

**Untersuchungen zur Sicherheit im Erd- und Grundbau,  
Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054 Tl. 100  
unter Beachtung der Kombinationsregeln des Konstruktiven  
Ingenieurbaus, insbesondere von EC 2 und EC 3**

**T 2843**

**T 2843**

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

1999, ISBN 3-8167-5472-4

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail [irb@irb.fhg.de](mailto:irb@irb.fhg.de)

URL <http://www.irb.fhg.de>

# **Berechnungsbeispiele zum Forschungsvorhaben**

## **Untersuchung zur Sicherheit im Erd- und Grundbau**

Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054 - 100 unter Beachtung der Kombinationsregeln des Konstruktiven Ingenieurbaus, insbesondere von EC 2 und EC 3.

### **Schlußbericht**

Auftraggeber    Deutsches Institut für Bautechnik  
Reichpietschufer 74 - 76  
10785 Berlin

Antragsteller :    Landesgewerbeanstalt Bayern  
Prof. Dr.-Ing. Klaus Hilmer, Leitender Baudirektor  
Grundbauinstitut - Bereich Geotechnik  
Tillystraße 2  
90431 Nürnberg

Telefon : 0911 / 655 - 5500 oder - 5542

Bearbeitung :    Dipl.-Ing. T. Henges  
Dipl.-Ing. S. Muntean  
Dipl.-Ing. W. Planck  
Dr.-Ing. R. Weißmantel, Baudirektor

## **Inhaltsverzeichnis**

Beispiel 1      Berechnung der Standsicherheit einer Böschung

Beispiel 2      Berechnung einer Winkelstützmauer

Beispiel 3      Berechnung einer Ortbetonwand

Beispiel 4      Berechnung einer Trägerbohlwand

Beispiel 5      Berechnung eines Tunnelrahmens

Beispiel 6      Berechnung eines Trogbauwerkes unter Auftrieb

## Vorwort

Im Zuge der europäischen Vereinheitlichungsbemühungen auf dem Normensektor wurde in Deutschland u. a. die DIN 1054-100 „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“ als Vornorm veröffentlicht. Sie berücksichtigt das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte unter Zugrundelegung des probabilistischen Sicherheitskonzepts nach EC 1 und EC 7. Damit waren gegenüber den herkömmlichen Sicherheitsbetrachtungen Änderungen zu erwarten, die in ihrem ganzen Ausmaß nicht vorhersehbar sind. Zur Beurteilung der Sicherheitsanforderungen sind daher Vergleichsberechnungen nach altem und neuem Sicherheitskonzept erforderlich. Im vorliegenden Bericht wird mit den folgenden 6 Beispielen

- Standsicherheit einer Böschung
- Winkelstützmauer
- Ortbetonwand
- Trägerbohlwand
- Tunnelrahmen
- Trogbauwerk unter Auftrieb.

ein Teil zu diesen Berechnungen beigetragen.

Der Auftrag zu diesen Berechnungen wurde dem Grundbauinstitut der LGA vom Deutschen Institut für Bautechnik erteilt. Die Randbedingungen der Beispiele wurden unter Mitwirkung des NABau-Arbeitsausschusses 05.01.00 „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ festgelegt. Mit der Bearbeitung der Beispiele wurde auf der Grundlage des ersten Norm-Entwurfs (Februar 1995) begonnen. Nach Einführung der Vornormen im April 1996 erschien im September 1996 ein Zwischenbericht, dessen Ergebnisse mit einem vom DIBt einberufenen erweiterten Betreuergrremium diskutiert und schließlich von diesem verabschiedet wurden.

Die Bearbeitung der in dem nunmehr vorliegenden Schlußbericht enthaltenen Parameterstudien erfolgte anschließend unter Berücksichtigung der Empfehlungen dieses Betreuerremiums. Dabei wurde auf die Ausführlichkeit sowie die Erklärung und Nachvollziehbarkeit des Rechenganges besonderer Wert gelegt. Eine Zusammenfassung der Berechnungsgrundlagen, der Berechnung und der Ergebnisse befindet sich jeweils am Ende der folgenden Beispiele.

Nürnberg, im März 1998

## Beispiel 1

### Berechnung der Standsicherheit einer Böschung nach dem alten und neuen Sicherheitskonzept

	Seite
<b>Inhaltsverzeichnis</b>	1.1
1. Rechengrundlage	1.2
2. Annahmen für die Berechnung	1.2
3. Ergebnisse	1.3

Anlagengruppe 1: Ergebnisübersicht für Fall B3

Anlagengruppe 2: Programmierläuterungen KREBIS

# Berechnung der Standsicherheit einer Böschung

## 1. Rechengrundlagen

Die Standsicherheit von Böschungen wurde nach dem Lamellenverfahren mit kreisförmigen Gleitfugen von Krey/Bishop berechnet.

Nach DIN 4084, Abschnitt 11, erhält man die Böschungsbruchsicherheit  $\eta$  als Quotient aus den widerstehenden und den antreibenden Momenten um den Mittelpunkt des Gleitkreises.

Gemäß DIN V 1054 - 100, Abschnitt 11.6.7, ist der Nachweis gegen Böschungsbruch (GZ 1C) nach DIN 4084 - 100 zu führen.

Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen ist nach Abschnitt 8 dieser Norm eingehalten, wenn die allgemeine Gleichung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt ist, d.h. wenn das resultierende Moment der Einwirkungen nicht größer ist als das resultierende Moment der Widerstände. Über den Nachweis der Standsicherheit hinaus kann der Ausnutzungsgrad  $1/f$  der Bemessungswiderstände ermittelt werden. Er ergibt sich als Quotient aus den resultierenden Momenten der Einwirkungen und der Widerstände.

## 2. Annahmen für die Berechnung

Gewählt wurde eine 15 m hohe Böschung mit einer 2 m breiten Berme auf halber Höhe. Auf der Böschungskrone wurde eine Flächenlast von  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  angenommen. Für diese Geometrie wurden folgende Fälle untersucht (s. a. Tabelle 2):

Fall A1 - A4	Kohäsionslose Böden (Böden 1.1 - 1.4)
Fall B1 - B3	Kohäsive Böden (Böden 2.1 - 2.3)
Fall C1 - C3	Fall B1 - B3, mit Durchströmung
Fall D1 - D3	Kohäsionsloser Boden (1.2) oberhalb der Berme und kohäsive Böden (2.1 - 2.3) unterhalb der Berme
Fall E1 - E3	Fall D1 - D3, mit Durchströmung

Der jeweils ungünstigste Gleitkreis wurde nach dem alten Sicherheitskonzept durch Variation des Kreismittelpunktes innerhalb eines vorgegebenen Rasters mit 1 m Achsabstand gefunden. Dazu wurde die Böschungsneigung in Intervallen von  $2,5^\circ$  solange verändert, bis Kreise mit einer Standsicherheit möglichst nahe an 1,4 ausgewiesen wurden.



Vergleichsberechnungen nach DIN 4084-100 wurden für alle Kreise durchgeführt, der Vergleich der Ergebnisse erfolgt in der Tabelle 2 exemplarisch jeweils an den beiden Kreisen für die sich nach DIN 4084 die kleinsten Sicherheiten ergeben haben.

Weitere Randbedingungen waren für

Fall A:

Die nach DIN 4084 untersuchten Kreise schneiden alle den Böschungsfuß, dürfen jedoch nicht böschungsnah sein, d.h. sie schneiden in einem Abstand von  $> 2$  m hinter der Böschungskrone. Der vorgegebene Kreisradius beträgt etwa 5-6fache Böschungshöhe.

Fall B:

Die Kreise verlaufen alle durch den Böschungsfuß, der Schnitt mit der Böschungskrone ist beliebig.

Fall C und E:

Die Sickerlinie wird durch ein Polygon berücksichtigt, das durch den Fußpunkt der unteren Böschung und einen Punkt in Höhe der Berme, 4 m hinter dem oberen Böschungsfuß verläuft. Die anfangs angenommenen Gleitkreise schneiden den Böschungsfuß. Durch Variation von Mittelpunkt und Böschungsneigung wird eine Sicherheit gesucht, die  $\eta = 1.4$  möglichst gering überschreitet. Zur weiteren Annäherung an  $\eta = 1.4$  werden die Radien der so gefundenen Kreise, bei unverändertem Kreismittelpunkt, durch Vorgabe von horizontalen Tangenten variiert. Der Kreis mit der kleinsten Sicherheit muß somit nicht mehr durch den Böschungsfuß verlaufen.

Fall D

Wie im Fall C wird für die Kreise, die durch den Böschungsfuß verlaufen, durch Variation von Mittelpunkt und Böschungsneigung eine Sicherheit möglichst nahe bei  $\eta = 1.4$  gesucht. Durch die Vorgabe von Tangenten an die Kreise können bei dieser Böschung ohne Durchströmung keine kleineren Sicherheiten gefunden werden, so daß hierzu gegebenenfalls Intervalle  $< 2.5^\circ$  gewählt werden müßten.

### **3. Ergebnisse**

Bei den Berechnungen wurden die charakteristischen Werte, Teilsicherheitsbeiwerte und Bemessungswerte gemäß Tabelle 1 zugrunde gelegt. Damit ergaben sich die in der Tabelle 2 angegebenen Böschungsneigungen.

Kreisgeometrie und zugehörige Sicherheiten nach altem und neuem Konzept sowie der Ausnutzungsgrad  $1/f$  sind ebenfalls in Tabelle 2 angegeben. Dazu ist beim alten Sicherheitskonzept unterschieden zwischen Berechnungen mit/ohne Iteration des Standsicherheitsfaktors  $\eta$ , dessen Bestimmungsgleichung nur in impliziter Form gegeben ist. Die erste Annahme von  $\eta = 1.0$  für die Sicherheit (im Zähler des Bruches) liefert dabei kleinere Standsicherheiten (0 Iterationsschritte) als der Ansatz des tatsächlichen Sicherheitsfaktors nach 5 Iterationsschritten.

Für den Fall B3 ist in der Anlage eine ausführliche Ergebnisübersicht beigefügt.

Die Vergleichsberechnungen nach dem neuen Sicherheitskonzept haben für alle Kreise Ausnutzungsgrade  $1/f < 1$  ergeben. Demnach erfüllen alle Kreise, die nach alter Berechnung ausreichend standsicher sind, auch nach dem neuen Rechenverfahren die geforderte Standsicherheit. Die Kreise, die sich nach dem neuen Sicherheitskonzept als die ungünstigsten ergeben haben, waren fast immer identisch mit den ungünstigsten Kreisen nach dem alten Sicherheitskonzept. In den wenigen davon abweichenden Fällen waren die Kreise, bei ähnlicher Geometrie, im Untersuchungsraaster benachbart.

Der Vergleich der Ergebnisse zeigt, daß die Berechnungen nach dem neuen Sicherheitskonzept günstigere Standsicherheiten ergeben. Die Böschungen könnten hier steiler angelegt werden bis der Faktor  $1/f = 1$  wird. Für die untersuchten Fälle, bei denen die Sicherheit nach dem alten Konzept gerade ausreicht, ergeben sich nach neuem Sicherheitskonzept Ausnutzungsgrade zwischen 0,91 und 0,98. Für einige Fälle wurde bereits nach altem Konzept eine etwas größere Standsicherheit von  $\eta = 1.45$  bis 1,47 errechnet, was eine Sicherheitsreserve von etwa 3,5 % bedeutet. Nach neuem Konzept wurden hier Ausnutzungsgrade etwa von 0,90 bis 0,93 erzielt.

Tabelle 1: Berechnungskennwerte

Parameter	Charakteristische Werte für Boden					Teilsicherheitsbeiwert	Bemessungswerte für Boden								
	1.1	1.2	1.3	1.4	2.1		2.2	2.3	1.1	1.2	1.3	1.4	2.1	2.2	2.3
Auflast	10.0					1.30	13.0								
Reibungswinkel	30.0	32.5	35.0	37.5	25.0	1.25	24.8	27.0	29.3	31.5	20.5				
Kohäsion	0					1.60	0					3.13	6.25	9.38	
Wichte des feuchten Bodens	18.0					1.00	18.0					19.0			
Wichte des Bodens unter Auftrieb	11.0					1.00	11.0					9.0			

Tabelle 2: Bodenarten und Böschungsneigungen, Kreisgeometrie und Sicherheiten

Fall	Boden in der Böschung		Böschungsneigung [°]		Durchströmung	Kreisgeometrie [m]			Sicherheit $\eta$ nach DIN 1054 (11/76) 0 Iterat.	Sicherheit $\eta$ nach DIN 1054 (11/76) 5 Iterat.	Grenzzustandsgleichung DIN V 1054-100	Ausnutzungsgrad 1/f
	oben	unten	oben	unten		$x_m$	$y_m$	$R_m$				
A1	1.1	1.1	25.0	25.0	nein	79	200	102.18	1.30	1.38	1.08	0.926
A2	1.2	1.2	27.5	27.5	nein	80	202	103.94	1.32	1.40	1.10	0.909
A3	1.3	1.3	30.0	30.0	nein	86	174	75.31	1.31	1.40	1.10	0.909
A4	1.4	1.4	32.5	32.5	nein	80	188	90.24	1.31	1.40	1.09	0.917
B1	2.1	2.1	25.0	25.0	nein	74	188	91.76	1.28	1.38	1.08	0.926
B2	2.2	2.2	30.0	30.0	nein	72	195	99.04	1.30	1.40	1.09	0.917
B3	2.3	2.3	35.0	35.0	nein	69	186	91.42	1.26	1.38	1.07	0.935
C1	2.1	2.1	15.0	15.0	ja	71	185	89.81	1.28	1.40	1.09	0.917
C2	2.2	2.2	17.5	17.5	ja	100	153	53.00	1.35	1.42	1.08	0.926
C3	2.3	2.3	22.5	22.5	ja	98	158	58.03	1.35	1.42	1.08	0.926
D1	1.2	2.1	27.5	27.5	nein	101	138	38.01	1.33	1.40	1.05	0.952
D2	1.2	2.2	30.0	30.0	nein	99	142	42.01	1.33	1.41	1.05	0.952
D3	1.2	2.3	32.5	32.5	nein	100	134	34.00	1.32	1.40	1.03	0.971
E1	1.2	2.1	15.0	15.0	ja	99	134	34.01	1.32	1.40	1.02	0.980
E2	1.2	2.2	17.5	17.5	ja	117	155	58.50	1.37	1.41	1.09	0.917
E3	1.2	2.3	22.5	22.5	ja	118	155	57.87	1.38	1.43	1.10	0.909
						117	142	45.31	1.41	1.47	1.11	0.901
						115	142	46.50	1.39	1.44	1.09	0.917
						112	133	35.11	1.36	1.42	1.05	0.952
						111	133	36.00	1.35	1.40	1.03	0.971
						97	150	50.09	1.27	1.34	1.03	0.971
						98	157	57.04	1.32	1.40	1.07	0.935
						99	139	39.01	1.32	1.40	1.05	0.952
						99	141	41.01	1.32	1.40	1.05	0.952
						99	137	37.01	1.36	1.45	1.07	0.935
						101	133	33.02	1.36	1.45	1.07	0.935
						116	145	47.76	1.40	1.44	1.11	0.901
						115	148	52.00	1.38	1.42	1.10	0.909
						115	143	45.54	1.41	1.47	1.11	0.901
						114	143	47.00	1.39	1.44	1.09	0.917
						112	132	34.18	1.34	1.40	1.04	0.962
						110	135	37.50	1.33	1.39	1.03	0.971

PROJEKT: Deutsches Institut fuer Bautechnik  
Sicherheit im Erd- und Grundbau

Fall B DIN 1054 (Nov. 1976)

AKTENZ.: GG9308818

KREBIS Ver. 3.4

GELAEENDEBRUCHBERECHNUNG NACH DIN 4084

EINGABEDATEN:

21 SYSTEMPUNKTE  
 2 BODENSCHICHT(EN)  
 2 BEREICH(E) KONSTANTER LAMELLENBREITE  
 80 LAMELLEN  
 0 KEIN GRENZPOLYGON  
 2 BODENMATERIAL(IEN)  
 1 HYDROLOGISCHE(R) ZUSTAND/ZUSTAENDE  
 1 VARIATION DER KREISMITTELPUNKTE  
 1 LINKE BOESCHUNGSSEITE WIRD UNTERSUCHT  
 2 VARIATION DES RADIUS MIT HILFE VON FESTPUNKTEN  
 .00 TIEFSTE ZULAESSIGE HORIZONTALTANGENTE DER GLEITKREISE  
 160.00 ABSZISSE DER VERTIKALEN, DIE DIE LINKE VON DER RECHTEN BOESCHUNGSSEITE TRENNT  
 .00 BEZOGENE VERTIKALE ERDBEBENBESCHLEUNIGUNG  
 .00 BEZOGENE HORIZONTALE ERDBEBENBESCHLEUNIGUNG

BODENKENNWERTE

NR.	FI (ALTGRAD)	C (KN/M2)	GAMMA (KN/M3)	GAMMAR (KN/M3)	PWA (-)
1	32.50	.00	18.00	21.00	.00
2	25.00	15.00	19.00	19.00	.00

STRECKENLASTEN

NR.	XL(M)	YL(M)	XR(M)	YR(M)	PL(KN/M2)	PR(KN/M2)	TH(ALTGRAD)
1	123.42	115.00	142.42	115.00	10.00	10.00	.00

STUETZPUNKTE UND RASTERURSPRUNG

XSP1(M)	YSP1(M)	XSP2(M)	YSP2(M)	XU(M)	YU(M)
100.00	120.00	110.00	120.00	94.00	126.00

RASTERKENNGROESSEN

N(-)	M(-)	B(M)	H(M)
12.00	20.00	1.00	1.00

FESTPUNKTNUMMERN

3

PROJEKT: Deutsches Institut fuer Bautechnik  
 Sicherheit im Erd- und Grundbau

Fall B DIN 1054 (Nov. 1976)

AKTENZ.: GG9308818

KREBIS Ver. 3.4

ETAK STANDSICHERHEIT OHNE ITERATION  
 ETAB STANDSICHERHEIT MIT ITERATION  
 SUAKT AKTIONSMOMENTE/RADIUS  
 SUREAK REAKTIONSMOMENTE/RADIUS (= (RMANK+RMEP)/(ETA\* RADIUS))  
 RMANK/RMEP REAKTIONSMOMENTE AUS ANKER/ERDWIDERSTAND

= = = = =

KREISMITTELPUNKT	RADIUS	RANDPUNKTE		ETAK	ETAB	SUTW	SUGSIN	SUAKT	SUREAK	RMEP	
X(M)	Y(M)	XANF(M)	XEND(M)			(KN/M)	(KN/M)	(KNM/M2)	(KNM/M2)	(KNM/M)	
100.00	134.00	34.00	100.00	128.20	1.32	1.40	1507.13	1077.43	.00	.00	.00

= = = = =

FALLS EINE VARIATION DER GLEITFUGE DURCHGEFUEHRT WURDE, DANN GEHOEREN DIE OBEN  
 AUSGEDRUCKTEN WERTE ZU EINEM/DEM BRUCHKOERPER DES UNGUENSTIGSTEN KREISES .  
 ANSONSTEN GEHOEREN SIE ZU DEM SOEBEN UNTERSUCHTEN BRUCHKOERPER.

DEM VERFAHREN LIEGT EIN KREISZYLINDER ALS RUTSCHFLAECHE DES BOESCHNUGS/GELAENDE-  
 BRUCHS ZUGRUNDE (S.DIN 4084).ES IST ZU UEBERPRUEFEN,OB NICHT AUF GRUND DER  
 OERTLICHEN GEOLOGISCHEN VERHAELTNISSE ANDERE RUTSCHFLAECHEEN MOEGLICH SIND.

PROJEKT: Deutsches Institut fuer Bautechnik  
 Sicherheit im Erd- und Grundbau

Fall B DIN 1054 (Nov. 1976)

AKTENZ.: GG9308818

KREBIS Ver. 3.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
LAM.NR	B	SIN(ALFA)	COS(ALFA)	GEW	SIGMAZ	(3)*(5+2*6)	YSIC	YGLEI	AMEB
	(M)	(1)	(1)	(KN/M)	(KN/M2)	(KN/M)	(M)	(M)	(KNM/M)
11	1.00	.015	1.000	6.582	.00	.097	*****	100.00	.000
12	1.00	.044	.999	19.327	.00	.853	*****	100.03	.000
13	1.00	.074	.997	31.512	.00	2.317	*****	100.09	.000
14	1.00	.103	.995	43.132	.00	4.440	*****	100.18	.000
15	1.00	.132	.991	54.185	.00	7.172	*****	100.30	.000
16	1.00	.162	.987	64.664	.00	10.460	*****	100.45	.000
17	1.00	.191	.982	74.562	.00	14.254	*****	100.63	.000
18	1.00	.221	.975	83.868	.00	18.500	*****	100.84	.000
19	1.00	.250	.968	92.572	.00	23.143	*****	101.08	.000
20	1.00	.279	.960	100.659	.00	28.125	*****	101.35	.000
21	1.00	.309	.951	108.116	.00	33.389	*****	101.66	.000
22	1.00	.338	.941	104.426	.00	35.320	*****	102.00	.000
23	1.00	.368	.930	97.258	.00	35.756	*****	102.38	.000
24	1.00	.397	.918	99.891	.00	39.663	*****	102.80	.000
25	1.00	.426	.905	104.609	.00	44.613	*****	103.25	.000
26	1.00	.456	.890	108.571	.00	49.496	*****	103.74	.000
27	1.00	.485	.874	111.740	.00	54.227	*****	104.27	.000
28	1.00	.515	.857	114.072	.00	58.714	*****	104.85	.000
29	1.00	.544	.839	115.517	.00	62.855	*****	105.47	.000
30	1.00	.574	.819	116.015	.00	66.538	*****	106.15	.000
31	1.00	.603	.798	115.495	.00	69.637	*****	106.88	.000
32	1.00	.632	.775	113.873	.00	72.008	*****	107.66	.000
33	1.00	.662	.750	111.047	.00	73.487	*****	108.51	.000
34	1.00	.691	.723	105.855	10.00	80.076	*****	109.43	.000
35	1.00	.721	.693	86.913	10.00	69.834	*****	110.43	.000
36	1.00	.750	.661	66.289	10.00	57.217	*****	111.51	.000
37	1.00	.779	.627	43.727	10.00	41.875	*****	112.70	.000
38	1.00	.809	.588	18.881	10.00	23.360	*****	114.01	.000

-----  
 SUGSIN= 1077.426

PROJEKT: Deutsches Institut fuer Bautechnik  
Sicherheit im Erd- und Grundbau

Fall B DIN 1054 (Nov. 1976)

AKTENZ.: GG9308818

KREBIS Ver. 3.4

1	2	11	12	13	14	15	16	17
LAM.NR	B	TAN(FI)	C	U	UART	TWO= C*B +	TWU= 4 +	TW =
	(M)	(1)	(KN/M2)	(KN/M2)	(KN/M2)	((5-2*13)*(1.-EBEBV)	(3*11)/ETA	TWO/TWU
						+6*2)*11		
11	1.00	.466	15.00	.00	.00	18.069	1.005	17.983
12	1.00	.466	15.00	.00	.00	24.012	1.014	23.687
13	1.00	.466	15.00	.00	.00	29.694	1.022	29.060
14	1.00	.466	15.00	.00	.00	35.113	1.029	34.122
15	1.00	.466	15.00	.00	.00	40.267	1.035	38.891
16	1.00	.466	15.00	.00	.00	45.153	1.041	43.383
17	1.00	.466	15.00	.00	.00	49.769	1.045	47.609
18	1.00	.466	15.00	.00	.00	54.108	1.049	51.581
19	1.00	.466	15.00	.00	.00	58.167	1.052	55.308
20	1.00	.466	15.00	.00	.00	61.938	1.053	58.797
21	1.00	.466	15.00	.00	.00	65.415	1.054	62.053
22	1.00	.466	15.00	.00	.00	63.695	1.054	60.434
23	1.00	.466	15.00	.00	.00	60.352	1.053	57.332
24	1.00	.466	15.00	.00	.00	61.580	1.050	58.630
25	1.00	.466	15.00	.00	.00	63.780	1.047	60.926
26	1.00	.466	15.00	.00	.00	65.627	1.042	62.971
27	1.00	.466	15.00	.00	.00	67.105	1.036	64.754
28	1.00	.466	15.00	.00	.00	68.193	1.029	66.261
29	1.00	.466	15.00	.00	.00	68.867	1.021	67.476
30	1.00	.466	15.00	.00	.00	69.099	1.011	68.374
31	1.00	.466	15.00	.00	.00	68.856	.999	68.924
32	1.00	.466	15.00	.00	.00	68.100	.986	69.086
33	1.00	.466	15.00	.00	.00	66.782	.971	68.807
34	1.00	.466	15.00	.00	.00	69.024	.953	72.401
35	1.00	.466	15.00	.00	.00	60.191	.934	64.454
36	1.00	.466	15.00	.00	.00	50.574	.912	55.469
37	1.00	.466	15.00	.00	.00	40.053	.887	45.174
38	1.00	.466	15.00	.00	.00	28.468	.858	33.179

SUTW = 1507.126



ERGEBNISMATRIX

(WURDE DAS RASTER AUSGEBAUT ODER FEINUNTERSUCHT, SO KOENNEN ANDERE KREISE UNGUENSTIGER SEIN)

NR	ETA	XM	YM	RM	NR	ETA	XM	YM	RM
1	2.04	94.00	126.00	26.68	2	2.02	94.00	127.00	27.66
3	1.99	94.00	128.00	28.64	4	1.95	94.00	129.00	29.61
5	1.91	94.00	130.00	30.59	6	1.86	94.00	131.00	31.58
7	1.81	94.00	132.00	32.56	8	1.76	94.00	133.00	33.54
9	1.72	94.00	134.00	34.53	10	1.67	94.00	135.00	35.51
11	1.62	94.00	136.00	36.50	12	1.56	94.00	137.00	37.48
13	1.53	94.00	138.00	38.47	14	1.49	94.00	139.00	39.46
15	1.48	94.00	140.00	40.45	16	1.46	94.00	141.00	41.44
17	1.46	94.00	142.00	42.43	18	1.44	94.00	143.00	43.42
19	1.44	94.00	144.00	44.41	20	1.43	94.00	145.00	45.40
21	1.99	95.00	126.00	26.48	22	1.95	95.00	127.00	27.46
23	1.91	95.00	128.00	28.44	24	1.86	95.00	129.00	29.43
25	1.81	95.00	130.00	30.41	26	1.77	95.00	131.00	31.40
27	1.72	95.00	132.00	32.39	28	1.68	95.00	133.00	33.38
29	1.62	95.00	134.00	34.37	30	1.56	95.00	135.00	35.36
31	1.53	95.00	136.00	36.35	32	1.49	95.00	137.00	37.34
33	1.48	95.00	138.00	38.33	34	1.45	95.00	139.00	39.32
35	1.45	95.00	140.00	40.31	36	1.43	95.00	141.00	41.30
37	1.44	95.00	142.00	42.30	38	1.43	95.00	143.00	43.29
39	1.42	95.00	144.00	44.28	40	1.43	95.00	145.00	45.28
41	1.91	96.00	126.00	26.31	42	1.87	96.00	127.00	27.29
43	1.76	96.00	128.00	28.28	44	1.72	96.00	129.00	29.27
45	1.68	96.00	130.00	30.27	46	1.64	96.00	131.00	31.26
47	1.60	96.00	132.00	32.25	48	1.56	96.00	133.00	33.24
49	1.51	96.00	134.00	34.23	50	1.48	96.00	135.00	35.23
51	1.47	96.00	136.00	36.22	52	1.45	96.00	137.00	37.22
53	1.44	96.00	138.00	38.21	54	1.43	96.00	139.00	39.20
55	1.42	96.00	140.00	40.20	56	1.42	96.00	141.00	41.19
57	1.41	96.00	142.00	42.19	58	1.42	96.00	143.00	43.19
59	1.42	96.00	144.00	44.18	60	1.43	96.00	145.00	45.18
61	1.76	97.00	126.00	26.17	62	1.72	97.00	127.00	27.17
63	1.68	97.00	128.00	28.16	64	1.64	97.00	129.00	29.15
65	1.61	97.00	130.00	30.15	66	1.56	97.00	131.00	31.14
67	1.51	97.00	132.00	32.14	68	1.48	97.00	133.00	33.14
69	1.45	97.00	134.00	34.13	70	1.44	97.00	135.00	35.13
71	1.42	97.00	136.00	36.12	72	1.42	97.00	137.00	37.12
73	1.41	97.00	138.00	38.12	74	1.41	97.00	139.00	39.12
75	1.41	97.00	140.00	40.11	76	1.42	97.00	141.00	41.11
77	1.41	97.00	142.00	42.11	78	1.42	97.00	143.00	43.10
79	1.42	97.00	144.00	44.10	80	1.44	97.00	145.00	45.10
81	1.69	98.00	126.00	26.08	82	1.65	98.00	127.00	27.07
83	1.62	98.00	128.00	28.07	84	1.55	98.00	129.00	29.07
85	1.51	98.00	130.00	30.07	86	1.48	98.00	131.00	31.06
87	1.45	98.00	132.00	32.06	88	1.44	98.00	133.00	33.06
89	1.42	98.00	134.00	34.06	90	1.42	98.00	135.00	35.06
91	1.40	98.00	136.00	36.06	92	1.41	98.00	137.00	37.05

ER G E B N I S M A T R I X

NR	ETA	XM	YM	RM	NR	ETA	XM	YM	RM
93	1.40	98.00	138.00	38.05	94	1.41	98.00	139.00	39.05
95	1.41	98.00	140.00	40.05	96	1.42	98.00	141.00	41.05
97	1.42	98.00	142.00	42.05	98	1.43	98.00	143.00	43.05
99	1.44	98.00	144.00	44.05	100	1.45	98.00	145.00	45.04
101	1.58	99.00	126.00	26.02	102	1.55	99.00	127.00	27.02
103	1.51	99.00	128.00	28.02	104	1.47	99.00	129.00	29.02
105	1.45	99.00	130.00	30.02	106	1.44	99.00	131.00	31.02
107	1.41	99.00	132.00	32.02	108	1.41	99.00	133.00	33.02
109	1.40	99.00	134.00	34.01	110	1.41	99.00	135.00	35.01
111	1.40	99.00	136.00	36.01	112	1.41	99.00	137.00	37.01
113	1.41	99.00	138.00	38.01	114	1.42	99.00	139.00	39.01
115	1.42	99.00	140.00	40.01	116	1.43	99.00	141.00	41.01
117	1.43	99.00	142.00	42.01	118	1.45	99.00	143.00	43.01
119	1.45	99.00	144.00	44.01	120	1.47	99.00	145.00	45.01
121	1.53	100.00	126.00	26.00	122	1.47	100.00	127.00	27.00
123	1.45	100.00	128.00	28.00	124	1.42	100.00	129.00	29.00
125	1.42	100.00	130.00	30.00	126	1.42	100.00	131.00	31.00
127	1.40	100.00	132.00	32.00	128	1.41	100.00	133.00	33.00
129	1.40	100.00	134.00	34.00	130	1.41	100.00	135.00	35.00
131	1.41	100.00	136.00	36.00	132	1.42	100.00	137.00	37.00
133	1.42	100.00	138.00	38.00	134	1.43	100.00	139.00	39.00
135	1.43	100.00	140.00	40.00	136	1.45	100.00	141.00	41.00
137	1.45	100.00	142.00	42.00	138	1.47	100.00	143.00	43.00
139	1.48	100.00	144.00	44.00	140	1.49	100.00	145.00	45.00
141	1.46	101.00	126.00	26.02	142	1.43	101.00	127.00	27.02
143	1.42	101.00	128.00	28.02	144	1.40	101.00	129.00	29.02
145	1.40	101.00	130.00	30.02	146	1.41	101.00	131.00	31.02
147	1.40	101.00	132.00	32.02	148	1.41	101.00	133.00	33.02
149	1.41	101.00	134.00	34.01	150	1.42	101.00	135.00	35.01
151	1.42	101.00	136.00	36.01	152	1.43	101.00	137.00	37.01
153	1.44	101.00	138.00	38.01	154	1.45	101.00	139.00	39.01
155	1.46	101.00	140.00	40.01	156	1.47	101.00	141.00	41.01
157	1.48	101.00	142.00	42.01	158	1.50	101.00	143.00	43.01
159	1.50	101.00	144.00	44.01	160	1.52	101.00	145.00	45.01
161	1.43	102.00	126.00	26.08	162	1.41	102.00	127.00	27.07
163	1.41	102.00	128.00	28.07	164	1.40	102.00	129.00	29.07
165	1.40	102.00	130.00	30.07	166	1.41	102.00	131.00	31.06
167	1.41	102.00	132.00	32.06	168	1.42	102.00	133.00	33.06
169	1.42	102.00	134.00	34.06	170	1.44	102.00	135.00	35.06
171	1.44	102.00	136.00	36.06	172	1.45	102.00	137.00	37.05
173	1.46	102.00	138.00	38.05	174	1.48	102.00	139.00	39.05
175	1.48	102.00	140.00	40.05	176	1.50	102.00	141.00	41.05
177	1.51	102.00	142.00	42.05	178	1.52	102.00	143.00	43.05
179	1.53	102.00	144.00	44.05	180	1.55	102.00	145.00	45.04
181	1.42	103.00	126.00	26.17	182	1.41	103.00	127.00	27.17
183	1.41	103.00	128.00	28.16	184	1.42	103.00	129.00	29.15
185	1.42	103.00	130.00	30.15	186	1.43	103.00	131.00	31.14
187	1.43	103.00	132.00	32.14	188	1.44	103.00	133.00	33.14
189	1.45	103.00	134.00	34.13	190	1.46	103.00	135.00	35.13

ERGEBNISMATRIX

NR	ETA	XM	YM	RM	NR	ETA	XM	YM	RM
191	1.47	103.00	136.00	36.12	192	1.48	103.00	137.00	37.12
193	1.49	103.00	138.00	38.12	194	1.51	103.00	139.00	39.12
195	1.52	103.00	140.00	40.11	196	1.53	103.00	141.00	41.11
197	1.54	103.00	142.00	42.11	198	1.56	103.00	143.00	43.10
199	1.57	103.00	144.00	44.10	200	1.59	103.00	145.00	45.10
201	1.43	104.00	126.00	26.31	202	1.44	104.00	127.00	27.29
203	1.43	104.00	128.00	28.28	204	1.44	104.00	129.00	29.27
205	1.44	104.00	130.00	30.27	206	1.45	104.00	131.00	31.26
207	1.46	104.00	132.00	32.25	208	1.47	104.00	133.00	33.24
209	1.48	104.00	134.00	34.23	210	1.49	104.00	135.00	35.23
211	1.51	104.00	136.00	36.22	212	1.52	104.00	137.00	37.22
213	1.53	104.00	138.00	38.21	214	1.54	104.00	139.00	39.20
215	1.55	104.00	140.00	40.20	216	1.57	104.00	141.00	41.19
217	1.58	104.00	142.00	42.19	218	1.60	104.00	143.00	43.19
219	1.61	104.00	144.00	44.18	220	1.62	104.00	145.00	45.18
221	1.45	105.00	126.00	26.48	222	1.46	105.00	127.00	27.46
223	1.46	105.00	128.00	28.44	224	1.47	105.00	129.00	29.43
225	1.48	105.00	130.00	30.41	226	1.49	105.00	131.00	31.40
227	1.50	105.00	132.00	32.39	228	1.51	105.00	133.00	33.38
229	1.52	105.00	134.00	34.37	230	1.53	105.00	135.00	35.36
231	1.55	105.00	136.00	36.35	232	1.56	105.00	137.00	37.34
233	1.57	105.00	138.00	38.33	234	1.58	105.00	139.00	39.32
235	1.60	105.00	140.00	40.31	236	1.61	105.00	141.00	41.30
237	1.63	105.00	142.00	42.30	238	1.64	105.00	143.00	43.29
239	1.65	105.00	144.00	44.28	240	1.67	105.00	145.00	45.28

-

PROJEKT: Deutsches Institut fuer Bautechnik  
 Sicherheit im Erd- und Grundbau

Fall B DIN 1054 (Nov. 1976)

AKTENZ.: GG9308818

KREBIS Ver. 3.4

S I C H E R H E I T S M A T R I X

(WURDE DAS RASTER NICHT PARALLEL ZU DEN AXSEN ANGELEGT,  
 SO SIND DIE AUSGEDRUCKTEN MITTELPUNKTSKOORDINATEN ZU MODIFIZIEREN)

	94.00	95.00	96.00	97.00	98.00	99.00	100.00	101.00	102.00	103.00	104.00	105.00
126.00	2.04	1.99	1.91	1.76	1.69	1.58	1.53	1.46	1.43	1.42	1.43	1.45
127.00	2.02	1.95	1.87	1.72	1.65	1.55	1.47	1.43	1.41	1.41	1.44	1.46
128.00	1.99	1.91	1.76	1.68	1.62	1.51	1.45	1.42	1.41	1.41	1.43	1.46
129.00	1.95	1.86	1.72	1.64	1.55	1.47	1.42	1.40	1.40	1.42	1.44	1.47
130.00	1.91	1.81	1.68	1.61	1.51	1.45	1.42	1.40	1.40	1.42	1.44	1.48
131.00	1.86	1.77	1.64	1.56	1.48	1.44	1.42	1.41	1.41	1.43	1.45	1.49
132.00	1.81	1.72	1.60	1.51	1.45	1.41	1.40	1.40	1.41	1.43	1.46	1.50
133.00	1.76	1.68	1.56	1.48	1.44	1.41	1.41	1.41	1.42	1.44	1.47	1.51
134.00	1.72	1.62	1.51	1.45	1.42	1.40	1.40	1.41	1.42	1.45	1.48	1.52
135.00	1.67	1.56	1.48	1.44	1.42	1.41	1.41	1.42	1.44	1.46	1.49	1.53
136.00	1.62	1.53	1.47	1.42	1.40	1.40	1.41	1.42	1.44	1.47	1.51	1.55
137.00	1.56	1.49	1.45	1.42	1.41	1.41	1.42	1.43	1.45	1.48	1.52	1.56
138.00	1.53	1.48	1.44	1.41	1.40	1.41	1.42	1.44	1.46	1.49	1.53	1.57
139.00	1.49	1.45	1.43	1.41	1.41	1.42	1.43	1.45	1.48	1.51	1.54	1.58
140.00	1.48	1.45	1.42	1.41	1.41	1.42	1.43	1.46	1.48	1.52	1.55	1.60
141.00	1.46	1.43	1.42	1.42	1.42	1.43	1.45	1.47	1.50	1.53	1.57	1.61
142.00	1.46	1.44	1.41	1.41	1.42	1.43	1.45	1.48	1.51	1.54	1.58	1.63
143.00	1.44	1.43	1.42	1.42	1.43	1.45	1.47	1.50	1.52	1.56	1.60	1.64
144.00	1.44	1.42	1.42	1.42	1.44	1.45	1.48	1.50	1.53	1.57	1.61	1.65
145.00	1.43	1.43	1.43	1.44	1.45	1.47	1.49	1.52	1.55	1.59	1.62	1.67

KLEINSTE SICHERHEIT      ETA =    1.40    ---    KREIS NUMMER 129

PROJEKT: Deutsches Institut fuer Bautechnik  
Sicherheit im Erd- und Grundbau

Fall B

DIN V 1054-100

AKTENZ.: GG9308818

TKREBIS Ver. 1.0

GELAEENDEBRUCHBERECHNUNG NACH DIN 4084

EINGABEDATEN:

21 SYSTEMPUNKTE  
 2 BODENSCHICHT(EN)  
 2 BEREICH(E) KONSTANTER LAMELLENBREITE  
 80 LAMELLEN  
 0 KEIN GRENZPOLYGON  
 2 BODENMATERIAL(IEN)  
 1 HYDROLOGISCHE(R) ZUSTAND/ZUSTAENDE  
 1 VARIATION DER KREISMITTELPUNKTE  
 1 LINKE BOESCHUNGSSEITE WIRD UNTERSUCHT  
 2 VARIATION DES RADIUS MIT HILFE VON FESTPUNKTEN  
 .00 TIEFSTE ZULAESSIGE HORIZONTALTANGENTE DER GLEITKREISE  
 160.00 ABSZISSE DER VERTIKALEN, DIE DIE LINKE VON DER RECHTEN BOESCHUNGSSEITE TRENNT  
 .00 BEZOGENE VERTIKALE ERDBEBENBESCHLEUNIGUNG  
 .00 BEZOGENE HORIZONTALE ERDBEBENBESCHLEUNIGUNG

BODENKENNWERTE

NR.	FI (ALTGRAD)	C (KN/M2)	GAMMA (KN/M3)	GAMMAR (KN/M3)	PWA (-)
1	27.01	.00	18.00	21.00	.00
2	20.46	9.38	19.00	19.00	.00

STRECKENLASTEN

NR.	XL(M)	YL(M)	XR(M)	YR(M)	PL(KN/M2)	PR(KN/M2)	TH(ALTGRAD)
1	123.42	115.00	142.42	115.00	13.00	13.00	.00

STUETZPUNKTE UND RASTERURSPRUNG

XSP1(M)	YSP1(M)	XSP2(M)	YSP2(M)	XU(M)	YU(M)
100.00	120.00	110.00	120.00	94.00	126.00

RASTERKENNGROESSEN

N(-)	M(-)	B(M)	H(M)
12.00	20.00	1.00	1.00

FESTPUNKTNUMMERN

3

PROJEKT: Deutsches Institut fuer Bautechnik  
 Sicherheit im Erd- und Grundbau

Fall B

DIN V 1054-100

AKTENZ.: GG9308818

TKREBIS Ver. 1.0

ETAK STANDSICHERHEIT OHNE ITERATION  
 SUAKT AKTIONSMOMENTE/RADIUS  
 SUREAK REAKTIONSMOMENTE/RADIUS (= (RMANK+RMEP)/(ETA\* RADIUS))  
 RMANK/RMEP REAKTIONSMOMENTE AUS ANKER/ERDWIDERSTAND

= = = = =

KREISMITTELPUNKT		RADIUS	RANDPUNKTE		ETAK	ETA	SUTW	SUGSIN	SUAKT	SUREAK	RMEP
X(M)	Y(M)	(M)	XANF(M)	XEND(M)			(KN/M)	(KN/M)	(KNM/M2)	(KNM/M2)	(KNM/M)
99.00	134.00	34.01	100.00	127.21	1.02	1.02	1005.31	981.05	.00	.00	.00

= = = = =

FALLS EINE VARIATION DER GLEITFUGE DURCHGEFUEHRT WURDE, DANN GHOEREN DIE OBEN  
 AUSGEDRUCKTEN WERTE ZU EINEM/DEM BRUCHKOERPER DES UNGUENSTIGSTEN KREISES .  
 ANSONSTEN GHOEREN SIE ZU DEM SOEBEN UNTERSUCHTEN BRUCHKOERPER.

= = = = =

DEM VERFAHREN LIEGT EIN KREISZYLINDER ALS RUTSCHFLAECHE DES BOESCHNUGS/GELAENDE-  
 BRUCHS ZUGRUNDE (S.DIN 4084).ES IST ZU UEBERPRUEFEN,OB NICHT AUF GRUND DER  
 OERTLICHEN GEOLOGISCHEN VERHAELTNISSE ANDERE RUTSCHFLAECHEEN MOEGLICH SIND.

= = = = =

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
LAM.NR	B	SIN(ALFA)	COS(ALFA)	GEW	SIGMAZ	(3)*(5+2*6)	YSIC	YGLEI	AMEB
	(M)	(1)	(1)	(KN/M)	(KN/M2)	(KN/M)	(M)	(M)	(KNM/M)
11	1.00	.044	.999	6.303	.00	.278	*****	100.02	.000
12	1.00	.073	.997	18.488	.00	1.359	*****	100.08	.000
13	1.00	.103	.995	30.109	.00	3.098	*****	100.17	.000
14	1.00	.132	.991	41.163	.00	5.446	*****	100.28	.000
15	1.00	.162	.987	51.643	.00	8.350	*****	100.43	.000
16	1.00	.191	.982	61.542	.00	11.760	*****	100.61	.000
17	1.00	.220	.975	70.850	.00	15.622	*****	100.82	.000
18	1.00	.250	.968	79.556	.00	19.880	*****	101.06	.000
19	1.00	.279	.960	87.646	.00	24.479	*****	101.34	.000
20	1.00	.309	.951	95.106	.00	29.358	*****	101.65	.000
21	1.00	.338	.941	101.916	.00	34.457	*****	101.99	.000
22	1.00	.367	.930	97.558	.00	35.851	*****	102.37	.000
23	1.00	.397	.918	89.699	.00	35.600	*****	102.78	.000
24	1.00	.426	.905	91.614	.00	39.054	*****	103.23	.000
25	1.00	.456	.890	95.581	.00	43.555	*****	103.72	.000
26	1.00	.485	.874	98.755	.00	47.905	*****	104.26	.000
27	1.00	.514	.858	101.094	.00	52.011	*****	104.83	.000
28	1.00	.544	.839	102.546	.00	55.773	*****	105.46	.000
29	1.00	.573	.819	103.052	.00	59.078	*****	106.13	.000
30	1.00	.603	.798	102.541	.00	61.800	*****	106.86	.000
31	1.00	.632	.775	100.930	.00	63.795	*****	107.64	.000
32	1.00	.661	.750	98.116	.00	64.902	*****	108.49	.000
33	1.00	.691	.723	93.975	.00	64.925	*****	109.41	.000
34	1.00	.720	.694	87.315	13.00	72.255	*****	110.40	.000
35	1.00	.750	.662	66.711	13.00	59.757	*****	111.49	.000
36	1.00	.779	.627	44.172	13.00	44.542	*****	112.68	.000
37	1.00	.808	.589	19.356	13.00	26.159	*****	113.98	.000
						SUGSIN=	981.049		

PROJEKT: Deutsches Institut fuer Bautechnik  
 Sicherheit im Erd- und Grundbau

Fall B

DIN V 1054-100

AKTENZ.: GG9308818

TKREBIS Ver. 1.0

1	2	11	12	13	14	15	16	17
LAM.NR	B	TAN(FI)	C	U	UART	TWO= C*B +	TWU= 4 +	TW =
	(M)	(1)	(KN/M2)	(KN/M2)	(KN/M2)	((5-2*13)*(1.-EBEBV)	(3*11)/ETA	TWO/TWU
						+6*2)*11		
11	1.00	.373	9.38	.00	.00	11.726	1.015	11.548
12	1.00	.373	9.38	.00	.00	16.273	1.025	15.880
13	1.00	.373	9.38	.00	.00	20.608	1.033	19.948
14	1.00	.373	9.38	.00	.00	24.732	1.041	23.768
15	1.00	.373	9.38	.00	.00	28.643	1.047	27.352
16	1.00	.373	9.38	.00	.00	32.336	1.053	30.712
17	1.00	.373	9.38	.00	.00	35.808	1.058	33.856
18	1.00	.373	9.38	.00	.00	39.056	1.062	36.793
19	1.00	.373	9.38	.00	.00	42.075	1.064	39.529
20	1.00	.373	9.38	.00	.00	44.858	1.066	42.067
21	1.00	.373	9.38	.00	.00	47.399	1.067	44.412
22	1.00	.373	9.38	.00	.00	45.773	1.067	42.893
23	1.00	.373	9.38	.00	.00	42.841	1.066	40.190
24	1.00	.373	9.38	.00	.00	43.555	1.064	40.949
25	1.00	.373	9.38	.00	.00	45.035	1.060	42.480
26	1.00	.373	9.38	.00	.00	46.220	1.055	43.791
27	1.00	.373	9.38	.00	.00	47.092	1.049	44.873
28	1.00	.373	9.38	.00	.00	47.634	1.042	45.710
29	1.00	.373	9.38	.00	.00	47.822	1.033	46.284
30	1.00	.373	9.38	.00	.00	47.632	1.023	46.569
31	1.00	.373	9.38	.00	.00	47.031	1.011	46.532
32	1.00	.373	9.38	.00	.00	45.981	.997	46.131
33	1.00	.373	9.38	.00	.00	44.436	.981	45.309
34	1.00	.373	9.38	.00	.00	46.802	.962	48.629
35	1.00	.373	9.38	.00	.00	39.114	.942	41.545
36	1.00	.373	9.38	.00	.00	30.705	.918	33.463
37	1.00	.373	9.38	.00	.00	21.447	.890	24.093

SUTW = 1005.309



ERGEBNISMATRIX

(WURDE DAS RASTER AUSGEBAUT ODER FEINUNTERSUCHT, SO KOENNEN ANDERE KREISE UNGUENSTIGER SEIN)

NR	ETA	XM	YM	RM	NR	ETA	XM	YM	RM
1	1.34	94.00	126.00	26.68	2	1.33	94.00	127.00	27.66
3	1.32	94.00	128.00	28.64	4	1.30	94.00	129.00	29.61
5	1.28	94.00	130.00	30.59	6	1.25	94.00	131.00	31.58
7	1.23	94.00	132.00	32.56	8	1.20	94.00	133.00	33.54
9	1.18	94.00	134.00	34.53	10	1.16	94.00	135.00	35.51
11	1.12	94.00	136.00	36.50	12	1.10	94.00	137.00	37.48
13	1.08	94.00	138.00	38.47	14	1.06	94.00	139.00	39.46
15	1.06	94.00	140.00	40.45	16	1.05	94.00	141.00	41.44
17	1.04	94.00	142.00	42.43	18	1.04	94.00	143.00	43.42
19	1.04	94.00	144.00	44.41	20	1.04	94.00	145.00	45.40
21	1.32	95.00	126.00	26.48	22	1.30	95.00	127.00	27.46
23	1.28	95.00	128.00	28.44	24	1.25	95.00	129.00	29.43
25	1.23	95.00	130.00	30.41	26	1.20	95.00	131.00	31.40
27	1.18	95.00	132.00	32.39	28	1.16	95.00	133.00	33.38
29	1.13	95.00	134.00	34.37	30	1.09	95.00	135.00	35.36
31	1.08	95.00	136.00	36.35	32	1.06	95.00	137.00	37.34
33	1.05	95.00	138.00	38.33	34	1.04	95.00	139.00	39.32
35	1.04	95.00	140.00	40.31	36	1.03	95.00	141.00	41.30
37	1.04	95.00	142.00	42.30	38	1.03	95.00	143.00	43.29
39	1.03	95.00	144.00	44.28	40	1.04	95.00	145.00	45.28
41	1.28	96.00	126.00	26.31	42	1.26	96.00	127.00	27.29
43	1.21	96.00	128.00	28.28	44	1.18	96.00	129.00	29.27
45	1.16	96.00	130.00	30.27	46	1.14	96.00	131.00	31.26
47	1.12	96.00	132.00	32.25	48	1.10	96.00	133.00	33.24
49	1.07	96.00	134.00	34.23	50	1.06	96.00	135.00	35.23
51	1.05	96.00	136.00	36.22	52	1.04	96.00	137.00	37.22
53	1.04	96.00	138.00	38.21	54	1.03	96.00	139.00	39.20
55	1.03	96.00	140.00	40.20	56	1.03	96.00	141.00	41.19
57	1.03	96.00	142.00	42.19	58	1.03	96.00	143.00	43.19
59	1.04	96.00	144.00	44.18	60	1.04	96.00	145.00	45.18
61	1.20	97.00	126.00	26.17	62	1.18	97.00	127.00	27.17
63	1.16	97.00	128.00	28.16	64	1.15	97.00	129.00	29.15
65	1.13	97.00	130.00	30.15	66	1.10	97.00	131.00	31.14
67	1.07	97.00	132.00	32.14	68	1.06	97.00	133.00	33.14
69	1.04	97.00	134.00	34.13	70	1.04	97.00	135.00	35.13
71	1.03	97.00	136.00	36.12	72	1.03	97.00	137.00	37.12
73	1.03	97.00	138.00	38.12	74	1.03	97.00	139.00	39.12
75	1.03	97.00	140.00	40.11	76	1.03	97.00	141.00	41.11
77	1.03	97.00	142.00	42.11	78	1.04	97.00	143.00	43.10
79	1.04	97.00	144.00	44.10	80	1.05	97.00	145.00	45.10
81	1.17	98.00	126.00	26.08	82	1.15	98.00	127.00	27.07
83	1.13	98.00	128.00	28.07	84	1.10	98.00	129.00	29.07
85	1.07	98.00	130.00	30.07	86	1.06	98.00	131.00	31.06
87	1.04	98.00	132.00	32.06	88	1.04	98.00	133.00	33.06
89	1.03	98.00	134.00	34.06	90	1.03	98.00	135.00	35.06
91	1.03	98.00	136.00	36.06	92	1.03	98.00	137.00	37.05

ER G E B N I S M A T R I X

NR	ETA	XM	YM	RM	NR	ETA	XM	YM	RM
93	1.03	98.00	138.00	38.05	94	1.03	98.00	139.00	39.05
95	1.03	98.00	140.00	40.05	96	1.04	98.00	141.00	41.05
97	1.04	98.00	142.00	42.05	98	1.05	98.00	143.00	43.05
99	1.05	98.00	144.00	44.05	100	1.06	98.00	145.00	45.04
101	1.12	99.00	126.00	26.02	102	1.10	99.00	127.00	27.02
103	1.08	99.00	128.00	28.02	104	1.06	99.00	129.00	29.02
105	1.05	99.00	130.00	30.02	106	1.04	99.00	131.00	31.02
107	1.03	99.00	132.00	32.02	108	1.03	99.00	133.00	33.02
109	1.02	99.00	134.00	34.01	110	1.03	99.00	135.00	35.01
111	1.03	99.00	136.00	36.01	112	1.03	99.00	137.00	37.01
113	1.03	99.00	138.00	38.01	114	1.04	99.00	139.00	39.01
115	1.04	99.00	140.00	40.01	116	1.05	99.00	141.00	41.01
117	1.05	99.00	142.00	42.01	118	1.06	99.00	143.00	43.01
119	1.07	99.00	144.00	44.01	120	1.08	99.00	145.00	45.01
121	1.09	100.00	126.00	26.00	122	1.06	100.00	127.00	27.00
123	1.05	100.00	128.00	28.00	124	1.04	100.00	129.00	29.00
125	1.03	100.00	130.00	30.00	126	1.03	100.00	131.00	31.00
127	1.03	100.00	132.00	32.00	128	1.03	100.00	133.00	33.00
129	1.03	100.00	134.00	34.00	130	1.03	100.00	135.00	35.00
131	1.03	100.00	136.00	36.00	132	1.04	100.00	137.00	37.00
133	1.04	100.00	138.00	38.00	134	1.05	100.00	139.00	39.00
135	1.06	100.00	140.00	40.00	136	1.07	100.00	141.00	41.00
137	1.07	100.00	142.00	42.00	138	1.08	100.00	143.00	43.00
139	1.09	100.00	144.00	44.00	140	1.10	100.00	145.00	45.00
141	1.06	101.00	126.00	26.02	142	1.04	101.00	127.00	27.02
143	1.04	101.00	128.00	28.02	144	1.03	101.00	129.00	29.02
145	1.03	101.00	130.00	30.02	146	1.03	101.00	131.00	31.02
147	1.03	101.00	132.00	32.02	148	1.04	101.00	133.00	33.02
149	1.04	101.00	134.00	34.01	150	1.04	101.00	135.00	35.01
151	1.05	101.00	136.00	36.01	152	1.05	101.00	137.00	37.01
153	1.06	101.00	138.00	38.01	154	1.07	101.00	139.00	39.01
155	1.07	101.00	140.00	40.01	156	1.08	101.00	141.00	41.01
157	1.09	101.00	142.00	42.01	158	1.10	101.00	143.00	43.01
159	1.11	101.00	144.00	44.01	160	1.12	101.00	145.00	45.01
161	1.05	102.00	126.00	26.08	162	1.04	102.00	127.00	27.07
163	1.04	102.00	128.00	28.07	164	1.03	102.00	129.00	29.07
165	1.04	102.00	130.00	30.07	166	1.04	102.00	131.00	31.06
167	1.04	102.00	132.00	32.06	168	1.05	102.00	133.00	33.06
169	1.05	102.00	134.00	34.06	170	1.06	102.00	135.00	35.06
171	1.06	102.00	136.00	36.06	172	1.07	102.00	137.00	37.05
173	1.08	102.00	138.00	38.05	174	1.09	102.00	139.00	39.05
175	1.09	102.00	140.00	40.05	176	1.10	102.00	141.00	41.05
177	1.11	102.00	142.00	42.05	178	1.12	102.00	143.00	43.05
179	1.13	102.00	144.00	44.05	180	1.14	102.00	145.00	45.04
181	1.05	103.00	126.00	26.17	182	1.04	103.00	127.00	27.17
183	1.04	103.00	128.00	28.16	184	1.05	103.00	129.00	29.15
185	1.05	103.00	130.00	30.15	186	1.05	103.00	131.00	31.14
187	1.06	103.00	132.00	32.14	188	1.07	103.00	133.00	33.14
189	1.07	103.00	134.00	34.13	190	1.08	103.00	135.00	35.13

ERGEBNISMATRIX

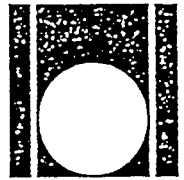
NR	ETA	XM	YM	RM	NR	ETA	XM	YM	RM
191	1.09	103.00	136.00	36.12	192	1.09	103.00	137.00	37.12
193	1.10	103.00	138.00	38.12	194	1.11	103.00	139.00	39.12
195	1.12	103.00	140.00	40.11	196	1.13	103.00	141.00	41.11
197	1.14	103.00	142.00	42.11	198	1.15	103.00	143.00	43.10
199	1.15	103.00	144.00	44.10	200	1.17	103.00	145.00	45.10
201	1.06	104.00	126.00	26.31	202	1.06	104.00	127.00	27.29
203	1.06	104.00	128.00	28.28	204	1.07	104.00	129.00	29.27
205	1.07	104.00	130.00	30.27	206	1.07	104.00	131.00	31.26
207	1.08	104.00	132.00	32.25	208	1.09	104.00	133.00	33.24
209	1.09	104.00	134.00	34.23	210	1.10	104.00	135.00	35.23
211	1.11	104.00	136.00	36.22	212	1.12	104.00	137.00	37.22
213	1.13	104.00	138.00	38.21	214	1.14	104.00	139.00	39.20
215	1.15	104.00	140.00	40.20	216	1.16	104.00	141.00	41.19
217	1.16	104.00	142.00	42.19	218	1.17	104.00	143.00	43.19
219	1.18	104.00	144.00	44.18	220	1.19	104.00	145.00	45.18
221	1.07	105.00	126.00	26.48	222	1.08	105.00	127.00	27.46
223	1.08	105.00	128.00	28.44	224	1.09	105.00	129.00	29.43
225	1.09	105.00	130.00	30.41	226	1.10	105.00	131.00	31.40
227	1.11	105.00	132.00	32.39	228	1.11	105.00	133.00	33.38
229	1.12	105.00	134.00	34.37	230	1.13	105.00	135.00	35.36
231	1.14	105.00	136.00	36.35	232	1.15	105.00	137.00	37.34
233	1.16	105.00	138.00	38.33	234	1.17	105.00	139.00	39.32
235	1.18	105.00	140.00	40.31	236	1.19	105.00	141.00	41.30
237	1.20	105.00	142.00	42.30	238	1.21	105.00	143.00	43.29
239	1.22	105.00	144.00	44.28	240	1.23	105.00	145.00	45.28

S I C H E R H E I T S M A T R I X

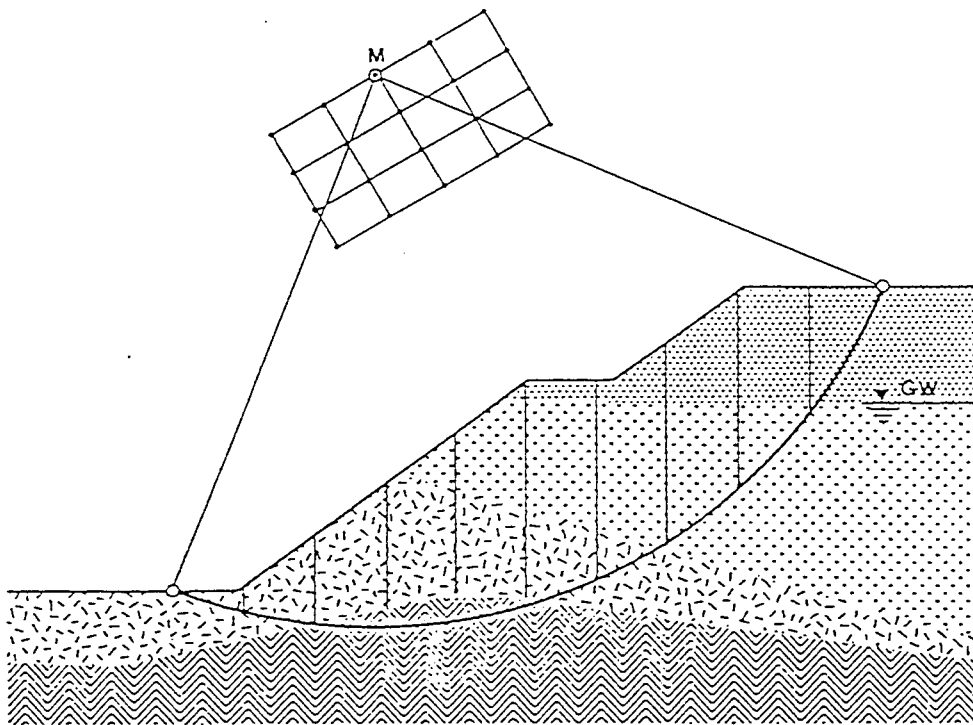
(WURDE DAS RASTER NICHT PARALLEL ZU DEN AXSEN ANGELEGT,  
 SO SIND DIE AUSGEDRUCKTEN MITTELPUNKTSKOORDINATEN ZU MODIFIZIEREN)

	94.00	95.00	96.00	97.00	98.00	99.00	100.00	101.00	102.00	103.00	104.00	105.00
126.00	1.34	1.32	1.28	1.20	1.17	1.12	1.09	1.06	1.05	1.05	1.06	1.07
127.00	1.33	1.30	1.26	1.18	1.15	1.10	1.06	1.04	1.04	1.04	1.06	1.08
128.00	1.32	1.28	1.21	1.16	1.13	1.08	1.05	1.04	1.04	1.04	1.06	1.08
129.00	1.30	1.25	1.18	1.15	1.10	1.06	1.04	1.03	1.03	1.05	1.07	1.09
130.00	1.28	1.23	1.16	1.13	1.07	1.05	1.03	1.03	1.04	1.05	1.07	1.09
131.00	1.25	1.20	1.14	1.10	1.06	1.04	1.03	1.03	1.04	1.05	1.07	1.10
132.00	1.23	1.18	1.12	1.07	1.04	1.03	1.03	1.03	1.04	1.06	1.08	1.11
133.00	1.20	1.16	1.10	1.06	1.04	1.03	1.03	1.04	1.05	1.07	1.09	1.11
134.00	1.18	1.13	1.07	1.04	1.03	1.02	1.03	1.04	1.05	1.07	1.09	1.12
135.00	1.16	1.09	1.06	1.04	1.03	1.03	1.03	1.04	1.06	1.08	1.10	1.13
136.00	1.12	1.08	1.05	1.03	1.03	1.03	1.03	1.05	1.06	1.09	1.11	1.14
137.00	1.10	1.06	1.04	1.03	1.03	1.03	1.04	1.05	1.07	1.09	1.12	1.15
138.00	1.08	1.05	1.04	1.03	1.03	1.03	1.04	1.06	1.08	1.10	1.13	1.16
139.00	1.06	1.04	1.03	1.03	1.03	1.04	1.05	1.07	1.09	1.11	1.14	1.17
140.00	1.06	1.04	1.03	1.03	1.03	1.04	1.06	1.07	1.09	1.12	1.15	1.18
141.00	1.05	1.03	1.03	1.03	1.04	1.05	1.07	1.08	1.10	1.13	1.16	1.19
142.00	1.04	1.04	1.03	1.03	1.04	1.05	1.07	1.09	1.11	1.14	1.16	1.20
143.00	1.04	1.03	1.03	1.04	1.05	1.06	1.08	1.10	1.12	1.15	1.17	1.21
144.00	1.04	1.03	1.04	1.04	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18	1.22
145.00	1.04	1.04	1.04	1.05	1.06	1.08	1.10	1.12	1.14	1.17	1.19	1.23

KLEINSTE SICHERHEIT      ETA =    1.02    ---    KREIS NUMMER 109

Programm K R E B I S

Geländebruchuntersuchungen mit kreisförmigen Bruchkörpern und automatischer Variation der Gleitkreise (DIN 4084).



Das Programm berechnet die Gelände- und Böschungsbruchsicherheiten nach KREY/BISHOP. Der Erdwiderstand am Bruchkörperfuß, Sickerwasser, Außenwasser, artesischer Wasserdruck oder -unterdruck und schnelle Wasserspiegelabsenkung, Anker, Erdbebeneinflüsse sowie Strecken-, horizontale und vertikale Einzellasten können erfaßt werden. Eine Automatische Variation des Radius zwischen zwei Randwerten, mit Hilfe von Festpunkten und eines Grundrasters sind möglich. Die Eingabe ist formatfrei. Das Programm sucht den ungünstigsten Gleitkreis wählweise manuell halb- oder vollautomatisch. Die Sicherheiten der untersuchten Kreise sowie die zugehörige Geometrie werden in wählbarem Umfang ausgedruckt und geplottet.

## 1. Berechnungsverfahren nach KREY und BISHOP

Das verwendete Verfahren wurde in [1] von A. Bishop dargestellt. Dort wird die Standsicherheit einer Böschung nach der folgenden Formel ermittelt:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{c_1' \cdot b_1 + (G_1 - U_1 \cdot b_1) \cdot \tan \Phi_1'}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \Phi_1' / \eta} \cdot \sec \alpha_1 \right] + M_R / R}{\sum_{i=1}^n (G_1 \cdot \sin \alpha_1) + M_A / R} \quad (1)$$

Darin bedeuten:

- n [ - ] - Anzahl der Lamellen des Bruchkörpers
- $c_1'$  [kN/m<sup>2</sup>] - Kohäsion in der Gleitfuge der Lamelle i
- $\Phi_1'$  [Grad] - Winkel der inneren Reibung in der Gleitfuge der Lamelle i
- $b_1$  [ m ] - Breite der Lamelle i
- $G_1$  [kN/m] - Gewicht der Lamelle i:  $G_1 = G_{11} + G_{21}$
- $G_{11}$  [kN/m] - Gewicht der Lamelle i oberhalb der Sickerlinie
- $G_{21}$  [kN/m] - Gewicht der Lamelle i unterhalb der Sickerlinie (mit der Wichte wassergesättigt  $\gamma_x = \gamma' + \gamma_w$  berechnet)
- $\gamma'$  [kN/m<sup>3</sup>] - Wichte des Bodens unter Auftrieb
- $\gamma_w$  [kN/m<sup>3</sup>] - Wichte von Wasser (10 kN/m<sup>3</sup>)
- $U_1$  [kN/m<sup>2</sup>] - Porenwasserdruck, der auf die Lamelle i wirkt
- $\alpha_1$  [Grad] - Winkel zwischen der Horizontalen und der Tangente an den Gleitkreis in der Lamelle i
- sec [ - ] - entspricht 1/cos des entsprechenden Winkels
- $M_R$  [kNm/m] - Reaktionsmomente (z.B. Erdwiderstand, Anker)
- $M_A$  [kNm/m] - Aktionsmomente (z.B. Außenwasserdruck, Einzellasten, Erdbeben)
- R [ m ] - Gleitkreisradius
- $\eta$  [ - ] - Standsicherheitsfaktor

[1] Bishop, Alan: The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique 5 (1955), Heft 1, Seite 7/87

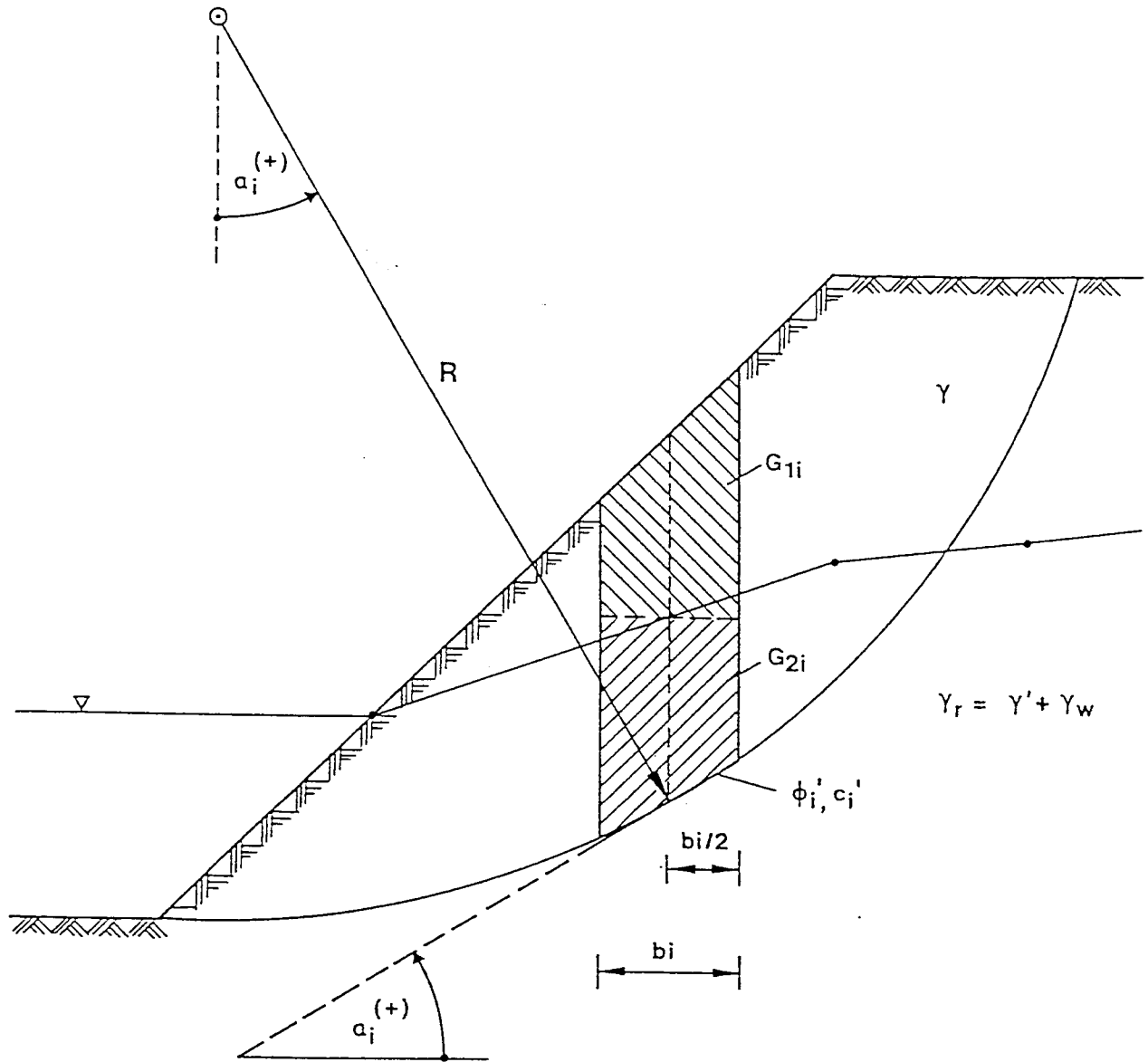


Bild 1: Erläuterung zur KREY/BISHOP-Formel (1)

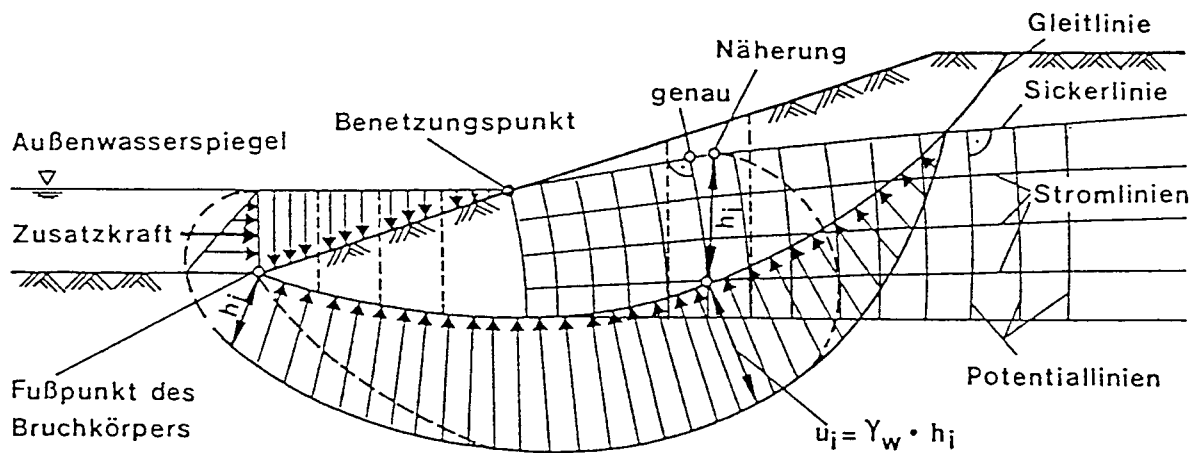


Bild 2: Eintauchende Böschung, Darstellung der Potentiallinien

## 2. Dateneingabe - Datenausgabe

Für die Erfassung der Dateneingabe sind die Eingabe-Vordrucke 1 bis 3 beigelegt. Die verschiedenen eingelesenen Daten werden bei den Computerausdrucken vorab als Echodruck ausgegeben.

Die Kennwerte jedes untersuchten Bruchkörpers werden immer ausgedruckt. Das sind:

- die Koordinaten des Kreismittelpunkts XM, YM
- der Radius RM
- die Abszissen der Randpunkte des Bruchkörpers XANF, XEND
- der Zähler SUTW der KREY-BISHOP-Formel (ohne zusätzliche Aktions-/ Reaktionsmomente)
- der Nenner SUGSIN der KREY-BISHOP-Formel (ohne zusätzliche Aktions-/ Reaktionsmomente)
- SUAKT ... Summe aller Aktionsmomente / RM
- SUREAK ... Summe aller Reaktionsmomente / RM
- RMEP ... Reaktionsmoment aus dem Erdwiderstand am Fuß des Bruchkörpers
- ETAK, ETAB ... Sicherheitsfaktoren ohne/mit Iteration, wobei gilt

$$ETAK, ETAB = (SUTW + SUREAK) / (SUGSIN + SUAKT) \quad (1)$$

Falls der Steuerparameter IAD2  $\geq$  1 gesetzt wird,

- dann wird die eingegebene Geometrie und Belastung (inklusive Bodenkennwerten) geplottet.

Falls der Steuerparameter IAD3 = 1 gesetzt wird, und

- keine Variation der Gleitfugen (IVAM = 0 und IVAR = 0) durchgeführt wird, dann werden die Ergebnisse der einzelnen Rechenschritte für jede Lamelle der untersuchten Kreise tabellarisch ausgedruckt.
- eine Variation der Gleitfugen durchgeführt wird, dann werden die Ergebnisse der einzelnen Rechenschritte für jede Lamelle des ungünstigsten Kreises tabellarisch ausgedruckt.



Dabei sind

Spalte 1: Lamellennummern

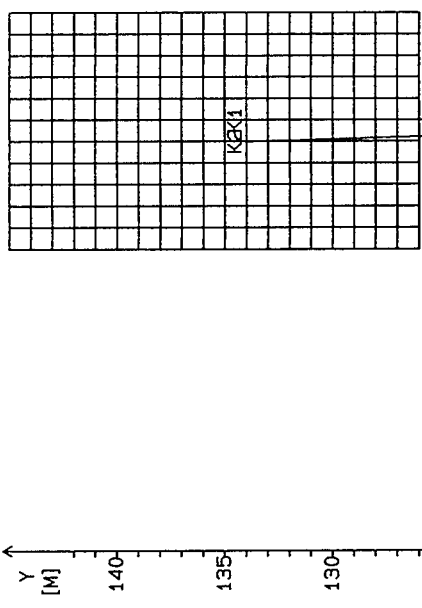
- 2: Lamellenbreite B in (m)
- 3: SIN (ALFA) sin des Neigungswinkels der Bruchfuge an der Lamellenmitte
- 4: COS (ALFA) cos des Neigungswinkels der Bruchfuge an der Lamellenmitte
- 5: Lamellengewicht GEW in (kN/m)
- 6: SIGMAZ in (kN/m<sup>2</sup>) zusätzliche vertikale Spannungen an der Bruchfuge
- 7: Anteil der einzelnen Lamellen zum Nenner der KREY-BISHOP-Formel (ohne zusätzliche Aktionsmomente)
- 8: Ordinaten YSIC der Sickerline in (m) an den Lamellenmitten
- 9: Ordinaten YGLEI der Bruchfuge in (m) an den Lamellenmitten
- 10: Anteil der einzelnen Lamellen zum Aktionsmoment infolge horizontaler Erdbebenbeschleunigung (kNm)
- 11: TAN (FI) Bodenkenngrößen in
- 12: Kohäsion C (kN/m<sup>2</sup>) der Bruchfuge
- 13: U (kN/m<sup>2</sup>) Wasserdruck an der Bruchfuge
- 14: UART (kN/m<sup>2</sup>) Anteil des artesischen Wasserüber- oder/-unterdrucks von U
- 15 - 17: TWO, Anteile der einzelnen Lamellen zum Zähler der TWU, Krey-Bishop-Formel (ohne zusätzliche Aktionsmomente)

Als abschließende Ausgabe erscheint bei automatischer Gleitkreisvariation eine sog. Ergebnismatrix und eine Sicherheitsmatrix nach jedem hydrologischen Zustand.

Die Ergebnismatrix enthält für alle untersuchten Kreismittelpunkte (Anzahl der Mittelpunkte wird ausgedruckt) die Angabe der Sicherheit ETA (nach Bishop), der Mittelpunktkoordinaten XM, YM und des Kreisradius RM.

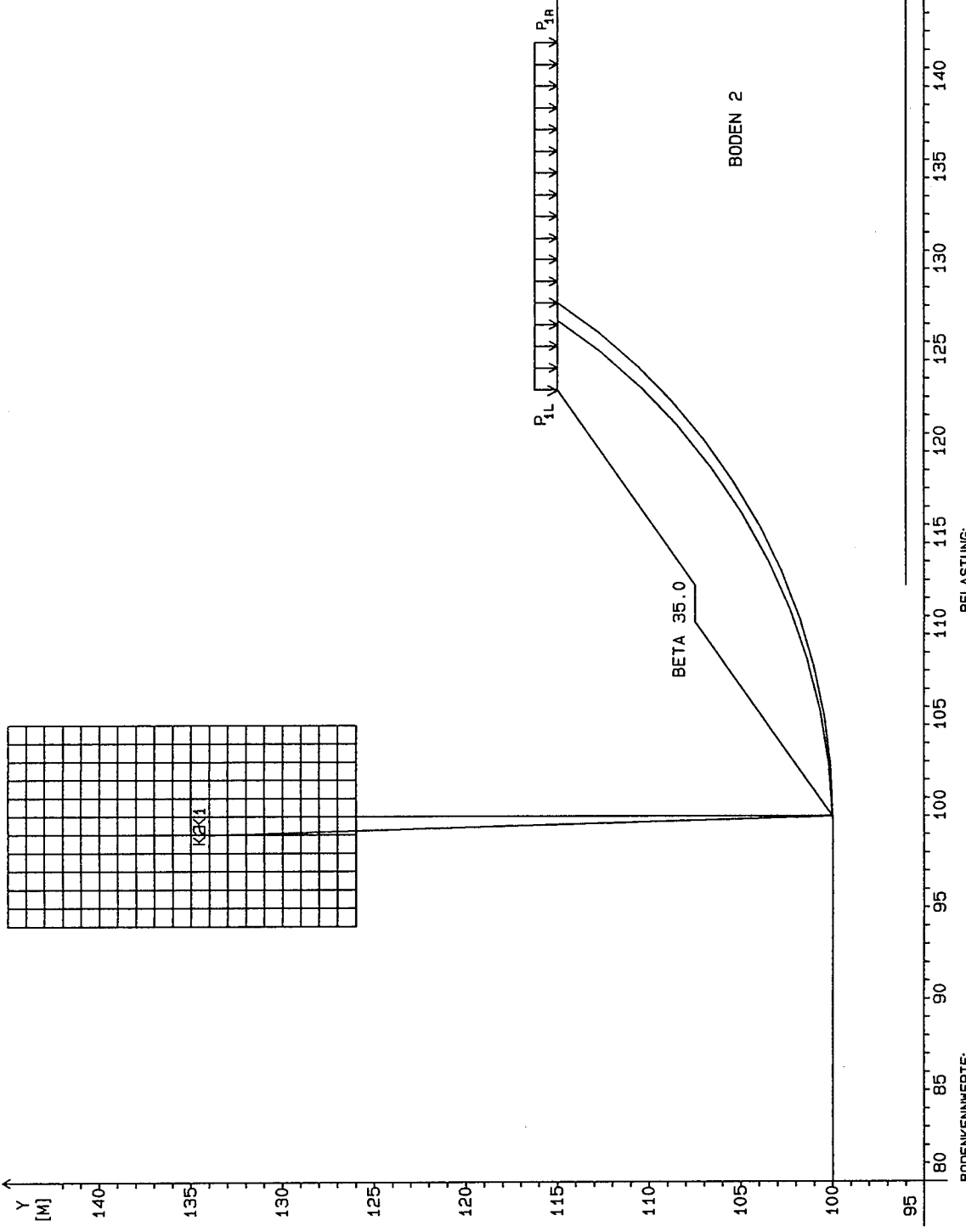
Die Sicherheitsmatrix enthält in x/y-Darstellung das abgearbeitete Grundraster.

Für den Fall, daß die Gleitkreisvariation mit mehreren Festpunkten durchgeführt wurde, also mehrere Kreise die gleichen Koordinaten xm, ym besitzen, wird in der Sicherheitsmatrix der ungünstigste Kreis für jeden Mittelpunkt angegeben.



