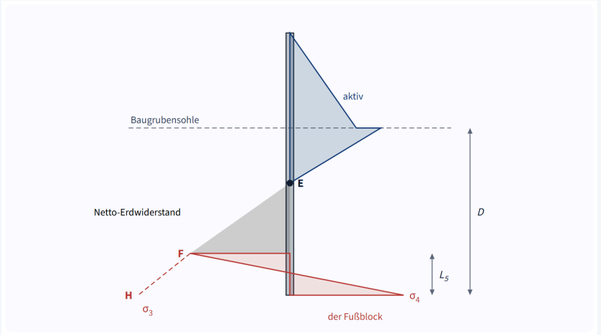
THEORIE

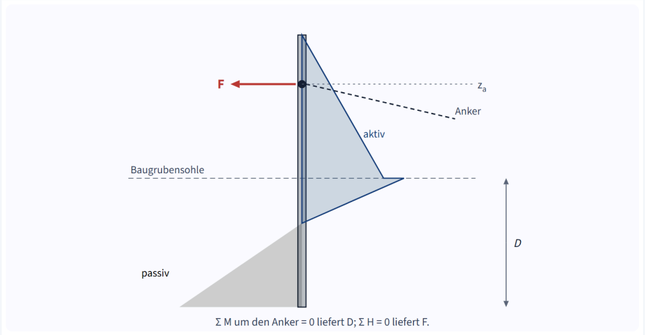
Unverankerte Spundwand: von der netto resultierenden Auflagerkraft E unterhalb der Baugrubensohle bis F und von F bis zum Fußblock (L_5) mit der umgekehrten Ordinate σ_4: $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$ um den Wandfuß. In einem einheitlichen Sand reduziert sich dies auf eine Gleichung vierten Grades für L_4; bei geschichtetem Profil wird es am selben Diagramm numerisch gelöst. Der Block muss unterhalb von E liegen ($0 < L_5 < L_4$).

Einzelne Ankerlage: das freie Ende wird als verschieblich angenommen; die Tiefe wird **aus dem Moment um den Anker** ermittelt, die Ankerkraft aus dem horizontalen Gleichgewicht:

$$\int_0^{L+D} p_{net}(z)(z - z_a)\,dz = 0 \qquad F = \int_0^{L+D} p_{net}(z)\,dz$$

Die freie Auflagerung im Boden ergibt **die kürzeste Wand und das größte Moment der klassischen Verfahren**; die Momentenabminderung nach Rowe für flexible Wände wird nicht angesetzt.





Gelenkverfahren; Querkraft und Moment

THEORIE

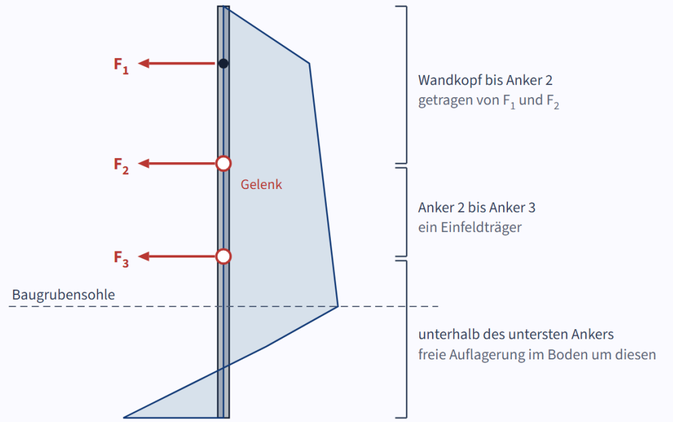
Bei drei oder mehr Auflagern ist die Wand ein Durchlaufträger und statisch unbestimmt. Das **Gelenkverfahren** macht sie bestimmt, indem an jedem Anker außer dem obersten ein Gelenk (Moment null) angesetzt wird: Das obere Feld ist ein Träger über den ersten beiden Ankern, die Zwischenfelder sind Einfeldträger, und unterhalb des untersten Ankers wirkt der Boden als freie Auflagerung im Boden bezogen auf diesen Anker.

$$\int_{z_n}^{L+D} p_{net}(z)(z - z_n)\,dz = 0$$

Die Kraft einer Lage ist die Summe der Reaktionen der beidseitig angrenzenden Felder; die unterste Lage nimmt zusätzlich die Horizontalkraft des darunter liegenden Abschnitts auf. Das Moment ist an jedem Gelenk null (das Modul prüft dies als Abschluss); eine in Druck verbleibende Lage wird mit einer Warnung gekennzeichnet.

$$V(z) = \int_0^z p_{net} dz - \sum_{z_a < z} F_i \qquad M(z) = \int_0^z V\,dz$$

V und M werden über die Elemente integriert; das **größte Moment wird dort gefunden, wo V = 0 ist** (innerhalb eines Elements), nicht an den Knoten ausgewählt.



