

23K Trägerbohlwand mehrfach

Leistungsumfang

Mit diesem Programm können mehrfach verankerte Trägerbohlwände (2- bis 4-fache Verankerung) nach dem Traglastverfahren berechnet werden. Berücksichtigt werden kann gebrochenes Gelände, bis zu 8 Bodenschichten, 2 Linienlasten mit horizontaler und vertikaler Komponente sowie 4 Flächenlasten. Die Bestimmung der Schnittgrößen und des räumlichen Erdwiderstands erfolgen nach Weissenbach (1) und (6). Zusätzlich werden die wichtigsten Standsicherheitsnachweise geführt.

Eingabe

1. Geländegeometrie, Koordinatensystem:

Die Geländeoberfläche muß mit mindestens 2 Punkten koordinatenmäßig beschrieben werden, wobei der Wandkopf als Punkt 1 immer den Abszissenwert $x = 0.0$ m hat, während die Höhe des Punktes in beliebiger Größe eingegeben werden kann. Zur Beschreibung des Geländes stehen max. 4 Punkte zur Verfügung. Beispiele zur Geländebeschreibung sind in der Anlage erläutert.

2. Bodenkennwerte:

Für jede Schicht (max. 8) müssen UK Schicht, Raumgewichte über und unter Reibungs- und Wandreibungswinkel sowie die Größe der Kohäsion angegeben werden, wobei i.a. der Wandreibungswinkel Δa positiv, Δp negativ ist. Die Angabe von Δp gilt nur für die Bestimmung des räumlichen Erdwiderstands nach Weissenbach (vgl. Anl.). Der ebene Erdwiderstand, der zum Nachweis der Summe H-Kräfte benötigt wird, wird mit $\Delta p = -2/3 \cdot \Phi$ bzw. $\Delta p = -\Phi$ (bei $\Phi \geq 35$ Grad) berechnet.

3. Belastung:

Es können 2 Linienlasten mit Vertikal- und Horizontalkomponente sowie max. 4 Streifenlasten als Belastung angegeben werden. Dabei wird vorausgesetzt, daß die Streifenbelastung sich horizontal im oder auf dem Gelände befindet. Allerdings kann eine durchgehende Oberflächenbelastung dadurch eingegeben werden, indem man die Koordinaten der Belastung genau so definiert, daß sie zwischen den beiden letzten Punkten des Geländes liegt (Beispiel u. Lastbilder s. Anl.).

Bei der Eingabe von Linienlasten ist zu beachten, daß sich die Last (aus numerischen Gründen) im Abstand $x \geq 0.10$ m von der Wand befinden sollte.

4. Verankerung:

Zusätzliche Eingabedaten sind Angaben zu Ankerlage und Ankerneigung, geschätzte Einbindetiefe, Trägerabstand und Flanschbreite der Träger, Einspanngrad im Boden sowie die Sicherheitsbeiwerte für den Erdwiderstand bzw., falls notwendig, die Angabe einer zusätzlichen Sicherheit für die Kohäsion bei der Berechnung des Erdwiderstands.

Erddruckberechnung

Ausgegeben werden dem Benutzer die Erddruckbeiwerte Kah (nur aus Eigengewicht, die übrigen Werte können auf Wunsch gesondert ausgedruckt werden) und die maßgebenden Erdwiderstandsbeiwerte nach Weissenbach (5) (vgl. Anl.), sowie die Erddrücke in horizontaler und vertikaler Richtung. Die (ebenen) Erddruckbeiwerte Kah und Kph werden nach Krey/Ehrenberg, die passiven (ebenen) Beiwerte bei $\Phi > 35$ Grad nach Caquot/Kerisel berechnet. Sie können vom Benutzer bestätigt oder modifiziert werden. Die Belastungsfigur entspricht einer Trapezfigur, wobei die Knickpunkte immer in Höhe der Ankerlagen liegen (s. Anl. und (1)). Die Ausgabe der Erddruckfigur erfolgt in den Knickpunkten und den Ankerlagen. Für den Bereich zwischen Baugrubensohle und vorgeschätzter Einbindetiefe werden gewichtete Werte für die resultierenden

Erddruckwerte Ω_{ph} und Ω_{pv} , das gewichtete Raumgewicht γ' und die gewichtete Kohäsion C' ermittelt (vgl. Anl.), mit denen dann die tatsächlich notwendige Einbindetiefe berechnet wird. Falls errechnete und vorgeschätzte Einbindetiefe stark differieren, so wird die Berechnung wiederholt, wobei die geschätzte Einbindetiefe in Schritten von 30 cm verändert wird.

Es ist jedoch darauf zu achten, daß der Nachweis des unteren Auflagers und der Nachweis Summe H-Kräfte auf jeden Fall erfüllt sind!

Schnittgrößen

Die Schnittgrößen werden nach dem Traglastverfahren in der Anwendung von Weissenbach auf Spundwände (1) bestimmt. Für jedes Feld werden maßgebendes Biegemoment, Normalkraft sowie Querkkräfte oben und unten ausgegeben. Gleichzeitig wird die erforderliche Einbindetiefe ermittelt (s.o.). Ist eine horizontale Linienlast am Wandkopf vorhanden, so kann sie z.Zt. nur dem 1. Anker zugewiesen werden und geht nur in die Querkkräfte ein!

Bemessung

Maßgebend für die Bemessung der Träger ist das maximale Biegemoment mit zugehöriger Normal- und Querkraft. Folgende Nachweise werden geführt:

$$\sigma = M/W + N/A \leq \text{zul.}\sigma$$

$$\tau = Q/F_s \leq \text{zul.}\tau \quad (F_s = \text{Stegfläche des Trägers})$$

$$\sigma_v = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2} \leq \text{zul.}\sigma_v$$

(der Nachweis der Vergleichsspannungen ist vereinfacht und liegt auf der sicheren Seite!)