STANDSICHERHEITSWERTE:

KREIS	XM (M)	YM (M)	R (M)	ETA
K1	100.00	134.00	34.00	1.40
K2	99.00	134.00	34.01	1.40



BELASTUNG:

$P_{1L} = 10.00$  (KN/M<sup>2</sup>),  $P_{1R} = 10.00$  (KN/M<sup>2</sup>),  $\theta_1 = .0$  (°)

BODENKENNWERTE:

BODEN SCHICHT	REIBUNGSWINKEL (°)	KOHÄSION (KN/M <sup>2</sup> )	NICHTE D. F. BODEN (KN/M <sup>3</sup> )	NICHTE D. M. BODEN (KN/M <sup>3</sup> )	PMÄ (-)
1	32.50	.00	18.00	21.00	.00
2	25.00	15.00	19.00	19.00	.00

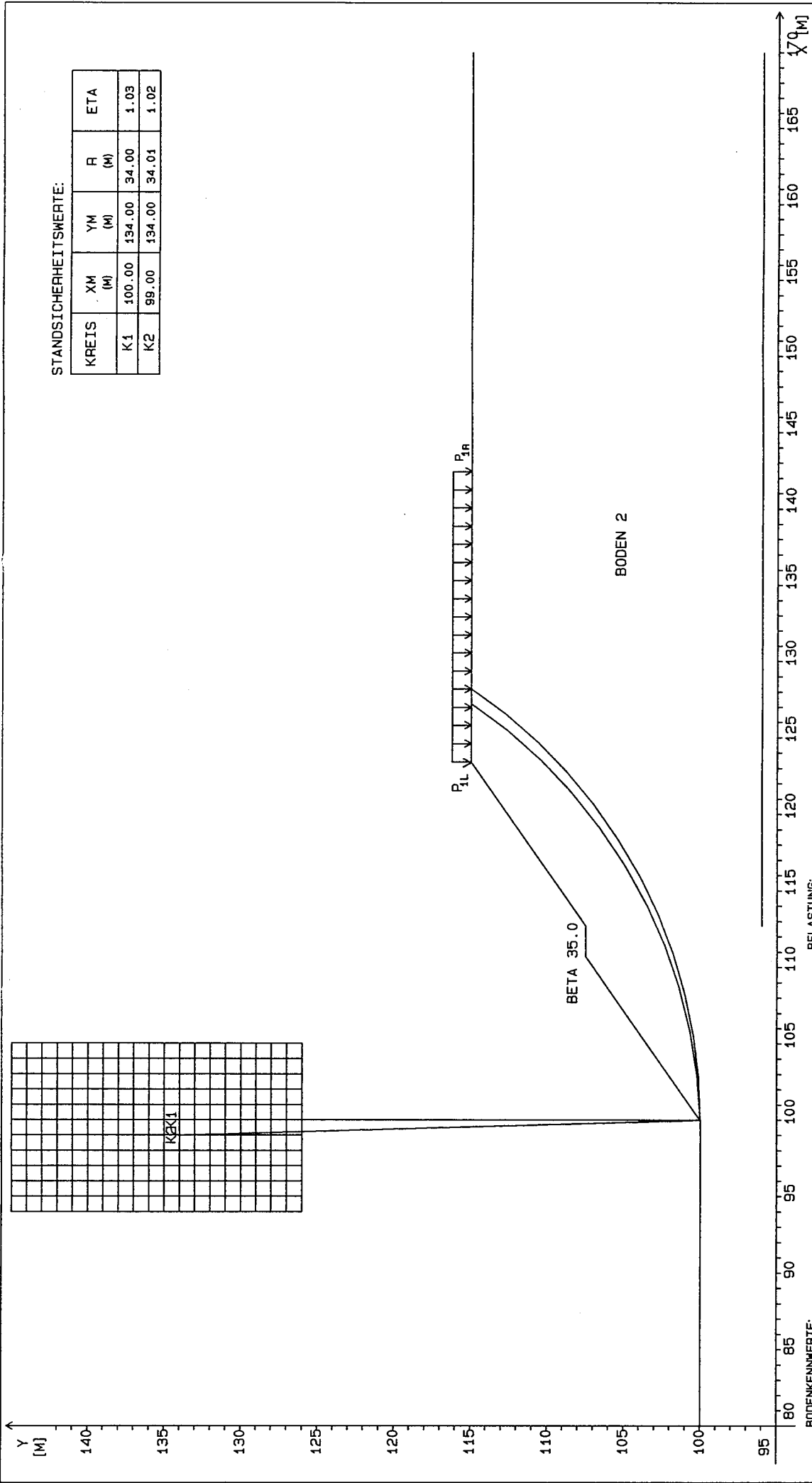
**Bereich Geotechnik**  
**Grundbauinstitut**  
 Landesgewerbeanstalt Bayern

Auftraggeber: Deutsches Institut fuer Bautechnik

Projekt: Sicherheit im Erd- und Grundbau  
 Fall B DIN 1054 (Nov. 1976)

Datum: **QUERSCHNITT**

M = 1: 250 AZ. GG9308818 Anlage 1.17



STANDSICHERHEITSWERTE:

KREIS	XM (M)	YM (M)	R (M)	ETA
K1	100.00	134.00	34.00	1.03
K2	99.00	134.00	34.01	1.02

BELASTUNG:

$P_{1L} = 13.00 \text{ (KN/M}^2\text{)}, P_{1R} = 13.00 \text{ (KN/M}^2\text{)}, \theta_1 = .0 \text{ (}^\circ\text{)}$

BODENKENNWERTE:

BODEN SCHICHT	REIBUNGSWINKEL (°)	KOHÄSION (KN/M²)	WICHTIGKEIT D. F. BODEN (KN/M³)	WICHTIGKEIT D. M. BODEN (KN/M³)	PWA (-)
1	27.01	.00	18.00	21.00	.00
2	20.46	9.38	19.00	19.00	.00

**LGAD**  
 Bereich Geotechnik  
 Grundbauinstitut  
 Landeggemeinschaft Bayern

Auftraggeber: Deutsches Institut fuer Bautechnik

Projekt: Sicherheit im Erd- und Grundbau  
 Fall B  
 DIN V 1054-100

Datum  
 QUERSCHNITT

M = 1: 250  
 AZ. GG930881B  
 Anlage 1.18

## Beispiel 2

# Berechnung einer Winkelstützmauer nach altem und neuem Sicherheitskonzept

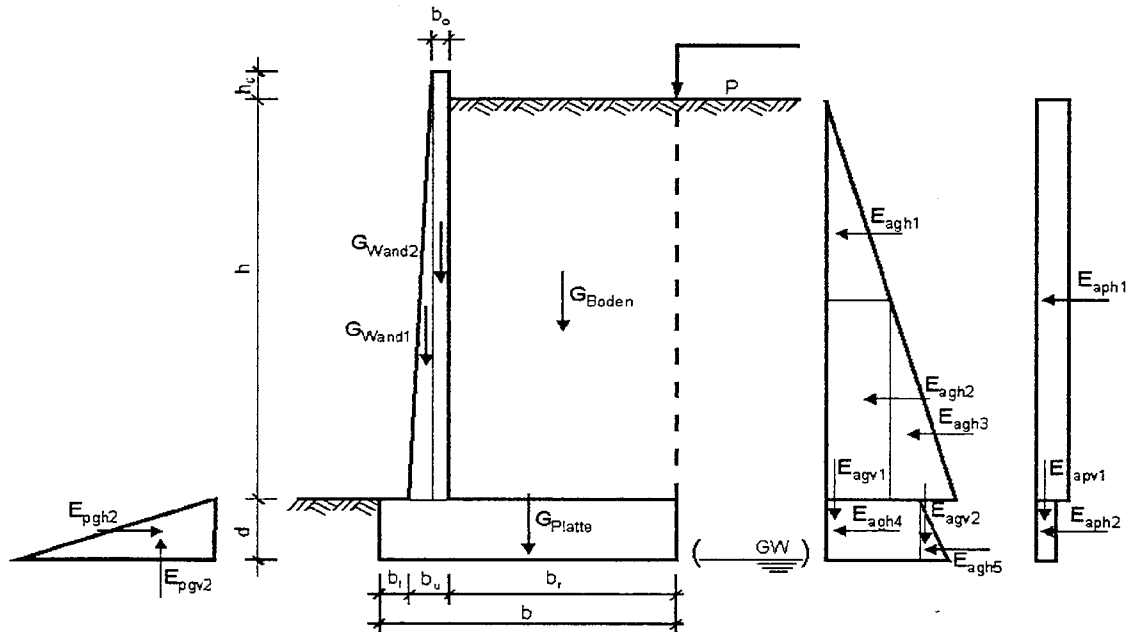
<b>Inhaltsverzeichnis</b>		<b>Seite</b>
		2.1
<b>I Berechnung einer Winkelstützmauer nach dem alten Sicherheitskonzept</b>		
1.0	Berechnung für kohäsionslosen Boden	2.2
1.1	Nachweis der Gleitsicherheit	2.4
1.2	Nachweis der Lage der Resultierenden	2.4
1.3.0	Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Last, kein Grundwasser	2.7
1.3.1	Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Scherparameter, kein Grundwasser	2.9
1.3.2	Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Last, Grundwasser	2.11
1.3.3	Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Scherparameter, Grundwasser	2.12
1.4	Ergebnisse der erdstatischen Berechnungen	2.14
1.5	Bemessung	2.15
2.0	Berechnung für kohäsiven Boden	2.19
2.1	Nachweis der Gleitsicherheit	2.21
2.2	Nachweis der Lage der Resultierenden	2.21
2.3.0	Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Last, kein Grundwasser	2.24
2.3.1	Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Scherparameter, kein Grundwasser	2.26
2.3.2	Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Last, Grundwasser	2.28
2.3.3	Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Scherparameter, Grundwasser	2.29
2.4	Ergebnisse der erdstatischen Berechnungen	2.31
2.5	Bemessung	2.32
<b>II Berechnung einer Winkelstützmauer nach dem neuen Sicherheitskonzept</b>		
1.0	Berechnung für kohäsionslosen Boden	2.37
1.1	Nachweis der Gleitsicherheit	2.39
1.2.1	Nachweis der Lage der Resultierenden, ständige Einwirkungen	2.41
1.2.2	Nachweis der Lage der Resultierenden, ständige und veränderliche Einwirkungen	2.42
1.3.1	Nachweis der Grundbruchsicherheit, kein Grundwasser	2.44
1.3.2	Nachweis der Grundbruchsicherheit, Grundwasser	2.48
1.4	Ergebnisse der erdstatischen Berechnungen	2.51
1.5	Bemessung	2.52
2.0	Berechnung für kohäsiven Boden	2.59
2.1	Nachweis der Gleitsicherheit	2.61
2.2.1	Nachweis der Lage der Resultierenden, ständige Einwirkungen	2.63
2.2.2	Nachweis der Lage der Resultierenden, ständige und veränderliche Einwirkungen	2.64
2.3.1	Nachweis der Grundbruchsicherheit, kein Grundwasser	2.66
2.3.2	Nachweis der Grundbruchsicherheit, Grundwasser	2.70
2.4	Ergebnisse der erdstatischen Berechnungen	2.73
2.5	Bemessung	2.74
Formelzeichen und Indizes		2.81
Ergebnisse der Beispielberechnungen		2.88
Ergebnisse der Parameterstudie für Boden 1 und Boden 2		
Ergebnisübersicht		2.90
Graphische Darstellung der Ergebnisse		2.91

**Zusammenfassung Winkelstützmauer**

<b>1 Berechnungsgrundlagen</b>	<b>2.100</b>
<b>2 Gesuchte Größen</b>	<b>2.101</b>
<b>3 Berechnungen</b>	<b>2.101</b>
<b>4 Zusammenfassung der Ergebnisse, Schlußfolgerungen</b>	<b>2.104</b>
<b>5 Schluß</b>	<b>2.105</b>

# I Berechnung einer Winkelstützmauer nach DIN 1054 11.76

Skizze :



## 1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie und Wichte der Stützmauer:

obere Breite der Wand	$b_o = 0,30 \text{ m}$	Einbindetiefe	$d = 1,15 \text{ m}$
untere Breite der Wand	$b_u = 0,70 \text{ m}$	Höhe der Hinterfüllung	$h = 7,50 \text{ m}$
Breite luftseitiger Sporn	$b_l = 0,50 \text{ m}$	Höhe des Überstandes	$h_o = 0,50 \text{ m}$
Breite erdseitiger Sporn	$b_r = \text{gesuchte Größe}$	Wichte Stahlbeton	$\gamma_b = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi' = 32,5^\circ$   
 Kohäsion  $c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$   
 Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma' = 11,0 \text{ kN/m}^3$

Erddruckbeiwerte:

für $\delta = 0,0^\circ$	$K_{agh} = 0,301$	$K_{ach} = 0,000$	$K_{pgh} = 3,322$	$K_{pch} = 0,000$
für $\delta = \pm 2/3 \varphi$	$K_{agh} = 0,251$	$K_{ach} = 0,000$	$K_{pgh} = 7,152$	$K_{pch} = 0,000$

$\min K_{ah} = 0,200$

tabellarische Ermittlung der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{agh}$	$K_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$K_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,0	3,75	18,50	69,38	0,00	0,301	0,00	0,000	0,00	0,00	0,301	3,01	3,01
3,75				69,38		20,88		0,00	20,88		3,01	23,89
3,75	3,75	18,50	69,38	69,38	0,301	20,88	0,000	0,00	20,88	0,301	3,01	23,89
7,5				138,75		41,76		0,00	41,76		3,01	44,77
7,5	1,15	18,50	21,28	138,75	0,251	34,78	0,000	0,00	34,78	0,251	2,51	37,28
8,65				160,03		40,11		0,00	40,11		2,51	42,61

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$K_{pgh}$	$e_{pgh}$	$K_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
7,5	1,15	18,50	21,275	0,00	7,152	0,00	0,00	0,00	0,00
8,65				21,28		152,15		0,00	152,15

Ermittlung der Erddruckkräfte:

$$\begin{aligned}
 E_{agh1} &= (0,00 + 20,88) \cdot 3,75 / 2 = 39,15 \text{ kN/m} \\
 E_{agh2} &= 20,88 \cdot 3,75 = 78,30 \text{ kN/m} \\
 E_{agh3} &= (41,76 - 20,88) \cdot 3,75 / 2 = 39,15 \text{ kN/m} \\
 E_{agh4} &= 34,78 \cdot 1,15 = 39,99 \text{ kN/m} \\
 E_{agh5} &= (40,11 - 34,78) \cdot 1,15 / 2 = 3,07 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{aph1} &= 3,01 \cdot 7,50 = 22,57 \text{ kN/m} \\
 E_{aph2} &= 2,51 \cdot 1,15 = 2,88 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{agv1} &= 39,99 \cdot \tan ( 21,67^\circ ) = 15,89 \text{ kN/m} \\
 E_{agv2} &= 3,07 \cdot \tan ( 21,67^\circ ) = 1,22 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$E_{apv1} = 2,88 \cdot \tan ( 21,67^\circ ) = 1,15 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 E_{pgh1} &= 0,00 \cdot 1,15 = 0,0 \text{ kN/m} \\
 E_{pgh2} &= (152,15 - 0,00) \cdot 1,15 / 2 = 87,49 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{pgv1} &= 0,00 \cdot \tan ( 21,67^\circ ) = 0,0 \text{ kN/m} \\
 E_{pgv2} &= 87,49 \cdot \tan ( 21,67^\circ ) = 34,76 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Resultierende Horizontalkräfte

$$\begin{aligned}
 \Sigma H_{ag} &= E_{agh1} + E_{agh2} + E_{agh3} + E_{agh4} + E_{agh5} = 199,66 \text{ kN/m} \\
 \Sigma H_{ap} &= E_{aph1} + E_{aph2} = 25,46 \text{ kN/m} \\
 \Sigma H_{pg} &= E_{pgh1} + E_{pgh2} = 87,49 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 1.1 Nachweis der Gleitsicherheit

Ermittlung der Vertikalkräfte zum Nachweis der Gleitsicherheit

Wandgewicht  $G_{Wand}$ :

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} = 88,1 \text{ kN/m}$$

Gewicht des Bodens:

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b_r) \text{ kN/m} = 276,4 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 461,4 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Gleitsicherheit  $\eta_g$ :

(DIN 1054, November 1976, 4.1.3.3, Ortbetonmauer)

$$\Sigma V \cdot \tan \varphi' + \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} = \eta_g \cdot (\Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap}) \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

mit  $\eta_g = 1,5$  ergibt sich  $b_r$  zu 1,99 m  
und damit  $b$  zu 3,19 m

LF	1	2	3
$\eta_g$	1,5	1,35	1,2

## 1.2 Nachweis der Lage der Resultierenden

Lastfall g, ständige Lasten

Momente um den Sohlmittelpunkt:

Hinweise: - linksdrehende Momente sind positiv  
- der Erdwiderstand wird abgemindert mit  $\eta_{Ep} = 2,0$

Momente aus Erddruck und Verkehrslast

$$M_{Eagh} = + 240,8 + 236,9 + 94,0 + 23,0 + 1,2 = 595,8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Eagv} = - (E_{agv1} + E_{agv2}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b_r) = -33,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Epgh} = 0,00 - 33,54 = -33,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Epgv} = - (E_{pgv1} + E_{pgv2}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b_r) = -68,4 \text{ kNm/m}$$

Moment aus Bodeneigengewicht

$$M_{Boden} = - (b_r \cdot h \cdot \gamma) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b) = -227,5 \text{ kNm/m}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$M_{Wand1} = G_{Wand1} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b) = 46,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Wand2} = G_{Wand2} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b) = 52,8 \text{ kNm/m}$$



Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\begin{aligned} \Sigma M &= M_{E_{agh}} + M_{E_{agv}} + (M_{E_{pgh}} + M_{E_{pgv}}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \\ \Sigma M &= f(b) &= 382,5 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

### Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$\begin{aligned} G_{Wand} &= G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte} \\ G_{Wand1} &= (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 &= 38,4 \text{ kN/m} \\ G_{Wand2} &= (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_B &= 57,6 \text{ kN/m} \\ G_{Platte} &= d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B &= f(b) \text{ kN/m} &= 108,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} = 379,2 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 583,5 \text{ kN/m}$$

Lage der Resultierenden in der Sohlfuge

(DIN 1054, November 1976, 4.1.3.1)

$$\begin{aligned} (\text{Summe } M / \text{Summe } V) &= e \leq b / 6 \\ (\text{Summe } M / \text{Summe } V) \cdot 6 / b &\leq 1,00 \end{aligned}$$

mit  $e \leq b / 6$  ergibt sich  $b_r$  zu 2,73 m  
und damit  $b$  zu : 3,93 m

Lastfall  $g + q$ , ständige und veränderliche Lasten

Momente um den Sohlmittelpunkt:

(linksdrehende Momente sind positiv)

Momente aus Erddruck und Verkehrslast

$$\begin{aligned} M_{E_{agh}} &= + 240,8 + 236,9 + 94,0 + 23,0 + 1,2 = 595,8 \text{ kNm/m} \\ M_{E_{aph}} &= + 110,6 + 1,7 = 112,3 \text{ kNm/m} \\ M_{E_{agv}} &= - (E_{agv1} + E_{agv2}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) = -28,2 \text{ kNm/m} \\ M_{E_{apv}} &= - E_{apv1} \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) = -1,9 \text{ kNm/m} \\ M_{E_{pgh}} &= 0,00 - 33,54 = -33,54 = -33,5 \text{ kNm/m} \\ M_{E_{pgv}} &= - (E_{pgv1} + E_{pgv2}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) = -57,3 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

### Moment aus Bodeneigengewicht

$$M_{\text{Boden}} = - (b_r \cdot h \cdot \gamma) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b) = -174,7 \text{ kNm/m}$$

### Momente aus Wandeigengewicht

$$M_{\text{Wand1}} = G_{\text{Wand1}} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b) = 33,9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Wand2}} = G_{\text{Wand2}} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b) = 34,5 \text{ kNm/m}$$

Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\eta_{Ep} = 2,0$$

$$\begin{aligned} \Sigma M &= M_{E_{agh}} + M_{E_{aph}} + M_{E_{agv}} + M_{E_{apv}} + (M_{E_{pgh}} + M_{E_{pgv}}) / \eta_{Ep} + M_{\text{Boden}} + \Sigma M_{\text{Wand}} \\ \Sigma M &= f(b) = 526,3 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

### Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}}$$

$$G_{\text{Wand1}} = (h + h_u) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand2}} = (h + h_u) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Platte}} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} = 91,02 \text{ kN/m}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} = 291,1 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$$\eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma V = G_{\text{Wand}} + G_{\text{Boden}} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 479,0 \text{ kN/m}$$

Lage der Resultierenden in der Sohlfuge

( DIN 1054, November 1976, 4.1.3.1 )

$$(\text{Summe } M / \text{Summe } V) = e \leq b / 3$$

$$(\text{Summe } M / \text{Summe } V) \cdot 3 / b \leq 1,00$$

mit  $e \leq b / 3$  ergibt sich  $b_r$  zu 2,10 m

und damit  $b$  zu : 3,30 m

**1.3.0 Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Last, kein Grundwasser**  
(DIN 4017 T2, 8.1, Aug. 1979)

gewählte Breite $b_r$	:	2,86 m	(DIN 1054, Nov. 1976, 4.1.3.2)
gewählte Bezugsgröße	:	Last	
erforderliche Sicherheit im Lastfall <b>1</b>	:	$\eta_p = 2,0$	

LF	$\eta_p$
1	2,0
2	1,5
3	1,3

$(\eta_p \text{ gilt auch für den Nachweis mit GW in UK-Bauwerkssohle})$

Grundwasser	:	nicht vorhanden
-------------	---	-----------------

**Resultierende rechnerische Horizontalkraft**

$$\Sigma H = \Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap} - \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma H = 181,4 \text{ kN/m} \quad (\eta_{Ep} \text{ gilt für alle Nachweise der Grundbruchsicherheit})$$

$$H_b = \Sigma H * \eta_p = 362,8 \text{ kN/m}$$

**Vertikalkräfte**

**Wandgewicht  $G_W$ :**

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_u) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_u) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} = 112,1 \text{ kN/m}$$

**Bodengewicht  $G_B$ :**

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} = 397,0 \text{ kN/m}$$

**Resultierende rechnerische Vertikalkraft**

$\eta_{Ep} = 2,0$

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 606,0 \text{ kN/m}$$

$$V_b = \Sigma V * \eta_p = f(b) \text{ kN/m} = 1211,9 \text{ kN/m}$$

**Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:**

$$\Sigma M = M_{Eagh} + M_{Eaph} + M_{Eagv} + M_{Eapv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma M(b) = 485,75 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$  :

$$e_b = \Sigma M / \Sigma V = 485,7 / 606,0 = 0,80 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_b = 2,46 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$  :

$$A' = b' \cdot 1 \text{ m} = 2,46 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte

$$v'_b = v'_d = v'_c = 1,0 \quad (\text{Streifenfundament})$$

Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi' / 2) = 24,585$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \varphi' = 15,025$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \varphi' = 37,020$$

Neigungsbeiwerte

(Horizontallast parallel zur kleineren Seite)

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H_b / (V_b + A' \cdot c \cdot \cot \varphi))^3 = 0,494$$

$$\kappa_b = (1 - H_b / (V_b + A' \cdot c \cdot \cot \varphi))^3 = 0,344$$

$$\kappa_c = \kappa_d - (1 - \kappa_d) / (N_d - 1) = 0,472$$

Grundbruchgleichung

$$V_b = A' \cdot \sigma_{\text{Or}} \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad V_b / (A' \cdot \sigma_{\text{Or}}) = 1,00$$

$$\sigma_{\text{Or}} = c \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \kappa_d \cdot v'_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

$$\sigma_{\text{Or}} = 493,40 \text{ kN/m}^2$$

für die gewählte Breite  $b_r = 2,86 \text{ m}$  ergibt sich

$$V_b = 1211,9 \text{ kN}$$

die erforderliche Breite  $b_{\text{eff}}$  ergibt sich zu  $4,06 \text{ m}$ .

**1.3.1 Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Scherparameter, kein Grundwasser**  
(DIN 4017 T2, 8.2, Aug. 1979)

gewählte Breite $b_r$	:	2,91 m	
gewählte Bezugsgröße	:	Scherparameter	
erforderliche Sicherheiten im Lastfall	:	$\eta_r = 1,25$	$\eta_c = 2,00$
zulässige Scherparameter	:	zul $\varphi' = 27,01^\circ$ zul $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$	( $\eta_r$ und $\eta_c$ gelten auch für den Nachweis mit GW in UK - Bauwerksohle)
Grundwasser	:	nicht vorhanden	

Resultierende rechnerische Horizontalkraft

$$\Sigma H = \Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap} - \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma H = 181,38 \text{ kN/m}$$

Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_u) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_u) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} \quad 113,4 \text{ kN/m}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} \quad 403,6 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$\eta_{Ep} = 2,0$

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} \quad 613,9 \text{ kN/m}$$

Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\Sigma M = M_{Eagh} + M_{Eaph} + M_{Eagv} + M_{Eapv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma M(b) = 483,22 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$ :

$$e_b = \Sigma M / \Sigma V = 483,22 / 613,89 = 0,79 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_b = 2,53 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$

$$A' = b' \cdot 1\text{m} = 2,53 \text{ m}^2$$

#### Formbeiwerte

$$v'_b = v'_d = v'_c = 1,0 \quad (\text{Streifenfundament})$$

#### Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \text{zul } \varphi'} \cdot \tan^2(45^\circ + \text{zul } \varphi' / 2) = 13,208$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \text{zul } \varphi' = 6,222$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \text{zul } \varphi' = 23,953$$

#### Neigungsbeiwerte

(Horizontallast parallel zur kleineren Seite)

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H / (V + A' \cdot \text{zul } c \cdot \cot \text{zul } \varphi'))^3 = 0,499$$

$$\kappa_b = (1 - H / (V + A' \cdot \text{zul } c \cdot \cot \text{zul } \varphi'))^3 = 0,350$$

$$\kappa_c = \kappa_d - (1 - \kappa_d) / (N_d - 1) = 0,458$$

#### Grundbruchgleichung

$$V_b = A' \cdot \sigma_{\text{Of}} \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad V_b / (A' \cdot \sigma_{\text{Of}}) = 1,00$$

$$\sigma_{\text{Of}} = \text{zul } c \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \kappa_d \cdot v'_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

$$\sigma_{\text{Of}} = 242,25 \text{ kN/m}^2$$

Für die gewählte Breite  $b_r = 2,91 \text{ m}$  ergibt sich

$$V_b = 613,9 \text{ kN}.$$

Die erforderliche Breite  $b_{\text{erf}}$  ergibt sich zu  $4,11 \text{ m}$ .

**1.3.2 Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Last, Grundwasser**  
(DIN 4017 T2, 8.1, Aug. 1979)

gewählte Breite $b_r$	:	3,13 m
gewählte Bezugsgröße	:	Last
erforderliche Sicherheit im Lastfall	1 :	$\eta_p = 2,0$
Grundwasser	:	in Unterkante Bauwerkssohle

Resultierende rechnerische Horizontalkraft

$$\Sigma H = \Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap} - \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma H = 181,4 \text{ kN/m}$$

$$H_b = \Sigma H \cdot \eta_p = 362,8 \text{ kN/m}$$

Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_u) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_u) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} = 119,5 \text{ kN/m}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} = 434,5 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$\eta_{Ep} = 2,0$

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 650,9 \text{ kN/m}$$

$$V_b = \Sigma V \cdot \eta_p = f(b) \text{ kN/m} = 1301,8 \text{ kN/m}$$

Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\Sigma M = M_{Eagh} + M_{Eaph} + M_{Eagv} + M_{Eapv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma M(b) = 471,42 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$  :

$$e_b = \Sigma M / \Sigma V = 471,4 / 650,9 = 0,72 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_b = 2,88 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche A'

$$A' = b' \cdot 1\text{m} = 2,88 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte

$$v'_b = v'_d = v'_c = 1,0 \quad (\text{Streifenfundament})$$

Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi' / 2) = 24,585$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \varphi' = 15,025$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \varphi' = 37,020$$

Neigungsbeiwerte

( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H_b / (V_b + A' \cdot c \cdot \cot \varphi'))^3 = 0,522$$

$$\kappa_b = (1 - H_b / (V_b + A' \cdot c \cdot \cot \varphi))^3 = 0,375$$

$$\kappa_c = \kappa_d - (1 - \kappa_d) / (N_d - 1) = 0,501$$

Grundbruchgleichung

$$V_b = A' \cdot \sigma_{Of} \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad V_b / (A' \cdot \sigma_{Of}) = 1,00$$

$$\sigma_{Of} = c \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \kappa_d \cdot v'_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

$$\sigma_{Of} = 451,61 \text{ kN/m}^2$$

Für die gewählte Breite  $b_r = 3,13 \text{ m}$  ergibt sich

$$V_b = 1301,8 \text{ kN} .$$

Die erforderliche Breite  $b_{erf}$  ergibt sich zu  $4,33 \text{ m}$  .

### 1.3.3 Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Scherparameter, Grundwasser ( DIN 4017 T2, 8.2, Aug 1979 )

gewählte Breite  $b_r$  : 3,17 m

gewählte Bezugsgröße : Scherparameter

erforderliche Sicherheiten im Lastfall 1 :  $\eta_r = 1,25$   $\eta_c = 2,00$



zulässige Scherparameter : zul  $\phi'$  = 27,01 °  
 : zul c = 0,00 kN/m<sup>2</sup>  
 Grundwasser : in Unterkante Bauwerkssohle

Resultierende rechnerische Horizontalkraft

$$\Sigma H = \Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap} - \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma H = 181,38 \text{ kN/m}$$

Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_u) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} \quad 120,5 \text{ kN/m}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} \quad 439,3 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$\eta_{Ep} = 2,0$

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} \quad 656,7 \text{ kN/m}$$

Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\Sigma M = M_{Eagh} + M_{Eaph} + M_{Eagv} + M_{Eapv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma M(b) = 469,57 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$  :

$$e_b = \Sigma M / \Sigma V = 469,57 / 656,69 = 0,72 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_b = 2,94 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$

$$A' = b' \cdot 1 \text{ m} = 2,94 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte

$$v'_b = v'_d = v'_c = 1,0 \quad (\text{Streifenfundament})$$

### Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \text{zul } \varphi'} \cdot \tan^2(45^\circ + \text{zul } \varphi' / 2) = 13,208$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \text{zul } \varphi' = 6,222$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \text{zul } \varphi' = 23,953$$

### Neigungsbeiwerte

( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H / (V + A' \cdot \text{zul } c \cdot \cot \text{zul } \varphi'))^3 = 0,525$$

$$\kappa_b = (1 - H / (V + A' \cdot \text{zul } c \cdot \cot \text{zul } \varphi'))^3 = 0,379$$

$$\kappa_c = \kappa_d - (1 - \kappa_d) / (N_d - 1) = 0,486$$

### Grundbruchgleichung

$$V_b = A' \cdot \sigma_{\text{Of}} \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad V_b / (A' \cdot \sigma_{\text{Of}}) = 1,00$$

$$\sigma_{\text{Of}} = \text{zul } c \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \kappa_d \cdot v'_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

$$\sigma_{\text{Of}} = 223,69 \text{ kN/m}^2$$

Für die gewählte Breite  $b_r = 3,17 \text{ m}$  ergibt sich

$$V_b = 656,7 \text{ kN}$$

Die erforderliche Breite  $b_{\text{erf}}$  ergibt sich zu  $4,37 \text{ m}$ .

## 1.4 Ergebnisse der erdstatischen Berechnungen

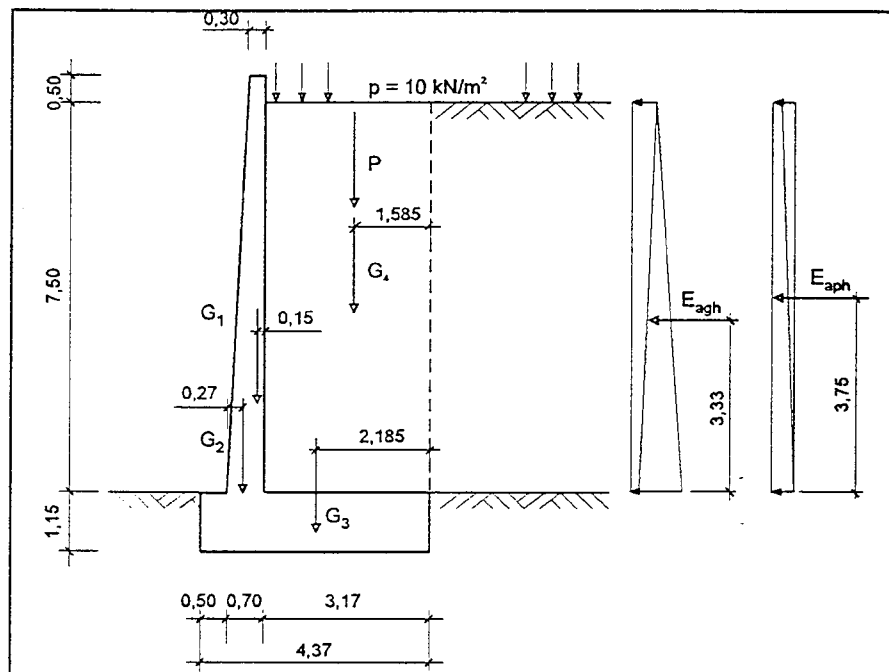
Gleitsicherheit	Kippsicherheit		Grundbruchsicherheit			
	LF g	LF g+p	Bezugsgröße Last		Bezugsgröße Scherparameter	
-	$e \leq b/6$	$e \leq b/3$	GW	kein GW	GW	kein GW
3,19 m	3,93 m	3,30 m	4,33 m	4,06 m	4,37 m	4,11 m

### Angesetzte Sicherheitsbeiwerte

Gleitsicherheit	Kippsicherheit		Grundbruchsicherheit			
			Bezugsgröße Last		Bezugsgröße Scherparameter	
$\eta_g = 1,5$	-		$\eta_p = 2,0$	$\eta_r = 1,25$	$\eta_c = 2,0$	
$\eta_{Ep} = 2,0$	$\eta_{Ep} = 2,0$		$\eta_{Ep} = 2,0$	$\eta_{Ep} = 2,0$		

## 1.5 Bemessung nach DIN 1045

### 1.5.1 System



### 1.5.2 Belastung

Eigengewicht der Wand

$$G_1 = 24,0 \cdot 0,30 \cdot 8,00 = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \cdot 24,0 \cdot 0,40 \cdot 8,00 = 38,4 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Fundamentes

$$G_3 = 24,0 \cdot 1,15 \cdot 4,37 = 120,6 \text{ kN/m}$$

27,6

Eigengewicht des Bodens ( $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_4 = 18,5 \cdot 7,50 \cdot 3,17 = 439,8 \text{ kN/m}$$

138,8

Verkehrslast

$$P = 10,0 \cdot 3,17 = 31,7 \text{ kN/m}$$

aus Erddruck (Trapezförmige Verteilung der Erddrucklast aus Bodeneigengewicht nach DIN 4085/5.9.2)

$$\left. \begin{array}{l} \varphi' = 32,5^\circ \\ \delta_a = \beta = 0^\circ \end{array} \right\} k_{ah} = 0,30$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \cdot 18,5 \cdot 7,50^2 \cdot 0,30 = 156,1 \text{ kN/m}$$

$$E_{aph} = 10,0 \cdot 7,50 \cdot 0,30 = 22,5 \text{ kN/m}$$

### 1.5.3 Schnittgrößen

#### 1.5.3.1 Wand

$$N_{Wand} = 57,6 + 38,4 = 96,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Wand} = 156,1 \cdot 3,33 + 22,5 \cdot 3,75 = 604,2 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{Wand} = 156,1 + 22,5 = 178,6 \text{ kN/m}$$

#### 1.5.3.2 Fundament

Erddruck und Erdwiderstand auf das Fundament (Sporn) werden vernachlässigt !

- Bodenpressung:

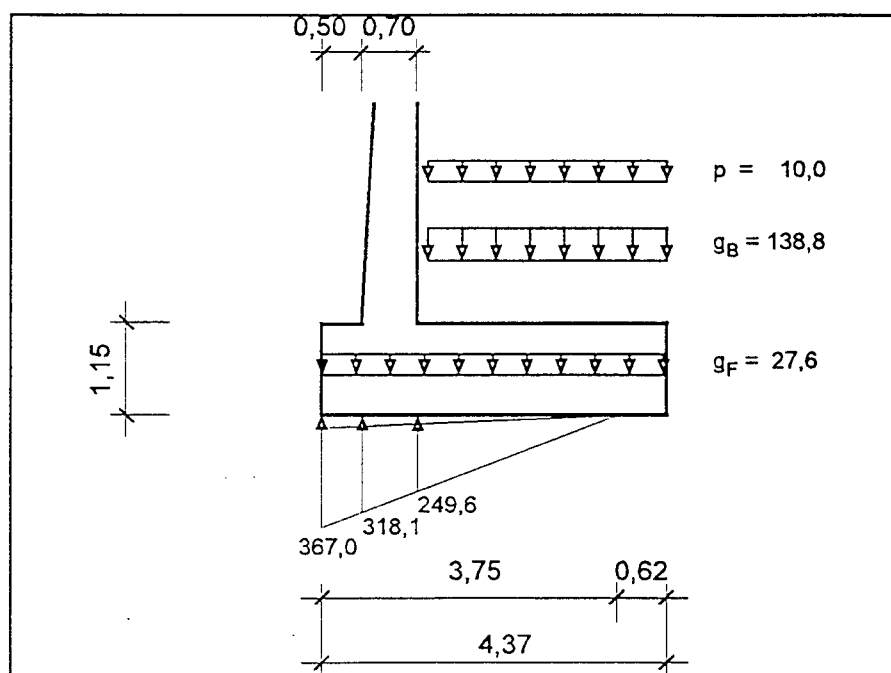
$$\Sigma V = 57,6 + 38,4 + 120,6 + 439,8 + 31,7 = 688,1 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = 57,6 \cdot 1,1350 + 38,4 \cdot 1,4150 - (439,8 + 31,7) \cdot 0,60 + 156,0 \cdot 4,48 + 22,5 \cdot 4,90 = 645,9 \text{ kNm/m}$$

$$e = 645,9 / 688,1 = 0,94 < 4,37 / 3 = 1,46 \text{ m} - \text{klaffende Fuge !}$$

$$c = 4,37 / 2 - 0,94 = 1,25 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot 688,1}{3 \cdot 1,25} = 367,0 \text{ kN/m}^2$$



- Schnittgrößen am Wandanschnitt:

- vorderer Sporn

$$\begin{aligned} \max M_{\text{unten}} &= 367,0 \cdot 0,50^2 / 3 + 318,1 \cdot 0,50^2 / 6 - 27,6 \cdot 0,50^2 / 2 = 40,4 \text{ kNm/m} \\ \max Q &= ((367,0 + 318,1) / 2 - 27,6) \cdot 0,50 = 157,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- hinterer Sporn

$$\begin{aligned} \max M_{\text{oben}} &= 249,6 \cdot 2,55^2 / 6 - (27,6 + 138,8 + 10,0) \cdot 3,17^2 / 2 = -615,8 \text{ kNm/m} \\ \max Q &= 249,6 \cdot 2,55 / 2 - (27,6 + 138,8 + 10,0) \cdot 3,17 = -240,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 1.5.4 Bemessung

B 35 !

##### 1.5.4.1 Wand

- Biegung:

$$\begin{aligned} N_{\text{Bem}} &= 96 \text{ kN/m} \\ M_{\text{Bem}} &= 604,2 + 57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36 = 623 \text{ kNm/m} \\ k_h &= 63 / \sqrt{623} = 2,52 \rightarrow k_s = 3,9 \\ \text{erfas} &= (623 / 63) \cdot 3,9 - 96/28,6 = 35,2 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 20/9) \end{aligned}$$

- Schub:

Ohne Abminderung  $h/2$  vom Auflagerrand !

$$\begin{aligned} \tau_0 &= 0,1786 / (0,85 \cdot 0,63) = 0,33 \text{ MN/m}^2 < 0,62 \cdot 0,60 = 0,37 \\ k_1 &= 0,2 / 0,70 + 0,33 = 0,62 \end{aligned}$$

→ keine Schubbewehrung erforderlich !

- Rißbreitenbeschränkung:

- zentrischer Zwang aus Hydratation

Mindestbewehrung:  $\mu_z = k_o \cdot \beta_{bz} / \sigma_s$

$$\begin{aligned} k_o &= 1,0 \text{ (zentr. Zwang)} \\ \beta_{bzw} &= 0,5 \cdot 0,25 \cdot 35^{2/3} = 1,34 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$\phi = \phi_{\text{Tab}} \cdot \beta_{bzw} / 2,1 \cdot [d / (10(d-h))] \geq \phi_{\text{Tab}} \cdot \beta_{bzw} / 2,1$$

$$\begin{aligned} \beta_{bzw} / 2,1 &= 1,34 / 2,1 = 0,64 \\ d / (10(h-d)) &= 70 / (10(70-64)) = 1,17 \end{aligned}$$

gew.:  $\phi 16 \text{ mm}$

$$\phi_{\text{Tab}} = 16 / (0,64 \cdot 1,17) = 21,4 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s = 193 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu_z = 1,0 \cdot 1,34 / 193 = 0,00694$$

$$\text{erfas} = 0,00694 \cdot 70 \cdot 100 = 48,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Biegung unter häufig wirkender Last

$$M_d = 156,1 \cdot 3,33 = 519,8 \text{ kNm/m}$$

$$N_d = -96,0 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{sd} = 519,8 + 57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36 = 538,2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi_{20/9} \hat{=} 34,9 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sd} = (0,5382 / (0,9 \cdot 0,63) - 0,0960) / 34,9 \cdot 10^4 \approx 244 \text{ MN/m}^2$$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$d / (10(d-h)) = 70 / (10(70-63)) = 1$$

$$\rightarrow \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 15,6 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

aus Tab. 15, Zeile 3

$$\rightarrow s_{\text{max}} = 14,5 \text{ an} > 9 \text{ cm}$$

- Nach den Diagrammen zur direkten Bemessung von Meyer

a) Zentr. Zwang aus Hydratation

$$B35/w_{\text{cal}} = 0,25 \text{ mm} / c = 5 \text{ cm}$$

Diagramm 1.1.1 - 55

$$d = 0,70 \text{ m} / d' = 0,62 \text{ m}$$

$$\phi_{16} \text{ mm} \rightarrow a_{\text{si}} = a_{\text{sa}} = 14,2 \text{ cm}^2/\text{m je Seite}$$

b) Biegung inf. Lastbeanspruchung

$$B35 / w_{\text{cal}} = 0,25 \text{ mm} / c = 8 \text{ cm}$$

Diagramm 2.1.2 - 11

$$\sigma_{sd} = 244 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu = 34,9 / (70 \cdot 100) = 0,50 \%$$

$$\rightarrow \phi_{\text{Grenz}} \approx 16 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

#### 1.5.4.2 Fundament

Der vordere Sporn ist ohne weitere Bemessung mit der abgebogenen Wandbewehrung ausreichend bewehrt. Der hintere Sporn wird für Biegung (obere Fundamentbewehrung) und Schub bemessen.

- Biegung:

$$k_h = 108 / \sqrt{615,8} = 4,35 \rightarrow k_s = 3,7$$

$$\text{erfa}_{\text{s,oben}} = (615,7 / 108) \cdot 3,7 = 21,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Schub:

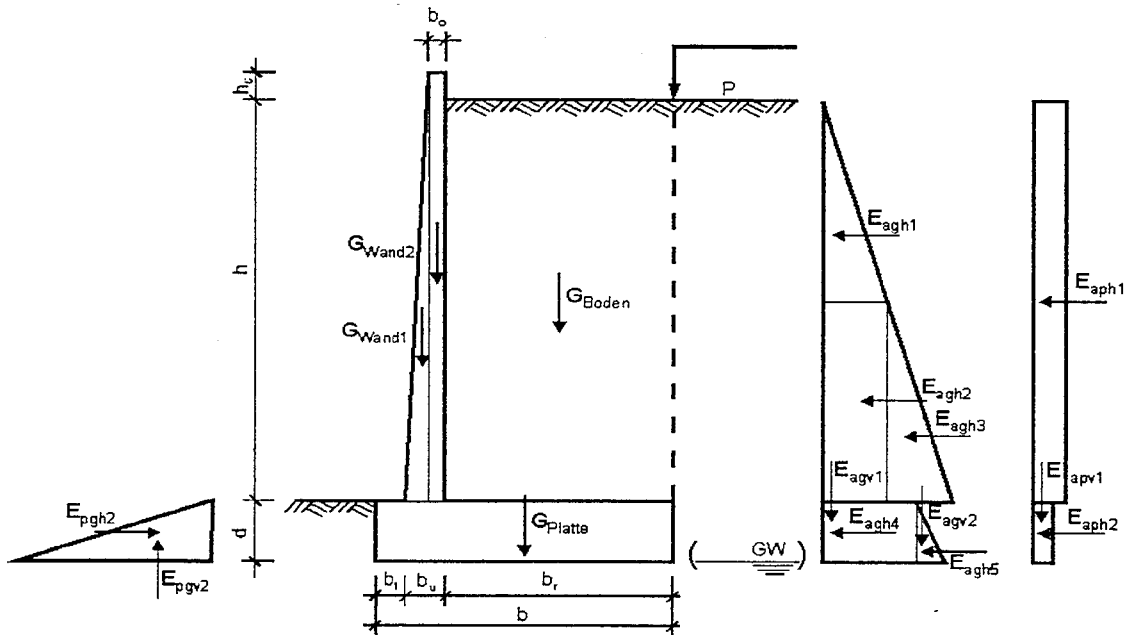
$$\tau_0 = 0,2409 / (0,85 \cdot 1,08) = 0,26 \text{ MN/m}^2 < 0,50 \cdot 0,60 = 0,30$$

$$k_1 = 0,2 / 1,15 + 0,33 = 0,50$$

→ keine Schubbewehrung erforderlich !

# I Berechnung einer Winkelstützmauer nach DIN 1054 11.76

Skizze :



## 2.0 Berechnung für kohäsiven Boden

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie und Wichte der Stützmauer:

obere Breite der Wand	$b_o = 0,30 \text{ m}$	Einbindetiefe	$d = 1,15 \text{ m}$
untere Breite der Wand	$b_u = 0,70 \text{ m}$	Höhe der Hinterfüllung	$h = 7,50 \text{ m}$
Breite luftseitiger Sporn	$b_l = 0,50 \text{ m}$	Höhe des Überstandes	$h_o = 0,50 \text{ m}$
Breite erdseitiger Sporn	$b_r = \text{gesuchte Größe}$	Wichte Stahlbeton	$\gamma_b = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi' = 25,0^\circ$   
 Kohäsion  $c = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$   
 Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$

Erddruckbeiwerte:

für $\delta = 0,0^\circ$	$K_{agh} = 0,406$	$K_{ach} = 1,274$	$K_{pgh} = 2,464$	$K_{pch} = 3,139$
für $\delta = \pm 2/3 \varphi$	$K_{agh} = 0,346$	$K_{ach} = 1,043$	$K_{pgh} = 3,908$	$K_{pch} = 5,180$

min  $K_{ah} = 0,200$

tabellarische Ermittlung der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{agh}$	$K_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$K_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,0				0,00		0,00		-19,11	-19,11		4,06	-15,05
4,89	4,89	19,00	92,84	92,84	0,406	37,68	1,274	-19,11	18,57	0,406	4,06	22,63
4,89				92,84		37,68		-19,11	18,57		4,06	22,63
7,5	2,61	19,00	49,66	142,50	0,406	57,83	1,274	-19,11	38,72	0,406	4,06	42,78
7,5				142,50		57,83		-19,11	38,72		4,06	42,78
8,65	1,15	19,00	21,85	164,35	0,346	49,26	1,043	-15,65	33,61	0,346	3,46	37,07
8,65				164,35		49,26		-15,65	33,61		3,46	37,07
8,65				164,35		56,81		-15,65	41,16		3,46	44,62

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$K_{pgh}$	$e_{pgh}$	$K_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
7,5				0,00		0,00		77,70	77,70
8,65	1,15	19,00	21,85	21,85	3,908	85,39	5,18	77,70	163,10

Ermittlung der Erddruckkräfte:

$$\begin{aligned}
 E_{agh1} &= (0,00 + 18,57) \cdot 4,89 / 2 = 45,37 \text{ kN/m} \\
 E_{agh2} &= 18,57 \cdot 2,61 = 48,53 \text{ kN/m} \\
 E_{agh3} &= (38,72 - 18,57) \cdot 2,61 / 2 = 26,34 \text{ kN/m} \\
 E_{agh4} &= 33,61 \cdot 1,15 = 38,65 \text{ kN/m} \\
 E_{agh5} &= (41,16 - 33,61) \cdot 1,15 / 2 = 4,34 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{aph1} &= 4,06 \cdot 7,50 = 30,44 \text{ kN/m} \\
 E_{aph2} &= 3,46 \cdot 1,15 = 3,97 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{agv1} &= 38,65 \cdot \tan(16,67^\circ) = 11,57 \text{ kN/m} \\
 E_{agv2} &= 4,34 \cdot \tan(16,67^\circ) = 1,30 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$E_{apv1} = 3,97 \cdot \tan(16,67^\circ) = 1,19 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 E_{pgh1} &= 77,70 \cdot 1,15 = 89,4 \text{ kN/m} \\
 E_{pgh2} &= (163,10 - 77,70) \cdot 1,15 / 2 = 49,10 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{pgv1} &= 89,36 \cdot \tan(16,67^\circ) = 26,8 \text{ kN/m} \\
 E_{pgv2} &= 49,10 \cdot \tan(16,67^\circ) = 14,70 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Resultierende Horizontalkräfte

$$\begin{aligned}
 \Sigma H_{ag} &= E_{agh1} + E_{agh2} + E_{agh3} + E_{agh4} + E_{agh5} = 163,23 \text{ kN/m} \\
 \Sigma H_{ap} &= E_{aph1} + E_{aph2} = 34,41 \text{ kN/m} \\
 \Sigma H_{pg} &= E_{pgh1} + E_{pgh2} = 138,46 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



## 2.1 Nachweis der Gleitsicherheit

Ermittlung der Vertikalkräfte zum Nachweis der Gleitsicherheit

Wandgewicht  $G_{Wand}$  :

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} = 92,3 \text{ kN/m}$$

Gewicht des Bodens:

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b_r) \text{ kN/m} = 305,6 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 487,3 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Gleitsicherheit  $\eta_g$  :

(DIN 1054, November 1976, 4.1.3.3, Ortbetonmauer)

$$\Sigma V \cdot \tan \varphi' + \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} = \eta_g \cdot (\Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap}) \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

mit  $\eta_g = 1,5$  ergibt sich  $b_r$  zu 2,14 m  
und damit  $b$  zu 3,34 m

LF	1	2	3
$\eta_g$	1,5	1,35	1,2

## 2.2 Nachweis der Lage der Resultierenden

Lastfall g, ständige Lasten

Momente um den Sohlmittelpunkt:

Hinweise: - linksdrehende Momente sind positiv  
- der Erdwiderstand wird abgemindert mit  $\eta_{Ep} = 2,0$

Momente aus Erddruck und Verkehrslast

$$M_{Eagh} = + 244,6 + 119,2 + 53,2 + 22,2 + 1,7 = 441,0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Eagv} = - (E_{agv1} + E_{agv2}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b_r) = -20,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Epgh} = -51,38 - 18,82 = -70,2 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Epgv} = - (E_{pgv1} + E_{pgv2}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b_r) = -66,2 \text{ kNm/m}$$

Moment aus Bodeneigengewicht

$$M_{Boden} = - (b_r \cdot h \cdot \gamma) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b) = -170,5 \text{ kNm/m}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$M_{Wand1} = G_{Wand1} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b) = 31,9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Wand2} = G_{Wand2} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b) = 31,5 \text{ kNm/m}$$

Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\begin{aligned} \Sigma M &= M_{Eagh} + M_{Eagv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \\ \Sigma M &= f(b) &= 245,1 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

### Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$\begin{aligned} G_{Wand} &= G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte} \\ G_{Wand1} &= (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 &= 38,4 \text{ kN/m} \\ G_{Wand2} &= (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_B &= 57,6 \text{ kN/m} \\ G_{Platte} &= d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B &= f(b) \text{ kN/m} &= 88,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} = 284,2 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 460,5 \text{ kN/m}$$

Lage der Resultierenden in der Sohlfuge

(DIN 1054, November 1976, 4.1.3.1)

$$\begin{aligned} (\text{Summe } M / \text{Summe } V) &= e \leq b / 6 \\ (\text{Summe } M / \text{Summe } V) \cdot 6 / b &\leq 1,00 \end{aligned}$$

mit  $e \leq b / 6$  ergibt sich  $b_r$  zu 1,99 m  
und damit  $b$  zu : 3,19 m

Lastfall  $g + q$ , ständige und veränderliche Lasten

Momente um den Sohlmittelpunkt:

(linksdrehende Momente sind positiv)

Momente aus Erddruck und Verkehrslast

$$\begin{aligned} M_{Eagh} &= + 244,6 + 119,2 + 53,2 + 22,2 + 1,7 = &= 441,0 \text{ kNm/m} \\ M_{Eaph} &= + 149,2 + 2,3 &= 151,4 \text{ kNm/m} \\ M_{Eagv} &= -(E_{agv1} + E_{agv2}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 &= f(b) &= -18,9 \text{ kNm/m} \\ M_{Eapv} &= -E_{apv1} \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 &= f(b) &= -1,7 \text{ kNm/m} \\ M_{Epgv} &= -51,38 - 18,82 &= &= -70,2 \text{ kNm/m} \\ M_{Epgv} &= -(E_{pgv1} + E_{pgv2}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 &= f(b) &= -60,9 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

### Moment aus Bodeneigengewicht

$$M_{\text{Boden}} = - (b_r \cdot h \cdot \gamma) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b) = -148,5 \text{ kNm/m}$$

### Momente aus Wandeigengewicht

$$M_{\text{Wand1}} = G_{\text{Wand1}} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b) = 26,9 \text{ kNm/m}$$
$$M_{\text{Wand2}} = G_{\text{Wand2}} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b) = 24,1 \text{ kNm/m}$$

### Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\eta_{\text{Ep}} = 2,0$$

$$\Sigma M = M_{\text{Eagh}} + M_{\text{Eaph}} + M_{\text{Eagv}} + M_{\text{Eapv}} + (M_{\text{Epgv}} + M_{\text{Eppv}}) / \eta_{\text{Ep}} + M_{\text{Boden}} + \Sigma M_{\text{Wand}}$$
$$\Sigma M = f(b) = 408,8 \text{ kNm/m}$$

### Vertikalkräfte

#### Wandgewicht $G_W$ :

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}}$$

$$G_{\text{Wand1}} = (h + h_u) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand2}} = (h + h_u) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Platte}} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} = 81,04 \text{ kN/m}$$

#### Bodengewicht $G_B$ :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} = 247,4 \text{ kN/m}$$

### Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$$\eta_{\text{Ep}} = 2,0$$

$$\Sigma V = G_{\text{Wand}} + G_{\text{Boden}} + \Sigma E_{\text{agv}} + E_{\text{apv1}} - \Sigma E_{\text{pgv}} / \eta_{\text{Ep}} = f(b) \text{ kN/m} = 417,8 \text{ kN/m}$$

### Lage der Resultierenden in der Sohlfuge

( DIN 1054, November 1976, 4.1.3.1 )

$$( \text{Summe } M / \text{Summe } V ) = e \leq b / 3$$
$$( \text{Summe } M / \text{Summe } V ) \cdot 3 / b \leq 1,00$$

mit  $e \leq b / 3$  ergibt sich  $b_r$  zu 1,74 m  
und damit  $b$  zu : 2,94 m

**2.3.0 Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Last kein Grundwasser**  
(DIN 4017 T2, 8.1, Aug. 1979)

gewählte Breite $b_r$	:	2,67 m	(DIN 1054, Nov. 1976, 4.1.3.2)								
gewählte Bezugsgröße	:	Last									
erforderliche Sicherheit im Lastfall <b>1</b>	:	$\eta_p = 2,0$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>LF</th> <th><math>\eta_p</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1,3</td> </tr> </tbody> </table>	LF	$\eta_p$	1	2,0	2	1,5	3	1,3
LF	$\eta_p$										
1	2,0										
2	1,5										
3	1,3										
( $\eta_p$ gilt auch für den Nachweis mit GW in UK-Bauwerkssohle)											
Grundwasser	:	nicht vorhanden									

Resultierende rechnerische Horizontalkraft

$$\Sigma H = \Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap} - \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma H = 128,4 \text{ kN/m} \quad (\eta_{Ep} \text{ gilt für alle Nachweise der Grundbruchsicherheit})$$

$$H_b = \Sigma H * \eta_p = 256,8 \text{ kN/m}$$

Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} = 106,7 \text{ kN/m}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} = 380,0 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$\eta_{Ep} = 2,0$

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 576,1 \text{ kN/m}$$

$$V_b = \Sigma V * \eta_p = f(b) \text{ kN/m} = 1152,1 \text{ kN/m}$$

Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\Sigma M = M_{Eagh} + M_{Eaph} + M_{Eagv} + M_{Eapv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma M(b) = 357,74 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$  :

$$e_b = \Sigma M / \Sigma V = 357,7 / 576,1 = 0,62 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_b = 2,62 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$  :

$$A' = b' \cdot 1 \text{ m} = 2,62 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte

$$v'_b = v'_d = v'_c = 1,0 \quad (\text{Streifenfundament})$$

Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi' / 2) = 10,662$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \varphi' = 4,506$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \varphi' = 20,721$$

Neigungsbeiwerte

( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H_b / (V_b + A' \cdot c \cdot \cot \varphi))^3 = 0,624$$

$$\kappa_b = (1 - H_b / (V_b + A' \cdot c \cdot \cot \varphi))^3 = 0,497$$

$$\kappa_c = \kappa_d - (1 - \kappa_d) / (N_d - 1) = 0,585$$

Grundbruchgleichung

$$V_b = A' \cdot \sigma_{\text{Orf}} \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad V_b / (A' \cdot \sigma_{\text{Orf}}) = 1,00$$

$$\sigma_{\text{Orf}} = c \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \kappa_d \cdot v'_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

$$\sigma_{\text{Orf}} = 439,08 \text{ kN/m}^2$$

für die gewählte Breite  $b_r = 2,67 \text{ m}$  ergibt sich

$$V_b = 1152,1 \text{ kN}$$

die erforderliche Breite  $b_{\text{erf}}$  ergibt sich zu  $3,87 \text{ m}$ .

**2.3.1 Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Scherparameter kein Grundwasser**  
(DIN 4017 T2, 8.2, Aug. 1979)

gewählte Breite $b_r$	:	2,74 m	
gewählte Bezugsgröße	:	Scherparameter	
erforderliche Sicherheiten im Lastfall	1 :	$\eta_r = 1,25$	$\eta_c = 2,00$
zulässige Scherparameter		zul $\varphi' = 20,46^\circ$ zul $c = 7,50 \text{ kN/m}^2$	( $\eta_r$ und $\eta_c$ gelten auch für den Nachweis mit GW in UK - Bauwerksohle)
Grundwasser	:	nicht vorhanden	

Resultierende rechnerische Horizontalkraft

$$\Sigma H = \Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap} - \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma H = 128,41 \text{ kN/m}$$

Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$\begin{aligned} G_{Wand1} &= (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 &= & 38,4 \text{ kN/m} \\ G_{Wand2} &= (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_B &= & 57,6 \text{ kN/m} \\ G_{Platte} &= d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B &= & f(b) \text{ kN/m} \quad 108,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} \quad 390,5 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$$\eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} \quad 588,5 \text{ kN/m}$$

Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\Sigma M = M_{Eagh} + M_{Eaph} + M_{Eagv} + M_{Eapv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma M(b) = 353,72 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$  :

$$e_b = \Sigma M / \Sigma V = 353,72 / 588,53 = 0,60 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_b = 2,74 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$

$$A' = b' \cdot 1\text{m} = 2,74 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte

$$v'_b = v'_d = v'_c = 1,0 \quad (\text{Streifenfundament})$$

Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \text{zul } \varphi'} \cdot \tan^2(45^\circ + \text{zul } \varphi' / 2) = 6,698$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \text{zul } \varphi' = 2,125$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \text{zul } \varphi' = 15,273$$

Neigungsbeiwerte

( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H / (V + A' \cdot \text{zul } c \cdot \cot \text{zul } \varphi'))^3 = 0,637$$

$$\kappa_b = (1 - H / (V + A' \cdot \text{zul } c \cdot \cot \text{zul } \varphi'))^3 = 0,513$$

$$\kappa_c = \kappa_d - (1 - \kappa_d) / (N_d - 1) = 0,573$$

Grundbruchgleichung

$$V_b = A' \cdot \sigma_{\text{of}} \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad V_b / (A' \cdot \sigma_{\text{of}}) = 1,00$$

$$\sigma_{\text{of}} = \text{zul } c \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \kappa_d \cdot v'_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

$$\sigma_{\text{of}} = 215,54 \text{ kN/m}^2$$

Für die gewählte Breite  $b_f = 2,74 \text{ m}$  ergibt sich

$$V_b = 588,5 \text{ kN} .$$

Die erforderliche Breite  $b_{\text{eff}}$  ergibt sich zu  $3,94 \text{ m}$  .

**2.3.2 Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Last Grundwasser**  
( DIN 4017 T2, 8.1, Aug. 1979 )

gewählte Breite $b_r$	:	2,96 m
gewählte Bezugsgröße	:	Last
erforderliche Sicherheit im Lastfall	1 :	$\eta_p = 2,0$
Grundwasser	:	in Unterkante Bauwerkssohle

Resultierende rechnerische Horizontalkraft

$$\Sigma H = \Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap} - \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma H = 128,4 \text{ kN/m}$$

$$H_b = \Sigma H \cdot \eta_p = 256,8 \text{ kN/m}$$

Vertikalkräfte

Wandgewicht  $G_W$ :

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} = 114,8 \text{ kN/m}$$

Bodengewicht  $G_B$ :

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} = 421,8 \text{ kN/m}$$

Resultierende rechnerische Vertikalkraft

$\eta_{Ep} = 2,0$

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} = 626,0 \text{ kN/m}$$

$$V_b = \Sigma V \cdot \eta_p = f(b) \text{ kN/m} = 1251,9 \text{ kN/m}$$

Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:

$$\Sigma M = M_{Eagh} + M_{Eaph} + M_{Eagv} + M_{Eapv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma M(b) = 341,64 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$  :

$$e_b = \Sigma M / \Sigma V = 341,6 / 626,0 = 0,55 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_b = 3,07 \text{ m}$$



rechnerische Grundfläche A'

$$A' = b' \cdot 1\text{m} = 3,07 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte

$$v'_b = v'_d = v'_c = 1,0 \quad (\text{Streifenfundament})$$

Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi' / 2) = 10,662$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \varphi' = 4,506$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \varphi' = 20,721$$

Neigungsbeiwerte

(Horizontallast parallel zur kleineren Seite)

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H_b / (V_b + A' \cdot c \cdot \cot \varphi))^3 = 0,651$$

$$\kappa_b = (1 - H_b / (V_b + A' \cdot c \cdot \cot \varphi))^3 = 0,531$$

$$\kappa_c = \kappa_d - (1 - \kappa_d) / (N_d - 1) = 0,615$$

Grundbruchgleichung

$$V_b = A' \cdot \sigma_{\text{Of}} \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad V_b / (A' \cdot \sigma_{\text{Of}}) = 1,00$$

$$\sigma_{\text{Of}} = c \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \kappa_d \cdot v'_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

$$\sigma_{\text{Of}} = 409,13 \text{ kN/m}^2$$

Für die gewählte Breite  $b_r = 2,96 \text{ m}$  ergibt sich

$$V_b = 1251,9 \text{ kN}.$$

Die erforderliche Breite  $b_{\text{erf}}$  ergibt sich zu  $4,16 \text{ m}$ .

### 2.3.3 Berechnung der Grundbruchsicherheit, Bezugsgröße Scherparameter Grundwasser (DIN 4017 T2, 8.2, Aug 1979)

gewählte Breite  $b_r$  : 3,05 m

gewählte Bezugsgröße : Scherparameter

erforderliche Sicherheiten im Lastfall 1 :  $\eta_r = 1,25$        $\eta_c = 2,00$

zulässige Scherparameter : zul  $\phi'$  = 20,46 °  
 : zul  $c$  = 7,50 kN/m<sup>2</sup>

Grundwasser : in Unterkante Bauwerkssohle

**Resultierende rechnerische Horizontalkraft**

$$\Sigma H = \Sigma H_{ag} + \Sigma H_{ap} - \Sigma H_{pg} / \eta_{Ep} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma H = 128,41 \text{ kN/m}$$

**Vertikalkräfte**

**Wandgewicht  $G_W$ :**

$$G_{Wand} = G_{Wand1} + G_{Wand2} + G_{Platte}$$

$$G_{Wand1} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_B / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{Wand2} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_B = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{Platte} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_B = f(b) \text{ kN/m} \quad 117,4 \text{ kN/m}$$

**Bodengewicht  $G_B$ :**

$$G_{Boden} = b_r \cdot h \cdot \gamma = f(b) \text{ kN/m} \quad 435,2 \text{ kN/m}$$

**Resultierende rechnerische Vertikalkraft  $\eta_{Ep} = 2,0$**

$$\Sigma V = G_{Wand} + G_{Boden} + \Sigma E_{agv} + E_{apv1} - \Sigma E_{pgv} / \eta_{Ep} = f(b) \text{ kN/m} \quad 641,9 \text{ kN/m}$$

**Resultierendes rechnerisches Moment um den Sohlmittelpunkt:**

$$\Sigma M = M_{Eagh} + M_{Eaph} + M_{Eagv} + M_{Eapv} + (M_{Epgv} + M_{Epgv}) / \eta_{Ep} + M_{Boden} + \Sigma M_{Wand} \quad \eta_{Ep} = 2,0$$

$$\Sigma M(b) = 336,50 \text{ kNm/m}$$

**rechnerische Breite  $b'$  :**

$$e_b = \Sigma M / \Sigma V = 336,50 / 641,89 = 0,52 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_b = 3,21 \text{ m}$$

**rechnerische Grundfläche  $A'$**

$$A' = b' \cdot 1 \text{ m} = 3,21 \text{ m}^2$$

**Formbeiwerte**

$$v'_b = v'_d = v'_c = 1,0 \quad (\text{Streifenfundament})$$

### Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \text{zul } \varphi'} \cdot \tan^2(45^\circ + \text{zul } \varphi' / 2) = 6,698$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \text{zul } \varphi' = 2,125$$

$$N_c = (N_d - 1) \cdot \cot \text{zul } \varphi' = 15,273$$

### Neigungsbeiwerte

( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H / (V + A' \cdot \text{zul } c \cdot \cot \text{zul } \varphi'))^3 = 0,665$$

$$\kappa_b = (1 - H / (V + A' \cdot \text{zul } c \cdot \cot \text{zul } \varphi'))^3 = 0,548$$

$$\kappa_c = \kappa_d - (1 - \kappa_d) / (N_d - 1) = 0,606$$

### Grundbruchgleichung

$$V_b = A' \cdot \sigma_{\text{Of}} \text{ kN} \quad \Leftrightarrow \quad V_b / (A' \cdot \sigma_{\text{Of}}) = 1,00$$

$$\sigma_{\text{Of}} = \text{zul } c \cdot N_c \cdot \kappa_c \cdot v'_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \kappa_d \cdot v'_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_b \cdot \kappa_b \cdot v'_b$$

$$\sigma_{\text{Of}} = 200,27 \text{ kN/m}^2$$

Für die gewählte Breite  $b_r = 3,05 \text{ m}$  ergibt sich

$$V_b = 641,9 \text{ kN}$$

Die erforderliche Breite  $b_{\text{erf}}$  ergibt sich zu  $4,25 \text{ m}$ .

## 2.4 Ergebnisse der erdstatischen Berechnungen

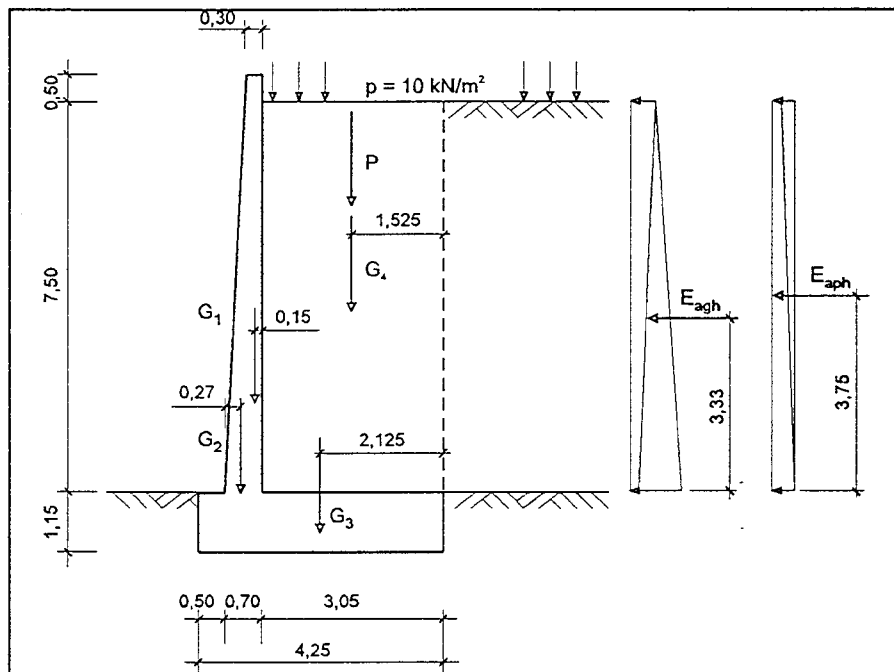
Gleitsicherheit	Kippsicherheit		Grundbruchsicherheit			
	LF g	LF g+p	Bezugsgröße Last		Bezugsgröße Scherparameter	
-	$e \leq b/6$	$e \leq b/3$	GW	kein GW	GW	kein GW
3,34 m	3,19 m	2,94 m	4,16 m	3,87 m	4,25 m	3,94 m

### Angesetzte Sicherheitsbeiwerte

Gleitsicherheit	Kippsicherheit		Grundbruchsicherheit			
			Bezugsgröße Last		Bezugsgröße Scherparameter	
$\eta_g = 1,5$	-		$\eta_p = 2,0$	$\eta_r = 1,25$	$\eta_c = 2,0$	
$\eta_{Ep} = 2,0$	$\eta_{Ep} = 2,0$		$\eta_{Ep} = 2,0$	$\eta_{Ep} = 2,0$		

## 2.5 Bemessung nach DIN 1045

### 2.5.1 System



### 2.5.2 Belastung

Eigengewicht der Wand

$$G_1 = 24,0 \cdot 0,30 \cdot 8,00 = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \cdot 24,0 \cdot 0,40 \cdot 8,00 = 38,4 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Fundamentes

$$G_3 = 24,0 \cdot 1,15 \cdot 4,25 = 117,3 \text{ kN/m}$$

27,6

Eigengewicht des Bodens ( $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_4 = 19,0 \cdot 7,50 \cdot 3,05 = 434,6 \text{ kN/m}$$

142,5

Verkehrslast

$$P = 10,0 \cdot 3,05 = 30,5 \text{ kN/m}$$

aus Erddruck (Mindesterddruck nach DIN 4085/5.2.2.2 und trapezförmige Verteilung der Erddrucklast aus Bodeneigengewicht nach DIN 4085/5.9.2)

$$\left. \begin{array}{l} \varphi' = 25^\circ \\ \delta_a = \beta = 0^\circ \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_{ah} = 0,41 \\ k_{ach} = 1,27 \end{array}$$

Kohäsion:  $c = 15,0 \text{ kN/m}^3$

Mindesterddruck:  $\min k_{ah} = 0,20$

$$19,0 \cdot h \cdot 0,20 = 19,0 \cdot h \cdot 0,41 - 15,0 \cdot 1,27$$

$$19,0 \cdot h (0,41 - 0,20) = 15,0 \cdot 1,27$$

$$h_{\min} = 19,05 / 3,99 = 4,77 \text{ m}$$

$$e_{agh\min} = 19,0 \cdot 4,77 \cdot 0,20 = 18,1 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{agh} + e_{ach} = 19,0 \cdot 7,50 \cdot 0,41 - 15,0 \cdot 1,27 = 39,4 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \cdot 18,1 \cdot 4,77 + \frac{1}{2} (18,1 + 39,4) \cdot 2,73 = 121,7 \text{ kN/m}$$

$$E_{aph} = 10,0 \cdot 7,50 \cdot 0,41 = 30,8 \text{ kN/m}$$

### 2.5.3 Schnittgrößen

#### 2.5.3.1 Wand

$$N_{\text{Wand}} = 57,6 + 38,4 = 96,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{Wand}} = 121,7 \cdot 3,33 + 30,8 \cdot 3,75 = 520,8 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{\text{Wand}} = 121,7 + 30,8 = 152,5 \text{ kN/m}$$

#### 2.5.3.2 Fundament

Erddruck und Erdwiderstand auf das Fundament (Sporn) werden vernachlässigt !

- Bodenpressung:

$$\Sigma V = 57,6 + 38,4 + 117,3 + 434,6 + 30,5 = 678,4 \text{ kN/m}$$

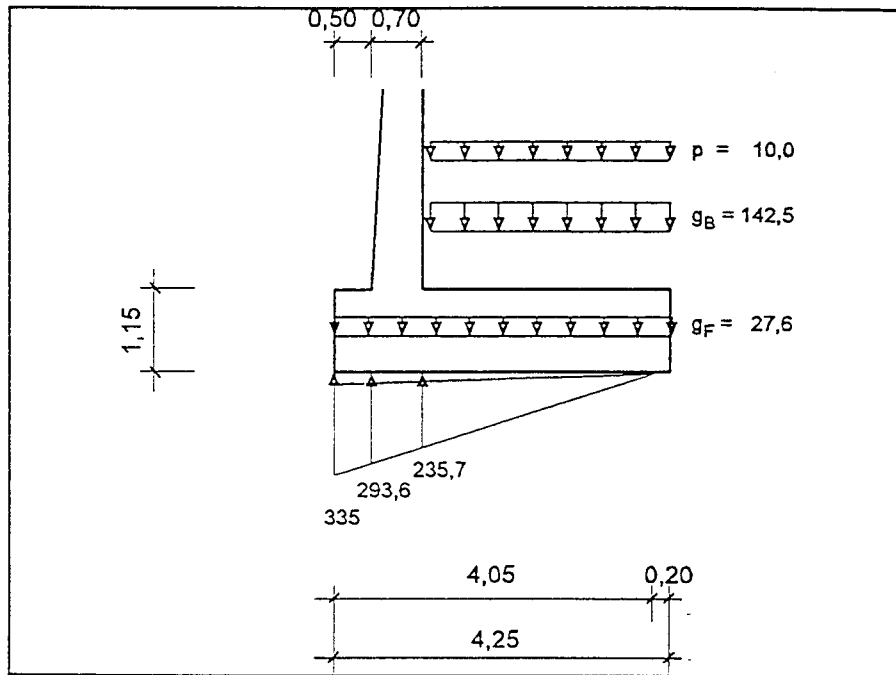
$$\Sigma M = 57,6 \cdot 1,0750 + 38,4 \cdot 1,3550 - (434,6 + 30,5) \cdot 0,60 + 121,5 \cdot 4,48 + 30,8 \cdot 4,90 = 530,1 \text{ kNm/m}$$

$$e = 530,1 / 678,4 = 0,78 \text{ m} < 4,25 / 3 = 1,42 \text{ m} \text{ - klaffende Fuge !}$$

$$c = 4,25 / 2 - 0,78 = 1,35 \text{ m}$$

$$\sigma = 2 \cdot 678,4 / (3 \cdot 1,35) = 335,0 \text{ kN/m}^2$$

4,05



- Schnittgrößen am Wandanschnitt:

- vorderer Sporn

$$\begin{aligned} \max M_{\text{unten}} &= 335,0 \cdot 0,50^2 / 3 + 293,6 \cdot 0,50^2 / 6 - 27,6 \cdot 0,50^2 / 2 = 36,7 \text{ kNm/m} \\ \max Q &= ((335,0 + 293,6) / 2 - 27,6) \cdot 0,50 = 143,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- hinterer Sporn

$$\begin{aligned} \max M_{\text{oben}} &= 235,7 \cdot 2,85^2 / 6 - (27,6 + 142,5 + 10,0) \cdot 3,05^2 / 2 = -518,6 \text{ kNm/m} \\ \max Q &= 235,7 \cdot 2,85 / 2 - (27,6 + 142,5 + 10,0) \cdot 3,05 = -213,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 2.5.4 Bemessung

B 35 !

### 2.5.4.1 Wand

- Biegung:

$$\begin{aligned} N_{\text{Bem}} &= 96 \text{ kN/m} \\ M_{\text{Bem}} &= 520,8 + 57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36 = 540 \text{ kNm/m} \\ k_h &= 63 / \sqrt{540} = 2,71 \rightarrow k_s = 3,8 \\ \text{erfa}_s &= (540 / 63) \cdot 3,8 - 96 / 28,6 = 29,2 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 20/10) \end{aligned}$$

- Schub:

Ohne Abminderung  $h/2$  vom Auflagerrand !

$$\begin{aligned} \tau_0 &= 0,1525 / (0,85 \cdot 0,63) = 0,28 \text{ MN/m}^2 < 0,62 \cdot 0,60 = 0,37 \\ k_1 &= 0,2 / 0,70 + 0,33 = 0,62 \end{aligned}$$

→ keine Schubbewehrung erforderlich !

- Rißbreitenbeschränkung:

- zentrischer Zwang aus Hydratation

Mindestbewehrung:  $\mu_z = k_o \cdot \beta_{\text{bz}} / \sigma_s$

$$\begin{aligned} k_o &= 1,0 \text{ (zentr. Zwang)} \\ \beta_{\text{bz}} &= 0,5 \cdot 0,25 \cdot 35^{2/3} = 1,34 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$\phi = \phi_{\text{Tab}} \cdot \beta_{\text{bz}} / 2,1 \cdot [d / (10(d-h))] \geq \phi_{\text{Tab}} \cdot \beta_{\text{bz}} / 2,1$$

$$\begin{aligned} \beta_{\text{bz}} / 2,1 &= 1,34 / 2,1 = 0,64 \\ d / (10(h-d)) &= 70 / (10(70-64)) = 1,17 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{gew.: } \phi &= 16 \text{ mm} \\ \phi_{\text{Tab}} &= 16 / (0,64 \cdot 1,17) = 21,4 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s = 193 \text{ MN/m}^2 \\ \mu_z &= 1,0 \cdot 1,34 / 193 = 0,00694 \\ \text{erfas} &= 0,00694 \cdot 70 \cdot 100 = 48,6 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

- Biegung unter häufig wirkender Last

$$\begin{aligned} M_d &= 121,7 \cdot 3,33 = 405,3 \text{ kNm/m} \\ N_d &= -96,0 \text{ kN/m (Druck)} \\ M_{\text{sd}} &= 405,3 + 57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36 = 423,7 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\text{gew.: } \phi 20/10 \hat{=} 31,4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{sd}} = (0,4237 / (0,9 \cdot 0,63) - 0,0960) / 31,4 \cdot 10^4 \approx 207 \text{ MN/m}^2$$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$\begin{aligned} d / (10(d-h)) &= 70 / (10(70-63)) = 1 \\ \rightarrow \phi_{\text{Grenz}} &= \phi_{\text{Tab}} = 19,3 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

aus Tab. 15, Zeile 3  
→  $s_{\max} = 19,1 \text{ mm} > 10 \text{ cm}$

- Nach der Diagrammen zur direkten Bemessung von Meyer

a) Zentr. Zwang aus Hydratation

$B35/w_{\text{cal}} = 0,25 \text{ mm} / c = 5 \text{ cm}$   
Diagramm 1.1.1 - 55

$d = 0,70 \text{ m} / d' = 0,62 \text{ m}$   
 $\phi 16 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{sl}} = a_{\text{sa}} = 14,2 \text{ cm}^2/\text{m}$  je Seite

b) Biegung inf. Lastbeanspruchung

$B35 / w_{\text{cal}} = 0,25 \text{ mm} / c = 8 \text{ cm}$   
Diagramm 2.1.2 - 11

$\sigma_{\text{sd}} = 207 \text{ MN/m}^2$   
 $\mu = 31,4 / (70 \cdot 100) \cdot 100 = 0,45 \%$   
→  $\phi_{\text{Grenz}} \approx 21 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$

#### 2.5.4.2 Fundament

Der vordere Sporn ist ohne weitere Bemessung mit der abgebogenen Wandbewehrung ausreichend bewehrt. Der hintere Sporn wird für Biegung (obere Fundamentbewehrung) und Schub bemessen.