Aufgabe

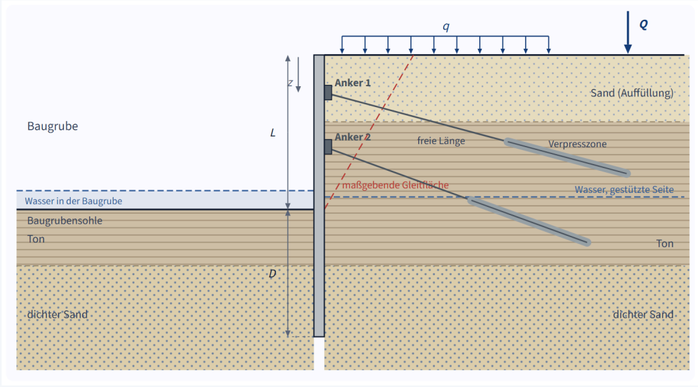
BEISPIEL

Gegeben

Profil und Lasten	**oben 3.0 m Sand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m Ton ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), darunter dichter Sand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; Wasser beidseitig bei 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Systeme	**(a) unverankerte Spundwand (Kragwand); (b) eine Ankerlage ($z = 1.5$ m, $15°$); (c) zwei Ankerlagen (Öffnung); in allen Fällen $f = 1.3$, S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

GESUCHT

Für jedes System sind **$D_{theoretisch}$**, **$D_{erforderlich}$**, **M_{max}**, die Ankerkraft und der Beiwert **η** der Spundwand zu ermitteln; welches System ist geeignet?



Lösung

LÖSUNG

1 Gleiches Profil, drei Systeme (die Berechnungsgrundlage des Moduls; stets der größere der beiden Fälle)

System	Verfahren	$D_{theoretisch}$ (m)	$D_{erforderlich}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	Anker (kN/m)	η (EN 1993)
(a) Winkelstützwand	Endblock	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) Einzelne Reihe	freie Auflagerung im Boden	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) Zwei Reihen	Gelenk	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

Für die gestützte Höhe von 7.5 m erfordert die **unverankerte Spundwand** 10.4 m Einbindetiefe und 1,210 kN·m/m: Die Spundwand ist nicht ausreichend (η = 4.24). **Eine Ankerlage** reduziert die Einbindetiefe auf 3.76 m, aber mit M = 296 kN·m/m bleibt η = 1.037 > 1. **Zwei Ankerlagen** reduzieren das Moment auf 121.4 kN·m/m, und die Spundwand ist ausreichend (η = 0.426): Die Anzahl der Ankerlagen bestimmt das Moment und die Einbindetiefe.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Aufgabe

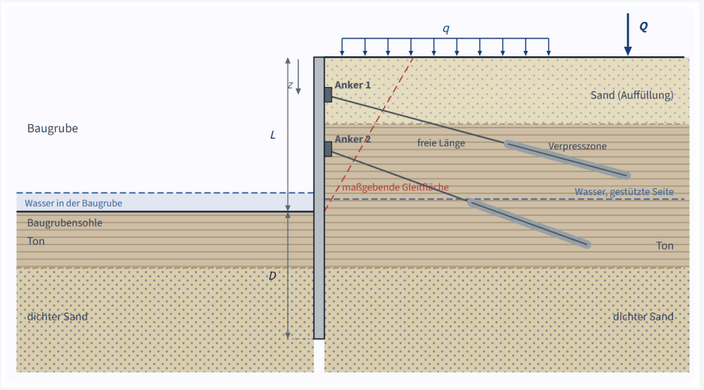
BEISPIEL

Gegeben

Wand	**oben 3.0 m Sand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m Ton ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), darunter dichter Sand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; Wasser beidseitig bei 8.5 m; $q = 10$ kPa; zwei Ankerlagen: $z = 1.5$ m (15°) und 4.5 m (20°), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Ergebnistyp	**Langzeitszenario (maßgebend); Gelenk bei $z = 4.5$ m**

GESUCHT

Ankerkräfte **F_1**, **F_2** und ihre Summen; Schlusslinie; **M_{max}** und seine Lage; Punkte mit V = 0.



Lösung (1/2)

LÖSUNG

1 Ankerlagen (pro Meter) und horizontales Gleichgewicht

$$F_1 = 41.69\ \mathrm{kN/m}\ \ (z = 1.5\ \mathrm{m}) \qquad F_2 = 132.32\ \mathrm{kN/m}\ \ (z = 4.5\ \mathrm{m})$$

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00\ \mathrm{kN/m} = \Sigma H_{net}\ \ (\text{gesamte Horizontalkraft})$$

2 Moment im Gelenk null; das größte Moment dort, wo V = 0

$$M(z = 4.5) = 0 \approx 0\ \checkmark\ \ (\text{Abschluss})$$

$$V = 0: \quad z = 3.22\ \mathrm{m}\ \ \text{und}\ \ z_M = 6.82\ \mathrm{m} \qquad M_{max} = \mathbf{121.43}\ \mathrm{kN\cdot m/m}$$

