

23B Trägerbohlwand einfach

Leistungsumfang

Mit diesem Programm können unverankerte oder einfach verankerte Trägerbohlwände nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Berücksichtigt werden kann gebrochenes Gelände, bis zu 5 Bodenschichten, 2 Linienlasten mit horizontaler und vertikaler Komponente sowie 4 Flächenlasten. Die Ermittlung des räumlichen Erdwiderstands vor den Bohlträgern erfolgt nach Weissenbach (5). Zusätzlich werden alle wichtigen 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. 5) 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. Eine Ausnahme hiervon stellt eine Last am Wandkopf dar, deren Lage exakt wie der Kopfpunkt definiert ist. Diese erzeugt keinen Erddruck; ihr H-Anteil geht in die Schnittgrößenermittlung, deren V-Anteil in die Summe der V-Kräfte ein.

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 K_a (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 K_a und K_p 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 der klassischen Erddruckverteilung. Bei verankerten Wänden wird der Erddruck aus Bodeneigengewicht auf Wunsch in eine Trapezfigur nach Lehmann umgewandelt (s. Anl.). Die Ausgabe der Erddruckfigur erfolgt in allen Unstetigkeitsstellen.

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 kann der Benutzer die Rechnung mit modifizierter Einbindetiefe wiederholen. Als neuer Wert für die Einbindetiefe wird der im vorherigen Rechenschritt ermittelte Wert gesetzt. Es ist jedoch darauf zu achten, daß der Nachweis des unteren Auflagers sowie der Nachweis Summe H-Kräfte auf jeden Fall erfüllt ist !

Schnittgrößen

Die Schnittgrößen werden nach der Elastizitätstheorie berechnet. Ausgegeben werden max.Biegemomente, max.Querkraft sowie als Normalkraft für die Biegebemessung die Normalkraft auf Höhe der Sohle (sichere Seite). Gleichzeitig wird die erforderliche Einbindetiefe ermittelt (s.o.).

Bemessung

Maßgebend für die Bemessung der Träger ist i.a. das maximale Biegemoment mit zugehöriger Normalkraft. Folgende Nachweise werden geführt:

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

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

Der Benutzer kann dabei entweder vom Programm ein Trägerprofil (I,IPB,IPBv,IPBl,IPE) aussuchen lassen oder eigene Werte eingeben. Die vom Programm anfangs angebotenen zul. Spannungen entsprechen den von Weissenbach in (1) angegebenen. Für unverankerte Wände wird zusätzlich die Verschiebung am Wandkopf ermittelt.

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

Der Standsicherheitsnachweis in der tiefen Gleitfuge wird nach EAU (2), E10/E66, geführt. Als Wandhöhe wird dabei die rechnerisch erforderliche Wandhöhe bis zum Querkraftnullpunkt angesetzt. Bei eingespannten Wänden befindet sich der Querkraftnullpunkt näherungsweise bei $0.6 \cdot t_0$ unter OK Sohle (vgl.(5)). Der Erddruck hinter der Ersatzwand wird mit $\Delta a = \Phi$ bestimmt. Für den Bereich hinter der Ersatzwand kann 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 mögliche Ankerkraft Z_a' ergibt sich 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 von $2/3$ der maximalen Erddruckspannung.

Aufnahme der Vertikalkräfte

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

$$Q_s = A_s \cdot q_s \quad A_s = \text{Aufstandsfläche} = \text{Profilhöhe } h \cdot \text{Flanschbreite } b$$

$$q_s = 600 + 120 \cdot t_n \quad \text{mit } t_n = \text{Einbindetiefe } t - 0.50 \text{ m}$$

$$Q_r = A_r \cdot q_r \quad A_r = \text{Umfangsfläche (außer dem geländeseitigen Flansch)}$$

$$= 2 \cdot h + 3 \cdot b$$

$$q_r = 60 \text{ kN/m}^2$$

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.