Der Benutzer kann dabei entweder vom Programm ein Trägerprofil (I,IPB,IPBv,IPBI,IPE) aussuchen lassen oder eigene Werte eingeben. Die vom Programm anfangs angebotenen zul. Spannungen entsprechen den von Weissenbach in (1) angegebenen.

Ankernachweise

Die erf. Mindestsicherheit für die Ankerkraft wird nach EAU (2) in Abhängigkeit von der Ankerneigung ermittelt. Folgende Ankertypen können berücksichtigt werden:

- Verpreßanker
- Rammpfahl
- Rammpfahl, verpreßt.

Beim Nachweis sind 2 Möglichkeiten vorhanden (s. Anl.):

1. Aus Probelastungen sind die zulässige Ankerkraft und die notwendige Ankerlänge ermittelt worden.
2. Nachweis der Kraftübertragung in den Baugrund (nur für verpreßte und nicht verpreßte Rammpfähle). Dabei ermittelt das Programm nach Eingabe von wirksamer Mantelfläche des Ankers und Mantelreibungswerten der geschnittenen Schichten eine Mindestankerlänge. Die Trägerlänge dient dabei als Anfangsschätzwert, der - falls nötig - in Schritten von +/- 0.25 m verändert wird. Der Benutzer kann diese ermittelten Werte bestätigen oder eigene Längen eingeben.

Nachweis in der tiefen Gleitfuge

Bei mehrfacher Verankerung kann der Nachweis in der tiefen Gleitfuge nach Ranke/Ostermayer (4) analog zum Nachweis bei einfacher Verankerung geführt werden. Dabei können 4 verschiedene Möglichkeiten des Nachweises auftreten (s. Anl.). Der Erddruck hinter der Ersatzwand wird mit $\Delta a = \Phi$ bestimmt. Es kann hinter der Ersatzwand ein höherer Wasserstand angegeben werden, wobei sich dann der horizontale Erddruck um die Wasserdruckkraft, entstehend aus der Differenz zwischen Wasserstand hinter der Wand und der Ersatzwand, erhöht.

Die Gleichgewichtsbetrachtung wird nach EAU, E10, durchgeführt. Hierbei ergibt die mögliche Ankerkraft Z_a' aus dem Gleichgewicht aller am Bruchkörper angreifenden Kräfte. Dabei werden Auflasten nur dann berücksichtigt, wenn sie Z_a'

verringern. Ist der Ankerabstand $a < 0.5 \cdot l_r$ des Ankers, so werden alle Kräfte im Verhältnis $0.5 \cdot l_r / a$ reduziert (s.EAU/E66).

ANMERKUNG: Der Nachweis in der tiefen Gleitfuge muß mit dem aktiven Erddruck geführt werden!. Hat der Benutzer die Erddruckbeiwerte erhöht, muß er also einen zweiten Rechenlauf durchführen !

Nachweis der Ankergurtung

Beim Nachweis der Ankergurtung wird davon ausgegangen, daß der Gurt sich auf der Luftseite befindet und - bei schräger Verankerung - mit Schrägblechen in Ankerneigung angebracht ist, d.h. daß der Gurt nur einachsrig (abgesehen von seinem geringen Eigengewicht) belastet wird. Vom Benutzer ist der ungünstigste Hebelarm der Ankerkraft anzugeben. Es wird der Nachweis der Biegespannung, der Schubspannung (mit $Q = A$) und der Vergleichsspannung geführt.

Bemessung der Ausfachung

Die Bemessung der Ausfachung erfolgt als Träger auf zwei Stützen mit der Belastung der max. Erddruckspannung aus der umgelagerten Erddruckfigur.

Nachweis der Ankergurtung

Programme Trägerbohlwände 23B und 23K

Nachweis der Aufnahme der Vertikalkräfte nach Weissenbach

Es wird zuerst das innere Gleichgewicht ermittelt. Dabei wird die Vertikalkomponente des Erdwiderstands E_{pv} mit folgenden Kräften verglichen: Vertikalkomponente des aktiven Erddrucks E_{av} , Vertikalkraft am Wandkopf, Vertikalkomponenten von Ankerkräften A_v , Eigengewicht der Bohlen sowie die Vertikalkomponente der Ersatzkraft C_v bei fußeingespannten Wänden (die Neigung der Ersatzkraft kann zwischen $1/3 \cdot \Phi$ und $-\Phi$ angesetzt werden). Dies führt zu der Formulierung:

$$\underline{E_{ta\ v} = (E_{av} + P_v + A_v + G + C_v) / E_{pv} \geq \min E_{ta\ v} = 1.00}$$

Ist die vorhandene Sicherheit < 1.00 , so bedeutet dies, daß die Vertikalkomponente des Erdwiderstands zu groß angesetzt worden ist. In diesem Fall muß die Wand nochmals mit geändertem Wandreibungswinkel Δp gerechnet werden.