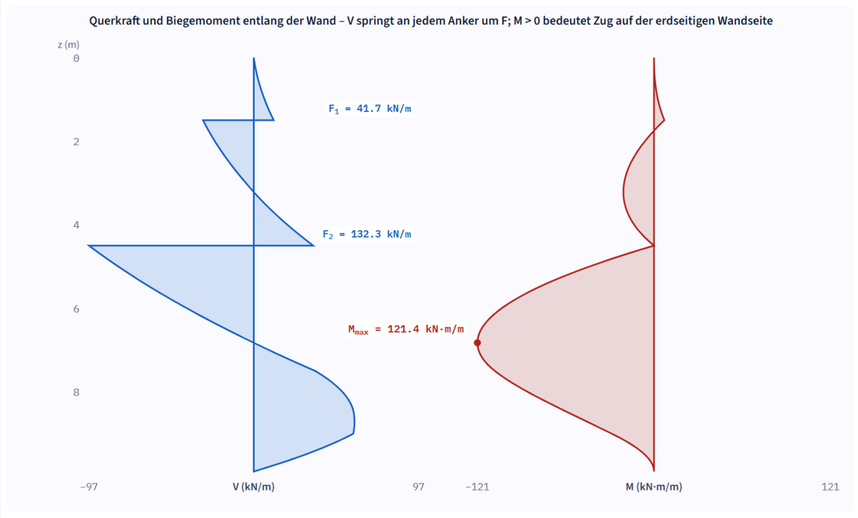
Die Ankerkräfte betragen **F_1 = 41.69** und **F_2 = 132.32 kN/m**; ihre Summe ist die horizontale Resultierende der Netto-Erddruckfläche (freie Auflagerung). **M_{max} = 121.43 kN·m/m** unterhalb der Baugrubensohle bei z = 6.82 m (V = 0).

Lösung (2/2)

LÖSUNG

3 Querkraft- und Momentendiagramm (V springt an jedem Anker um F) $V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$; $M(z) = \int V\, dz$. Das maximale Moment beträgt 121.4 kN·m/m in einer Tiefe von 6.82 m; die beiden Punkte mit V = 0 (3.22 m und 6.82 m) sind lokale Momentenspitzen.

Die Abschlusskontrollen sind erfüllt: Gelenkmoment ≈ 0, Querkraft und Moment am Ende null, die Resultierende des Abschnitts gleich dem verfeinerten Integral (174.0 kN/m). Das Momentendiagramm liefert im oberen Kragarmbereich ein lokales Maximum und unterhalb der Baugrubensohle sein größtes Maximum.



Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Kraft, freie Ankerlänge, Verbund und Festlegekraft

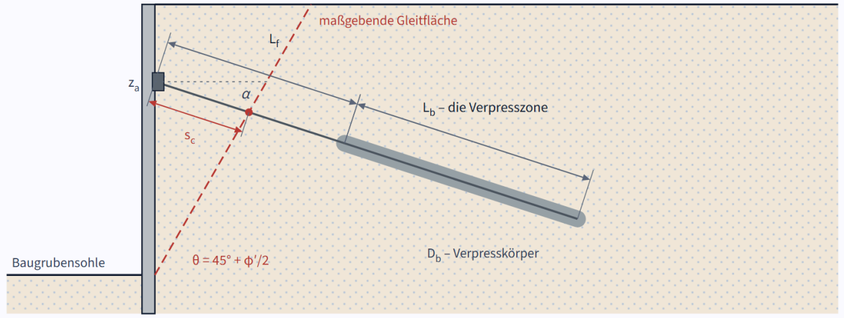
THEORIE

Die Reaktion einer Lage ist auf den laufenden Meter Wand bezogen. Die Anker sind im Abstand s angeordnet und unter dem Winkel α zur Horizontalen geneigt:

$$T = \frac{F\,s}{\cos\alpha} \qquad T_v = T\sin\alpha$$

Die Verpresszone (Verpresskörperlänge) muss **hinter** dem mit der Wand bewegten Keil bleiben. Die kritische Fläche beginnt an der Baugrubenecke und steigt unter θ = 45° + φ′/2 an; entlang des Ankers wird sie geschnitten bei:

$$s_c = \frac{L - z_a}{\cos\alpha\tan\theta + \sin\alpha} \qquad L_f \geq s_c + \max(1.5\ \mathrm{m},\ L/5)$$



Automatisch, wenn die Geländeoberfläche ein einziger Sand ist, der die gesamte gestützte Höhe bildet; in einem geschichteten oder tonigen Profil ist eine einzige Ebene keine belastbare Konstruktion: die Oberfläche wird aus einer separaten Analyse eingegeben, andernfalls meldet der Nachweis „nicht durchgeführt“.

Verbund: $T_{ult} = \pi\, D_b\, L_b\, \tau_{ult}$; $FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{erforderlich}$. Der Anker wird mit P_0 festgelegt und trägt diese Last von Anfang an: Die Beanspruchung ist der größere Wert von T und P_0. $P_0/T_{ult} \leq 1$ wird zusätzlich als Eingabeprüfung betrachtet.