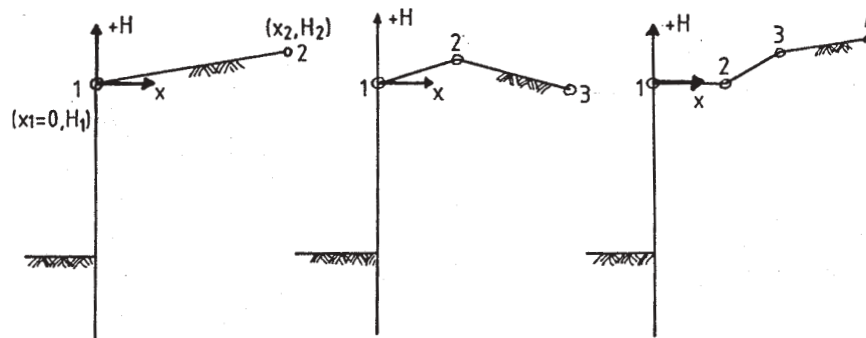
$$Q_s = A_s \cdot q_s \quad \text{mit } q_s = 2200 - 10 \cdot d_f \quad (d_f = \text{Pfahldurchmesser in cm})$$

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

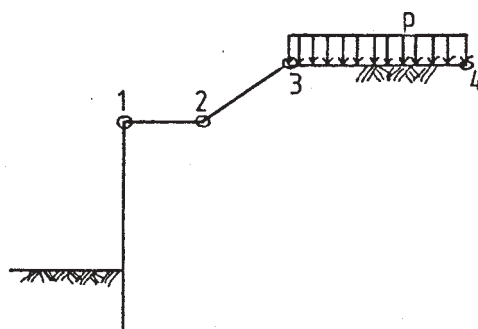
Literaturhinweise

- (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) Weissenbach, A.: Baugrubensicherung. Grundbau-Taschenbuch Bd.2 3. Aufl. Berlin 1982
- (5) Weissenbach, A.: Der Erdwiderstand von schmalen Druckflächen. Die Bautechnik 6/1962

Koordinatensystem und Beispiele von Geländeformen



Beispiele für durchgehende Flächenlast



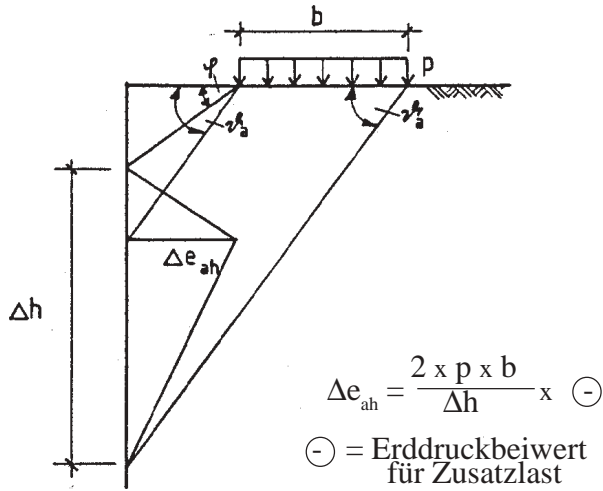
Gelände :

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

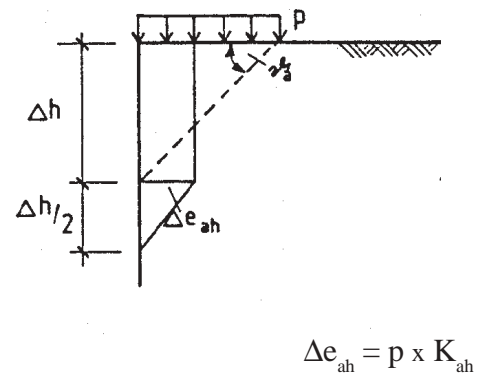
Streifenlast :