Ist $E_{ta\ v}$ jedoch sehr viel größer als $\min E_{ta\ v}$, so bedeutet dies, daß die Gefahr des Versinkens der Wand besteht (im Programm erscheint der Hinweis, wenn $E_{ta\ v} > 4 \cdot \min E_{ta\ v}$). Dann muß der Nachweis des äußeren Gleichgewichts geführt werden. Dabei muß nachgewiesen werden, daß die Vertikalkräfte über Spitzendruck und Mantelreibung in den Baugrund eingeleitet werden können.

$$\underline{E_{ta\ v} = Q_g^* / (E_{av} + P_v + A_v + G) \geq \min E_{ta\ v} = 1.50}$$

Grenztragfähigkeit $Q_g^* = Q_r + Q_s = \text{Mantelreibungskraft} + \text{Spitzendruck}$

$Q_s = A_s \cdot q_s$ $A_s = \text{Aufstandsfläche} = \text{Profilhöhe } h \cdot \text{Flanschbreite } b$
 $q_s = 600 + 120 \cdot t_n$ mit $t_n = \text{Einbindetiefe } t - 0.50 \text{ m}$

$Q_r = A_r \cdot q_r$ $A_r = \text{Umfangsfläche (außer dem geländeseitigen Flansch)}$
 $= 2 \cdot h + 3 \cdot b$
 $q_r = 60 \text{ kN/m}^2$

Bei I- und IPE-Trägern darf ab einem Seitenverhältnis $h/b > 2$ kein Spitzendruck mehr angesetzt werden. Bei IPB-Trägern reduziert sich der Spitzendruck ab dem Profil IPB 400 ($h/b > 4/3$), bis schließlich beim Profil IPB 1000 $Q_s = 0$ ist. Für dazwischenliegende Profile wird interpoliert. Profile IPBv und IPBl werden wie IPB-Profile angenommen. Gibt der Benutzer eigene Werte ein, so werden die Tragfähigkeiten wie beim I-Träger bestimmt. Die Grenztragfähigkeit Q_g^* kann jedoch vom Benutzer verändert werden, denn die obigen Ansätze sind nicht für alle Bedingungen zutreffend.

Sonderfall: Ausbetonierter Trägerfuß

Wird die Bohlwand in ein vorgebohrtes Loch gestellt, das dann ausbetoniert wird, so kann die Tragfähigkeit wie bei einem Pfahl bestimmt werden, wenn ein ausreichender Verbund zwischen Profil und Beton nachweisbar ist.

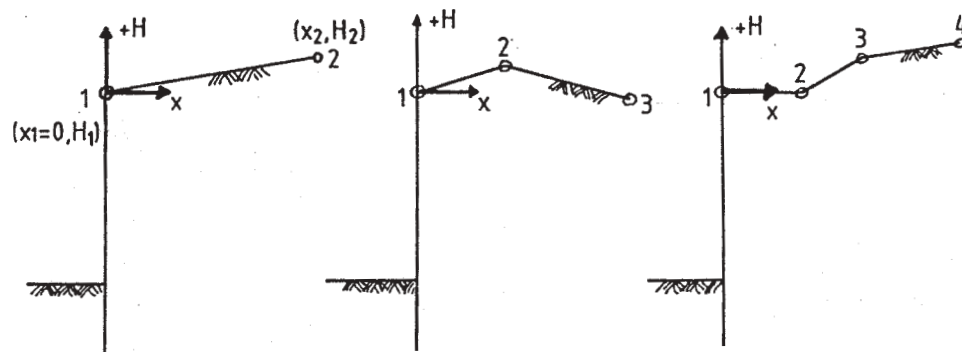
$$Q_s = A_s \cdot q_s \quad \text{mit } q_s = 2200 - 10 \cdot d_f \quad (d_f = \text{Pfahldurchmesser in cm})$$

$$Q_r = A_r \cdot q_r \quad \text{mit } A_r = \text{Mantelfläche über den halben Umfang} \\ q_r = 50 \text{ kN/m}^2$$

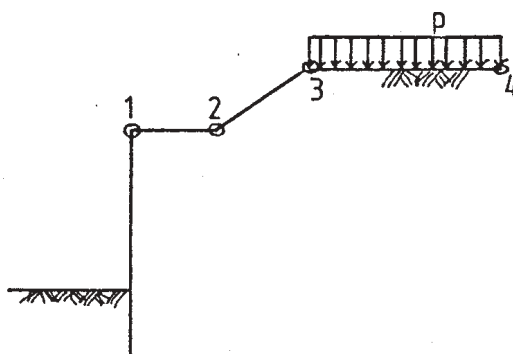
Literaturhinweise

- (1) Weissenbach, A.: Berechnung von mehrfach gestützten Baugrubenspundwänden und Trägerbohlwänden nach dem Traglastverfahren. Straße Brücke Tunnel, 1/3/5/1969
- (2) Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" (EAU 1980) 6. Aufl. Berlin 1981
- (3) Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB), Berlin 1980
- (4) Ranke, A. u. Ostermayer, H.: Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen. Die Bautechnik, 10/1968
- (5) Weissenbach, A.: Baugrubensicherung. Grundbau-Taschenbuch Bd.2 3. Aufl. Berlin 1982
- (6) Weissenbach, A.: Der Erdwiderstand von schmalen Druckflächen. Die Bautechnik 6/1962

Koordinatensystem und Beispiele von Geländeformen



Beispiele für durchgehende Flächenlast



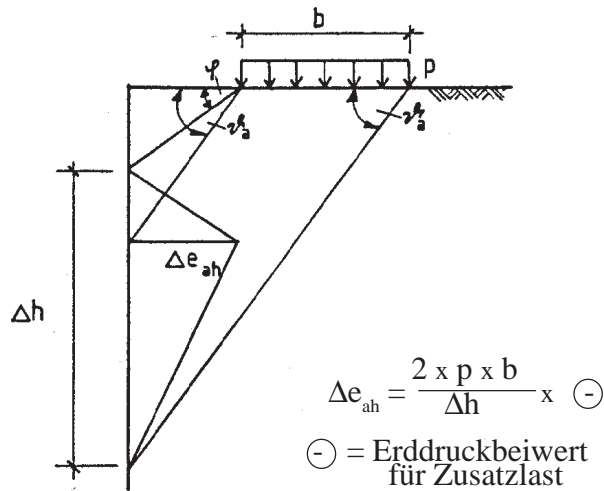
Gelände :