- Biegung:

$k_h = 108 / \sqrt{518,6} = 4,74 \rightarrow k_s = 3,7$   
 $\text{erfa}_{\text{s,oben}} = (518,6 / 108) \cdot 3,7 = 17,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Schub:

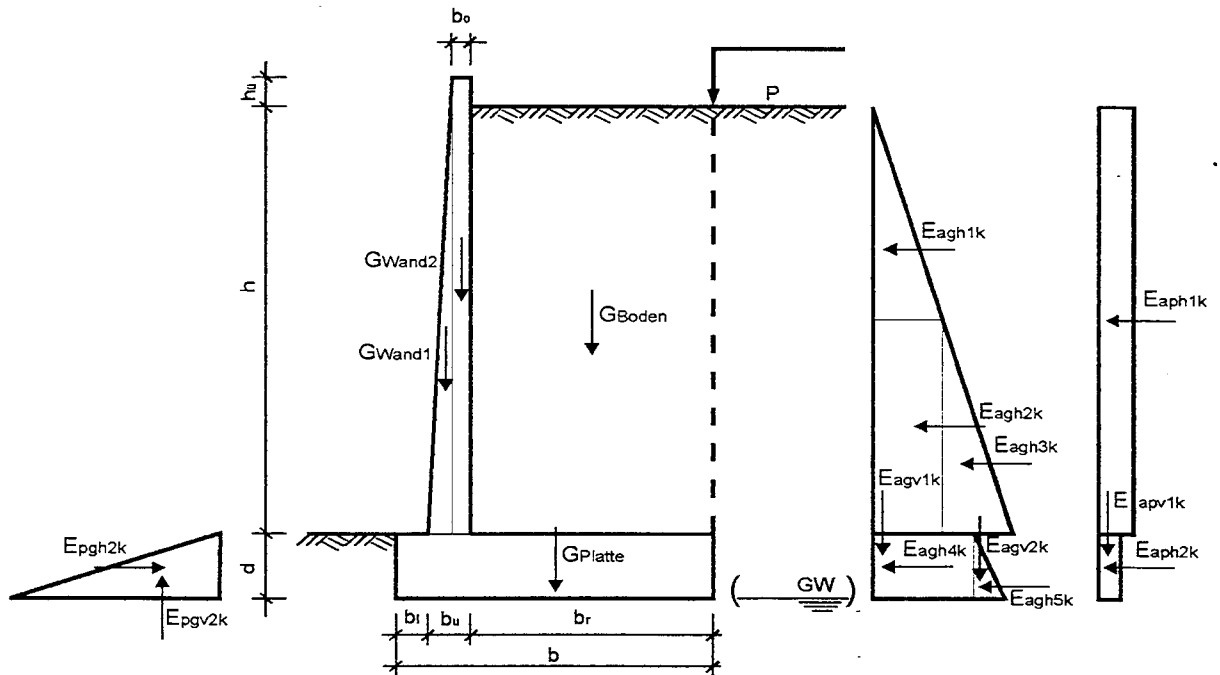
$\tau_0 = 0,2134 / (0,85 \cdot 1,08) = 0,23 \text{ MN/m}^2 < 0,50 \cdot 0,60 = 0,30$   
 $k_1 = 0,2 / 1,15 + 0,33 = 0,50$

→ keine Schubbewehrung erforderlich !



## II Berechnung einer Winkelstützmauer nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie und charakteristische Wichte der Stützmauer:

obere Breite der Wand	$b_o = 0,30 \text{ m}$	Einbindetiefe	$d = 1,15 \text{ m}$
untere Breite der Wand	$b_u = 0,70 \text{ m}$	Höhe der Hinterfüllung	$h = 7,50 \text{ m}$
Breite luftseitiger Sporn	$b_l = 0,50 \text{ m}$	Höhe des Überstandes	$h_u = 0,50 \text{ m}$
Breite erdseitiger Sporn	$b_r = \text{gesuchte Größe}$	Wichte Stahlbeton	$\gamma_{BK} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

Reibungswinkel  $\varphi'_k = 32,5^\circ$   
 Kohäsion  $c'_k = 0,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma_k = 18,5 \text{ kN/m}^3$   
 Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma'_k = 11,0 \text{ kN/m}^3$

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap. 7)

für $\delta_{ak} = 0,0^\circ$	$K_{agh} = 0,301$	$K_{ach} = 0,000$
für $\delta_{ak} = \pm 2/3 \varphi_k = 21,7^\circ$	$K_{agh} = 0,251$	$K_{ach} = 0,000$
für $\delta_{pk} = -\varphi_k = -32,5^\circ$	$K_{pgh} = 7,179$	$K_{pch} = 0,000$
für $\delta_k = 0,0^\circ$ und $\varphi_{pers} = 40,00^\circ$	min $K_{ah} = 0,217$	

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten auf die Ersatzwand:

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{aghk}$	$K_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$K_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{aihk})$
-	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
0,0	3,75	18,50	69,38	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	3,01	3,01
3,75	3,75	18,50	69,38	69,38	0,30	20,88	0,00	0,00	20,88	0,30	3,01	23,89
3,75	3,75	18,50	69,38	69,38	0,30	20,88	0,00	0,00	20,88	0,30	3,01	23,89
7,5	7,5	18,50	138,75	138,75	0,30	41,76	0,00	0,00	41,76	0,30	3,01	44,77
7,5	1,15	18,50	21,28	138,75	0,25	34,78	0,00	0,00	34,78	0,25	2,51	37,28
8,65	1,15	18,50	21,28	160,03	0,25	40,11	0,00	0,00	40,11	0,25	2,51	42,61

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erdwiderstand					
				g	$K_{pgh}$	$e_{pghk}$	$K_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pihk})$
-	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
7,5	1,15	18,50	21,28	0,00	7,18	0,00	0,00	0,00	0,00
8,65	1,15	18,50	21,28	21,28	7,18	152,72	0,00	0,00	152,72

Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddrucklasten:

$$\begin{aligned}
 E_{agh1k} &= (0,00 + 20,88) \cdot 3,75 / 2 = 39,15 \text{ kN/m} \\
 E_{agh2k} &= 20,88 \cdot 3,75 = 78,30 \text{ kN/m} \\
 E_{agh3k} &= (41,76 - 20,88) \cdot 3,75 / 2 = 39,15 \text{ kN/m} \\
 E_{agh4k} &= 34,78 \cdot 1,15 = 39,99 \text{ kN/m} \\
 E_{agh5k} &= (40,11 - 34,78) \cdot 1,15 / 2 = 3,07 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{aph1k} &= 3,01 \cdot 7,50 = 22,57 \text{ kN/m} \\
 E_{aph2k} &= 2,51 \cdot 1,15 = 2,88 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{agv1k} &= 39,99 \cdot \tan(21,67^\circ) = 15,89 \text{ kN/m} \\
 E_{agv2k} &= 3,07 \cdot \tan(21,67^\circ) = 1,22 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$E_{apv1k} = 2,88 \cdot \tan(21,67^\circ) = 1,15 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 E_{pgh1k} &= 0,00 \cdot 1,15 = 0, \text{ kN/m} \\
 E_{pgh2k} &= (152,72 - 0,00) \cdot 1,15 / 2 = 87,82 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{pgv1k} &= 0,00 \cdot \tan(-32,50^\circ) = 0,00 \text{ kN/m} \\
 E_{pgv2k} &= 87,82 \cdot \tan(-32,50^\circ) = -55,95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

charakteristische Werte der resultierenden aktiven horizontalen Erddrucklasten :

$$\begin{aligned}
 \Sigma E_{aghk} &= E_{agh1k} + E_{agh2k} + E_{agh3k} + E_{agh4k} + E_{agh5k} = 199,7 \text{ kN/m} \\
 \Sigma E_{aphk} &= E_{aph1k} + E_{aph2k} = 25,5 \text{ kN/m} \\
 \Sigma E_{pghk} &= E_{pgh1k} + E_{pgh2k} = 87,8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 1.1 Nachweis der Gleitsicherheit (GZ 1B)

(9.5.2)

Ermittlung der vorhandenen Einwirkungen und Widerstände

charakteristische Werte der Vertikalkomponenten der Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}}$$

$$G_{\text{Wand1}} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{BK}} / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand2}} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{BK}} = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Platte}} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{BK}} = f(b) = 91,9 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} = f(b) \text{ kN/m} = 187,9 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b) \text{ kN/m} = 295,3 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig

$$\Sigma E_{\text{agvk}} = E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} = 17,1 \text{ kN/m}$$

Erddruck, veränderlich

$$\Sigma E_{\text{apvk}} = E_{\text{apv1k}} = 1,1 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert  $N_d$  der senkrecht zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkungen

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B (GZ 1B), Lastfall 1 (LF 1) nach Tabelle 2 für :

ständige Einwirkung, ungünstig  $\gamma_{\text{Gsup}} = 1,35$

Erddruck, ständig  $\gamma_{\text{Eg}} = 1,35$

Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{\text{Eq}} = 1,50$

Erddruck ständig, günstig  $\gamma_{\text{Ginf}} = 1,00$

$$N_d = (G_{\text{Wand}} + G_{\text{Boden}}) \cdot \gamma_{\text{Gsup}} + \Sigma E_{\text{agvk}} \cdot \gamma_{\text{Eg}} + \Sigma E_{\text{apvk}} \cdot \gamma_{\text{Eq}} + \Sigma E_{\text{pgvk}} \cdot \gamma_{\text{Ginf}}$$

$$N_d = (187,9 + 295,3) \cdot 1,35 + 17,1 \cdot 1,35 + 1,1 \cdot 1,50 + -55,95 \cdot 1,00$$

$$N_d = 652,3 + 23,1 + 1,7 + -55,95 = 621,2 \text{ kN/m}$$

charakteristischer Wert des Sohlschubwiderstandes

$$R_{\text{tk}} = N_d \cdot \tan \delta_{\text{sk}} \quad (\delta_{\text{sk}} = \varphi'_k \text{ Ortbetonfundament}) \quad (9.5.2, \text{ Gl. 4})$$

Bemessungswert des Sohlschubwiderstandes

(7.3.6)

Teilsicherheitsbeiwert für GZ 1B, LF 1 nach Tabelle 3 für den Sohlschubwiderstand:  $\gamma_{\text{St}} = 1,50$

$$R_{\text{td}} = (N_d \cdot \tan \delta_{\text{sk}}) / \gamma_{\text{St}}$$

$$R_{\text{td}} = (621,2 \cdot 0,637) / 1,50 = 263,8 \text{ kN/m}$$

charakteristischer Wert der sohlparallelen Komponente des Erdwiderstandes

$$E_{ptk} = \sum E_{pghk} = E_{pgh1k} + E_{pgh2k} = 0,0 + 87,8 = 87,8 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der sohlparallelen Komponente des Erdwiderstandes

Hinweis: Der Wert wird nach 9.5.2, 7.3.4 als günstige ständige Einwirkung angesetzt.

$$E_{ptd} = E_{ptk}' / \gamma_{Ginf} \quad E_{ptk} \text{ wird zu } 50\% \text{ angesetzt.}$$

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist nach 9.6.2 bei einem Ansatz von  $E_{ptk}$  bis zu 50% nicht zu führen.

$$E_{ptd} = 87,8 \cdot 0,50 / 1,00 = 43,9 \text{ kN/m}$$

charakteristischer Wert der Einwirkung in Richtung des Gleitens

$$T_k = T_{Gk} + T_{Qk} + E_{ptk} \quad (9.5.2)$$

$$T_{Gk} = \sum E_{aghk} = 199,7 \text{ kN/m}$$

$$T_{Qk} = \sum E_{aphk} = 25,5 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der Einwirkung in Richtung des Gleitens

$$T_d = T_{Gd} + T_{Qd} + E_{ptd}$$

$$T_d = T_{Gk} \cdot \gamma_{Eg} + T_{Qk} \cdot \gamma_{Eq} + E_{ptk} / \gamma_{Ginf}$$

Teilsicherheitsbeiwert für GZ 1B, LF 1 nach Tabelle 2 für Erddruck, ständig:

$$\gamma_{Eg} = 1,35$$

Teilsicherheitsbeiwert für GZ 1B, LF 1 nach Tabelle 2 für Erddruck, veränderlich, ungünstig:

$$\gamma_{Eq} = 1,50$$

$$T_d = 199,7 \cdot 1,35 + 25,5 \cdot 1,50 + 43,91 = 263,8 \text{ kN/m}$$

Grenzzustandsgleichung für den Nachweis der Gleitsicherheit

$$R_{td} - T_d \geq 0,0 \quad (9.5.2, \text{ Gl. 2})$$

Mit einer gewählten Breite  $b_r = 2,13 \text{ m}$  ergibt sich die Grenzzustandsgleichung zu

$$263,8 - 263,8 = 0,0 \geq 0,00 \quad \text{q.e.d.}$$

Die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes beträgt damit :

$$b = 3,33 \text{ m}$$

## 1.2.1 Nachweis der Lage der Resultierenden, ständige Einwirkungen (GZ 2)

Ermittlung der ständigen Einwirkungen

(9.6.1 a))

Hinweis: In Absatz 9.6.1 wird nur von der Exzentrizität der resultierenden Einwirkungen gesprochen. Widerstände werden aus diesem Grund nicht angesetzt.

charakteristische Vertikalkräfte aus ständigen Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

$$\begin{aligned}
 G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} \\
 G_{\text{Wand1}} &= (h + h_u) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{BK}} / 2 &= & 38,4 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Wand2}} &= (h + h_u) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{BK}} &= & 57,6 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Platte}} &= d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{BK}} &= f(b) = & 112,8 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} &= & f(b) \text{ kN/m} &= & 208,8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b_r) \text{ kN/m} = 400,6 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig

$$\begin{aligned}
 \Sigma E_{\text{agvk}} &= E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} &= & 17,11 \text{ kN/m} \\
 \Sigma V_G &= 626,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aghk}} = E_{\text{agh1k}} + E_{\text{agh2k}} + E_{\text{agh3k}} + E_{\text{agh4k}} + E_{\text{agh5k}} = 199,7 \text{ kN/m}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt ständigen charakteristischen Einwirkungen

Momente aus Erddruck

(linksdrehende Momente positiv)

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Eaghk}} &= E_{\text{agh1k}} \cdot e_1 + E_{\text{agh2k}} \cdot e_2 + E_{\text{agh3k}} \cdot e_3 + E_{\text{agh4k}} \cdot e_4 + E_{\text{agh5k}} \cdot e_5 \\
 M_{\text{Eaghk}} &= 39,2 \cdot 6,15 + 78,3 \cdot 3,03 + 39,2 \cdot 2,40 + \\
 & 40,0 \cdot 0,58 + 3,1 \cdot 0,38 \\
 M_{\text{Eaghk}} &= + 240,8 + 236,9 + 94,0 + 23,0 + 1,2 &= & 595,8 \text{ kNm/m} \\
 M_{\text{Eagvk}} &= - (E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 &= f(b) \\
 M_{\text{Eagvk}} &= - (15,9 + 1,2) \cdot 2,0 &= & -35,0 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Bodeneigengewicht auf dem erdseitigen Sporn

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Boden}} &= - (b_r \cdot h \cdot \gamma_k) \cdot (b_l + b_u) / 2 &= f(b) \\
 M_{\text{Boden}} &= -400,6 \cdot 1,2 / 2 &= & -240,4 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Wand1}} &= G_{\text{Wand1}} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 &= f(b) \\
 M_{\text{Wand1}} &= (38,40 \cdot 7,66) / 6 &= & 49,0 \text{ kNm/m} \\
 M_{\text{Wand2}} &= G_{\text{Wand2}} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 &= f(b) \\
 M_{\text{Wand2}} &= (57,60 \cdot 1,99) / 2 &= & 57,2 \text{ kNm/m} \\
 \Sigma M_G &= 426,7 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Nachweis der Lage der Resultierenden infolge ständiger Einwirkungen

Mit einer gewählten Breite  $b_r = 2,89 \text{ m}$  ergibt sich die Exzentrizität zu

$$\begin{aligned} M_G / V_G &= 426,7 / 626,5 = 0,68 \text{ m} \\ 0,68 &\leq b / 6 = 0,68 \quad \text{q.e.d.} \end{aligned}$$

Die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes beträgt damit :  $b = 4,09 \text{ m}$

### 1.2.2 Nachweis der Lage der Resultierenden, Gesamtbelastung ( GZ 2 )

Ermittlung der ständigen und veränderlichen Einwirkungen ( 9.6.1 b )

charakteristische Vertikalkräfte aus ständigen Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

( 2.1.2 )

$$\begin{aligned} G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} \\ G_{\text{Wand1}} &= (h + h_u) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{Bk}} / 2 = 38,4 \text{ kN/m} \\ G_{\text{Wand2}} &= (h + h_u) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{Bk}} = 57,6 \text{ kN/m} \\ G_{\text{Platte}} &= d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{Bk}} = f(b) = 92,8 \text{ kN/m} \\ G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} = f(b) \text{ kN/m} = 188,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b) \text{ kN/m} = 300,2 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig

$$\Sigma E_{\text{agvk}} = E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} = 17,1 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma V_G = 506,1 \text{ kN/m}$$

charakteristische Vertikalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

Erddruck, veränderlich

$$\Sigma E_{\text{apvk}} = E_{\text{apv1k}} = 1,15 \text{ kN/m} \quad \Sigma V_Q = 1,15 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aghk}} = E_{\text{agh1k}} + E_{\text{agh2k}} + E_{\text{agh3k}} + E_{\text{agh4k}} + E_{\text{agh5k}} = 199,7 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aphk}} = E_{\text{aph1k}} + E_{\text{aph2k}} = 25,5 \text{ kN/m}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen charakteristischen Einwirkungen

Momente aus Erddruck

(linksdrehende Momente positiv)

$$M_{E_{aghk}} = E_{agh1k} \cdot e_1 + E_{agh2k} \cdot e_2 + E_{agh3k} \cdot e_3 + E_{agh4k} \cdot e_4 + E_{agh5k} \cdot e_5$$

$$M_{E_{aghk}} = 39,2 \cdot 6,15 + 78,3 \cdot 3,03 + 39,2 \cdot 2,40 + 40,0 \cdot 0,58 + 3,1 \cdot 0,38$$

$$M_{E_{aghk}} = + 240,8 + 236,9 + 94,0 + 23,0 + 1,2 = 595,8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{E_{agvk}} = - (E_{agv1k} + E_{agv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b)$$

$$M_{E_{agvk}} = - (15,89 + 1,22) \cdot 1,68 = -28,8 \text{ kNm/m}$$

Momente aus Bodeneigengewicht auf dem erdseitigen Sporn

$$M_{Boden} = - (b_r \cdot h \cdot \gamma_k) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b_r)$$

$$M_{Boden} = -300,2 \cdot 1,2 / 2 = -180,1 \text{ kNm/m}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$M_{Wand1} = G_{Wand1} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b)$$

$$M_{Wand1} = (38,40 - 5,49) / 6 = 35,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Wand2} = G_{Wand2} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b)$$

$$M_{Wand2} = (57,60 - 1,26) / 2 = 36,4 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_G = 458,4 \text{ kNm/m}$$

Momente aus veränderlichen charakteristischen Einwirkungen

$$M_{E_{aph}} = E_{aph1k} \cdot e_{1p} + E_{aph2k} \cdot e_{2p}$$

$$M_{E_{aph}} = 22,6 \cdot 4,9 + 2,9 \cdot 0,58 = 112,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{E_{apv}} = - E_{apv1} \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b)$$

$$M_{E_{apv}} = -1,15 \cdot 3,36 / 2 = -1,9 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_Q = 110,3 \text{ kNm/m}$$

Nachweis der Lage der Resultierenden infolge ständiger und veränderlicher Einwirkungen

Mit einer gewählten Breite  $b_r = 2,16 \text{ m}$  ergibt sich die Exzentrizität zu

$$\frac{M_G + M_Q}{V_G + V_Q} = e$$

$$(458,42 + 110,3) / (506,1 + 1,15) = 1,12 \text{ m}$$

$$1,12 \leq b / 3 = 1,12 \quad \text{q.e.d.}$$

Die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes beträgt damit :

$$b = 3,36 \text{ m}$$

Ermittlung der ständigen und veränderlichen Einwirkungen

für Fall a), kein Grundwasser vorhanden

charakteristische Vertikalkräfte aus ständigen Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}}$$

$$G_{\text{Wand1}} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{BK}} / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand2}} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{BK}} = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Platte}} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{BK}} = f(b) = 106,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} = f(b) \text{ kN/m} = 202,4 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b_r) \text{ kN/m} = 368,4 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig :

$$\Sigma E_{\text{agvk}} = E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} = 17,11 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma E_{\text{pgvk}} = E_{\text{pgv1k}} + E_{\text{pgv2k}} = -55,95 \text{ kN/m}$$

charakteristische Vertikalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

Erddruck, veränderlich

$$\Sigma E_{\text{apvk}} = E_{\text{apv1k}} = 1,1 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aghk}} = E_{\text{agh1k}} + E_{\text{agh2k}} + E_{\text{agh3k}} + E_{\text{agh4k}} + E_{\text{agh5k}} = 199,7 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aphk}} = E_{\text{aph1k}} + E_{\text{aph2k}} = 25,5 \text{ kN/m}$$

Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 2 für GZ 1B, LF1 für :

$$\text{ständige Einwirkung, ungünstig } \gamma_{\text{Gsup}} = 1,35$$

$$\text{ständige Einwirkung, günstig } \gamma_{\text{Ginf}} = 1,00$$

$$\text{Erddruck, ständig } \gamma_{\text{Eg}} = 1,35$$

$$\text{Erddruck veränderlich, ungünstig } \gamma_{\text{Eq}} = 1,50$$

Bemessungswert  $V_d$  der senkrecht zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkung nach DIN 4017 - 100

$$V_d = (G_{\text{Wand}} + G_{\text{Boden}}) \cdot \gamma_{\text{Gsup}} + \Sigma E_{\text{agvk}} \cdot \gamma_{\text{Eg}} + \Sigma E_{\text{apvk}} \cdot \gamma_{\text{Eq}} + \Sigma E_{\text{pgvk}} \cdot \gamma_{\text{Ginf}}$$

$$V_d = (202,4 + 368,4) \cdot 1,35 + 17,1 \cdot 1,35 + 1,1 \cdot 1,50 + (-55,95) \cdot 1,00$$

$$V_d = 770,6 + 23,1 + 1,7 + (-55,95) = 739,5 \text{ kN/m}$$



Bemessungswert  $H_d$  der parallel zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkung

$$H_d = \sum E_{aghk} \cdot \gamma_{Eg} + \sum E_{aphk} \cdot \gamma_{Eq} - \sum E_{pghk} \cdot \gamma_{Ginf}$$

$$H_d = 199,7 \cdot 1,35 + 25,5 \cdot 1,50 - 87,82 \cdot 1,00$$

$$H_d = 269,5 + 38,2 - 87,816 = 219,9 \text{ kN/m}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen charakteristischen Einwirkungen

Momente aus Erddruck

(linksdrehende Momente positiv)

$$M_{Eaghk} = E_{agh1k} \cdot e_1 + E_{agh2k} \cdot e_2 + E_{agh3k} \cdot e_3 + E_{agh4k} \cdot e_4 + E_{agh5k} \cdot e_5$$

$$M_{Eaghk} = 39,2 \cdot 6,15 + 78,3 \cdot 3,03 + 39,2 \cdot 2,40 + 40,0 \cdot 0,58 + 3,1 \cdot 0,38$$

$$M_{Eaghk} = +240,8 + 236,9 + 94,0 + 23,0 + 1,2 = 595,8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Eagvk} = -(E_{agv1k} + E_{agv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b)$$

$$M_{Eagvk} = -(15,9 + 1,2) \cdot 3,86 / 2,0 = -33,0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Epghk} = -E_{pgh1k} \cdot d/2 - E_{pgh2k} \cdot d/3$$

$$M_{Epghk} = 0,0 \cdot 0,58 + -87,8 \cdot 0,38 = -33,7 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Epgvk} = -(E_{pgv1k} + E_{pgv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b)$$

$$M_{Epgvk} = -(0,0 + 55,9) \cdot 3,86 / 2,0 = -107,8 \text{ kNm/m}$$

Momente aus Bodeneigengewicht auf dem erdseitigen Sporn

$$M_{Boden} = -(b_r \cdot h \cdot \gamma_k) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b)$$

$$M_{Boden} = -368,4 \cdot 1,2 / 2 = -221,0 \text{ kNm/m}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$M_{Wand1} = G_{Wand1} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b)$$

$$M_{Wand1} = (38,4 \cdot 7,0) / 6 = 44,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Wand2} = G_{Wand2} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b)$$

$$M_{Wand2} = (57,6 \cdot 1,8) / 2 = 50,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Wand} = M_{Wand1} + M_{Wand2} = 44,6 + 50,5 = f(b) = 95,1 \text{ kNm/m}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus Werten der veränderlichen charakteristischen Einwirkungen

$$M_{Eaphk} = E_{aph1k} \cdot e_{1p} + E_{aph2k} \cdot e_{2p}$$

$$M_{Eaphk} = 22,6 \cdot 4,9 + 2,9 \cdot 0,6 = 112,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Eapvk} = -E_{apv1k} \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b)$$

$$M_{Eapvk} = -1,1 \cdot 3,9 / 2 = -2,2 \text{ kNm/m}$$

Bemessungswert  $M_d$  der Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen :

$$M_d = \begin{pmatrix} M_{Eaghk} & + & M_{Eagvk} \\ M_{Eaphk} & + & M_{Eapvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Eg} + \begin{pmatrix} M_{Wand} & + & M_{Boden} \\ M_{Epghk} & + & M_{Epgvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Gsup} + \begin{pmatrix} M_{Eaghk} & + & M_{Eagvk} \\ M_{Eaphk} & + & M_{Eapvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Eq} + \begin{pmatrix} M_{Wand} & + & M_{Boden} \\ M_{Epghk} & + & M_{Epgvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Ginf}$$

$$M_d = \begin{pmatrix} 595,8 & -33,0 \\ 112,3 & -2,2 \end{pmatrix} \cdot 1,35 + \begin{pmatrix} 95,1 & -221 \\ -33,7 & -107,8 \end{pmatrix} \cdot 1,35 + \begin{pmatrix} 595,8 & -33,0 \\ 112,3 & -2,2 \end{pmatrix} \cdot 1,50 + \begin{pmatrix} 95,1 & -221 \\ -33,7 & -107,8 \end{pmatrix} \cdot 1,00$$

$$M_d = 759,8 + -170,0 + 165,1 + -141,5 = 613,4 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$

$$e_d = \frac{M_d}{V_d}$$

$$e_d = \frac{613,4}{739,5}$$

$$e_d = 0,83 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_d = 2,20 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$  :

$$A' = b' \cdot 1 \text{ m} = 2,20 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte :  $v_b = v_d = v_c = 1,0$  ( Streifenfundament )

Geländeneigungsbeiwerte :  $\lambda_b = \lambda_d = \lambda_c = 1,0$  ( Geländeneigungswinkel  $\beta = 0$  )

Sohlneigungsbeiwerte :  $\xi_b = \xi_d = \xi_c = 1,0$  ( Sohlneigungswinkel  $\alpha = 0$  )

Tragfähigkeitsbeiwerte :

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan \varphi'_k} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi'_k / 2) = 24,585$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi'_k = 15,025$$

$$N_{c0} = (N_{d0} - 1) \cdot \cot \varphi'_k = 37,020$$

Lastneigungsbeiwerte ( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\tan \delta = H_d / (V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot \varphi'_k)$$

$$\tan \delta = 219,9 / (739,5 + 2,20 \cdot 0,00 \cdot 1,57)$$

$$\tan \delta = 0,297$$

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot \tan \delta)^3 = 0,496$$

$$\kappa_b = (1 - \tan \delta)^3 = 0,347$$

$$\kappa_c = (\kappa_d \cdot N_{d0} - 1) / (N_{d0} - 1) = 0,475$$

charakteristischer Wert des Grundbruchwiderstandes  $Q_k$

$$Q_k = A' \cdot \sigma \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= c \cdot N_{c0} \cdot \kappa_c \cdot v_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_{d0} \cdot \kappa_d \cdot v_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot \kappa_b \cdot v_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b \\ \sigma &= 0,00 + 259,7 + 211,7 \\ \sigma &= 471,4 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_k = 2,20 \cdot 471,4 = 1035,2 \quad \text{kN}$$

Bemessungswert  $Q_d$  des Grundbruchwiderstandes

Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 3 für GZ 1B, LF 1 für den Sohldruckwiderstand :  $\gamma_S = 1,40$

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_k / \gamma_S \\ Q_d &= 1035,2 / 1,40 \\ Q_d &= 739,5 \end{aligned}$$

Grenzzustandsgleichung nach DIN 4017 - 100

(3.2, Gl. 1)

$$Q_d - V_d = 0$$

$$739,5 - 739,5 = 0,0 \quad \text{q.e.d.}$$

für die gewählte Breite  $b_r = 2,66 \text{ m}$  ergibt sich der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes zu

$$Q_d = 739,5 \quad \text{kN}$$

die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes zu

$b = 3,86 \text{ m}$
----------------------

### 1.3.2 Nachweis der Grundbruchsicherheit, Grundwasser (GZ 1B)

Ermittlung der ständigen und veränderlichen Einwirkungen

für Fall b), Grundwasser in Unterkante Bauwerkssohle

charakteristische Vertikalkräfte aus ständigen Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}}$$

$$G_{\text{Wand1}} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{BK}} / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand2}} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{BK}} = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Platte}} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{BK}} = f(b) = 112,3 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} = f(b) \text{ kN/m} = 208,3 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b_r) \text{ kN/m} = 398,1 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig

$$\Sigma E_{\text{agvk}} = E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} = 17,11 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma E_{\text{pgvk}} = E_{\text{pgv1k}} + E_{\text{pgv2k}} = -55,95 \text{ kN/m}$$

charakteristische Vertikalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

Erddruck, veränderlich

$$\Sigma E_{\text{apvk}} = E_{\text{apv1k}} = 1,1 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aghk}} = E_{\text{agh1k}} + E_{\text{agh2k}} + E_{\text{agh3k}} + E_{\text{agh4k}} + E_{\text{agh5k}} = 199,7 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aphk}} = E_{\text{aph1k}} + E_{\text{aph2k}} = 25,5 \text{ kN/m}$$

Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 2 für GZ 1B, LF1 für :

ständige Einwirkung, ungünstig  $\gamma_{\text{Gsup}} = 1,35$

ständige Einwirkung, günstig  $\gamma_{\text{Ginf}} = 1,00$

Erddruck, ständig  $\gamma_{\text{Eg}} = 1,35$

Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{\text{Eq}} = 1,50$

Bemessungswert  $V_d$  der senkrecht zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkung nach DIN 4017 - 100

$$V_d = (G_{\text{Wand}} + G_{\text{Boden}}) \cdot \gamma_{\text{Gsup}} + \Sigma E_{\text{agvk}} \cdot \gamma_{\text{Eg}} + \Sigma E_{\text{apvk}} \cdot \gamma_{\text{Eq}} + \Sigma E_{\text{pgvk}} \cdot \gamma_{\text{Ginf}}$$

$$V_d = (208,3 + 398,1) \cdot 1,35 + 17,1 \cdot 1,35 + 1,1 \cdot 1,50 + (-55,95) \cdot 1,00$$

$$V_d = 818,7 + 23,1 + 1,7 + (-55,95) = 787,6 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert  $H_d$  der parallel zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkung

$$\begin{aligned}
 H_d &= \sum E_{aghk} \cdot \gamma_{Eg} + \sum E_{aphk} \cdot \gamma_{Eq} - \sum E_{pghk} \cdot \gamma_{Ginf} \\
 H_d &= 199,7 \cdot 1,35 + 25,5 \cdot 1,50 - 87,82 \cdot 1,00 \\
 H_d &= 269,5 + 38,2 - 87,816 = 219,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen charakteristischen Einwirkungen

Momente aus Erddruck

(linksdrehende Momente positiv)

$$\begin{aligned}
 M_{Eaghk} &= E_{agh1k} \cdot e_1 + E_{agh2k} \cdot e_2 + E_{agh3k} \cdot e_3 + E_{agh4k} \cdot e_4 + E_{agh5k} \cdot e_5 \\
 M_{Eaghk} &= 39,2 \cdot 6,15 + 78,3 \cdot 3,03 + 39,2 \cdot 2,40 + \\
 &\quad 40,0 \cdot 0,58 + 3,1 \cdot 0,38 \\
 M_{Eaghk} &= +240,8 + 236,9 + 94,0 + 23,0 + 1,2 = 595,8 \text{ kNm/m} \\
 M_{Eagvk} &= -(E_{agv1k} + E_{agv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Eagvk} &= -(15,9 + 1,2) \cdot 4,1 / 2 = -34,8 \text{ kNm/m} \\
 M_{Epghk} &= -E_{pgh1k} \cdot d/2 + -E_{pgh2k} \cdot d/3 \\
 M_{Epghk} &= 0,0 \cdot 0,58 + -87,8 \cdot 0,38 = -33,7 \text{ kNm/m} \\
 M_{Epgvk} &= -(E_{pgv1k} + E_{pgv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Epgvk} &= -(0,0 + 55,9) \cdot 4,07 / 2,0 = -113,8 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Bodeneigengewicht auf dem erdseitigen Sporn

$$\begin{aligned}
 M_{Boden} &= -(b_r \cdot h \cdot \gamma_k) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b) \\
 M_{Boden} &= -398,1 \cdot 1,2 / 2 = -238,9 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$\begin{aligned}
 M_{Wand1} &= G_{Wand1} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b) \\
 M_{Wand1} &= (38,4 \cdot 7,6) / 6 = 48,7 \text{ kNm/m} \\
 M_{Wand2} &= G_{Wand2} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b) \\
 M_{Wand2} &= (57,6 \cdot 2,0) / 2 = 56,7 \text{ kNm/m} \\
 M_{Wand} &= M_{Wand1} + M_{Wand2} = 48,7 + 56,7 = f(b) = 105,4 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus Werten der veränderlichen charakteristischen Einwirkungen

$$\begin{aligned}
 M_{Eaphk} &= E_{aph1k} \cdot e_{1p} + E_{aph2k} \cdot e_{2p} \\
 M_{Eaphk} &= 22,6 \cdot 4,9 + 2,9 \cdot 0,6 = 112,3 \text{ kNm/m} \\
 M_{Eapvk} &= -E_{apv1k} \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Eapvk} &= -1,1 \cdot 4,1 / 2 = -2,3 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert  $M_d$  der Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen :

$$M_d = \begin{pmatrix} M_{Eaghk} & + & M_{Eagvk} \\ M_{Eaphk} & + & M_{Eapvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Eg} + \begin{pmatrix} M_{Wand} & + & M_{Boden} \\ M_{Epghk} & + & M_{Epgvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Gsup} + \begin{pmatrix} M_{Eaghk} & + & M_{Eagvk} \\ M_{Eaphk} & + & M_{Eapvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Eq} + \begin{pmatrix} M_{Wand} & + & M_{Boden} \\ M_{Epghk} & + & M_{Epgvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Ginf}$$

$$M_d = \begin{pmatrix} 595,8 & -34,8 \\ 112,3 & -2,3 \end{pmatrix} \cdot 1,35 + \begin{pmatrix} 105,4 & -238,9 \\ -33,7 & -113,8 \end{pmatrix} \cdot 1,35 + \begin{pmatrix} 595,8 & -34,8 \\ 112,3 & -2,3 \end{pmatrix} \cdot 1,50 + \begin{pmatrix} 105,4 & -238,9 \\ -33,7 & -113,8 \end{pmatrix} \cdot 1,00$$

$$M_d = 757,3 + -180,2 + 164,9 + -147,5 = 594,5 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$

$$e_d = \frac{M_d}{V_d} = \frac{594,5}{787,6}$$

$$e_d = 0,75 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_d = 2,56 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$  :

$$A' = b' \cdot 1 \text{ m} = 2,56 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte :  $v_b = v_d = v_c = 1,0$  ( Streifenfundament )

Geländeneigungsbeiwerte :  $\lambda_b = \lambda_d = \lambda_c = 1,0$  ( Geländeneigungswinkel  $\beta = 0$  )

Sohlneigungsbeiwerte :  $\xi_b = \xi_d = \xi_c = 1,0$  ( Sohlneigungswinkel  $\alpha = 0$  )

Tragfähigkeitsbeiwerte :

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan \varphi'_k} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi'_k / 2) = 24,585$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi'_k = 15,025$$

$$N_{c0} = (N_{d0} - 1) \cdot \cot \varphi'_k = 37,020$$

Lastneigungsbeiwerte ( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\tan \delta = H_d / ( V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot \varphi'_k )$$

$$\tan \delta = 219,9 / ( 787,6 + 2,56 \cdot 0,00 \cdot 1,57 )$$

$$\tan \delta = 0,279$$

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot \tan \delta)^3 = 0,521$$

$$\kappa_b = (1 - \tan \delta)^3 = 0,374$$

$$\kappa_c = (\kappa_d \cdot N_{d0} - 1) / (N_{d0} - 1) = 0,500$$

charakteristischer Wert des Grundbruchwiderstandes  $Q_k$

$$Q_k = A' \cdot \sigma \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= c \cdot N_{c0} \cdot \kappa_c \cdot v_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_{d0} \cdot \kappa_d \cdot v_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot \kappa_b \cdot v_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b \\ \sigma &= 0,00 + 272,4 + 158,4 \\ \sigma &= 430,8 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_k = 2,56 \cdot 430,8 = 1102,6 \quad \text{kN}$$

Bemessungswert  $Q_d$  des Grundbruchwiderstandes

Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 2 für GZ 1B, LF 1 für den Sohldruckwiderstand :  $\gamma_s = 1,40$

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_k / \gamma_s \\ Q_d &= 1102,6 / 1,40 \\ Q_d &= 787,6 \end{aligned}$$

Grenzzustandsgleichung

( 4.5.2, Gl. 4)

$$Q_d - V_d = 0$$

$$787,6 - 787,6 = 0,0 \quad \text{q.e.d.}$$

für die gewählte Breite  $b_r = 2,87 \text{ m}$  ergibt sich der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes zu

$$Q_d = 787,6 \quad \text{kN}$$

die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes zu

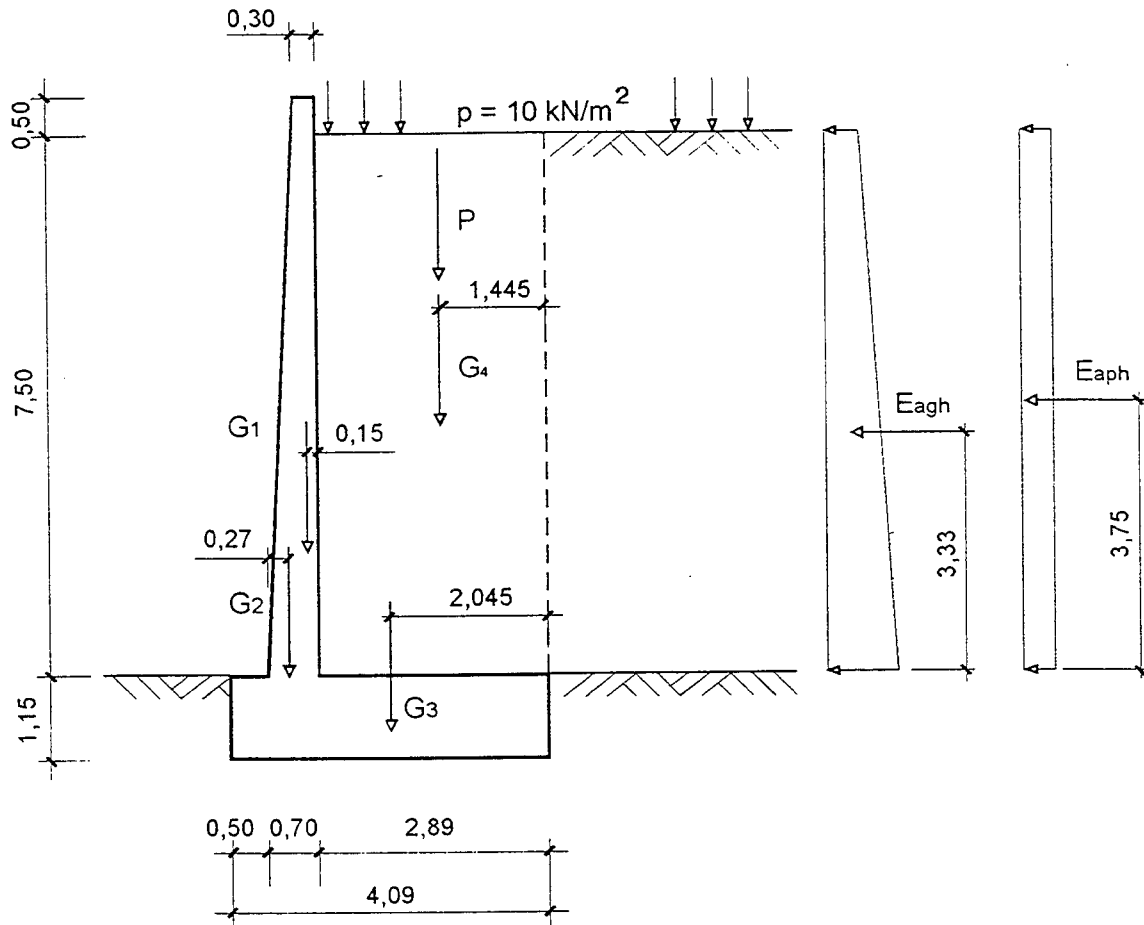
$$b = 4,07 \text{ m}$$

#### 1.4 Ergebnisse der erdstatischen Berechnungen für LF 1

Gleitsicherheit	Lage der Resultierenden Einwirkungen		Grundbruchsicherheit	
	ständig	ständig und veränderlich	Grundwasser vorhanden	kein Grundwasser
3,33 m	4,09 m	3,36 m	4,07 m	3,86 m

## 1.5 Bemessung nach EC 2

### 1.5.1 System



### 1.5.2 Einwirkungen (charakteristische Werte)

Eigengewicht der Wand

$$G_1 = 24,0 \cdot 0,30 \cdot 8,00 = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \cdot 24,0 \cdot 0,40 \cdot 8,00 = 38,4 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Fundamentes

$$G_3 = 24,0 \cdot 1,15 \cdot 4,09 = 112,9 \text{ kN/m}$$

27,6

Eigengewicht des Bodens ( $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_4 = 18,5 \cdot 7,50 \cdot 2,89 = 401,0 \text{ kN/m}$$

138,8

Verkehrslast

$$P = 10,0 \cdot 2,89 = 28,9 \text{ kN/m}$$

aus Erddruck (Trapezförmige Verteilung der Erddrucklast aus Bodeneigengewicht nach DIN 4085-100/7.14.2)



$$\begin{aligned}\varphi &= 32,5^\circ \\ \delta_a &= \beta = 0^\circ \\ \Rightarrow k_{ah} &= 0,30\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_{agh} &= \frac{1}{2} \cdot 18,5 \cdot 7,50^2 \cdot 0,30 = 156,1 \text{ kN/m} \\ E_{aph} &= 10,0 \cdot 7,50 \cdot 0,30 = 22,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

### 1.5.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte:

$$\begin{aligned}\gamma_G &= 1,35 \text{ (ungünstig)} \\ \gamma_G &= 1,0 \text{ (günstig)} \\ \gamma_Q &= 1,5 \text{ (ungünstig)}\end{aligned}$$

#### 1.5.3.1 Schnittgrößen

##### 1.5.3.1.1 Wand

- LF1:

$$N_{Sd} = 1,35 (57,6 + 38,4) = 129,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = 1,35 \cdot 156,1 \cdot 3,33 + 1,5 \cdot 22,5 \cdot 3,75 = 828,3 \text{ kN/m}$$

$$V_{Sd} = 1,35 \cdot 156,1 + 1,5 \cdot 22,5 = 244,5 \text{ kN/m}$$

- LF2:

$$N_{Sd} = 1,0 \cdot 96,0 = 96,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = 828,3 \text{ kN/m}$$

$$V_{Sd} = 244,5 \text{ kN/m}$$

##### 1.5.3.1.2 Fundament

Es wird hier nur die Lastfallkombination mit  $\gamma_G = 1,35$  für die ständigen und  $\gamma_Q = 1,5$  für die veränderlichen Einwirkungen berechnet.

Erddruck und Erdwiderstand auf das Fundament (Sporn) werden vernachlässigt!

- Bodenpressung:

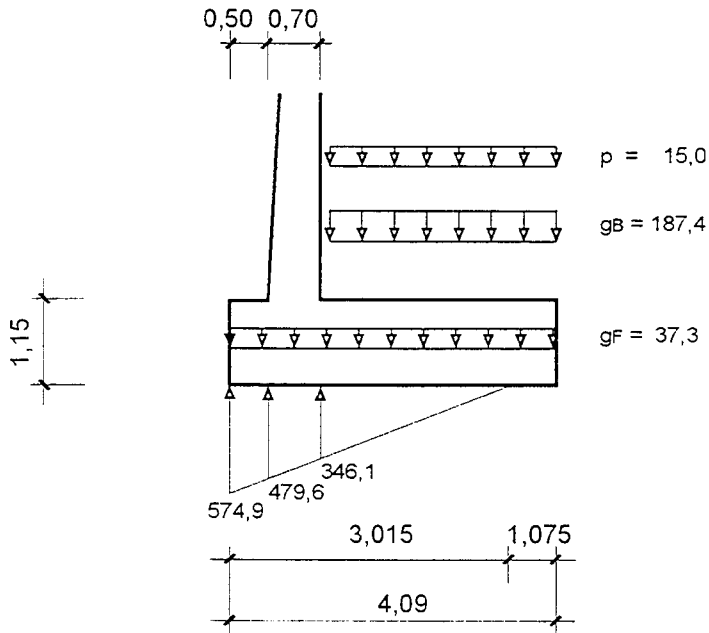
$$\Sigma V = 1,35 (57,6 + 38,4 + 112,9 + 401,0) + 1,5 \cdot 28,9 = 866,7 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M &= 1,35 (57,6 \cdot 0,9950 + 38,4 \cdot 1,2750 - 401,0 \cdot 0,60 + 156,1 \cdot 4,48) \\ &\quad + 1,5 (22,5 \cdot 4,90 - 28,9 \cdot 0,60) = 902,1 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

$$e = 902,1 / 866,7 = 1,04 \text{ m} < 4,09 / 3 = 1,36 \text{ m} \rightarrow \text{klaffende Fuge !}$$

$$c = 4,09 / 2 - 1,04 = 1,0050 \text{ m}$$

$$\sigma = 2 \cdot 866,7 / (3 \cdot 1,0050) = 574,9 \text{ kN/m}^2$$



- Schnittgrößen am Wandanschnitt:

vorderer Sporn

$$M_{Sd, \text{unten}} = 574,9 \cdot 0,50^2 / 3 + 479,6 \cdot 0,50^2 / 6 - 37,3 \cdot 0,50^2 / 2 = 63,2 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Sd} = ((574,9 + 479,6) / 2 - 37,3) \cdot 0,50 = 245,0 \text{ kN/m}$$

hinterer Sporn

$$M_{Sd, \text{oben}} = 346,1 \cdot 1,8150^2 / 6 - (37,3 + 187,4 + 15,0) \cdot 2,89^2 / 2 = -811,0 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Sd} = 346,1 \cdot 1,8150 / 2 - (37,3 + 187,4 + 15,0) \cdot 2,89 = -378,6 \text{ kN/m}$$

### 1.5.3.2 Bemessung

C 25/30 !

#### 1.5.3.2.1 Wand

- Biegung

- LF1:

$$N_{Sd} = 130 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sds} = 828,3 + 1,35 (57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36) = 854 \text{ kNm/m}$$

DAfStb - Heft 425, Tafel 6.2a

$$f_{cd} = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2 = \sigma_{sd}$$

$$\mu_{Sds} = 0,854 / (1,00 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7) = 0,1288 \rightarrow \omega = 0,1408$$

$$\text{erfa}_s = (0,1408 \cdot 100 \cdot 63 \cdot 1,67 - 130) / 43,5 = 31,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- LF2:

$$N_{Sd} = 96 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sds} = 828,3 + 1,0 (57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36) = 847 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,847 / (1,00 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7) = 0,1278 \rightarrow \omega = 0,1396$$

$$\text{erfa}_s = (0,1396 \cdot 100 \cdot 63 \cdot 1,67 - 96) / 43,5 = 31,6 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 25/15)$$

- Schub

Ohne Abminderung d vom Auflagerrand !

Aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,09^3 \sqrt{f_{ck}} = 0,09^3 \sqrt{25} = 0,26 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,63 = 0,97 < 1$$

$$a_{sl} = 32,7 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 25/15)$$

$$\rho_1 = 32,7 / (100 \cdot 63) = 0,0052 < 0,02$$

- LF1:  $\sigma_{cp} = 0,130 / 1,00 \cdot 0,70 = 0,19 \text{ MN/m}^2$

$$V_{Rd1} = [0,26 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0052) + 0,15 \cdot 0,19] \cdot 1,00 \cdot 0,63 = 0,2486 \text{ MN/m} \\ = 248,6 \text{ kN/m} > 244,5$$

- LF2:  $\sigma_{cp} = 0,0960 / 1,00 \cdot 0,70 = 0,14 \text{ MN/m}^2$

$$V_{Rd1} = [0,26 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0052) + 0,15 \cdot 0,14] \cdot 1,00 \cdot 0,63 = 0,2439 \text{ MN/m} \\ = 243,9 \text{ kN/m} \approx 244,5$$

→ keine Schubbewehrung erforderlich !

Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,7 - 25 / 200 = 0,575 > 0,5$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot 0,575 \cdot 16,7 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,63 = 2,7223 \text{ MN/m} = 2722,3 \text{ kN/m} \gg 244,5$$

Eine Abminderung von  $V_{Rd2}$  ist nur bei großen Längsdruckspannungen ( $\sigma_{cp} > 0,4 \cdot f_{cd}$ ) erforderlich !

### 1.5.3.2.2 Fundament

Der vordere Sporn ist ohne weitere Bemessung mit der abgebogenen Wandbewehrung ausreichend bewehrt. Der hintere Sporn wird für Biegung (obere Fundamentbewehrung) und Schub bemessen.

#### - Biegung

$$\mu_{Sds} = 0,8110 / (1,00 \cdot 1,08^2 \cdot 16,7) = 0,0416 \rightarrow \omega = 0,0429$$
$$\text{erfa}_{s, \text{oben}} = 0,0429 \cdot 100 \cdot 108 \cdot 1,67 / 43,5 = 17,8 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 20/15)$$

#### - Schub (d vom Auflagerrand)

$$V_{Sd} \approx 140,1 \cdot 0,735 / 2 - (37,3 + 187,4 + 15,0) \cdot 1,81 = -382,4 \text{ kN/m}$$

#### - Aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung

$$\tau_{Rd} = 0,26 \text{ MN/m}^2$$
$$k = 1,6 - 1,08 = 0,52 < 1$$
$$a_{sl} = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 20/15)$$
$$\rho_1 = 20,9 / (100 \cdot 108) = 0,0019 < 0,02$$
$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd1} = 0,26 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0019) \cdot 1,00 \cdot 1,08 = 0,3583 \text{ MN/m} = 358,3 \text{ kN/m} < 382,4$$

#### - Standardverfahren ( $\vartheta = 45^\circ$ )

Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 d$$

$$v = 0,7 - 25/200 = 0,575$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot 0,575 \cdot 16,7 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 1,08 = 4,6668 \text{ MN/m} = 4666,8 \text{ kN/m} \gg 382,4$$

Schubbewehrung:

$$V_{wd} = 382,4 - 358,3 = 24,1 \text{ kN/m} < 0,4 \cdot 382,4 = 153,0 \text{ kN/m} \text{ (Heft 425!)}$$

$$\text{erf } a_{sw} = 0,1530 / (0,9 \cdot 1,08 \cdot 435) \cdot 10^4 = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### - Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung

Nach Heft 425!

$$\cot \vartheta = 1,25 - 3 \sigma_{cp} / f_{cd} = 1,25$$

$$\tan \vartheta = 0,80$$

$$\vartheta = 38,7$$

Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \vartheta + \tan \vartheta) = 1,00 \cdot 0,9 \cdot 1,08 \cdot 0,575 \cdot 16,7 / (1,25 + 0,80)$$
$$= 4,5530 \text{ MN/m} = 4553,0 \text{ kN/m} \gg 382,4$$

Schubbewehrung:

$$\text{erf } a_{sw} = 0,3824 / (0,9 \cdot 1,08 \cdot 435 \cdot 1,25) \cdot 10^4 = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Mindestbewehrung

Nach EC 2, Abs. 5.4.3.3 (2), sollte die erforderliche Schubbewehrung nicht kleiner als 60 % der Werte nach Tab. 5.5 für Balken sein.

$$\text{min}_{a_{sw}} = 0,60 \cdot 0,11 \cdot 100 = 6,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 1.5.4 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen ist hier gemäß Abschn. 4.4.1.2 (2) nicht erforderlich.

Der rechnerische Nachweis der Verformung erscheint aufgrund des Bauwerkes und des Erddruckansatzes nicht sinnvoll.

##### 1.5.4.1 Rißbreitenbeschränkung

###### 1.5.4.1.1 Wand

- Horizontale Mindestbewehrung aus zentrischem Zwang (Hydratation)

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

$$k_c = 1,0 \text{ (zentr. Zwang)}$$

$$k = 0,56 \text{ (RQ, Hydratation im Bauteil selbst)}$$

$$f_{ct,eff} = 0,30 (0,35 \cdot 25)^{2/3} = 1,27$$

$$f_{ck,eff} = 35 \% \text{ der charakteristischen Betondruckfestigkeit}$$

aus Tab. 4.11

$$\phi = \phi_{Tab} \cdot (f_{ctm} / 2,5) \cdot h / (10 (h-d)) \geq \phi_{Tab} \cdot f_{ctm} / 25$$

$$f_{ctm} / 2,5 = 1,27 / 2,5 = 0,51$$

$$h / (10 (h-d)) = 70 / (10 (70-65)) = 1,4 > 1$$

$$16 \text{ mm} = \phi_{Tab} \cdot 0,51 \cdot 1,4$$

$$\rightarrow \phi_{Tab} = 16 / (0,51 \cdot 1,4) = 22,4 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = 221 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = 1,0 \cdot 0,56 \cdot 1,27 \cdot 70 \cdot 100 / 221 = 22,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Vertikale Bewehrung aus Lastbeanspruchung

Quasi-ständige Last:  $\psi_2 = 0,5$  (alle anderen Einwirkungen)

$$N_{q-s} = 96,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{q-s} = 156,1 \cdot 3,33 + 0,5 \cdot 22,5 \cdot 3,75 = 562,0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{q-s,s} = 562,0 + 57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36 \approx 581 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = [0,581 / (0,9 \cdot 0,63) - 0,096] / 32,7 \cdot 10^4 = 284,0 \text{ MN/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$70 / (10 (70-63)) = 1,0 \rightarrow \phi_{Grenz} = \phi_{Tab} = 15,6 \text{ mm} < 25 \rightarrow \text{nicht erfüllt !}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s = 14,5 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

- Berechnung der Rißbreite

a) Diagramme zur direkten Bemessung nach Meyer

- zentrischer Zwang aus Hydratation

$B_{35}/w_{cal} = 0,25 \text{ mm} / c = 5 \text{ cm}$   
Diagramm 1.3.1 - 15

$d = 0,70 \text{ m}$

$d' = 0,62 \text{ m}$

$\phi = 16 \text{ mm}$

$\Rightarrow a_{si} = a_{sa} = 12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$  je Seite

b) Graphische Ermittlung der Rißbreite nach Heft 425, Bild 10.5

- zentrischer Zwang aus Hydratation

$w_k = 0,25 \text{ mm}$

$b = 1,00 \text{ m}$

$h = 0,70 \text{ m}$

$\Rightarrow \min(b; h) = 0,70 \text{ m}$

C 25/30  $\rightarrow f_{c,eff} = 10 \text{ MN}/\text{m}^2$

$d_1 / h = d_2 / h = 5 / 70 = 0,07$

$\phi_s = 16 \text{ mm}$

$\rightarrow \sigma_s = 240 \text{ MN}/\text{m}^2$

$\rho = 0,16 \%$

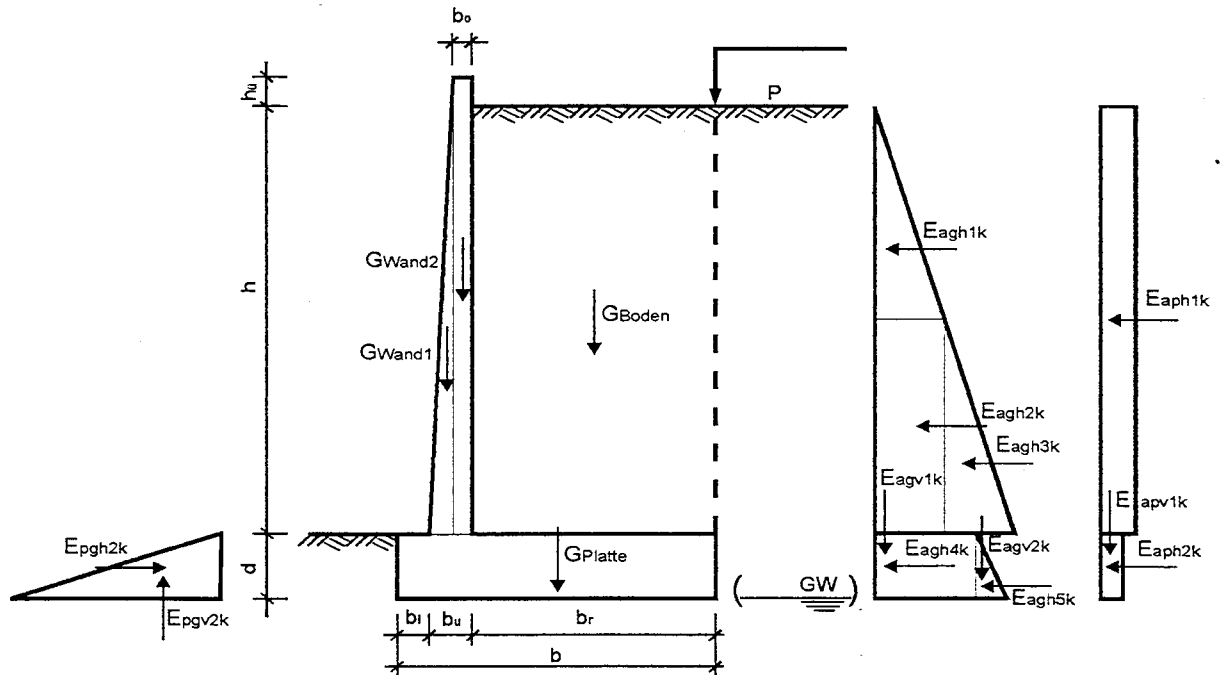
$a_{s1} = a_{s2} = 0,16 / 100 \cdot 100 \cdot 70 = 11,2 \text{ cm}^2/\text{m}$  je Seite

#### 1.5.4.1.2 Fundament

Auf einen Nachweis wird im Rahmen des Beispiels verzichtet.

## II Berechnung einer Winkelstützmauer nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 2.0 Berechnung für kohäsiven Boden

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie und charakteristische Wichte der Stützmauer:

obere Breite der Wand	$b_o = 0,30 \text{ m}$	Einbindetiefe	$d = 1,15 \text{ m}$
untere Breite der Wand	$b_u = 0,70 \text{ m}$	Höhe der Hinterfüllung	$h = 7,50 \text{ m}$
Breite luftseitiger Sporn	$b_l = 0,50 \text{ m}$	Höhe des Überstandes	$h_0 = 0,50 \text{ m}$
Breite erdseitiger Sporn	$b_r = \text{gesuchte Größe}$	Wichte Stahlbeton	$\gamma_{BK} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

Reibungswinkel  $\varphi'_k = 25,0^\circ$   
 Kohäsion  $c'_k = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$   
 Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma'_k = 9,0 \text{ kN/m}^3$

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap. 7)

für $\delta_{ak} = 0,0^\circ$	$K_{agh} = 0,406$	$K_{ach} = 1,274$
für $\delta_{ak} = \pm 2/3 \varphi_k = 16,7^\circ$	$K_{agh} = 0,346$	$K_{ach} = 1,043$
für $\delta_{pk} = -\varphi_k = -25,0^\circ$	$K_{pgh} = 4,031$	$K_{pch} = 5,634$
für $\delta_k = 0,0^\circ$ und $\varphi_{ers} = 40,00^\circ$	$\min K_{ah} = 0,217$	

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten auf die Ersatzwand:

Der Mindesterdruk wird angesetzt bis in eine Tiefe von: 5,34 m.

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{aghk}$	$K_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$K_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{aink})$
-	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
0,0	5,34	19,00	101,44	0,00	0,41	0,00	1,27	-19,11	-19,11	0,41	4,06	-15,05
5,34				101,44		41,17		-19,11	22,06		4,06	26,12
5,34	2,16	19,00	41,06	101,44	0,41	41,17	1,27	-19,11	22,06	0,41	4,06	26,12
7,5				142,50		57,83		-19,11	38,72		4,06	42,78
7,5	1,15	19,00	21,85	142,50	0,35	49,26	1,04	-15,65	33,61	0,35	3,46	37,07
8,65				164,35		56,81		-15,65	41,16		3,46	44,62

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erdwiderstand					
				g	$K_{pgh}$	$e_{pghk}$	$K_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pithk})$
-	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
7,5	1,15	19,00	21,85	0,00	4,03	0,00	5,63	84,51	84,51
8,65				21,85		88,08		84,51	172,59

Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddrucklasten:

$$\begin{aligned}
 E_{agh1k} &= (0,00 + 22,06) \cdot 5,34 / 2 = 58,88 \text{ kN/m} \\
 E_{agh2k} &= 22,06 \cdot 2,16 = 47,67 \text{ kN/m} \\
 E_{agh3k} &= (38,72 - 22,06) \cdot 2,16 / 2 = 18,01 \text{ kN/m} \\
 E_{agh4k} &= 33,61 \cdot 1,15 = 38,65 \text{ kN/m} \\
 E_{agh5k} &= (41,16 - 33,61) \cdot 1,15 / 2 = 4,34 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{aph1k} &= 4,06 \cdot 7,50 = 30,44 \text{ kN/m} \\
 E_{aph2k} &= 3,46 \cdot 1,15 = 3,97 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{agv1k} &= 38,65 \cdot \tan(16,67^\circ) = 11,57 \text{ kN/m} \\
 E_{agv2k} &= 4,34 \cdot \tan(16,67^\circ) = 1,30 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$E_{apv1k} = 3,97 \cdot \tan(16,67^\circ) = 1,19 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 E_{pgh1k} &= 84,51 \cdot 1,15 = 97,18 \text{ kN/m} \\
 E_{pgh2k} &= (172,59 - 84,51) \cdot 1,15 / 2 = 50,65 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{pgv1k} &= 97,18 \cdot \tan(-25,00^\circ) = -45,32 \text{ kN/m} \\
 E_{pgv2k} &= 50,65 \cdot \tan(-25,00^\circ) = -23,62 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

charakteristische Werte der resultierenden aktiven horizontalen Erddrucklasten :

$$\begin{aligned}
 \Sigma E_{aghk} &= E_{agh1k} + E_{agh2k} + E_{agh3k} + E_{agh4k} + E_{agh5k} = 167,6 \text{ kN/m} \\
 \Sigma E_{aphk} &= E_{aph1k} + E_{aph2k} = 34,4 \text{ kN/m} \\
 \Sigma E_{pghk} &= E_{pgh1k} + E_{pgh2k} = 147,8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



## 2.1 Nachweis der Gleitsicherheit (GZ 1B)

(9.5.2)

Ermittlung der vorhandenen Einwirkungen und Widerstände

charakteristische Werte der Vertikalkomponenten der Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

$$\begin{aligned}
 G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} \\
 G_{\text{Wand1}} &= (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{Bk}} / 2 &= & 38,4 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Wand2}} &= (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{Bk}} &= & 57,6 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Platte}} &= d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{Bk}} &= f(b) &= 97,0 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} &= & f(b) \text{ kN/m} &= & 193,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b_r) \text{ kN/m} = 329,7 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig

$$\Sigma E_{\text{agvk}} = E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} = 12,9 \text{ kN/m}$$

Erddruck, veränderlich

$$\Sigma E_{\text{apvk}} = E_{\text{apv1k}} = 1,2 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert  $N_d$  der senkrecht zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkungen

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B (GZ 1B), Lastfall 1 (LF 1) nach Tabelle 2 für :

ständige Einwirkung, ungünstig	$\gamma_{\text{Gsup}} =$	1,35
Erddruck, ständig	$\gamma_{\text{Eg}} =$	1,35
Erddruck veränderlich, ungünstig	$\gamma_{\text{Eq}} =$	1,50
Erddruck ständig, günstig	$\gamma_{\text{Ginf}} =$	1,00

$$\begin{aligned}
 N_d &= (G_{\text{Wand}} + G_{\text{Boden}}) \cdot \gamma_{\text{Gsup}} + \Sigma E_{\text{agvk}} \cdot \gamma_{\text{Eg}} + \Sigma E_{\text{apvk}} \cdot \gamma_{\text{Eq}} + \Sigma E_{\text{pgvk}} \cdot \gamma_{\text{Ginf}} \\
 N_d &= (193,0 + 329,7) \cdot 1,35 + 12,9 \cdot 1,35 + 1,2 \cdot 1,50 + -68,93 \cdot 1,00 \\
 N_d &= 705,7 + 17,4 + 1,8 + -68,93 = 655,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

charakteristischer Wert des Sohlschubwiderstandes

$$R_{\text{tk}} = N_d \cdot \tan \delta_{\text{sk}} \quad (\delta_{\text{sk}} = \varphi'_k \text{ Ortbetonfundament}) \quad (9.5.2, \text{ Gl. 4})$$

Bemessungswert des Sohlschubwiderstandes

(7.3.6)

Teilsicherheitsbeiwert für GZ 1B, LF 1 nach Tabelle 3 für den Sohlschubwiderstand:  $\gamma_{\text{St}} = 1,50$

$$\begin{aligned}
 R_{\text{td}} &= (N_d \cdot \tan \delta_{\text{sk}}) / \gamma_{\text{St}} \\
 R_{\text{td}} &= (655,9 \cdot 0,466) / 1,50 = 203,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

charakteristischer Wert der sohlparallelen Komponente des Erdwiderstandes

$$E_{ptk} = \sum E_{pghk} = E_{pgh1k} + E_{pgh2k} = 147,8 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der sohlparallelen Komponente des Erdwiderstandes

Hinweis: Der Wert wird nach 9.5.2, 7.3.4 als günstige ständige Einwirkung angesetzt.

$$E_{ptd} = E_{ptk} / \gamma_{Ginf} \quad E_{ptk} \text{ wird zu } 50\% \text{ angesetzt.}$$

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist nach 9.6.2 bei einem Ansatz von  $E_{ptk}$  bis zu 50% nicht zu führen.

$$E_{ptd} = 147,8 \cdot 0,50 / 1,00 = 73,9 \text{ kN/m}$$

charakteristischer Wert der Einwirkung in Richtung des Gleitens

$$T_k = T_{Gk} + T_{Qk} + E_{ptk} \quad (9.5.2)$$

$$T_{Gk} = \sum E_{aghk} = 167,6 \text{ kN/m}$$

$$T_{Qk} = \sum E_{aphk} = 34,4 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der Einwirkung in Richtung des Gleitens

$$T_d = T_{Gd} + T_{Qd} + E_{ptd}$$

$$T_d = T_{Gk} \cdot \gamma_{Eg} + T_{Qk} \cdot \gamma_{Eq} + E_{ptk} / \gamma_{Ginf}$$

Teilsicherheitsbeiwert für GZ 1B, LF 1 nach Tabelle 2 für Erddruck, ständig:

$$\gamma_{Eg} = 1,35$$

Teilsicherheitsbeiwert für GZ 1B, LF 1 nach Tabelle 2 für Erddruck, veränderlich, ungünstig:

$$\gamma_{Eq} = 1,50$$

$$T_d = 167,6 \cdot 1,35 + 34,4 \cdot 1,50 - 73,92 = 203,9 \text{ kN/m}$$

Grenzzustandsgleichung für den Nachweis der Gleitsicherheit

$$R_{td} - T_d \geq 0,0 \quad (9.5.2, \text{ Gl. } 2)$$

Mit einer gewählten Breite  $b_r = 2,31 \text{ m}$  ergibt sich die Grenzzustandsgleichung zu

$$203,9 - 203,9 = 0,0 \geq 0,00 \quad \text{q.e.d.}$$

Die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes beträgt damit :

$$b = 3,51 \text{ m}$$

## 2.2.1 Nachweis der Lage der Resultierenden, ständige Einwirkungen (GZ 2)

Ermittlung der ständigen Einwirkungen

(9.6.1 a))

Hinweis: In Absatz 9.6.1 wird nur von der Exzentrizität der resultierenden Einwirkungen gesprochen. Widerstände werden aus diesem Grund nicht angesetzt.

charakteristische Vertikalkräfte aus ständigen Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

$$\begin{aligned}
 G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} \\
 G_{\text{Wand1}} &= (h + h_0) \cdot (b_u - b_0) \cdot \gamma_{\text{Bk}} / 2 &= & 38,4 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Wand2}} &= (h + h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_{\text{Bk}} &= & 57,6 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Platte}} &= d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{Bk}} &= f(b) &= 98,0 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} &= & f(b) \text{ kN/m} &= 194,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b) \text{ kN/m} = 334,8 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig

$$\begin{aligned}
 \Sigma E_{\text{agvk}} &= E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} &= & 12,87 \text{ kN/m} \\
 \Sigma V_G &= 541,6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aghk}} = E_{\text{agh1k}} + E_{\text{agh2k}} + E_{\text{agh3k}} + E_{\text{agh4k}} + E_{\text{agh5k}} = 167,6 \text{ kN/m}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt ständigen charakteristischen Einwirkungen

Momente aus Erddruck

(linksdrehende Momente positiv)

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Eaghk}} &= E_{\text{agh1k}} \cdot e_1 + E_{\text{agh2k}} \cdot e_2 + E_{\text{agh3k}} \cdot e_3 + E_{\text{agh4k}} \cdot e_4 + E_{\text{agh5k}} \cdot e_5 \\
 M_{\text{Eaghk}} &= 58,9 \cdot 5,09 + 47,7 \cdot 2,23 + 18,0 \cdot 1,87 + \\
 &\quad 38,7 \cdot 0,58 + 4,3 \cdot 0,38 \\
 M_{\text{Eaghk}} &= + 299,7 + 106,3 + 33,7 + 22,2 + 1,7 &= & 463,6 \text{ kNm/m} \\
 M_{\text{Eagvk}} &= -(E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 &= f(b) \\
 M_{\text{Eagvk}} &= -(11,6 + 1,3) \cdot 1,8 &= & -22,8 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Bodeneigengewicht auf dem erdseitigen Sporn

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Boden}} &= -(b_r \cdot h \cdot \gamma_k) \cdot (b_l + b_u) / 2 &= f(b) \\
 M_{\text{Boden}} &= -334,8 \cdot 1,2 / 2 &= & -200,9 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Wand1}} &= G_{\text{Wand1}} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_0) / 6 &= f(b) \\
 M_{\text{Wand1}} &= (38,40 \cdot 6,05) / 6 &= & 38,7 \text{ kNm/m} \\
 M_{\text{Wand2}} &= G_{\text{Wand2}} \cdot (b_r + b_0 - b_u - b_l) / 2 &= f(b) \\
 M_{\text{Wand2}} &= (57,60 \cdot 1,45) / 2 &= & 41,7 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma M_G = 320,4 \text{ kNm/m}$$

Nachweis der Lage der Resultierenden infolge ständiger Einwirkungen

Mit einer gewählten Breite  $b_r = 2,35 \text{ m}$  ergibt sich die Exzentrizität zu

$$\begin{aligned} M_G / V_G &= 320,4 / 541,6 = 0,59 \text{ m} \\ 0,59 &\leq b / 6 = 0,59 \quad \text{q.e.d.} \end{aligned}$$

Die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes beträgt damit :  $b = 3,55 \text{ m}$

## 2.2.2 Nachweis der Lage der Resultierenden, Gesamtbelastung ( GZ 2 )

Ermittlung der ständigen und veränderlichen Einwirkungen ( 9.6.1 b )

charakteristische Vertikalkräfte aus ständigen Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

( 2.1.2 )

$$\begin{aligned} G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} \\ G_{\text{Wand1}} &= (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{BK}} / 2 = 38,4 \text{ kN/m} \\ G_{\text{Wand2}} &= (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{BK}} = 57,6 \text{ kN/m} \\ G_{\text{Platte}} &= d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{BK}} = f(b) = 86,1 \text{ kN/m} \\ G_{\text{Wand}} &= G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} = f(b) \text{ kN/m} = 182,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b_r) \text{ kN/m} = 273,7 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig

$$\Sigma E_{\text{agvk}} = E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} = 12,9 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma V_G = 468,7 \text{ kN/m}$$

charakteristische Vertikalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

Erddruck, veränderlich

$$\Sigma E_{\text{apvk}} = E_{\text{apv1k}} = 1,19 \text{ kN/m} \quad \Sigma V_Q = 1,19 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aghk}} = E_{\text{agh1k}} + E_{\text{agh2k}} + E_{\text{agh3k}} + E_{\text{agh4k}} + E_{\text{agh5k}} = 167,6 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aphk}} = E_{\text{aph1k}} + E_{\text{aph2k}} = 34,4 \text{ kN/m}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen charakteristischen Einwirkungen

Momente aus Erddruck

(linksdrehende Momente positiv)

$$M_{E_{aghk}} = E_{agh1k} \cdot e_1 + E_{agh2k} \cdot e_2 + E_{agh3k} \cdot e_3 + E_{agh4k} \cdot e_4 + E_{agh5k} \cdot e_5$$

$$M_{E_{aghk}} = 58,9 \cdot 38,7 + 5,09 \cdot 0,58 + 47,7 \cdot 4,3 + 2,23 \cdot 0,38 + 18,0 \cdot 1,87 +$$

$$M_{E_{aghk}} = + 299,7 + 106,3 + 33,7 + 22,2 + 1,7 = 463,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{E_{agvk}} = - (E_{agv1k} + E_{agv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b)$$

$$M_{E_{agvk}} = - (11,57 + 1,3) \cdot 1,56 = -20,1 \text{ kNm/m}$$

Momente aus Bodeneigengewicht auf dem erdseitigen Sporn

$$M_{Boden} = - (b_r \cdot h \cdot \gamma_k) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b)$$

$$M_{Boden} = -273,7 \cdot 1,2 / 2 = -164,2 \text{ kNm/m}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$M_{Wand1} = G_{Wand1} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b)$$

$$M_{Wand1} = (38,40 \cdot 4,76) / 6 = 30,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Wand2} = G_{Wand2} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b)$$

$$M_{Wand2} = (57,60 \cdot 1,02) / 2 = 29,4 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_G = 339,2 \text{ kNm/m}$$

Momente aus veränderlichen charakteristischen Einwirkungen

$$M_{E_{aph}} = E_{aph1k} \cdot e_{1p} + E_{aph2k} \cdot e_{2p}$$

$$M_{E_{aph}} = 30,4 \cdot 4,9 + 4,0 \cdot 0,58 = 151,4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{E_{apv}} = - E_{apv1} \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b)$$

$$M_{E_{apv}} = -1,19 \cdot 3,12 / 2 = -1,9 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_Q = 149,6 \text{ kNm/m}$$

Nachweis der Lage der Resultierenden infolge ständiger und veränderlicher Einwirkungen

Mit einer gewählten Breite  $b_r = 1,92 \text{ m}$  ergibt sich die Exzentrizität zu

$$\frac{M_G + M_Q}{V_G + V_Q} = e$$

$$(339,21 + 149,6) / (468,7 + 1,19) = 1,04 \text{ m}$$

$$1,04 \leq b / 3 = 1,04 \quad \text{q.e.d.}$$

Die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes beträgt damit :

$$b = 3,12 \text{ m}$$

Ermittlung der ständigen und veränderlichen Einwirkungen

für Fall a), kein Grundwasser vorhanden

charakteristische Vertikalkräfte aus ständigen Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}}$$

$$G_{\text{Wand1}} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{Bk}} / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand2}} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{Bk}} = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Platte}} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{Bk}} = f(b) = 95,9 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} = f(b) \text{ kN/m} = 191,9 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b_r) \text{ kN/m} = 324,1 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig :

$$\Sigma E_{\text{agvk}} = E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} = 12,87 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma E_{\text{pgvk}} = E_{\text{pgv1k}} + E_{\text{pgv2k}} = -68,93 \text{ kN/m}$$

charakteristische Vertikalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

Erddruck, veränderlich

$$\Sigma E_{\text{apvk}} = E_{\text{apv1k}} = 1,2 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aghk}} = E_{\text{agh1k}} + E_{\text{agh2k}} + E_{\text{agh3k}} + E_{\text{agh4k}} + E_{\text{agh5k}} = 167,6 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aphk}} = E_{\text{aph1k}} + E_{\text{aph2k}} = 34,4 \text{ kN/m}$$

Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 2 für GZ 1B, LF1 für :

$$\text{ständige Einwirkung, ungünstig } \gamma_{\text{Gsup}} = 1,35$$

$$\text{ständige Einwirkung, günstig } \gamma_{\text{Ginf}} = 1,00$$

$$\text{Erddruck, ständig } \gamma_{\text{Eg}} = 1,35$$

$$\text{Erddruck veränderlich, ungünstig } \gamma_{\text{Eq}} = 1,50$$

Bemessungswert  $V_d$  der senkrecht zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkung nach DIN 4017 - 100

$$V_d = (G_{\text{Wand}} + G_{\text{Boden}}) \cdot \gamma_{\text{Gsup}} + \Sigma E_{\text{agvk}} \cdot \gamma_{\text{Eg}} + \Sigma E_{\text{apvk}} \cdot \gamma_{\text{Eq}} + \Sigma E_{\text{pgvk}} \cdot \gamma_{\text{Ginf}}$$

$$V_d = (191,9 + 324,1) \cdot 1,35 + 12,9 \cdot 1,35 + 1,2 \cdot 1,50 + (-68,93) \cdot 1,00$$

$$V_d = 696,7 + 17,4 + 1,8 + (-68,93) = 646,9 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert  $H_d$  der parallel zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkung

$$\begin{aligned}
 H_d &= \sum E_{aghk} \cdot \gamma_{Eg} + \sum E_{aphk} \cdot \gamma_{Eq} - \sum E_{pghk} \cdot \gamma_{Ginf} \\
 H_d &= 167,6 \cdot 1,35 + 34,4 \cdot 1,50 - 147,83 \cdot 1,00 \\
 H_d &= 226,2 + 51,6 - 147,83 = 130,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen charakteristischen Einwirkungen

Momente aus Erddruck

(linksdrehende Momente positiv)

$$\begin{aligned}
 M_{Eaghk} &= E_{agh1k} \cdot e_1 + E_{agh2k} \cdot e_2 + E_{agh3k} \cdot e_3 + E_{agh4k} \cdot e_4 + E_{agh5k} \cdot e_5 \\
 M_{Eaghk} &= 58,9 \cdot 5,09 + 47,7 \cdot 2,23 + 18,0 \cdot 1,87 + \\
 &\quad 38,7 \cdot 0,58 + 4,3 \cdot 0,38 \\
 M_{Eaghk} &= + 299,7 + 106,3 + 33,7 + 22,2 + 1,7 = 463,6 \text{ kNm/m} \\
 M_{Eagvk} &= - (E_{agv1k} + E_{agv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Eagvk} &= - (11,6 + 1,3) \cdot 3,47 / 2,0 = -22,4 \text{ kNm/m} \\
 M_{Epghk} &= - E_{pgh1k} \cdot d/2 + - E_{pgh2k} \cdot d/3 \\
 M_{Epghk} &= -97,2 \cdot 0,58 + -50,6 \cdot 0,38 = -75,3 \text{ kNm/m} \\
 M_{Epgvk} &= - (E_{pgv1k} + E_{pgv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Epgvk} &= - (45,3 + 23,6) \cdot 3,47 / 2,0 = -119,8 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Bodeneigengewicht auf dem erdseitigen Sporn

$$\begin{aligned}
 M_{Boden} &= - (b_r \cdot h \cdot \gamma_k) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b) \\
 M_{Boden} &= -324,1 \cdot 1,2 / 2 = -194,5 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Wandeigengewicht

$$\begin{aligned}
 M_{Wand1} &= G_{Wand1} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b) \\
 M_{Wand1} &= (38,4 \cdot 5,8) / 6 = 37,3 \text{ kNm/m} \\
 M_{Wand2} &= G_{Wand2} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b) \\
 M_{Wand2} &= (57,6 \cdot 1,4) / 2 = 39,6 \text{ kNm/m} \\
 M_{Wand} &= M_{Wand1} + M_{Wand2} = 37,3 + 39,6 = f(b) = 76,9 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus Werten der veränderlichen charakteristischen Einwirkungen

$$\begin{aligned}
 M_{Eaphk} &= E_{aph1k} \cdot e_{1p} + E_{aph2k} \cdot e_{2p} \\
 M_{Eaphk} &= 30,4 \cdot 4,9 + 4,0 \cdot 0,6 = 151,4 \text{ kNm/m} \\
 M_{Eapvk} &= - E_{apv1k} \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Eapvk} &= -1,2 \cdot 3,5 / 2 = -2,1 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert  $M_d$  der Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen :

$$M_d = \begin{pmatrix} M_{E_{aghk}} + M_{E_{agvk}} \\ M_{E_{aphk}} + M_{E_{apvk}} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Eg} + \begin{pmatrix} M_{Wand} + M_{Boden} \\ M_{E_{pghk}} + M_{E_{pgvk}} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Gsup} + \begin{pmatrix} \\ \\ \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Ginf}$$

$$M_d = \begin{pmatrix} 463,6 & -22,4 \\ 151,4 & -2,1 \end{pmatrix} \cdot 1,35 + \begin{pmatrix} 76,9 & -194,5 \\ -75,3 & -119,8 \end{pmatrix} \cdot 1,35 + \begin{pmatrix} \\ \\ \end{pmatrix} \cdot 1,00$$

$$M_d = 595,7 + -158,8 + 224,1 + -195,1 = 465,9 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$

$$e_d = \frac{M_d}{V_d}$$

$$e_d = \frac{465,9}{646,9}$$

$$e_d = 0,72 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_d = 2,03 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$  :

$$A' = b' \cdot 1 \text{ m} = 2,03 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte :  $v_b = v_d = v_c = 1,0$  ( Streifenfundament )

Geländeneigungsbeiwerte :  $\lambda_b = \lambda_d = \lambda_c = 1,0$  ( Geländeneigungswinkel  $\beta = 0$  )

Sohlneigungsbeiwerte :  $\xi_b = \xi_d = \xi_c = 1,0$  ( Sohlneigungswinkel  $\alpha = 0$  )

Tragfähigkeitsbeiwerte :