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

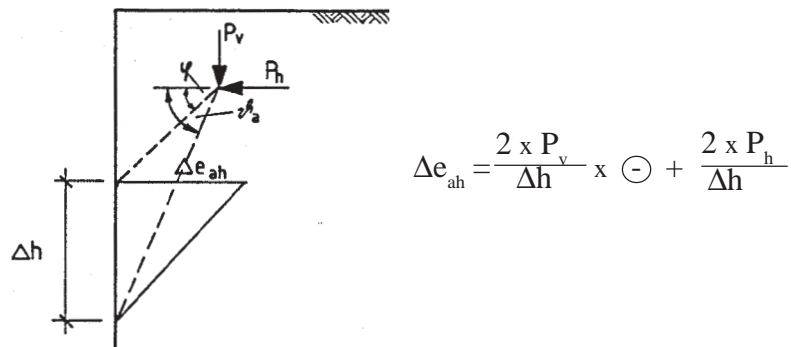
Erddruck aus Streifenlast



Erddruck aus Streifenlast 2

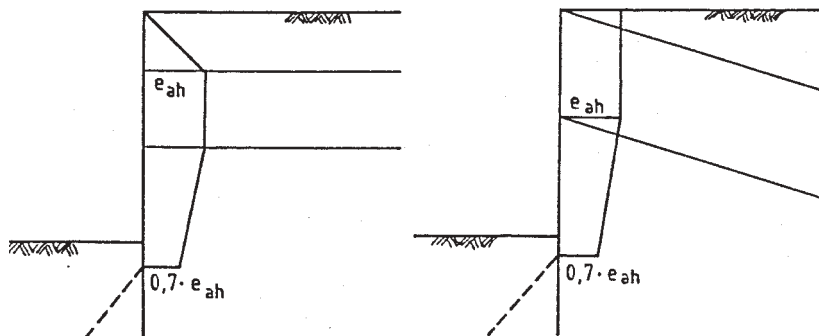


Erddruck aus Linienlast

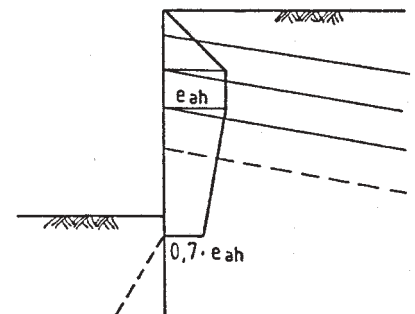


Erddruckfigur nach Lehmann

2 Ankerlagen

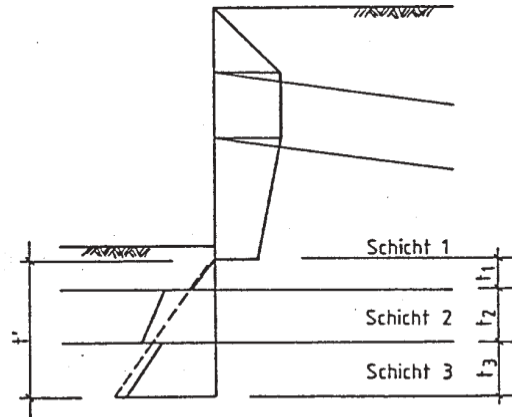


3 oder 4 Ankerlagen



Wichtung unterhalb des Belastungsnullpunktes

Beispiel



$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_i * t_i}{t'}$$

$$K'_{ph} = \frac{2 * E_{phres}}{\bar{\gamma} * t'^2} * f$$

E_{phres} = Resultierender Erddruck unterhalb des Belastungsnullpunktes berechnet mit:

$$K_{phres} = \left(\frac{K_{ph}}{\eta_p} - K_{ah} \right)$$

$$c' = c / \eta_c$$

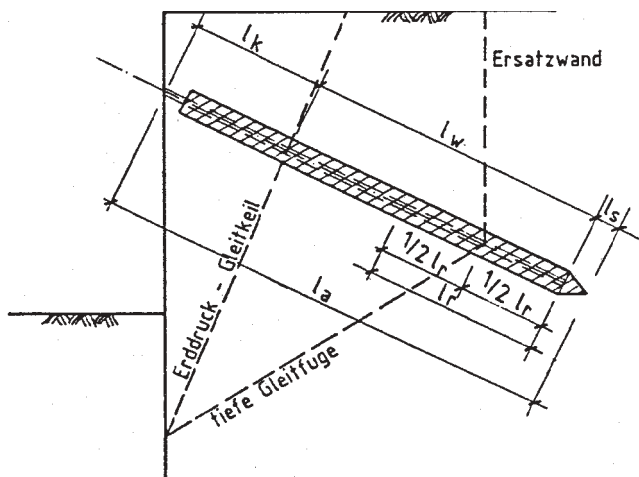
f = Erhöhungsfaktor, wenn mit η_p u. $\eta_c > 1$ gerechnet wird (f = 1.1)

f = 1.0, wenn $\eta_p = \eta_c = 1.0$

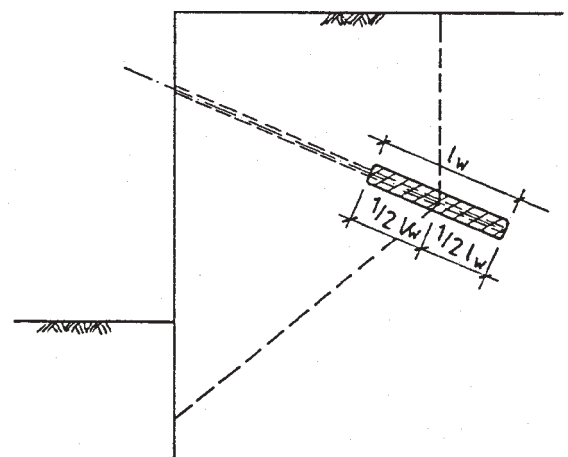
$\eta_p = 1.5$ (i.a.)

$\eta_c = 2.0$ (i.a.)

Ankerfahllängen



Verpreßanker



l_r = Mindestverankerungslänge

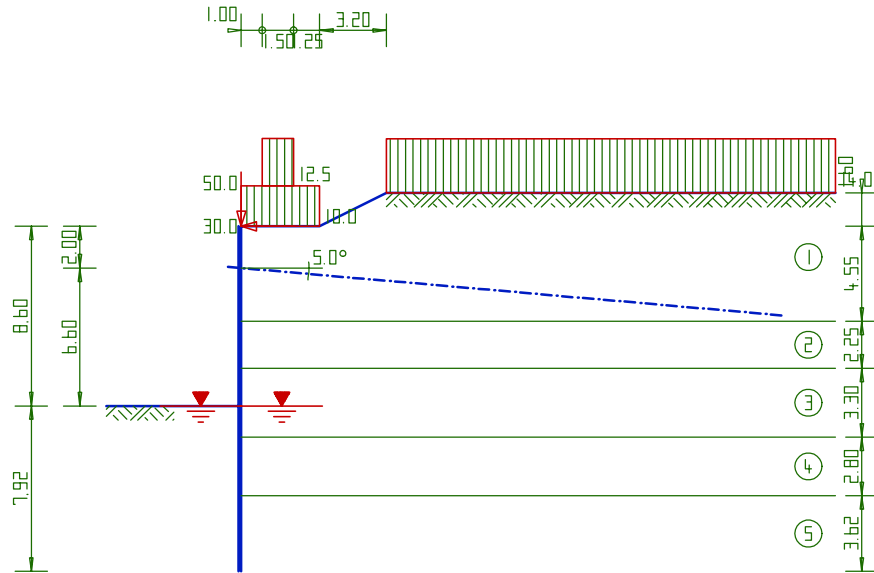
$l_k + l_r + l_s$ = Mindestankerlänge

l_w = stat. wirksame Verankerungslänge

l_w = Verpreßstrecke

POS. 4 TRÄGERBOHLWAND

' 23B '



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

Punkt	1.	2.	3.	4.
X-Koordinate (m)	0.00	3.75	6.95	60.00
Höhe H (m)	86.50	86.50	88.10	88.10