Punkt 1:	x = 0.0	H = 20.00
Punkt 2:	x = 3.0	H = 20.00
Punkt 3:	x = 6.0	H = 21.50
Punkt 4:	x = 20.0	H = 21.50

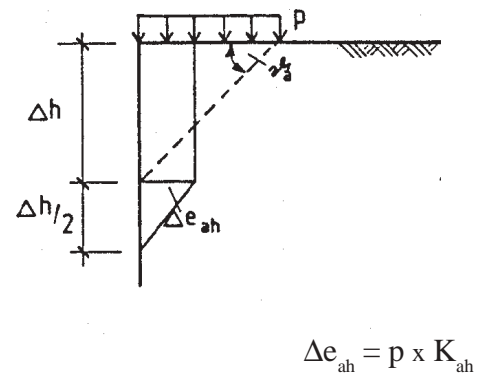
Streifenlast :

p	= 20.00
x auf.	= 6.00
H	= 21.50
B	= 14.00

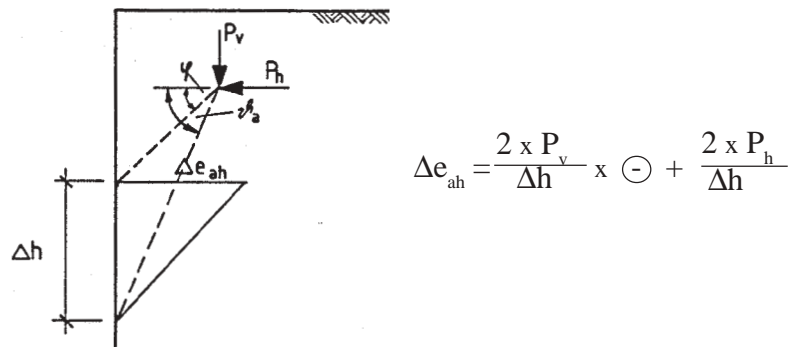
Erddruck aus Streifenlast



Erddruck aus Streifenlast 2



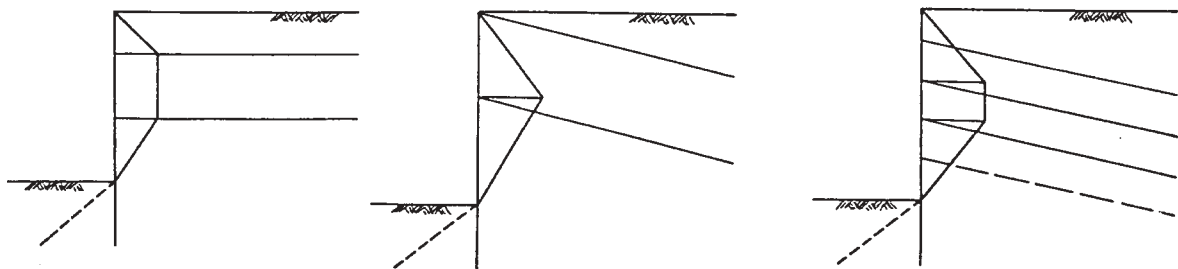
Erddruck aus Linienlast



Erddruckumlagerung in Trapezlast

2 Ankerlagen

3 oder 4 Ankerlagen



Bezeichnung des Erdwiderstandes vor Bohlträgern

Nach Weißenbach (6) wird der räumliche Erdwiderstand ausgedrückt in:

$$E_{ph} = \frac{1}{2} \times \gamma \times \omega_{ph} \times a \times t^2$$

Bestimmung von ω_{ph} :

$$a) \quad \omega_{ph} = \frac{2 \times E_{ph}^*}{\gamma \times a \times t^2}$$

$$\text{Mit } E_{ph}^* = \frac{1}{2} \times \gamma \times \omega_r \times t^3 + 2 \times c \times \omega_k \times t$$

ω_r, ω_k - räuml. Erddruckwiderstandsbeiwerte nach Weißenbach

$$b) \quad \omega_{ph} = \frac{b_0}{a} \times K_{ph} (\delta_p = \delta^*) + \frac{a - b_0}{a} \times K_{ph} (\delta_p = 0) + \frac{4 \times c}{\gamma \times t^2} \times \sqrt{K_{ph} \times (\delta_p = 0)}$$

$$\text{Mit } K_{ph} = \frac{2 \times E_{ph}'}{\gamma \times t^2}$$

E_{ph}' = ebener Erdwiderstand nach Streck

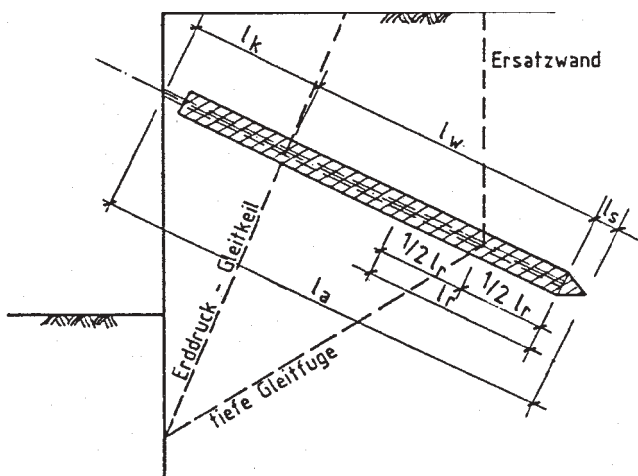
Der kleinere Wert für ω_{ph} aus a) oder b) ist maßgebend !