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan \varphi'_k} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi'_k / 2) = 10,662$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi'_k = 4,506$$

$$N_{c0} = (N_{d0} - 1) \cdot \cot \varphi'_k = 20,721$$

Lastneigungsbeiwerte ( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\tan \delta = H_d / (V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot \varphi'_k)$$

$$\tan \delta = 130,0 / (646,9 + 2,03 \cdot 15,00 \cdot 2,14)$$

$$\tan \delta = 0,182$$

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot \tan \delta)^3 = 0,664$$

$$\kappa_b = (1 - \tan \delta)^3 = 0,546$$

$$\kappa_c = (\kappa_d \cdot N_{d0} - 1) / (N_{d0} - 1) = 0,629$$



charakteristischer Wert des Grundbruchwiderstandes  $Q_k$

$$Q_k = A' \cdot \sigma \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned}\sigma &= c \cdot N_{c0} \cdot \kappa_c \cdot v_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_{d0} \cdot \kappa_d \cdot v_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot \kappa_b \cdot v_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b \\ \sigma &= 195,45 + 154,6 + 95,1 \\ \sigma &= 445,2 \quad \text{kN/m}^2\end{aligned}$$

$$Q_k = 2,03 \cdot 445,2 = 905,7 \quad \text{kN}$$

Bemessungswert  $Q_d$  des Grundbruchwiderstandes

Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 3 für GZ 1B, LF 1 für den Sohldruckwiderstand :  $\gamma_S = 1,40$

$$\begin{aligned}Q_d &= Q_k / \gamma_S \\ Q_d &= 905,7 / 1,40 \\ Q_d &= 646,9\end{aligned}$$

Grenzzustandsgleichung nach DIN 4017 - 100

(3.2, Gl. 1)

$$Q_d - V_d = 0$$

$$646,9 - 646,9 = 0,0 \quad \text{q.e.d.}$$

für die gewählte Breite  $b_r = 2,27 \text{ m}$  ergibt sich der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes zu

$$Q_d = 646,9 \quad \text{kN}$$

die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes zu

$$b = 3,47 \text{ m}$$

### 2.3.2 Nachweis der Grundbruchsicherheit, Grundwasser (GZ 1B)

Ermittlung der ständigen und veränderlichen Einwirkungen

für Fall b), Grundwasser in Unterkante Bauwerkssohle

charakteristische Vertikalkräfte aus ständigen Einwirkungen

Eigengewicht der Stützmauer :

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}}$$

$$G_{\text{Wand1}} = (h + h_0) \cdot (b_u - b_o) \cdot \gamma_{\text{Bk}} / 2 = 38,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand2}} = (h + h_0) \cdot b_o \cdot \gamma_{\text{Bk}} = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Platte}} = d \cdot (b_l + b_u + b_r) \cdot \gamma_{\text{Bk}} = f(b) = 100,3 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Wand}} = G_{\text{Wand1}} + G_{\text{Wand2}} + G_{\text{Platte}} = f(b) \text{ kN/m} = 196,3 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Bodens auf dem erdseitigen Sporn :

$$G_{\text{Boden}} = b_r \cdot h \cdot \gamma_k = f(b_r) \text{ kN/m} = 346,7 \text{ kN/m}$$

Erddruck, ständig

$$\Sigma E_{\text{agvk}} = E_{\text{agv1k}} + E_{\text{agv2k}} = 12,87 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma E_{\text{pgvk}} = E_{\text{pgv1k}} + E_{\text{pgv2k}} = -68,93 \text{ kN/m}$$

charakteristische Vertikalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

Erddruck, veränderlich

$$\Sigma E_{\text{apvk}} = E_{\text{apv1k}} = 1,2 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus ständigen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aghk}} = E_{\text{agh1k}} + E_{\text{agh2k}} + E_{\text{agh3k}} + E_{\text{agh4k}} + E_{\text{agh5k}} = 167,6 \text{ kN/m}$$

charakteristische Horizontalkräfte aus veränderlichen Einwirkungen

$$\Sigma E_{\text{aphk}} = E_{\text{aph1k}} + E_{\text{aph2k}} = 34,4 \text{ kN/m}$$

Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 2 für GZ 1B, LF1 für :

ständige Einwirkung, ungünstig  $\gamma_{\text{Gsup}} = 1,35$

ständige Einwirkung, günstig  $\gamma_{\text{Ginf}} = 1,00$

Erddruck, ständig  $\gamma_{\text{Eg}} = 1,35$

Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{\text{Eq}} = 1,50$

Bemessungswert  $V_d$  der senkrecht zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkung nach DIN 4017 - 100

$$V_d = (G_{\text{Wand}} + G_{\text{Boden}}) \cdot \gamma_{\text{Gsup}} + \Sigma E_{\text{agvk}} \cdot \gamma_{\text{Eg}} + \Sigma E_{\text{apvk}} \cdot \gamma_{\text{Eq}} + \Sigma E_{\text{pgvk}} \cdot \gamma_{\text{Ginf}}$$

$$V_d = (196,3 + 346,7) \cdot 1,35 + 12,9 \cdot 1,35 + 1,2 \cdot 1,50 + (-68,93) \cdot 1,00$$

$$V_d = 733,0 + 17,4 + 1,8 + (-68,93) = 683,3 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert  $H_d$  der parallel zur Sohlfläche gerichteten Komponente der resultierenden Einwirkung

$$\begin{aligned}
 H_d &= \Sigma E_{aghk} \cdot \gamma_{Eg} + \Sigma E_{aphk} \cdot \gamma_{Eq} - \Sigma E_{pghk} \cdot \gamma_{Ginf} \\
 H_d &= 167,6 \cdot 1,35 + 34,4 \cdot 1,50 - 147,83 \cdot 1,00 \\
 H_d &= 226,2 + 51,6 - 147,83 = 130,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen charakteristischen Einwirkungen

Momente aus Erddruck

(linksdrehende Momente positiv)

$$\begin{aligned}
 M_{Eaghk} &= E_{agh1k} \cdot e_1 + E_{agh2k} \cdot e_2 + E_{agh3k} \cdot e_3 + E_{agh4k} \cdot e_4 + E_{agh5k} \cdot e_5 \\
 M_{Eaghk} &= 58,9 \cdot 5,09 + 47,7 \cdot 2,23 + 18,0 \cdot 1,87 + \\
 &\quad 38,7 \cdot 0,58 + 4,3 \cdot 0,38 \\
 M_{Eaghk} &= + 299,7 + 106,3 + 33,7 + 22,2 + 1,7 = 463,6 \text{ kNm/m} \\
 M_{Eagvk} &= - (E_{agv1k} + E_{agv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Eagvk} &= - (11,6 + 1,3) \cdot 3,6 / 2 = -23,4 \text{ kNm/m} \\
 M_{Epghk} &= - E_{pgh1k} \cdot d/2 + - E_{pgh2k} \cdot d/3 \\
 M_{Epghk} &= -97,2 \cdot 0,58 + -50,6 \cdot 0,38 = -75,3 \text{ kNm/m} \\
 M_{Epgvk} &= - (E_{pgv1k} + E_{pgv2k}) \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Epgvk} &= - (45,3 + 23,6) \cdot 3,63 / 2,0 = -125,2 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Bodeneigengewicht auf dem erdseitigen Sporn

$$\begin{aligned}
 M_{Boden} &= - (b_r \cdot h \cdot \gamma_k) \cdot (b_l + b_u) / 2 = f(b) \\
 M_{Boden} &= -346,7 \cdot 1,2 / 2 = -208,0 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente aus Wandengewicht

$$\begin{aligned}
 M_{Wand1} &= G_{Wand1} \cdot (3b_r - 3b_l - b_u + 4 \cdot b_o) / 6 = f(b) \\
 M_{Wand1} &= (38,4 \cdot 6,3) / 6 = 40,3 \text{ kNm/m} \\
 M_{Wand2} &= G_{Wand2} \cdot (b_r + b_o - b_u - b_l) / 2 = f(b) \\
 M_{Wand2} &= (57,6 \cdot 1,5) / 2 = 44,2 \text{ kNm/m} \\
 M_{Wand} &= M_{Wand1} + M_{Wand2} = 40,3 + 44,2 = f(b) = 84,5 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Momente um den Sohlmittelpunkt aus Werten der veränderlichen charakteristischen Einwirkungen

$$\begin{aligned}
 M_{Eaphk} &= E_{aph1k} \cdot e_{1p} + E_{aph2k} \cdot e_{2p} \\
 M_{Eaphk} &= 30,4 \cdot 4,9 + 4,0 \cdot 0,6 = 151,4 \text{ kNm/m} \\
 M_{Eapvk} &= - E_{apv1k} \cdot (b_l + b_u + b_r) / 2 = f(b) \\
 M_{Eapvk} &= -1,2 \cdot 3,6 / 2 = -2,2 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert  $M_d$  der Momente um den Sohlmittelpunkt aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen :

$$M_d = \begin{pmatrix} M_{Eaghk} & + & M_{Eagvk} \\ M_{Eaphk} & + & M_{Eapvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Eg} \quad + \quad \begin{pmatrix} M_{Wand} & + & M_{Boden} \\ M_{Epgkh} & + & M_{Epgvk} \end{pmatrix} \cdot \gamma_{Gsup} \quad +$$

$$M_d = \begin{pmatrix} 463,6 & -23,4 \\ 151,4 & -2,2 \end{pmatrix} \cdot 1,35 \quad + \quad \begin{pmatrix} 84,5 & + & -208,0 \\ -75,3 & + & -125,2 \end{pmatrix} \cdot 1,00$$

$$M_d = 594,4 \quad + \quad -166,8 \quad + \quad 223,9 \quad + \quad -200,5 \quad = \quad 450,9 \text{ kNm/m}$$

rechnerische Breite  $b'$

$$e_d = \frac{M_d}{V_d} = \frac{450,9}{683,3}$$

$$e_d = 0,66 \text{ m}$$

$$b' = b_l + b_u + b_r - 2 \cdot e_d = 2,31 \text{ m}$$

rechnerische Grundfläche  $A'$  :

$$A' = b' \cdot 1 \text{ m} = 2,31 \text{ m}^2$$

Formbeiwerte :  $\nu_b = \nu_d = \nu_c = 1,0$  ( Streifenfundament )

Geländeneigungsbeiwerte :  $\lambda_b = \lambda_d = \lambda_c = 1,0$  ( Geländeneigungswinkel  $\beta = 0$  )

Sohlneigungsbeiwerte :  $\xi_b = \xi_d = \xi_c = 1,0$  ( Sohlneigungswinkel  $\alpha = 0$  )

Tragfähigkeitsbeiwerte :

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan \varphi'_k} \cdot \tan^2 (45^\circ + \varphi'_k / 2) = 10,662$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi'_k = 4,506$$

$$N_{c0} = (N_{d0} - 1) \cdot \cot \varphi'_k = 20,721$$

Lastneigungsbeiwerte ( Horizontallast parallel zur kleineren Seite )

$$\tan \delta = H_d / ( V_d + A' \cdot c'_k \cdot \cot \varphi'_k )$$

$$\tan \delta = 130,0 / ( 683,3 + 2,31 \cdot 15,00 \cdot 2,14 )$$

$$\tan \delta = 0,172$$

$$\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot \tan \delta)^3 = 0,681$$

$$\kappa_b = (1 - \tan \delta)^3 = 0,569$$

$$\kappa_c = ( \kappa_d \cdot N_{d0} - 1 ) / ( N_{d0} - 1 ) = 0,648$$

charakteristischer Wert des Grundbruchwiderstandes  $Q_k$

$$Q_k = A' \cdot \sigma \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= c \cdot N_{c0} \cdot \kappa_c \cdot v_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_{d0} \cdot \kappa_d \cdot v_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d + \gamma_2 \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot \kappa_b \cdot v_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b \\ \sigma &= 201,49 + 158,7 + 53,3 \\ \sigma &= 413,5 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_k = 2,31 \cdot 413,5 = 956,6 \quad \text{kN}$$

Bemessungswert  $Q_d$  des Grundbruchwiderstandes

Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 2 für GZ 1B, LF 1 für den Sohldruckwiderstand :  $\gamma_S = 1,40$

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_k / \gamma_S \\ Q_d &= 956,6 / 1,40 \\ Q_d &= 683,3 \end{aligned}$$

Grenzzustandsgleichung

(4.5.2, Gl. 4)

$$Q_d - V_d = 0$$

$$683,3 - 683,3 = 0,0 \quad \text{q.e.d.}$$

für die gewählte Breite  $b_r = 2,43 \text{ m}$  ergibt sich der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes zu

$$Q_d = 683,3 \quad \text{kN}$$

die erforderliche Gesamtbreite des Wandfußes zu

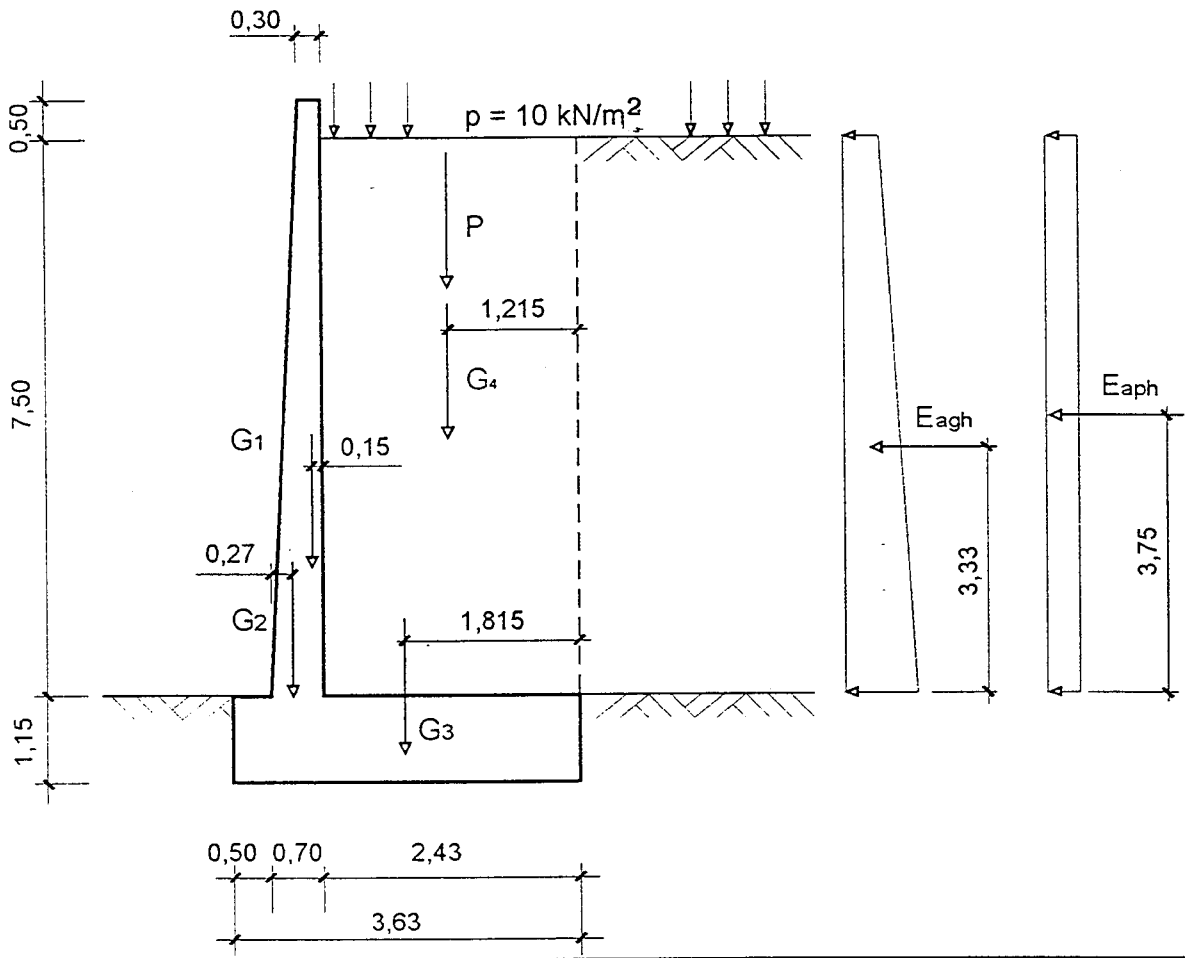
$$b = 3,63 \text{ m}$$

## 2.4 Ergebnisse der erdstatischen Berechnungen für LF 1

Gleitsicherheit	Lage der Resultierenden Einwirkungen		Grundbruchsicherheit	
	ständig	ständig und veränderlich	Grundwasser vorhanden	kein Grundwasser
3,51 m	3,55 m	3,12 m	3,63 m	3,47 m

## 2.5 Bemessung nach EC 2

### 2.5.1 System



### 2.5.2 Einwirkungen (charakteristische Werte)

Eigengewicht der Wand

$$G_1 = 24,0 \cdot 0,30 \cdot 8,00 = 57,6 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \cdot 24,0 \cdot 0,40 \cdot 8,00 = 38,4 \text{ kN/m}$$

Eigengewicht des Fundamentes

$$G_3 = 24,0 \cdot 1,15 \cdot 3,63 = 100,2 \text{ kN/m}$$

27,6

Eigengewicht des Bodens ( $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$ )

$$G_4 = 19,0 \cdot 7,50 \cdot 2,43 = 346,3 \text{ kN/m}$$

142,5

Verkehrslast

$$P = 10,0 \cdot 2,43 = 24,3 \text{ kN/m}$$

aus Erddruck (Mindesterddruck nach DIN 4085-100/7.3.1 und trapezförmige Verteilung der Erddrucklast aus Bodeneigengewicht nach DIN 4085-100/7.14.2 !)

$$\varphi = 25^\circ \quad k_{ah} = 0,41$$

⇒

$$\delta_a = \beta = 0^\circ \quad k_{ach} = 1,27$$

Kohäsion:  $c = 15,0 \text{ kN/m}^3$

Mindesterddruck:  $\varphi_{\text{ers}} = 40^\circ$   
 $\delta_a = \beta = 0^\circ$   
 $\Rightarrow k_{\text{agh}} = 0,22$

$$19,0 \cdot h \cdot 0,22 = 19,0 \cdot h \cdot 0,41 - 15,0 \cdot 1,27$$

$$19,0 \cdot h (0,41 - 0,22) = 15,0 \cdot 1,27$$

$$h_{\text{min}} = 19,05 / 3,61 = 5,28 \text{ m}$$

$$e_{\text{aghmin}} = 19,0 \cdot 5,28 \cdot 0,22 = 22,1 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{\text{agh}} + e_{\text{ach}} = 19,0 \cdot 7,50 \cdot 0,41 - 15,0 \cdot 1,27 = 39,4 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{\text{agh}} = \frac{1}{2} \cdot 22,1 \cdot 5,28 + \frac{1}{2} (22,1 + 39,4) \cdot 2,22 = 126,6 \text{ kN/m}$$

$$E_{\text{aph}} = 10,0 \cdot 7,50 \cdot 0,41 = 30,8 \text{ kN/m}$$

### 2.5.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte:  $\gamma_G = 1,35$  (ungünstig)  
 $\gamma_G = 1,0$  (günstig)  
 $\gamma_Q = 1,5$  (ungünstig)

#### 2.5.3.1 Schnittgrößen

##### 2.5.3.1.1 Wand

- LF1:

$$N_{\text{Sd}} = 1,35 (57,6 + 38,4) = 129,6 \text{ kN/m}$$

$$96,0$$

$$M_{\text{Sd}} = 1,35 \cdot 126,6 \cdot 3,33 + 1,5 \cdot 30,8 \cdot 3,75 = 742,4 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{Sd}} = 1,35 \cdot 126,6 + 1,5 \cdot 30,8 = 217,1 \text{ kN/m}$$

- LF2:

$$N_{\text{Sd}} = 1,0 \cdot 96,0 = 96,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{Sd}} = 742,4 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{Sd}} = 217,1 \text{ kN/m}$$

##### 2.5.3.1.2 Fundament

Es wird hier nur die Lastfallkombination mit  $\gamma_G = 1,35$  für die ständigen und  $\gamma_Q = 1,5$  für die veränderlichen Einwirkungen berechnet.

Erddruck und Erdwiderstand auf das Fundament (Sporn) werden vernachlässigt!

- Bodenpressung:

$$\Sigma V = 1,35 (57,6 + 38,4 + 100,2 + 346,3) + 1,5 \cdot 24,3 = 768,8 \text{ kN/m}$$

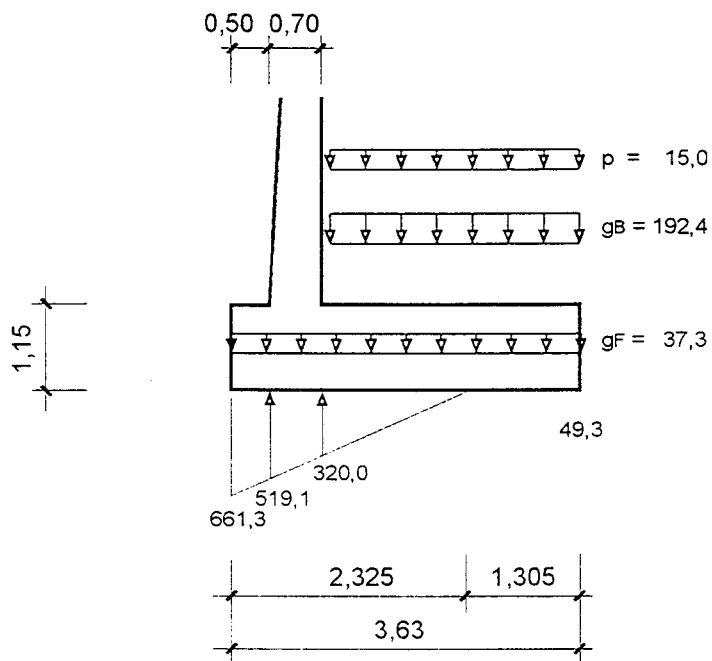
$$\Sigma M = 1,35 (57,6 \cdot 0,765 + 38,4 \cdot 1,045 - 346,3 \cdot 0,60 + 126,6 \cdot 4,48) + 1,5 (30,8 \cdot 4,90 - 24,3 \cdot 0,60) = 803,3 \text{ kNm/m}$$

$$e = 803,3 / 768,6 = 1,04 \text{ m} < 3,63 / 3 = 1,21 \text{ m} \rightarrow \text{klaffende Fuge !}$$

$$c = 3,63 / 2 - 1,04 = 0,775 \text{ m}$$

$$\sigma = 2 \cdot 768,8 / (3 \cdot 0,775) = 661,3 \text{ kN/m}^2$$

$$2,325$$



- Schnittgrößen am Wandanschnitt:

vorderer Sporn

$$M_{Sd, \text{unten}} = 661,3 \cdot 0,50^2 / 3 + 519,1 \cdot 0,50^2 / 6 - 37,3 \cdot 0,50^2 / 2 = 72,1 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Sd} = ((661,3 + 519,1) / 2 - 37,3) \cdot 0,50 = 276,5 \text{ kN/m}$$

hinterer Sporn

$$M_{Sd, \text{oben}} = 320,0 \cdot 1,125^2 / 6 - (37,3 + 192,4 + 15,0) \cdot 2,43^2 / 2 = -655,0 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Sd} = 320,0 \cdot 1,125 / 2 - (37,3 + 192,4 + 15,0) \cdot 2,43 = -414,6 \text{ kN/m}$$

### 2.5.3.2 Bemessung

C 25/30 !

#### 2.5.3.2.1 Wand

- Biegung

- LF1:

$$N_{Sd} \approx 130 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sds} = 742,4 + 1,35 (57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36) \approx 768 \text{ kNm/m}$$

DAfStb - Heft 425, Tafel 6.2a



$$f_{cd} = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2 = \sigma_{sd}$$

$$\mu_{Sds} = 0,768 / (1,00 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7) = 0,1159 \rightarrow \omega = 0,1255$$

$$\text{erfa}_s = (0,1255 \cdot 100 \cdot 63 \cdot 1,67 - 130) / 43,5 = 27,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- LF2:

$$N_{Sd} = 96 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sds} = 742,4 + 1,0 (57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36) \approx 761 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,761 / (1,00 \cdot 0,63^2 \cdot 16,7) = 0,1148 \rightarrow \omega = 0,1242$$

$$\text{erfa}_s = (0,1242 \cdot 100 \cdot 63 \cdot 1,67 - 96) / 43,5 = 27,8 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 20/10)$$

- Schub

Ohne Abminderung d vom Auflagerrand !

Aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,09^3 \sqrt{f_{ck}} = 0,09^3 \sqrt{25} = 0,26 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,63 = 0,97 < 1$$

$$a_{sl} = 31,4 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 20/10)$$

$$\rho_1 = 31,4 / (100 \cdot 63) = 0,0050 < 0,02$$

- LF1:  $\sigma_{cp} = 0,130 / 1,00 \cdot 0,70 = 0,19 \text{ MN/m}^2$

$$V_{Rd1} = [0,26 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0050) + 0,15 \cdot 0,19] \cdot 1,00 \cdot 0,63 = 0,2473 \text{ MN/m}$$

$$= 247,3 \text{ kN/m} > 217,1$$

- LF2:  $\sigma_{cp} = 0,0960 / 1,00 \cdot 0,70 = 0,14 \text{ MN/m}^2$

$$V_{Rd1} = [0,26 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0050) + 0,15 \cdot 0,14] \cdot 1,00 \cdot 0,63 = 0,2426 \text{ MN/m}$$

$$= 242,6 \text{ kN/m} > 217,1$$

→ keine Schubbewehrung erforderlich !

Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,7 - 25 / 200 = 0,575 > 0,5$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot 0,575 \cdot 16,7 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,63 = 2,7223 \text{ MN/m} = 2722,3 \text{ kN/m} \gg 217,1$$

Eine Abminderung von  $V_{Rd2}$  ist nur bei großen Längsdruckspannungen ( $\sigma_{cp} > 0,4 \cdot f_{cd}$ ) erforderlich !

### 2.5.3.2.2 Fundament

Der vordere Sporn ist ohne weitere Bemessung mit der abgebogenen Wandbewehrung ausreichend bewehrt, der hintere Sporn wird für Biegung (obere Fundamentbewehrung) und Schub bemessen.

- Biegung

$$\mu_{Sds} = 0,6550 / (1,00 \cdot 1,08^2 \cdot 16,7) = 0,0336 \rightarrow \omega = 0,0345$$
$$\text{erfa}_{s, \text{oben}} = 0,0345 \cdot 100 \cdot 108 \cdot 1,67 / 43,5 = 14,3 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 20/15)$$

- Schub (d vom Auflagerrand)

$$V_{sd} \cong - (37,3 + 192,4 + 15,0) \cdot 1,35 \cong -330 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{Rd} = 0,26 \text{ MN/m}^2$$
$$k = 1,6 - 1,08 = 0,52 < 1$$
$$a_{sl} = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m} (\phi 20/15)$$
$$\rho_1 = 20,9 / (100 \cdot 108) = 0,0019 < 0,02$$
$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd1} = 0,26 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0019) \cdot 1,00 \cdot 1,08 = 0,3583 \text{ MN/m} = 358,3 \text{ kN/m} > 330$$

⇒ keine Schubbewehrung erforderlich !

### 2.5.4 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen ist hier gemäß Abschn. 4.4.1.2 (2) nicht erforderlich. Der rechnerische Nachweis der Verformung erscheint aufgrund des Bauwerkes und des Erddruckansatzes nicht sinnvoll.

#### 2.5.4.1 Rißbreitenbeschränkung

##### 2.5.4.1.1 Wand

- Horizontale Mindestbewehrung aus zentrischem Zwang (Hydratation)

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct, \text{eff}} A_{ct} / \sigma_s$$

$$k_c = 1,0 \text{ (zentr. Zwang)}$$

$$k = 0,56 \text{ (RQ, Hydratation im Bauteil selbst)}$$

$$f_{ct, \text{eff}} = 0,30 (0,35 \cdot 25)^{2/3} = 1,27$$

$$f_{ck, \text{eff}} = 35 \% \text{ der charakteristischen Betondruckfestigkeit}$$

aus Tab. 4.11

$$\phi = \phi_{Tab} \cdot (f_{ctm} / 2,5) \cdot h / (10 (h-d)) \geq \phi_{Tab} \cdot f_{ctm} / 25$$

$$f_{ctm} / 2,5 = 1,27 / 2,5 = 0,51$$

$$h / (10 (h-d)) = 70 / (10 (70-65)) = 1,4 > 1$$

$$16 \text{ mm} = \phi_{\text{Tab}} \cdot 0,51 \cdot 1,4$$

$$\rightarrow \phi_{\text{Tab}} = 16 / (0,51 \cdot 1,4) = 22,4 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = 221 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = 1,0 \cdot 0,56 \cdot 1,27 \cdot 70 \cdot 100 / 221 = 22,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Vertikale Bewehrung aus Lastbeanspruchung

Quasi-ständige Last:  $\psi_2 = 0,5$  (alle anderen Einwirkungen)

$$N_{q-s} = 96,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{q-s} = 126,6 \cdot 3,33 + 0,5 \cdot 30,8 \cdot 3,75 = 479,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{q-s,s} = 479,3 + 57,6 \cdot 0,08 + 38,4 \cdot 0,36 \approx 498 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = [0,498 / (0,9 \cdot 0,63) - 0,096] / 31,4 \cdot 10^4 = 249,1 \text{ MN/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$70 / (10 (70-63)) = 1,0 \rightarrow \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 19,1 \text{ mm} < 20 \rightarrow \text{nicht erfüllt !}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s = 18,9 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

- Berechnung der Rißbreite

a) Diagramme zur direkten Bemessung nach Meyer

- zentrischer Zwang aus Hydratation

$$B_{35/w_{\text{cal}}} = 0,25 \text{ mm} / c = 5 \text{ cm}$$

Diagramm 1.3.1 - 15

$$d = 0,70 \text{ m}$$

$$d' = 0,62 \text{ m} \Rightarrow a_{si} = a_{sa} = 12,0 \text{ cm}^2/\text{m je Seite}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

b) Graphische Ermittlung der Rißbreite nach Heft 425, Bild 10.5

- zentrischer Zwang aus Hydratation

$$w_k = 0,25 \text{ mm}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,70 \text{ m} \Rightarrow \min(b; h) = 0,70 \text{ m}$$

$$C_{25/30} \rightarrow f_{c,\text{eff}} \approx 10 \text{ MN/m}^2$$

$$d_1 / h = d_2 / h = 5 / 70 = 0,07$$

$$\phi_s = 16 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 240 \text{ MN/m}^2$$

$$\rho = 0,16 \%$$

$$a_{s1} = a_{s2} = 0,16 / 100 \cdot 100 \cdot 70 = 11,2 \text{ cm}^2/\text{m je Seite}$$

#### 2.5.4.1.2 Fundament

Auf einen Nachweis wird im Rahmen des Beispiels verzichtet.

# Formelzeichen und Indizes

## 1. Formelzeichen

Zeichen	Benennung	Einheit
$A'$	rechnerische Grundfläche beim Grundbruchnachweis	$m^2$
$A_{ct}$	Querschnitt, der kurz vor der Erstrißbildung unter Zugbeanspruchung steht	$cm^2$
$A_s$	Gesamtbewehrung	$cm^2$
$a_s$	Gesamtbewehrung	$cm^2/m$
$a_{si/sa}$	erforderliche Horizontalbewehrung je Seite	$cm^2/m$
$a_{sl}$	Längsbewehrung	$cm^2/m$
$a_{s1/2}$	erforderliche Horizontalbewehrung je Seite	$cm^2/m$
$b$	Gesamtbreite des horizontalen Mauerschenkels Breite des Rechteckquerschnitts	$m$ $m$
$b'$	rechnerische Breite beim Grundbruchnachweis	$m$
$b_l$	Breite des (linken) luftseitigen Sporns	$m$
$b_o$	obere Breite der Wand	$m$
$b_r$	Breite des (rechten) erdseitigen Sporns	$m$
$b_u$	untere Breite der Wand	$m$
$b_w$	Stegbreite	$m$
$c$	Betondeckung Abstand der Resultierenden von der Mauervorderkante	$cm$ $m$
$c'$	Kohäsion *	$kN/m^2$
$d$	Einbindetiefe Bauteilhöhe Nutzhöhe	$m$ $m$ $m$ bzw. $cm$
$d_{1/2}$	Randabstände der Bewehrung	$cm$
$E$	Erddruck- bzw. Erdwiderstandsresultierende *	$kN/m$
$E_{pt}$	sohlparallele Komponente des Erdwiderstands *	$kN/m$

e	Erddruck- bzw. Erdwiderstandsordinate *	kN/m <sup>2</sup>
	Exzentrizität der Resultierenden in der Sohlfuge	m
e <sub>b</sub>	Exzentrizität der Resultierenden beim Grundbruchnachweis	m
e <sub>d</sub>	Exzentrizität der Resultierenden beim Grundbruchnachweis	m
erfa <sub>s</sub>	erforderliche Bewehrung	cm <sup>2</sup> /m
f <sub>c,eff</sub>	angenommene wirksame Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Erstrißbildung	MN/m <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen	MN/m <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen	MN/m <sup>2</sup>
f <sub>ck,eff</sub>	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Erstrißbildung	MN/m <sup>2</sup>
f <sub>ct,eff</sub>	wirksame Zugfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Erstrißbildung	MN/m <sup>2</sup>
f <sub>ctm</sub>	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons bei mittigem Zug	MN/m <sup>2</sup>
f <sub>yd</sub>	Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze	MN/m <sup>2</sup>
G <sub>Boden</sub>	Gewichtskraft des Bodens auf dem erdseitigen Sporn	kN/m
G <sub>Wand</sub>	Gewichtskraft der gesamten Winkelstützwand	kN/m
G <sub>Wand1/2</sub>	Gewichtskraft des vertikalen Mauerschenkels	kN/m
G <sub>Platte</sub>	Gewichtskraft des horizontalen Mauerschenkels	kN/m
G <sub>1/2/3/4</sub>	Gewichtskräfte	kN/m
GW	Grundwasser	-
GZ	Grenzzustand	-
g	Eigengewicht des Bodens	kN/m <sup>3</sup>
H	Horizontalkraft *	kN/m
H <sub>d</sub>	Bem.wert d. parallel zur Mauersohle gerichteten Komponente d. Einwirkungsergebnis	kN/m
h	Höhe der Hinterfüllung Teilabschnittshöhe bei der tabellarischen Erddruckermittlung Querschnittshöhe	m m m bzw. cm
h <sub>min</sub>	Kote des Übergangs vom Mindesterdruk in den Erddruk mit Berücksichtigung von c	m

$h_{\bar{u}}$	Höhe des Überstands	m
K	Erddruckbeiwert *	-
	Beiwert zur Berücksichtigung von Bauteildicke und Abstufung der Längsbewehrung	-
	Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Eigenspannungen	-
$k_c$	Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung im Querschnitt bei Erstrißbildung	-
$k_h$	Richtwert für den Ausnutzungsgrad des Betonquerschnitts	-
$k_s$	Beiwert für die Zugbewehrung für den Momentenanteil	-
$k_1$	Beiwert für Platten zur Ermittlung der Grenzwerte der Schubspannung im Schubbereich 1	-
min $K_a$	Mindesterddruckbeiwert	-
M	Moment *	kNm/m
$M_{Bem}$	Bemessungsmoment für die Biegebemessung	kNm/m
$M_{Boden}$	Moment aus Bodeneigengewicht	kNm/m
$M_d$	Bem.wert d. Momente um d. Sohlmittelpunkt aus ständigen u. veränderlichen Einwirkungen	kNm/m
$M_{q-s}$	Moment aus quasi-ständiger Last	kNm/m
$M_{q-s,s}$	Moment aus quasi-ständiger Last, bezogen auf die Zugbewehrung	kNm/m
$M_{Sd}$	Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments	kNm/m
$M_{Sds}$	Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments, bezogen auf die Zugbewehrung	kNm/m
$M_{Wand}$	Moment aus dem Eigengewicht der gesamten Winkelstützwand	kNm/m
	Biegemoment im vertikalen Mauerschenkel	kNm/m
$M_{Wand1/2}$	Moment aus dem Eigengewicht des vertikalen Mauerschenkels	kNm/m
$maxM_{oben}$	Biegemoment an der Oberseite des hinteren Mauersporns	kNm/m
$maxM_{unten}$	Biegemoment an der Unterseite des vorderen Mauersporns	kNm/m
$maxQ$	maximale Querkraft in der Fundamentplatte vorne / hinten	kN/m
$N_{Bem}$	Bemessungs-Normalkraft im vertikalen Mauerschenkel = $N_{Wand}$	kN/m
$N_{b/c/d}$	Tragfähigkeitsbeiwerte beim Grundbruchnachweis	-
$N_{b0/d0/c0}$	Tragfähigkeitsbeiwerte beim Grundbruchnachweis	-

$N_d$	Bem.wert d. senkrecht z. Mauersohle gerichteten Komponente d. Einwirkungsergebnis Tragfähigkeitsbeiwert beim Grundbruchnachweis	kN/m -
$N_{q-s}$	Normalkraft aus quasi-ständiger Last	kN/m
$N_{Sd}$	Bemessungswert der aufzunehmenden Normalkraft	kN/m
$N_{Wand}$	Normalkraft im vertikalen Mauerschenkel	kN/m
$P$	Verkehrslast	kN/m
$p$	Flächenlast hinter der Wand	kN/m <sup>2</sup>
$Q$	Grundbruchwiderstand *	kN
$Q_{Wand}$	Querkraft im vertikalen Mauerschenkel	kN/m
$R_t$	Sohlschubwiderstand	kN/m
$s$	Abstand der Bewehrungsstäbe	cm
$T$	Einwirkungen in Gleitrichtung *	kN/m
$V$	Vertikalkraft *	kN/m
$V_b$	Grundbruchlast	kN/m
$V_d$	Bem.wert d. senkrecht z. Mauersohle gerichteten Komponente d. Einwirkungsergebnis	kN/m
$V_{Rd1}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung	kN/m
$V_{Rd2}$	max. Bemessungswert d. aufnehmb. Querkraft ohne Versagen d. Balkenstegs (Druckstreben)	kN/m
$V_{Sd}$	Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft	kN/m
$w_{cal}$	Rechenwert der Rißbreite	mm
$w_k$	Rechenwert der Rißbreite	mm
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte	m
$\gamma$	Wichte des feuchten Bodens *	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'$	Wichte des Bodens unter Auftrieb *	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_B$	Wichte des Stahlbetons *	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{Eg}$	Teilsicherheitsbeiwert für den ständigen Erddruck	-
$\gamma_{Eq}$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderlichen, ungünstigen Erddruck	-



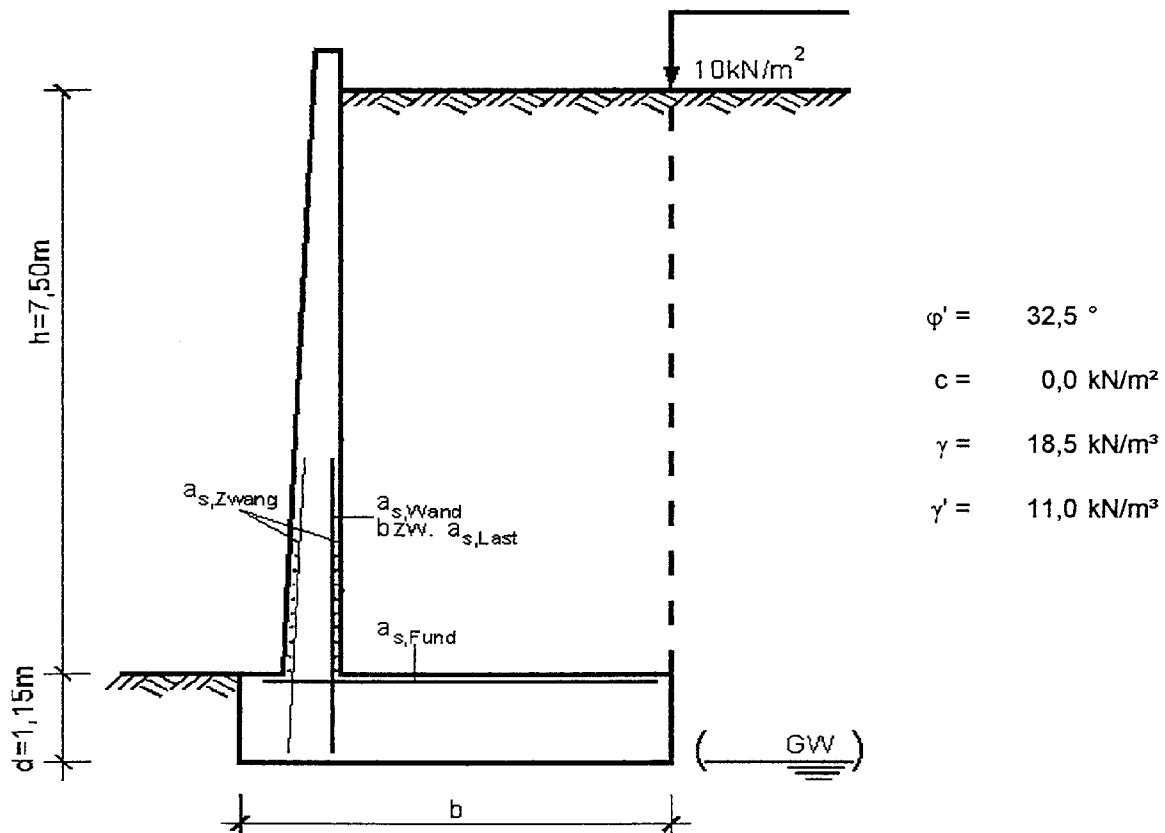
$\gamma_{Ep}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand	-
$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Schnittgrößen	-
$\gamma_{Gsup}$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige, ungünstige Einwirkungen	-
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Schnittgrößen	-
$\gamma_S$	Teilsicherheitsbeiwert für den Sohldruckwiderstand	-
$\gamma_{St}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Sohlschubwiderstand	-
$\delta$	Wandreibungswinkel * Lastneigung beim Grundbruchnachweis	° °
$\delta_{sk}$	charakteristischer Wert für den Sohlreibungswinkel	°
$\eta_c$	Sicherheitsbeiwert zur Abminderung von c	-
$\eta_{Ep}$	Abminderungsbeiwert ("Sicherheitsbeiwert") für den Erdwiderstand	-
$\eta_g$	Gleitsicherheit	-
$\eta_p$	Grundbruchsicherheit	-
$\eta_r$	Sicherheitsbeiwert zur Abminderung von $\varphi'$	-
$\kappa_{b/d/c}$	Lastneigungsbeiwerte beim Grundbruchnachweis	-
$\lambda_{b/d/c}$	Geländeneigungsbeiwerte beim Grundbruchnachweis	-
$\mu_1$	Bewehrungsgrad	-
$\mu_{Sds}$	bezogener Wert des aufzunehmenden Moments, bezogen auf die Zugbewehrung	-
$\nu$	Wirksamkeitsfaktor	-
$\nu_{b/d/c}$	Formbeiwerte beim Grundbruchnachweis	-
$\xi_{b/d/c}$	Sohlneigungsbeiwerte beim Grundbruchnachweis	-
$\rho$	Bewehrungsgrad	-
$\rho_1$	der Zugbewehrung zugeordneter Bewehrungsgrad	-
$\Sigma$	Summenbetrachtung	-
$\sigma$	Spannung in der Sohlfuge (Grundbruchnachweis) Extremwert der dreiecksförmig verteilten Sohlnormalspannung (Bemessung)	kN/m <sup>2</sup> kN/m <sup>2</sup>

$\sigma_{cp}$	mittlere Betonspannung infolge Längskraft	MN/m <sup>2</sup>
$\sigma_s$	Spannung in der Bewehrung	MN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{sd}$	Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze	MN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{0f}$	mittlere Sohlnormalspannung beim Grundbruchnachweis	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{1/2}$	Extremwerte der trapezförmigen Sohlnormalspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$	Spannung in der Bewehrung	MN/m <sup>2</sup>
$\tau_{Rd}$	Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit bei Bauteilen ohne Schubbewehrung	MN/m <sup>2</sup>
$\tau_0$	Grundwert der Schubspannung	MN/m <sup>2</sup>
$\varphi'$	innerer Reibungswinkel des entwässerten Bodens *	°
$\varphi_{ers}$	Ersatzreibungswinkel zur Ermittlung des Mindesterdruks ( $\varphi_{ers} = 40^\circ$ )	°
$\psi_2$	Kombinationsbeiwert	-
$\omega$	mechanischer Bewehrungsgrad	-
$\varnothing_{Grenz}$	Grenzdurchmesser der Bewehrungsstäbe	mm
$\varnothing_s$	Stabdurchmesser der Bewehrung	mm
$\varnothing_{Tab}$	Tabellenwert für $\varnothing_s$	mm

## 2. Indizes

Index	Benennung
a	aktiver Erddruck
c	Kohäsion
d	Bemessungswert
E	aus Erddrucklast
G	aus ständigen Einwirkungen
g	Eigengewicht des Bodenkörpers
h	horizontal
i	Platzhalter für die Indizes g, c und p der Erddruckkomponenten
k	charakteristischer Wert Erddruckordinate in Ankerkopfhöhe
min	Mindest - ... Erddruckordinate (nur Anteil aus Eigengewicht) bei Kote $h_{min}$
p	Erdwiderstand Erddruck aus Verkehrslast
Q	aus veränderlichen Einwirkungen
v	vertikal
vorh	vorhanden

# Ergebnisse der Beispielberechnungen nach dem alten und neuen Sicherheitskonzept für kohäsionslosen Boden (Boden 1)



Bemessungsgrößen	DIN 1045, DIN 1054 DIN 4017, DIN 4085	DIN 1054-100, DIN 4017-100 DIN 4085 - 100, EC2	Veränderung neu / alt
Fundamentbreite b [m]			
- Gleiten	3,19	3,33	4%
- Lage der Resultierenden g	3,93	<b>4,09</b>	4%
g+p	3,30	3,36	2%
- Grundbruch			
ohne Grundwasser	4,11*    4,06**	3,86	-6%    -5%
mit Grundwasser	<b>4,37*</b> 4,33**	4,07	-7%    -6%
Bewehrungsquerschnitte ****			
- Biegebemessung			
erf a <sub>s, Wand</sub> [cm²/m]	35,2	31,6	-10%
erf a <sub>s, Fund.</sub> [cm²/m]	21,1	17,8	-16%
- Rißbreitenbeschränkung der Wand	Mindestbew. / dir. Bem.	Mindestbew. / direkte Bemessung	
erf a <sub>s, Zwang</sub> [cm²/m] ***	24,3 / 14,2	11,2 / 11,2	-
erf a <sub>s, Last</sub> [cm²/m]	Biegebewehrung ausreichend		-

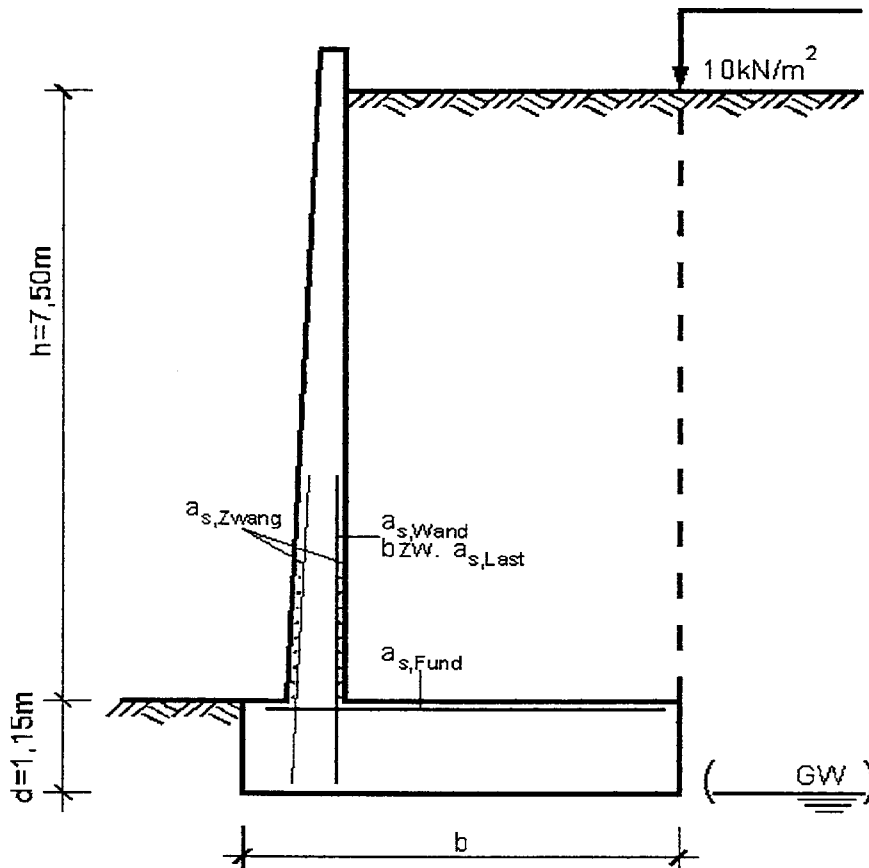
\* Bezugsgröße Scherparameter

\*\* Bezugsgröße Last

\*\*\* je Seite

\*\*\*\* Bemessungsbreite **fett**

# Ergebnisse der Beispielrechnungen nach dem alten und neuen Sicherheitskonzept für kohäsiven Boden (Boden 2)



$\phi' = 25,0^\circ$   
 $c = 15,0 \text{ kN/m}^2$   
 $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma' = 9,0 \text{ kN/m}^3$

Bemessungsgrößen	DIN 1045, DIN 1054 DIN 4017, DIN 4085	DIN 1054-100, DIN 4017-100 DIN 4085 - 100, EC2	Veränderung neu / alt
Fundamentbreite b [m]			
- Gleiten	3,34	3,51	5%
- Lage der Resultierenden g	3,19	3,55	11%
g+p	2,94	3,12	6%
- Grundbruch			
ohne Grundwasser	3,94*	3,87**	-12%
mit Grundwasser	<b>4,25*</b>	<b>4,16**</b>	-10%
		3,47	-15%
		<b>3,63</b>	-13%
Bewehrungsquerschnitte ****			
- Biegebemessung			
erf $a_{s,Wand}$ [cm²/m]	29,2	27,8	-5%
erf $a_{s,Fund}$ [cm²/m]	17,8	14,3	-20%
- Rißbreitenbeschränkung der Wand			
erf $a_{s,Zwang}$ [cm²/m] ***	Mindestbew. / dir. Bem. 24,3 / 14,2	Mindestbew. / direkte Bemessung 11,2 / 11,2	-
erf $a_{s,Last}$ [cm²/m]	Biegebewehrung ausreichend		-

\* Bezugsgröße Scherparameter  
LGA - Grundbauinstitut

\*\* Bezugsgröße Last

\*\*\* je Seite

\*\*\*\* Bemessungsbreite fett

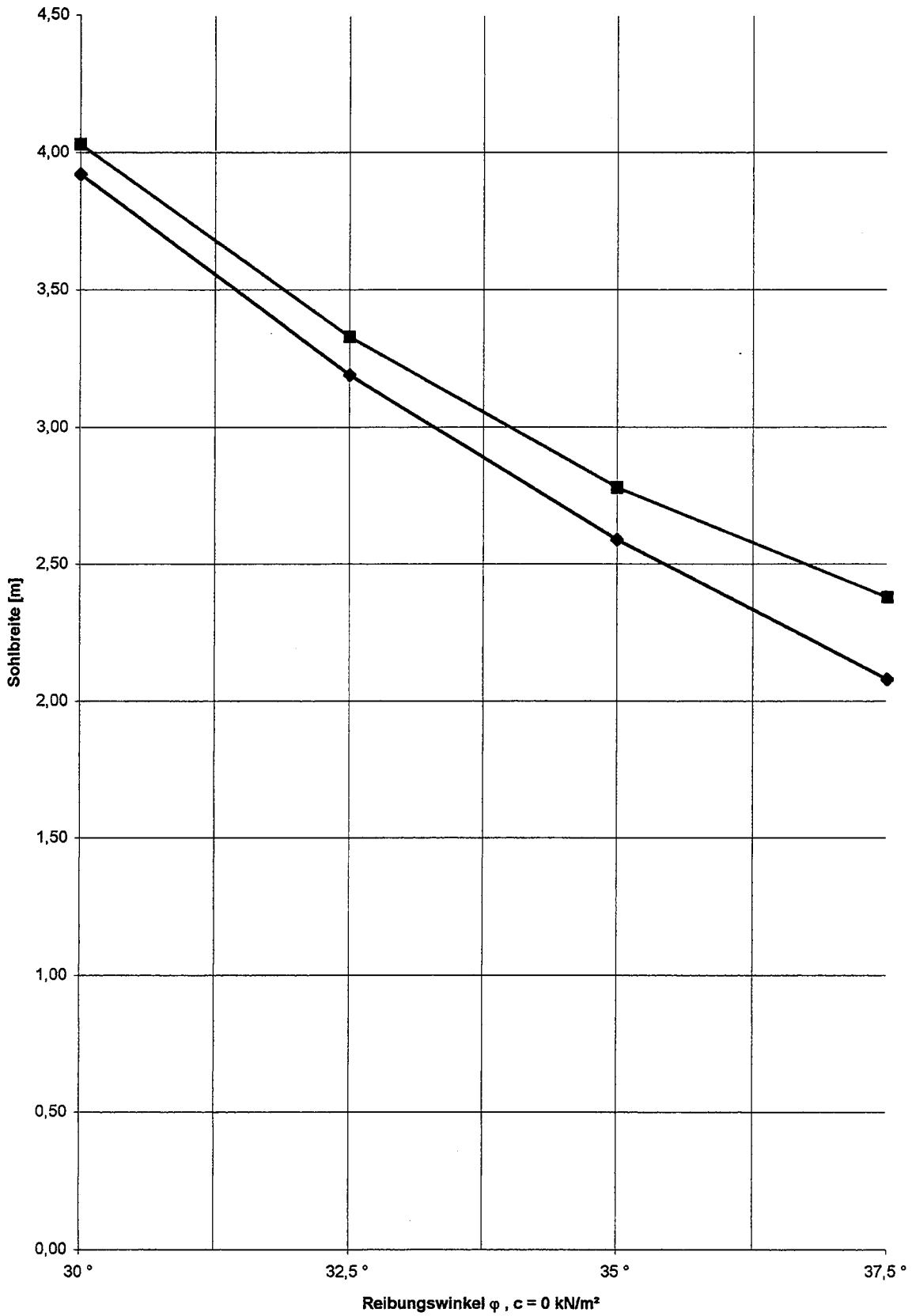
Boden 1		Gleitsicherheit		Lage der Resultierenden				Grundbruchsicherheit					
$\gamma =$ 18.5 kN/m <sup>3</sup>	$\gamma' =$ 11.0 kN/m <sup>3</sup>			Lastfall		Lastfall		Bezugsgröße Last		Bezugsgröße Scherparameter			
$\varphi [^\circ]$	c [kN/m <sup>2</sup> ]	g	g + p	g	g + p	g	g + p	-	GW	-	GW		
30	-	3.92	4.03	4.21	3.50	4.32	3.55	4.88	5.36	4.90	5.34	4.65	5.06
		100%	103%	100%	100%	103%	101%	100%	100%	100%	100%	95%	95%
32.5	-	3.19	3.33	3.93	3.30	4.09	3.36	4.06	4.33	4.11	4.37	3.86	4.07
		100%	104%	100%	100%	104%	102%	100%	100%	100%	100%	95%	94%
35	-	2.59	2.78	3.65	3.10	3.86	3.19	3.42	3.56	3.48	3.62	3.24	3.34
		100%	107%	100%	100%	106%	103%	100%	100%	100%	100%	95%	93%
37.5	-	2.08	2.38	3.34	2.89	3.63	3.01	2.92	2.98	2.97	3.03	2.77	2.81
		100%	114%	100%	100%	109%	104%	100%	100%	100%	100%	95%	93%

Boden 2		Gleitsicherheit		Lage der Resultierenden				Grundbruchsicherheit					
$\gamma =$ 19.0 kN/m <sup>3</sup>	$\gamma' =$ 9.0 kN/m <sup>3</sup>			Lastfall		Lastfall		Bezugsgröße Last		Bezugsgröße Scherparameter			
$\varphi [^\circ]$	c [kN/m <sup>2</sup> ]	g	g + p	g	g + p	g	g + p	-	GW	-	GW		
25	5	4.90	4.99	4.04	3.45	4.18	3.52	5.90	7.16	5.83	6.96	5.46	6.51
		100%	102%	100%	100%	103%	102%	100%	100%	100%	100%	93%	94%
25	10	4.02	4.15	3.52	3.13	3.76	3.25	4.71	5.35	4.73	5.36	4.27	4.71
		100%	103%	100%	100%	107%	104%	100%	100%	100%	100%	91%	90%
25	15	3.34	3.51	3.19	2.94	3.55	3.12	3.87	4.16	3.94	4.25	3.47	3.63
		100%	105%	100%	100%	111%	106%	100%	100%	100%	100%	90%	88%

Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept : schwarze Schrift

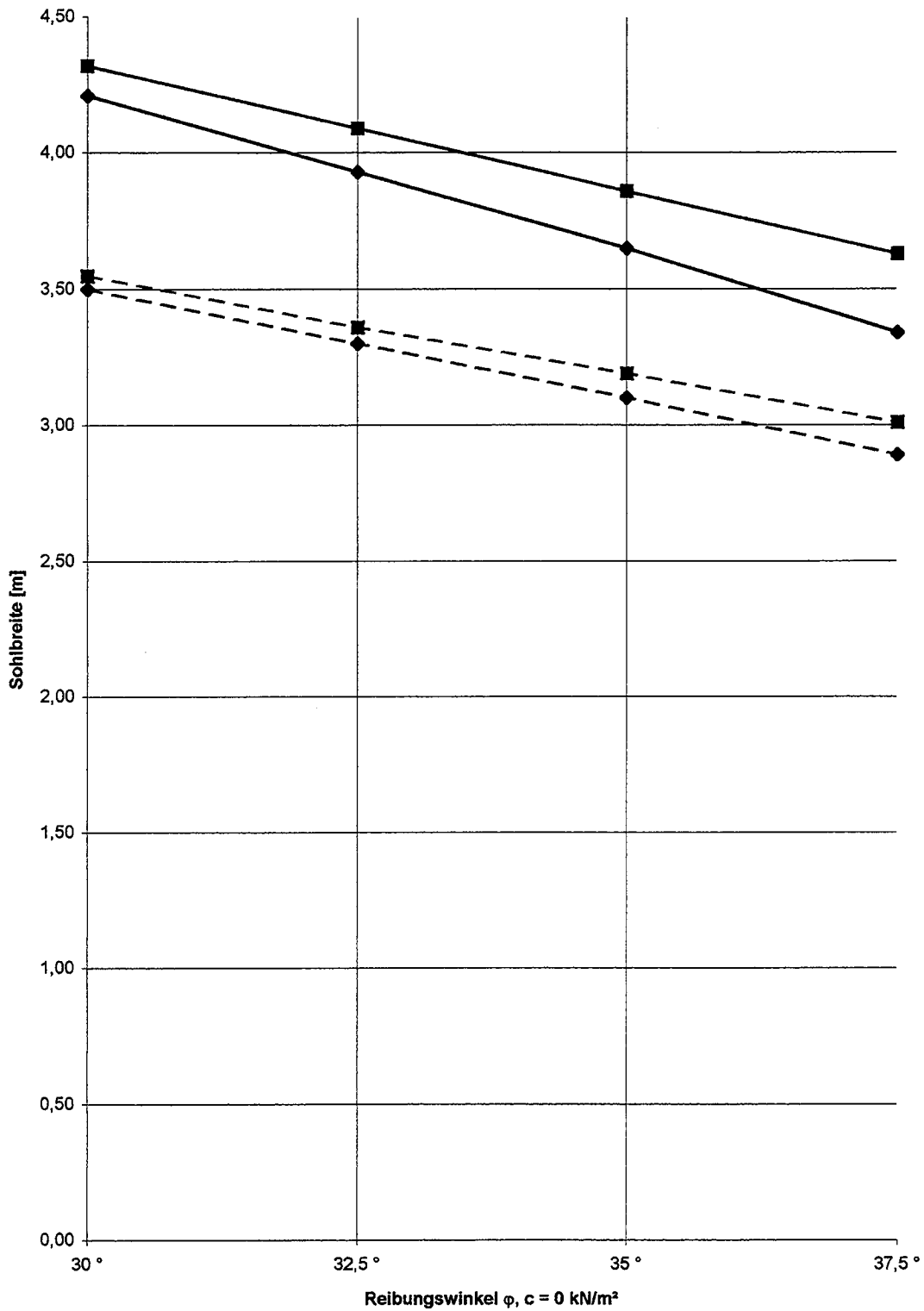
Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept : rote Schrift

Nachweis der Gleitsicherheit



Legende:      — Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                 — Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

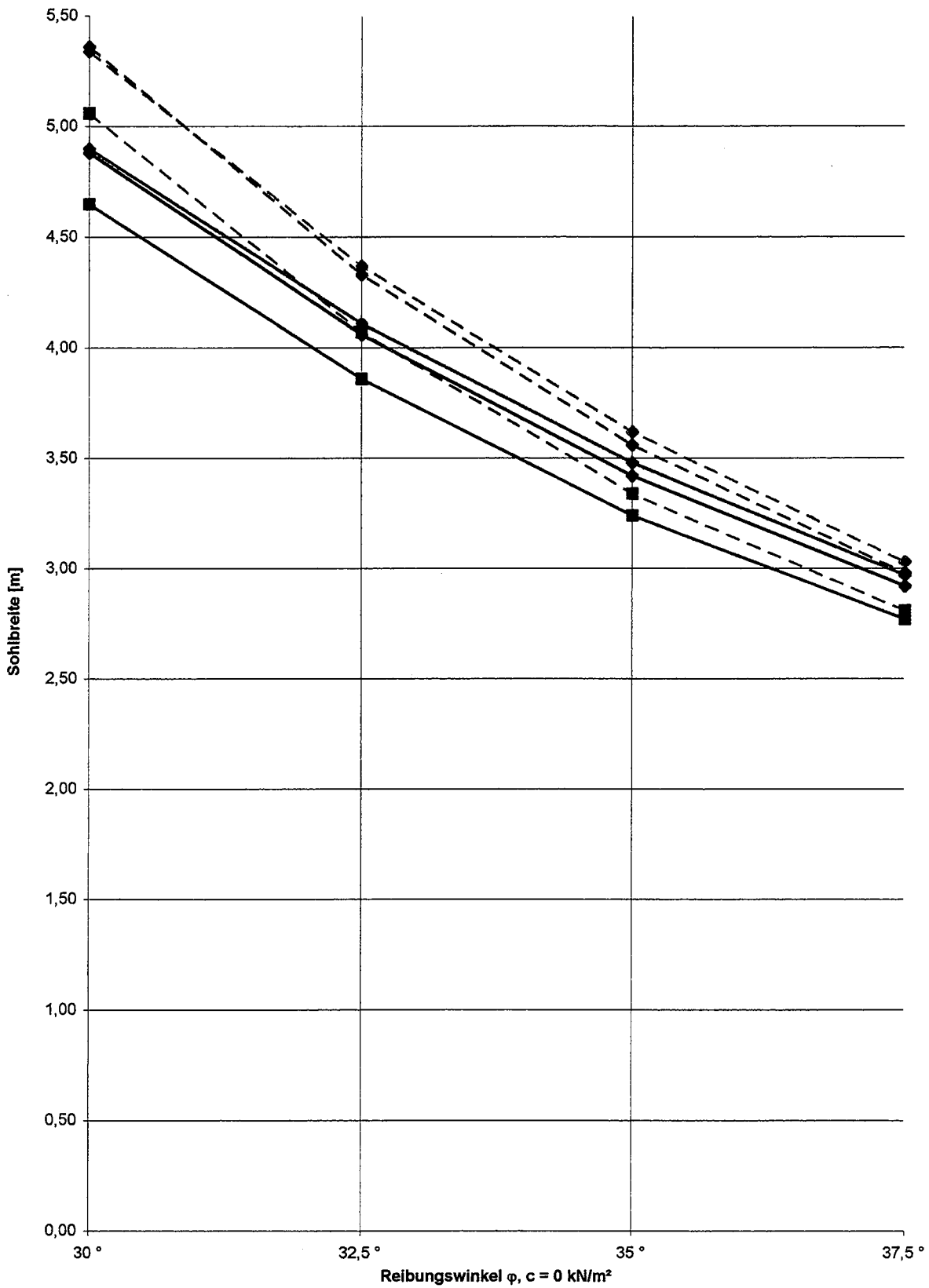
Nachweis der Lage der Resultierenden



Legende:   
 Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept: LF g ——— LF g + p - - - -   
 Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept: LF g - - - - LF g + p - - - -

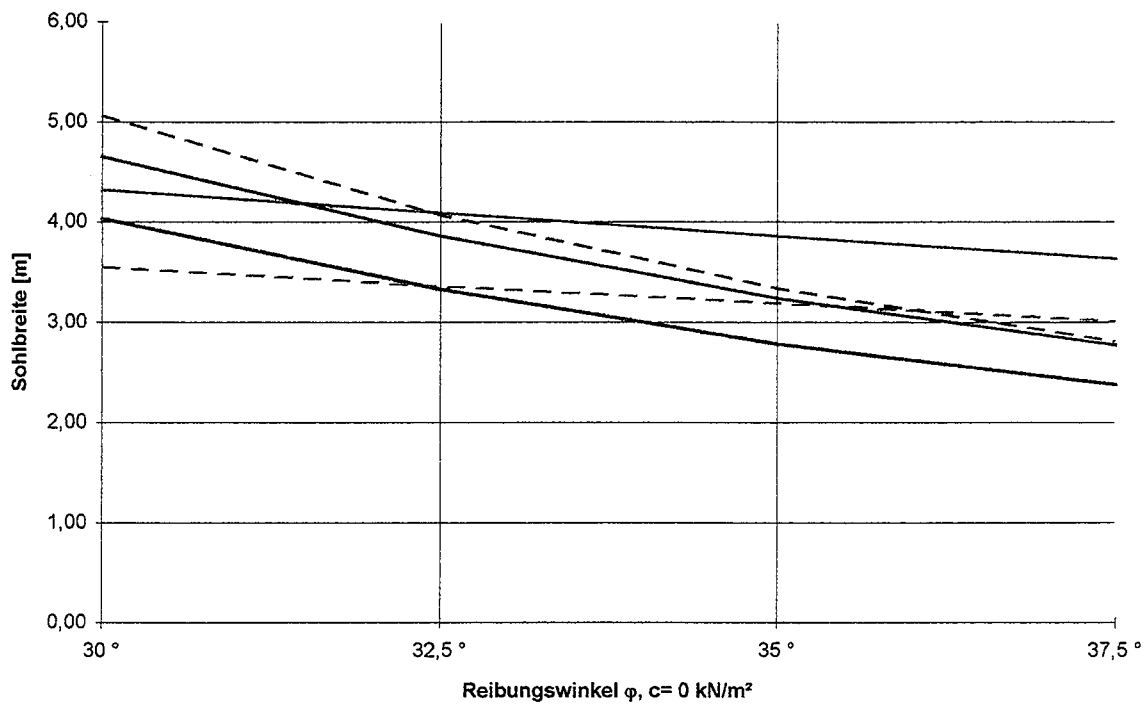


Nachweis der Grundbruchsicherheit

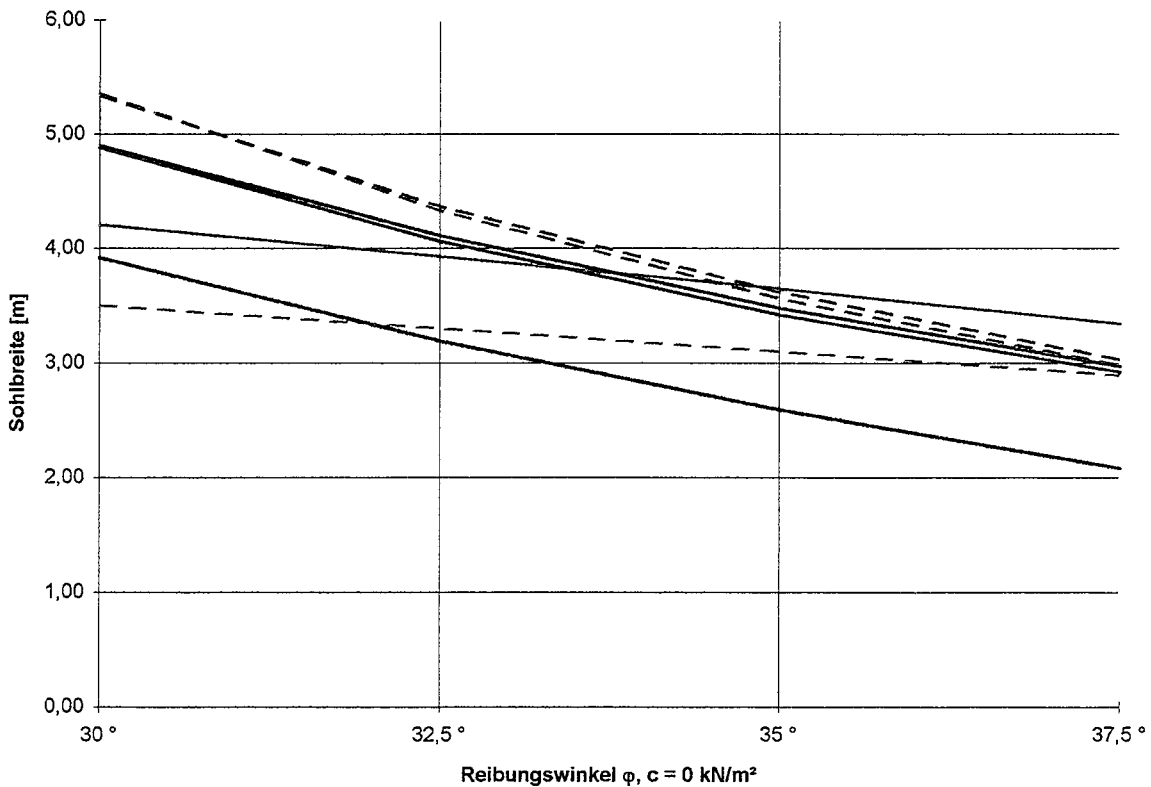


Legende:      /           Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept, Bezugsgröße Last / Scherparameter  
     /           Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept  
- - / - - / - -      Wasser in Höhe der Bauwerkssohle

Berechnung nach DIN 1054 -100

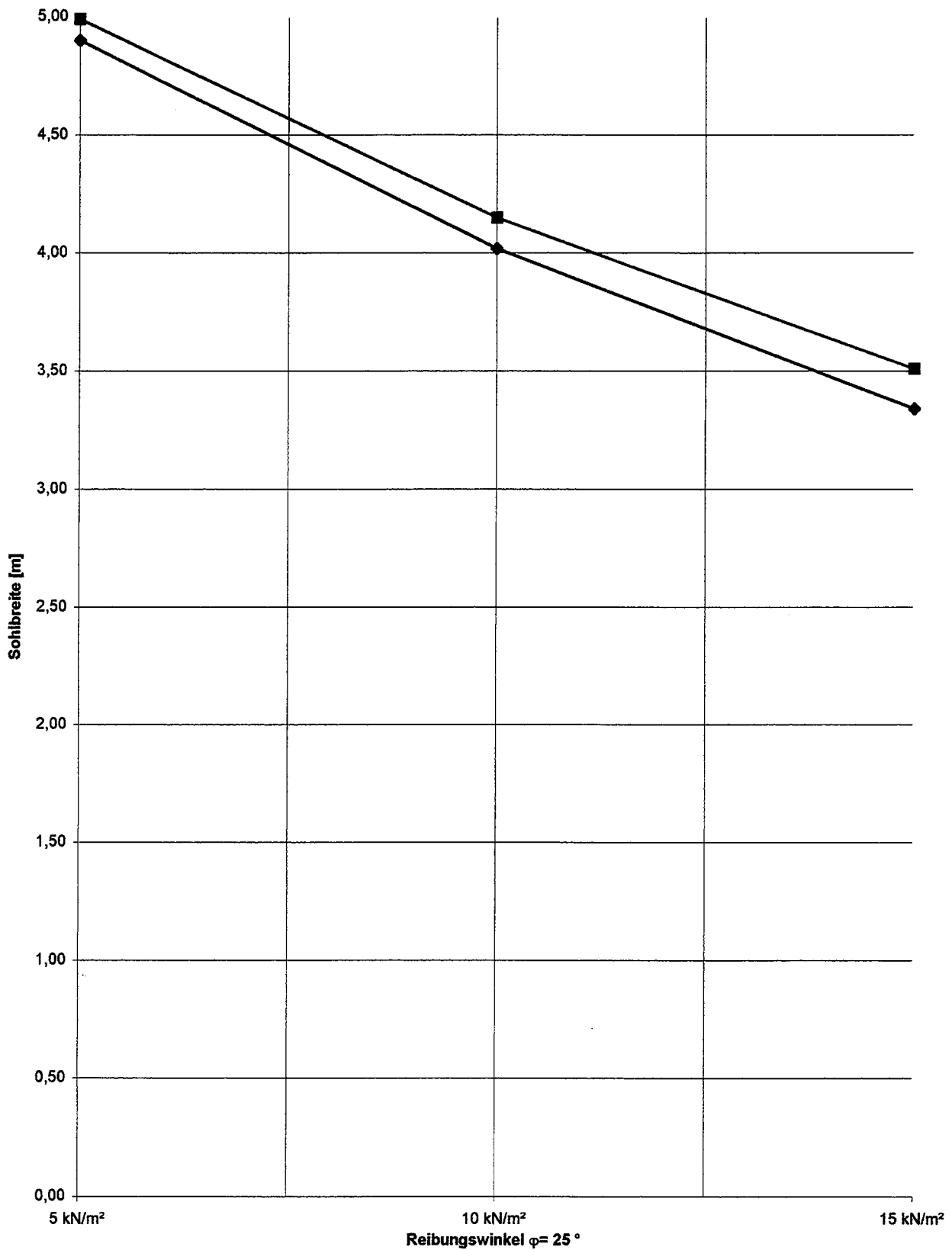


Berechnung nach DIN 1054



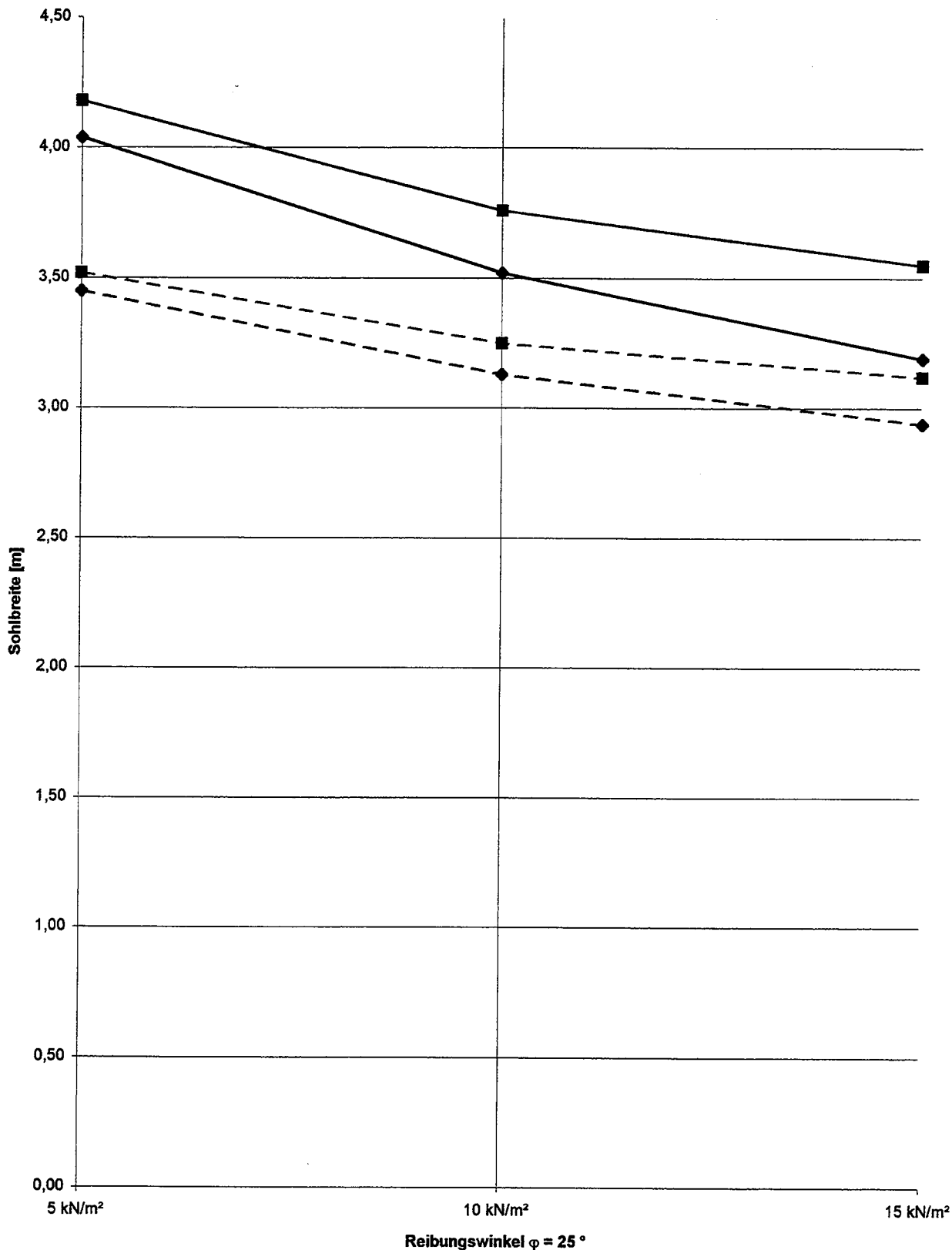
- Legende:
- \_\_\_\_\_ Nachweis der Gleitsicherheit
  - \_\_\_ /--- Lage der Resultierenden im LF g / LF g + p
  - \_\_\_ /--- Nachweis der Grundbruchsicherheit ohne GW / mit GW
  - \_\_\_ /--- Nachweis der Grundbruchsicherheit ohne GW / mit GW, Bezugsgröße Scherparameter

Nachweis der Gleitsicherheit



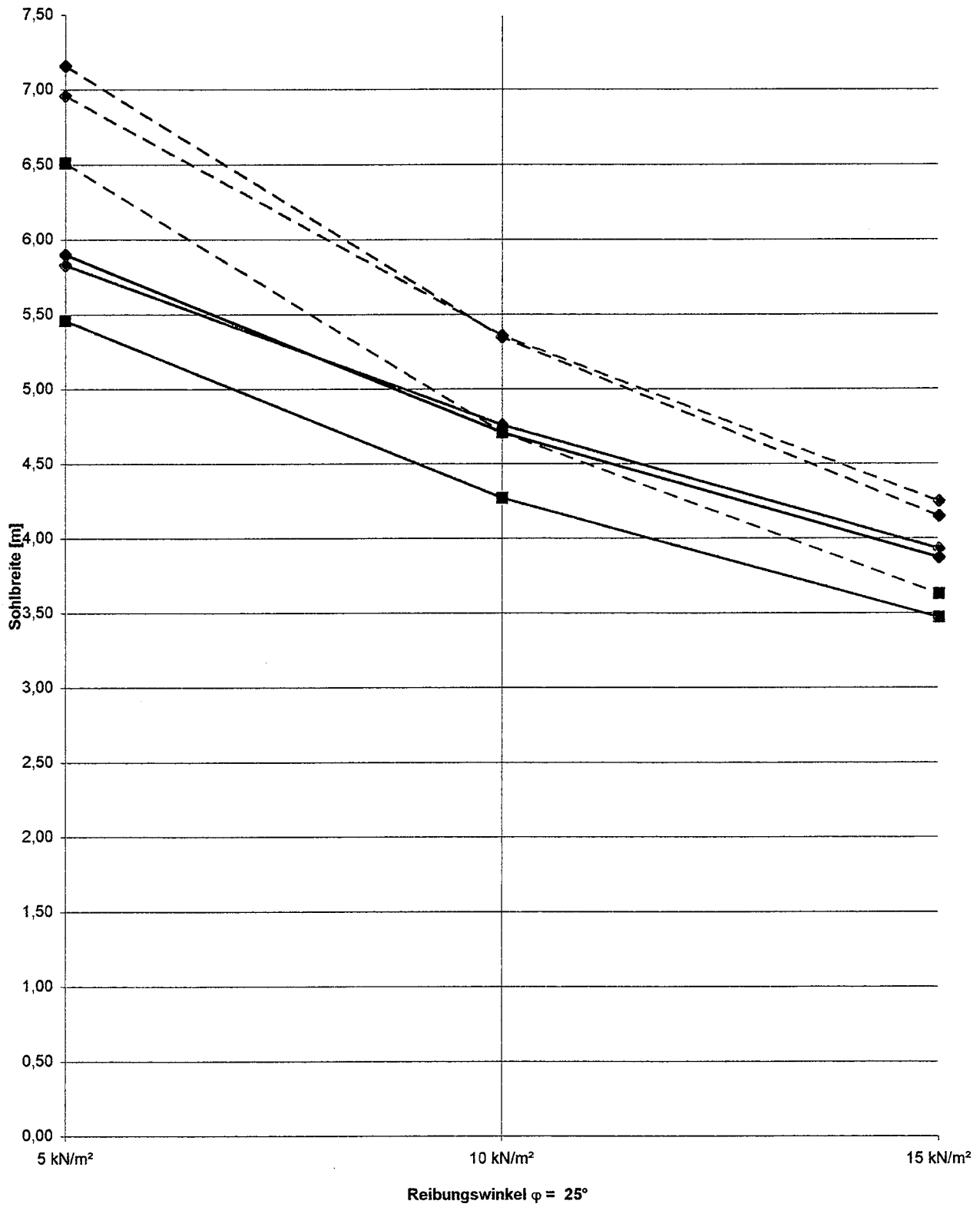
Legende:   
 Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept   
 Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