Grundwasserstand : H = 77.90 m
 Baugrubensohle OK Sohle H = 77.90 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. Kohs. (kN/m2)	
1	81.95	18.50	10.50	30.00	20.00 -27.50	0.00
2	79.70	16.00	6.00	17.50	11.67 -15.00	5.00
3	76.40	17.00	7.00	25.00	16.67 -22.50	0.00
4	73.60	19.00	10.00	35.00	23.33 -27.50	0.00
5	65.00	19.50	10.50	27.50	18.33 -25.00	15.00

B E L A S T U N G

LINIENLASTEN :	Pv (kN/m)	Ph (kN/m)	X (m)	H (m)
1	50.0	30.0	0.00	86.50

STREIFENLASTEN : p (kN/m ²) Xanf (m) Höhe (m) Breite (m)					
1	10.00	0.00	86.50	3.75	
2	12.50	1.00	86.50	1.50	
3	14.00	6.95	88.10	43.05	

V E R A N K E R U N G

Ankerlage H = 84.50 m, Ankerneigung Alpha = 5.00 Grad

 Einbindetiefe der Wand (geschätzt) t₀ = 6.60 m

 Trägerabstand a = 2.00 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.Kohs. (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	3	4	5
Kah	0.28	0.47	0.35	0.22	0.31
Lambda r1	0.00	0.00	3.81	7.12	4.51
Lambda k1	0.00	0.00	2.29	3.23	2.50
Lambda r2	0.00	0.00	2.47	3.70	2.71
Lambda k2	0.00	0.00	1.57	1.92	1.65

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

Klassische Erddruckverteilung ohne Umlagerung

Streifen .	Dicke (m)	horizontaler Erddruck		vertikaler Erddruck	
		eah oben	eah unten	eav oben	eav unten
1	0.10		2.8	3.3	1.0
2	0.48		3.3	5.8	1.2
3	0.81		5.8	15.4	2.1
4	0.61		15.4	17.0	5.6
5	0.41		17.0	18.0	6.2
6	0.59		18.0	20.5	6.6
7	0.48		20.5	22.6	7.5
8	0.82		22.6	28.2	8.2
9	0.03		28.2	28.4	10.3
10	0.22		28.4	30.8	10.3
11	0.51		44.5	52.9	11.2
12	1.13		52.9	69.6	9.2
13	0.61		69.6	74.3	10.9
14	0.51		61.6	64.8	10.9
15	0.28		64.8	66.1	14.4
16	1.01		66.1	71.9	15.3
17	1.50		71.9	75.4	18.4
18	2.80		48.8	54.6	19.4
19	2.30		58.8	65.9	19.8

G E W I C H T E T E R E C H E N W E R T E (ab OK Sohle)

Gamma' = 9.49 kN/m³ Kohäsion C' = 5.23 kN/m²
 Omega ph' = 1.96 Omega pv' = 0.18

S C H N I T T K R Ä F T E (t = Tiefe unter Wandkopf)

max. Mf = 464.4 kNm/m bei t = 6.63 m
 min. Mst = -75.3 kNm/m bei t = 2.00 m
 Normalkraft OK Sohle N = 163.3 kN/m
 Auflagerkraft Ah = 233.2 kN/m max.Q = 182.3 kN/m

Errechnete Einbindetiefe min. t₀ = 3.78 m

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

vorh. Eph = 1762.1 kN
 Endauflagerkraft Ae = 102.9 kN/m
 vorh. Nue p = Eph/a/Ae = 8.56, min. Nue p = 2.00

N A C H W E I S S U M M E H - K R Ä F T E

Delta Eah = 398.7 kN/m
 Eph (eben) = 1299.8 kN/m
 vorh. Nue p = Eph/(Delta Eah+Ae) = 2.59 min. Nue p = 1.50

Gewählte Einbindetiefe : gew. t₀ = 6.60 m
 gew: ges.L = 8.60 + 1.20 * 6.60 = 8.60 + 7.92 = 16.52 m