Aufgabe

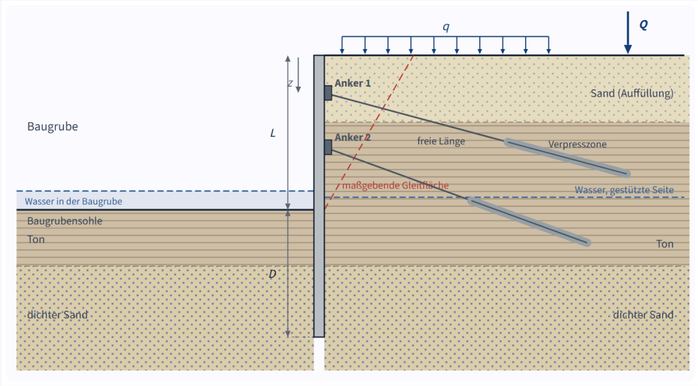
BEISPIEL

Gegeben

Anker	**Zeile 1:** $z = 1.5$ **m,** $s = 2.5$ **m,** $\alpha = 15°$, $F_1 = 41.69$ **kN/m; Zeile 2:** $z = 4.5$ **m,** $\alpha = 20°$, $F_2 = 132.32$ **kN/m**
Verbindung	$D_b = 0.20$ **m,** $L_b = 8$ **m,** $\tau_{ult} = 150$ **kPa;** **Festlegekraft** $P_0 = 250$ **kN;** $FS_{bond,required} = 2.0$

GESUCHT

Für jeden Anker: **T**, T_V; **T_{ult}**, **FS_{bond}** und P_0/T_{ult}.



Lösung (1/2)

LÖSUNG

1 Ankerkräfte (jeweils entlang der Achse des Ankers)

$$T_1 = \frac{F_1 s}{\cos 15^\circ} = \frac{41.69(2.5)}{0.9659} = \mathbf{107.9}\ \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{F_2 s}{\cos 20^\circ} = \frac{132.32(2.5)}{0.9397} = \mathbf{352.0}\ \text{kN}$$

Die Ankerkräfte wirken entlang der Spanngliedachse; die vertikalen Komponenten $T_{v,1}$ = 27.9 und $T_{v,2}$ = 120.4 kN werden ausgewiesen (nicht in den Spundwandnachweis übernommen).

Lösung (2/2)

LÖSUNG

2 Verbund: $T_{ult} = \pi D_b L_b \tau_{ult} = \pi(0.20)(8)(150) = 754.0$ kN

$$FS_{bond,1} = \frac{T_{ult}}{\max(T_1, P_0)} = \frac{754.0}{\max(107.9, 250)} = \mathbf{3.016} \geq 2 \checkmark$$

$$FS_{bond,2} = \frac{754.0}{\max(352.0, 250)} = \mathbf{2.142} \geq 2 \checkmark$$

Beim ersten Anker wird die Ankerstange durch die **Festlegekraft** bestimmt ($P_0 > T_1$), beim zweiten durch die **Gebrauchskraft** (FS 3.02 und 2.14); $P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

EN 1993-1-1 oder AISC 360-22

THEORIE

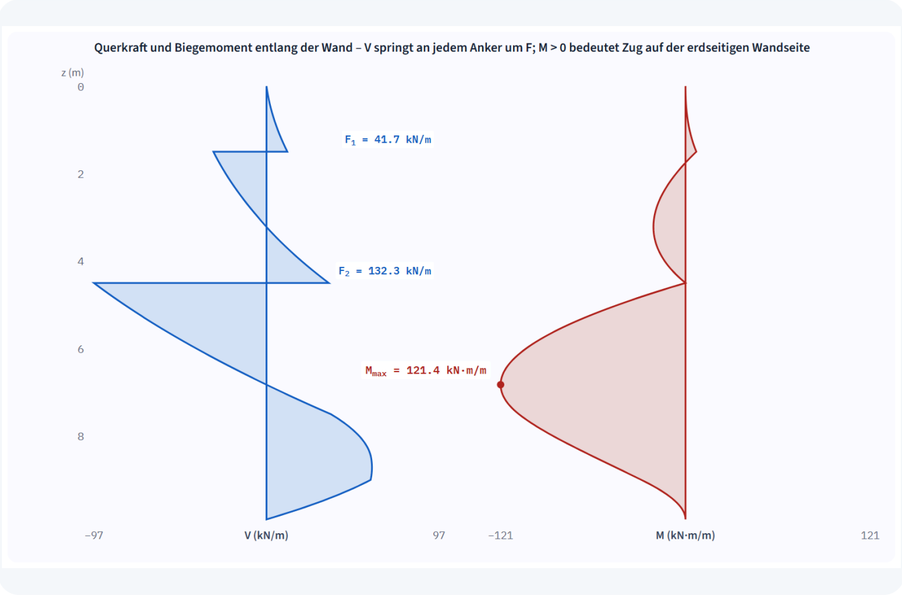
Der Stahlquerschnitt wird auf Biegung mit dem größten Bemessungsmoment nachgewiesen. Es wird das Widerstandsmoment W je Meter Wand (aus den Spundwandtabellen; elastisch oder plastisch, je nach Klasse) verwendet; das erforderliche W_{req} wird stets angegeben, damit der Querschnitt aus dem Katalog gewählt werden kann:

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

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

EN 1993-1-1: γ_F = 1.35, γ_{M0} = 1.00. AISC: γ_H = 1.6 (seitlicher Erddruck H), M_n = $F_y Z$ (kompakt) oder $F_y S$ (erstes Fließen).