Nachweis der Lage der Resultierenden



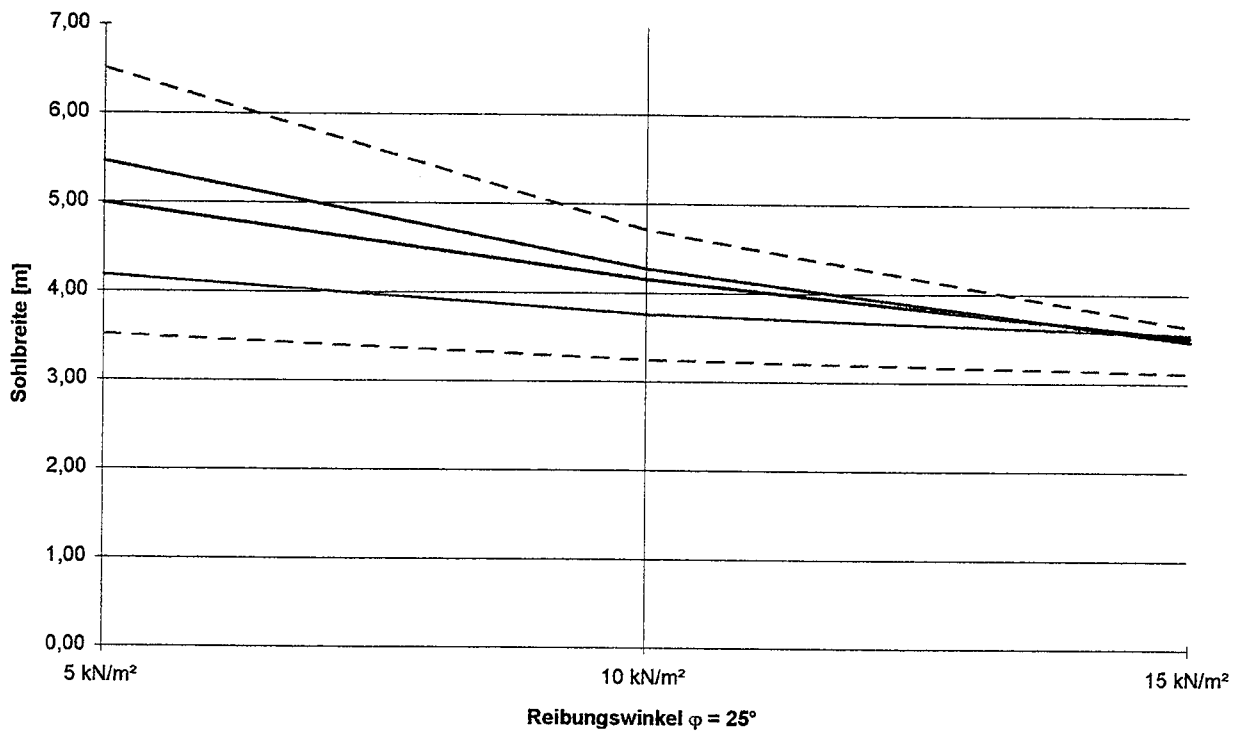
Legende:   
 — Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept: LF g — LF g + p —   
 - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept: LF g - - - LF g + p - - -

Nachweis der Grundbruchsicherheit

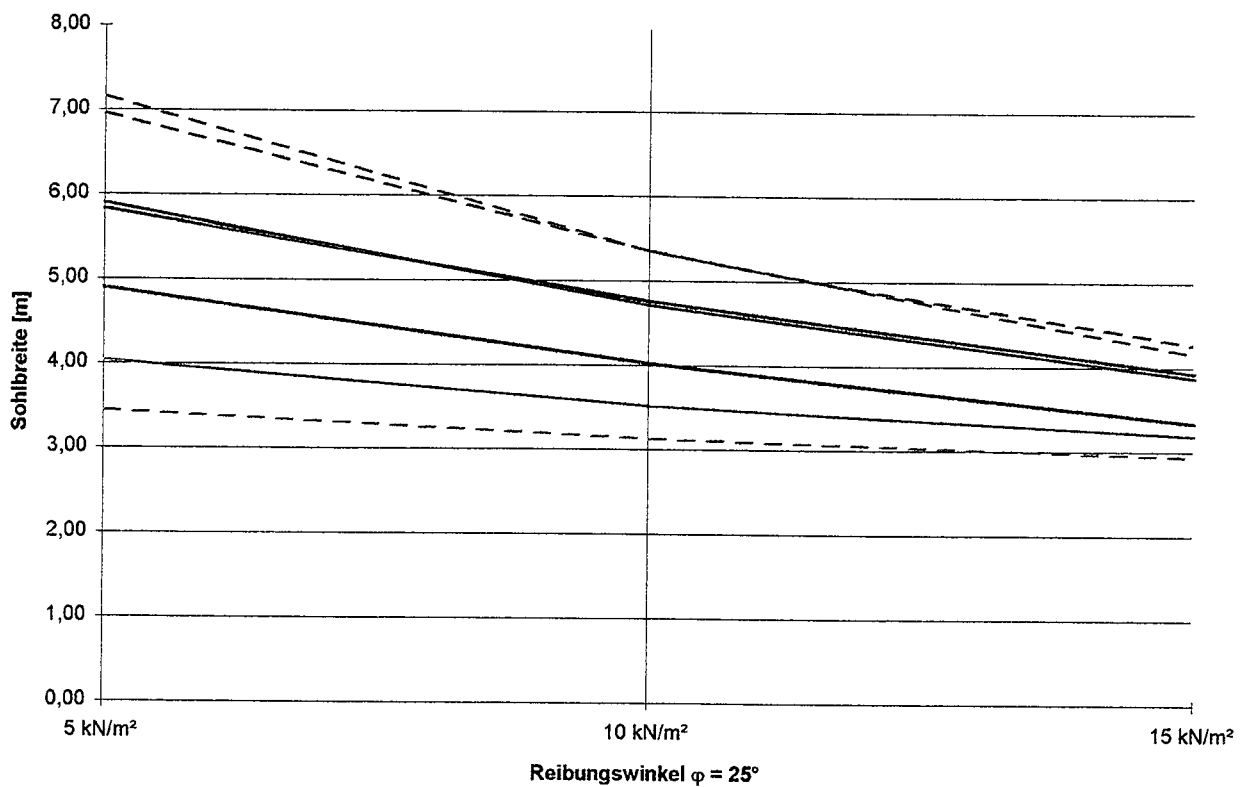


Legende:      /           Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept, Bezugsgröße Last / Scherparameter  
     /           Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept  
- - - / - - - / - - -      Wasser in Höhe der Bauwerkssohle

Berechnung nach DIN 1054 -100



Berechnung nach DIN 1054



- Legende:
- \_\_\_\_\_ Nachweis der Gleitsicherheit
  - \_\_\_/--- Lage der Resultierenden im LF g / LF g +p
  - \_\_\_/--- Nachweis der Grundbruchsicherheit ohne GW / mit GW
  - \_\_\_/--- Nachweis der Grundbruchsicherheit ohne GW / mit GW, Bezugsgröße Scherparameter

# Sohlbreiten einer Winkelstützmauer nach dem Global- und Partialsicherheitskonzept

Maßgebende Sohlbreiten und maßgebender Nachweis

## Boden 1

φ =	30 °		32,5 °		35 °		37,5 °	
	-	GW	-	GW	-	GW	-	GW
c = 0								
Sohlbreite b [m]								
DIN 1054	4,90	5,36	4,11	4,37	3,65	3,34		
	Grundbruch	Grundbruch	Grundbruch	Grundbruch	Kippen	Kippen		
DIN 1054 - 100	4,65	5,06	4,09		3,86	3,63		
	Grundbruch	Grundbruch	Kippen		Kippen	Kippen		
Sohlbreite b (DIN 1054 - 100) - Sohlbreite b (DIN 1054) [m]								
Differenz der Sohlbreiten [m]	-0,25 [m]	-0,30 [m]	-0,02 [m]	-0,28 [m]	0,21 [m]	0,29 [m]		
Differenz der Sohlbreiten [%]	-5,1 %	-5,6 %	-0,5 %	-6,4 %	5,8 %	8,7 %		
Sohlbreite b (1054) = 100 %								

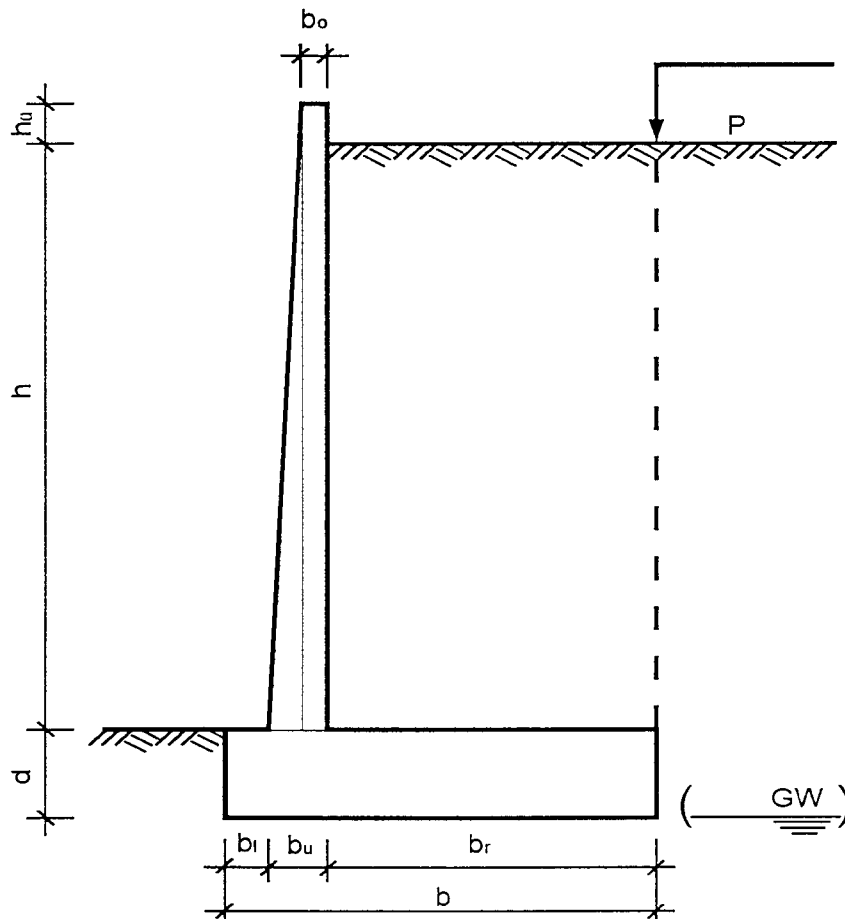
## Boden 2

c =	5 [kN/m²]		10 [kN/m²]		15 [kN/m²]	
	-	GW	-	GW	-	GW
φ = 25°						
Sohlbreite b [m]						
DIN 1054	5,90	7,16	4,73	5,36	3,94	4,25
	Grundbruch	Grundbruch	Grundbruch	Grundbruch	Grundbruch	Grundbruch
DIN 1054 - 100	5,46	6,51	4,27	4,71	3,55	3,63
	Grundbruch	Grundbruch	Grundbruch	Grundbruch	Kippen	Grundbruch
Sohlbreite b (DIN 1054 - 100) - Sohlbreite b (DIN 1054) [m]						
Differenz der Sohlbreiten [m]	-0,44 [m]	-0,65 [m]	-0,46 [m]	-0,65 [m]	-0,39 [m]	-0,62 [m]
Differenz der Sohlbreiten [%]	-7,5 %	-9,1 %	-9,7 %	-12,1 %	-9,9 %	-14,6 %
Sohlbreite b (1054) = 100 %						

# Zusammenfassung: Winkelstützmauer

## 1 Berechnungsgrundlagen

### 1.1 System



obere Breite der Wand	$b_o$	= 0,30 m
untere Breite der Wand	$b_u$	= 0,70 m
Breite luftseitiger Sporn	$b_l$	= 0,50 m
Breite erdseitiger Sporn	$b_r$	= gesuchte Größe
Einbindetiefe	$d$	= 1,15 m
Höhe der Hinterfüllung	$h$	= 7,50 m
Höhe des Überstandes	$h_u$	= 0,50 m
Wichte Stahlbeton	$\gamma_{BK}$	= 24,00 kN/m <sup>3</sup>
Belastung in GOK	$p$	= 10,0 kN/m <sup>2</sup>



## 1.2 Bodenkennwerte und Wasserstände

Bodengruppe 1:  $\varphi'_k = 30^\circ/32,5^\circ/35^\circ/37,5^\circ$   
 $c'_k = 0$   
 $\gamma_k/\gamma'_k = 18,5/11 \text{ kN/m}^3$

Bodengruppe 2:  $\varphi'_k = 25^\circ$   
 $c'_k = 5/10/15 \text{ kN/m}^2$

Wasserstände: kein Grundwasser  
Grundwasser in Bauwerkssohle

## 1.3 Normen und Empfehlungen

- Globalsicherheitskonzept:

Die Berechnung erfolgt nach den Normen

- DIN 1045 (7/1988)
- DIN 1054 (11/1976)
- DIN 4017 (8/1979) und
- DIN 4085 (2/1987)

- Partialsicherheitskonzept:

Die Berechnung erfolgt nach den Normen, Normentwürfen bzw. Vornormen

- DIN V 1054-100 (4/1996)
- DIN 4017-100
- DIN V 4085-100 (8/1995)
- EC 2

## 2 Gesuchte Größe

- Länge des erdseitigen Sporns

Die maßgebende Länge des erdseitigen Sporns wird aus dem Nachweis der Gleitsicherheit, der Lage der Resultierenden und der Sicherheit gegen Grundbruch nach beiden Sicherheitskonzepten ermittelt.

## 3 Berechnungen

### 3.1 Lastfälle

- Globalsicherheitskonzept

Die Berechnung der Mauer erfolgt für den Lastfall 1 der oben genannten Normen.

- Partialsicherheitskonzept

Für die Untersuchung in den Grenzzuständen GZ 1B und GZ 2 wird der Lastfall 1 nach DIN V 1054-100 zugrundegelegt.

### 3.2 Verkehrslast

In Geländeoberkante wird eine unbegrenzte Verkehrslast von  $10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt und bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept als charakteristische Last aufgefaßt.

### 3.3 Erddruck

- Globalsicherheitskonzept

Die Berechnung erfolgt für aktiven Erddruck.

Die Erddruckbeiwerte für den aktiven Erddruck werden mit den in DIN 4085 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage ebener Gleitflächen für einen Wandreibungswinkel  $\delta_a = + 2/3 \varphi$  ermittelt.

Die Erddruckbeiwerte für den passiven Erddruck werden für  $\varphi \leq 35^\circ$  auf der Grundlage ebener Gleitflächen mit  $\delta_p = -2/3 \varphi$  ermittelt. Für  $\varphi > 35^\circ$  werden die Erddruckbeiwerte nach Caquot-Kérisel angesetzt, die für gekrümmte Gleitflächen mit  $\delta_p = -\varphi$  ermittelt werden.

Zwischen der Sohlplatte der Winkelstützmauer und dem Boden wird eine Verzahnung angenommen.

In bindigen Bodenschichten wird ein Mindesterdrukbeiwert  $\min k_{ah} = 0,20$  angesetzt, wenn eine Berechnung der Erddruckordinate aus Bodeneigengewicht einen geringeren Wert ergibt. Der Erddruck aus Verkehrslast wird dem Erddruck aus Bodeneigengewicht (bzw. dem Mindesterdruk) überlagert.

- Partialsicherheitskonzept

Die Berechnung erfolgt für aktiven Erddruck.

Die Erddruckbeiwerte für den aktiven Erddruck werden mit den in DIN 4085-100 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage ebener Gleitflächen für einen Wandreibungswinkel  $\delta_a = + 2/3 \varphi$  ermittelt.

Die Erddruckbeiwerte für den passiven Erddruck werden, da nicht der Grundfall ( $\delta = \alpha = \beta = 0$ ) vorliegt, mit den in DIN 4085-100 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage gekrümmter Gleitflächen für  $\delta_p = -\varphi$  ermittelt.

Zwischen der Sohlplatte der Winkelstützmauer und dem Boden wird eine Verzahnung angenommen.

Wenn in bindigen Bodenschichten eine Berechnung mit den ihnen zugeordneten Bodenkennwerten für Bodeneigengewicht eine kleinere Erddruckordinate ergibt als eine Berechnung mit einem Ersatzreibungswinkel  $\varphi_{\text{ers}} = 40^\circ$  und  $c = 0$  (bei  $c = 0$ ), wird dieser größere Wert als Mindesterdruddruck angesetzt. Der Erddruck aus Verkehrslast wird dem Erddruck aus Bodeneigengewicht überlagert.

Bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept wird in GZ 1B der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht und Verkehrslast als charakteristische Einwirkung ermittelt und nach Multiplikation mit dem entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert in die Berechnung eingeführt.

Bei der Berechnung für den GZ 2 wird der charakteristische Erddruck angesetzt.

- beide Konzepte

Für die Standsicherheitsnachweise der Wand wird die Erddrucklast vereinfachend in einer fiktiven vertikalen Ersatzfläche in der Hinterkante des horizontalen erdseitigen Sporns wirkend angenommen und mit einem Wandreibungswinkel  $\delta_a = \beta = 0$  ermittelt. Der Erddruck auf die Hinterkante des Sporns wird zusätzlich und mit einem Wandreibungswinkel  $\delta_a = 2/3 \varphi$  ermittelt.

### 3.4 Bemessung

- Globalsicherheitskonzept

Die Bemessung auf Biegung und Schub wird nach DIN 1045 durchgeführt. Die Rißbreitenbeschränkung wird exemplarisch für die Wand gemäß DIN 1045 bzw. Heft 400 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton sowie zum Vergleich mit den Diagrammen zur direkten Bemessung von Meyer für eine konstruktive, rechnerische Rißbreite von  $w_{k, \text{cal}} = 0,25 \text{ mm}$  nachgewiesen. Beim Fundament wird auf einen Nachweis der Rißbreitenbeschränkung verzichtet.

- Partialsicherheitskonzept

Nach EC 2 wird sowohl für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (Biegung und Schub) als auch für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (Rißbreitenbeschränkung mit  $w_{k, \text{cal}} = 0,25 \text{ mm}$ ) bemessen. Zum Vergleich wird die Berechnung der Rißbreite nach den Diagrammen zur direkten Bemessung von Meyer sowie die graphische Ermittlung der Rißbreite nach Heft 425, Bild 10, durchgeführt. Beim Fundament wird auf einen Nachweis der Rißbreitenbeschränkung verzichtet.

Bei beiden Sicherheitskonzepten wird für die Bemessung eine trapezförmige Verteilung nach DIN 4085 bzw. DIN 4085-100 des aktiven Erddrucks mit einem Wandreibungswinkel  $\delta_a = \beta$  in der lotrechten Ersatzfuge unmittelbar hinter dem horizontalen, erdseitigen Sporn angesetzt. Ein erhöhter, aktiver Erddruck bzw. Verdichtungserddruck wird nicht berücksichtigt.

## 4 Zusammenfassung der Ergebnisse, Schlußfolgerungen

### 4.1 Nachweis der Gleitsicherheit

Die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen zeigen, daß bei beiden betrachteten Böden die Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept größere Sohlbreiten ergibt als die nach dem Globalsicherheitskonzept. Im Fall des nicht bindigen Bodens betragen die Abweichungen zwischen 3 % und 14 % und bei dem bindigen Boden zwischen 2 % und 5 %. Mit abnehmendem Erddruck werden die Abweichungen größer.

Der Nachweis der Gleitsicherheit wird in keinem Fall zur Ermittlung der Spornlänge maßgebend.

Bei beiden Konzepten wird der Erdwiderstand zu 50 % seines Wertes in die Berechnung eingeführt und im Fall der Berechnung nach DIN 1054-100 als günstige Einwirkung betrachtet. Die Kräfte aus Eigengewicht der Winkelstützmauer und aus Bodengewicht auf dem erdseitigen Sporn werden als ungünstige Einwirkung angesetzt.

### 4.2 Nachweis der Lage der Resultierenden

Die Betrachtung der Ergebnisse der Vergleichsberechnungen zeigt, daß bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept sowohl bei dem nichtbindigen Boden als auch bei dem bindigen Boden größere Sohlbreiten erforderlich sind als bei der Berechnung nach dem Globalsicherheitskonzept. Die Abweichungen nehmen mit abnehmendem Erddruck zu und betragen im Fall des Reibungsbodens 1 % - 9 % und im Fall des kohäsiven Bodens 2 % - 11 %. Im Lastfall g sind die Abweichungen kleiner als im Lastfall g + p.

Beim Reibungsboden wird der Nachweis nach DIN 1054 ab einem Reibungswinkel  $\varphi = 35^\circ$  maßgebend. Bei der Berechnung nach DIN 1054-100 ist das schon ab einem Reibungswinkel von  $\varphi = 32,5^\circ$  der Fall.

Beim kohäsiven Boden wird der Nachweis nur im Fall der DIN 1054-100 für  $\varphi/c = 25^\circ/15 \text{ kN/m}^2$  maßgebend.

Bei der Berechnung nach DIN 1054 wird der Erdwiderstand zu 50 % seines Wertes angesetzt und bei der Berechnung nach DIN 1054-100, der Norm entsprechend, nicht berücksichtigt.

### 4.3 Nachweis der Grundbruchsicherheit

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse zeigt, daß sich nach dem Partialsicherheitskonzept in allen betrachteten Fällen kürzere Sohlbreiten ergeben als nach dem Globalsicherheitskonzept. Die Abweichungen betragen zwischen 8 % - 5 % (Reibungsboden) und 15 % - 6 % (kohäsiver Boden) und werden mit zunehmendem Reibungswinkel und zunehmender Kohäsion größer.

Im Fall der Berechnung nach DIN 1054 wird für den Reibungsboden der Nachweis der Grundbruchsicherheit bis zu einem Reibungswinkel von  $\varphi = 32,5^\circ$  maßgebend, was für die Berechnung nach DIN 1054-100 nur bis  $\varphi = 30^\circ$  der Fall ist.

Abgesehen von der Berechnung nach DIN 1054-100 im Fall  $\varphi/c = 25^\circ/15 \text{ kN/m}^2$ , kein Grundwasser in Bauwerkssohle, wird beim kohäsiven Boden bei allen betrachteten Fällen der Nachweis der Grundbruchsicherheit maßgebend.

Der Erdwiderstand wurde bei der Berechnung nach DIN 1054 zu 50 % seines Wertes angesetzt und im Fall der Berechnung nach DIN 1054-100 als günstige Einwirkung betrachtet.

Die Bodenauflast auf den erdseitigen Sporn und das Eigengewicht der Wand wurden bei den Berechnungen nach DIN 1054-100 als ständige ungünstige Einwirkungen betrachtet. Absatz 9.5.1 der DIN 1054-100 fordert jedoch die ungünstigste Kombination der Einwirkungen zu berücksichtigen. Demnach müßten die o.g. Kräfte auch als günstige Einwirkungen angesetzt werden.

Der gewählte Ansatz des Teilsicherheitsbeiwertes wurde aus dem in Absatz 11.6.2 der Norm genannten Teilsicherheitsbeiwert für den Nachweis der Gleitsicherheit im Zusammenhang mit dem Hinweis in Kapitel 9.5.2 der Norm abgeleitet.

Betrachtet man die Bodenauflast auf dem erdseitigen Sporn und das Eigengewicht der Wand als günstige Einwirkung, ergeben sich deutlich längere Sohlbreiten.

Zu diesem Punkt wird ein klärender Hinweis in der DIN 1054-100 angeregt.

## 5 Schluß

Die Vergleichsberechnungen haben gezeigt, daß bei der Berechnung der Winkelstützmauer nach dem Partialsicherheitskonzept bei dem Nachweis der Gleitsicherheit und der Lage der Resultierenden größere und bei dem Nachweis der Grundbruchsicherheit kleinere Spornlängen erforderlich sind als bei der Berechnung nach DIN 1054.

Bezogen auf DIN 1054 ergeben sich nach neuer Berechnung im Fall des Reibungsbodens zwischen 6,4 % kleinere und 8,7 % größere Sohlbreiten. Im Fall des kohäsiven Bodens werden die Sohlbreiten zwischen 7,5 % und 14,6 % geringer.

Abgesehen von den Berechnungen für  $\varphi \geq 35^\circ$ , die bis zu 29 cm größere Sohlbreiten ergeben, sind nach dem Partialsicherheitskonzept bis zu 65 cm kürzere Sohlbreiten ausreichend, um die Forderungen der Standsicherheitsnachweise zu erfüllen.

## Beispiel 3

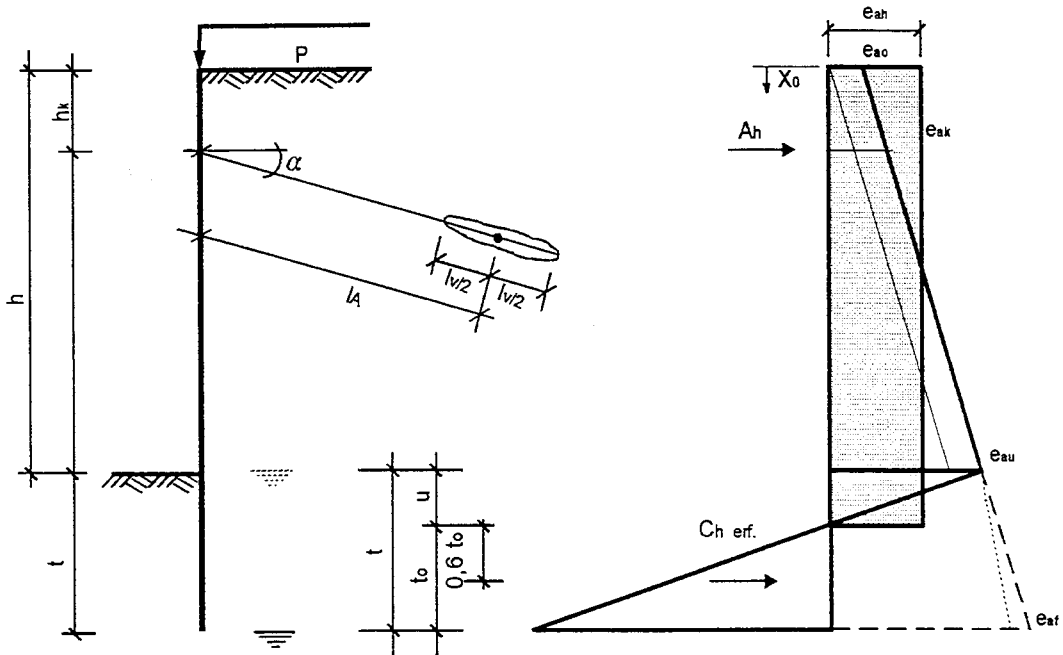
# Berechnung einer Ortbetonwand nach altem und neuem Sicherheitskonzept

	Seite
<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>3.1</b>
<b>I Berechnung einer Ortbetonwand nach dem alten Sicherheitskonzept</b>	
1.0.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, kein Grundwasser	3.3
1.0.1 statische Berechnung	3.3
1.0.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge	3.7
1.0.3 Bemessung der Bauteile	3.9
1.1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle	3.11
1.1.1 statische Berechnung	3.11
1.1.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge	3.15
1.1.3 Bemessung der Bauteile	3.17
1.2.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser auf Ankerhöhe und in der Baugrubensohle	3.19
1.2.1 statische Berechnung	3.19
1.2.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge	3.23
1.2.3 Bemessung der Bauteile	3.25
2.0.0 Berechnung für kohäsiven Boden, kein Grundwasser	3.27
2.0.1 statische Berechnung	3.27
2.0.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge	3.31
2.0.3 Bemessung der Bauteile	3.33
2.1.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle	3.35
2.1.1 statische Berechnung	3.35
2.1.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge	3.39
2.1.3 Bemessung der Bauteile	3.41
2.2.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser auf Ankerhöhe und in der Baugrubensohle	3.43
2.2.1 statische Berechnung	3.43
2.2.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge	3.47
2.2.3 Bemessung der Bauteile	3.49
<b>II Berechnung einer Ortbetonwand nach dem neuen Sicherheitskonzept</b>	
1.0.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, kein Grundwasser	3.51
1.0.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B	3.51
1.0.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C	3.55
1.0.3 Bemessung der Bauteile	3.58
1.1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle	3.62
1.1.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B	3.62
1.1.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C	3.66
1.1.3 Bemessung der Bauteile	3.69

1.2.0	Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser auf Ankerhöhe und in der Baugrubensohle	3.73
1.2.1	Berechnung für den Grenzzustand 1B	3.73
1.2.2	Berechnung für den Grenzzustand 1C	3.77
1.2.3	Bemessung der Bauteile	3.80
2.0.0	Berechnung für kohäsiven Boden, kein Grundwasser	3.84
2.0.1	Berechnung für den Grenzzustand 1B	3.84
2.0.2	Berechnung für den Grenzzustand 1C	3.88
2.0.3	Bemessung der Bauteile	3.92
2.1.0	Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle	3.96
2.1.1	Berechnung für den Grenzzustand 1B	3.96
2.1.2	Berechnung für den Grenzzustand 1C	3.100
2.1.3	Bemessung der Bauteile	3.104
2.2.0	Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser auf Ankerhöhe und in der Baugrubensohle	3.108
2.2.1	Berechnung für den Grenzzustand 1B	3.108
2.2.2	Berechnung für den Grenzzustand 1C	3.112
2.2.3	Bemessung der Bauteile	3.116
	Formelzeichen und Indizes	3.120
	Ergebnisse der Parameterstudie für Boden 1 (kohäsionsloser Boden)	
	graphische Darstellung der Ergebnisse	3.126
	Vergleich der einzelnen Ergebnisse	3.130
	Ergebnisse der Parameterstudie für Boden 2 (kohäsiver Boden)	
	graphische Darstellung der Ergebnisse	3.138
	Vergleich der einzelnen Ergebnisse	3.142
	Ergebnisübersicht Ortbetonwand	3.148
	Zusammenfassung	
	1 Berechnungsgrundlagen	3.150
	2 Gesuchte Größen	3.151
	3 Berechnungen	3.151
	4 Zusammenfassung der Ergebnisse, Schlußfolgerungen	3.155

# I Berechnung einer Ortbetonwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 1.0.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, kein Grundwasser

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 5,66 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,09 \text{ m}$	Verpreßstrecke	$l_v = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von  $h_{Gw} = 99,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi' = 32,5^\circ$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma' = 11,0 \text{ kN/m}^3$

## 1.0.1 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

$$\begin{aligned} \text{für } \delta = \pm 2/3 \varphi' & \quad K_{agh} = 0,251 & \quad K_{pgh} = 7,152 \\ \text{für } \delta = +2/3 \varphi' & & \\ \text{und } \alpha = \beta = 0 & \quad \vartheta_a = 57,47^\circ \\ & \quad \min K_{ah} = 0,200 \end{aligned}$$

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHI}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.



tabellarische Ermittlung der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{ah})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,0	1,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,0				18,50		4,64		0,00	4,64		2,51	7,14
1,0	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,0				92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
5,0	0,31	18,50	5,69	92,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,31				98,19		24,61		0,00	24,61		2,51	27,12
5,31	0,79	18,50	14,53	98,19	0,251	24,61	0,000	0,00	24,61	0,251	2,51	27,12
6,09				112,71		28,25		0,00	28,25		2,51	30,76

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pjh})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,0	1,09	18,50	20,21	0,00	7,152	0,00	0,00	0,00	0,00
6,1				20,21		144,56		0,00	144,56

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden :

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

( EB 19, Abs. 2 )

Ermittlung des Belastungsnulldpunktes u:

$$u = e_{au} / (\gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh}))$$

$$u = 25,69 / (18,5 \cdot (7,15 / 1,50 - 0,25))$$

$$u = 25,69 / 83,6$$

$$u = 0,31 \text{ m}$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (2,51 + 25,69) + 0,31 \cdot 25,69) / 2$$

$$E_{ah} = 74,44 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 74,44 / (5,00 + 0,31)$$

$$e_{ah} = 74,44 / 5,31$$

$$e_{ah} = 14,03 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{ erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  angenommen.

( EB 19, Abs. 5 )

gewählte Einbindetiefe :  $t = 1,09 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 1,09 - 0,31 = 0,79 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,31 + 0,47) - 74,44 \cdot ((5,00 + 0,31) / 2 - 1,00) \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot 4,78 - 123,1 \\ \Leftrightarrow C_{h\text{ erf}} &= 123,10 / 4,78 \\ C_{h\text{ erf}} &= 25,76 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{ erf}}$  im Boden :

$$\begin{aligned} 0 &= C_{h\text{ erf}} - (t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh})) / 2 \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} - (0,62 \cdot 18,50 \cdot (7,15 / 1,50 - 0,25)) / 2 \\ 0 &= 25,76 - 25,76 \end{aligned}$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\begin{aligned} \Sigma H : 0 &= A_h + C_{h\text{ erf}} - E_{ah} \\ 0 &= A_h + 25,76 - 74,44 \\ A_h &= 74,44 - 25,76 \\ A_h &= 48,68 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :  $x_0 = A_h / e_{ah}$   
 $x_0 = 48,7 / 14,03 = 3,47 \text{ m}$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$\begin{aligned} M_{\text{Feld}} &= (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld}} &= 48,68 \cdot (3,47 - 1,0) - 14,03 \cdot 12,05 / 2 \\ M_{\text{Feld}} &= 120,27 - 84,48 \\ M_{\text{Feld}} &= 35,80 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$\begin{aligned}C_{v\text{ erf}} &= C_{h\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_p) \\C_{v\text{ erf}} &= 25,76 \cdot \tan(\delta_p) \\C_{v\text{ erf}} &= 25,76 \cdot -0,397 \\ \\C_{v\text{ erf}} &= -10,23 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned}E_{av} &= E_{ah} \cdot \tan(\delta_a) \\E_{av} &= 74,44 \cdot 0,397 \\E_{av} &= 29,57 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ankerkraft :

$$\begin{aligned}A_v &= A_h \cdot \tan(\alpha) \\A_v &= 48,68 \cdot 0,268 \\A_v &= 13,04 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned}\Sigma \downarrow V = 0 &= C_{v\text{ erf}} + E_{av} + A_v - F_v \\0 &= -10,23 + 29,57 + 13,04 - F_v \\0 &= 32,38 - F_v \\F_{vd} &= 32,38 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

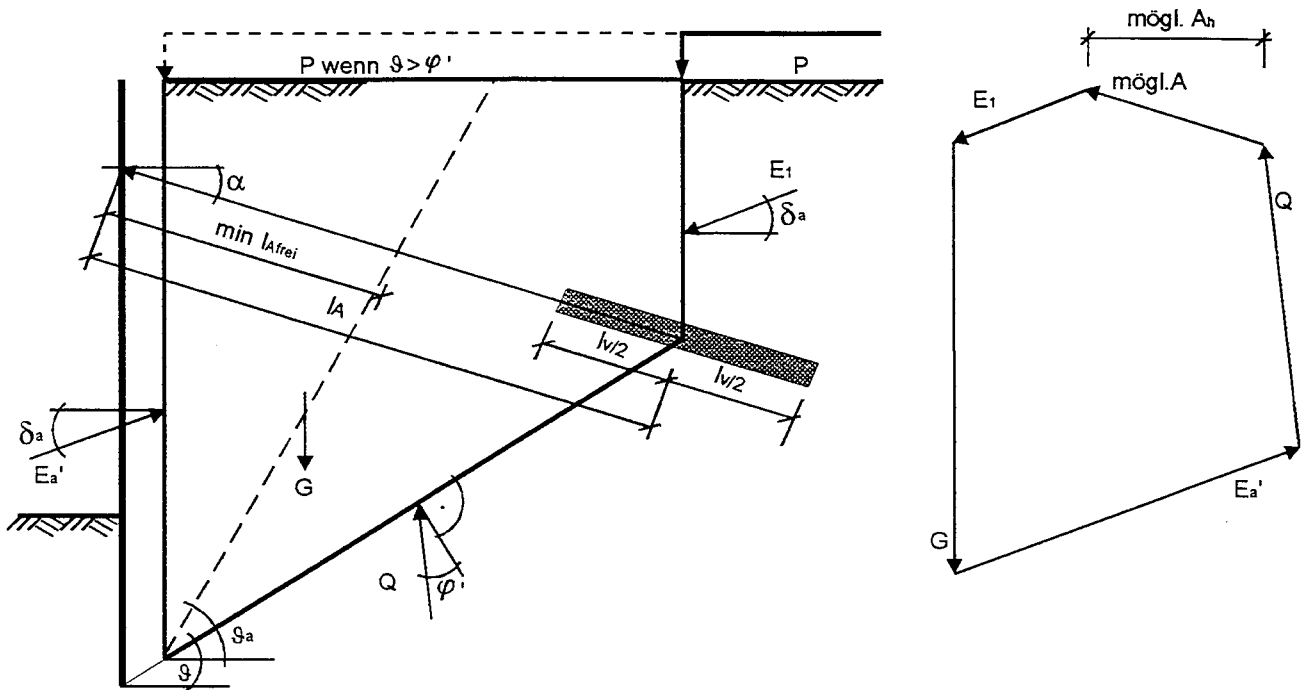
Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

## 1.0.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf IA

(Nachweis nach Kranz)

Skizze:



Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

$$\text{vorh. } A_h = 48,68 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot ((e_{a0} + e_{ak}) \cdot h_k + (e_{ak} + e_{au}) \cdot (h - h_k) + (e_{au} + e_{af}) \cdot t)$$

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot ((2,51 + 7,14) \cdot 1,0 + (7,14 + 25,69) \cdot (5,0 - 1,0) + (25,7 + 30,76) \cdot 1,1)$$

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot (9,65 + 131,34 + 61,68)$$

$$E_{ah}' = 101,33 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand :

$$E_{1h} = \gamma \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)^2 / 2 + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)$$

$$E_{1h} = 18,5 \cdot 0,251 \cdot (1,0 + 0,259 \cdot 5,7) +$$

$$+ 10,0 \cdot 0,251 \cdot (1,0 + 0,259 \cdot 5,7)$$

$$E_{1h} = 14,09 + 6,18$$

$$E_{1h} = 20,26 \text{ kN/m}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\text{für } \vartheta > \varphi' : G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$$

$$\text{für } \vartheta \leq \varphi' : G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$$

$$G = \begin{matrix} 18,5 & \cdot & 1,00 & \cdot & 5,66 & \cdot & 0,97 & + & 18,50 & \cdot & 32,04 & \cdot & 0,26 & \cdot & 0,97 & + \\ 18,5 & \cdot & ( 5,00 & - & 1,00 & - & 5,7 & \cdot & 0,26 ) & \cdot & ( 5,7 & \cdot & 0,97 & + & 1,09 & \cdot & 1,51 ) / 2 + \\ 18,5 & \cdot & 1,19 & \cdot & 1,51 / 2 & + & 10,0 & \cdot & 5,66 & \cdot & 0,97 \end{matrix}$$

$$G = 101,1 + 148,2 + 166,8 + 16,6 + 54,7$$

$$G = 487,4 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

$$\text{mit } \begin{matrix} \eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h \\ \eta \geq 1,50 \end{matrix} \quad (\text{EB 44, Abs. 5})$$

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

$$\text{mögl. } A_h = f_A \cdot (E_{ah}' - E_{1h} + E_{rh}) \quad (\text{siehe Ranke / Ostermayer, Die Bautechnik, Heft 10/1968, S. 341 ff})$$

Faktor  $f_A$  :

$$f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta))$$

$$f_A = 1 / (1 + \tan 15,0 \cdot \tan (32,50 - 33,57))$$

$$f_A = 1,005$$

$$\text{Gleitflächenneigung } \vartheta : \quad \vartheta = 33,57^\circ$$

Kraft  $E_{rh}$  :

$$E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{1h}) \cdot \tan \delta) \cdot \tan (\varphi - \vartheta)$$

$$E_{rh} = (487,4 - (101,33 - 20,26) \cdot \tan 21,67) \cdot \tan (32,50 - 33,57)$$

$$E_{rh} = -8,47 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,005 \cdot (101,33 - 20,26 + -8,47) = 73,0 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

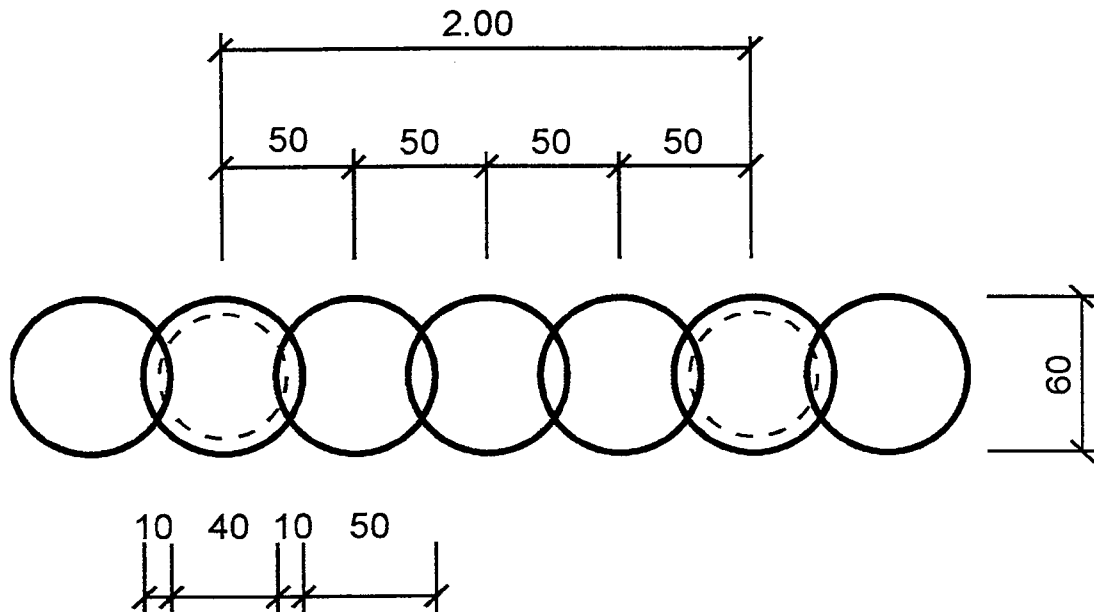
$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 73,0 / 48,7 = 1,50 \quad \text{q.e.d.}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	2,87 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,37 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	5,66 m

### 1.0.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach DIN 1045:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d =$  0,60 cm  
 Ankerabstand  $a_A =$  2,00 m

Betongüte = B 25  
 $\text{nom}c = 5,0$  cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{\text{Feld}} = 35,80 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = 0,85 \cdot 35,80 \cdot 2,00 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 60,85 \text{ kNm}$$

$$d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

$$n = 0$$

$$m = \frac{M_{\text{Bem}}}{\left( \left( \pi \cdot \frac{d^2}{4} \right) \cdot d \cdot \beta_R \right)}$$

$$m = \frac{0,061}{\left( 0,28 \cdot 0,60 \cdot 17,50 \right)}$$

$$m = 0,0205$$

$$\rightarrow \omega_0 = 0,100 \text{ (Ablesewert)}$$

$$\text{tot } A_s = 0,100 \cdot \left( \pi \cdot \frac{d^2}{4} \right) / 28,60 \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,100 \cdot 0,28 / 28,60 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 9,89 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Hinweis :

Die Schubbemessung erfolgt nach Obst: "Bemessung von Kreisquerschnitten auf Schub",  
Beton- und Stahlbetonbau 12/1981.

Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.

Grundwerte der Schubspannung für B25 :

$$\tau_{02} = 1,80 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_{012} = 0,75 \text{ MN/m}^2$$

Streckgrenze BST 500/550

$$\beta_R = 500 / 1,75 = 286 \text{ MN/m}^2$$

Schnittgrößen :

$$M_{Bem} = 0,0609 \text{ MNm}$$

$$Q_{Bem} = (A_h - e_{ah} \cdot h_k) \cdot a_A$$

$$Q_{Bem} = (48,68 - 14,03 \cdot 1,0) \cdot 2,00 / 1000$$

$$Q_{Bem} = 0,0693 \text{ MN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\text{tot } A_s = 9,9 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_1 / \varepsilon_2 = -1,50 / 5,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

mit Tab. 3 und Gl. (3)

$$z = 60,85 / (17,34 \cdot 9,9)$$

$$z = 0,35 \text{ m}$$

aus Tab. 4 und Gl. (4)

$$\tau_0 = 0,0693 / (0,776 \cdot 0,60 \cdot 0,35)$$

$$\tau_0 = 0,419 \text{ MN/m}^2 \quad \text{SB1}$$

Die Bemessung erfolgt im SB 1 mit:

$$\eta = 0,40$$

im SB 2 mit:

$$\eta = \tau_0 / \tau_{02} \geq 0,40$$

im SB 3 mit:

$$\eta = 1,00$$

$$\text{erf } a_{s,B0} = 0,069 / (0,35 \cdot 286) \cdot 0,40 \cdot 10000$$

$$\text{erf } a_{s,B0} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

$$A = A_h \cdot a_A / \cos \alpha$$

$$A = 48,68 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A = 100,79 \text{ kN}$$

Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$ , nach DIN 4125, Tab. 1:  $\eta = 1,75$

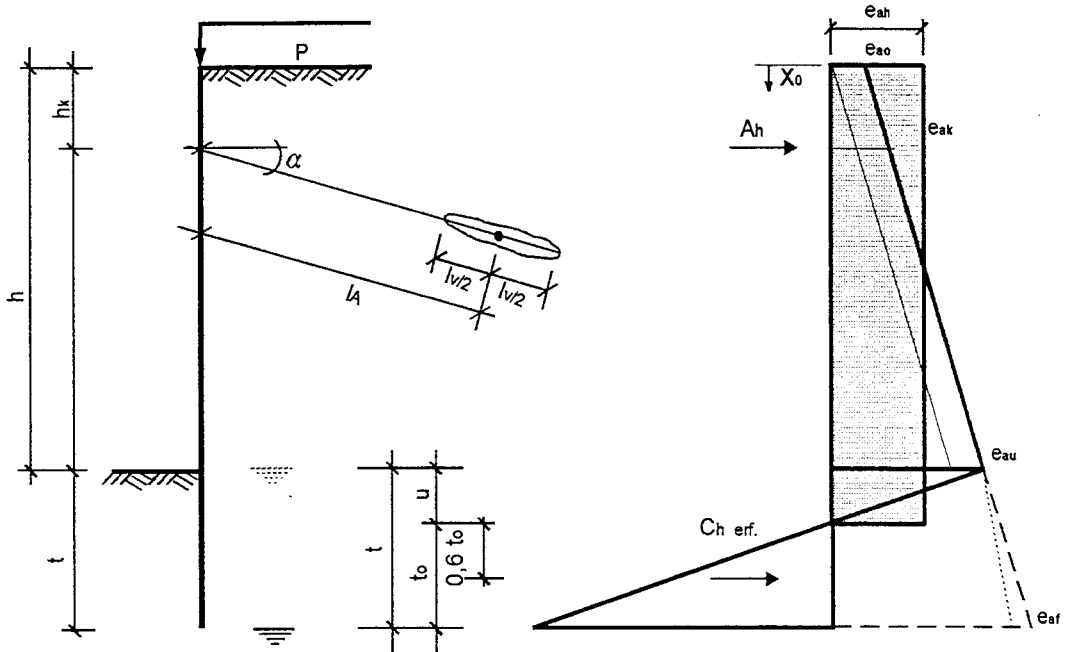
$$\text{erf } A_s = A / (\beta_s / \eta)$$

$$\text{erf } A_s = 100,79 / (1570 / 1,75) \cdot 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

# I Berechnung einer Ortbetonwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 1.1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 6,03 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,55 \text{ m}$	Verpreßstrecke	$l_V = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von  $h_{Gw} = 5,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi' = 32,5^\circ$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma' = 11,0 \text{ kN/m}^3$

### 1.1.1 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

für $\delta = \pm 2/3 \varphi'$	$K_{agh} = 0,251$	$K_{pgh} = 7,152$
für $\delta = + 2/3 \varphi'$		
und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 57,47^\circ$	
	min $K_{ah} = 0,200$	

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHI}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.



tabellarische Ermittlung der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{ah})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,0	1,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,0	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,0	5,00	18,50	92,50	18,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,52	0,52	11,00	5,69	92,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,52	1,03	11,00	11,34	98,19	0,251	24,61	0,000	0,00	24,61	0,251	2,51	27,12
6,55	6,55	11,00	72,08	98,19	0,251	24,61	0,000	0,00	24,61	0,251	2,51	27,12
	6,55		109,53	109,53		27,45		0,00	27,45		2,51	29,96

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pjh})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,0	1,55	11,00	17,03	0,00	7,152	0,00	0,00	0,00	0,00
6,5	6,5			17,03		121,79		0,00	121,79

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden :

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

( EB 19, Abs. 2 )

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u:

$$u = e_{au} / (\gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh}))$$

$$u = 25,69 / (11,0 \cdot (7,15 / 1,50 - 0,25))$$

$$u = 25,69 / 49,7$$

$$u = 0,52 \text{ m}$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (2,51 + 25,69) + 0,52 \cdot 25,69) / 2$$

$$E_{ah} = 77,13 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 77,13 / (5,00 + 0,52)$$

$$e_{ah} = 77,13 / 5,52$$

$$e_{ah} = 13,98 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck : Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{ erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  angenommen.

( EB 19, Abs. 5 )

gewählte Einbindetiefe :  $t = 1,55 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 1,55 - 0,52 = 1,03 \text{ m}$

$$\Sigma M_{A_h} : 0 = C_{h\text{ erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} \cdot ( 5,00 - 1,00 + 0,52 + 0,62 ) - 77,13 \cdot ((5,00 + 0,52) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} \cdot 5,14 - 135,64$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{ erf}} = 135,64 / 5,14$$

$$C_{h\text{ erf}} = 26,41 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{ erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{h\text{ erf}} - (t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh})) / 2$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} - ( 1,06 \cdot 11,00 (7,15 / 1,50 - 0,25) ) / 2$$

$$0 = 26,41 - 26,41$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H : 0 = A_h + C_{h\text{ erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 26,41 - 77,13$$

$$A_h = 77,13 - 26,41$$

$$A_h = 50,72 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$x_0 = A_h / e_{ah}$$

$$x_0 = 50,7 / 13,98 = 3,63 \text{ m}$$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$M_{\text{Feld}} = (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2$$

$$M_{\text{Feld}} = 50,72 \cdot ( 3,63 - 1,0 ) - 13,98 \cdot 13,16 / 2$$

$$M_{\text{Feld}} = 133,29 - 92,01$$

$$M_{\text{Feld}} = 41,29 \text{ kNm/m}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$\begin{aligned}C_{v\text{ erf}} &= C_{h\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_p) \\C_{v\text{ erf}} &= 26,41 \cdot \tan(\delta_p) \\C_{v\text{ erf}} &= 26,41 \cdot -0,397 \\ \\C_{v\text{ erf}} &= -10,49 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned}E_{av} &= E_{ah} \cdot \tan(\delta_a) \\E_{av} &= 77,13 \cdot 0,397 \\E_{av} &= 30,64 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ankerkraft :

$$\begin{aligned}A_v &= A_h \cdot \tan(\alpha) \\A_v &= 50,72 \cdot 0,268 \\A_v &= 13,59 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned}\Sigma \downarrow V = 0 &= C_{v\text{ erf}} + E_{av} + A_v - F_v \\0 &= -10,49 + 30,64 + 13,59 - F_v \\0 &= 33,74 - F_v \\F_{vd} &= 33,74 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

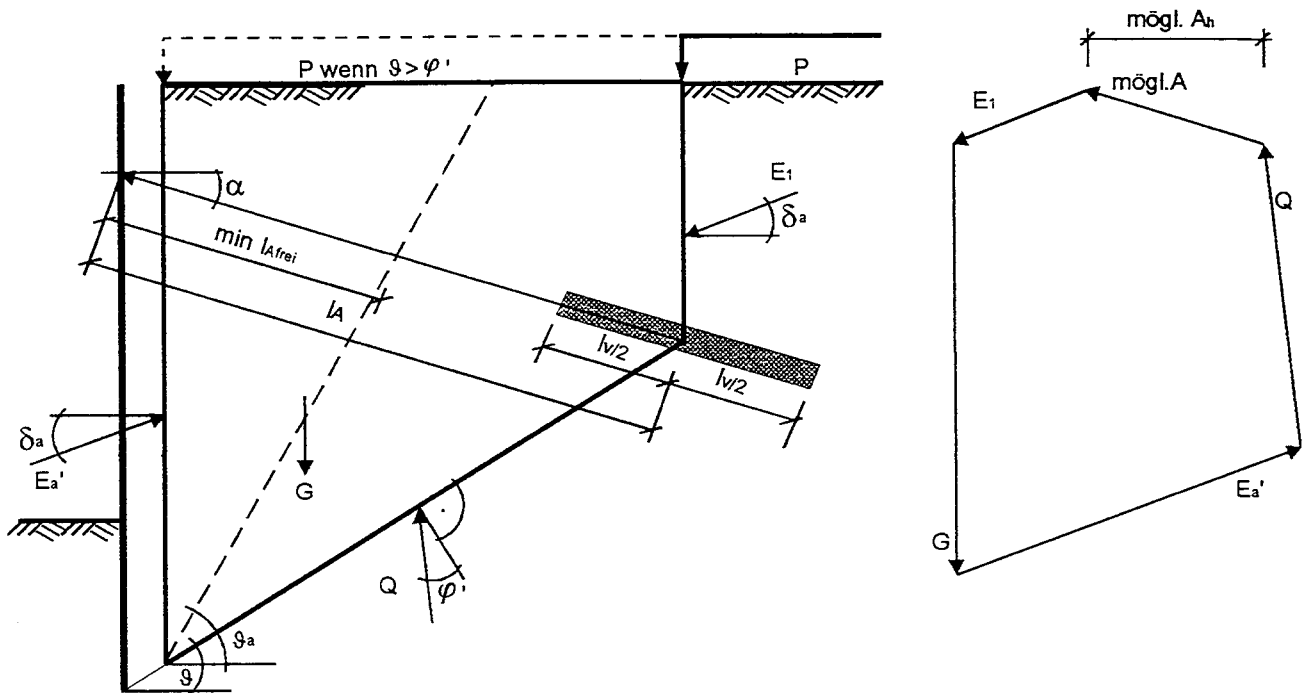
Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.1.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge $l_A$

(Nachweis nach Kranz)

Skizze:



Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

$$\text{vorh. } A_h = 50,72 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot ((e_{ao} + e_{ak}) \cdot h_k + (e_{ak} + e_{au}) \cdot (h - h_k) + (e_{au} + e_{af}) \cdot t)$$

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot ((2,51 + 7,14) \cdot 1,0 + (7,14 + 25,69) \cdot (5,0 - 1,0) + (25,7 + 29,96) \cdot 1,5)$$

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot (9,65 + 131,34 + 86,15)$$

$$E_{ah}' = 113,57 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand :

$$E_{1h} = \gamma \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)^2 / 2 + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)$$

$$E_{1h} = 18,5 \cdot 0,251 \cdot (1,0 + 0,259 \cdot 6,0)^2 / 2 + 10,0 \cdot 0,251 \cdot (1,0 + 0,259 \cdot 6,0)$$

$$E_{1h} = 15,20 + 6,42$$

$$E_{1h} = 21,62 \text{ kN/m}$$

Wasserdruck : Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\text{für } \vartheta > \varphi' : G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$$

$$\text{für } \vartheta \leq \varphi' : G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$$

$$G = \begin{matrix} 18,5 & \cdot & 1,00 & \cdot & 6,03 & \cdot & 0,97 & + & 18,50 & \cdot & 36,35 & \cdot & 0,26 & \cdot & 0,97 & + \\ 18,5 & \cdot & ( 5,00 & - & 1,00 & - & 6,0 & \cdot & 0,26 ) & \cdot & ( 6,0 & \cdot & 0,97 & + & 1,55 & \cdot & 1,46 ) / 2 + \\ 11,0 & \cdot & 2,40 & \cdot & 1,46 / 2 & + & 10,0 & \cdot & 6,03 & \cdot & 0,97 \\ G = & 107,7 & + & 168,1 & + & 182,4 & + & 19,3 & + & 58,2 \\ G = & 535,8 & \text{ kN/m} \end{matrix}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

$$\text{mit } \begin{matrix} \eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h \\ \eta \geq 1,50 \end{matrix} \quad (\text{EB 44, Abs. 5})$$

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

$$\text{mögl. } A_h = f_A \cdot (E_{ah}' - E_{th} + E_{rh}) \quad (\text{siehe Ranke / Ostermayer, Die Bautechnik, Heft 10/1968, S. 341 ff})$$

Faktor  $f_A$  :

$$\begin{aligned} f_A &= 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)) \\ f_A &= 1 / (1 + \tan 15,0 \cdot \tan (32,50 - 34,4)) \\ f_A &= 1,009 \end{aligned}$$

$$\text{Gleitflächenneigung } \vartheta : \quad \vartheta = 34,40^\circ$$

Kraft  $E_{rh}$  :

$$\begin{aligned} E_{rh} &= (G - (E_{ah}' - E_{th}) \cdot \tan \delta) \cdot \tan (\varphi - \vartheta) \\ E_{rh} &= (535,8 - (113,57 - 21,62) \cdot \tan 21,67) \cdot \tan (32,50 - 34,4) \end{aligned}$$

$$E_{rh} = -16,55 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,009 \cdot (113,57 - 21,62 + -16,55) = 76,1 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

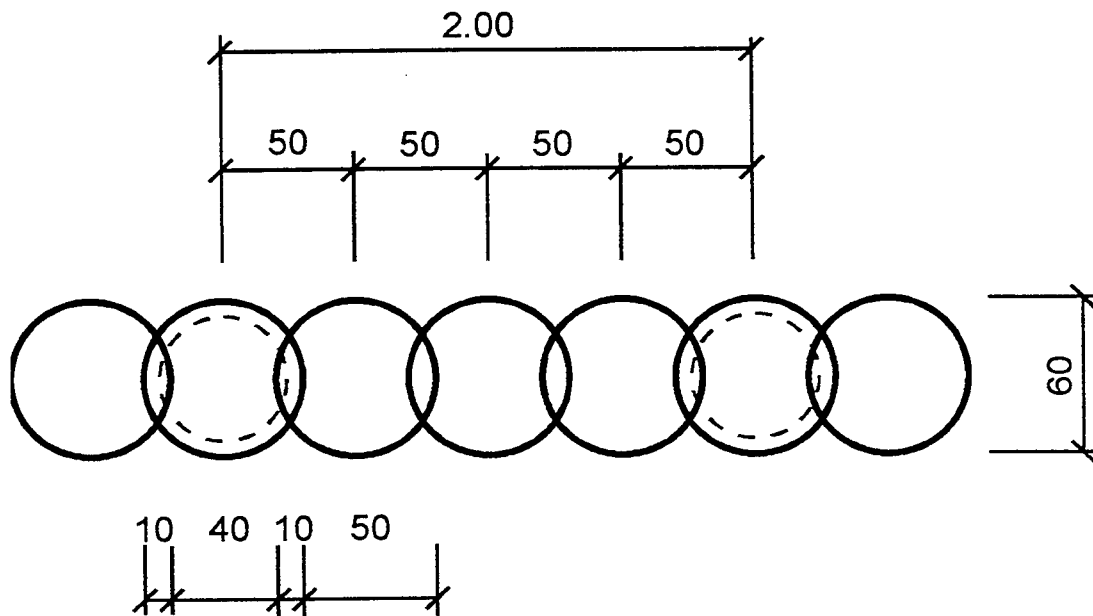
$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 76,1 / 50,7 = 1,50 \quad \text{q.e.d.}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,13 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,63 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	6,03 m

### 1.1.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach DIN 1045:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d =$  0,60 cm  
 Ankerabstand  $a_A =$  2,00 m

Betongüte = B 25  
 $\text{nom}c = 5,0$  cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{\text{Feld}} = 41,29 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = 0,85 \cdot 41,29 \cdot 2,00 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 70,19 \text{ kNm}$$

$$d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

$$n = 0$$

$$m = \frac{M_{\text{Bem}}}{\left( \left( \pi \cdot \frac{d^2}{4} \right) \cdot d \cdot \beta_R \right)}$$

$$m = \frac{0,070}{\left( 0,28 \cdot 0,60 \cdot 17,50 \right)}$$

$$m = 0,0236$$

$$\rightarrow \omega_0 = 0,115 \text{ (Ablesewert)}$$

$$\text{tot } A_s = 0,115 \cdot \left( \pi \cdot \frac{d^2}{4} \right) / 28,60 \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,115 \cdot 0,28 / 28,60 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 11,37 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Hinweis :

Die Schubbemessung erfolgt nach Obst: "Bemessung von Kreisquerschnitten auf Schub",  
Beton- und Stahlbetonbau 12/1981.  
Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.

Grundwerte der Schubspannung für B25 :

$$\begin{aligned}\tau_{02} &= 1,80 \text{ MN/m}^2 \\ \tau_{012} &= 0,75 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

Streckgrenze BST 500/550

$$\beta_R = 500 / 1,75 = 286 \text{ MN/m}^2$$

Schnittgrößen :

$$\begin{aligned}M_{\text{Bem}} &= 0,0702 \text{ MNm} \\ Q_{\text{Bem}} &= (A_h - e_{ah} \cdot h_k) \cdot a_A \\ Q_{\text{Bem}} &= (50,72 - 13,98 \cdot 1,0) \cdot 2,00 / 1000 \\ Q_{\text{Bem}} &= 0,0735 \text{ MN}\end{aligned}$$

aus der Biegebemessung :

$$\begin{aligned}\text{tot } A_s &= 11,4 \text{ cm}^2 \\ \varepsilon_1 / \varepsilon_2 &= -1,50 / 5,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117\end{aligned}$$

mit Tab. 3 und Gl. (3)

$$\begin{aligned}z &= 70,19 / (17,34 \cdot 11,4) \\ z &= 0,36 \text{ m}\end{aligned}$$

aus Tab. 4 und Gl. (4)

$$\begin{aligned}\tau_0 &= 0,0735 / (0,811 \cdot 0,60 \cdot 0,36) \\ \tau_0 &= 0,424 \text{ MN/m}^2 \quad \text{SB1}\end{aligned}$$

Die Bemessung erfolgt im SB 1 mit:  $\eta = 0,40$   
im SB 2 mit:  $\eta = \tau_0 / \tau_{02} \geq 0,40$   
im SB 3 mit:  $\eta = 1,00$

$$\begin{aligned}\text{erf } a_{S,B0} &= 0,073 / (0,36 \cdot 286) \cdot 0,40 \cdot 10000 \\ \text{erf } a_{S,B0} &= 2,89 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

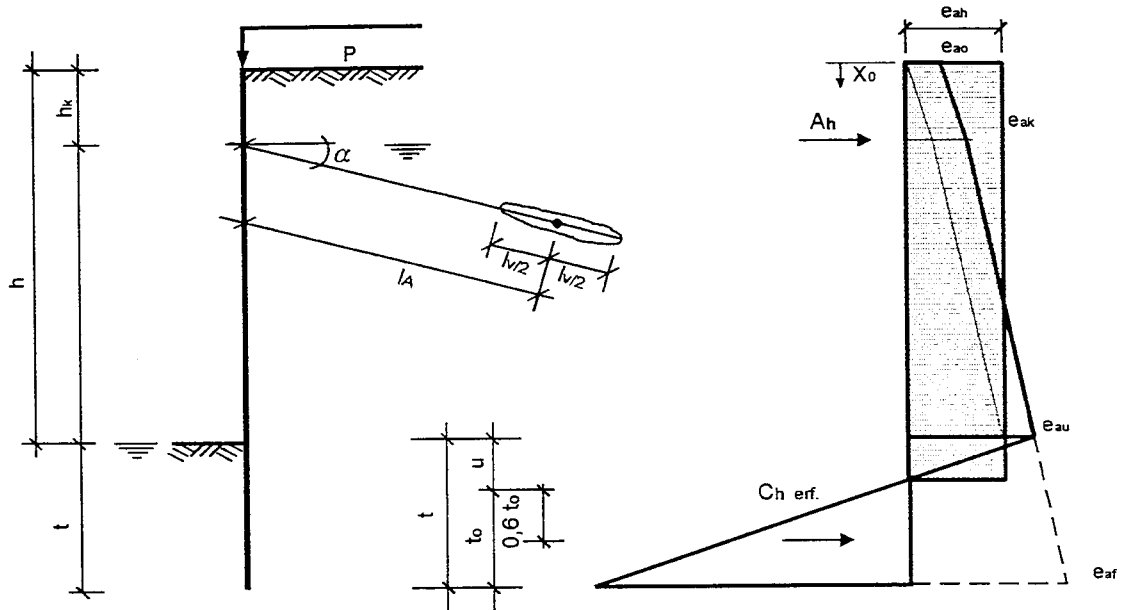
$$\begin{aligned}A &= A_h \cdot a_A / \cos \alpha \\ A &= 50,72 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ \\ A &= 105,02 \text{ kN}\end{aligned}$$

Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$ , nach DIN 4125, Tab. 1:  $\eta = 1,75$

$$\begin{aligned}\text{erf } A_s &= A / (\beta_s / \eta) \\ \text{erf } A_s &= 105,02 / (1570 / 1,75) \cdot 10 \text{ cm}^2 \\ \text{erf } A_s &= 1,17 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

# I Berechnung einer Ortbetonwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 1.2.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser auf Ankerhöhe und in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung $\alpha =$	$15,0^\circ$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge $l_A =$	$9,17 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 2,91 \text{ m}$	Verpreßstrecke $l_V =$	$5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 1,0 \text{ m}$
Wasser in der Baugrube in einer Tiefe von	$h_W = 5,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------	---------------------------

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi' = 32,5^\circ$
------------------------	-------------------------

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma = 11,0 \text{ kN/m}^3$

### 1.2.1 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

für $\delta = \pm 2/3 \varphi'$	$k_{agh} = 0,251$	$k_{pgh} = 7,152$	$\min k_{ah} = 0,200$
für $\delta = + 2/3 \varphi'$ und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 57,47^\circ$		

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHI}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.



tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	h <sub>GW</sub> ·γ <sub>w</sub>	γ	h·γ	Erddruck								
					g	k <sub>agh</sub>	e <sub>agh</sub>	k <sub>ach</sub>	e <sub>ach</sub>	e <sub>agh</sub> + e <sub>ach</sub>	k <sub>agh</sub>	e <sub>aph</sub>	Σ(e <sub>aih</sub> )
-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,0	1,00	0,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,0		0,00			18,50		4,64		0,00	4,64		2,51	7,14
1,0	4,00	0,00	11,00	44,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,0		40,00			62,50		15,66		0,00	15,66		2,51	18,17
5,0	0,37	40,00	11,00	4,02	62,50	0,251	15,66	0,000	0,00	15,66	0,251	2,51	18,17
5,4		43,66			66,52		16,67		0,00	16,67		2,51	19,18
5,4	2,54	43,66	11,00	27,98	66,52	0,251	16,67	0,000	0,00	16,67	0,251	2,51	19,18
7,9		69,09			94,50		23,69		0,00	23,69		2,51	26,19

Kote	h	h <sub>w</sub> ·γ <sub>w</sub>	γ	h·γ	Erdwiderstand					
					g	k <sub>pgh</sub>	e <sub>pgh</sub>	k <sub>pch</sub>	e <sub>pch</sub>	Σ(e <sub>pih</sub> )
-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,0		0,00			0,00		0,00		0,00	0,00
7,9	2,91	29,09	11,00	32,0	32,00	7,152	228,87	0,00	0,00	228,87

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden :

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

( EB 19, Abs. 2 )

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u :

$$u = e_{au} / (\gamma' \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh}))$$

$$u = 18,17 / (11,0 \cdot (7,15 / 1,50 - 0,25))$$

$$u = 18,17 / 49,7$$

$$u = 0,37 \text{ m}$$

Ermittlung der Erddruckordinate e<sub>ah</sub> für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h_{Gw} \cdot (e_{ao} + e_{ak}) + (h - h_{Gw}) \cdot (e_{ak} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (1,0 \cdot (2,51 + 7,1) + (5,0 - 1,0) \cdot (7,14 + 18,17) + 0,37 \cdot 18,17) / 2$$

$$E_{ah} = 58,78 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 58,78 / (5,00 + 0,37)$$

$$e_{ah} = 58,78 / 5,37$$

$$e_{ah} = 10,95 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der Wasserdruckordinate auf Höhe der Baugrubensohle :

$$w_u = (h - h_{Gw}) \cdot \gamma_w$$

$$w_u = (5,00 - 1,00) \cdot 10,0$$

$$w_u = 40,00 \text{ kN/m}^2$$

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  angenommen.

$$\begin{aligned} \text{gewählte Einbindetiefe :} & \quad t = 2,91 \text{ m} \\ \text{damit ergibt sich :} & \quad t_0 = t - u \\ & \quad t_0 = 2,91 - 0,37 = 2,54 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h \quad 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2.0 - h_k) - \\ & \quad - w_u \cdot (h - h_{Gw}) / 2 \cdot (h_{Gw} - h_k + (h - h_{Gw}) \cdot 2 / 3) - w_u \cdot t \cdot ((h - h_k) + t / 2) \\ \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot ( 5,00 - 1,00 + 0,37 + 1,53 ) - \\ & \quad - 58,8 \cdot ( 5 + 0,37 ) / 2,0 - 1,0 - \\ & \quad - 40,0 \cdot ( 5,0 - 1,0 ) / 2 \cdot ( 1,0 - 1,0 + ( 5,0 - 1,0 ) \cdot 2 / 3 ) \\ & \quad - 40,0 \cdot 2,91 \cdot (( 5,0 - 1,0 ) + 2,91 / 2 ) \\ \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot 5,89 - 98,9 - 213,3 - 634,7 \\ \\ \Leftrightarrow C_{h\text{ erf}} &= 947 / 5,89 \\ C_{h\text{ erf}} &= 160,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{ erf}}$  im Boden :

$$\begin{aligned} 0 &= C_{h\text{ erf}} - (t_0^2 \cdot \gamma' \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh})) / 2 \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} - ( 6,47 \cdot 11,00 \cdot ( 7,15 / 1,50 - 0,25 ) ) / 2 \\ \\ 0 &= 160,7 - 160,7 \end{aligned}$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 &= A_h + C_{h\text{ erf}} - E_{ah} - W \\ \\ 0 &= A_h + 160,7 - 58,78 - w_u \cdot ((h - h_{Gw}) / 2 + t) \\ 0 &= A_h + 160,7 - 58,78 - 196,4 \\ A_h &= 255,1 - 160,7 \\ A_h &= 94,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned} A_h &= x_0 \cdot e_{ah} + (x_0 - h_{Gw})^2 / 2 \cdot \gamma_w \quad \text{mit } x_0 = 4,13 \text{ m} \\ A_h &= 4,1 \cdot 10,95 + (4,13 - 1,0)^2 / 2 \cdot 10,0 \\ A_h &= 94,41 \end{aligned}$$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$\begin{aligned} M_{\text{Feld}} &= A_h \cdot (x_0 - h_k) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2,0 - (x_0 - h_{Gw})^3 \cdot \gamma_w / 6 \\ M_{\text{Feld}} &= 94,41 \cdot (4,1 - 1,0) - 10,95 \cdot 17,09 / 2,0 - (4,1 - 1,0)^3 \cdot 10 / 6 \\ M_{\text{Feld}} &= 295,9 - 93,63 - 51,33 \\ M_{\text{Feld}} &= 151,0 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v\text{ erf}} = C_{h\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{ erf}} = 160,7 \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{ erf}} = 160,7 \cdot -0,397$$

$$C_{v\text{ erf}} = -63,85 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{av} = 58,78 \cdot 0,397$$

$$E_{av} = 23,35 \text{ kN/m}$$

Ankerkraft :

$$A_v = A_h \cdot \tan(\alpha)$$

$$A_v = 94,41 \cdot 0,268$$

$$A_v = 25,30 \text{ kN/m}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\Sigma \downarrow V = 0 = C_{v\text{ erf}} + E_{av} + A_v - F_v$$

$$0 = -63,85 + 23,35 + 25,30 - F_v$$

$$0 = -15,20 - F_v$$

$$F_v = -15,20 \text{ kN/m}$$

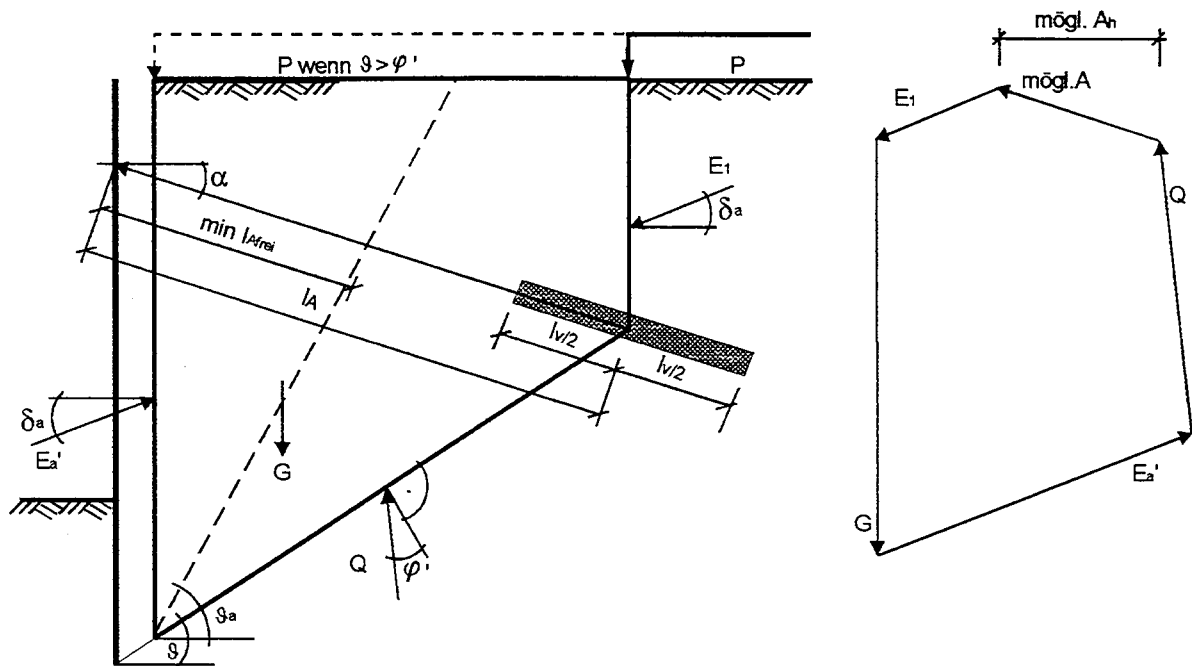
Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß von dem Eigengewicht der Wand kompensiert wird.

## 1.2.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$

(Nachweis nach Kranz)

Skizze:



Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

$$\text{vorh. } A_h = 94,41 \text{ kN/m}$$

Aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderseite des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} E_{ah}' &= 1/2 \cdot ((e_{ao} + e_{ak}) \cdot h_k + (e_{ak} + e_{au}) \cdot (h - h_k) + (e_{au} + e_{af}) \cdot t) \\ E_{ah}' &= 1/2 \cdot ((2,51 + 7,14) \cdot 1,00 + (7,1 + 18,2) \cdot (5,0 - 1,0) + (18,2 + 26,2) \cdot 2,91) \\ E_{ah}' &= 1/2 \cdot (9,65 + 101,26 + 129,06) \\ E_{ah}' &= 120,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand :

$$\begin{aligned} E_{1h} &= \gamma \cdot k_{agh} \cdot h_k^2 / 2 + k_{agh} \cdot \sin \alpha \cdot l_A \cdot (\gamma \cdot h_k + \gamma' \cdot \sin \alpha \cdot l_A / 2) \\ &\quad + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A) \\ E_{1h} &= 18,5 \cdot 0,251 \cdot 1,0 / 2 + \\ &\quad + 0,25 \cdot 0,26 \cdot 9,17 \cdot (18,5 \cdot 1,00 + 11,0 \cdot 0,26 \cdot 9,17 / 2) + \\ &\quad + 10,0 \cdot 0,251 \cdot (1,0 + 0,26 \cdot 9,17) \\ E_{1h} &= 2,32 + 18,8 + 8,46 \\ E_{1h} &= 29,55 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Wasserdruck : Der Wasserdruck vor und hinter dem Bruchkörper hebt sich in seiner Wirkung auf.

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\text{für } \vartheta > \varphi' : G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma' \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma' \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma' \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$$

$$\text{für } \vartheta \leq \varphi' : G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma' \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma' \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma' \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$$

$$G = 18,5 \cdot 1,00 \cdot 9,17 \cdot 0,97 + 11,00 \cdot 84,13 \cdot 0,26 \cdot 0,97 + 11,0 \cdot (5,0 - 1,00 - 9,17 \cdot 0,26) \cdot (9,17 \cdot 0,97 + 2,91 \cdot 1,95) / 2 + 11,0 \cdot 8,46 \cdot 1,95 / 2$$

$$G = 163,9 + 231,4 + 130,1 + 90,9$$

$$G = 616,2 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach KRANZ :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h$$

mit  $\eta \geq 1,50$  (EB 44, Abs. 5)

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

$$\text{mögl. } A_h = f_A \cdot (E_{ah}' - E_{th} + E_{rh})$$

(siehe Ranke / Ostermayer, Die Bautechnik, 10/1968, S. 341 ff)

Faktor  $f_A$  :

$$f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta))$$

$$f_A = 1 / (1 + \tan 15^\circ \cdot \tan (32,50^\circ - 27,11^\circ))$$

$$f_A = 0,975$$

Gleitflächenneigung  $\vartheta$  :  $\vartheta = 27,1^\circ$

Kraft  $E_{rh}$  :

$$E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{th}) \cdot \tan \delta) \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)$$

$$E_{rh} = (616,2 - (120,0 - 29,55) \cdot \tan 21,67^\circ) \cdot \tan (32,5^\circ - 27,11^\circ)$$

$$E_{rh} = 54,77 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 0,98 \cdot (120,0 - 29,55 + 54,77) \text{ kN/m} = 141,6 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

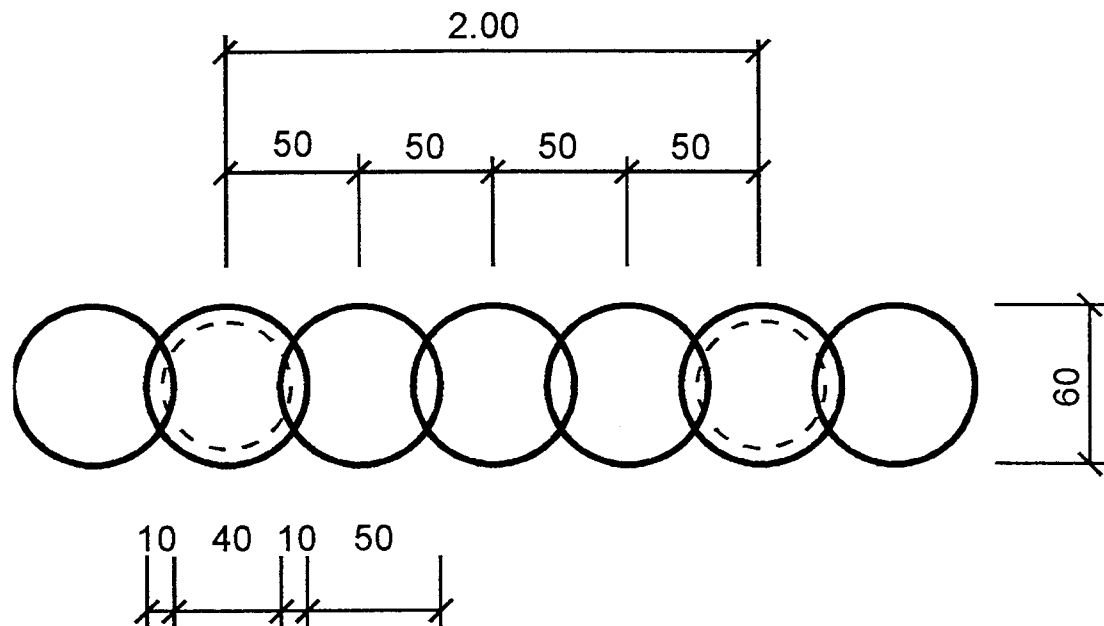
$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 141,6 / 94,4 = 1,50 \quad \text{q.e.d.}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,90 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	6,40 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	9,17 m

### 1.2.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach DIN 1045:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d =$  0,60 cm      Betongüte = B 25  
 Ankerabstand  $a_A =$  2,00 m       $nomc = 5,0$  cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{Feld} = 151,0 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Bem} = 0,85 \cdot 151,0 \cdot 2,00 \text{ kNm}$$

$$M_{Bem} = 256,7 \text{ kNm}$$

$$d_1 / d = 0,07 \quad / \quad 0,60 = 0,117 \quad \approx \quad 0,10$$

$$n = 0$$

$$m = M_{Bem} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot \beta_R)$$

$$m = 0,257 \quad / \quad (0,28 \cdot 0,60 \cdot 17,50)$$

$$m = 0,086$$

$$\rightarrow \omega_0 \quad 0,490 \text{ (Ablesewert)}$$

$$\text{tot } A_s \quad 0,490 \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / 28,60 \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s \quad 0,490 \cdot 0,28 / 28,60 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s \quad 48,44 \text{ cm}^2$$

### Schubbemessung :

#### Hinweis :

Die Schubbemessung erfolgt nach Obst: "Bemessung von Kreisquerschnitten auf Schub",  
Beton- und Stahlbetonbau 12/1981.  
Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.