$$\begin{aligned} \delta^* &= -(\zeta - 2.5) && \text{bei } \zeta \leq 30^\circ \\ \delta^* &= -27,5^\circ && \text{bei } \zeta > 30^\circ \end{aligned}$$

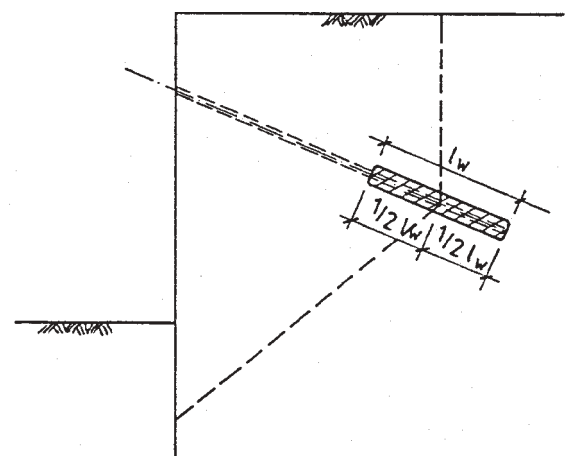
γ - Raumbgewicht b - Flanschbreite
a - Bohlträgerabstand c - Kohäsion
t - Einbindetiefe

γ und c werden bei Schichtung gewichtet

Ankerfahllängen



Verpreßanker



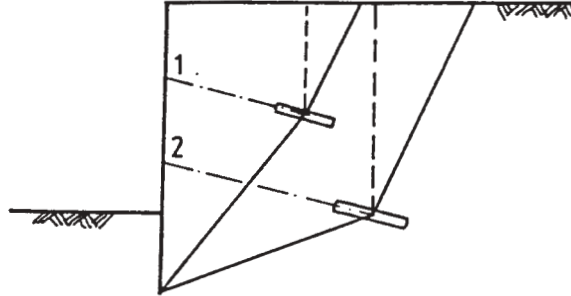
l_r = Mindestverankerungslänge
 $l_k + l_r + l_s$ = Mindestankerlänge
 l_w = stat. wirksame Verankerungslänge