B E M E S S U N G D E R T R Ä G E R

M = 928.8 kNm, N = 326.6 kN, Q = 364.6 kN

Träger in St - 37 zul. Sigma = 180 N/mm²
 zul. Tau = 105 N/mm² zul. Sigma v = 192 N/mm²

Gew: PROFIL IPBv 450 mit Wx = 5500 cm³
 Flanschbreite b = 307 mm, Profilhöhe h = 478 mm
 Stegdicke s = 21.0 mm
 Querschnittsfläche A = 335 cm²

vorh. Sigma = M/Wx + N/A = 179 N/mm²
 vorh. Tau = Q/s/h = 36 N/mm²

A N K E R N A C H W E I S E

vorh. Ankerkraft A = 234.1 kN/m
 Gewählter Ankerabstand a = 2.00 m

Sicherheitsbeiwert für Ankerkraft Eta a = 1.50

ANKERTYP: Verpreßanker als Daueranker

Gew: nach Angaben der ausführenden Fachfirma

vorh. Ankerkraft	vorh. A =	468.2	kN
wirks. Verank.-Länge	lw =	13.88	m
Verpreßstrecke	lw =	5.00	m
gew: Ankerlänge	la =	21.50	m
zul. Ankerkraft	zul. A =	460.0	kN

STANDSICHERHEIT IN DER TIEFEN GLEITFUGE (nach Kranz)

Wandhöhe (bis Querkraftnullpunkt)	h =	12.38	m
Erddruck auf die Wand: Eah =	336.1	Eav =	92.9 kN/m

Höhe der Ersatzwand	h1 =	5.26	m
Erddruck auf Ersatzwand: Elh =	65.8	Elv =	38.0 kN/m
Gleitflächenwinkel	Theta =	24.75	Grad

Lamelle	Breite	Gewicht	Zusatzlasten	Kohäsion	Stützkraft
1	1.94	204.6	0.0	0.0	247.4
2	4.88	643.1	68.3	26.9	711.6
3	7.16	1229.9	0.0	0.0	1229.5
4	4.95	861.6	0.0	0.0	739.6

mögl. Ah = 364.5 kN/m, vorh. Eta = 1.56, min. Eta = 1.50

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

Bemessung für Lastfall H

Gurt in St 37 zul. Sigma = 160 N/mm

Belastung aus Ankerkraft:	zul. A =	460	kN
max. M = A*b = A * 0.25 =	115	erf. W =	719 cm ³

gew: 2 U-Profile U 300

vorh. W =	1071	vorh. Sigma z =	107	N/mm ²
Steg: F =	60.0	vorh. Tau =	77	< zul. Tau = 92
vorh. Sigma v =	171	< zul. Sigma v =	176	N/mm ²

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

Belastung	p = 2/3 * max. eah =	49.5	kN/m
Stützweite	l = a - 0.15 =	1.85	m
max. Biegemoment	max. M = p*l ² /8 =	21.2	kNm/m