Die Querkraft der Wand, das lokale Beulen ihrer Bauteile und der Korrosionsverlust liegen außerhalb des Nachweises und werden im Bericht angegeben. Ankerkräfte und Moment werden aus dem größeren der maßgebenden Werte aus dem Bemessungszustand und dem Zustand der angegebenen Einbindetiefe ermittelt.



Aufgabe

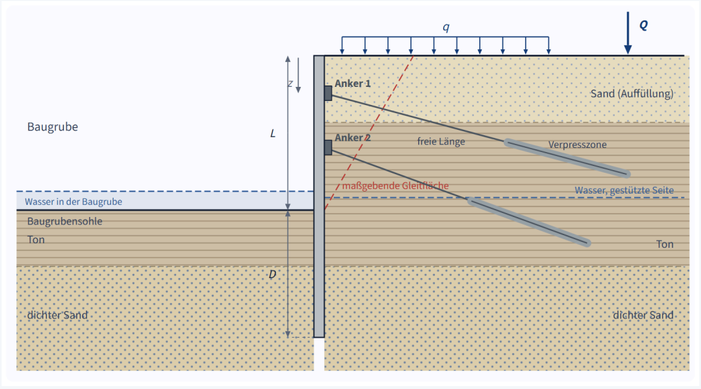
BEISPIEL

Gegeben

Moment	**Beispiel 5:** $M_{max} = 121.43$ **kN·m/m**
Schnitt	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m; EN:** $\gamma_F = 1.35$**,** $\gamma_{M0} = 1.0$**; AISC:** $\gamma_H = 1.6$**,** $\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

GESUCHT

M_{Ed}, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η** (EN); η für LRFD und ASD.



Lösung

LÖSUNG

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(121.43) = \mathbf{163.92}\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.92}{275\,000} = \mathbf{596}\ \mathrm{cm^3/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.0\ \mathrm{kN{\cdot}m/m} \qquad \eta = \frac{163.92}{385.0} = \mathbf{0.426} \le 1\ \checkmark$$

2 AISC 360-22 ($M_n = F_yS = 385.0$ kN·m/m)

$$\text{LRFD: } 1.6(121.43) = 194.28 \le 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.561}$$

$$\text{ASD: } 121.43 \le \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.527}$$

Die Spundwand ist ausreichend: EN 1993-1-1 η = **0.426** (erforderliches W = 596 cm³/m < 1 400), AISC LRFD **0.561**, ASD **0.527**.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Geschichteter pseudostatischer Fall: Mononobe–Okabe im Sand, undränierter Keil im Ton

THEORIE

Jeder statische Beiwert wird durch das pseudostatische Gegenstück seiner eigenen Schicht ersetzt. Der Erdbebenwinkel ergibt sich aus dem horizontalen und dem vertikalen Beiwert:

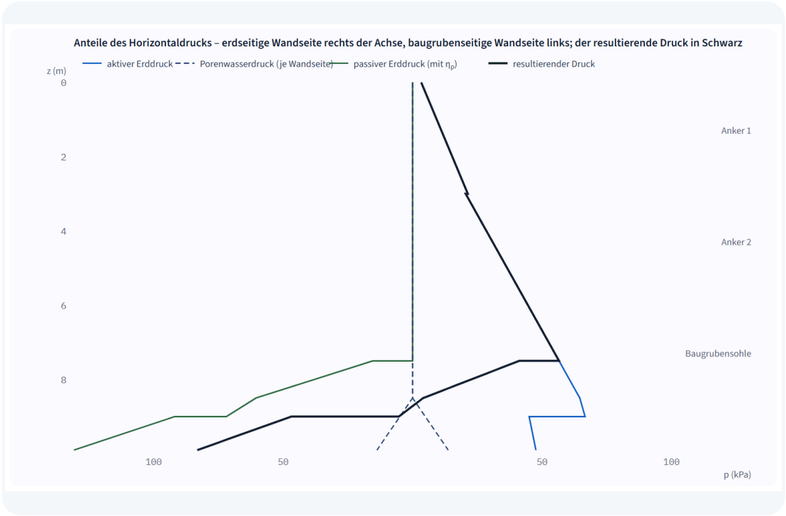
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

$$\text{Ton: } \sigma_{AE} = (1 \mp k_v)(1 + \tan\theta)\sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v)(1 - \tan\theta)\sigma_v + 2c_u$$

Beide **Szenarien** des statischen Entwurfs werden mit den beiden Richtungen von k_V durchgerechnet; die größte Einbindetiefe, das größte Moment und die größten Ankerkräfte sind maßgebend.