l_w = Verpreßstrecke

Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge

Ermittlung der Sicherheit nach Ranke/Ostermayer

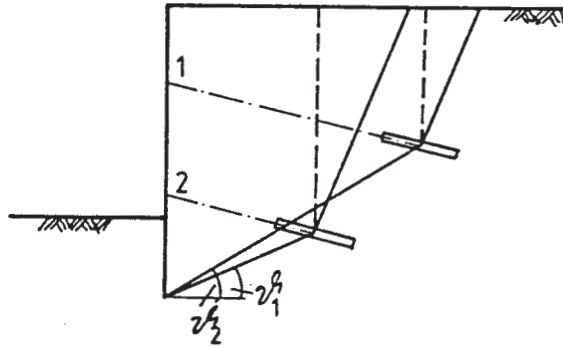
Fall 1



$$\eta_1 = \frac{\text{mögl. } A_1}{\text{vorh. } A_1}$$

$$\eta_2 = \frac{\text{mögl. } A_2}{\text{vorh. } (A_1 + A_2)}$$

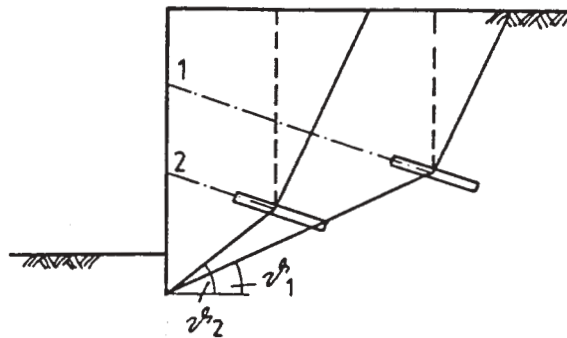
Fall 2
 $v_1 > v_2$



$$\eta_1 = \frac{\text{mögl. } A_1}{\text{vorh. } (A_1 + A_2)}$$

$$\eta_2 = \frac{\text{mögl. } A_2}{\text{vorh. } (A_1 + A_2)}$$

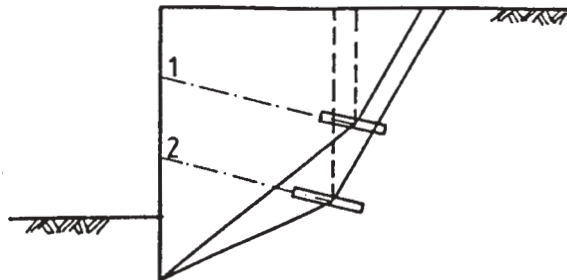
Fall 3
 $v_1 < v_2$



$$\eta_1 = \frac{\text{mögl. } A_1}{\text{vorh. } (A_1 + A_2)}$$

$$\eta_2 = \frac{\text{mögl. } A_2}{\text{vorh. } A_2}$$

Fall 4

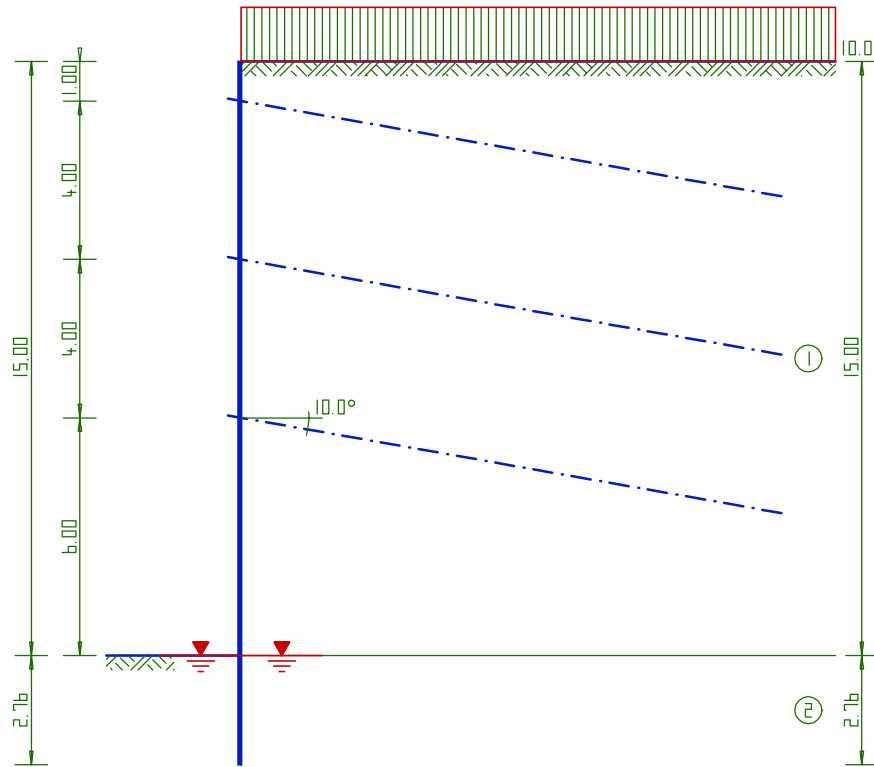


wie Fall 1

POS.11 Beispiel 1

' 23K '

Durchgängige und praxisgerechte Softwarelösungen für den Bauingenieur: BETRIEBSSYSTEM STATIK • PBS-CAD • BETRIEBSSYSTEM ZEICHNEN



G E L Ä N D E G E O M E T R I E (Punkt 1 = Wandkopf)

Punkt	1	2
X-Koordinate (m)	0.0	70.00
Höhe H (m)	0.00	0.00

Grundwasserstand : H = -15.00 m
 Baugrubensohle OK Sohle H = -15.00 m

B O D E N K E N N W E R T E

Schicht Nr. (-)	UK Höhe H --(m)--	Raumgewicht üb./unt.Wasser ---(kN/m3)---	Boden Phi ----(Grad)----	Wandreibung aktiv passiv	wirks. Kohäs. (kN/m2)
1	-15.00	18.00 10.00	35.00	11.67 -27.50	0.00
2	-25.00	18.00 10.00	37.50	12.50 -27.50	0.00

B E L A S T U N G

STREIFENLASTEN : p (kN/m ²) Xanf (m) Höhe (m) Breite (m)				
1	10.00	0.00	0.00	70.00

V E R A N K E R U N G

Ankerlage	1	2	.
-----------	---	---	---

Ankerlage in Höhe H (m)	-1.00	-5.00	-9.00
-------------------------	-------	-------	-------

Neigung der Verankerung : Alpha = 10.00 Grad

Einbindetiefe der Wand (geschätzt)	t ₀ = 2.30 m
Trägerabstand a = 2.50 m,	Flanschbreite b ₀ = 0.30 m

Auflagerung im Boden: Wand ist im Boden frei aufgelagert

Sicherheitsbeiwert beim Erdwiderstand :	Eta p = 2.00
Zusätzliche Sicherheit f.Kohäs.(bei E _p):	Eta c = 2.00

E R D D R U C K B E I W E R T E

Schicht	1	2	.
Kah	0.25	0.22	
Omega r	0.00	4.15	
Omega k	0.00	4.41	

B E L A S T U N G D E R W A N D (kN/m²)

Streifen Dicke (m)	horizontaler Erddruck		vertikaler Erddruck		
	eah oben	eah unten	eav oben	eav unten	
1	1.00	0.0	11.4	0.0	2.4
2	4.00	11.4	57.2	2.4	11.8
3	4.00	57.2	57.2	11.8	11.8
4	6.00	57.2	0.0	11.8	0.0

Gewichtete Rechenwerte ab OK Sohle : Gamma' = 10.00 kN/m ³	
Omega ph' = 1.91,	Omega pv' = 0.99

SCHNITTGRÖSSEN (Traglastverfahren nach Weissenbach)

Feld	Moment (kNm/m)	Q oben (kN/m)	Q unten (kN/m)	N oben (kN/m)
Kragarm oben	1.9	-	5.7	-
Innenfeld 1	45.3	41.1	97.8	37.8
Innenfeld 2	57.2	109.0	125.4	121.6
Unteres Endfeld	100.9	138.2	-	203.5

 Errechnete Einbindetiefe erf. t₀ = 1.87 m

NACHWEIS DES ENDAUFLAGERS :	vorh. E _{ph} = 252.3 kN
	Endauflagerkraft A _e = 33.5 kN/m
vorh.Nü p = E _{ph} /a/A _e = 3.02,	min. Nü p = 2.00

Nachweis für Anker 2 :

Höhe der Ersatzwand $h_1 = 8.04$ m
 Erddruck auf Ersatzwand: $E_{1h} = 135.4$, $E_{1v} = 94.8$ kN/m
 zul. $A_h = \text{mögl.}A_h/1.5 = 631.8$ kN/m
 vorh. $A_h = A_{1h} + A_{2h} = 253.6$ kN/m < zul. A_h