gew. Nadelholz GK II b / h = 12 / 12 cm

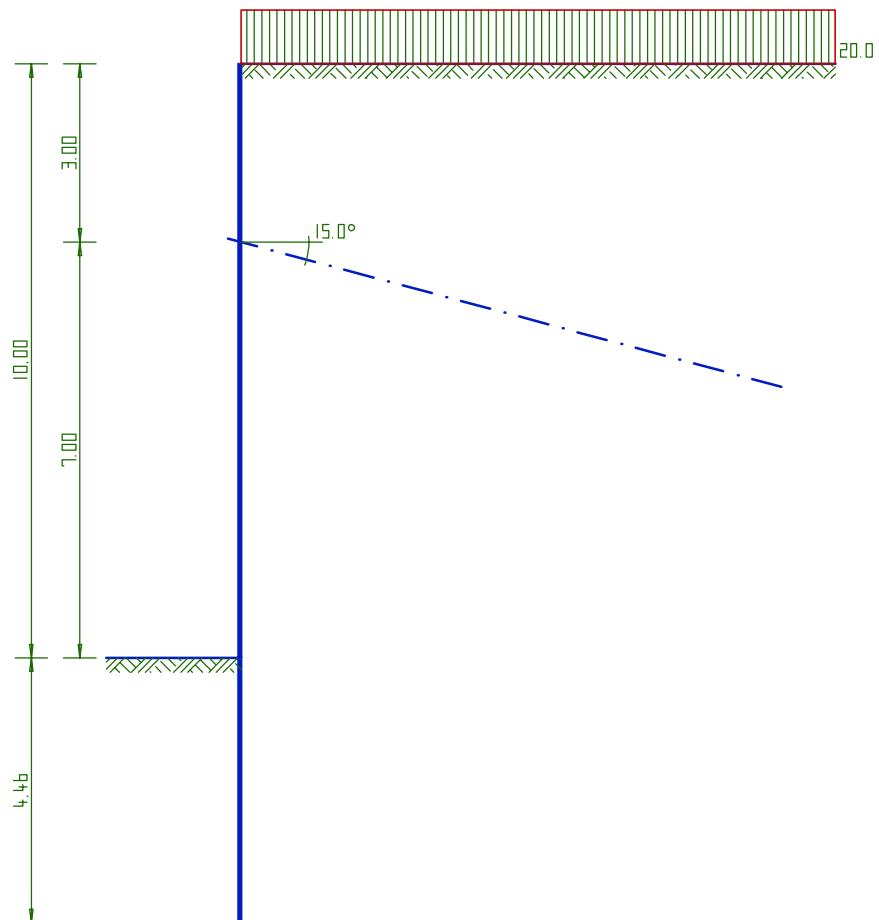
vorh. Wx = 2400 cm³/m

vorh. Sigma = M/Wx = 8.82 zul. Sigma = 12.0 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 $a = 2.00$ m bezogen

Erddruck Vertikalkomponente	$E_{av} =$	185.8 kN
Vertikalkraft am Wandkopf	$P_v =$	100.0 kN
Ankerkraft Vertikalkomponente	$A_v =$	40.8 kN
Eigengewicht (Träger + Ausfachung)	$G =$	58.8 kN
Grenzlast f.d.Träger nach Weissenbach	$Q_{g^*} =$	975.4 kN
Äußeres Gleichgewicht:		
$\text{Eta } v = Q_{g^*} / (E_{av} + A_v + G + P_v) =$	2.53	min Eta v = 1.50

POS. 5 BEISPIEL 2 ' 23B '


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)	0.00	100.00
Höhe H (m)	0.00	0.00

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. Kohs. (kN/m2)	
1	-25.00	20.00	10.00	35.00	23.30 -27.50	0.00

B E L A S T U N G

STREIFENLASTEN : p (kN/m2) Xanf (m) Höhe (m) Breite (m)				
1	20.00	0.00	0.00	100.00

V E R A N K E R U N G

Ankerlage H = -3.00 m, Ankerneigung Alpha = 15.00 Grad

Einbindetiefe der Wand (geschätzt) t0 = 3.70 m

Trägerabstand a = 2.50 m Flanschbreite b0 = 0.30 m

Auflagerung im Boden: Wand ist im Boden eingespannt

Sicherheitsbeiwert beim Erdwiderstand : Eta p = 2.00

Zusätzliche Sicherheit f.Kohs. (bei Ep): Eta c = 2.00

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

Schicht	1
Kah	0.22
Omega r	2.67
Omega k	3.07

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

Erddruckfigur nach Lehmann(Umlagerung nur f.Eigengewicht)

Streifen .	Dicke (m)	horizontaler Erddruck		vertikaler Erddruck	
		eah oben	eah unten	eav oben	eav unten
1	0.10	4.4	5.2	1.9	2.3
2	2.90	5.2	29.5	2.3	12.7
3	0.50	29.5	33.7	12.7	14.5
4	1.50	33.7	33.7	14.5	14.5
5	5.00	33.7	24.9	14.5	10.7
6	3.70	48.4	64.7	20.8	27.9