Eine verankerte Wand kann sich nicht um den Wandfuß drehen: Die dynamische Zunahme des aktiven Erddrucks wird **gleichmäßig über die gestützte Höhe verteilt**: $\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$. Freies Wasser in der Baugrube addiert den Westergaard-Druck ($7/8\, k_h \gamma_W \sqrt{(h z')}$).

Das Erdbeben ist an die Baugrube gekoppelt: Auf den passiven Erddruck wird **kein Beiwert angesetzt**; D_E, welches das seismische Diagramm ins Gleichgewicht bringt, darf das der Wand ($D_{Bemessung}$) nicht überschreiten. Ist die Wand länger als D_E, so ist das Gleichgewicht in beiden Fällen auch bei der gegebenen Tiefe erfüllt, und es werden größere Momente und Kräfte aufgenommen. Anker und Ankerstange werden ebenfalls für T_E nachgewiesen ($FS_{erforderlich,E} \approx 1.5$).



Aufgabe

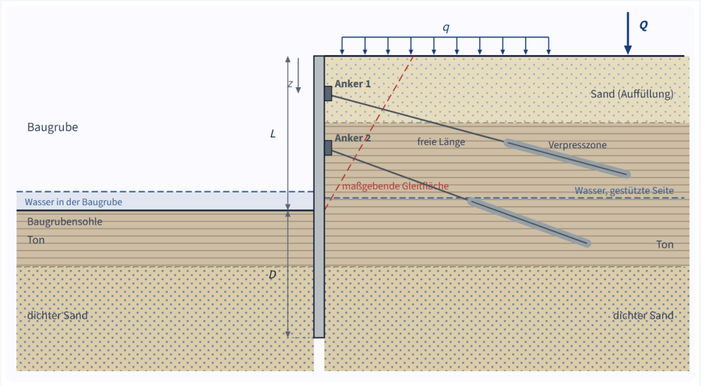
BEISPIEL

Gegeben

Wand	**oben 3.0 m Sand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m Ton ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), darunter dichter Sand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; Wasser beidseitig bei 8.5 m; $q = 10$ kPa; zwei Ankerlagen: $z = 1.5$ m ($15°$) und 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Erdbeben	**$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$; Porenwasser ist gespannt; Ankerstange: $T_{ult} = 754$ kN, erforderlich $FS_{bond,E} \approx 1.5$**

GESUCHT

Die Werte D, M, F der vier Fälle (zwei Szenarien × zwei k_V); **D_E**, **$M_{max,E}$**, Ankerkräfte und Verbund; hält die Wand diesem Erdbeben stand?



Lösung (1/2)

LÖSUNG

1 Vier Fälle (zwei Szenarien der statischen Bemessung, k_V in zwei Richtungen)

Szenario	k_V	D (m)	M (kN·m/m)	F (kN/m)	F_1 ; F_2
Kurz	+0.075	2.900	87.4	132.3	51.2 ; 81.0
Kurz	−0.075	3.110	134.9	205.0	82.4 ; 122.6
Lang	+0.075	4.348	277.0	288.5	66.1 ; 222.4
Lang	−0.075	3.958	277.2	315.8	81.5 ; 234.3

Maßgebende Einbindetiefe **D_E = 4.35 m** (langfristig, k_V = +0.075); maximales Moment **277.2 kN·m/m** (langfristig, k_V = −0.075). ΔP_{AE} = 48.9 kN/m.

Lösung (2/2)

LÖSUNG

2 Nachweise

$$D_E = 4.35\ \text{m} \ > D_{design} = 3.12\ \text{m} \ \text{✗} \qquad \eta_E = \frac{M_{Ed,E}}{M_{c,Rd}} = \frac{277.2}{385.0} = 0.720 \ \leq 1 \ \text{✓}$$

$$T_{E,1} = 213.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{\max(213.3, 250)} = 3.02 \ \geq 1.50 \ \text{✓}$$

$$T_{E,2} = 623.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{623.3} = \mathbf{1.21} \ < 1.50 \ \text{✗}$$

Die Spundwand **widersteht** diesem Erdbeben **nicht**: Das seismische Gleichgewicht erfordert eine Einbindetiefe von 4.35 m (Entwurf 3.12 m), und der Verbund des zweiten Ankers reicht nicht aus ($FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50, $T_{E,2}$ = 623 kN). Der Spundwandquerschnitt ist ausreichend (η_E = 0.72): Die Einbindelänge und der Verpresskörperverbund (Länge oder Durchmesser) müssen vergrößert werden.