Nachweis für Anker 3 :

Höhe der Ersatzwand $h_1 = 11.60$ m
 Erddruck auf Ersatzwand: $E_{1h} = 271.7$, $E_{1v} = 190.2$ kN/m
 zul. $A_h = \text{mögl.}A_h/1.5 = 877.6$ kN/m
 vorh. $A_h = A_{1h} + A_{2h} + A_{3h} = 517.2$ kN/m < zul. A_h

N A C H W E I S D E R G U R T U N G

Bemessung für Lastfall H

ANKERLAGE 1 : Gurt in St 37 $\text{zul. Sigma} = 160$ N/mm²

Belastung aus Ankerkraft: $\text{zul. A} = 150$ kN
 $\text{max. M} = A \cdot b = A \cdot 0.25 = 38$ kNm, $\text{erf. W} = 234$ cm³

gew: 2 U-Profile U 180

vorh. $W = 300$ cm³, $\text{vorh. Sigma z} = 125$ N/mm²
 Steg: $F = 28.8$ cm², $\text{vorh. Tau} = 52 < \text{zul. Tau} = 92$ N/mm²
 vorh. $\text{Sigma v} = 154 < \text{zul. Sigma v} = 176$ N/mm²

ANKERLAGE 2 : Gurt in St 37 $\text{zul. Sigma} = 160$ N/mm²

Belastung aus Ankerkraft $\text{zul. A} = 550$ kN
 $\text{max. M} = A \cdot b = A \cdot 0.25 = 138$ kNm, $\text{erf. W} = 859$ cm³

gew: 2 U-Profile U 320

vorh. $W = 1359$ cm³, $\text{vorh. Sigma z} = 101$ N/mm²
 Steg: $F = 89.6$ cm², $\text{vorh. Tau} = 61 < \text{zul. Tau} = 92$ N/mm²
 vorh. $\text{Sigma v} = 147 < \text{zul. Sigma v} = 176$ N/mm²

ANKERLAGE 3 : Gurt in St 37 $\text{zul. Sigma} = 160$ N/mm²

Belastung aus Ankerkraft $\text{zul. A} = 700$ kN
 $\text{max. M} = A \cdot b = A \cdot 0.25 = 175$ kNm, $\text{erf. W} = 1094$ cm³

gew: 2 U-Profile U 350

vorh. $W = 1467$ cm³, $\text{vorh. Sigma z} = 119$ N/mm²
 Steg: $F = 98.0$ cm², $\text{vorh. Tau} = 71 < \text{zul. Tau} = 92$ N/mm²
 vorh. $\text{Sigma v} = 172 < \text{zul. Sigma v} = 176$ N/mm²

B E M E S S U N G D E R A U S F A C H U N G

max. Belastung $\text{max. p} = 57.2$ kN/m
 Stützweite $l = a - 0.15 = 2.35$ m
 max. Biegemoment $\text{max. M} = p \cdot l^2 / 8 = 39.5$ kNm/m

gew. Nadelholz GK II $b / h = 16 / 16$ cm

vorh. $W_x = 4267$ cm³/m

vorh. $\text{Sigma} = M / W_x = 9.25$ $\text{zul. Sigma} = 10.0$ N/mm²

A U F N A H M E D E R V E R T I K A L K R Ä F T E

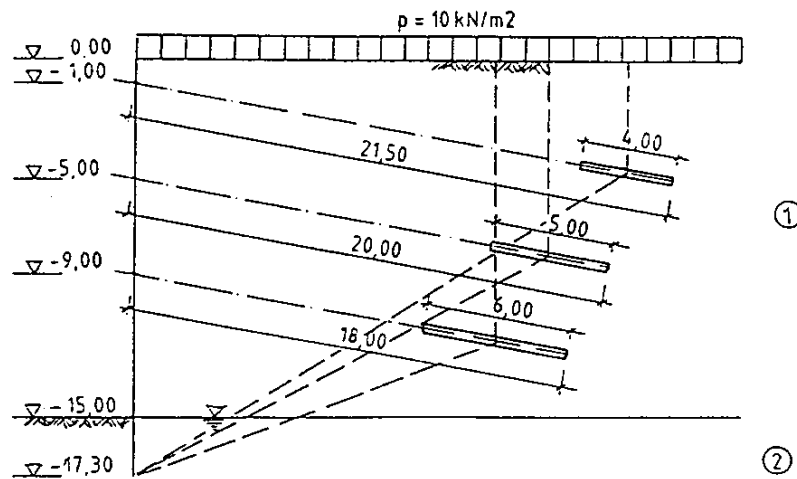
Alle Kräfte sind auf den Trägerabstand $a = 2.50$ m bezogen

Erddruck Vertikalkomponente	$E_{av} =$	280.8 kN
Vertikalkraft am Wandkopf	$P_v =$	0.0 kN
Ankerkräfte Vertikalkomponente	$A_v =$	228.0 kN
Eigengewicht (Träger + Ausfachung)	$G =$	71.2 kN
Grenzlast f.d.Träger nach Weissenbach	$Q_{g^*} =$	303.1 kN

Äußeres Gleichgewicht:

$$\text{Eta } v = Q_{g^*} / (E_{av} + A_v + G + P_v) = 0.52 < \text{min Eta } v = 1.50$$