#### Grundwerte der Schubspannung für B25 :

$$\tau_{02} = 1,80 \text{ MN/m}^2$$
$$\tau_{012} = 0,75 \text{ MN/m}^2$$

#### Streckgrenze BST 500/550

$$\beta_R = 500 / 1,75 = 286 \text{ MN/m}^2$$

#### Schnittgrößen :

$$M_{Bem} = 0,257 \text{ MNm}$$
$$Q_{Bem} = (C_{herf} - w_u \cdot 0,40 \cdot t_0) \cdot a_A$$
$$Q_{Bem} = (160,7 - 40,00 \cdot 0,40 \cdot 2,54) \cdot 2,00 / 1000$$
$$Q_{Bem} = 0,240$$

#### aus der Biegebemessung :

$$\text{tot } A_s = 48,4 \text{ cm}^2$$
$$\varepsilon_1 / \varepsilon_2 = -2,75 / 5,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 \cdot 0,60 = 0,117$$

#### mit Tab. 3 und Gl. (3)

$$z = 256,7 / (15,57 \cdot 48,4)$$
$$z = 0,34 \text{ m}$$

#### aus Tab. 4 und Gl. (4)

$$\tau_0 = 0,240 / (0,926 \cdot 0,60 \cdot 0,34)$$
$$\tau_0 = 1,269 \text{ MN/m}^2 \quad \text{SB2}$$

Die Bemessung erfolgt im SB 1 mit:  $\eta = 0,40$   
im SB 2 mit:  $\eta = \tau_0 / \tau_{02} \geq 0,40$   
im SB 3 mit:  $\eta = 1,00$

$$\text{erf } a_{S,Bü} = 0,240 / (0,34 \cdot 286) \cdot 0,71 \cdot 10000$$
$$\text{erf } a_{S,Bü} = 17,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Bemessung des Ankerquerschnitts :

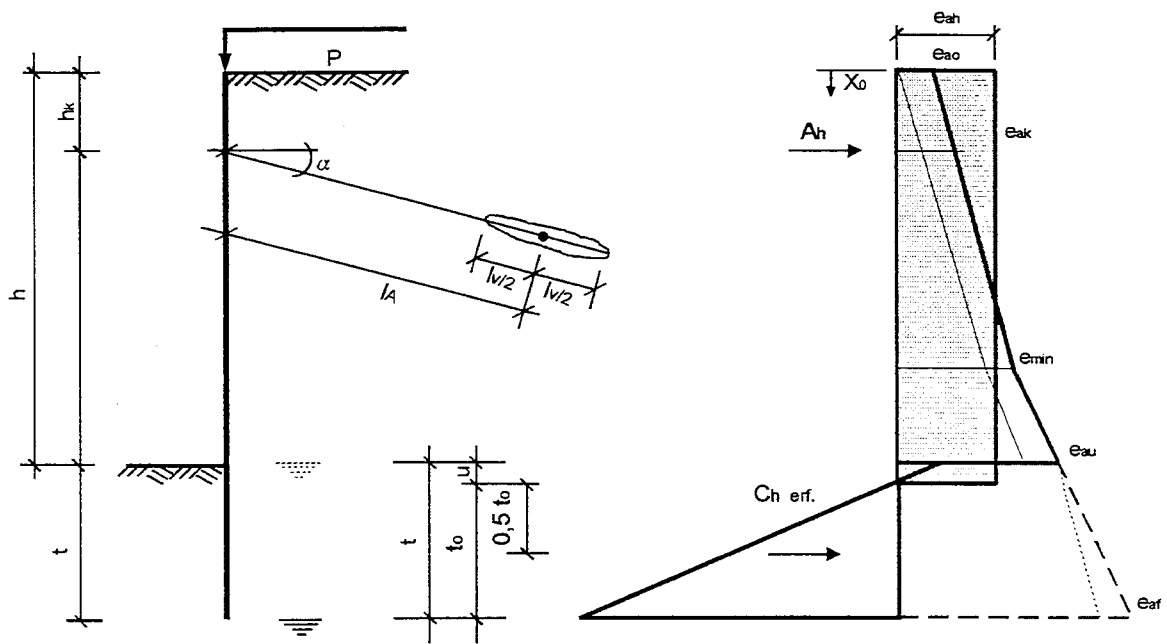
$$A = A_h \cdot a_A / \cos \alpha$$
$$A = 94,4 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ$$
$$A = 195,5 \text{ kN}$$

Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$ , nach DIN 4125, Tab. 1:  $\eta = 1,75$

$$\text{erf } A_S = A / (\beta_s / \eta)$$
$$\text{erf } A_S = 195,5 / (1570 / 1,75) \cdot 10 \text{ cm}^2$$
$$\text{erf } A_S = 2,18 \text{ cm}^2$$

# I Berechnung einer Ortbetonwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 2.0.0 Berechnung für kohäsiven Boden, kein Grundwasser

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,00^\circ$	
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 5,45 \text{ m}$	(Mindestankerlänge)
erf. Einbindetiefe	$t = 0,54 \text{ m}$	Verpreßstrecke	$l_v = 5,00 \text{ m}$	

Grundwasser in einer Tiefe von  $h_{Gw} = 99,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi' = 25,00^\circ$   
 Kohäsion  $c = 15,00 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
 Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$

## 2.0.0 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

für $\delta = \pm 2/3 \varphi'$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$	$k_{pgh} = 3,908$	$k_{pch} = 5,180$
für $\delta = + 2/3 \varphi'$				
und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 53,01^\circ$	$\min k_{ah} = 0,20$		

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHI}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.



tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckkoordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min}$  : **5,65 m**.

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{agh}$	$K_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$K_{agh}$	$e_{ach}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00	4,00	19,00	76,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,80	0,346	3,46	7,26
5,00	5,00	19,00	95,00	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	19,00	0,346	3,46	22,46
5,00	5,54	19,00	103,34	103,34	0,346	36,41	1,043	-15,65	19,00	0,346	3,46	22,46
5,54	5,54	19,00	105,34	105,34	0,346	36,41	1,043	-15,65	21,07	0,346	3,46	24,53
5,54	5,54	19,00	105,34	105,34	0,346	36,41	1,043	-15,65	21,07	0,346	3,46	24,53

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	0,54	19,00	10,34	0,00	3,908	0,00	5,180	77,70	77,70
5,54	0,00	19,00	0,00	10,34	3,908	40,42	5,180	77,70	118,12
5,54	0,00	19,00	0,00	10,34	3,908	40,42	5,180	77,70	118,12

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

(EB 19, Abs. 2)

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u :

$$u = (e_{au} - e_{pch} / \eta_{Ep}) / (\gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - \text{mink}_{ah}))$$

$$u = (22,46 - 77,70 / 1,50) / (19,00 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20))$$

$$u = -29,35 / 42,94$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (\text{u wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46) + 0,00 \cdot 22,46) / 2$$

$$E_{ah} = 64,78 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 64,78 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{ah} = 12,96 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{ erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,50 \cdot t_0$  angenommen.

(EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 0,54 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u = 0,54 - 0,00 = 0,54 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,50 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2,0 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 0,27) - 64,78 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} \cdot 4,27 - 97,17$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{ erf}} = 97,17 / 4,27$$

$$C_{h\text{ erf}} = 22,75 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{ erf}}$  im Boden :

Mindesterddruck bis :  $t_{\text{min}} = 0,65 \text{ m} \geq 0,54 \text{ m}$

$$0 = C_{h\text{ erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \eta_{\text{Ep}} - \min k_{\text{ah}}) / 2 - t_0 \cdot (e_{\text{pch}} / \eta_{\text{Ep}} - e_{\text{au}})$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} - 0,30 - 19,00 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20) / 2 - 0,54 \cdot (77,70 / 1,5 - 22,46)$$

$$0 = 22,75 - 6,77 - 15,97$$

$$0 = 22,75 - 22,75$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H : 0 = A_h + C_{h\text{ erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 22,75 - 64,78$$

$$A_h = 64,78 - 22,75$$

$$A_h = 42,04 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned} x_0 &= A_h / e_{ah} \\ x_0 &= 42,04 / 12,96 = 3,24 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$\begin{aligned} M_{\text{Feld}} &= (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld}} &= (42,04 \cdot (3,24 - 1,00)) - 12,96 \cdot 10,53 / 2 \\ M_{\text{Feld}} &= 94,35 - 68,19 \\ M_{\text{Feld}} &= 26,16 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v\text{ erf}} = C_{h\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{ erf}} = 22,75 \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{ erf}} = 22,75 \cdot -0,299$$

$$C_{v\text{ erf}} = -6,81 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{av} = 64,78 \cdot 0,299$$

$$E_{av} = 19,39 \text{ kN/m}$$

Ankerkraft :

$$A_v = A_h \cdot \tan(\alpha)$$

$$A_v = 42,04 \cdot 0,268$$

$$A_v = 11,26 \text{ kN/m}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\Sigma \downarrow V = 0 = C_{v\text{ erf}} + E_{av} + A_v - F_v$$

$$0 = -6,81 + 19,39 + 11,26 - F_v$$

$$0 = 23,85 - F_v$$

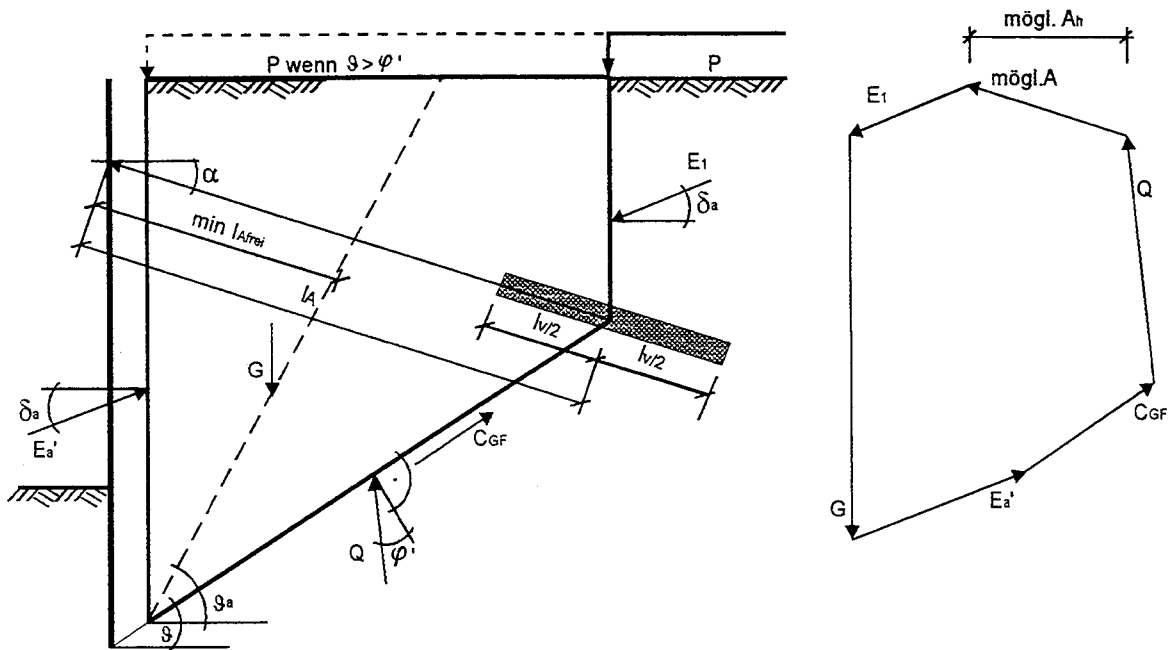
$$F_{vd} = 23,85 \text{ kN/m}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

## 2.0.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf IA

Skizze:



Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

$$\text{vorh. } A_h = 42,04 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} E_{ah}' &= (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + t \cdot (e_{au} + e_{af})) / 2 \\ E_{ah}' &= (5,00 \cdot (3,46 + 22,46) + 0,54 \cdot (22,46 + 24,53)) / 2 \\ E_{ah}' &= 64,78 + 12,79 \\ E_{ah}' &= 77,57 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand : (Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min} = 5,65 \text{ m}$ )

$$\begin{aligned} E_{1h} &= \gamma \cdot \text{mink}_{ah} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)^2 / 2 + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A) \\ E_{1h} &= 19,00 \cdot 0,20 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 4,49)^2 / 2 + \\ &+ 10,00 \cdot 0,35 \cdot (0,35 + 0,26 \cdot 4,49) \\ E_{1h} &= 8,88 + 7,47 \\ E_{1h} &= 16,36 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} \text{für } \vartheta > \varphi' : \quad G &= \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \\ &+ \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha \end{aligned}$$

für  $\vartheta \leq \varphi'$

$$G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$$

$$G = \begin{matrix} 19,00 & -1,00 & -4,49 & -0,97 & +19,00 & -20,16 & -0,26 & -0,97 & + \\ + & 19,00 & -5,00 & -1,00 & -4,49 & -0,26 & -4,49 & -0,97 & +0,54 & -1,28 & / 2 + \\ + & 19,00 & -0,30 & -1,28 & / 2 & +10,00 & -4,49 & -0,97 & & & \end{matrix}$$

$$G = 82,41 + 95,77 + 135,75 + 3,61 + 43,37$$

$$G = 360,91 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

mit  $\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h$   
 $\eta \geq 1,50$  (EB 44, Abs. 5)

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

mögl.  $A_h = f_A \cdot (E_{ah}' + C_{GFh} - E_{1h} + E_m)$  (siehe Ranke / Ostermayer Die Bautechnik Heft 10/1968, S. 341 ff)

Faktor  $f_A$  :

$$f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta))$$

$$f_A = 1 / (1 + \tan 15,00^\circ \cdot \tan (25,00^\circ - 37,95^\circ))$$

$$f_A = 1,07$$

Gleitflächenneigung :  $\vartheta = 37,95^\circ$

Kraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$C_{GF} = c \cdot l_A \cdot \cos \alpha / \cos \vartheta$$

$$C_{GF} = 15,00 \cdot 4,49 \cdot \cos 15,00^\circ / \cos 37,95^\circ$$

$$C_{GF} = 82,50 \text{ kN/m}$$

$$C_{GFh} = C_{GF} \cdot \cos \vartheta = 65,06 \text{ kN/m}$$

Kraft  $E_{rh}$  :

$$E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{1h}) \cdot \tan \delta - C_{GFh} \cdot \tan \vartheta) \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)$$

$$E_{rh} = 360,91 - (77,57 - 16,36) \cdot \tan 16,67^\circ - 65,06 \cdot \tan 37,95^\circ$$

$$E_{rh} = -67,10 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,07 \cdot (77,57 + 65,06 - 16,36 - 67,10) = 63,06 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 63,06 / 42,04 = 1,50 \text{ q.e.d.}$$

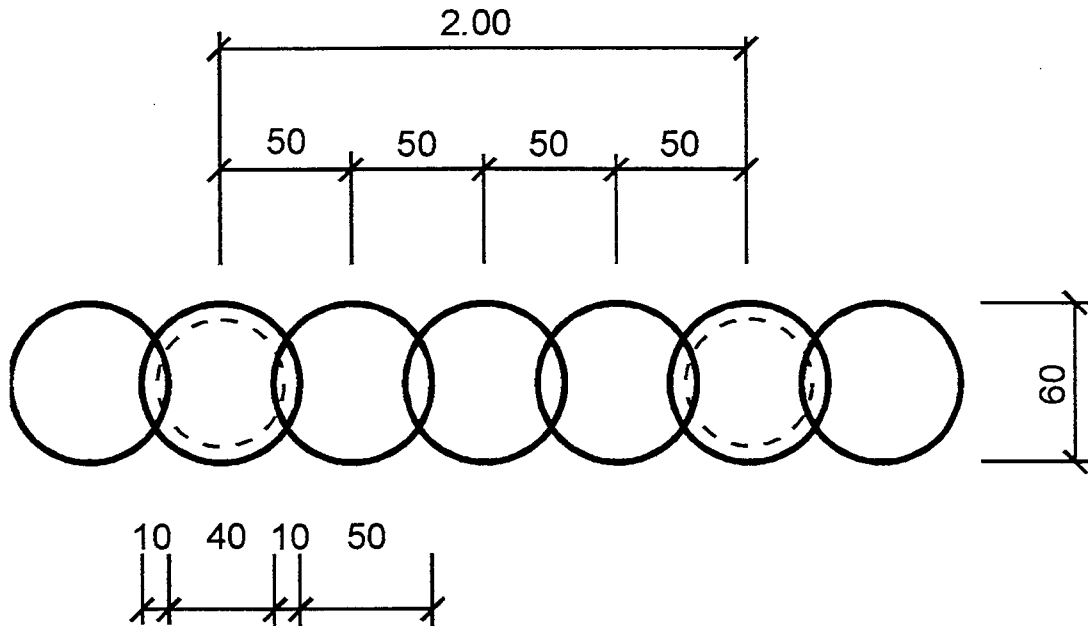
tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	2,95 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,45 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	4,49 m

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.

### 2.0.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach DIN 1045:

Bohrpfahlwand  $\varnothing$  0,60 cm  
Ankerabstand  $a_A = 2,00$  m

Betongüte = B 25  
nomc = 5,0 cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.  
Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{\text{Feld}} = 26,16 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = 0,85 \cdot 26,16 \cdot 2,00 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 44,47 \text{ kNm}$$

$$d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

$$n = 0,00$$

$$m = M_{\text{Bem}} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot \beta_R)$$

$$m = 0,044 / (0,2827 \cdot 0,60 \cdot 17,50)$$

$$m = 0,0150$$

$$\rightarrow \omega_0 = 0,070 \text{ (Ablesewert)}$$

$$\text{tot } A_s = 0,070 \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / 28,60 \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,070 \cdot 0,28 / 28,60 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 6,92 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Hinweis :

Die Schubbemessung erfolgt nach Obst: "Bemessung von Kreisquerschnitten auf Schub",  
Beton- und Stahlbetonbau 12/1981.  
Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.

Grundwerte der Schubspannung für B25 :

$$\begin{aligned}\tau_{02} &= 1,80 \text{ MN/m}^2 \\ \tau_{012} &= 0,75 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

Streckgrenze BST 500/550

$$\beta_R = 500 / 1,75 = 286 \text{ MN/m}^2$$

Schnittgrößen :

$$\begin{aligned}M_{\text{Bem}} &= 0,0445 \text{ MNm} \\ Q_{\text{Bem}} &= (A_h - e_{ah} \cdot h_k) \cdot a_A \\ Q_{\text{Bem}} &= (42,04 - 12,96 \cdot 1,00) \cdot 2,00 / 1000 \\ Q_{\text{Bem}} &= 0,0582 \text{ MN}\end{aligned}$$

aus der Biegebemessung :

$$\begin{aligned}\text{tot } A_s &= 6,9 \text{ cm}^2 \\ \varepsilon_1 / \varepsilon_2 &= -1,50 / 5,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117\end{aligned}$$

mit Tab. 3 und Gl. (3)

$$\begin{aligned}z &= 44,47 / (17,73 \cdot 6,9) \\ z &= 0,36 \text{ m}\end{aligned}$$

aus Tab. 4 und Gl. (4)

$$\begin{aligned}\tau_0 &= 0,0582 / (0,8055 \cdot 0,60 \cdot 0,36251) \\ \tau_0 &= 0,332 \text{ MN/m}^2 \quad \text{SB1}\end{aligned}$$

Die Bemessung erfolgt im SB 1 mit:  $\eta = 0,40$   
im SB 2 mit:  $\eta = \tau_0 / \tau_{02} \geq 0,40$   
im SB 3 mit:  $\eta = 1,00$

$$\begin{aligned}\text{erf } a_{S,B0} &= 0,058 / (0,3625 \cdot 286) \cdot 0,40 \cdot 10000 \\ \text{erf } a_{S,B0} &= 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

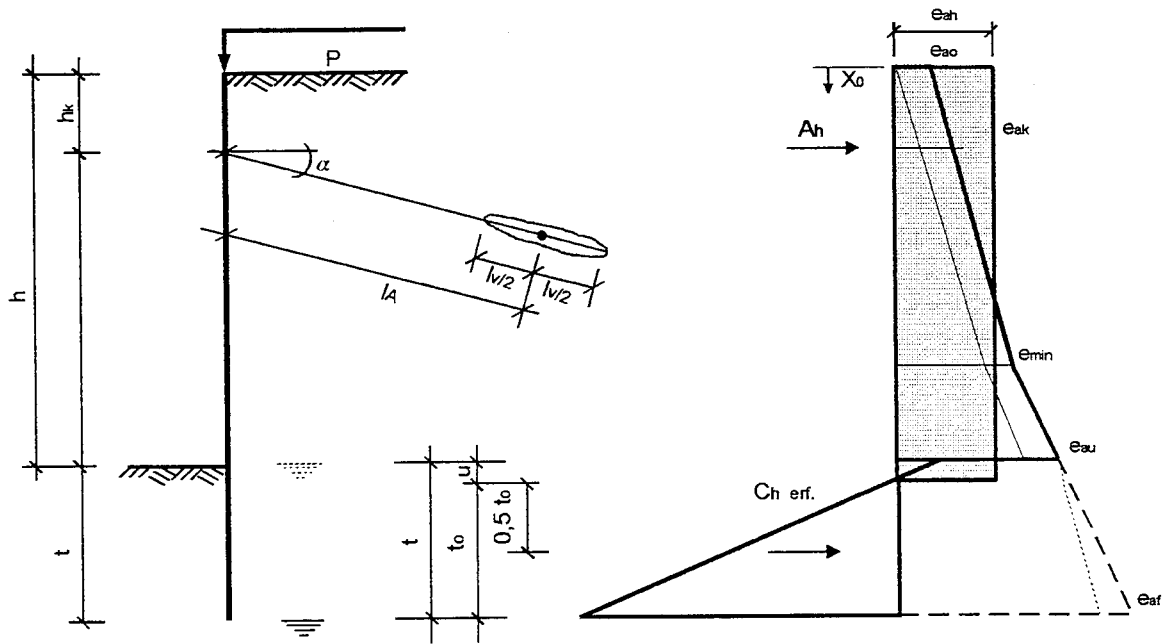
$$\begin{aligned}A &= A_h \cdot a_A / \cos \alpha \\ A &= 42,04 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ \\ A &= 87,0 \text{ kN}\end{aligned}$$

Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$ , nach DIN 4125, Tab. 1:  $\eta = 1,75$

$$\begin{aligned}\text{erf } A_s &= A / (\beta_s / \eta) \\ \text{erf } A_s &= 87,04 / (1570 / 1,75) = 10 \text{ cm}^2 \\ \text{erf } A_s &= 0,97 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

# I Berechnung einer Ortbetonwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 2.1.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,00^\circ$	
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 5,50 \text{ m}$	(Mindestankerlänge)
erf. Einbindetiefe	$t = 0,62 \text{ m}$	Verpreßstrecke	$l_v = 5,00 \text{ m}$	

Grundwasser in einer Tiefe von  $h_{GW} = 5,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi' = 25,00^\circ$   
 Kohäsion  $c = 15,00 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
 Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma = 9,00 \text{ kN/m}^3$

## 2.1.1 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

für $\delta = \pm 2/3 \varphi'$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$	$k_{pgh} = 3,908$	$k_{pch} = 5,180$
für $\delta = + 2/3 \varphi'$ und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 53,01^\circ$	$\min k_{ah} = 0,20$		

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHI}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.



tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min}$  : 6,38 m.

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$K_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00				0,00		0,00		-15,65	0,00		3,46	3,46
1,00	1,00	19,00	19,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,80	0,346	3,46	7,26
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,80		3,46	7,26
5,00	4,00	19,00	76,00	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	19,00	0,346	3,46	22,46
5,00				95,00		32,84		-15,65	19,00		3,46	22,46
5,62	0,62	9,00	5,62	100,62	0,346	34,78	1,043	-15,65	20,12	0,346	3,46	23,58
5,62				100,62		34,78		-15,65	20,12		3,46	23,58
5,62	0,00	9,00	0,00	100,62	0,346	34,78	1,043	-15,65	20,12	0,346	3,46	23,58
5,62				100,62		34,78		-15,65	20,12		3,46	23,58

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pcht}$	$e_{pcht}$	$\Sigma(e_{pith})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		77,70	77,70
5,62	0,62	9,00	5,62	5,62	3,908	21,95	5,180	77,70	99,66
5,62				5,62		21,95		77,70	99,66
5,62	0,00	9,00	0,00	5,62	3,908	21,95	5,180	77,70	99,66
5,62				5,62		21,95		77,70	99,66

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

(EB 19, Abs. 2)

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u :

$$u = (e_{au} - e_{pcht} / \eta_{Ep}) / (\gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - \text{mink}_{ah}))$$

$$u = (22,46 - 77,70 / 1,50) / (9,00 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20))$$

$$u = -29,35 / 20,34$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (\text{u wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46) + 0,00 \cdot 22,46) / 2$$

$$E_{ah} = 64,78 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 64,78 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{ah} = 12,96 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck:

Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,50 \cdot t_0$  angenommen. (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 0,62 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u = 0,62 - 0,00 = 0,62 \text{ m}$

$$\Sigma M A_h : 0 = C_{h\text{erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,50 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2,0 - h_k)$$

$$0 = C_{h\text{erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 0,31) - 64,78 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2,00 - 1,00)$$

$$0 = C_{h\text{erf}} \cdot 4,31 - 97,17$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{erf}} = 97,17 / 4,31$$

$$C_{h\text{erf}} = 22,54 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{erf}}$  im Boden :

Mindesterddruck bis :  $t_{\text{min}} = 1,38 \text{ m} \geq 0,62 \text{ m}$

$$0 = C_{h\text{erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \eta_{\text{Ep}} - \min k_{\text{ah}}) / 2 - t_0 \cdot (e_{\text{pch}} / \eta_{\text{Ep}} - e_{\text{au}})$$

$$0 = C_{h\text{erf}} - 0,39 \cdot 9,00 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20) / 2 - 0,62 \cdot (77,70 / 1,5 - 22,46)$$

$$0 = 22,54 - 4,22 - 18,32$$

$$0 = 22,54 - 22,54$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H : 0 = A_h + C_{h\text{erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 22,54 - 64,78$$

$$A_h = 64,78 - 22,54$$

$$A_h = 42,25 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :  $x_0 = A_h / e_{ah} = 42,25 / 12,96 = 3,26 \text{ m}$

Ermittlung des Feldmomentes :  $M_{\text{Feld}} = (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2$   
 $M_{\text{Feld}} = (42,25 \cdot (3,26 - 1,00)) - 12,96 \cdot 10,63 / 2$   
 $M_{\text{Feld}} = 95,51 - 68,88$

$$M_{\text{Feld}} = 26,63 \text{ kNm/m}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v\text{ erf}} = C_{h\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{ erf}} = 22,54 \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{ erf}} = 22,54 \cdot -0,299$$

$$C_{v\text{ erf}} = -6,75 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{av} = 64,78 \cdot 0,299$$

$$E_{av} = 19,39 \text{ kN/m}$$

Ankerkraft :

$$A_v = A_h \cdot \tan(\alpha)$$

$$A_v = 42,25 \cdot 0,268$$

$$A_v = 11,32 \text{ kN/m}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\Sigma \downarrow V = 0 = C_{v\text{ erf}} + E_{av} + A_v - F_v$$

$$0 = -6,75 + 19,39 + 11,32 - F_v$$

$$0 = 23,97 - F_v$$

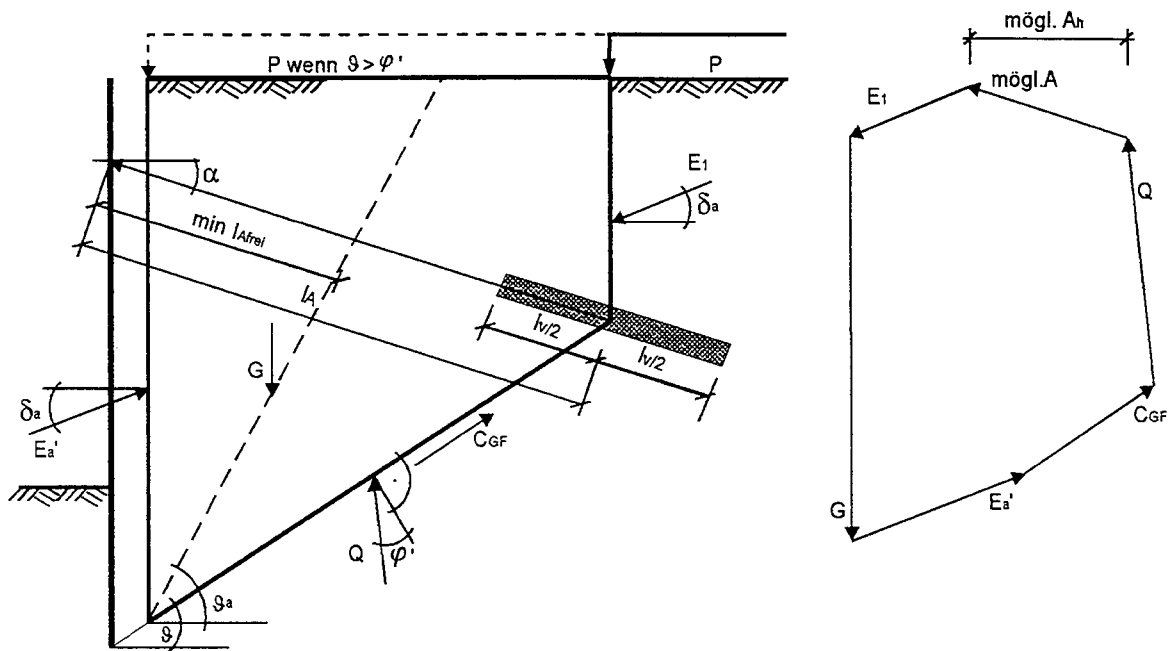
$$F_{vd} = 23,97 \text{ kN/m}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

## 2.1.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf IA

Skizze:



Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

$$\text{vorh. } A_h = 42,25 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah}' = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + t \cdot (e_{au} + e_{af})) / 2$$

$$E_{ah}' = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46) + 0,62 \cdot (22,46 + 23,58)) / 2$$

$$E_{ah}' = 64,78 + 14,37$$

$$E_{ah}' = 79,15 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand :

(Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min} = 6,38 \text{ m}$ )

$$E_{1h} = \gamma \cdot \text{mink}_{ah} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)^2 / 2 + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)$$

$$E_{1h} = 19,00 \cdot 0,20 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 4,55)^2 / 2 +$$

$$+ 10,00 \cdot 0,35 \cdot (0,35 + 0,26 \cdot 4,55)$$

$$E_{1h} = 9,01 + 7,53$$

$$E_{1h} = 16,53 \text{ kN/m}$$

Wasserdruck:

Der Wasserdruck vor und hinter dem Bruchkörper hebt sich in seiner Wirkung auf.

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\text{für } \vartheta > \varphi': G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 +$$

$$+ \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$$

für  $\vartheta \leq \varphi'$

$$G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$$

$$G = \begin{array}{r} 19,00 \cdot 1,00 \cdot 4,55 \cdot 0,97 + 19,00 \cdot 20,69 \cdot 0,26 \cdot 0,97 + \\ + 19,00 \cdot (5,00 \cdot 1,00 \cdot 4,55 \cdot 0,26) \cdot (4,55 \cdot 0,97 + 0,62 \cdot 1,27) / 2 + \\ + 9,00 \cdot 0,39 \cdot 1,27 / 2 + 10,00 \cdot 4,55 \cdot 0,97 \end{array}$$

$$G = 83,48 + 98,29 + 139,16 + 2,23 + 43,94$$

$$G = 367,11 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h$$

mit  $\eta \geq 1,50$  (EB 44, Abs. 5)

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

$$\text{mögl. } A_h = f_A \cdot (E_{ah}' + C_{GFh} - E_{th} + E_{rh})$$

(siehe Ranke / Ostermayer  
Die Bautechnik Heft 10/1968, S. 341 ff)

Faktor  $f_A$  :

$$f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta))$$

$$f_A = 1 / (1 + \tan 15,00^\circ \cdot \tan (25,00^\circ - 38,11^\circ))$$

$$f_A = 1,07$$

Gleitflächenneigung :  $\vartheta = 38,11^\circ$

Kraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$C_{GF} = c \cdot l_A \cdot \cos \alpha / \cos \vartheta$$

$$C_{GF} = 15,00 \cdot 4,55 \cdot \cos 15,00^\circ / \cos 38,11^\circ$$

$$C_{GF} = 83,77 \text{ kN/m}$$

$$C_{GFh} = C_{GF} \cdot \cos \vartheta = 65,91 \text{ kN/m}$$

Kraft  $E_{rh}$  :

$$E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{th}) \cdot \tan \delta - C_{GFh} \cdot \tan \vartheta) \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)$$

$$E_{rh} = 367,11 - (79,15 - 16,53) \cdot \tan 16,67^\circ - 65,91 \cdot \tan 38,11^\circ$$

$$E_{rh} = -69,10 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,07 \cdot (79,15 + 65,91 - 16,53 - 69,10) = 63,38 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 63,38 / 42,25 = 1,50 \text{ q.e.d.}$$

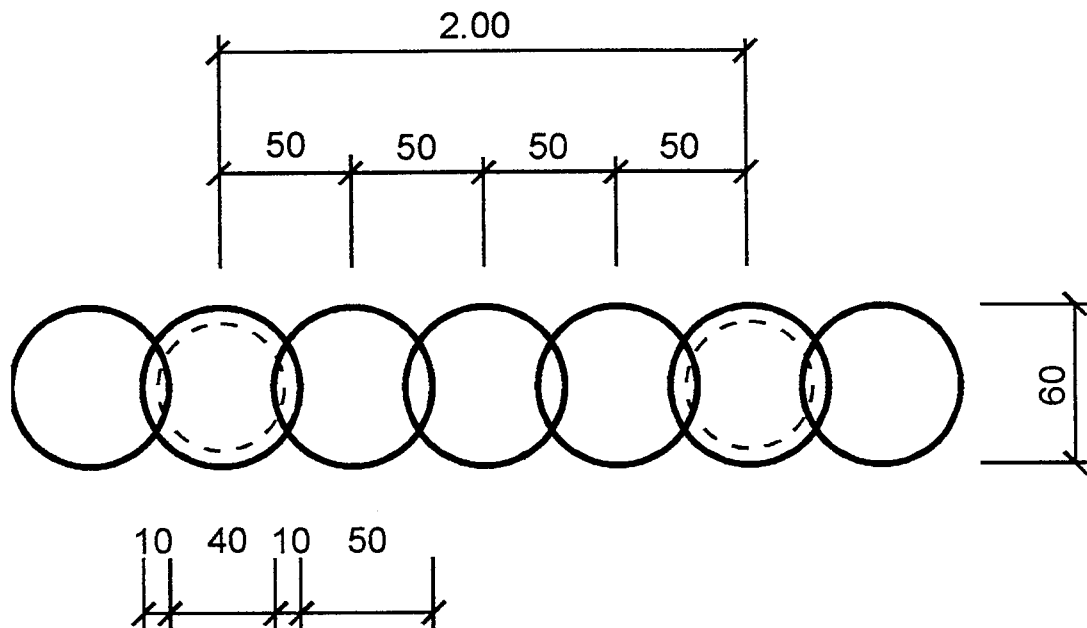
tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,00 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,50 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	4,55 m

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.

### 2.1.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach DIN 1045:

Bohrpfahlwand  $\varnothing$  0,60 cm  
Ankerabstand  $a_A =$  2,00 m

Betongüte = B 25  
normc = 5,0 cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.  
Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{\text{Feld}} = 26,63 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = 0,85 \cdot 26,63 \cdot 2,00 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 45,27 \text{ kNm}$$

$$d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

$$n = 0,00$$

$$m = M_{\text{Bem}} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot \beta_R)$$

$$m = 0,045 / (0,2827 \cdot 0,60 \cdot 17,50)$$

$$m = 0,0152$$

$$\rightarrow \omega_0 = 0,070 \text{ (Ablesewert)}$$

$$\text{tot } A_s = 0,070 \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / 28,60 \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,070 \cdot 0,28 / 28,60 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 6,92 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Hinweis :

Die Schubbemessung erfolgt nach Obst: "Bemessung von Kreisquerschnitten auf Schub",  
Beton- und Stahlbetonbau 12/1981.  
Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.

Grundwerte der Schubspannung für B25 :

$$\tau_{02} = 1,80 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_{012} = 0,75 \text{ MN/m}^2$$

Streckgrenze BST 500/550

$$\beta_R = 500 / 1,75 = 286 \text{ MN/m}^2$$

Schnittgrößen :

$$M_{Bem} = 0,0453 \text{ MNm}$$

$$Q_{Bem} = (A_h - e_{ah} \cdot h_k) \cdot a_A$$

$$Q_{Bem} = (42,25 - 12,96 \cdot 1,00) \cdot 2,00 / 1000$$

$$Q_{Bem} = 0,0586 \text{ MN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\text{tot } A_s = 6,9 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_1 / \varepsilon_2 = -1,50 / 5,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

mit Tab. 3 und Gl. (3)

$$z = 45,27 / (17,73 \cdot 6,9)$$

$$z = 0,37 \text{ m}$$

aus Tab. 4 und Gl. (4)

$$\tau_0 = 0,0586 / (0,8100 \cdot 0,60 \cdot 0,36908)$$

$$\tau_0 = 0,327 \text{ MN/m}^2 \quad \text{SB1}$$

Die Bemessung erfolgt im SB 1 mit:  $\eta = 0,40$   
im SB 2 mit:  $\eta = \tau_0 / \tau_{02} \geq 0,40$   
im SB 3 mit:  $\eta = 1,00$

$$\text{erf } a_{S,B0} = 0,059 / (0,3691 \cdot 286) \cdot 0,40 \cdot 10000$$

$$\text{erf } a_{S,B0} = 2,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

$$A = A_h \cdot a_A / \cos \alpha$$

$$A = 42,25 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A = 87,5 \text{ kN}$$

Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$ , nach DIN 4125, Tab. 1:  $\eta = 1,75$

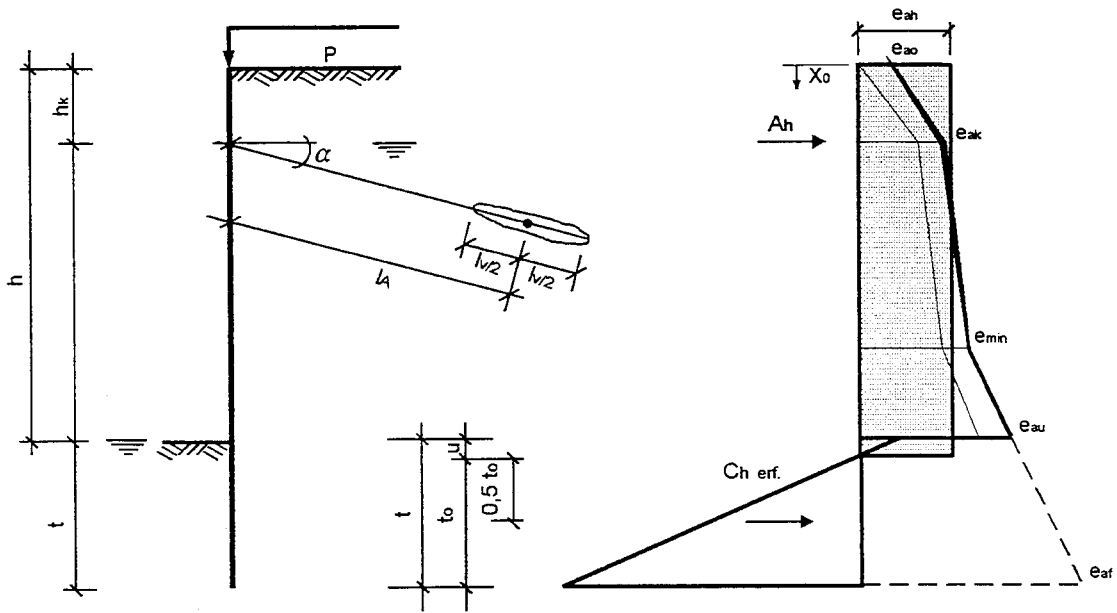
$$\text{erf } A_s = A / (\beta_s / \eta)$$

$$\text{erf } A_s = 87,48 / (1570 / 1,75) = 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_s = 0,98 \text{ cm}^2$$

# I Berechnung einer Ortbetonwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 2.2.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser auf Ankerhöhe und in der Baugrubensohle (Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung $\alpha =$	$15,0^\circ$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge $l_A =$	$6,81 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 2,38 \text{ m}$	Verpreßstrecke $l_v =$	$5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{GW} = 1,0 \text{ m}$
Wasser in der Baugrube in einer Tiefe von	$h_W = 5,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi' = 25,0^\circ$
Kohäsion	$c = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma' = 9,0 \text{ kN/m}^3$

### 2.2.1 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

für $\delta = \pm 2/3 \varphi'$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$	$k_{pgh} = 3,908$	$k_{pch} = 5,180$
für $\delta = + 2/3 \varphi'$				
und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 53,01^\circ$			
	$\min k_{ah} = 0,20$			

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHI}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.



tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min}$ : 10,82 m.

Kote	h	$h_{Gw} \cdot \gamma_w$	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
					g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,0		0,00			0,00		0,00		-15,65	0,00		3,46	3,46
1,0	1,00		19,00	19,00		0,346		6,57		-15,65	3,80	3,46	7,26
1,0		0,00			19,00		6,57		-15,65	3,80		3,46	7,26
4,00			9,00	36,00		0,346		6,57		-15,65	3,80	3,46	7,26
5,0		40,00			55,00		19,01		-15,65	11,00		3,46	14,46
5,0		40,00			55,00		19,01		-15,65	11,00		3,46	14,46
2,38			9,00	21,45		0,346		6,57		-15,65	3,80	3,46	7,26
7,4		63,84			76,45		26,43		-15,65	15,29		3,46	18,75
7,4		63,84			76,45		26,43		-15,65	15,29		3,46	18,75
0,00			9,00	0,00		0,346		6,57		-15,65	3,80	3,46	7,26
7,4		63,84			76,45		26,43		-15,65	15,29		3,46	18,75

Kote	h	$h_w \cdot \gamma_w$	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
					g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,0		0,00			0,00		0,00		77,70	77,70
2,38			9,00	21,454		3,908		5,18		
7,4		23,84			21,45		83,84		77,70	161,55

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden :

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

( EB 19, Abs. 2 )

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u :

$$u = ( e_{au} - e_{pch} / \eta_{Ep} ) / ( \gamma' \cdot ( k_{pgh} / \eta_{Ep} - \text{mink}_{ah} ) )$$

$$u = ( 14,5 - 77,70 / 1,50 ) / ( 9,0 \cdot ( 3,91 / 1,50 - 0,20 ) )$$

$$u = -37,3 / 20,3$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (u \text{ wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = ( h_{Gw} \cdot ( e_{ao} + e_{ak} ) + ( h - h_{Gw} ) \cdot ( e_{ak} + e_{au} ) + u \cdot e_{au} ) / 2$$

$$E_{ah} = ( 1,0 \cdot ( 3,46 + 7,3 ) + ( 5,0 - 1,0 ) \cdot ( 7,26 + 14,46 ) + 0,00 \cdot 14,46 ) / 2$$

$$E_{ah} = 48,78 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / ( h + u )$$

$$e_{ah} = 48,78 / ( 5,00 + 0,00 )$$

$$e_{ah} = 48,78 / 5,00$$

$$e_{ah} = 9,76 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der Wasserdruckordinate auf Höhe der Baugrubensohle :

$$w_u = ( h - h_{Gw} ) \cdot \gamma_w$$

$$w_u = ( 5,00 - 1,0 ) \cdot 10,00$$

$$w_u = 40,00 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{ erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.50 \cdot t_0$  angenommen.

( EB 19, Abs. 5 )

gewählte Einbindetiefe :  $t = 2,38 \text{ m}$   
damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 2,38 - 0,00 = 2,38 \text{ m}$

$$\Sigma M A_h : 0 = C_{h\text{ erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.50 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2.0 - h_k) - w_u \cdot (h - h_{Gw}) / 2 \cdot (h_{Gw} - h_k + (h - h_{Gw}) \cdot 2 / 3) - w_u \cdot t \cdot ((h - h_k) + t / 2)$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 1,19) - 48,8 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2,0 - 1,0) - 40,0 \cdot (5,0 - 1,0) / 2 \cdot (1,0 - 1,0 + (5,0 - 1,0) \cdot 2 / 3) - 40,0 \cdot 2,38 \cdot ((5,0 - 1,0) + 2,38 / 2)$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} \cdot 5,19 - 73,2 - 213,3 - 495,1$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{ erf}} = 781,6 / 5,19$$

$$C_{h\text{ erf}} = 150,5 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{ erf}}$  im Boden :

( 6.4.2, 2.3.4 )

Mindesterddruck bis :  $t_{\text{min}} = 5,82 \text{ m} \geq 2,38 \text{ m}$

$$0 = C_{h\text{ erf}} - (t_0^2 \cdot \gamma' \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - \min k_{ah})) / 2 - t_0 \cdot (e_{pch} / \eta_{Ep} - e_{au})$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} - (5,68 \cdot 9,00 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20)) / 2 - 2,38 \cdot (77,7 / 1,5 - 14,46)$$

$$0 = 150,5 - 61,5 - 89,03$$

$$0 = 150,5 - 150,5$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H : 0 = A_h + C_{h\text{ erf}} - E_{ah} - W$$

$$0 = A_h + 150,5 - 48,78 - w_u \cdot ((h - h_{Gw}) / 2 + t)$$

$$0 = A_h + 150,5 - 48,78 - 175,4$$

$$A_h = 224,1 - 150,5$$

$$A_h = 73,6 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$A_h = x_0 \cdot e_{and} + (x_0 - h_{Gw})^2 / 2 \cdot \gamma_w \quad \text{mit } x_0 = 3,73 \text{ m}$$

$$A_h = 3,73 \cdot 9,76 + (3,73 - 1,0)^2 / 2 \cdot 10,0$$

$$A_h = 73,60$$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$M_{\text{Feld}} = A_h \cdot (x_0 - h_k) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2 - (x_0 - h_{Gw})^3 \cdot \gamma_w / 6$$

$$M_{\text{Feld}} = 73,6 \cdot (3,7 - 1,0) - 9,76 \cdot 13,90 / 2 - (3,7 - 1,0)^3 \cdot 10 / 6$$

$$M_{\text{Feld}} = 200,8 - 67,81 - 33,85$$

$$M_{\text{Feld}} = 99,1 \text{ kNm/m}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$

Auflagerkraft im Boden:

$$\begin{aligned}C_{v\text{ erf}} &= C_{h\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_p) \\C_{v\text{ erf}} &= 150,5 \cdot \tan(\delta_p) \\C_{v\text{ erf}} &= 150,5 \cdot -0,299 \\C_{v\text{ erf}} &= -45,07 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned}E_{av} &= E_{ah} \cdot \tan(\delta_a) \\E_{av} &= 48,8 \cdot 0,299 \\E_{av} &= 14,60 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ankerkraft :

$$\begin{aligned}A_v &= A_h \cdot \tan(\alpha) \\A_v &= 73,60 \cdot 0,268 \\A_v &= 19,72 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned}\Sigma \downarrow V = 0 &= C_{v\text{ erf}} + E_{av} + A_v - F_v \\0 &= -45,07 + 14,6 + 19,72 - F_v \\0 &= -10,74 \quad F_v \\F_{vd} &= -10,74 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

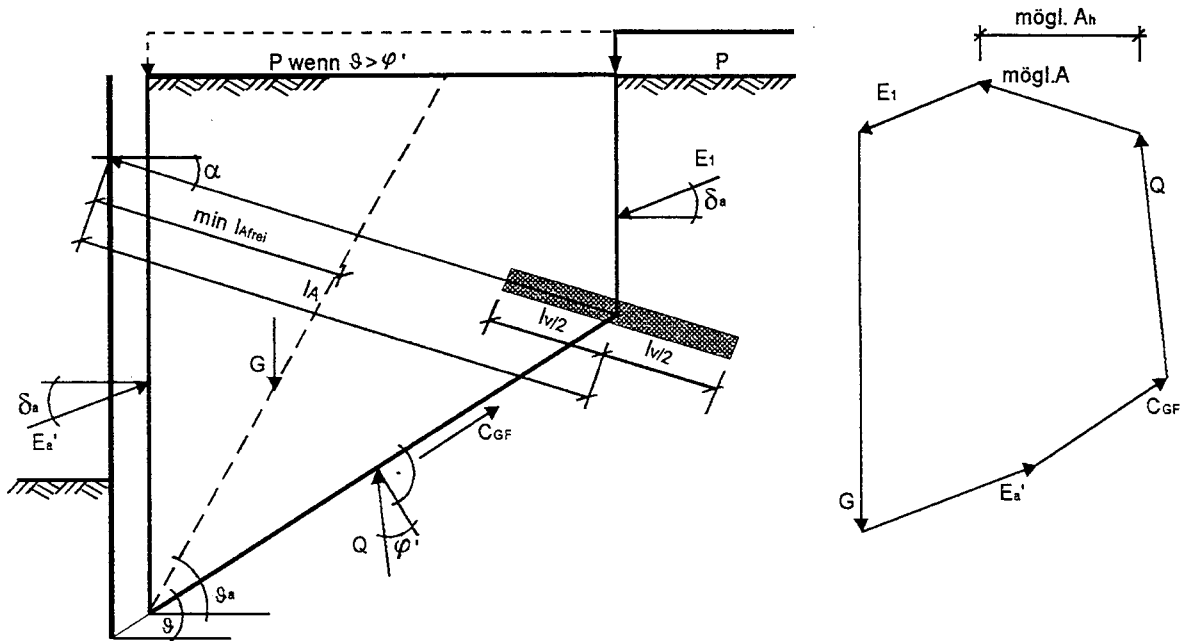
Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß von dem Eigengewicht der Wand kompensiert wird.

2.2.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf  $l_A$

(Nachweis nach Kranz)

Skizze:



Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

vorh.  $A_h = 73,60 \text{ kN/m}$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot ((e_{ao} + e_{aw}) \cdot h_k + (e_{aw} + e_{au}) \cdot (h - h_k) + (e_{au} + e_{af}) \cdot t)$$

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot ((3,46 + 7,26) \cdot 1,00 + (7,3 + 14,5) \cdot (5,0 - 1,0) + (14,5 + 18,7) \cdot 2,38)$$

$$E_{ah}' = 1/2 \cdot (10,7 + 86,85 + 79,15)$$

$$E_{ah}' = 88,4 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand : (Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{min} = 10,82 \text{ m.}$ )

$$E_{1h} = \gamma \cdot \text{mink}_{ah} \cdot h_k^2 / 2 + \text{mink}_{ah} \cdot \sin \alpha \cdot l_A \cdot (\gamma \cdot h_k + \gamma' \cdot \sin \alpha \cdot l_A / 2) + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)$$

$$E_{1h} = 19,0 \cdot 0,200 \cdot 1,0 / 2 + 0,20 \cdot 0,26 \cdot 6,81 \cdot (19,0 \cdot 1,00 + 9,00 \cdot 0,26 \cdot 6,81 / 2) + 10,0 \cdot 0,346 \cdot (1,0 + 0,26 \cdot 6,81)$$

$$E_{1h} = 1,90 + 9,49 + 9,55$$

$$E_{1h} = 20,94 \text{ kN/m}$$

Wasserdruck : Der Wasserdruck vor und hinter dem Bruchkörper hebt sich in seiner Wirkung auf.

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

für  $\vartheta > \varphi'$  :  $G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma' \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma' \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma' \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$

für  $\vartheta \leq \varphi'$ :  $G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma' \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma' \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma' \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$

$$G = 19,0 \cdot 1,00 \cdot 6,81 \cdot 0,97 + 9,00 \cdot 46,34 \cdot 0,26 \cdot 0,97 + 9,0 \cdot (5,0 - 1,00 - 6,81 \cdot 0,26) \cdot (6,81 \cdot 0,97 + 2,38 \cdot 1,42) / 2 + 9,0 \cdot 5,68 \cdot 1,42 / 2 + 10,0 \cdot 6,81 \cdot 0,97$$

$$G = 124,9 + 104,3 + 100,4 + 36,4 + 65,76$$

$$G = 431,7 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

mit  $\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h$   
 $\eta \geq 1,50$  (EB 44, Abs. 5)

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

mögl.  $A_h = f_A \cdot (E_{ah}' + C_{GFh} - E_{1h} + E_{rh})$  (siehe Ranke / Ostermayer Die Bautechnik Heft 10/1968, S. 341 ff)

Faktor  $f_A$  :

$$f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta))$$

$$f_A = 1 / (1 + \tan 15^\circ \cdot \tan (25,00^\circ - 35,10^\circ))$$

$$f_A = 1,050$$

Gleitflächenneigung :  $\vartheta = 35,1^\circ$

Kraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$C_{GF} = c \cdot l_A \cdot \cos \alpha / \cos \vartheta$$

$$C_{GF} = 15,00 \cdot 6,81 \cdot \cos 15,0^\circ / \cos 35,1^\circ$$

$$C_{GF} = 120,56 \text{ kN/m}$$

$$C_{GFh} = C_{GF} \cdot \cos \vartheta = 98,63 \text{ kN/m}$$

Kraft  $E_{rh}$  :  $E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{1h})) \cdot \tan \delta - C_{GFh} \cdot \tan \vartheta \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)$

$$E_{rh} = (431,7 - (88,4 - 20,94)) \cdot \tan 16,67^\circ - 98,63 \cdot \tan 35,10^\circ \cdot \tan (25,00^\circ - 35,10^\circ)$$

$$E_{rh} = -60,97 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,05 \cdot (88,4 + 98,63 - 20,9 + -60,97) = 110,3 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

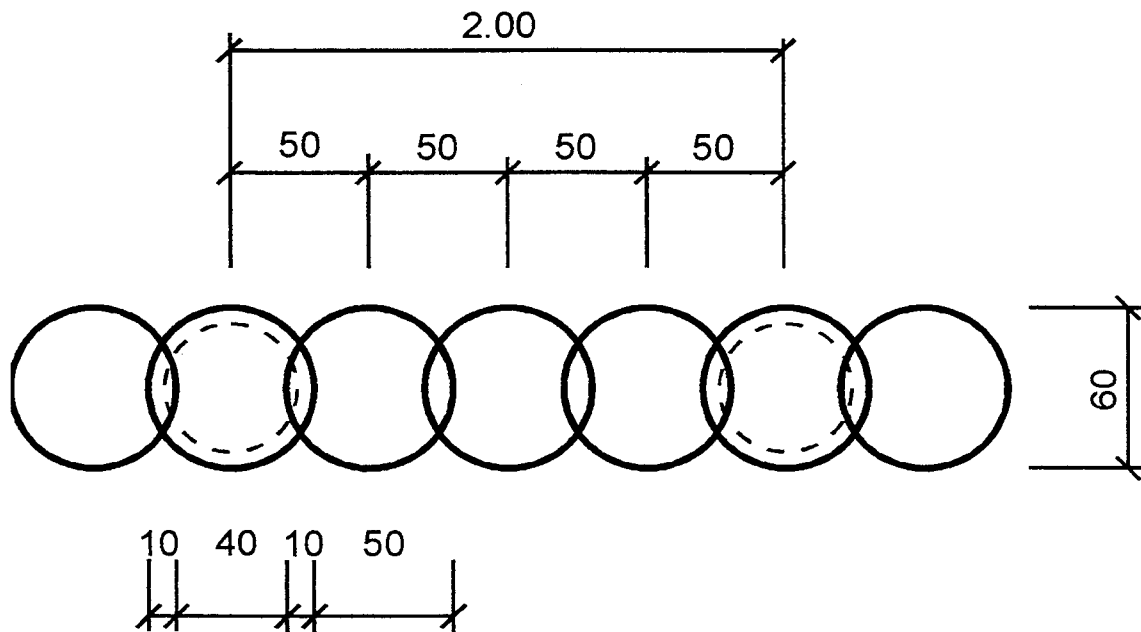
$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 110,3 / 73,6 = 1,50 \text{ q.e.d.}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	4,14 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	6,64 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	6,81 m

### 2.2.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach DIN 1045:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d = 0,60 \text{ cm}$       Betongüte = B 25  
 Ankerabstand  $a_A = 2,00 \text{ m}$        $\text{nomc} = 5,0 \text{ cm}$

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{\text{Feld}} = 99,14 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = 0,85 \cdot 99,14 \cdot 2,00 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 168,5 \text{ kNm}$$

$$d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

$$n = 0,00$$

$$m = M_{\text{Bem}} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot \beta_R)$$

$$m = 0,169 / (0,2827 \cdot 0,60 \cdot 17,50)$$

$$m = 0,057$$

$$\rightarrow \omega_0 = 0,310 \text{ (Ablesewert)}$$

$$\text{tot } A_s = 0,310 \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / 28,60 \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,310 \cdot 0,28 / 28,60 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 30,65 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Hinweis :

Die Schubbemessung erfolgt nach Obst: "Bemessung von Kreisquerschnitten auf Schub",  
Beton- und Stahlbetonbau 12/1981.

Die Biegebemessung erfolgt nach DIN 4124 / 9.4.3 mit 15% verminderten Schnittgrößen.

Grundwerte der Schubspannung für B25 :

$$\tau_{02} = 1,80 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_{012} = 0,75 \text{ MN/m}^2$$

Streckgrenze BST 500/550

$$\beta_R = 500 / 1,75 = 286 \text{ MN/m}^2$$

Schnittgrößen :

$$M_{\text{Bem}} = 0,169 \text{ MNm}$$

$$Q_{\text{Bem}} = (C_{h, \text{erf}} - w_u \cdot 0,5 \cdot t_0) \cdot a_A$$

$$Q_{\text{Bem}} = (150,53 - 40,00 \cdot 0,5 \cdot 2,38) \cdot 2,00 / 1000$$

$$Q_{\text{Bem}} = 0,206 \text{ MN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\text{tot } A_s = 30,6 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_1 / \varepsilon_2 = -2,50 / 5,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

mit Tab. 3 und Gl. (3)

$$z = 168,5 / (15,18 \cdot 30,6)$$

$$z = 0,36 \text{ m}$$

aus Tab. 4 und Gl. (4)

$$\tau_0 = 0,206 / (0,9113 \cdot 0,60 \cdot 0,3622)$$

$$\tau_0 = 1,039 \text{ MN/m}^2 \quad \text{SB2}$$

Die Bemessung erfolgt im SB1 mit:

$$\eta = 0,40$$

im SB2 mit:

$$\eta = \tau_0 / \tau_{02} \geq 0,40$$

im SB3 mit:

$$\eta = 1,00$$

$$\text{erf } a_{S, \text{Bd}} = 0,206 / (0,3622 \cdot 286) \cdot 0,58 \cdot 10000$$

$$\text{erf } a_{S, \text{Bd}} = 11,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

$$A = A_h \cdot a_A / \cos \alpha$$

$$A = 73,6 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A = 152,4 \text{ kN}$$

Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$ , nach DIN 4125, Tab. 1:  $\eta = 1,75$

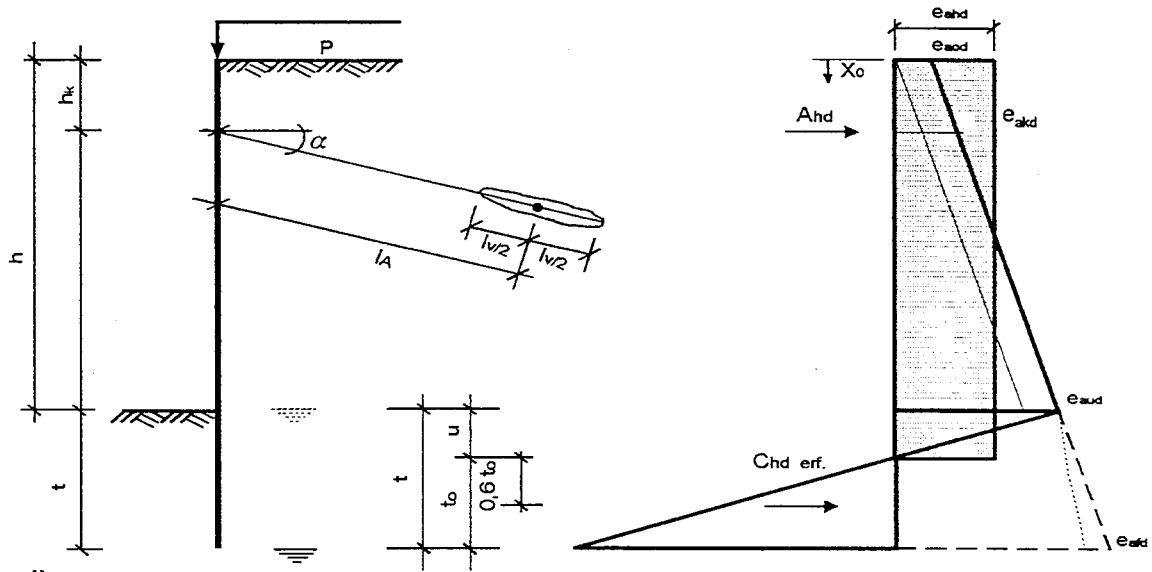
$$\text{erf } A_s = A / (\beta_s / \eta)$$

$$\text{erf } A_s = 152,4 / (1570 / 1,75) \cdot 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_s = 1,70 \text{ cm}^2$$

## II Berechnung einer Ort betonwand nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 1.0.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, kein Grundwasser vorhanden

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 5,80 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,13 \text{ m}$	Verpreßstrecke	$l_v = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von  $h_{Gw} = 99,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi'_k = 32,5^\circ$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma' = 11,0 \text{ kN/m}^3$

### 1.0.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\text{für } \delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k = 21,67^\circ \quad k_{agh} = 0,251$$

$$\text{für } \delta_{pk} = -\varphi'_k = -32,50^\circ \quad k_{pgh} = 7,179$$

$$\text{für } \delta_{ak} = +2/3 \varphi_{ers} \text{ und } \varphi_{ers} = 40,00^\circ \text{ min } k_{ah} = 0,179$$

(Wand verzahnt)



tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	h $\cdot$ $\gamma$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{aghk}$	$K_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$K_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{aihk})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00				0,00		0,00		0,00	0,00		2,51	2,51
1,00	1,00	18,50	18,50	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
1,00				18,50		4,64		0,00	4,64		2,51	7,14
4,00	4,00	18,50	74,00	92,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,00				92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
5,32	0,32	18,50	5,95	98,45	0,251	24,68	0,000	0,00	24,68	0,251	2,51	27,18
5,32				98,45		24,68		0,00	24,68		2,51	27,18
6,13	0,81	18,50	14,92	113,37	0,251	28,41	0,000	0,00	28,41	0,251	2,51	30,92

Kote	h	$\gamma$	h $\cdot$ $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$K_{pgh}$	$e_{pghk}$	$K_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pink})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		0,00	0,00
6,13	1,13	18,50	20,87	20,87	7,179	149,81	0,00	0,00	149,81

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

Erddruck, ständig  $\gamma_{Eg} = 1,20$   
 Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{Eq} = 1,30$   
 Erdwiderstand  $\gamma_{Ep} = 1,30$

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphko} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 3,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphku} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (23,18 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 31,08 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{afd} = (e_{aghkf} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphkf} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{afd} = (28,41 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 37,36 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 0,00 / 1,30 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghkf} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 149,81 / 1,30 = 115,24 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Belastungsnullpunktes  $u$  aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = e_{\text{aud}} / (\gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = 31,08 / (18,5 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20))$$

$$u = 31,08 / 96,59$$

$$u = 0,32 \text{ m}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (5,00 \cdot (3,26 + 31,08) + 0,32 \cdot 31,08) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 90,84 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 90,84 / (5,00 + 0,32)$$

$$e_{\text{ahd}} = 90,84 / 5,32$$

$$e_{\text{ahd}} = 17,07 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  unter dem Belastungsnullpunkt angenommen.  
(EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 1,13 \text{ m}$   
damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 1,13 - 0,32 = 0,81 \text{ m}$

$$\sum M A_h : 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.60 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,32 + 0,48) - 90,84 \cdot ((5,00 + 0,32) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 4,81 - 150,88$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 150,88 / 4,81$$

$$C_{\text{hd erf}} = 31,40 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden :

(6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2$$

$$0 = 31,40 - 0,65 \cdot 18,50 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20) / 2$$

$$0 = 31,40 - 31,40$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

(6.5.3)

$$\begin{aligned} \Sigma H : \quad 0 &= A_{hd} + C_{hd\,erf} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 31,40 - 90,84 \\ A_{hd} &= 90,84 - 31,40 \\ A_{hd} &= 59,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der geneigten Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned} A_d &= A_{hd} / \cos \alpha = 59,45 / \cos 15,0^\circ \\ A_d &= 61,54 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned} x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 59,4 / 17,07 = 3,48 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned} M_{Feld\,d} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{Feld\,d} &= 59,45 \cdot (3,48 - 1,0) - 17,07 \cdot 12,13 / 2 \\ M_{Feld\,d} &= 147,574 - 103,51 \\ M_{Feld\,d} &= 44,06 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente  $C_{vd\,erf}$  der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{d\,erf}$  :

$$\begin{aligned} C_{vd\,erf} &= C_{hd\,erf} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\,erf} &= 31,40 \cdot -0,64 \\ C_{vd\,erf} &= -20,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned} E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 90,84 \cdot 0,397 \\ E_{avd} &= 36,09 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 59,45 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 15,93 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte auf die Wand:

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\,erf} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -20,00 + 36,09 + 15,93 - F_{vd} \\ 0 &= 32,02 - F_{vd} \\ F_{vd} &= 32,02 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

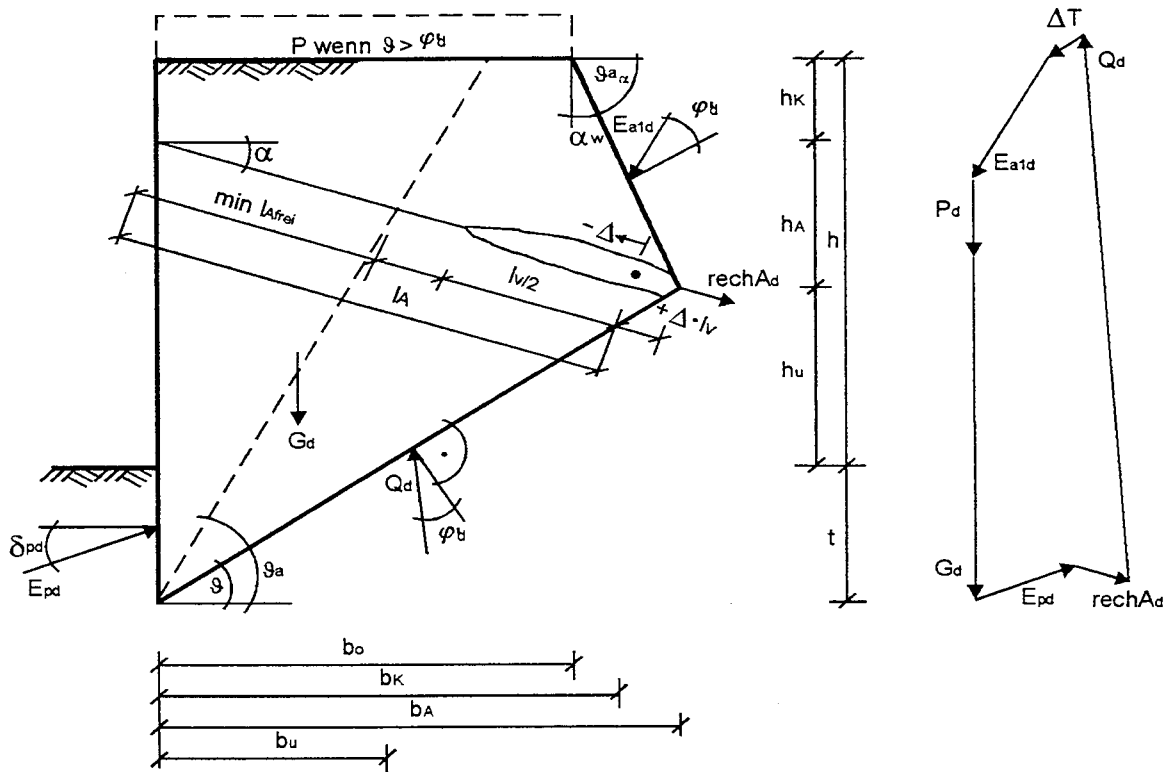
Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach unten gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.0.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge.

(6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr. -Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )", Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für :

(2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig  
den Reibungsbeiwert

$$\gamma_{Qsup} = 1,20$$

$$\gamma_{\varphi} = 1,15$$

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels :

$$\varphi'_d = \arctan ( \tan ( \varphi'_k ) / \gamma_{\varphi} )$$

$$\varphi'_d = \arctan ( \tan ( 32,5^\circ ) / 1,15 )$$

$$\varphi'_d = 28,99^\circ$$

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{ad} = +2/3 \varphi'_d &= 19,32^\circ \\ \text{für } \delta_{pd} = -\varphi'_d &= -28,99^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{agh} &= 0,292 \\ k_{pgh} &= 5,397 \end{aligned}$$

(Wand verzahnt)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{ad} = 2/3 \varphi'_d \text{ und } \alpha &= 0^\circ \\ \text{für } \delta_{ad} = \varphi'_d \text{ und } \alpha_w &= 90^\circ - \vartheta_{a\alpha} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \vartheta_a &= 55,38^\circ \\ \vartheta_{a\alpha} &= 59,49^\circ \\ \text{vorh. } \alpha_w &= 30,51^\circ \\ k_{agh\alpha} &= 0,347 \\ \alpha_{\max} &= 30,51^\circ \end{aligned}$$

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B:

$$\begin{aligned} A_{hd} &= 59,45 \text{ kN/m} \\ A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 59,45 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 15,93 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des Erdwiderstandes im GZ 1C für die Einbindetiefe aus GZ 1B:

$$\begin{aligned} E_{phd} &= \gamma \cdot k_{pghd} \cdot t^2 / 2 \\ E_{phd} &= 18,50 \cdot 5,40 \cdot 1,272^2 / 2 \\ E_{phd} &= 63,53 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{pvd} &= E_{phd} \cdot \tan(\delta_{pd}) \\ E_{pvd} &= 63,53 \cdot -0,55 \\ E_{pvd} &= -35,19 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{aligned} b_o &= 4,13 \text{ m} & h_k &= 1,00 \text{ m} & l_A &= 5,80 \text{ m} \\ b_k &= 4,72 \text{ m} & h_A &= 1,50 \text{ m} & l_V &= 5,00 \text{ m} \\ b_A &= 5,60 \text{ m} & h_u &= 2,50 \text{ m} & \vartheta_a &= 55,38^\circ \\ b_u &= 1,74 \text{ m} & t &= 1,13 \text{ m} & \vartheta &= 32,93^\circ \end{aligned}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_a \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\ G_d &= 18,50 \cdot 1,00 \cdot (4,13 + 4,72) / 2 + \\ &+ 18,50 \cdot 1,50 \cdot (4,72 + 5,60) / 2 + \\ &+ 18,50 \cdot 2,50 \cdot (5,60 + 1,74) / 2 + \\ &+ 18,50 \cdot 1,13 \cdot 1,74 / 2 \\ G_d &= 81,80 + 143,22 + 169,7 + 18,17 \\ G_d &= 412,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

(Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$ )

$$\begin{aligned} P_d &= p_d \cdot b_o \\ P_d &= 12,00 \cdot 4,13 \\ P_d &= 49,53 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned}
 E_{ah1d} &= \gamma \cdot h_k^2 \cdot k_{agh\alpha} / 2 + \gamma \cdot h_k \cdot h_a \cdot k_{agh\alpha} + \gamma \cdot h_a^2 \cdot k_{agh\alpha} / 2 + p \cdot (h_k + h_a) \cdot k_{agh\alpha} \\
 E_{ah1d} &= 18,50 \cdot 1,00 \cdot 0,347 / 2 + 18,50 \cdot 1,00 \cdot 1,501 \cdot 0,35 \\
 &= 18,50 \cdot 2,25 \cdot 0,347 / 2 + 12,0 \cdot (1,00 + 1,50) \cdot 0,347 \\
 E_{ah1d} &= 3,21 + 9,64 + 7,23 + 10,42 \\
 E_{ah1d} &= 30,50 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{av1d} &= E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w) \\
 E_{av1d} &= 30,50 \cdot \tan(28,99 + 30,51) \\
 E_{av1d} &= 51,76 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Zusatzkraft :  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$  (DIN 4084 - 100 8.3.3.2)

$\Delta T_h = \Delta T \cdot \sin \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$  Hinweis:  $\Delta T$  wird parallel zur Gleitfuge angenommen.

$\Delta T_v = \Delta T \cdot \cos \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise : Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpers im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

d.h.:  $\text{rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta)$  , mit  $-0,5 \leq \Delta \leq 0,5$  . (siehe Skizze)

gewählt werden:  $f_A = 0\%$  des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B

$\Delta = 0,00$

$$\begin{aligned}
 \downarrow \Sigma V &= E_{av1d} + G_d + P_d + f_A \cdot A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) + \Delta T_v + E_{pvd} - Q_{dv} \\
 0 &= 51,76 + 412,94 + 49,53 + 0,00 \cdot 15,93 \cdot 0,50 + 0,00 + -35,19 - Q_{dv} \\
 0 &= 514,24 + -35,19 - Q_{dv} \\
 0 &= 479,04 - Q_{dv}
 \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow Q_{dv} = 479,04 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow Q_{dh} &= Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d) \\
 Q_{dh} &= 33,03 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

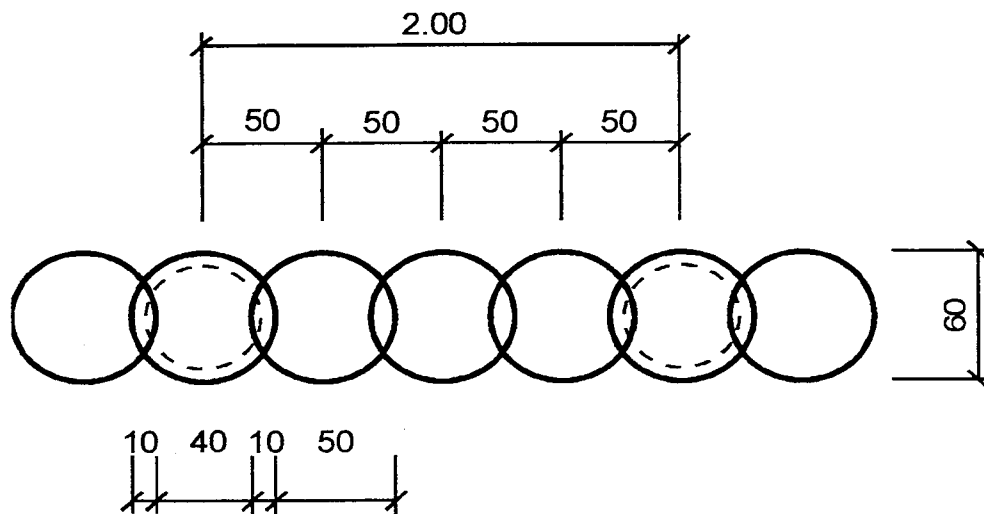
$$\begin{aligned}
 \rightarrow \Sigma H &= E_{phd} + f_A \cdot A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) - \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d} \\
 0 &= 63,5 + 0,00 \cdot 59,45 \cdot 0,50 - 0,00 - 33,03 - 30,50 \\
 0 &= 63,53 - 63,53 \\
 0 &= 0,00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,09 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,59 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	5,80 m

### 1.0.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach EC 2:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d = 0,60 \text{ m}$   
 Ankerabstand  $a_A = 2,00 \text{ m}$

Betongüte = C 20/25  
 $c_{\text{nom}} = 5,0 \text{ cm}$

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt für die im GZ 1B ermittelten Schnittgrößen.  
 Eine Abminderung wird nicht vorgenommen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{\text{Feld } d} = 44,06 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Sd}} = 44,06 \cdot 2,00$$

$$M_{\text{Sd}} = 88,13 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{für } d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

aus BK' 1995, Teil I, Tafel 2.15-a:

$$f_{\text{cd}} = 20 / 1,50 = 13,3 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{\text{yd}} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{\text{yd}} / f_{\text{cd}} = 435 / 13,3 = 32,61$$

$$v_{\text{Sd}} = 0$$

$$\mu_{\text{Sd}} = M_{\text{Sd}} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot f_{\text{cd}})$$

$$\mu_{\text{Sd}} = 0,088 / (0,28 \cdot 0,60 \cdot 13,33)$$

$$\mu_{\text{Sd}} = 0,0390$$

$$\rightarrow \omega_{0 \text{ tot}} = 0,100 \text{ (Ablesewert)}$$

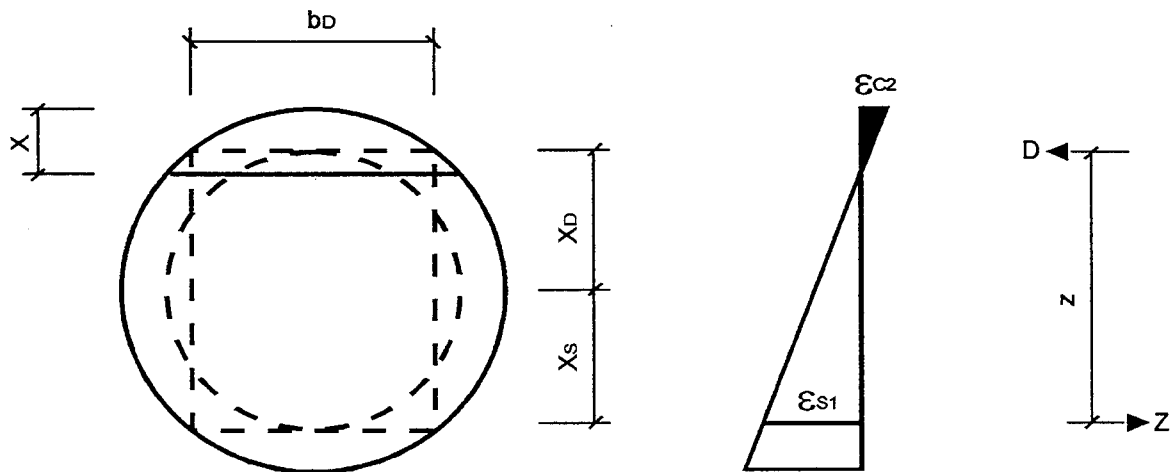
$$\text{tot } A_s = \omega_{0 \text{ tot}} \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / (f_{\text{yd}} / f_{\text{cd}}) \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,100 \cdot 0,28 / 32,61 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 8,67 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Skizze:



Hinweis : Der Nachweis erfolgt mit dem inneren Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung und der Ersatzbreite  $b_s$  in Höhe des Schwerpunktes der Betondruckzone.