G E W I C H T E T E R E C H E N W E R T E (ab OK Sohle)

Gamma ' = 20.00 kN/m3

Kohäsion C' = 0.00 kN/m2

Omega ph' = 1.97

Omega pv' = 1.03

S C H N I T T K R Ä F T E (t = Tiefe unter Wandkopf)

max. $M_f = 163.7 \text{ kNm/m}$ bei $t = 6.69 \text{ m}$
 min. $M_{st} = -127.6 \text{ kNm/m}$ bei $t = 12.16 \text{ m}$
 Normalkraft OK Sohle $N = 159.7 \text{ kN/m}$
 Auflagerkraft $A_h = 171.7 \text{ kN/m}$ max. $Q = 120.8 \text{ kN/m}$

Errechnete Einbindetiefe $\text{min. } t_0 = 3.72 \text{ m}$

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

vorh. $E_{ph} = 1350.2 \text{ kN}$
 Endauflagerkraft $A_e = 227.0 \text{ kN/m}$
 vorh. $Nue \ p = E_{ph}/a/A_e = 2.38,$ $\text{min. } Nue \ p = 2.00$

N A C H W E I S S U M M E H - K R Ä F T E

$\Delta E_{ah} = 209.2 \text{ kN/m}$
 $E_{ph} \text{ (eben)} = 1143.8 \text{ kN/m}$
 vorh. $Nue \ p = E_{ph}/(\Delta E_{ah} + A_e) = 2.62$ $\text{min. } Nue \ p = 1.50$

Gewählte Einbindetiefe : $\text{gew. } t_0 = 3.72 \text{ m}$
 gew: $\text{ges. } L = 10.00 + 1.20 * 3.72 = 10.00 + 4.46 = 14.46 \text{ m}$

B E M E S S U N G D E R T R Ä G E R

$M = 409.2 \text{ kNm},$ $N = 399.3 \text{ kN},$ $Q = 302.0 \text{ kN}$

Träger in St - 37 $\text{zul. } \sigma = 180 \text{ N/mm}^2$
 $\text{zul. } \tau = 105 \text{ N/mm}^2$ $\text{zul. } \sigma \ v = 192 \text{ N/mm}^2$

Gew: PROFIL IPBv 280 mit $W_x = 2550 \text{ cm}^3$
 Flanschbreite $b = 288 \text{ mm},$ Profilhöhe $h = 310 \text{ mm}$
 Stegdicke $s = 18.5 \text{ mm}$
 Querschnittsfläche $A = 240 \text{ cm}^2$

vorh. $\sigma = M/W_x + N/A = 177 \text{ N/mm}^2$
 vorh. $\tau = Q/s/h = 53 \text{ N/mm}^2$

A N K E R N A C H W E I S E

vorh. Ankerkraft $A = 177.8 \text{ kN/m}$
 Gewählter Ankerabstand $a = 2.50 \text{ m}$

Sicherheitsbeiwert für Ankerkraft $\text{Eta } a = 1.50$

ANKERTYP: Rammfahl, verpreßt

Gew: nach Angabe der ausführenden Firma

Der Anker schneidet folgende Schichten :

 Schicht 1

Tau $g_m \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 120$

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	$E_{av} =$	284.2 kN
Vertikalkraft am Wandkopf	$P_v =$	0.0 kN
Ankerkraft Vertikalkomponente	$A_v =$	115.0 kN
Eigengewicht (Träger + Ausfachung)	$G =$	46.6 kN
Ersatzkraft Vertikalkomponente	$C_v =$	91.8 kN
Erdwiderstand Vertikalkomponente	$E_{pv} =$	-354.5 kN
Inneres Gleichgewicht:		
$\eta_v = (E_{av} + A_v + P_v + G + C_v) / E_{pv} = 1.52 > \min \eta_v = 1.00$		