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Hebungsblock im Ton an der Baugrubensohle; Balken auf elastischer Bettung

THEORIE

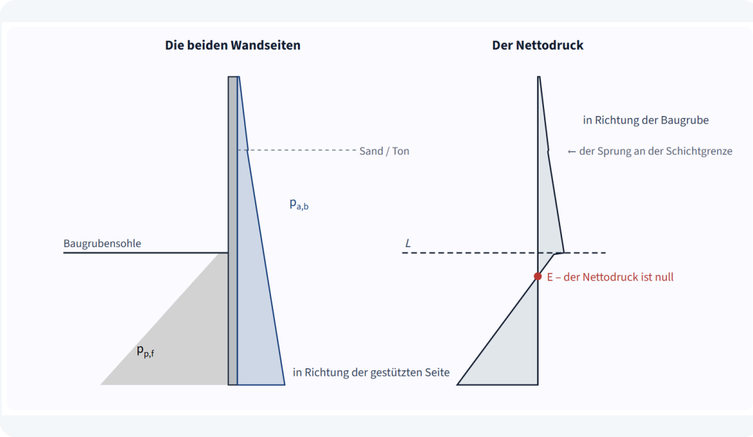
Hebungsbruch der Baugrubensohle: Ist die Baugrubensohle weicher Ton, kann das Gewicht des gestützten Bodens den Ton zur Baugrube hin auspressen. Wie im Ton-Modul wird dies mit einem Grundbruchblock am Wandfuß nachgewiesen (B′ = B/√2 oder T bis zur harten Schicht, der kleinere Wert; B″ = √2 B′):

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2 \frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q}$$

Streifen- und Einzellasten werden innerhalb von B′ in eine äquivalente Auflast umgerechnet; ist der Boden an der Sohle kein Ton, wird kein Nachweis geführt. **Verschiebung**: Die Wand ist ein elastischer Balken (EI), an jeder Seite liegen elasto-plastische Federn an (Bettungsmodul k_h); jeder Anker ist eine vorgespannte Feder ($k = E\, A_t \cos^2\alpha / (L_f s)$, beginnend mit $P_0 \cos\alpha / s$), die nur Zug aufnimmt:

Die Federn beginnen beim Erdruhedruck ($K_0 \sigma'_v$ in einer dränierten Schicht, σ'_v in undräniertem Ton) und überschreiten die Grenze nicht. k_h ist ein Modellparameter; das Ergebnis ist **charakteristisch und richtungsweisend** und wird ohne Grenzen angegeben; bei weichen Federn hängt es stark von k_h ab, bei Erreichen der Grenzen sehr wenig.

Das Moment des Verschiebungsmodells kann nahe am Grenzgleichgewichtsmoment liegen, das Bemessungsmoment ist jedoch stets das des Grenzgleichgewichts.



Aufgabe

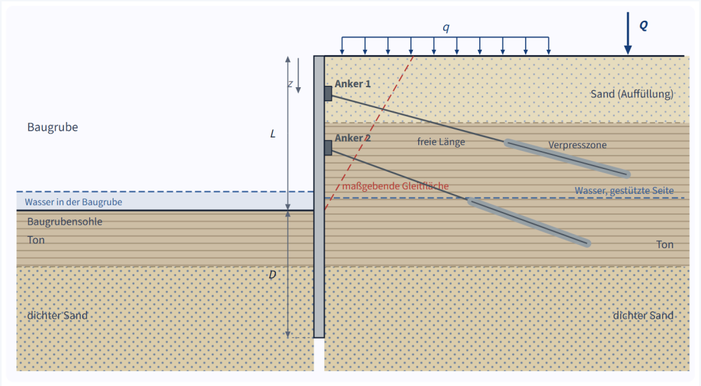
BEISPIEL

Gegeben

Wand	**oben 3.0 m Sand ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m Ton ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), darunter dichter Sand ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; Wasser beidseitig bei 8.5 m; $q = 10$ kPa; zwei Ankerlagen: $z = 1.5$ m ($15°$) und 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Baugrube und Wand	**Baugrubenbreite $B = 10$ m (lang, keine steife Schicht); Ton unter der Sohle ($c_u = 45$ kPa); $EI = 44\,100$ kN·m²/m; $k_h = 20/15/40$ MN/m³ (Sand/Ton/Sand); $P_0 = 250$ kN**

GESUCHT

FS_{heave} (≥ 1.5?); die **Verschiebung** der Wandkrone, der Baugrubensohle und des Wandfußes; das maximale Moment des Verschiebungsmodells.



Lösung

LÖSUNG

1 Hebungsbruch (B′ = B/√2 = 7.07 m; L_{exc} nicht eingegeben: kein Formterm)

$$c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0\ \text{kPa}\ \ (\text{Sand Null}) \qquad \sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5\ \text{kPa}$$

$$FS = \frac{5.14(45) + 27.0(7.5)/7.07}{139.5 + 10} = \frac{231.3 + 28.6}{149.5} = \mathbf{1.739}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 Verschiebung (Bettungsmodulverfahren; vorgespannte Anker)

$$y_{crest} = -2.6\ \text{mm}\ \ (\text{zurück, zur gestützten Seite}) \qquad y_{excavation\ base} = 11.2\ \text{mm} \qquad y_{tip} = -0.5\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 108.6\ \text{kN·m/m}\ \ (z = 6.86\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 121.4$$

Die Sicherheit gegen Hebungsbruch beträgt **1.74** (≥ 1.5). Der Wandkopf wird durch die vorgespannten Anker um **2.6 mm nach hinten** gezogen; an der Baugrubensohle verschiebt er sich um **11.2 mm** zur Baugrube hin (indikativ, nicht mit einem Grenzwert verglichen). Das Moment des Modells (108.6) liegt nahe am Moment des Grenzgleichgewichts (121.4).