Schnittgrößen :

$$V_{Sd} = (A_h - e_{ahd} \cdot h_k) \cdot a_A$$

$$V_{Sd} = (59,45 - 17,07 \cdot 1,0) \cdot 2,00$$

$$V_{Sd} = 84,75 \text{ kN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{s1} = -3,50 / 15,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

Ermittlung eines Ersatzquerschnittes:

$$x \approx d - c_{nom} - d_{Bu} - 0,5 \cdot d_{St} / (|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{s1}) \cdot |\varepsilon_{c2}|$$

$$x \approx 60,00 - 5,00 - 1,00 - 1,00 / (3,50 + 15,00) \cdot 3,5$$

$$x \approx 10,03 \text{ cm}$$

$$x = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 60,00 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 10,03 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_{Beton} = 96,5^\circ$$

$$S_{Beton} = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$S_{Beton} = 60,00 \cdot \sin(96,5 / 2)$$

$$S_{Beton} = 44,77 \text{ cm}$$

$$A_D = r^2 \cdot (\pi \cdot \alpha_{Beton} / 180^\circ - \sin \alpha_{Beton}) / 2$$

$$A_D = 30,00^2 \cdot (3,14 \cdot 96,5 / 180,00 - \sin(96,5)) / 2$$

$$A_D = 310,96 \text{ cm}^2$$

$$x_D = S_{Beton}^3 / (12 \cdot A_D)$$

$$x_D = 24,05 \text{ cm}$$



$$x' = r - x_D$$

$$x' = 30,00 - 24,05$$

$$x' = 5,95 \text{ cm}$$

$$x' = d \cdot \sin^2 (\alpha / 4)$$

$$x' = 60,00 \cdot \sin^2 (\alpha / 4)$$

$$x' = 5,95 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_D = 73,4^\circ$$

$$b_D = d \cdot \sin (\alpha / 2)$$

$$b_D = 60,00 \cdot \sin (73,4 / 2)$$

$$b_D = 35,87 \text{ cm}$$

$$x_S = 240 / \pi \cdot (24,0^3 - 22,0^3) / (24,0^2 - 22,0^2) \cdot \sin (\alpha_D / 2) / \alpha_D$$

$$x_S = 21,47$$

inner Hebelarm z:

$$z = x_D + x_S$$

$$z = 24,05 + 21,47$$

$$z = 45,52 \text{ cm}$$

Bemessung nach dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebe:

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Normalkraft vernachlässigt und damit } N_{Sd} \text{ gleich null})$$

$$\rightarrow \cot \vartheta = 1,25$$

$$\vartheta = 38,7^\circ$$

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200$$

$$v = 0,7 - 20,00 / 200$$

$$v = 0,60 \geq 0,5$$

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \cot \vartheta / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

$$V_{Rd2} = 0,36 \cdot 0,46 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1,25 / (1 + 1,25^2)$$

$$V_{Rd2} = 0,637 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 84,75 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Sd} / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot \vartheta)$$

$$a_{sw} = 0,08 / (0,46 \cdot 434,8 \cdot 1,25) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 3,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung nach dem Standardverfahren ( $\vartheta = 45^\circ$ ):

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,36 \cdot 0,46 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,653 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 84,75 \text{ kN}$$

### Ermittlung der Schubbewehrung:

#### Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit:

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot 20,00^{1/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,24 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d' \quad \text{mit } d' = z + x' = 45,52 + 5,95 = 51,47$$

$$k = 1,60 - 0,51$$

$$k = 1,09 \geq 1$$

$$\rho_1 = A_{s1} / b_w \cdot d$$

Hinweis: näherungsweise werden nur 25% von tot  $A_s$  als  $A_{s1}$  angesetzt.

$$\rho_1 = 0,25 \cdot 8,67 / (35,87 \cdot 51,47)$$

$$\rho_1 = 0,00117 \leq 0,02$$

#### Tragfähigkeit des Querschnitts ohne Schubbewehrung:

$$V_{Rd1} = b_w \cdot d [( \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,45 \sigma_{cp} ]$$

$$V_{Rd1} = 0,36 \cdot 0,51 \cdot [ ( 0,24 \cdot 1,09 \cdot (1,20 + 40,00 \cdot 0,001) + 0,45 \cdot 0,00 ) ]$$

$$V_{Rd1} = 0,0610 \text{ MN} \quad (\text{Abzugswert})$$

#### Bewehrungsanteil der Querkraft:

$$V_{wd} = V_{SD} - V_{Rd1}$$

$$V_{wd} = 84,75 - 61,04$$

$$V_{wd} = 23,71 \text{ kN}$$

$$0,40 V_{SD} = 33,90 \text{ kN} \quad (\text{Der größere Wert ist maßgebend})$$

$$a_{sw} = V_{wd} / (z \cdot f_{yd})$$

$$a_{sw} = 0,034 / (0,46 \cdot 434,8) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 1,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Mindestschubbewehrung:

$$\min a_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha_{Bügel}$$

$$\min a_{sw} = 0,07 \cdot 35,87 \cdot \sin ( 90,0 )$$

$$\min a_{sw} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Bemessung des Ankerquerschnitts:

$$A_d = A_{hd} \cdot a_A \cdot / \cos \alpha$$

$$A_d = 59,45 \cdot 2,00 \cdot / \cos 15,00^\circ$$

$$A_d = 123,09 \text{ kN}$$

Nach DIN 1054 - 100 Abs. 5.5.3 gilt :

$$R_{1d} = F_{Sk} / 1,25$$

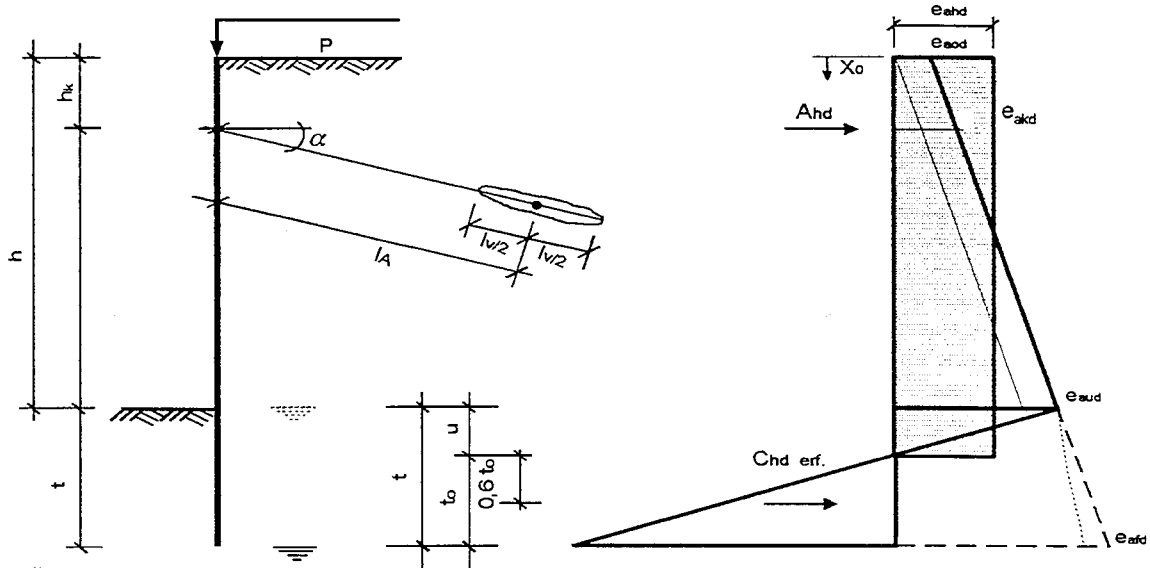
Mit einer Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich:

$$\text{erf } A_s = 123,09 / (1550 / 1,25) \cdot 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_s = 0,99 \text{ cm}^2$$

## II Berechnung einer Ortbetonwand nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 1.1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 6,20 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,60 \text{ m}$	Verpreßstrecke	$l_v = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von  $h_{Gw} = 5,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi'_k = 32,5^\circ$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma' = 11,0 \text{ kN/m}^3$

### 1.1.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\text{für } \delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k = 21,67^\circ \quad k_{agh} = 0,251$$

$$\text{für } \delta_{pk} = -\varphi'_k = -32,50^\circ \quad k_{pgh} = 7,179$$

$$\text{für } \delta_{ak} = +2/3 \varphi_{ers} \text{ und } \varphi_{ers} = 40,00^\circ \text{ min } k_{ah} = 0,179$$

(Wand verzahnt)

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{aghk}$	$K_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$K_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{ahk})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00				0,00		0,00		0,00	0,00		2,51	2,51
1,00	1,00	18,50	18,50	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
1,00				18,50		4,64		0,00	4,64		2,51	7,14
4,00	4,00	18,50	74,00	74,00	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,00				92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
5,00	0,54	11,00	5,95	98,45	0,251	24,68	0,000	0,00	24,68	0,251	2,51	27,18
5,54				98,45		24,68		0,00	24,68		2,51	27,18
5,54	1,06	11,00	11,65	110,11	0,251	27,60	0,000	0,00	27,60	0,251	2,51	30,10

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$K_{pgh}$	$e_{pghk}$	$K_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pihk})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		0,00	0,00
6,60	1,60	11,00	29,61	29,61	7,179	212,57	0,00	0,00	212,57

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

Erddruck, ständig  $\gamma_{Eg} = 1,20$   
 Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{Eq} = 1,30$   
 Erdwiderstand  $\gamma_{Ep} = 1,30$

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphko} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 3,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphku} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (23,18 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 31,08 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{afd} = (e_{aghkf} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphkf} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{afd} = (27,60 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 36,37 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 0,00 / 1,30 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghkf} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 212,57 / 1,30 = 163,52 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck: Der Wasserdruck vor und hinter dem Wandfuß hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung des Belastungsnullpunktes  $u$  aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = e_{\text{aud}} / (\gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = 31,08 / (11,0 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20))$$

$$u = 31,08 / 57,43$$

$$u = 0,54 \text{ m}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (5,00 \cdot (3,26 + 31,08) + 0,54 \cdot 31,08) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 94,25 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 94,25 / (5,00 + 0,54)$$

$$e_{\text{ahd}} = 94,25 / 5,54$$

$$e_{\text{ahd}} = 17,01 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  unter dem Belastungsnullpunkt angenommen.  
(EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 1,60 \text{ m}$   
damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 1,60 - 0,54 = 1,06 \text{ m}$

$$\sum M A_h : 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.60 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,54 + 0,64) - 94,25 \cdot ((5,00 + 0,54) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 5,18 - 166,88$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 166,88 / 5,18$$

$$C_{\text{hd erf}} = 32,24 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden : (6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2$$

$$0 = 32,24 - 1,12 \cdot 11,00 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20) / 2$$

$$0 = 32,24 - 32,24$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

(6.5.3)

$$\begin{aligned}\Sigma H: \quad 0 &= A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 32,24 - 94,25 \\ A_{hd} &= 94,25 - 32,24 \\ A_{hd} &= 62,02 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der geneigten Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned}A_d &= A_{hd} / \cos \alpha = 62,02 / \cos 15,0^\circ \\ A_d &= 64,20 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned}x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 62,0 / 17,01 = 3,65 \text{ m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned}M_{\text{Feld d}} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 62,02 \cdot (3,65 - 1,0) - 17,01 \cdot 13,29 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 164,095 - 113,056 \\ M_{\text{Feld d}} &= 51,04 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente  $C_{vd\text{ erf}}$  der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{d\text{ erf}}$  :

$$\begin{aligned}C_{vd\text{ erf}} &= C_{hd\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_{p,k}) \\ C_{vd\text{ erf}} &= 32,24 \cdot -0,64 \\ C_{vd\text{ erf}} &= -20,54 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned}E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{a,k}) \\ E_{avd} &= 94,25 \cdot 0,397 \\ E_{avd} &= 37,44 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned}A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 62,02 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 16,62 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte auf die Wand:

$$\begin{aligned}\Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\text{ erf}} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -20,54 + 37,44 + 16,62 - F_{vd} \\ 0 &= 33,53 - F_{vd} \\ F_{vd} &= 33,53 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

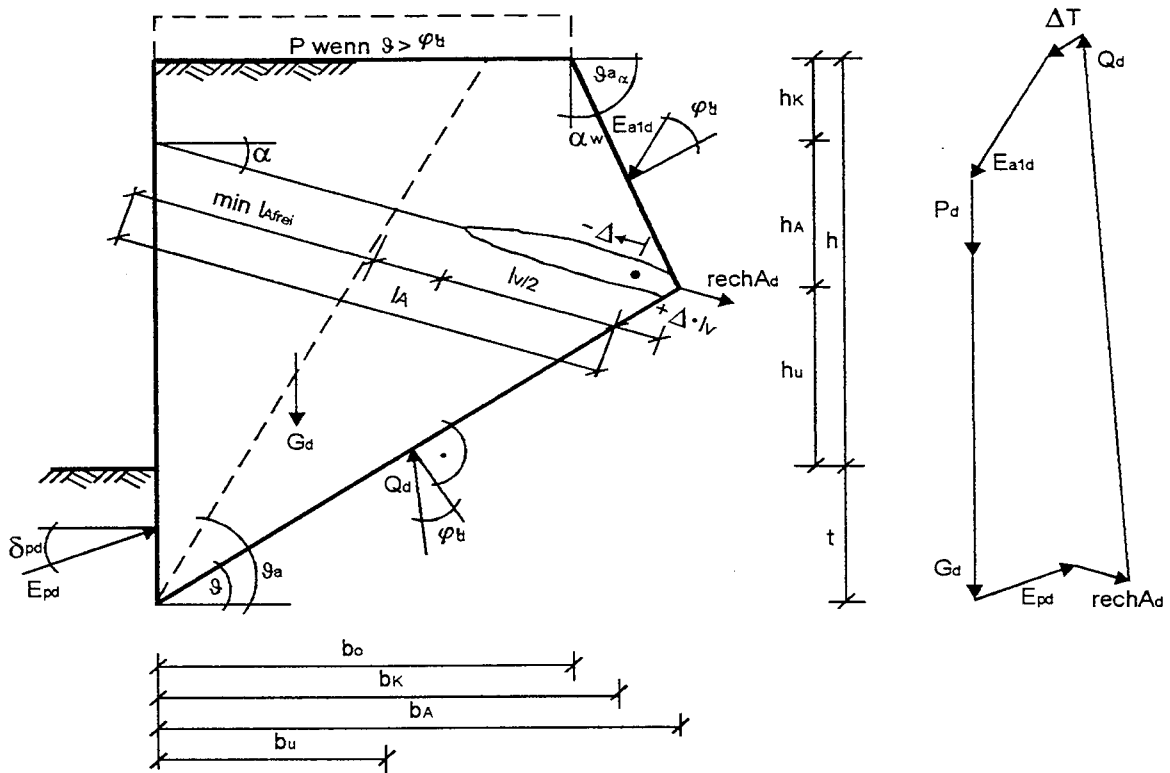
Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach unten gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.1.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge.

(6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr. -Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )", Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für :

(2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig  $\gamma_{Qsup} = 1,20$   
den Reibungsbeiwert  $\gamma_{\phi} = 1,15$

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels :

$$\phi'_d = \arctan ( \tan ( \phi'_k ) / \gamma_{\phi} )$$

$$\phi'_d = \arctan ( \tan ( 32,5^\circ ) / 1,15 )$$

$$\phi'_d = 28,99^\circ$$

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\text{für } \delta_{ad} = +2/3 \varphi'_d = 19,32^\circ$$

$$k_{agh} = 0,292$$

$$\text{für } \delta_{pd} = -\varphi'_d = -28,99^\circ$$

$$k_{pgh} = 5,397$$

(Wand verzahnt)

$$\text{für } \delta_{ad} = 2/3 \varphi'_d \text{ und } \alpha = 0^\circ$$

$$\vartheta_a = 55,38^\circ$$

$$\text{für } \delta_{ad} = \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{a\alpha}$$

$$\vartheta_{a\alpha} = 59,49^\circ$$

$$k_{agh\alpha} = 0,347$$

$$\text{vorh. } \alpha_w = 30,51^\circ$$

$$\alpha_{\max} = 30,51^\circ$$

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B:

$$A_{hd} = 62,02 \text{ kN/m}$$

$$A_{vd} = A_{hd} \cdot \tan(\alpha)$$

$$A_{vd} = 62,02 \cdot 0,268$$

$$A_{vd} = 16,62 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert des Erdwiderstandes im GZ 1C für die Einbindetiefe aus GZ 1B:

$$E_{phd} = \gamma \cdot k_{pghd} \cdot t^2 / 2$$

$$E_{phd} = 11,00 \cdot 5,40 \cdot 2,562 / 2$$

$$E_{phd} = 76,05 \text{ kN/m}$$

$$E_{pvd} = E_{phd} \cdot \tan(\delta_{pd})$$

$$E_{pvd} = 76,05 \cdot -0,55$$

$$E_{pvd} = -42,13 \text{ kN/m}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$b_o = 4,45 \text{ m}$$

$$h_k = 1,00 \text{ m}$$

$$l_A = 6,20 \text{ m}$$

$$b_k = 5,04 \text{ m}$$

$$h_A = 1,60 \text{ m}$$

$$l_V = 5,00 \text{ m}$$

$$b_A = 5,99 \text{ m}$$

$$h_U = 2,40 \text{ m}$$

$$\vartheta_a = 55,38^\circ$$

$$b_U = 2,40 \text{ m}$$

$$t = 1,60 \text{ m}$$

$$\vartheta = 33,71^\circ$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$G_d = \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_a \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_U \cdot (b_A + b_U) / 2 + \gamma \cdot (b_U \cdot t) / 2$$

$$G_d = 18,50 \cdot 1,00 \cdot (4,45 + 5,04) / 2 +$$

$$+ 18,50 \cdot 1,60 \cdot (5,04 + 5,99) / 2 +$$

$$+ 18,50 \cdot 2,40 \cdot (5,99 + 2,40) / 2 +$$

$$+ 11,00 \cdot 1,60 \cdot 2,40 / 2$$

$$G_d = 87,86 + 163,78 + 185,9 + 21,12$$

$$G_d = 458,62 \text{ kN/m}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

(Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$ )

$$P_d = p_d \cdot b_o$$

$$P_d = 12,00 \cdot 4,45$$

$$P_d = 53,45 \text{ kN/m}$$



aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah1d} = \gamma \cdot h_k^2 \cdot k_{agh\alpha} / 2 + \gamma \cdot h_k \cdot h_a \cdot k_{agh\alpha} + \gamma \cdot h_a^2 \cdot k_{agh\alpha} / 2 + p \cdot (h_k + h_a) \cdot k_{agh\alpha}$$

$$E_{ah1d} = 18,50 \cdot 1,00 \cdot 0,347 / 2 + 18,50 \cdot 1,00 \cdot 1,605 \cdot 0,35$$

$$E_{ah1d} = 18,50 \cdot 2,58 \cdot 0,347 / 2 + 12,0 \cdot (1,00 + 1,60) \cdot 0,347$$

$$E_{ah1d} = 3,21 + 10,31 + 8,27 + 10,85$$

$$E_{ah1d} = 32,64 \text{ kN/m}$$

$$E_{av1d} = E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w)$$

$$E_{av1d} = 32,64 \cdot \tan(28,99 + 30,51)$$

$$E_{av1d} = 55,40 \text{ kN/m}$$

Zusatzkraft :  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$  (DIN 4084 - 100 8.3.3.2)

$\Delta T_h = \Delta T \cdot \sin \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$  Hinweis:  $\Delta T$  wird parallel zur Gleitfuge angenommen.

$\Delta T_v = \Delta T \cdot \cos \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise : Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpers im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

d.h.:  $\text{rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta)$  , mit  $-0,5 \leq \Delta \leq 0,5$  . (siehe Skizze)

gewählt werden:  $f_A = 0\%$  des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B

$\Delta = 0,00$

$$\downarrow \Sigma V = E_{av1d} + G_d + P_d + f_A \cdot A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) + \Delta T_v + E_{pvd} - Q_{dv}$$

$$0 = 55,40 + 458,62 + 53,45 + 0,00 \cdot 16,62 \cdot 0,50 + 0,00 + -42,13 - Q_{dv}$$

$$0 = 567,47 + -42,13 - Q_{dv}$$

$$0 = 525,34 - Q_{dv}$$

$$\Leftrightarrow Q_{dv} = 525,34 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow Q_{dh} = Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d)$$

$$Q_{dh} = 43,41 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \Sigma H = E_{phd} + f_A \cdot A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) - \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d}$$

$$0 = 76,1 + 0,00 \cdot 62,02 \cdot 0,50 - 0,00 - 43,41 - 32,64$$

$$0 = 76,05 - 76,05$$

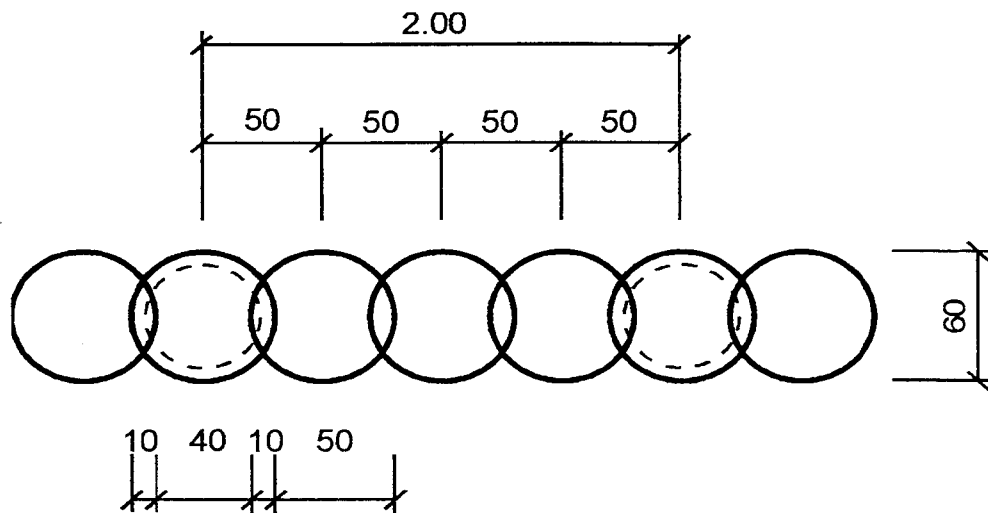
$$0 = 0,00 \text{ kN/m}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,38 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,88 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	6,20 m

### 1.1.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach EC 2:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d =$  0,60 cm  
 Ankerabstand  $a_A =$  2,00 m

Betongüte = C 20/25  
 $c_{nom} =$  5,0 cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt für die im GZ 1B ermittelten Schnittgrößen.  
 Eine Abminderung wird nicht vorgenommen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{Feild} = 51,04 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd} = 51,04 \cdot 2,00$$

$$M_{Sd} = 102,08 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{für } d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

aus BK' 1995, Teil I, Tafel 2.15-a:

$$f_{cd} = 20 / 1,50 = 13,3 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 435 / 13,3 = 32,61$$

$$v_{Sd} = 0$$

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot f_{cd})$$

$$\mu_{Sd} = 0,102 / (0,28 \cdot 0,60 \cdot 13,33)$$

$$\mu_{Sd} = 0,0451$$

$$\rightarrow \omega_{0 \text{ tot}} = 0,110 \text{ (Ablesewert)}$$

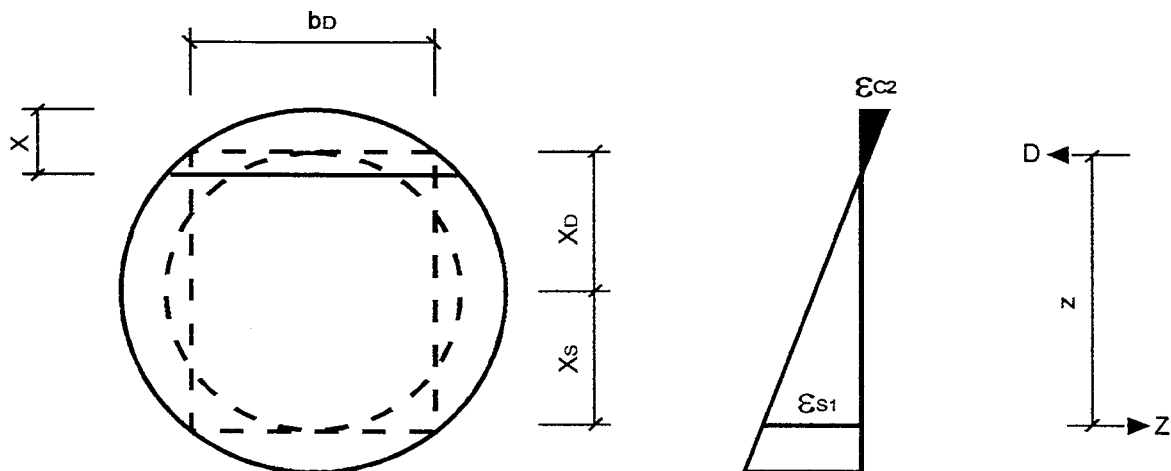
$$\text{tot } A_s = \omega_{0 \text{ tot}} \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / (f_{yd} / f_{cd}) \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,110 \cdot 0,28 / 32,61 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 9,54 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Skizze:



Hinweis : Der Nachweis erfolgt mit dem inneren Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung und der Ersatzbreite  $b_s$  in Höhe des Schwerpunktes der Betondruckzone.

Schnittgrößen :

$$V_{Sd} = (A_h - e_{ahd} \cdot h_k) \cdot a_A$$

$$V_{Sd} = (62,02 - 17,01 \cdot 1,0) \cdot 2,00$$

$$V_{Sd} = 90,01 \text{ kN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\epsilon_{C2} / \epsilon_{S1} = -3,50 / 15,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

Ermittlung eines Ersatzquerschnittes:

$$x \approx d - c_{nom} - d_{B0} - 0,5 \cdot d_{St} / (|\epsilon_{C2}| + \epsilon_{S1}) \cdot |\epsilon_{C2}|$$

$$x \approx 60,00 - 5,00 - 1,00 - 1,00 / (3,50 + 15,00) \cdot 3,5$$

$$x \approx 10,03 \text{ cm}$$

$$x = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 60,00 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 10,03 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_{Beton} = 96,5^\circ$$

$$S_{Beton} = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$S_{Beton} = 60,00 \cdot \sin(96,5 / 2)$$

$$S_{Beton} = 44,77 \text{ cm}$$

$$A_D = r^2 \cdot (\pi \cdot \alpha_{Beton} / 180^\circ - \sin \alpha_{Beton}) / 2$$

$$A_D = 30,00^2 \cdot (3,14 \cdot 96,5 / 180,00 - \sin(96,5)) / 2$$

$$A_D = 310,96 \text{ cm}^2$$

$$x_D = S_{Beton}^3 / (12 \cdot A_D)$$

$$x_D = 24,05 \text{ cm}$$

$$x' = r - x_D$$

$$x' = 30,00 - 24,05$$

$$x' = 5,95 \text{ cm}$$

$$x' = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x' = 60,00 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x' = 5,95 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_D = 73,4^\circ$$

$$b_D = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$b_D = 60,00 \cdot \sin(73,4 / 2)$$

$$b_D = 35,87 \text{ cm}$$

$$x_S = 240 / \pi \cdot (24,0^3 - 22,0^3) / (24,0^2 - 22,0^2) \cdot \sin(\alpha_D / 2) / \alpha_D$$

$$x_S = 21,47$$

inner Hebelarm z:

$$z = x_D + x_S$$

$$z = 24,05 + 21,47$$

$$z = 45,52 \text{ cm}$$

Bemessung nach dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebe:

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Normalkraft vernachlässigt und damit } N_{Sd} \text{ gleich null})$$

$$\rightarrow \cot \vartheta = 1,25$$

$$\vartheta = 38,7^\circ$$

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200$$

$$v = 0,7 - 20,00 / 200$$

$$v = 0,60 \geq 0,5$$

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \cot \vartheta / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

$$V_{Rd2} = 0,36 \cdot 0,46 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1,25 / (1 + 1,25^2)$$

$$V_{Rd2} = 0,637 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 90,01 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Sd} / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot \vartheta)$$

$$a_{sw} = 0,09 / (0,46 \cdot 434,8 \cdot 1,25) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 3,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung nach dem Standardverfahren ( $\vartheta = 45^\circ$ ):

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,36 \cdot 0,46 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,653 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 90,01 \text{ kN}$$

### Ermittlung der Schubbewehrung:

#### Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit:

$$\begin{aligned}\tau_{Rd} &= 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3} \\ \tau_{Rd} &= 0,09 \cdot 20,00^{1/3} \\ \tau_{Rd} &= 0,24 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k &= 1,6 - d' \quad \text{mit } d' = z + x' = 45,52 + 5,95 = 51,47 \\ k &= 1,60 - 0,51 \\ k &= 1,09 \geq 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_1 &= A_{s1} / b_w \cdot d && \text{Hinweis: näherungsweise werden nur 25\% von tot } A_s \text{ als } A_{s1} \text{ angesetzt.} \\ \rho_1 &= 0,25 \cdot 9,54 / (35,87 \cdot 51,47) \\ \rho_1 &= 0,00129 \leq 0,02\end{aligned}$$

#### Tragfähigkeit des Querschnitts ohne Schubbewehrung:

$$\begin{aligned}V_{Rd1} &= b_w \cdot d \left[ (\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,45 \sigma_{cp}) \right] \\ V_{Rd1} &= 0,36 \cdot 0,51 \cdot [ (0,24 \cdot 1,09 \cdot (1,20 + 40,00 \cdot 0,001) + 0,45 \cdot 0,00 ) ] \\ V_{Rd1} &= 0,0613 \text{ MN} \quad (\text{Abzugswert})\end{aligned}$$

#### Bewehrungsanteil der Querkraft:

$$\begin{aligned}V_{wd} &= V_{SD} - V_{Rd1} \\ V_{wd} &= 90,01 - 61,27 \\ V_{wd} &= 28,75 \text{ kN} \\ 0,40 V_{SD} &= 36,01 \text{ kN} \quad (\text{Der größere Wert ist maßgebend})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a_{sw} &= V_{wd} / (z \cdot f_{yd}) \\ a_{sw} &= 0,036 / (0,46 \cdot 434,8) \cdot 10000 \\ a_{sw} &= 1,82 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

#### Mindestschubbewehrung:

$$\begin{aligned}\min a_{sw} &= \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha_{Bügel} \\ \min a_{sw} &= 0,07 \cdot 35,87 \cdot \sin (90,0) \\ \min a_{sw} &= 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

#### Bemessung des Ankerquerschnitts:

$$\begin{aligned}A_d &= A_{hd} \cdot a_A / \cos \alpha \\ A_d &= 62,02 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ \\ A_d &= 128,41 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nach DIN 1054 - 100 Abs. 5.5.3 gilt :

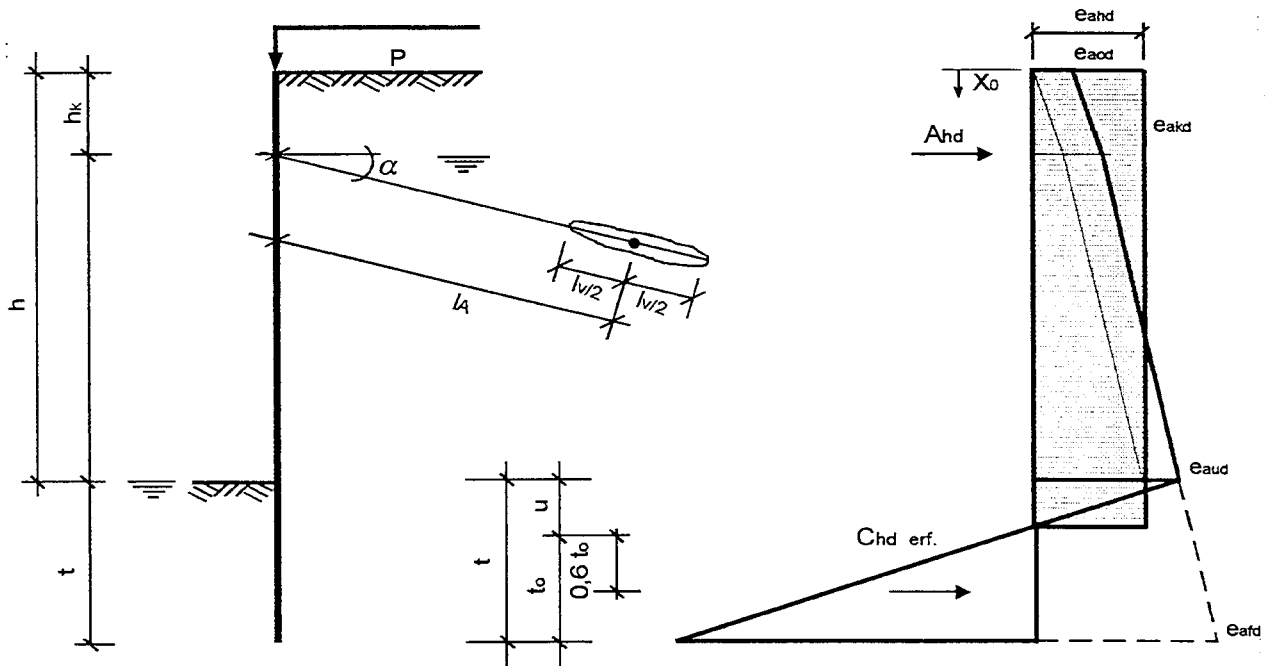
$$R_{1d} = F_{Sk} / 1,25$$

Mit einer Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich:

$$\begin{aligned}\text{erf } A_S &= 128,41 / (1550 / 1,25) \cdot 10 \text{ cm}^2 \\ \text{erf } A_S &= 1,04 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

## II Berechnung einer Ortbetonwand nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 1.2.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser auf Ankerhöhe und in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 7,99 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 3,00 \text{ m}$	Verpreßstrecke	$l_V = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 1,0 \text{ m}$
Wasser in der Baugrube in einer Tiefe von	$h_W = 5,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi'_k = 32,5^\circ$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma = 11,0 \text{ kN/m}^3$

### 1.2.1 Berechnung für den Grenzzustand 1 B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{a k} &= +2/3 \varphi'_k &= 21,7^\circ & \quad k_{agh} = 0,251 \\ \text{für } \delta_{p k} &= -\varphi'_k &= -32,5^\circ & \quad k_{pgh} = 7,179 \\ \text{für } \delta_{a k} &= +2/3 \varphi_{\text{ers}} \text{ und } \varphi_{\text{ers}} &= 40,0^\circ & \quad \min k_{ah} = 0,179 \end{aligned}$$

(Wand verzahnt)

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	h <sub>GW</sub> ·γ <sub>w</sub>	γ	h·γ	Erddruck								
					g	k <sub>agh</sub>	e <sub>aghk</sub>	k <sub>ach</sub>	e <sub>achk</sub>	e <sub>aghk</sub> + e <sub>achk</sub>	k <sub>agh</sub>	e <sub>aphk</sub>	Σ(e <sub>aink</sub> )
-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	0,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,00	1,00	0,00	18,50	18,50	18,50	0,251	4,64	0,00	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
1,00	4,00	0,00	11,00	44,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,00	4,00	40,00	11,00	44,00	62,50	0,251	15,66	0,000	0,00	15,66	0,251	2,51	18,17
5,00	0,38	40,00	11,00	4,22	62,50	0,251	15,66	0,000	0,00	15,66	0,251	2,51	18,17
5,38	0,38	43,84	11,00	4,22	66,72	0,251	16,72	0,000	0,00	16,72	0,251	2,51	19,23
5,38	2,62	43,84	11,00	28,77	66,72	0,251	16,72	0,000	0,00	16,72	0,251	2,51	19,23
8,00	2,62	70,00	11,00	28,77	95,50	0,251	23,94	0,000	0,00	23,94	0,251	2,51	26,44

Kote	h	h <sub>w</sub> ·γ <sub>w</sub>	γ	h·γ	Erdwiderstand					
					g	k <sub>pgh</sub>	e <sub>pghk</sub>	k <sub>pch</sub>	e <sub>pchk</sub>	Σ(e <sub>pinh</sub> )
-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	3,00	0,00	11,00	33,00	0,00	7,179	0,00	0,00	0,00	0,00
8,00	3,00	30,00	11,00	33,00	33,00	7,179	236,88	0,00	0,00	236,88

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für :

( 2.4.3 )

Erddruck, ständig	γ <sub>Eg</sub> =	1,20
Erddruck veränderlich, ungünstig	γ <sub>Eq</sub> =	1,30
Erdwiderstand	γ <sub>Ep</sub> =	1,30
Flüssigkeitsdruck	γ <sub>F</sub> =	1,20

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphko} \cdot \gamma_{Eq}$$

$$e_{aod} = 0,00 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30 = 3,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{akd} = e_{aghkk} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphkk} \cdot \gamma_{Eq}$$

$$e_{akd} = 4,64 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30 = 8,82 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphku} \cdot \gamma_{Eq}$$

$$e_{aud} = 15,66 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30 = 22,06 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{afd} = e_{aghkf} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphkf} \cdot \gamma_{Eq}$$

$$e_{afd} = 23,94 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30 = 31,98 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 0,00 / 1,30 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pfd} = e_{pghkf} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pfd} = 236,88 / 1,30 = 182,22 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert der Wasserdruckordinate in Höhe der Baugrubensohle :

$$w_{ud} = w_u \cdot \gamma_F$$

$$w_{ud} = 40,00 \cdot 1,20 = 48,00 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = e_{\text{aud}} / (\gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = 22,06 / (11,0 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,251 \cdot 1,20))$$

$$u = 22,06 / 57,4$$

$$u = 0,38 \text{ m}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h_{\text{Gw}} \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{akd}}) + (h - h_{\text{Gw}}) \cdot (e_{\text{akd}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (1,0 \cdot (3,26 + 8,8) + (5,0 - 1,0) \cdot (3,26 + 22,06) + 0,38 \cdot 22,06) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 72,03 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 72,03 / (5,00 + 0,38)$$

$$e_{\text{ahd}} = 72,03 / 5,38$$

$$e_{\text{ahd}} = 13,38 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  unter dem Belastungsnullpunkt angenommen.

(EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 3,00 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$

$$t_0 = 3,00 - 0,38 = 2,62 \text{ m}$$

$$\Sigma M A_{\text{h}} : 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_{\text{k}} + u + 0,60 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_{\text{k}}) - w_{\text{ud}} \cdot (h - h_{\text{Gw}}) / 2 \cdot (h_{\text{Gw}} - h_{\text{k}} + (h - h_{\text{Gw}}) \cdot 2 / 3) - w_{\text{ud}} \cdot t \cdot ((h - h_{\text{k}}) + t / 2)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,38 + 1,57) - 72,0 \cdot ((5,00 + 0,38) / 2 - 1,0) - 48,0 \cdot (5,0 - 1,0) / 2 \cdot (1,0 - 1,0 + (5,0 - 1,0) \cdot 2 / 3) - 48,0 \cdot 3,00 \cdot ((5,0 - 1,0) + 3,00 / 2)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 5,95 - 121,9 - 256,0 - 792$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 1170 / 5,95$$

$$C_{\text{hd erf}} = 196,5 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden :

(6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - 6,84 \cdot 11,00 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20) / 2$$

$$0 = 196,5 - 196,5$$



Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

(6.5.3)

$$\rightarrow \Sigma H: 0 = A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} - W_d$$

$$\begin{aligned} 0 &= A_{hd} + 196,5 - 72,03 - w_{ud} \cdot ((h - h_{Gw}) / 2 + t) \\ 0 &= A_{hd} + 196,5 - 72,03 - 239,99 \\ A_{hd} &= 312,0 - 196,5 \\ A_{hd} &= 115,53 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha = 115,53 \cdot \tan 15,0^\circ \\ A_{vd} &= 31,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

mit  $x_0 = 4,16 \text{ m}$

$$\begin{aligned} A_{hd} &= x_0 \cdot e_{ahd} + (x_0 - h_{Gw})^2 / 2 \cdot \gamma_w \cdot \gamma_F \\ A_{hd} &= 4,2 \cdot 13,38 + (4,16 - 1,0)^2 / 2 \cdot 12,0 \\ A_{hd} &= 115,53 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned} M_{\text{Feld d}} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2,0 - (x_0 - h_{Gw})^3 \cdot \gamma_w \cdot \gamma_F / 6 \\ M_{\text{Feld d}} &= 115,5 \cdot (4,2 - 1,0) - 13,38 \cdot 17,30 / 2,0 - (4,2 - 1,0)^3 \cdot 12,00 / 6 \\ M_{\text{Feld d}} &= 365 - 115,72 - 63,06 \\ M_{\text{Feld d}} &= 186,21 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente  $C_{vd\text{ erf}}$  der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{d\text{ erf}}$  :

$$\begin{aligned} C_{vd\text{ erf}} &= C_{hd\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\text{ erf}} &= 196,49 \cdot -0,64 \\ C_{vd\text{ erf}} &= -125,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned} E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 72,03 \cdot 0,397 \\ E_{avd} &= 28,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 115,5 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 30,96 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte auf die Wand:

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\text{ erf}} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -125,2 + 28,62 + 30,96 - F_{vd} \\ 0 &= -65,6 - F_{vd} \\ F_{vd} &= -65,61 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

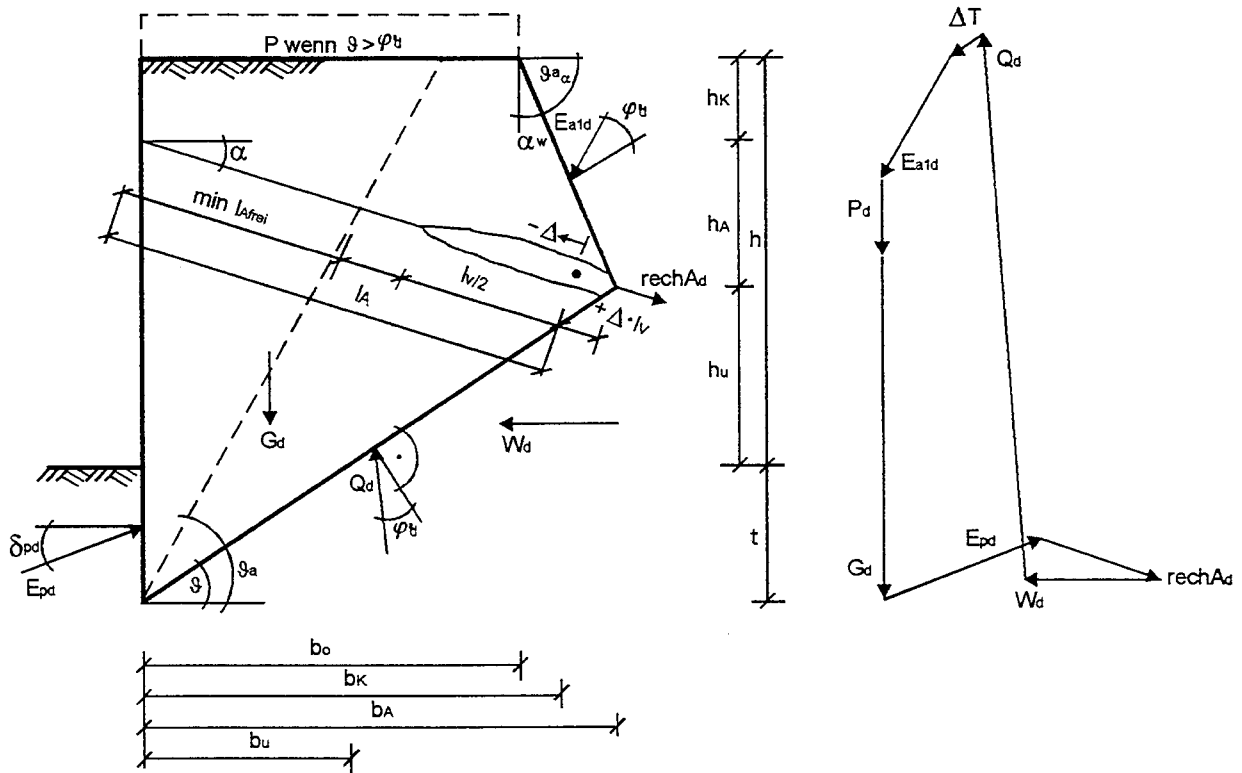
Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach oben gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Eigengewicht der Wand kompensiert wird.

## 1.2.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge.

(6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr. -Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )", Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig	$\gamma_{Qsup} =$	1,20
den Reibungsbeiwert	$\gamma_{\varphi} =$	1,15
Flüssigkeitsdruck	$\gamma_F =$	1,00

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,0 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels :

$$\varphi'_d = \arctan \left( \frac{\tan(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi}} \right)$$

$$\varphi'_d = \arctan \left( \frac{\tan(32,5^\circ)}{1,15} \right)$$

$$\varphi'_d = 28,99^\circ$$

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{ad} &= +2/3 \varphi'_d &= 19,3^\circ & k_{agh} = 0,292 \\ \text{für } \delta_{pk} &= -\varphi'_k &= -29,0^\circ & k_{pgh} = 5,397 \end{aligned}$$

(Wand verzahnt)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{ad} &= 2/3 \varphi'_d \text{ und } \alpha = 0^\circ & \vartheta_a &= 55,4^\circ \\ \text{für } \delta_{ad} &= \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{a\alpha} & \vartheta_{a\alpha} &= 59,5^\circ & k_{agh\alpha} &= 0,347 \\ & & \text{vorh. } \alpha_w &= 30,5^\circ & \alpha_{\max} &= 30,5^\circ \end{aligned}$$

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B:

$$A_{hd} = 115,53 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 115,53 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 30,96 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des Erdwiderstandes im GZ 1C für die Einbindetiefe aus GZ 1B:

$$\begin{aligned} E_{p\text{hd}} &= \gamma \cdot k_{p\text{ghd}} \cdot t^2 / 2,00 \\ E_{p\text{hd}} &= 11,00 \cdot 5,40 \cdot 9,00 / 2,00 \\ E_{p\text{hd}} &= 267,13 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{p\text{vd}} &= E_{p\text{hd}} \cdot \tan(\delta_{p\text{d}}) \\ E_{p\text{vd}} &= 267,13 \cdot -0,55 \\ E_{p\text{vd}} &= -148,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Wasserdruck auf den Bruchkörper :

$$\begin{aligned} W_d &= w_u \cdot \gamma_f \cdot (h - h_k + 2 \cdot t) / 2 \\ W_d &= 40,0 \cdot 1,00 \cdot (5,00 - 1,00 + 6,00) / 2 \\ W_d &= 200,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{array}{lll} b_o = 5,91 \text{ m} & h_k = 1,00 & l_A = 7,99 \text{ m} \\ b_k = 6,50 \text{ m} & h_A = 2,07 & l_V = 5,00 \text{ m} \\ b_A = 7,72 \text{ m} & h_u = 1,93 & \vartheta_a = 55,38^\circ \\ b_u = 4,69 \text{ m} & t = 3,00 & \vartheta = 32,58^\circ \end{array}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_a \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\ G_d &= 18,50 \cdot 1,00 \cdot (5,91 + 6,50) / 2 + \\ & 11,00 \cdot 2,07 \cdot (6,50 + 7,72) / 2 + \\ & 11,00 \cdot 1,93 \cdot (7,72 + 4,69) / 2 + \\ & 11,00 \cdot 3,00 \cdot 4,69 / 2 \\ G_d &= 114,77 + 161,66 + 131,89 + 77,44 \\ G_d &= 485,76 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

( Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$  )

$$P_d = p_d \cdot b_o$$

$$P_d = 12,00 \cdot 5,91$$

$$P_d = 70,91 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah1d} = \gamma \cdot h_k^2 \cdot k_{agh\alpha} / 2 + \gamma \cdot h_k \cdot h_a \cdot k_{agh\alpha} + \gamma \cdot h_a^2 \cdot k_{agh\alpha} / 2 + p \cdot (h_k + h_a) \cdot k_{agh\alpha}$$

$$E_{ah1d} = 18,50 \cdot 1,00 \cdot 0,347 / 2,00 + 18,50 \cdot 1,00 \cdot 2,07 \cdot 0,347$$

$$11,00 \cdot 4,28 \cdot 0,347 / 2,00 + 12,0 \cdot (1,00 + 2,07) \cdot 0,35$$

$$E_{ah1d} = 3,21 + 13,28 + 8,16 + 12,78$$

$$E_{ah1d} = 37,44 \text{ kN/m}$$

$$E_{av1d} = E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w)$$

$$E_{av1d} = 37,44 \cdot \tan(28,99 + 30,51)$$

$$E_{av1d} = 63,53 \text{ kN/m}$$

Zusatzkraft :

$$\Delta T = 0,00 \text{ kN/m} \quad (\text{DIN 4084 - 100 8.3.3.2})$$

$$\Delta T_h = \Delta T \cdot \sin \vartheta = 0,00 \text{ kN/m} \quad \text{Hinweis: } \Delta T \text{ wird parallel zur Gleitfuge}$$

$$\Delta T_v = \Delta T \cdot \cos \vartheta = 0,00 \text{ kN/m} \quad \text{angenommen.}$$

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise : Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpers im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

$$\text{d.h.: rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta) \quad , \text{ mit } -0,5 \leq \Delta \leq 0,5 \quad (\text{siehe Skizze})$$

$$\text{gewählt werden: } f_A = 0\% \text{ des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B}$$

$$\Delta = 0,00$$

$$\downarrow \sum V = E_{av1d} + G_d + P_d + f_A \cdot A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) + \Delta T_v + E_{pdv} - Q_{dv}$$

$$0 = 63,5 + 485,8 + 70,91 + 0,00 \cdot 30,96 \cdot 0,50 + 0,00 + -148,0 - Q_{dv}$$

$$0 = 620,21 + -147,98 - Q_{dv}$$

$$0 = 472,22 - Q_{dv}$$

$$\Leftrightarrow Q_{dv} = 472,22 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow Q_{dh} = Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d)$$

$$Q_{dh} = 29,7 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \sum H = E_{phd} + 0,00 \cdot A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) - \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d} - W_d$$

$$0 = 267,13 + 0,00 \cdot 115,53 \cdot 0,50 - 0,00 - 29,7 - 37,44 - 199,99$$

$$0 = 267,13 - 267,13$$

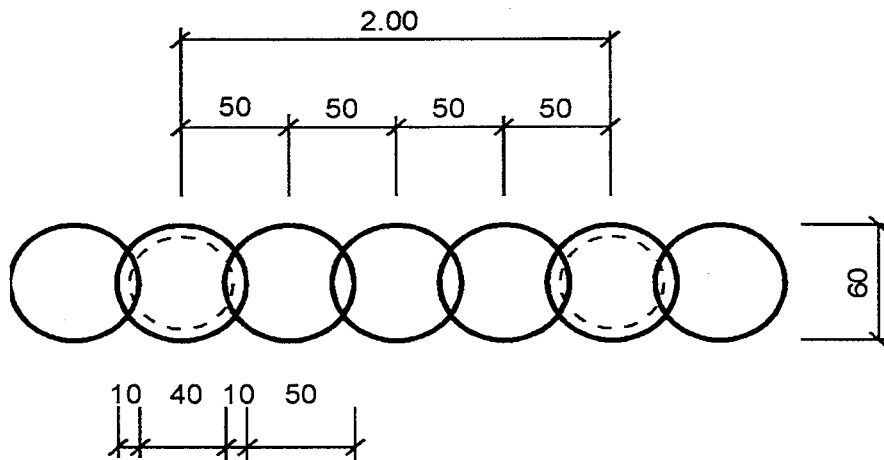
$$0 = 0,00 \text{ kN/m}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} = 4,22 \text{ m}$
Mindestankerlänge	min $l_A = 6,72 \text{ m}$
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A = 7,99 \text{ m}$

### 1.2.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach EC 2:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d =$  0,60 cm      Betongüte = C 20/25  
 Ankerabstand  $a_A =$  2,00 m       $c_{nom} =$  5,0 cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt für die im GZ 1B ermittelten Schnittgrößen.  
 Eine Abminderung wird nicht vorgenommen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{Feld d} = 186,21 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd} = 186,21 \cdot 2,00$$

$$M_{Sd} = 372,41 \text{ kNm}$$

$$\text{für } d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

aus BK' 1995, Teil I, Tafel 2.15-a:

$$f_{cd} = 20 / 1,50 = 13,3 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 435 / 13,33 = 32,6$$

$$v_{Sd} = 0$$

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot f_{cd})$$

$$\mu_{Sd} = 0,372 / (0,28 \cdot 0,60 \cdot 13,33)$$

$$\mu_{Sd} = 0,1646$$

$$\rightarrow \omega_{0 \text{ tot}} = 0,520 \text{ (Ablesewert)}$$

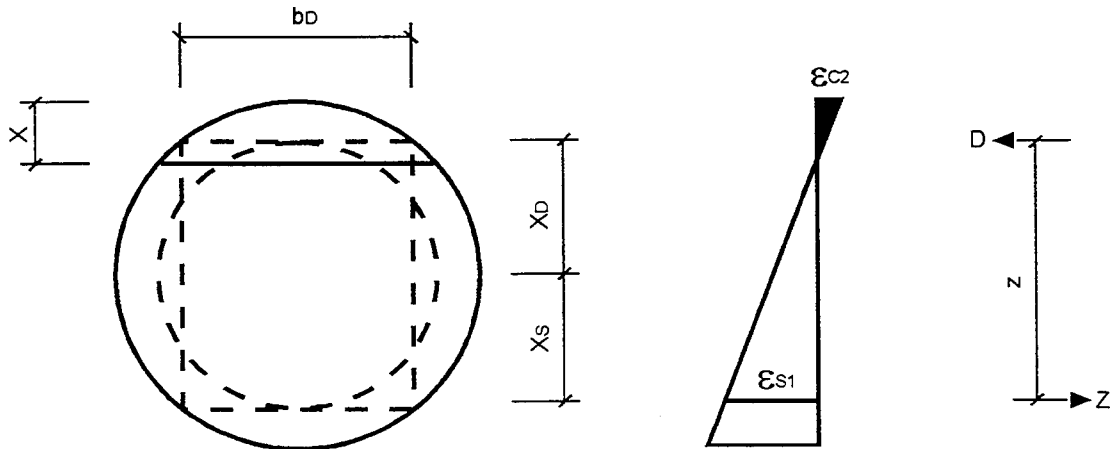
$$\text{tot } A_s = \omega_{0 \text{ tot}} \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / (f_{yd} / f_{cd}) \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,52 \cdot 0,28 / 32,61 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 45,09 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Skizze:



Hinweis : Der Nachweis erfolgt mit dem inneren Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung und der Ersatzbreite  $b_s$  in Höhe des Schwerpunktes der Betondruckzone.

Schnittgrößen :

$$V_{Sd} = (C_{hd} - w_{U1} \cdot 0,40 \cdot t_0) \cdot a_A$$

$$V_{Sd} = (196,5 - 48,0 \cdot 0,4 \cdot 2,62) \cdot 2,00$$

$$V_{Sd} = 292,54 \text{ kN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{s1} = -3,50 / 6,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

Ermittlung eines Ersatzquerschnittes:

$$x \approx d - c_{nom} - d_{B0} - 0,5 \cdot d_{St} / (|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{s1}) \cdot |\varepsilon_{c2}|$$

$$x \approx 60,00 - 5,0 - 1,00 - 1,00 / (3,50 + 6,00) \cdot 3,5$$

$$x \approx 19,53 \text{ cm}$$

$$x = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 60,0 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 19,53 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_{\text{Beton}} = 139,1^\circ$$

$$S_{\text{Beton}} = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$S_{\text{Beton}} = 60,00 \cdot \sin(139,13 / 2)$$

$$S_{\text{Beton}} = 56,22 \text{ cm}$$

$$A_D = r^2 \cdot (\pi \cdot \alpha_{\text{Beton}} / 180^\circ - \sin \alpha_{\text{Beton}}) / 2$$

$$A_D = 30,0^2 \cdot (3,14 \cdot 139,1 / 180,00 - \sin(139,1)) / 2$$

$$A_D = 798,31 \text{ cm}^2$$

$$x_D = S_{\text{Beton}}^3 / (12 \cdot A_D)$$

$$x_D = 18,55 \text{ cm}$$

$$x' = r - x_D$$

$$x' = 30,00 - 18,55$$

$$x' = 11,45 \text{ cm}$$

$$x' = d \cdot \sin^2(\alpha/4)$$

$$x' = 60,0 \cdot \sin^2(\alpha/4)$$

$$x' = 11,45 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_D = 103,6^\circ$$

$$b_D = d \cdot \sin(\alpha/2)$$

$$b_D = 60,00 \cdot \sin(103,6 / 2)$$

$$b_D = 47,15 \text{ cm}$$

$$x_S = 240 / \pi \cdot (24,0^3 - 22,0^3) / (24,0^2 - 22,0^2) \cdot \sin(\alpha_D / 2) / \alpha_D$$

$$x_S = 20,01$$

inner Hebelarm z:

$$z = x_D + x_S$$

$$z = 18,55 + 20,01$$

$$z = 38,56 \text{ cm}$$

Bemessung nach dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebe:

$$\sigma_{op} = N_{Sd} / A_c$$

$$\sigma_{op} = 0,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (Normalkraft vernachlässigt und damit } N_{Sd} \text{ gleich null)}$$

$$\rightarrow \cot \vartheta = 1,25$$

$$\vartheta = 38,7^\circ$$

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200$$

$$v = 0,70 - 20,0 / 200$$

$$v = 0,60 \geq 0,5$$

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \cot \vartheta / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

$$V_{Rd2} = 0,47 \cdot 0,39 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1,25 / (1 + 1,25^2)$$

$$V_{Rd2} = 0,709 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 292,54 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Sd} / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot \vartheta)$$

$$a_{sw} = 0,29 / (0,39 \cdot 434,8 \cdot 1,25) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 13,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung nach dem Standardverfahren ( $\vartheta = 45^\circ$ ):

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,47 \cdot 0,39 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,727 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 292,54 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit:

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot 20,00^{1/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,24 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d' \text{ mit } d' = z + x' = 38,56 + 11,45 = 50,01$$

$$k = 1,60 - 0,50$$

$$k = 1,10 \geq 1$$

$$\rho_1 = A_{sl} / b_w \cdot d' \quad \text{Hinweis: näherungsweise werden nur 25\% von tot } A_s \text{ als } A_{sl} \text{ angesetzt}$$

$$\rho_1 = 0,25 \cdot 45,09 / (47,15 \cdot 50,01)$$

$$\rho_1 = 0,005 \leq 0,02$$

Tragfähigkeit des Querschnitts ohne Schubbewehrung:

$$V_{Rd1} = b_w \cdot d [( \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,45 \sigma_{cp} ]$$

$$V_{Rd1} = 0,47 \cdot 0,50 \cdot [ ( 0,24 \cdot 1,10 \cdot (1,20 + 40,0 \cdot 0,005) + 0,45 \cdot 0,00 ) ]$$

$$V_{Rd1} = 0,0881 \text{ MN} \quad (\text{Abzugswert})$$

Bewehrungsanteil der Querkraft:

$$V_{wd} = V_{SD} - V_{Rd1}$$

$$V_{wd} = 292,54 - 88,13$$

$$V_{wd} = 204,41 \text{ kN}$$

$$0,40 V_{SD} = 117,02 \text{ kN} \quad (\text{Der größere Wert ist maßgebend})$$

$$a_{sw} = V_{wd} / (z \cdot f_{yd})$$

$$a_{sw} = 0,20 \cdot (0,39 \cdot 434,8) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 12,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestschubbewehrung:

$$\min a_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha_{\text{Bogel}}$$

$$\min a_{sw} = 0,07 \cdot 47,15 \cdot \sin ( 90,0^\circ )$$

$$\min a_{sw} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung des Ankerquerschnitts:

$$A_d = A_{hd} \cdot a_A / \cos \alpha$$

$$A_d = 115,53 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A_d = 239,22 \text{ kN}$$

Nach DIN 1054 - 100 Abs. 5.5.3 gilt :

$$R_{1d} = F_{Sk} / 1,25$$

Mit einer Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich:

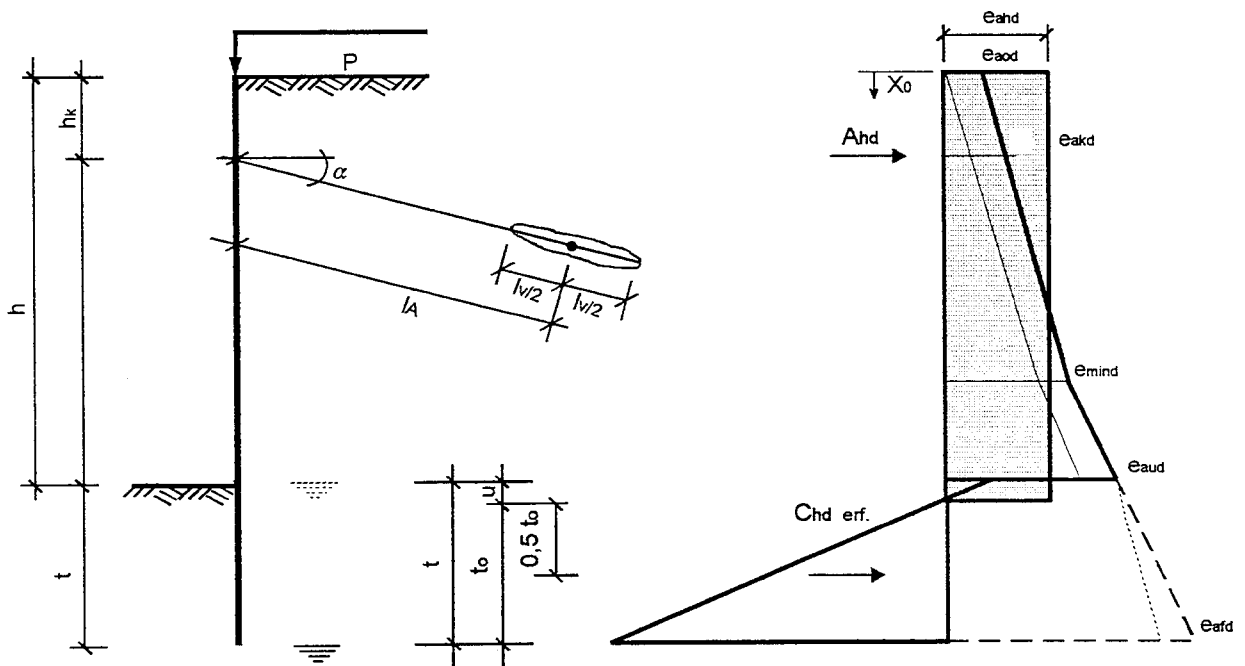
$$\text{erf } A_S = 239,22 / (1570 / 1,25) \cdot 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_S = 1,93 \text{ cm}^2$$



## II Berechnung einer Ortbetonwand nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 2.0.0 Berechnung für kohäsiven Boden, kein Grundwasser

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$	
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 5,57 \text{ m}$	(Mindestankerlänge)
erf. Einbindetiefe	$t = 0,49 \text{ m}$	Verpreßkörperlänge	$l_v = 5,00 \text{ m}$	

Grundwasser in einer Tiefe von  $h_{GW} = 99,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi'_k = 25,0^\circ$   
 Kohäsion  $c' = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$   
 Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$

### 2.0.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k$	$= 16,67^\circ$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$	
für $\delta_{pk} = -\varphi'_k$	$= -25,00^\circ$	$k_{pgh} = 4,031$	$k_{pch} = 5,634$	(Wand verzahnt)
für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi_{ers}$ und $\varphi_{ers}$	$= 40,00^\circ \text{ min}$	$k_{ah} = 0,179$		

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{min} = 4,93$  m.

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00				0,00		0,00		-15,65	0,00		3,46	3,46
1,00	1,0	19,00	19,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,39	0,346	3,46	6,85
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,39		3,46	6,85
4,93	3,93	19,00	74,65	93,65	0,346	32,37	1,043	-15,65	16,73	0,346	3,46	20,18
4,93				93,65		32,37		-15,65	16,73		3,46	20,18
5,00	0,07	19,00	1,35	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	17,19	0,346	3,46	20,65
5,00				95,00		32,84		-15,65	17,19		3,46	20,65
5,49	0,49	19,00	9,38	104,38	0,346	36,08	1,043	-15,65	20,43	0,346	3,46	23,89

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		84,51	84,51
5,49	0,49	19,00	9,38	9,38	4,031	37,82	5,63	84,51	122,33

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

Erddruck, ständig  $\gamma_{Eg} = 1,20$   
 Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{Eq} = 1,30$   
 Erdwiderstand  $\gamma_{Ep} = 1,30$

Bemessungswerte des Erddrucks :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 4,49 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{amd} = (e_{aghmin} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{amd} = (16,73 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 24,56 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (17,19 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 25,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 84,51 / 1,30 = 65,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghku} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 122,33 / 1,30 = 94,10 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = (e_{\text{aud}} - e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}}) / (\gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = (25,12 - 84,51 / 1,30) / (19,0 \cdot (4,03 / 1,30 - 0,346 \cdot 1,20))$$

$$u = -39,88 / 51,0$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (\text{u wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h_{\text{min}} \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{amd}}) + (h - h_{\text{min}}) \cdot (e_{\text{amd}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (4,93 \cdot (4,49 + 24,56) + (5,00 - 4,93) \cdot (24,56 + 25,12) + 0,00 \cdot 25,12) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (143,23 + 3,52 + 0,00) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 73,38 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 73,38 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{\text{ahd}} = 73,38 / 5,00$$

$$e_{\text{ahd}} = 14,68 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  : (6.5.1)

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.50 \cdot t_0$  unter dem Belastungsnullpunkt angenommen. (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 0,49 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 0,49 - 0,00 = 0,49 \text{ m}$

$$\Sigma M A_h : 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.50 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 0,25) - 73,38 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 4,25 - 110,06$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 110,06 / 4,25$$

$$C_{\text{hd erf}} = 25,92 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden : (6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2 - t_0 \cdot (e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}} - e_{\text{aud}})$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - (0,24 \cdot 19,00 (4,03 / 1,30 - 0,346 \cdot 1,20) / 2 - 0,49 \cdot (84,5 / 1,30 - 25,12))$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - 6,22 - 19,69$$

$$0 = 25,92 - 25,92$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

(6.5.3)

$$\begin{aligned}\Sigma H: \quad 0 &= A_{hd} + C_{hd\,erf} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 25,92 - 73,38\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{hd} &= 73,38 - 25,92 \\ A_{hd} &= 47,46 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$\begin{aligned}A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha = 47,46 \cdot \tan 15^\circ \\ A_{vd} &= 12,72 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned}x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 47,5 / 14,68 = 3,23 \text{ m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned}M_{Feld\,d} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{Feld\,d} &= 47,46 \cdot (3,23 - 1,0) - 14,68 \cdot 10,46 / 2 \\ M_{Feld\,d} &= 106,024 - 76,7415 \\ M_{Feld\,d} &= 29,28 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente  $C_{vd\,erf}$  der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{d\,erf}$  :

$$\begin{aligned}C_{vd\,erf} &= C_{hd\,erf} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\,erf} &= 25,92 \cdot -0,47 \\ C_{vd\,erf} &= -12,08 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned}E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 73,38 \cdot 0,299 \\ E_{avd} &= 21,97 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned}A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 47,46 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 12,72 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte auf die Wand:

$$\begin{aligned}\Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\,erf} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -12,08 + 21,97 + 12,72 - F_{vd} \\ 0 &= 22,60 - F_{vd} \\ F_{vd} &= 22,60 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

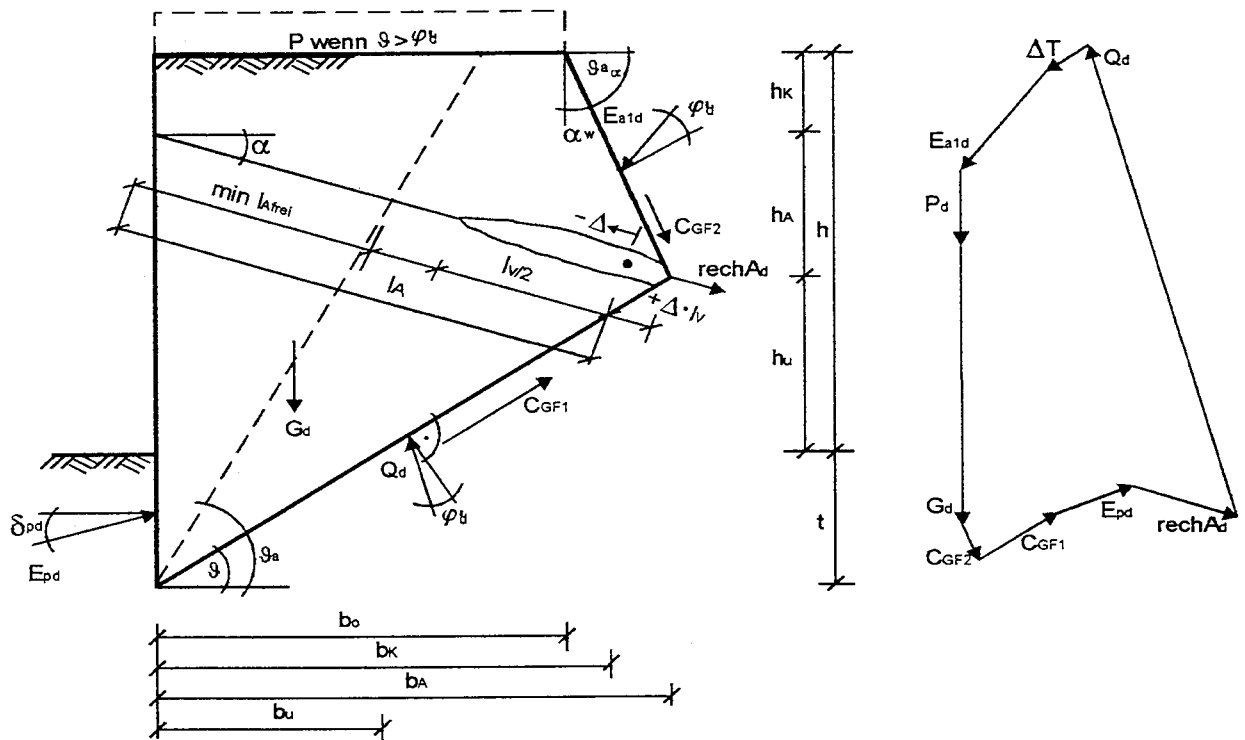
Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach unten gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Boden aufgenommen werden kann.

## 2.0.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge.

(6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr.-Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge)", Haus der Technik, 26./27. Juni 1995, Essen)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig	$\gamma_{Qsup} = 1,20$
den Reibungsbeiwert	$\gamma_{\varphi} = 1,15$
die Kohäsion	$\gamma_c = 1,50$

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels und der Kohäsion :

$\varphi'_d = \arctan(\tan(\varphi'_k) / \gamma_{\varphi})$	$c_d = c_k / \gamma_c$	$\varphi'_{d \text{ ers}} = \arctan(\tan(\varphi'_{k \text{ ers}}) / \gamma_{\varphi})$
$\varphi'_d = \arctan(\tan(25,0^\circ) / 1,15)$	$c_d = 15,0 / 1,50$	$\varphi'_{d \text{ ers}} = 36,12^\circ$
$\varphi'_d = 22,07^\circ$	$c_d = 10,00 \text{ kN/m}^2$	

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned}
 \text{für } \delta_{ad} = +2/3 \varphi'_d &= 14,71^\circ & k_{agh} &= 0,391 & k_{ach} &= 1,121 \\
 \text{für } \delta_{pd} = -\varphi'_d &= -22,07^\circ & k_{pgh} &= 3,313 & k_{pch} &= 5,033 & \text{(Wand verzahnt)} \\
 \text{für } \delta_{ad} = +2/3 \varphi_{\text{ers}} \text{ und } \varphi_{\text{ers}} &= 36,1^\circ \text{ min } & k_{ah} &= 0,213 & & \\
 \text{für } \delta_{ad} = 2/3 \varphi'_d \text{ und } \alpha = 0^\circ & & \vartheta_a &= 51,25^\circ & & \\
 \text{für } \delta_{ad} = \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{a\alpha} & & \vartheta_{a\alpha} &= 56,04^\circ & k_{agh\alpha} &= 0,454 & k_{ach\alpha} &= 0,523 \\
 & & \text{vorh. } \alpha_w &= 33,96^\circ & \alpha_{\text{max}} &= 33,96^\circ & & 
 \end{aligned}$$

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B:

$$\begin{aligned}
 A_{hd} &= 47,46 \text{ kN/m} \\
 A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\
 A_{vd} &= 47,46 \cdot 0,268 \\
 A_{vd} &= 12,72 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert des Erdwiderstandes im GZ 1C für die Einbindetiefe aus GZ 1B:

$$\begin{aligned}
 E_{phd} &= \gamma \cdot k_{pghd} \cdot \frac{t^2}{2} + c_d \cdot k_{pchd} \cdot t \\
 E_{phd} &= 19,00 \cdot 3,31 \cdot \frac{0,49^2}{2} + 10,00 \cdot 5,033 \cdot 0,49 \\
 E_{phd} &= 7,67 + 24,85 \\
 E_{phd} &= 32,53 \text{ kN/m} \\
 E_{pvd} &= E_{phd} \cdot \tan(\delta_{pd}) \\
 E_{pvd} &= 32,53 \cdot -0,41 \\
 E_{pvd} &= -13,19 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{aligned}
 b_o &= 3,34 \text{ m} & h_k &= 1,00 \text{ m} & l_A &= 5,07 \text{ m} \\
 b_k &= 4,02 \text{ m} & h_A &= 1,31 \text{ m} & l_V &= 5,00 \text{ m} \\
 b_A &= 4,90 \text{ m} & h_u &= 2,69 \text{ m} & \vartheta_a &= 51,25^\circ \\
 b_u &= 0,76 \text{ m} & t &= 0,49 \text{ m} & \vartheta &= 32,98^\circ
 \end{aligned}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned}
 G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_A \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\
 G_d &= 19,00 \cdot 1,00 \cdot (3,34 + 4,02) / 2 + \\
 &+ 19,00 \cdot 1,31 \cdot (4,02 + 4,90) / 2 + \\
 &+ 19,00 \cdot 2,69 \cdot (4,90 + 0,76) / 2 + \\
 &+ 19,00 \cdot 0,49 \cdot 0,76 / 2 \\
 G_d &= 69,92 + 111,27 + 144,5 + 3,57 \\
 G_d &= 329,28 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

(Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$ )

$$\begin{aligned}
 P_d &= p_d \cdot b_o \\
 P_d &= 12,00 \cdot 3,34 \\
 P_d &= 40,12 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

Hinweis : Der Mindesterdruddruck wird berücksichtigt und der Erddruck aus Verkehrslast überlagert.

Kote  $h_{\min\alpha}$  ab der der Mindesterdruddruck berücksichtigt wird:  $h_{\min\alpha} = 1,15 \text{ m}$

Erddruck  $E_{ah1d}$  auf die Hinterkante des Bruchkörpers:

$$\begin{aligned} E_{ah1d} &= 10,85 + p_d \cdot k_{agh\alpha} \cdot (h_k + h_a) \\ E_{ah1d} &= 10,85 + 12,00 \cdot 0,45 \cdot (1,00 + 1,31) \\ E_{ah1d} &= 23,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{av1d} &= E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w) \\ E_{av1d} &= 23,45 \cdot \tan(22,07 + 33,96) \\ E_{av1d} &= 34,81 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} C_{GF1} &= c_d \cdot l_{GF2} \\ C_{GF1} &= c_d \cdot b_A / \cos \vartheta \\ C_{GF1} &= 10,00 \cdot 4,90 / \cos 32,98 \\ C_{GF1} &= 10,00 \cdot 5,84 \\ C_{GF1} &= 58,43 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF1h} &= C_{GF1} \cdot \cos \vartheta \\ C_{GF1h} &= 58,43 \cdot \cos 32,98 \\ C_{GF1h} &= 49,01 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF1v} &= C_{GF1} \cdot \sin \vartheta \\ C_{GF1v} &= 58,43 \cdot \sin 32,98 \\ C_{GF1v} &= 31,80 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge an der Hinterkante des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} C_{GF2} &= c_d \cdot l_{GF2} \\ C_{GF2} &= c_d \cdot (b_A - b_o) / \cos \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2} &= 10,00 \cdot 4,90 / \cos 56,036 \\ C_{GF2} &= 10,00 \cdot 2,79 \\ C_{GF2} &= 27,89 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF2h} &= C_{GF2} \cdot \cos \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2h} &= 27,89 \cdot \cos 56,036 \\ C_{GF2h} &= 15,58 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF2v} &= C_{GF2} \cdot \sin \vartheta \\ C_{GF2v} &= 27,89 \cdot \sin 56,036 \\ C_{GF2v} &= 23,13 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Zusatzkraft :  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$   
 $\Delta T_h = \Delta T \cdot \sin \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$   
 $\Delta T_v = \Delta T \cdot \cos \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$

(DIN 4084 - 100 8.3.3.2)  
 Hinweis:  $\Delta T$  wird parallel zur Gleitfuge angenommen.

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise :

Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpers im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

$$\text{d.h.: } \text{rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta) \quad , \text{ mit } -0,5 \leq \Delta \leq 0,5 \quad . \quad (\text{siehe Skizze})$$

$$\text{gewählt werden: } \begin{aligned} f_A &= 0\% \text{ des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B} \\ \Delta &= 0,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \downarrow \Sigma V &= E_{av1d} + G_d + P_d + f_A \cdot A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) + C_{GF2v} + \Delta T_v + E_{pvd} + -C_{GF1v} - Q_{dv} \\ 0 &= 34,81 + 329,28 + 40,1 + 0,0 \cdot 12,7 \cdot 0,50 + 23,13 + 0,00 + -13,19 - 31,80 - Q_{dv} \\ 0 &= 427,35 + -44,99 - Q_{dv} \\ 0 &= 382,35 - Q_{dv} \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow Q_{dv} = 382,35 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow Q_{dh} &= Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d) \\ Q_{dh} &= 382,35 \cdot \tan(32,98 - 22,07) \\ Q_{dh} &= 73,68 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \Sigma H &= E_{phd} + C_{GF1h} + C_{GF2h} + f_A \cdot A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) - \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d} \\ 0 &= 32,5 + 49,0 + 15,6 + 0,0 \cdot 47,5 \cdot 0,50 - 0,00 - 73,68 - 23,45 \\ 0 &= 97,12 - 97,12 \\ 0 &= 0,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

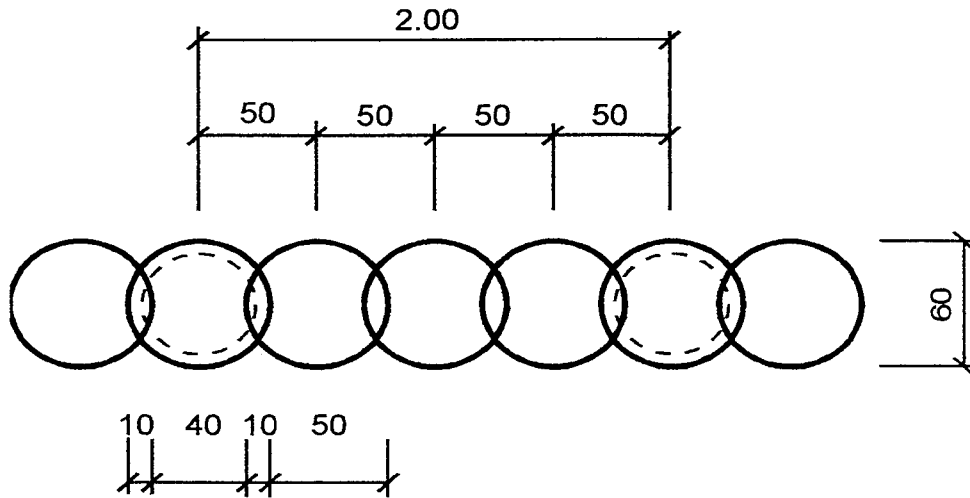
erforderliche freie Ankerlänge	$\min l_{A \text{ frei}} = 3,07 \text{ m}$
Mindestankerlänge	$\min l_A = 5,57 \text{ m}$
erforderliche Ankerlänge	$\text{erf } l_A = 5,07 \text{ m}$

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.



### 1.0.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach EC 2:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d = 0,60 \text{ cm}$   
 Ankerabstand  $a_A = 2,00 \text{ m}$

Betongüte = C 20/25  
 $c_{\text{nom}} = 5,0 \text{ cm}$

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt für die im GZ 1B ermittelten Schnittgrößen.  
 Eine Abminderung wird nicht vorgenommen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{\text{Feld } d} = 29,28 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Sd}} = 29,28 \cdot 2,00$$

$$M_{\text{Sd}} = 58,56 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{für } d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

aus BK' 1995, Teil I, Tafel 2.15-a:

$$f_{\text{cd}} = 20 / 1,50 = 13,3 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{\text{yd}} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{\text{yd}} / f_{\text{cd}} = 435 / 13,33 = 32,61$$

$$v_{\text{Sd}} = 0$$

$$\mu_{\text{Sd}} = M_{\text{Sd}} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot f_{\text{cd}})$$

$$\mu_{\text{Sd}} = 0,059 / (0,28 \cdot 0,60 \cdot 13,33)$$

$$\mu_{\text{Sd}} = 0,0259$$

$$\rightarrow \omega_{0 \text{ tot}} = 0,070 \text{ (Ablesewert)}$$

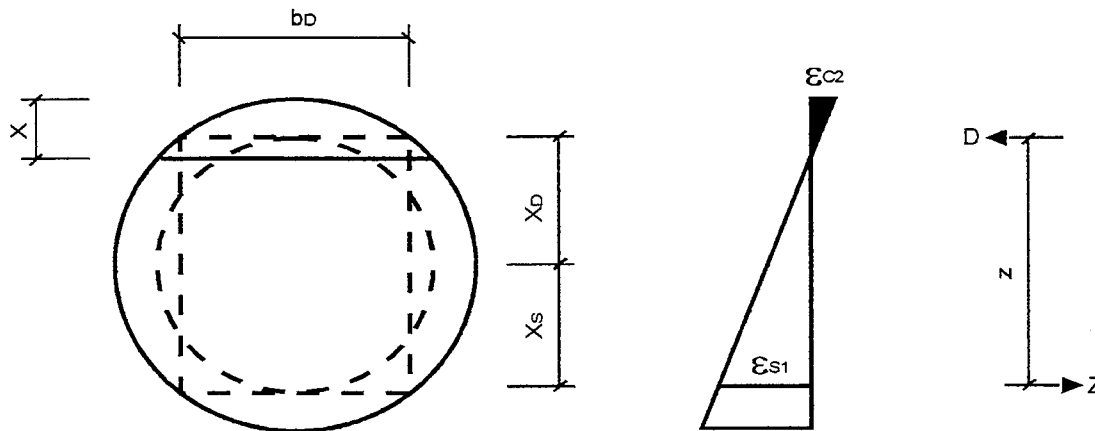
$$\text{tot } A_s = \omega_{0 \text{ tot}} \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / (f_{\text{yd}} / f_{\text{cd}}) \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,070 \cdot 0,28 / 32,61 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 6,07 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Skizze:



Hinweis : Der Nachweis erfolgt mit dem inneren Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung und der Ersatzbreite  $b_s$  in Höhe des Schwerpunktes der Betondruckzone.