Beispiel



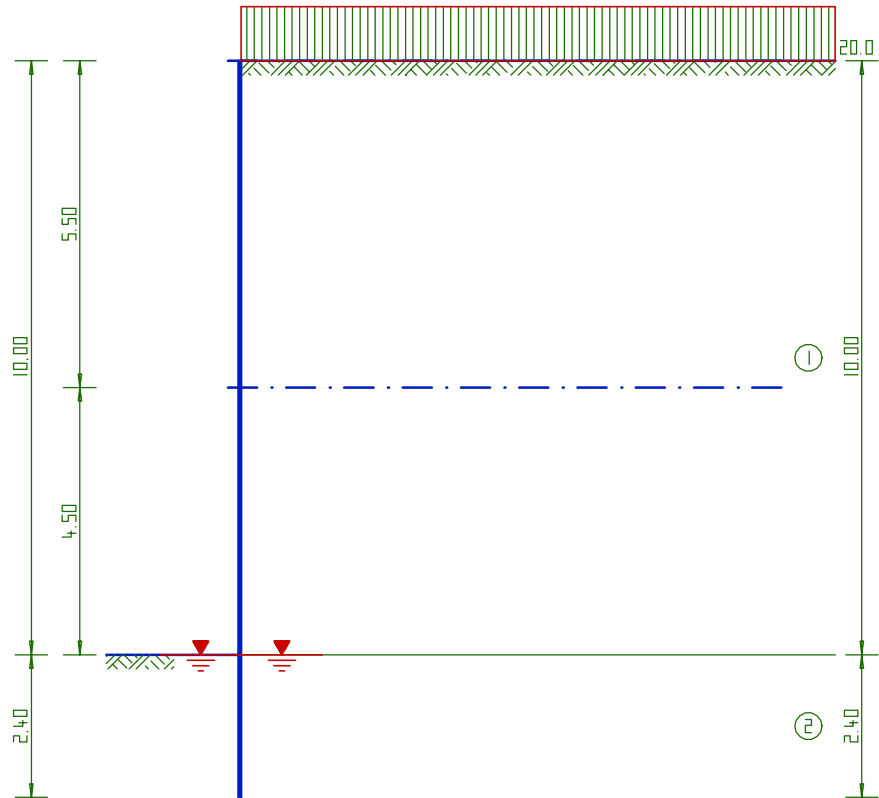
Schicht 1 :	$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$	$\varphi = 35.0^\circ$	$\delta_a = 1/3 \cdot \varphi$
Schicht 2 :	$\gamma = 10.0$	$\varphi = 37.5^\circ$	$\delta_a = 1/3 \cdot \varphi$

Ankerneigung $\alpha = 10$

Wand ist im Boden frei aufgelagert

Trägerabstand $a = 2.50 \text{ m}$

Flanschbreite $b_0 = 0.30 \text{ m}$



G E L Ä N D E G E O M E T R I E (Punkt 1 = Wandkopf)

Punkt	1	2
X-Koordinate (m)	0.0	70.00
Höhe H (m)	0.00	0.00

Grundwasserstand : H = -10.00 m
 Baugrubensohle OK Sohle H = -10.00 m

B O D E N K E N N W E R T E

Schicht Nr. (-)	UK Höhe H --(m)--	Raumgewicht üb./unt.Wasser ---(kN/m3)---	Boden Phi ----(Grad)----	Wandreibung aktiv passiv	wirks. Kohäs. (kN/m2)
1	-10.00	20.00 10.00	30.00	20.00 -20.00	0.00
2	-20.00	20.00 10.00	30.00	20.00 -20.00	15.00

B E L A S T U N G

STREIFENLASTEN : p (kN/m ²) Xanf (m) Höhe (m) Breite (m)					
	1	20.00	0.00	0.00	70.00

V E R A N K E R U N G

Ankerlage	1	2 .
-----------	---	-----

Ankerlage in Höhe H (m)	0.00	-5.50
-------------------------	------	-------

Neigung der Verankerung : Alpha = 0.00 Grad

Einbindetiefe der Wand (geschätzt)	t0 = 2.00 m
Trägerabstand a = 2.50 m,	Flanschbreite b0 = 0.30 m

Auflagerung im Boden: Wand ist im Boden frei aufgelagert

Sicherheitsbeiwert beim Erdwiderstand :	Eta p = 2.00
Zusätzliche Sicherheit f.Kohäs.(bei Ep):	Eta c = 2.00

E R D D R U C K B E I W E R T E

Schicht	1	2 .
---------	---	-----

Kah	0.28	0.28
Omega r	0.00	2.13
Omega k	0.00	3.10

B E L A S T U N G D E R W A N D (kN/m²)

Streifen Dicke (m)	horizontaler Erddruck		vertikaler Erddruck	
	eah oben	eah unten	eav oben	eav unten
1	0.00	0.0	0.0	0.0
2	5.50	0.0	67.2	0.0
3	4.50	67.2	0.0	24.5

Gewichtete Rechenwerte ab OK Sohle : Gamma' = 10.00 kN/m ³	
Omega ph' = 2.71,	Omega pv' = 1.41

SCHNITTGRÖSSEN (Traglastverfahren nach Weissenbach)

Feld	Moment (kNm/m)	Q oben (kN/m)	Q unten (kN/m)	N oben (kN/m)
Innenfeld 1	84.8	42.6	140.6	67.3
Unteres Endfeld	67.0	122.0	-	122.3

Errechnete Einbindetiefe erf. t0 = 1.47 m

NACHWEIS DES ENDAUFLAGERS :	vorh. Eph = 457.3 kN
	Endauflagerkraft Ae = 29.2 kN/m
vorh.Nü p = Eph/a/Ae = 6.27,	min. Nü p = 2.00