Lösung in GeoTerva prüfen ↗

Annahmen des Moduls und seine Grenzen

THEORIE

Angegebene Annahmen: keine Wandreibung (δ = 0); die freie Länge wird entlang des Zugglieds gemessen; die Einzellast wird am am stärksten beanspruchten Schnitt angesetzt; Erdbebenbeiwerte schichtweise. **Die auf zwei Arten dargestellten Größen**: kurz- und langfristig (beide sind zulässig), der Riss wassergefüllt oder trocken (das andere wird vermerkt), der Zuschlag in der Tiefe oder im Passiven (das andere wird vermerkt).

Begrenzer: ein Anker außerhalb der Wand; eine Schicht, die die für das Szenario erforderliche Festigkeit nicht aufweist; kein Nachweis einer zulässigen Einbindung; Anker, die in jedem Szenario unter Druck bleiben; Verlust des Abschlusses; die Verpresszone liegt innerhalb des kritischen Keils.

Nicht im Umfang enthalten: Momentenreduktion nach Rowe (flexible Wand), tiefe Standsicherheit und Gesamtstandsicherheit (in jedem verankerten Lauf als „nicht geprüft“ ausgewiesen), Sickerströmung (unterschiedliche Wasserspiegel sind hydrostatisch), geneigte gestützte Oberfläche, Linienlast und Bauzustände.

Die Berechnung ist **Grenzgleichgewicht, Vorbemessung**; der Bildschirm kann Vorschläge zum Vorgehen machen, der Bericht nennt nur, was angenommen und was ermittelt wurde.

Zusammenfassung

Die wichtigsten Punkte

Spannung: σ_v, u, σ'_v an beiden Flächen; dränierte Schicht nach Rankine c′–φ′ (**Spannungssprung** an der Schichtgrenze), undränierter Ton $\sigma_v \mp 2c_u$; an der Oberfläche ein **wassergefüllter Zugriss** (im Beispiel z_c = 4.37 m)

Kurz- und Langzeit werden beide untersucht; Einbindetiefe, Ankerkräfte und Moment richten sich nach **dem größeren der beiden Szenarien** (im Beispiel durchweg Langzeit)

Netto-Erddruck = rückhaltend – Baugrubensohle; Punkt E; Zuschlag: $D = f \cdot D_{theoretisch}$ (2.403 → 3.124 m) oder FS_p auf der passiven Seite; bei der gegebenen Tiefe **wachsen das Moment und die Ankerkraft** (D = 6 m: M = 255 kN·m/m)

System: unverankerte Spundwand (D = 10.4 m, η = 4.2), eine Ankerlage mit freier Auflagerung im Boden (M = 296, η = 1.04), Gelenkverfahren mit zwei Ankerlagen (F_1 = 41.7, F_2 = 132.3 kN/m; M = 121.4; η = 0.43)

Verankerung: T = Fs/cos α (107.9 und 352.0 kN); Verbund $FS = T_{ult}/\max(T, P_0)$ = 3.02 und 2.14; **Erdbeben**: D_E = 4.35 > 3.12 m und $FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5: Die Spundwand hält dem Erdbeben nicht stand

Querschnitt: EN 1993-1-1 η = 0.426; AISC LRFD 0.561, ASD 0.527. **Sohlenhebung** FS = 1.74; **Verschiebung** Kamm −2.6 mm, Baugrubensohle 11.2 mm (Anzeiger)

Literatur

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

Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9–27.

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.

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

Brent, R.P. (1973). Algorithms for Minimization without Derivatives. Prentice-Hall.

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

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

HINWEIS

Alle Rechenbeispiele wurden mit der Berechnungsengine des Moduls selbst erzeugt; das Modul liefert dieselben Werte. Das Startmodell auf der Modulseite ist ebenfalls diese Wand (7.5 m Sand–Ton–Sand, Wasser bei 8.5 m, q = 10 kPa, zwei Ankerlagen).

GeoTerva

Geotechnische Berechnungen online

Von der Theorie zur Praxis

Geben Sie das geschichtete Profil Ihrer eigenen Wand (Sand und Ton), das Wasser, die Auflast, die Ankerlagen und deren Elemente in GeoTerva ein; das Modul liefert gemeinsam die Erddrücke auf beiden Seiten, den Kurz- und Langzeitzustand, die Einbindetiefe, die Ankerkräfte, das Moment sowie die Nachweise für Querschnitt, Verbindung, Erdbeben, Hebungsbruch und Verschiebung.

Modul öffnen →

Theorieseite →

Auf dem Smartphone öffnen

Die Beispielmodule erfordern keine Registrierung.

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