Schnittgrößen :

$$V_{Sd} = (A_h - e_{ahd} \cdot h_k) \cdot a_A$$

$$V_{Sd} = (47,46 - 14,68 \cdot 1,00) \cdot 2,00$$

$$V_{Sd} = 65,57 \text{ kN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{s1} = -3,50 / 20,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

Ermittlung eines Ersatzquerschnittes:

$$x \approx (d - c_{nom} - d_{Bu} - 0,5 \cdot d_{St}) / (|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{s1}) \cdot |\varepsilon_{c2}|$$

$$x \approx (60,00 - 5,00 - 1,00 - 1,00) / (3,50 + 20,00) \cdot 3,5$$

$$x \approx 7,89 \text{ cm}$$

$$x = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 60,00 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 7,89 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_{\text{Beton}} = 85,1^\circ$$

$$S_{\text{Beton}} = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$S_{\text{Beton}} = 60,00 \cdot \sin(85,1 / 2)$$

$$S_{\text{Beton}} = 40,56 \text{ cm}$$

$$A_D = r^2 \cdot (\pi \cdot \alpha_{\text{Beton}} / 180^\circ - \sin \alpha_{\text{Beton}}) / 2$$

$$A_D = 30^2 \cdot (3,14 \cdot 85,1 / 180,0 - \sin(85,1)) / 2$$

$$A_D = 219,78 \text{ cm}^2$$

$$x_D = S_{\text{Beton}}^3 / (12 \cdot A_D)$$

$$x_D = 25,30 \text{ cm}$$

$$x' = r - x_D$$

$$x' = 30,00 - 25,30$$

$$x' = 4,70 \text{ cm}$$

$$x' = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x' = 60,00 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x' = 4,70 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_D = 65,0^\circ$$

$$b_D = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$b_D = 60,00 \cdot \sin(65,0 / 2)$$

$$b_D = 32,24 \text{ cm}$$

$$x_S = 240 / \pi \cdot (24,0^3 - 22,0^3) / (24,0^2 - 22,0^2) \cdot \sin(\alpha_D / 2) / \alpha_D$$

$$x_S = 21,80$$

inner Hebelarm z:

$$z = x_D + x_S$$

$$z = 25,30 + 21,80$$

$$z = 47,10 \text{ cm}$$

Bemessung nach dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebe:

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Normalkraft vernachlässigt und damit } N_{Sd} \text{ gleich null})$$

$$\rightarrow \cot \vartheta = 1,25$$

$$\vartheta = 38,7^\circ$$

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200$$

$$v = 0,7 - 20,00 / 200$$

$$v = 0,60 \geq 0,5$$

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \cot \vartheta / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

$$V_{Rd2} = 0,32 \cdot 0,47 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1,25 / (1 + 1,25^2)$$

$$V_{Rd2} = 0,593 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 65,57 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Sd} / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot \vartheta)$$

$$a_{sw} = 0,07 / (0,47 \cdot 434,8 \cdot 1,25) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung nach dem Standardverfahren ( $\vartheta = 45^\circ$ ):

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,32 \cdot 0,47 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,607 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 65,57 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit:

$$\begin{aligned}\tau_{Rd} &= 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3} \\ \tau_{Rd} &= 0,09 \cdot 20,00^{1/3} \\ \tau_{Rd} &= 0,24 \text{ MN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k &= 1,6 - d' \quad \text{mit } d' = z + x' = 47,10 + 4,70 = 51,80 \\ k &= 1,60 - 0,52 \\ k &= 1,08 \geq 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_1 &= A_{s1} / b_w \cdot d && \text{Hinweis: näherungsweise werden nur 25\% von tot } A_s \text{ als } A_{s1} \text{ angesetzt.} \\ \rho_1 &= 0,25 \cdot 6,07 / (32,24 \cdot 51,80) \\ \rho_1 &= 0,00091 \leq 0,02\end{aligned}$$

Tragfähigkeit des Querschnitts ohne Schubbewehrung:

$$\begin{aligned}V_{Rd1} &= b_w \cdot d [( \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,45 \sigma_{cp} ] \\ V_{Rd1} &= 0,32 \cdot 0,52 \cdot [ ( 0,24 \cdot 1,08 \cdot (1,20 + 40,0 \cdot 0,001) + 0,45 \cdot 0,00 ) ] \\ V_{Rd1} &= 0,0546 \text{ MN} \quad (\text{Abzugswert})\end{aligned}$$

Bewehrungsanteil der Querkraft:

$$\begin{aligned}V_{wd} &= V_{SD} - V_{Rd1} \\ V_{wd} &= 65,57 - 54,57 \\ V_{wd} &= 11,00 \text{ kN} \\ 0,40 V_{SD} &= 26,23 \text{ kN} \quad (\text{Der größere Wert ist maßgebend})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a_{sw} &= V_{wd} / (z \cdot f_{yd}) \\ a_{sw} &= 0,026 / (0,47 \cdot 434,8) \cdot 10000 \\ a_{sw} &= 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Mindestschubbewehrung:

$$\begin{aligned}\text{min } a_{sw} &= \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha_{Bügel} \\ \text{min } a_{sw} &= 0,07 \cdot 32,24 \cdot \sin ( 90,0^\circ ) \\ \text{min } a_{sw} &= 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

Bemessung des Ankerquerschnitts:

$$\begin{aligned}A_d &= A_{hd} \cdot a_A / \cos \alpha \\ A_d &= 47,46 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ \\ A_d &= 98,27 \text{ kN}\end{aligned}$$

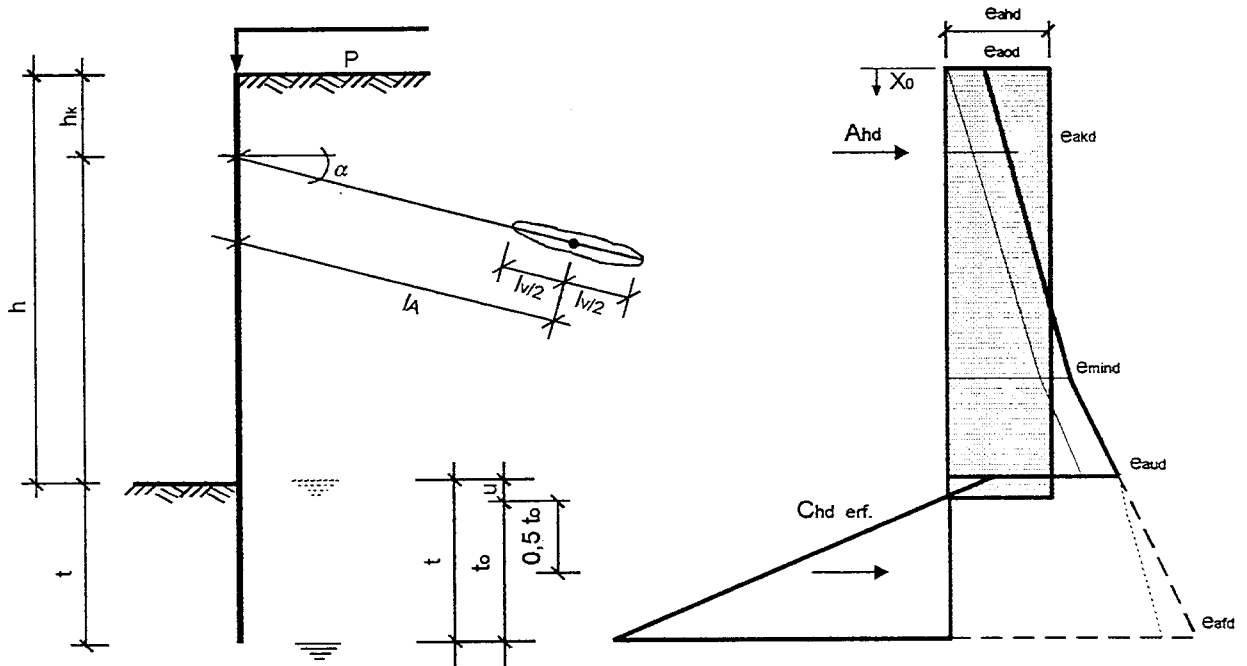
Nach DIN 1054 - 100 Abs. 5.5.3 gilt :

$$R_{1d} = F_{Sk} / 1,25 \quad \text{Mit einer Stahlgüte } \beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2 \text{ ergibt sich:}$$

$$\begin{aligned}\text{erf } A_s &= 98,27 \cdot 1550 / 1,25 \cdot 10 \text{ cm}^2 \\ \text{erf } A_s &= 0,79 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

## II Berechnung einer Ortbetonwand nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 2.1.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$	
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge	$l_A = 5,61 \text{ m}$	(Mindestankerlänge)
erf. Einbindetiefe	$t = 0,55 \text{ m}$	Verpreßkörperlänge	$l_v = 5,00 \text{ m}$	

Grundwasser in einer Tiefe von  $h_{GW} = 5,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:  $p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel  $\varphi'_k = 25,0^\circ$   
 Kohäsion  $c' = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$   
 Wichte des Bodens unter Auftrieb  $\gamma' = 9,0 \text{ kN/m}^3$

### 2.1.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k$	$= 16,67^\circ$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$
für $\delta_{pk} = -\varphi'_k$	$= -25,00^\circ$	$k_{pgh} = 4,031$	$k_{pch} = 5,634$
für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi_{ers}$ und $\varphi_{ers}$	$= 40,00^\circ$	$\min k_{ah} = 0,179$	

(Wand verzahnt)

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckkoordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min} = 4,93$  m.

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{ain})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,0	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,39		3,46	6,85
1,00	3,93	19,00	74,65	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,39	0,346	3,46	6,85
4,93				93,65		32,37		-15,65	16,73		3,46	20,18
4,93	0,07	19,00	1,35	93,65	0,346	32,37	1,043	-15,65	16,73	0,346	3,46	20,18
5,00				95,00		32,84		-15,65	17,19		3,46	20,65
5,00	0,55	9,00	4,97	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	17,19	0,346	3,46	20,65
5,55				99,97		34,56		-15,65	18,91		3,46	22,37

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pjh})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	0,55	9,00	4,97	0,00	4,031	0,00	5,63	84,51	84,51
5,55				4,97		20,05		84,51	104,56

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

Erddruck, ständig  $\gamma_{Eg} = 1,20$   
 Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{Eq} = 1,30$   
 Erdwiderstand  $\gamma_{Ep} = 1,30$

Bemessungswerte des Erddrucks :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 4,49 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{amd} = (e_{aghmin} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{amd} = (16,73 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 24,56 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (17,19 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 25,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 84,51 / 1,30 = 65,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghku} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 104,56 / 1,30 = 80,43 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck : Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung des Belastungsnullpunktes  $u$  aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = (e_{\text{aud}} - e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}}) / (\gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = (25,12 - 84,51 / 1,30) / (9,0 \cdot (4,03 / 1,30 - 0,346 \cdot 1,20))$$

$$u = -39,88 / 24,2$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (\text{u wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h_{\text{min}} \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{amd}}) + (h - h_{\text{min}}) \cdot (e_{\text{amd}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (4,93 \cdot (4,49 + 24,56) + (5,00 - 4,93) \cdot (24,56 + 25,12) + 0,00 \cdot 25,12) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (143,23 + 3,52 + 0,00) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 73,38 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 73,38 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{\text{ahd}} = 73,38 / 5,00$$

$$e_{\text{ahd}} = 14,68 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  : (6.5.1)

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.50 \cdot t_0$  unter dem Belastungsnullpunkt angenommen. (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 0,55 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 0,55 - 0,00 = 0,55 \text{ m}$

$$\Sigma M A_h : 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.50 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 0,28) - 73,38 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 4,28 - 110,06$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 110,06 / 4,28$$

$$C_{\text{hd erf}} = 25,74 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden : (6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2 - t_0 \cdot (e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}} - e_{\text{aud}})$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - (0,31 - 9,00 \cdot (4,03 / 1,30 - 0,346 \cdot 1,20)) / 2 - 0,55 \cdot (84,5 / 1,30 - 25,12)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - 3,69 - 22,04$$

$$0 = 25,74 - 25,74$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

(6.5.3)

$$\begin{aligned}\Sigma H: \quad 0 &= A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 25,74 - 73,38\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{hd} &= 73,38 - 25,74 \\ A_{hd} &= 47,64 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$\begin{aligned}A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha = 47,64 \cdot \tan 15^\circ \\ A_{vd} &= 12,76 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned}x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 47,6 / 14,68 = 3,25 \text{ m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned}M_{\text{Feld d}} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 47,64 \cdot (3,25 - 1,0) - 14,68 \cdot 10,54 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 107,003 - 77,3202 \\ M_{\text{Feld d}} &= 29,68 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente  $C_{vd\text{ erf}}$  der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{d\text{ erf}}$  :

$$\begin{aligned}C_{vd\text{ erf}} &= C_{hd\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\text{ erf}} &= 25,74 \cdot -0,47 \\ C_{vd\text{ erf}} &= -12,00 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned}E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 73,38 \cdot 0,299 \\ E_{avd} &= 21,97 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned}A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 47,64 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 12,76 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte auf die Wand:

$$\begin{aligned}\Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\text{ erf}} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -12,00 + 21,97 + 12,76 - F_{vd} \\ 0 &= 22,73 - F_{vd} \\ F_{vd} &= 22,73 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach unten gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Boden aufgenommen werden kann.

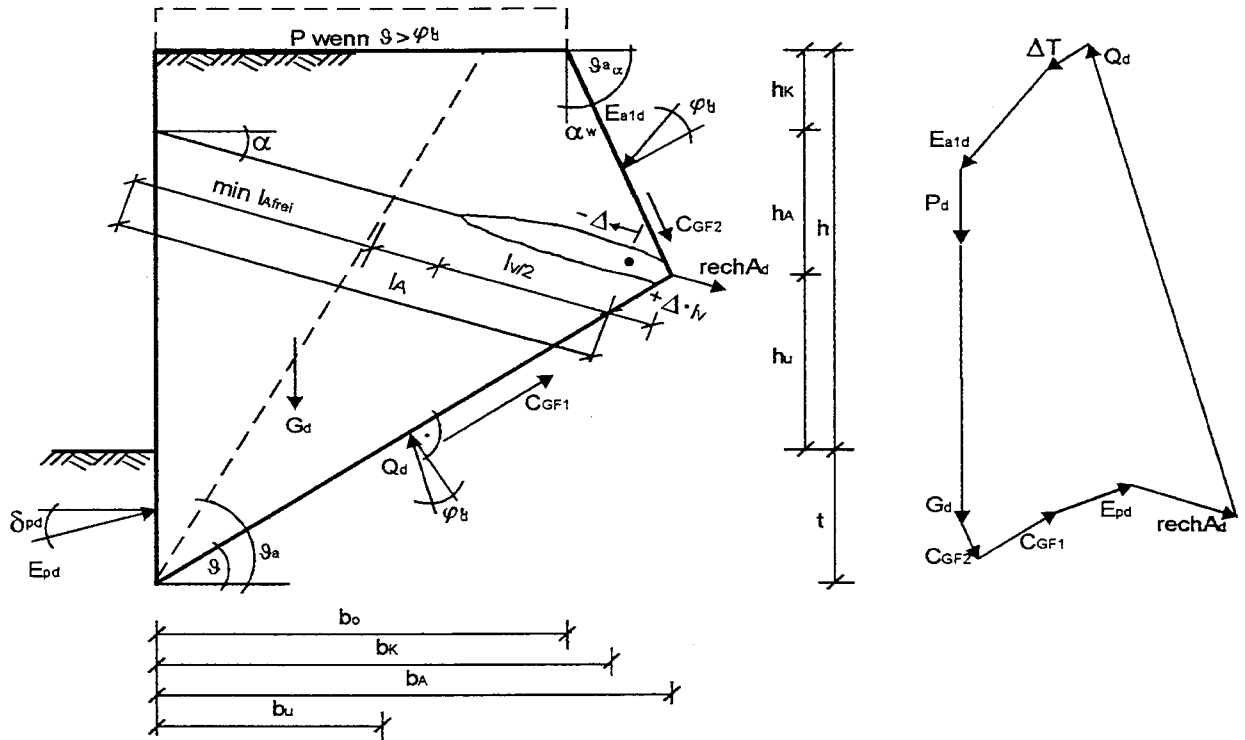


### 2.1.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge.

(6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr. -Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )", Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig	$\gamma_{Qsup} = 1,20$
den Reibungsbeiwert	$\gamma_{\varphi} = 1,15$
die Kohäsion	$\gamma_c = 1,50$

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels und der Kohäsion :

$\varphi'_d = \arctan (\tan (\varphi'_k) / \gamma_{\varphi})$	$c_d = c_k / \gamma_c$	$\varphi'_{d \text{ ers}} = \arctan (\tan (\varphi'_{k \text{ ers}}) / \gamma_{\varphi})$
$\varphi'_d = \arctan (\tan (25,0^\circ) / 1,15)$	$c_d = 15,0 / 1,50$	$\varphi'_{d \text{ ers}} = 36,12^\circ$
$\varphi'_d = 22,07^\circ$	$c_d = 10,00 \text{ kN/m}^2$	

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned}
 \text{für } \delta_{ad} = +2/3 \varphi'_d &= 14,71^\circ & k_{agh} &= 0,391 & k_{ach} &= 1,121 \\
 \text{für } \delta_{pd} = -\varphi'_d &= -22,07^\circ & k_{pgh} &= 3,313 & k_{pch} &= 5,033 & \text{(Wand verzahnt)} \\
 \text{für } \delta_{ad} = +2/3 \varphi_{\text{ers}} \text{ und } \varphi_{\text{ers}} &= 36,1^\circ & \text{min } k_{ah} &= 0,213 & & \\
 \text{für } \delta_{ad} = 2/3 \varphi'_d \text{ und } \alpha = 0^\circ & & \vartheta_a &= 51,25^\circ & & \\
 \text{für } \delta_{ad} = \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{a\alpha} & & \vartheta_{a\alpha} &= 56,04^\circ & k_{agh\alpha} &= 0,454 & k_{ach\alpha} &= 0,523 \\
 \text{vorh. } \alpha_w &= 33,96^\circ & \alpha_{\text{max}} &= 33,96^\circ & & & & 
 \end{aligned}$$

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B:

$$\begin{aligned}
 A_{hd} &= 47,64 \text{ kN/m} \\
 A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\
 A_{vd} &= 47,64 \cdot 0,268 \\
 A_{vd} &= 12,76 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert des Erdwiderstandes im GZ 1C für die Einbindetiefe aus GZ 1B:

$$\begin{aligned}
 E_{phd} &= \gamma \cdot k_{pghd} \cdot \frac{t^2}{2} + c_d \cdot k_{pchd} \cdot t \\
 E_{phd} &= 9,00 \cdot 3,31 \cdot \frac{0,55^2}{2} + 10,00 \cdot 5,033 \cdot 0,55 \\
 E_{phd} &= 4,55 + 27,82 \\
 E_{phd} &= 32,37 \text{ kN/m} \\
 E_{pvd} &= E_{phd} \cdot \tan(\delta_{pd}) \\
 E_{pvd} &= 32,37 \cdot -0,41 \\
 E_{pvd} &= -13,13 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{aligned}
 b_o &= 3,41 \text{ m} & h_k &= 1,00 \text{ m} & l_A &= 5,16 \text{ m} \\
 b_k &= 4,09 \text{ m} & h_A &= 1,34 \text{ m} & l_V &= 5,00 \text{ m} \\
 b_A &= 4,99 \text{ m} & h_u &= 2,66 \text{ m} & \vartheta_a &= 51,25^\circ \\
 b_u &= 0,86 \text{ m} & t &= 0,55 \text{ m} & \vartheta &= 32,82^\circ
 \end{aligned}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned}
 G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_A \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\
 G_d &= 19,00 \cdot 1,00 \cdot (3,41 + 4,09) / 2 + \\
 &+ 19,00 \cdot 1,34 \cdot (4,09 + 4,99) / 2 + \\
 &+ 19,00 \cdot 2,66 \cdot (4,99 + 0,86) / 2 + \\
 &+ 9,00 \cdot 0,55 \cdot 0,86 / 2 \\
 G_d &= 71,25 + 115,18 + 147,9 + 2,13 \\
 G_d &= 336,45 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

(Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$ )

$$\begin{aligned}
 P_d &= p_d \cdot b_o \\
 P_d &= 12,00 \cdot 3,41 \\
 P_d &= 40,96 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

Hinweis : Der Mindesterdrruck wird berücksichtigt und der Erddruck aus Verkehrslast überlagert.

Kote  $h_{\min\alpha}$  ab der der Mindesterdrruck berücksichtigt wird:  $h_{\min\alpha} = 1,15 \text{ m}$

Erddruck  $E_{ah1d}$  auf die Hinterkante des Bruchkörpers:

$$\begin{aligned} E_{ah1d} &= 11,07 + p_d \cdot k_{agh\alpha} \cdot (h_k + h_a) \\ E_{ah1d} &= 11,07 + 12,00 \cdot 0,45 \cdot (1,00 + 1,34) \\ E_{ah1d} &= 23,79 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{av1d} &= E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w) \\ E_{av1d} &= 23,79 \cdot \tan(22,07 + 33,96) \\ E_{av1d} &= 35,31 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} C_{GF1} &= c_d \cdot l_{GF2} \\ C_{GF1} &= c_d \cdot b_A / \cos \vartheta \\ C_{GF1} &= 10,00 \cdot 4,99 / \cos 32,82 \\ C_{GF1} &= 10,00 \cdot 5,93 \\ C_{GF1} &= 59,34 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF1h} &= C_{GF1} \cdot \cos \vartheta \\ C_{GF1h} &= 59,34 \cdot \cos 32,82 \\ C_{GF1h} &= 49,87 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF1v} &= C_{GF1} \cdot \sin \vartheta \\ C_{GF1v} &= 59,34 \cdot \sin 32,82 \\ C_{GF1v} &= 32,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge an der Hinterkante des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} C_{GF2} &= c_d \cdot l_{GF2} \\ C_{GF2} &= c_d \cdot (b_A - b_0) / \cos \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2} &= 10,00 \cdot 4,99 / \cos 56,036 \\ C_{GF2} &= 10,00 \cdot 2,82 \\ C_{GF2} &= 28,17 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF2h} &= C_{GF2} \cdot \cos \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2h} &= 28,17 \cdot \cos 56,036 \\ C_{GF2h} &= 15,74 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF2v} &= C_{GF2} \cdot \sin \vartheta \\ C_{GF2v} &= 28,17 \cdot \sin 56,036 \\ C_{GF2v} &= 23,36 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Zusatzkraft :  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$  (DIN 4084 - 100 8.3.3.2)  
 $\Delta T_h = \Delta T \cdot \sin \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$  Hinweis:  $\Delta T$  wird parallel zur Gleitfuge  
 $\Delta T_v = \Delta T \cdot \cos \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$  angenommen.

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise :

Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpers im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

d.h.:  $\text{rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta)$  , mit  $-0,5 \leq \Delta \leq 0,5$  . (siehe Skizze)

gewählt werden:  $f_A = 0\%$  des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B  
 $\Delta = 0,00$

$$\begin{aligned} \downarrow \Sigma V &= E_{av1d} + G_d + P_d + f_A \cdot A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) + C_{GF2v} + \Delta T_v + E_{pvd} + -C_{GF1v} - Q_{dv} \\ 0 &= 35,31 + 336,45 + 41,0 + 0,0 \cdot 12,8 \cdot 0,50 + 23,36 + 0,00 + -13,13 - 32,16 - Q_{dv} \\ 0 &= 436,09 + -45,29 - Q_{dv} \\ 0 &= 390,79 - Q_{dv} \end{aligned}$$

$\Leftrightarrow Q_{dv} = 390,79 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} \Rightarrow Q_{dh} &= Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d) \\ Q_{dh} &= 390,79 \cdot \tan(32,82 - 22,07) \\ Q_{dh} &= 74,19 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \Sigma H &= E_{phd} + C_{GF1h} + C_{GF2h} + f_A \cdot A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) - \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d} \\ 0 &= 32,4 + 49,9 + 15,7 + 0,0 \cdot 47,6 \cdot 0,50 - 0,00 - 74,19 - 23,79 \\ 0 &= 97,98 - 97,98 \\ 0 &= 0,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

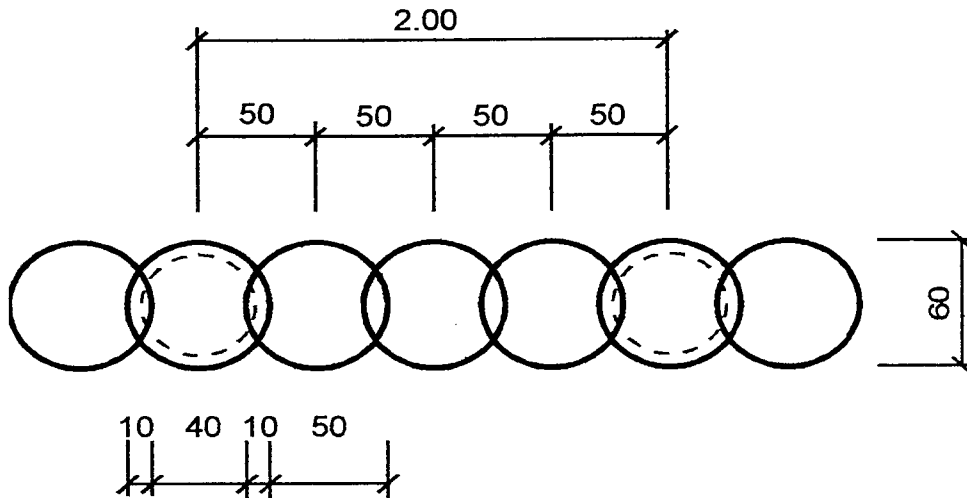
tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	$\min l_{A \text{ frei}} = 3,11 \text{ m}$
Mindestankerlänge	$\min l_A = 5,61 \text{ m}$
erforderliche Ankerlänge	$\text{erf } l_A = 5,16 \text{ m}$

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.

### 1.1.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach EC 2:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d =$  0,60 cm  
 Ankerabstand  $a_A =$  2,00 m

Betongüte = C 20/25  
 $c_{nom} =$  5,0 cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt für die im GZ 1B ermittelten Schnittgrößen.  
 Eine Abminderung wird nicht vorgenommen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{Feld\ d} = 29,68 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd} = 29,68 \cdot 2,00$$

$$M_{Sd} = 59,36 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{für } d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

aus BK' 1995, Teil I, Tafel 2.15-a:

$$f_{cd} = 20 / 1,50 = 13,3 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 435 / 13,33 = 32,61$$

$$v_{Sd} = 0$$

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot f_{cd})$$

$$\mu_{Sd} = 0,059 / (0,28 \cdot 0,60 \cdot 13,33)$$

$$\mu_{Sd} = 0,0262$$

$$\rightarrow \omega_{0\ tot} = 0,065 \text{ (Ablesewert)}$$

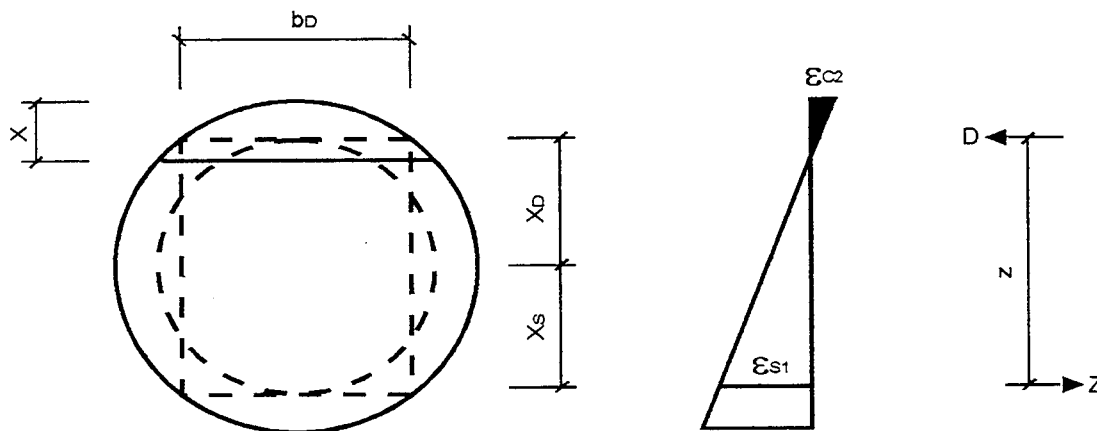
$$\text{tot } A_s = \omega_{0\ tot} \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / (f_{yd} / f_{cd}) \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,065 \cdot 0,28 / 32,61 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 5,64 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Skizze:



Hinweis : Der Nachweis erfolgt mit dem inneren Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung und der Ersatzbreite  $b_s$  in Höhe des Schwerpunktes der Betondruckzone.

Schnittgrößen :

$$V_{Sd} = (A_h - e_{ahd} \cdot h_k) \cdot a_A$$

$$V_{Sd} = (47,64 - 14,68 \cdot 1,00) \cdot 2,00$$

$$V_{Sd} = 65,93 \text{ kN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{s1} = -3,50 / 20,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

Ermittlung eines Ersatzquerschnittes:

$$x \approx (d - c_{nom} - d_{Bu} - 0,5 \cdot d_{St}) / (|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{s1}) \cdot |\varepsilon_{c2}|$$

$$x \approx (60,00 - 5,00 - 1,00 - 1,00) / (3,50 + 20,00) \cdot 3,5$$

$$x \approx 7,89 \text{ cm}$$

$$x = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 60,00 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 7,89 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_{\text{Beton}} = 85,1^\circ$$

$$S_{\text{Beton}} = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$S_{\text{Beton}} = 60,00 \cdot \sin(85,1 / 2)$$

$$S_{\text{Beton}} = 40,56 \text{ cm}$$

$$A_D = r^2 \cdot (\pi \cdot \alpha_{\text{Beton}} / 180^\circ - \sin \alpha_{\text{Beton}}) / 2$$

$$A_D = 30 \cdot (3,14 \cdot 85,1 / 180,0 - \sin(85,1)) / 2$$

$$A_D = 219,78 \text{ cm}^2$$

$$x_D = S_{\text{Beton}}^3 / (12 \cdot A_D)$$

$$x_D = 25,30 \text{ cm}$$

$$x' = r - x_D$$

$$x' = 30,00 - 25,30$$

$$x' = 4,70 \text{ cm}$$

$$x' = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x' = 60,00 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x' = 4,70 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_D = 65,0^\circ$$

$$b_D = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$b_D = 60,00 \cdot \sin(65,0 / 2)$$

$$b_D = 32,24 \text{ cm}$$

$$x_S = 240 / \pi \cdot (24,0^3 - 22,0^3) / (24,0^2 - 22,0^2) \cdot \sin(\alpha_D / 2) / \alpha_D$$

$$x_S = 21,80$$

inner Hebelarm z:

$$z = x_D + x_S$$

$$z = 25,30 + 21,80$$

$$z = 47,10 \text{ cm}$$

Bemessung nach dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebe:

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Normalkraft vernachlässigt und damit } N_{Sd} \text{ gleich null})$$

$$\rightarrow \cot \vartheta = 1,25$$

$$\vartheta = 38,7^\circ$$

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200$$

$$v = 0,7 - 20,00 / 200$$

$$v = 0,60 \geq 0,5$$

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \cot \vartheta / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

$$V_{Rd2} = 0,32 \cdot 0,47 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1,25 / (1 + 1,25^2)$$

$$V_{Rd2} = 0,593 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 65,93 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Sd} / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot \vartheta)$$

$$a_{sw} = 0,07 / (0,47 \cdot 434,8 \cdot 1,25) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung nach dem Standardverfahren ( $\vartheta = 45^\circ$ ):

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,32 \cdot 0,47 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,607 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 65,93 \text{ kN}$$

### Ermittlung der Schubbewehrung:

#### Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit:

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot 20,00^{1/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,24 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d' \quad \text{mit } d' = z + x' = 47,10 + 4,70 = 51,80$$

$$k = 1,60 - 0,52$$

$$k = 1,08 \geq 1$$

$$\rho_1 = A_{sl} / b_w \cdot d$$

$$\rho_1 = 0,25 \cdot 5,64 / (32,24 \cdot 51,80)$$

$$\rho_1 = 0,00084 \leq 0,02$$

Hinweis: näherungsweise werden nur 25% von tot  $A_s$  als  $A_{sl}$  angesetzt.

#### Tragfähigkeit des Querschnitts ohne Schubbewehrung:

$$V_{Rd1} = b_w \cdot d \cdot [(\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,45 \sigma_{cp})$$

$$V_{Rd1} = 0,32 \cdot 0,52 \cdot [(0,24 \cdot 1,08 \cdot (1,20 + 40,0 \cdot 0,001) + 0,45 \cdot 0,00)]$$

$$V_{Rd1} = 0,0545 \text{ MN} \quad (\text{Abzugswert})$$

#### Bewehrungsanteil der Querkraft:

$$V_{wd} = V_{SD} - V_{Rd1}$$

$$V_{wd} = 65,93 - 54,45$$

$$V_{wd} = 11,47 \text{ kN}$$

$$0,40 V_{SD} = 26,37 \text{ kN} \quad (\text{Der größere Wert ist maßgebend})$$

$$a_{sw} = V_{wd} / (z \cdot f_{yd})$$

$$a_{sw} = 0,026 / (0,47 \cdot 434,8) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Mindestschubbewehrung:

$$\min a_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha_{\text{Bügel}}$$

$$\min a_{sw} = 0,07 \cdot 32,24 \cdot \sin (90,0^\circ)$$

$$\min a_{sw} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Bemessung des Ankerquerschnitts:

$$A_d = A_{hd} \cdot a_A / \cos \alpha$$

$$A_d = 47,64 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A_d = 98,64 \text{ kN}$$

Nach DIN 1054 - 100 Abs. 5.5.3 gilt :

$$R_{1d} = F_{Sk} / 1,25$$

Mit einer Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich:

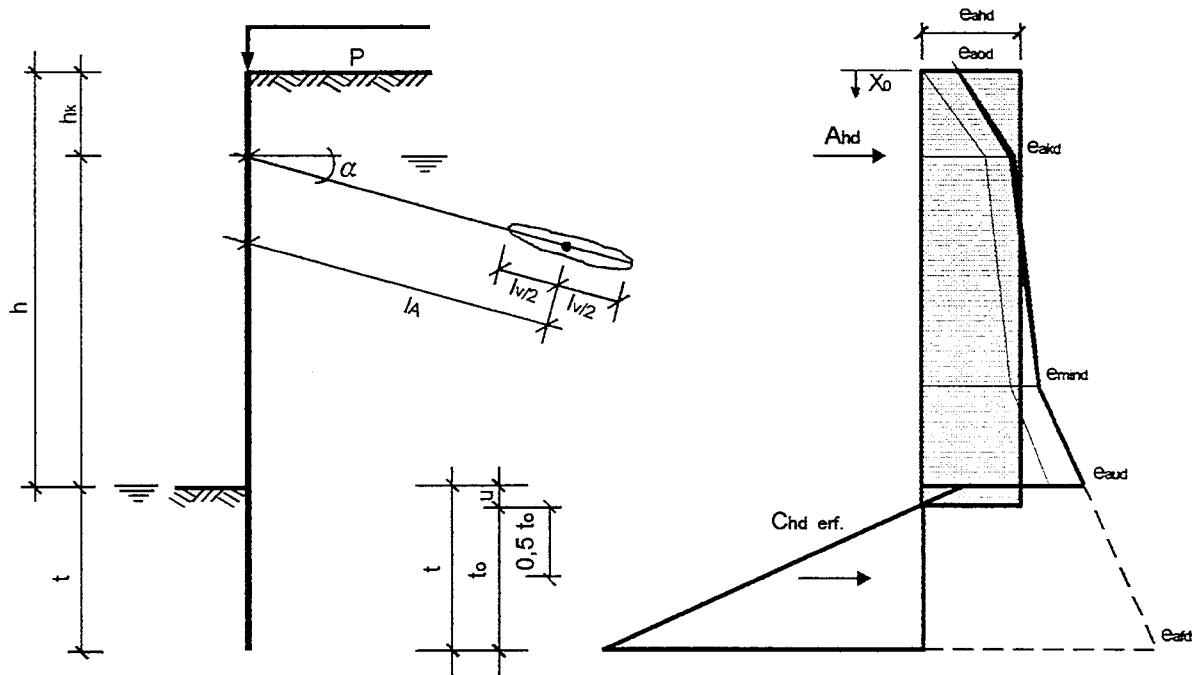
$$\text{erf } A_s = 98,64 / (1550 / 1,25) \cdot 10 = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_s = 0,80 \text{ cm}^2$$



## II Berechnung einer Ortbetonwand nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 2.2.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser auf Ankerhöhe und in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Ankerneigung $\alpha =$	$15,0^\circ$	
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Ankerlänge $l_A =$	$6,76 \text{ m}$	(Mindestankerlänge)
erf. Einbindetiefe	$t = 2,23 \text{ m}$	Verpreßstrecke $l_v =$	$5,00 \text{ m}$	

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 1,0 \text{ m}$
Wasser in der Baugrube in einer Tiefe von	$h_W = 5,0 \text{ m}$

Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------	---------------------------

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi'_k = 25,0^\circ$
Kohäsion	$c' = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma' = 9,0 \text{ kN/m}^3$

### 2.2.1 Berechnung für den Grenzzustand 1 B

Erddruckbeiwerte: (DIN 4085 - 100, Kap.7)

für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k$	$= 16,67^\circ$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$	
für $\delta_{pk} = -\varphi'_k$	$= -25,00^\circ$	$k_{pgh} = 4,031$	$k_{pch} = 5,634$	(Wand verzahnt)
für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi_{pers}$ und $\varphi_{pers}$	$= 40,0^\circ$	$\min k_{ah} = 0,179$		

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckkoordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min} = 9,29$  m.

Kote	h	$h_w \cdot \gamma_w$	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
					g	$K_{agh}$	$e_{aghk}$	$K_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$K_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{aihk})$
-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	0,00	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00		0,00			19,00		6,57		-15,65	3,39		3,46	6,85
1,00	4,00	0,00	9,00	36,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,39	0,346	3,46	6,85
5,00		40,00			55,00		19,01		-15,65	9,82		3,46	13,28
5,00	0,00	40,00	9,00	0,00	55,00	0,346	19,01	1,043	-15,65	9,82	0,346	3,46	13,28
5,00		40,00			55,00		19,01		-15,65	9,82		3,46	13,28
5,00	2,23	40,00	9,00	20,11	55,00	0,346	19,01	1,043	-15,65	9,82	0,346	3,46	13,28
7,23		62,35			75,11		25,96		-15,65	13,41		3,46	16,87

Kote	h	$h_w \cdot \gamma_w$	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
					g	$K_{pgh}$	$e_{pghk}$	$K_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pink})$
-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	2,23	0,00	9,00	20,11	0,00	4,031	0,00	5,634	84,51	84,51
7,23		22,35			20,11		81,08		84,51	165,59

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für :

(2.4.3)

Erddruck, ständig	$\gamma_{Eg} =$	1,20
Erddruck veränderlich, ungünstig	$\gamma_{Eq} =$	1,30
Erdwiderstand	$\gamma_{Ep} =$	1,30
Flüssigkeitsdruck	$\gamma_F =$	1,20

Bemessungswerte des Erddrucks :

$$e_{aod} = e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphko} \cdot \gamma_{Eq}$$

$$e_{aod} = 0,00 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30 = 4,49 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{akd} = e_{aghkk} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphkk} \cdot \gamma_{Eq}$$

$$e_{akd} = 3,39 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30 = 8,57 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphku} \cdot \gamma_{Eq}$$

$$e_{aud} = 9,82 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30 = 16,28 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{afd} = e_{aghkf} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphkf} \cdot \gamma_{Eq}$$

$$e_{afd} = 13,41 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30 = 20,59 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 84,51 / 1,30 = 65,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pfd} = (e_{pghkf} + e_{pghko}) / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pfd} = (84,51 + 81,1) / 1,30 = 127,4 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Wasserdrucks in Höhe der Baugrubensohle :

$$w_{ud} = w_u \cdot \gamma_F = 40,00 \cdot 1,20 = 48,00 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Belastungsnulldpunktes u aus den Bemessungswerten des Erddrucks:

$$u = (e_{\text{aud}} - e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}}) / (\gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - \text{mink}_{\text{ah}} \cdot \gamma_{\text{EG}}))$$

$$u = (16,28 - 84,51 / 1,30) / (9,0 \cdot (4,03 / 1,30 - 0,179 \cdot 1,20))$$

$$u = -48,73 / 24,2$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (\text{u wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h_{\text{GW}} \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{akd}}) + (h - h_{\text{GW}}) \cdot (e_{\text{akd}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (1,0 \cdot (4,49 + 8,6) + (5,0 - 1,0) \cdot (4,49 + 16,28) + 0,00 \cdot 16,28) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 56,22 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 56,22 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{\text{ahd}} = 56,22 / 5,00$$

$$e_{\text{ahd}} = 11,24 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  : (6.5.1)

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  unter dem Belastungsnulldpunkt angenommen. (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 2,23 \text{ m}$   
damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 2,23 - 0,00 = 2,23 \text{ m}$

$$\sum M A_h \quad 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0.50 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k) - w_{\text{ud}} \cdot (h - h_{\text{GW}}) / 2 \cdot (h_{\text{GW}} - h_k + (h - h_{\text{GW}}) \cdot 2 / 3) - w_{\text{ud}} \cdot t \cdot ((h - h_k) + t / 2)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 1,12) - 56,2 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2 - 1,0) - 48,0 \cdot (5,0 - 1,0) / 2 \cdot (1,0 - 1,0 + (5,0 - 1,0) \cdot 2 / 3) - 48,0 \cdot 2,23 \cdot ((5,0 - 1,0) + 2,23 / 2)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 5,12 - 84,3 - 256,0 - 549$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 889 / 5,12$$

$$C_{\text{hd erf}} = 173,8 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden : (6.4.2, 2.3.4)

Mindesterddruck bis :  $t_{\text{min}} = 4,29 \text{ m} \geq 2,23 \text{ m}$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - \text{mink}_{\text{ah}} \cdot \gamma_{\text{EG}}) / 2 - t_0 \cdot (e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}} - e_{\text{aud}})$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - (4,99 \cdot 9,00 (4,03 / 1,30 - 0,179 \cdot 1,20) / 2 - 2,23 \cdot (84,5 / 1,30 - 16,28))$$

$$0 = 173,8 - 173,8$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

(6.5.3)

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 &= A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} - W_d \\ 0 &= A_{hd} + 173,8 - 56,22 - w_{ud} \cdot ((h - h_{Gw}) / 2 + t) \\ 0 &= A_{hd} + 173,8 - 56,22 - 203,3 \\ A_{hd} &= 259,5 - 173,8 \\ A_{hd} &= 85,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha = 85,72 \cdot \tan 15^\circ \\ A_{vd} &= 23,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned} A_{hd} &= x_0 \cdot e_{ahd} + (x_0 - h_{Gw})^2 / 2 \cdot \gamma_w \cdot \gamma_F, \text{ mit } x_0 = 3,71 \text{ m} \\ A_{hd} &= 3,71 \cdot 11,24 + (3,71 - 1,0)^2 / 2 \cdot 12,0 \\ A_{hd} &= 85,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned} M_{\text{Feld } d} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 - (x_0 - h_{Gw})^3 \cdot \gamma_w \cdot \gamma_F / 6 \\ M_{\text{Feld } d} &= 85,72 \cdot (3,71 - 1,0) - 11,24 \cdot 13,75 / 2 - (3,71 - 1,0)^3 \cdot 12,00 / 6 \\ M_{\text{Feld } d} &= 232,2 - 77,32 - 39,74 \\ M_{\text{Feld } d} &= 115,1 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente  $C_{vd\text{ erf}}$  der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{d\text{ erf}}$  :

$$\begin{aligned} C_{vd\text{ erf}} &= C_{hd\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\text{ erf}} &= 173,8 \cdot -0,466 \\ C_{vd\text{ erf}} &= -81,04 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned} E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 56,22 \cdot 0,299 \\ E_{avd} &= 16,83 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 85,7 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 22,97 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte auf die Wand:

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\text{ erf}} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -81,04 + 16,83 + 22,97 - F_{vd} \\ 0 &= -41,24 - F_{vd} \\ F_{vd} &= -41,24 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

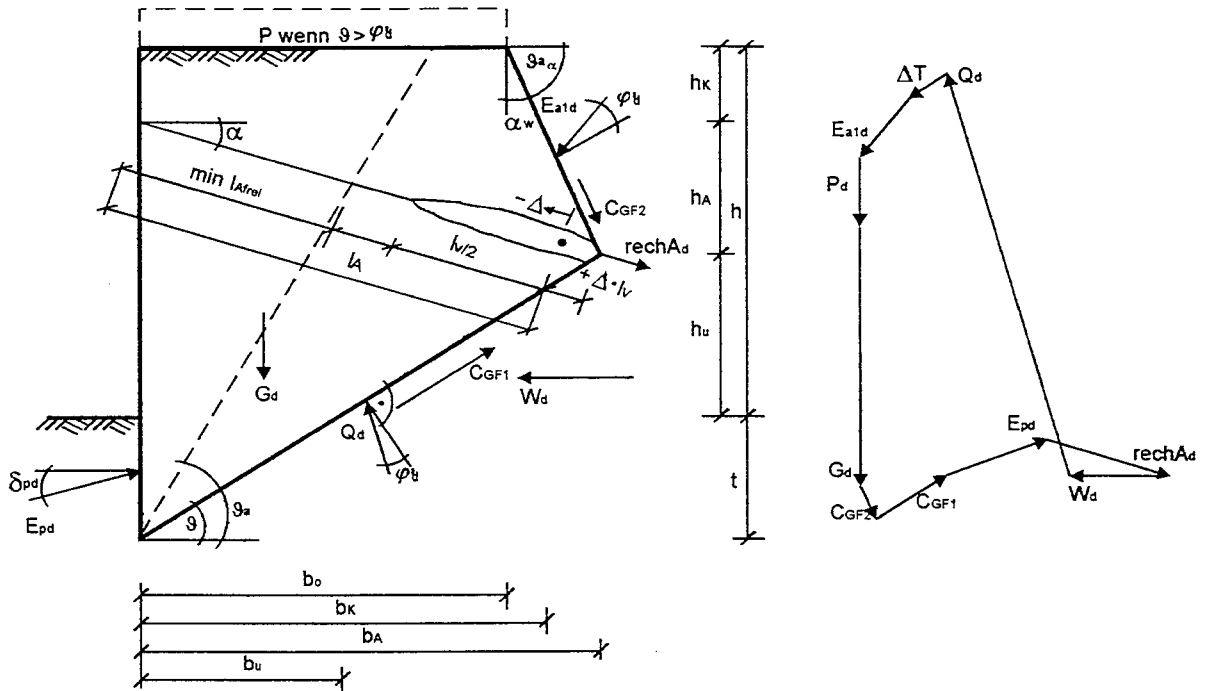
Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.  
Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach oben gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Eigengewicht der Wand kompensiert wird.

## 2.2.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge.

(6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr.-Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )", Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig	$\gamma_{Qsup} =$	1,20
den Reibungsbeiwert	$\gamma_{\varphi} =$	1,15
die Kohäsion	$\gamma_c =$	1,50
den Flüssigkeitsdruck	$\gamma_F =$	1,00

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels und der Kohäsion :

$$\varphi'_d = \arctan \left( \frac{\tan(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi}} \right)$$

$$\varphi'_d = \arctan \left( \frac{\tan(25^\circ)}{1,15} \right)$$

$$\varphi'_d = 22,07^\circ$$

$$c_d = c_k / \gamma_c$$

$$c_d = 15,0 / 1,50$$

$$c_d = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi'_{d \text{ ers}} = \arctan \left( \frac{\tan(\varphi'_{k \text{ ers}})}{\gamma_{\varphi}} \right)$$

$$\varphi'_{d \text{ ers}} = 36,12^\circ$$

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned}
 \text{für } \delta_{ad} &= +2/3 \varphi'_d &= 14,71^\circ & k_{agh} = 0,391 & k_{ach} = 1,121 \\
 \text{für } \delta_{pd} &= -\varphi'_d &= -22,07^\circ & k_{pgh} = 3,313 & k_{pch} = 5,033 \\
 \text{für } \delta_{ad} &= +2/3 \varphi_{d \text{ ers}} \text{ und } \varphi_{d \text{ ers}} &= 36,1^\circ & \text{min } k_{ahd} = 0,213 & \\
 \text{für } \delta_{ad} &= 2/3 \varphi'_d \text{ und } \alpha = 0^\circ, & \vartheta_a = 51,3^\circ & & \\
 \text{für } \delta_{ad} &= \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{a\alpha}, \vartheta_{a\alpha} &= 56,0^\circ & k_{agh\alpha} = 0,454 & k_{ach\alpha} = 0,523 \\
 & & & \text{vorh. } \alpha_w = 33,96 & \alpha_{\max} = 33,96
 \end{aligned}$$

(Wand verzahnt)

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B:

$$\begin{aligned}
 A_{hd} &= 85,72 \text{ kN/m} \\
 A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\
 A_{vd} &= 85,72 \cdot 0,268 \\
 A_{vd} &= 22,97 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert des Erdwiderstandes im GZ 1C für die Einbindetiefe aus GZ 1B:

$$\begin{aligned}
 E_{phd} &= \gamma \cdot k_{pghd} \cdot \frac{t^2 \cdot 2}{2} + c_d \cdot k_{pchd} \cdot t \\
 E_{phd} &= 9,00 \cdot 3,313 \cdot \frac{2,23^2}{2} + 10,00 \cdot 5,03 \cdot 2,23 \\
 E_{phd} &= 74,47 + 112,49 \\
 E_{phd} &= 186,96 \text{ kN/m} \\
 E_{pvd} &= E_{phd} \cdot \tan(\delta_{pd}) \\
 E_{pvd} &= 186,96 \cdot -0,41 \\
 E_{pvd} &= -75,81 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Wasserdruck auf den Bruchkörper :

$$\begin{aligned}
 W_d &= w_u \cdot \gamma_f \cdot (h - h_k + 2 \cdot t) / 2 \\
 W_d &= 40,0 \cdot 1,00 \cdot (5,00 - 1,00 + 4,47) / 2 \\
 W_d &= 169,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{aligned}
 b_o &= 3,91 \text{ m} & h_k &= 1,00 \text{ m} & l_A &= 5,79 \text{ m} \\
 b_k &= 4,58 \text{ m} & h_A &= 1,50 \text{ m} & l_V &= 5,00 \text{ m} \\
 b_A &= 5,59 \text{ m} & h_u &= 2,50 \text{ m} & \vartheta_a &= 51,25^\circ \\
 b_u &= 2,64 \text{ m} & t &= 2,23 \text{ m} & \vartheta &= 40,29^\circ
 \end{aligned}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned}
 G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma' \cdot h_a \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma' \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma' \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\
 G_d &= 19,00 \cdot 1,00 \cdot (3,91 + 4,58) / 2 + \\
 &+ 9,00 \cdot 1,50 \cdot (4,58 + 5,59) / 2 + \\
 &+ 9,00 \cdot 2,50 \cdot (5,59 + 2,64) / 2 + \\
 &+ 9,00 \cdot 2,23 \cdot \frac{2,64}{2} \\
 G_d &= 80,62 + 68,53 + 92,6 + 26,52 \\
 G_d &= 268,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

( Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$  )

$$\begin{aligned}P_d &= p_d \cdot b_o \\P_d &= 12,00 \cdot 3,91 \\P_d &= 46,88 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

Hinweis : Der Mindesterdrruck wird berücksichtigt und der Erddruck aus Verkehrslast überlagert.

$$\text{Kote } h_{\min\alpha} \text{ ab der der Mindesterdrruck berücksichtigt wird: } h_{\min\alpha} = 1,31 \text{ m}$$

Erddruck  $E_{ah1d}$  auf die Hinterkante des Bruchkörpers:

$$\begin{aligned}E_{ah1d} &= 12,68 + p_d \cdot k_{agh\alpha} \cdot (h_k + h_a) \\E_{ah1d} &= 12,68 + 12,00 \cdot 0,45 \cdot (1,00 + 1,50) \\E_{ah1d} &= 26,28 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_{av1d} &= E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w) \\E_{av1d} &= 12,68 \cdot \tan(22,07 + 33,96) \\E_{av1d} &= 18,83 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned}C_{GF1} &= c_d \cdot l_{GF2} \\C_{GF1} &= c_d \cdot b_A / \cos \vartheta \\C_{GF1} &= 10,00 \cdot 5,59 / \cos 40,29 \\C_{GF1} &= 10,00 \cdot 7,33 \\C_{GF1} &= 73,27 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_{GF1h} &= C_{GF1} \cdot \cos \vartheta \\C_{GF1h} &= 73,27 \cdot \cos 40,29 \\C_{GF1h} &= 55,89 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_{GF1v} &= C_{GF1} \cdot \sin \vartheta \\C_{GF1v} &= 73,27 \cdot \sin 40,29 \\C_{GF1v} &= 47,37 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge an der Hinterkante des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned}C_{GF2} &= c_d \cdot l_{GF2} \\C_{GF2} &= c_d \cdot (b_A - b_o) / \cos \vartheta_{a\alpha} \\C_{GF2} &= 10,00 \cdot 5,59 / \cos 56,04 \\C_{GF2} &= 10,00 \cdot 3,01 \\C_{GF2} &= 30,11 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_{GF2h} &= C_{GF2} \cdot \cos \vartheta_{a\alpha} \\C_{GF2h} &= 30,11 \cdot \cos 56,04 \\C_{GF2h} &= 16,82 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_{GF2v} &= C_{GF2} \cdot \sin \vartheta_{a\alpha} \\C_{GF2v} &= 30,11 \cdot \sin 56,04 \\C_{GF2v} &= 24,98 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Zusatzkraft  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$

(DIN 4084 - 100 8.3.3.2)

$$\Delta T_h = \Delta T \cdot \sin \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$\Delta T_v = \Delta T \cdot \cos \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$$

Hinweis:  $\Delta T$  wird parallel zur Gleitfuge angenommen.

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise : Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpes im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

d.h.: rech  $A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta)$  , mit  $-0,5 \leq \Delta \leq 0,5$  . (siehe Skizze)

gewählt werden:  $f_A = 0\%$  des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B  
 $\Delta = 0,00$

$$\begin{aligned} \downarrow \sum V &= E_{av1d} + G_d + P_d + f_A \cdot A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) + C_{GF2v} + \Delta T_v + E_{pvd} - C_{GF1v} - Q_{dv} \\ 0 &= 18,8 + 268,30 + 46,88 + 0,00 \cdot 22,97 \cdot 0,50 + 25,0 + 0,0 + -75,81 - 47,4 - Q_{dv} \\ 0 &= 358,98 + -123,18 - Q_{dv} \\ 0 &= 235,80 - Q_{dv} \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow Q_{dv} = 235,80 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow Q_{dh} &= Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d) \\ Q_{dh} &= 235,80 \cdot \tan(40,29 - 22,07) \\ Q_{dh} &= 77,59 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \sum H &= E_{phd} + C_{GF1h} + C_{GF2h} + f_A \cdot A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) - \Delta T_h - Q_{dh} + E_{ah1d} - W_d \\ 0 &= 186,96 + 55,89 + 16,82 + 0,00 \cdot 85,72 \cdot 0,50 - 0,0 - 77,59 + -12,68 - 169,4 \\ 0 &= 259,67 - 90,27 - 169,40 \\ 0 &= 0,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

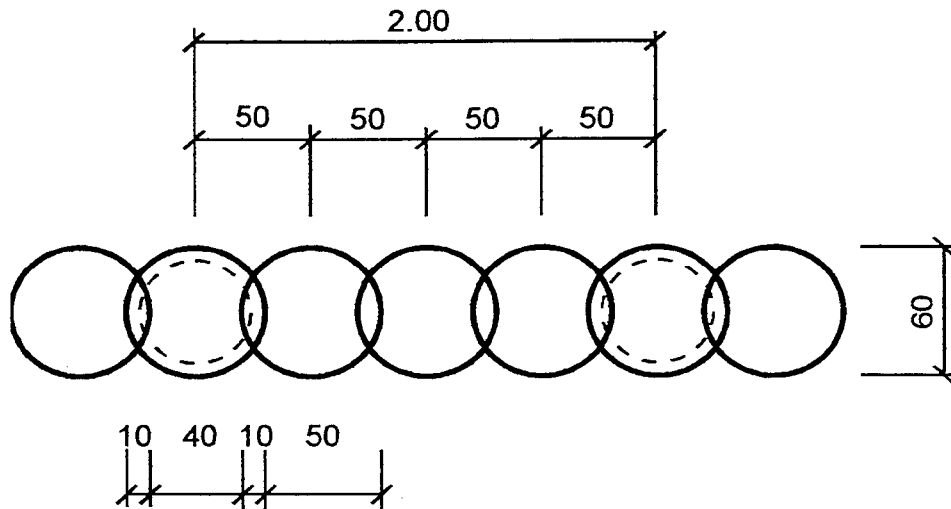
erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} = 4,26 \text{ m}$
Mindestankerlänge	min $l_A = 6,76 \text{ m}$
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A = 5,79 \text{ m}$

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.



### 2.2.3 Bemessung der Bauteile

Skizze :



Biegebemessung nach EC 2:

Bohrpfahlwand  $\varnothing d =$  0,60 cm      Betongüte = C 20/25  
 Ankerabstand  $a_A =$  2,00 m       $c_{nom} =$  5,0 cm

Hinweise :

Die Biegebemessung erfolgt für die im GZ 1B ermittelten Schnittgrößen.  
 Eine Abminderung wird nicht vorgenommen.  
 Die Normalkraft infolge Ankerneigung und Wandgewicht wird vernachlässigt.

$$M_{Feld\ d} = 115,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd} = 115,1 \cdot 2,00$$

$$M_{Sd} = 230,2 \text{ kNm}$$

$$\text{für } d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117 \approx 0,10$$

aus BK' 1995, Teil I, Tafel 2.15-a:

$$f_{cd} = 20 / 1,50 = 13,3 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} / f_{cd} = 435 / 13,33 = 32,6$$

$$v_{Sd} = 0$$

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / ((\pi \cdot d^2 / 4) \cdot d \cdot f_{cd})$$

$$\mu_{Sd} = 0,230 / (0,28 \cdot 0,60 \cdot 13,33)$$

$$\mu_{Sd} = 0,102$$

$$\rightarrow \omega_{0\ tot} = 0,300 \text{ (Ablesewert)}$$

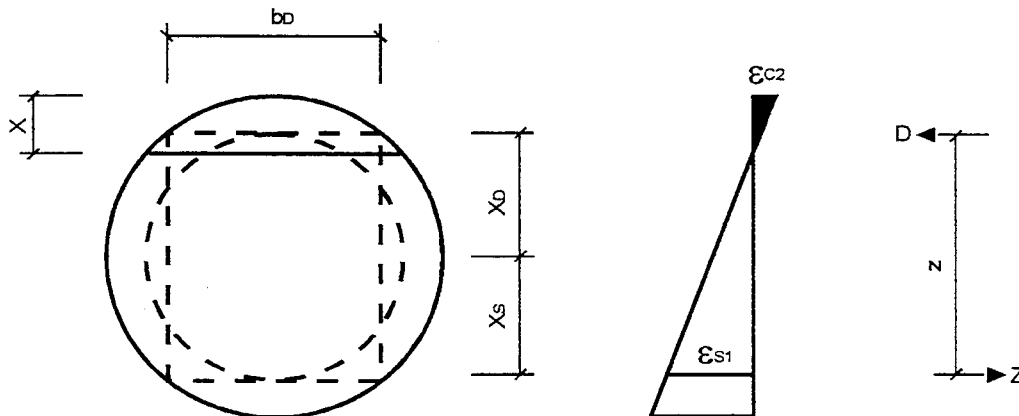
$$\text{tot } A_s = \omega_{0\ tot} \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / (f_{yd} / f_{cd}) \text{ m}^2$$

$$\text{tot } A_s = 0,30 \cdot 0,28 / 32,61 \cdot 10000 \text{ cm}^2$$

$$\text{tot } A_s = 26,01 \text{ cm}^2$$

Schubbemessung :

Skizze:



Hinweis : Der Nachweis erfolgt mit dem inneren Hebelarm  $z$  aus der Biegebemessung und der Ersatzbreite  $b_s$  in Höhe des Schwerpunktes der Betondruckzone.

Schnittgrößen :

$$V_{Sd} = (C_{hd} - w_u \cdot 0,40 \cdot t_0) \cdot a_A$$

$$V_{Sd} = (173,8 - 48,0 \cdot 0,5 \cdot 2,23) \cdot 2,00$$

$$V_{Sd} = 240,3 \text{ kN}$$

aus der Biegebemessung :

$$\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{s1} = -3,50 / 8,00 \quad \text{und} \quad d_1 / d = 0,07 / 0,60 = 0,117$$

Ermittlung eines Ersatzquerschnittes:

$$x \approx d - c_{nom} - d_{B0} - 0,5 \cdot d_{St} / (|\varepsilon_{c2}| + \varepsilon_{s1}) \cdot |\varepsilon_{c2}|$$

$$x \approx 60,00 - 5,0 - 1,00 - 1,00 / (3,50 + 8,0) \cdot 3,5$$

$$x \approx 16,13 \text{ cm}$$

$$x = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 60,0 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x = 16,13 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_{Beton} = 124,9^\circ$$

$$S_{Beton} = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$S_{Beton} = 60,00 \cdot \sin(124,93 / 2)$$

$$S_{Beton} = 53,20 \text{ cm}$$

$$A_D = r^2 \cdot (\pi \cdot \alpha_{Beton} / 180^\circ - \sin \alpha_{Beton}) / 2$$

$$A_D = 30^2 \cdot (3,14 \cdot 124,9 / 180,00 - \sin(124,9)) / 2$$

$$A_D = 612,2 \text{ cm}^2$$

$$x_D = S_{Beton}^3 / (12 \cdot A_D)$$

$$x_D = 20,50 \text{ cm}$$

$$x' = r - x_D$$

$$x' = 30,00 - 20,50$$

$$x' = 9,50 \text{ cm}$$

$$x' = d \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x' = 60,0 \cdot \sin^2(\alpha / 4)$$

$$x' = 9,50 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha_D = 93,8^\circ$$

$$b_D = d \cdot \sin(\alpha / 2)$$

$$b_D = 60,00 \cdot \sin(93,80 / 2)$$

$$b_D = 43,81 \text{ cm}$$

$$x_S = 240 / \pi \cdot (24,0^3 - 22,0^3) / (24,0^2 - 22,0^2) \cdot \sin(\alpha_D / 2) / \alpha_D$$

$$x_S = 20,53$$

inner Hebelarm z:

$$z = x_D + x_S$$

$$z = 20,5 + 20,53$$

$$z = 41,03 \text{ cm}$$

Bemessung nach dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebe:

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (Normalkraft vernachlässigt und damit } N_{Sd} \text{ gleich null)}$$

$$\rightarrow \cot \vartheta = 1,25$$

$$\vartheta = 38,66^\circ$$

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200$$

$$v = 0,70 - 20,0 / 200$$

$$v = 0,60 \geq 0,5$$

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \cot \vartheta / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

$$V_{Rd2} = 0,44 \cdot 0,41 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1,25 / (1 + 1,25^2)$$

$$V_{Rd2} = 0,701 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 240,28 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

$$a_{sw} = V_{Sd} / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot \vartheta)$$

$$a_{sw} = 0,24 / (0,41 \cdot 434,8 \cdot 1,25) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 10,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Bemessung nach dem Standardverfahren ( $\vartheta = 45^\circ$ ):

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = b_d \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,44 \cdot 0,41 \cdot 0,60 \cdot 13,33 \cdot 1 / 2$$

$$V_{Rd2} = 0,719 \text{ MN}$$

$$V_{Rd2} \gg V_{Sd} = 240,28 \text{ kN}$$

Ermittlung der Schubbewehrung:

### Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit:

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot 20,00^{1/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,24 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - d' \quad \text{mit } d' = z + x' = 41,03 + 9,50 = 50,53$$

$$k = 1,60 - 0,51$$

$$k = 1,09 \geq 1$$

$$\rho_1 = A_{s1} / b_w \cdot d' \quad \text{Hinweis: näherungsweise werden nur 25\% von tot } A_s \text{ als } A_{s1} \text{ angesetzt.}$$

$$\rho_1 = 0,25 \cdot 26,01 / (43,81 \cdot 50,53)$$

$$\rho_1 = 0,003 \leq 0,02$$

### Tragfähigkeit des Querschnitts ohne Schubbewehrung:

$$V_{Rd1} = b_w \cdot d [( \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,45 \sigma_{cp} ]$$

$$V_{Rd1} = 0,44 \cdot 0,51 \cdot [ ( 0,24 \cdot 1,09 \cdot (1,20 + 40,0 \cdot 0,003) + 0,45 \cdot 0,00 ) ]$$

$$V_{Rd1} = 0,078 \text{ MN} \quad (\text{Abzugswert})$$

### Bewehrungsanteil der Querkraft:

$$V_{wd} = V_{SD} - V_{Rd1}$$

$$V_{wd} = 240,3 - 77,99$$

$$V_{wd} = 162,3 \text{ kN}$$

$$0,40 V_{SD} = 96,11 \text{ kN} \quad (\text{Der größere Wert ist maßgebend})$$

$$a_{sw} = V_{wd} / (z \cdot f_{yd})$$

$$a_{sw} = 0,16 \cdot (0,41 \cdot 434,8) \cdot 10000$$

$$a_{sw} = 9,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Mindestschubbewehrung:

$$\min a_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot \sin \alpha_{\text{Bügel}}$$

$$\min a_{sw} = 0,07 \cdot 43,81 \cdot \sin ( 90,0^\circ )$$

$$\min a_{sw} = 3,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Bemessung des Ankerquerschnitts:

$$A_d = A_{hd} \cdot a_A / \cos \alpha$$

$$A_d = 85,72 \cdot 2,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A_d = 177,5 \text{ kN}$$

Nach DIN 1054 - 100 Abs. 5.5.3 gilt :

$$R_{1d} = F_{Sk} / 1,25$$

Mit einer Stahlgüte  $\beta_s/\beta_z = 1570/1770 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich:

$$\text{erf } A_S = 177,5 \cdot 1550 / (1,25 \cdot 10) \text{ cm}^2$$

$$\text{erf } A_S = 1,43 \text{ cm}^2$$

## Formelzeichen und Indizes

### 1. Formelzeichen

Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
1	A	Ankerkraft *	kN/m bzw. kN
2	mögl. A	aufnehmbare Ankerkraft *	kN/m
3	vorh. A	angesetzte Ankerkraft	kN/m
4	$A_D$	Fläche der Betondruckzone	cm <sup>2</sup>
5	$A_s$	Stahlquerschnitt	cm <sup>2</sup>
6	$A_{s,tot}$	Gesamtbewehrung	cm <sup>2</sup>
7	$a_{sw}$	Schubbewehrung	cm <sup>2</sup> /m
8	$a_A$	Ankerabstand	m
9	$b_A$	maximale Breite des Bruchkörpers bei Versagen des Ankers	m
10	$b_D$	Breite (Sehnenlänge) der Betondruckzone (Kreisabschnitt) im Schwerpunkt	cm
11	$b_k$	Breite des Bruchkörpers auf Höhe des Ankerkopfs	m
12	$b_o$	Breite des Bruchkörpers an der Geländeoberfläche	m
13	$b_u$	Breite des Bruchkörpers auf Höhe der Baugrubensohle	m
14	$C_{h,erf}$	erforderliche horizontale Fußauflagerkraft *	kN/m
15	$C_{GF[1/2]}$	Kohäsionskraft in den Gleitfugen	kN/m
16	c bzw. c'	Kohäsion *	kN/m <sup>2</sup>
17	$c_{nom}$	Nennmaß der Betondeckung	cm
18	D	Betondruckkraft	kN
19	d	Querschnittshöhe oder -durchmesser (Bemessung DIN 1045) Nutzhöhe (Bemessung EC 2)	cm cm
20	$d_1$	Abstand der Bewehrung vom Bauteilrand	cm
21	E	Erddruck- bzw. Erdwiderstandsresultierende *	kN/m
22	$E_a'$	Resultierende des aktiven Erddrucks auf der gesamten Wandlänge *	kN/m
23	$E_{rh}$	Hilfskraft	kN/m
24	$E_{a1}$	Resultierende des aktiven Erddrucks auf die Rückseite des Bruchkörpers *	kN/m
25	e	Erddruck- bzw. Erdwiderstandsordinate *	kN/m <sup>2</sup>

Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
26	$erf_{as,Bü}$	erforderliche Schubbewehrung	$cm^2/m$
27	$F_{sk}$	charakteristischer Wert für den Bauteilwiderstand eines Stahlzugglieds	kN
28	$F_v$	Vertikale Fußauflagerkraft *	kN/m
29	$f_A$	geometrischer Hilfsfaktor	-
30	$f_A$	Faktor für Berücksichtigung der Ankerkraft im GZ 1C	%
31	$f_{cd}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons	$MN/m^2$
32	$f_{yd}$	Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze	$MN/m^2$
33	G	Gewichtskraft *	kN/m
34	GZ	Grenzzustand	-
35	g	Eigengewicht des Bodens	$kN/m^3$
36	H	Horizontalkraft	kN/m
37	h	Wandhöhe, Teilabschnittshöhe bei der tabellarischen Erddruckermittlung	m
		Querschnittshöhe oder -durchmesser (Bemessung EC 2)	cm
38	$h_A$	Höhenanteil des Bruchkörpers infolge Ankerneigung	m
39	$h_{Gw}$	Wasserkote	m
		Teilabschnittshöhe bei der Wasserdruckermittlung erdseitig	m
40	$h_k$	Kote der Abstützung	m
41	$h_{min}$	Kote des Übergangs vom Mindesterdruk in den Erddruk mit Berücksichtigung von c	m
42	$h_{min\alpha}$	freie Standhöhe der Fuge an der Rückseite des Bruchkörpers	m
43	$h_w$	Wasserkote	m
		Teilabschnittshöhe bei der Wasserdruckermittlung luftseitig	m
44	$h_u$	Bruchkörperhöhe zwischen Baugrubensohle und oberem Gleitflächenende	m
45	k	Erddruckbeiwert *	-
		Beiwert zur Berücksichtigung von Bauteildicke und Abstufung der Längsbewehrung	-
46	$\min k_a$	Mindesterddruckbeiwert *	-
47	$l_A$	Ankerlänge	m
48	$l_{A\text{ frei}}$	freie Ankerlänge	m
49	$l_{GF[1/2]}$	Länge der Gleitfugen	m

Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
50	$l_v$	Verpreßstrecke	m
51	$M$	Moment	kNm/m
52	$M_{Bem}$	Bemessungsmoment (Bemessung DIN 1045)	kNm
53	$M_{Feld}$	Feldmoment	kNm/m
54	$M_{Sd}$	Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments (Bemessung EC 2)	kNm
55	$m$	bezogenes Moment des Gebrauchszustands	-
56	$n$	bezogene Normalkraft des Gebrauchszustands	-
57	$nomc$	Nennmaß der Betondeckung	cm
58	$P_d$	Bemessungswert der Verkehrslastresultierenden	kN/m
59	$p_{[d]}$	Verkehrslast [Bemessungswert]	kN/m <sup>2</sup>
60	$Q$	Reibungskraft auf der Gleitfläche des Bruchkörpers *	kN/m
61	$Q_{Bem}$	Bemessungsquerkraft	MN
62	$R_{1d}$	Bemessungswert für den Ankerwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit	kN
63	$SB$	Schubbereich	-
64	$s_{Beton}$	Sehnenlänge der Betondruckzone (Kreisabschnitt)	cm
65	$t$	Einbindetiefe der Wand	m
66	$t_0$	Wandfußabschnitt unterhalb des Belastungsnullpunkts	m
67	$t_{min}$	Tiefe (ab BGS) des Übergangs von Mindesterddruck in Erddruck mit Berücksichtigung von $c$	m
68	$totA_s$	Gesamtbewehrung	cm <sup>2</sup>
69	$tot\omega_o$	siehe $\omega_o tot$	-
70	$u$	Kote des Belastungsnullpunkts, gemessen ab Baugrubensohle	m
71	$V$	Vertikalkraft	kN/m
72	$V_{Rd1}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung	kN
73	$V_{Rd2}$	max. Bemessungswert d. aufnehmb. Querkraft ohne Versagen d. Balkenstegs (Druckstreben)	kN
74	$V_{Sd}$	Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft	kN
75	$V_{wd}$	Bemessungswert des Querkraftanteils, der von der Schubbewehrung aufgenommen wird	kN
76	$W$	Resultierende des horizontalen Wasserdrucks *	kN/m

Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
77	$w_u$	Wasserdruckordinate in Höhe Baugrubensohle *	$\text{kN/m}^2$
78	$x$	Höhe der Betondruckzone	cm
79	$x_D$	Abstand des Schwerpunkts der Betondruckzone vom Kreismittelpunkt (Kreisabschnitt)	cm
80	$x_S$	Abstand des Schwerpunkts der Zugbewehrung vom Kreismittelpunkt (Kreisabschnitt)	cm
81	$x_o$	Kote des Querkraftnullpunkts	m
82	$Z$	Stahlzugkraft	kN
83	$z$	Hebelarm der inneren Kräfte	m bzw. cm
84	$\alpha$	Ankerneigung, Wandneigung	°
85	$\alpha_{\text{Bügel}}$	Neigungswinkel der Bügelbewehrung	°
86	$\alpha_{\text{Beton}}$	Öffnungswinkel der Betondruckzone (Kreisabschnitt)	°
87	$\alpha_D$	Öffnungswinkel der Betondruckzone in ihrem Schwerpunkt (Kreisabschnitt)	°
88	$\alpha_{\text{max}}$	maximale Ersatzwandneigung	°
89	$\alpha_w$	Neigung der Bruchkörperrückseite gegen die Vertikale (Ersatzwandneigung)	°
90	$\beta$	Neigung der Geländeoberfläche hinter der Baugrubenwand	°
91	$\beta_s$	Streckgrenze des Stahls	$\text{N/mm}^2$
92	$\beta_z$	Zugfestigkeit des Stahls	$\text{N/mm}^2$
93	$\gamma$	Wichte des feuchten Bodens *	$\text{kN/m}^3$
94	$\gamma'$	Wichte des Bodens unter Auftrieb *	$\text{kN/m}^3$
95	$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Kohäsion	-
96	$\gamma_{Eg}$	Teilsicherheitsbeiwert für den ständigen Erddruck	-
97	$\gamma_{Eq}$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderlichen, ungünstigen Erddruck	-
98	$\gamma_{Ep}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand	-
99	$\gamma_F$	Teilsicherheitsbeiwert für den Flüssigkeitsdruck	-
100	$\gamma_{Qsup}$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche, ungünstige Einwirkungen	-
101	$\gamma_\phi$	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel	-
102	$\gamma_w$	Wasserwichte (hier $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )	$\text{kN/m}^3$
103	$\epsilon_{b1}$	Betonstauchung	-

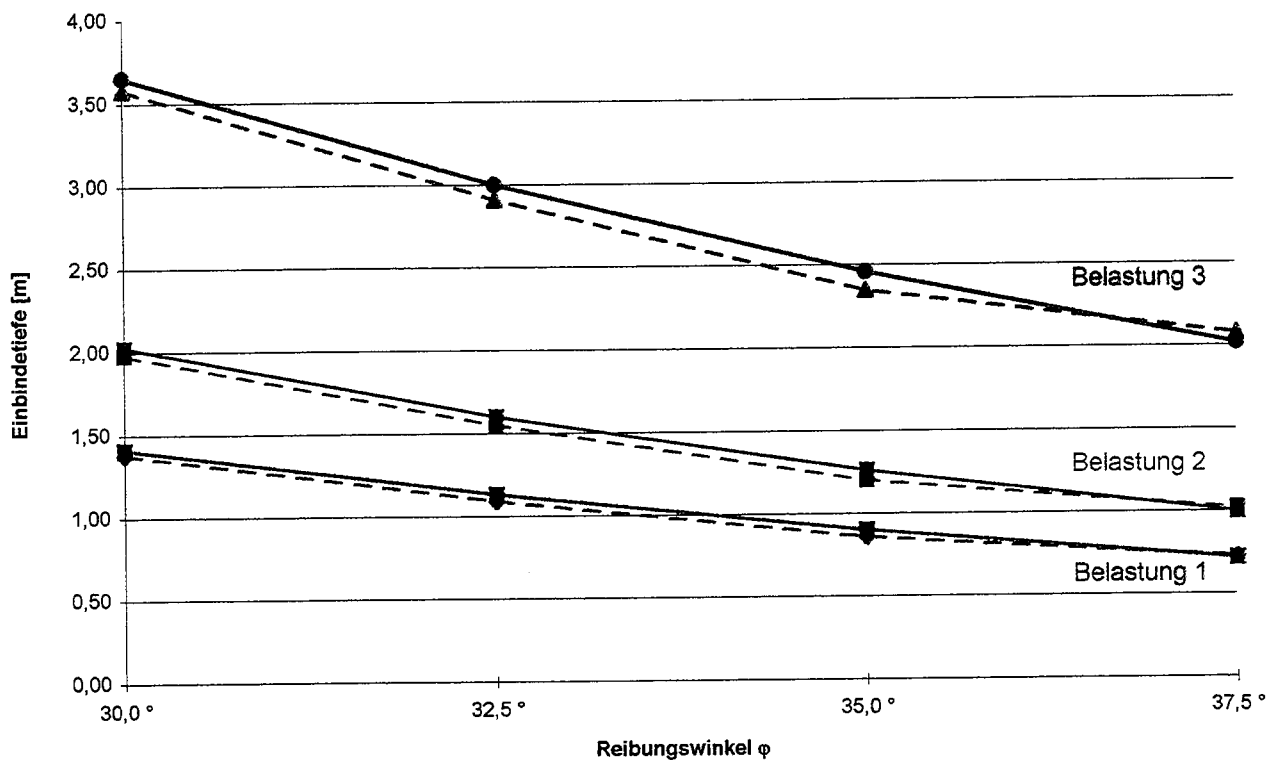


Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
104	$\varepsilon_{c2}$	Betonstauchung	-
105	$\varepsilon_{s1}$	Stahldehnung	-
106	$\varepsilon_{s2}$	Stahldehnung	-
107	$\Delta$	Faktor Ankerkraft bei Schnittführung durch den Verpreßkörper	-
108	$\Delta T$	Zusatzkraft *	kN/m
109	$\delta$	Wandreibungswinkel *	°
110	$\eta$	Sicherheitsbeiwert für den Geländebruchnachweis Abminderung der Schubdeckung	- -
111	$\eta_{Ep}$	Abminderungsbeiwert ("Sicherheitsbeiwert") für den Erdwiderstand	-
112	$\vartheta$	Gleitflächenneigung zur Horizontalen Winkel zwischen Betondruckstreben und Bauteilachse	° °
113	$\vartheta_a$	aktiver Gleitflächenwinkel zur Horizontalen	°
114	$\mu_{sd}$	bezogener Wert des aufzunehmenden Moments	-
115	$\nu$	Wirksamkeitsfaktor	-
116	$\nu_{sd}$	bezogener Wert der aufzunehmenden Normalkraft	-
117	$\rho_1$	der Zugbewehrung zugeordneter Bewehrungsgrad	-
118	$\Sigma$	Summenbetrachtung	-
119	$\sigma_{cp}$	mittlere Betonspannung infolge Längskraft	MN/m <sup>2</sup>
120	$\tau_{rd}$	Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit bei Bauteilen ohne Schubbewehrung	MN/m <sup>2</sup>
121	$\tau_0$	Grundwert der Schubspannung	MN/m <sup>2</sup>
122	$\tau_{02}, \tau_{12}$	Grenzen der Grundwerte der Schubspannung $\tau_0$	MN/m <sup>2</sup>
123	$\varphi'$	innerer Reibungswinkel des entwässerten Bodens *	°
124	$\varphi_{ers}$	Ersatzreibungswinkel zur Ermittlung des Mindesterdruks ( $\varphi_{ers} = 40^\circ$ )	°
125	$\omega_{o\ tot}$	mechanischer Bewehrungsgrad	-

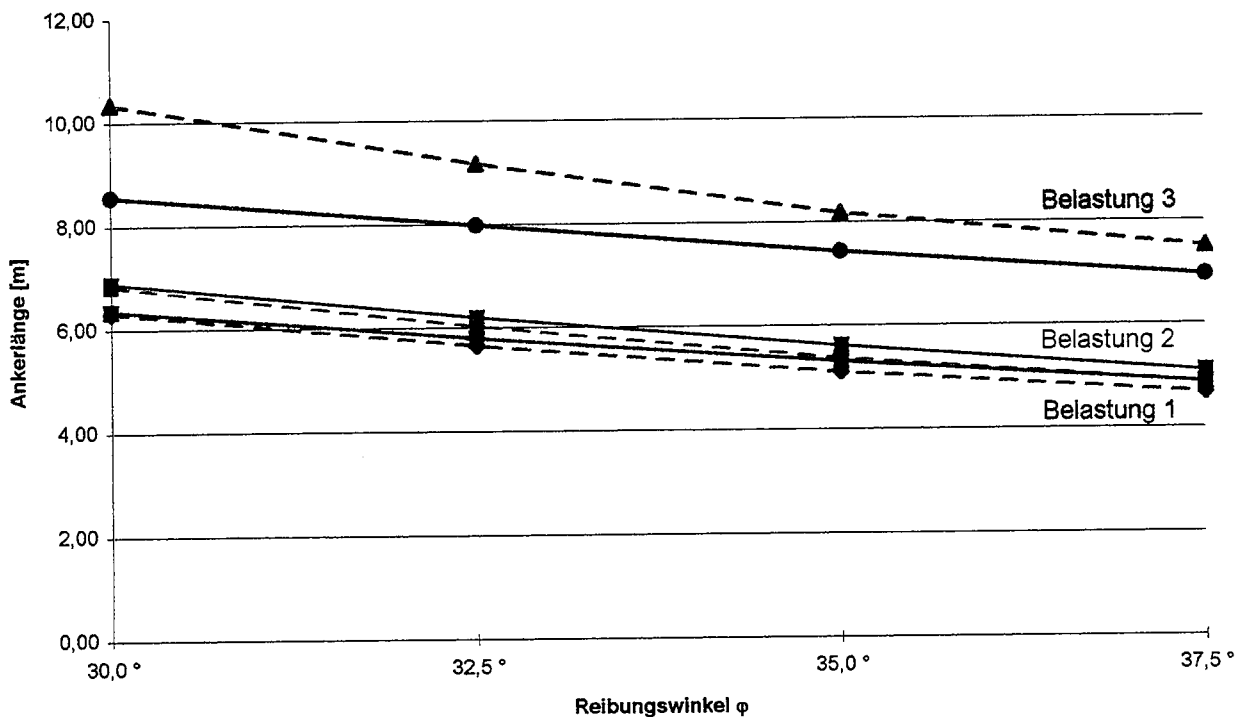
## 2. Indizes

	Index	Benennung
126	a	aktiver Erddruck
127	c	Kohäsion
128	d	Bemessungswert
129	erf	erforderlich
130	f	Erddruckordinate am Wandfuß
131	g	Eigengewicht des Bodenkörpers
132	GF	Gleitfuge
133	h	horizontal
134	i	Platzhalter für die Indizes g, c und p der Erddruckkomponenten
135	k	charakteristischer Wert Erddruckordinate in Ankerkopfhöhe
136	m	Erddruckordinate (sämtliche Anteile) bei Kote $h_{\min}$
137	max	maximal
138	min	Mindest - ... Erddruckordinate (nur Anteil aus Eigengewicht) bei Kote $h_{\min}$
139	o	oben
140	p	Erdwiderstand Erddruckanteil aus Verkehrslast
141	rech	rechnerisch (bei Ansatz von Teilkräften)
142	u	unten, d.h. Druckordinate in Höhe der Baugrubensohle
143	v	vertikal
144	$\alpha$	Erddruckermittlung für die geneigte Bruchkörperhinterkante

Einbindetiefe

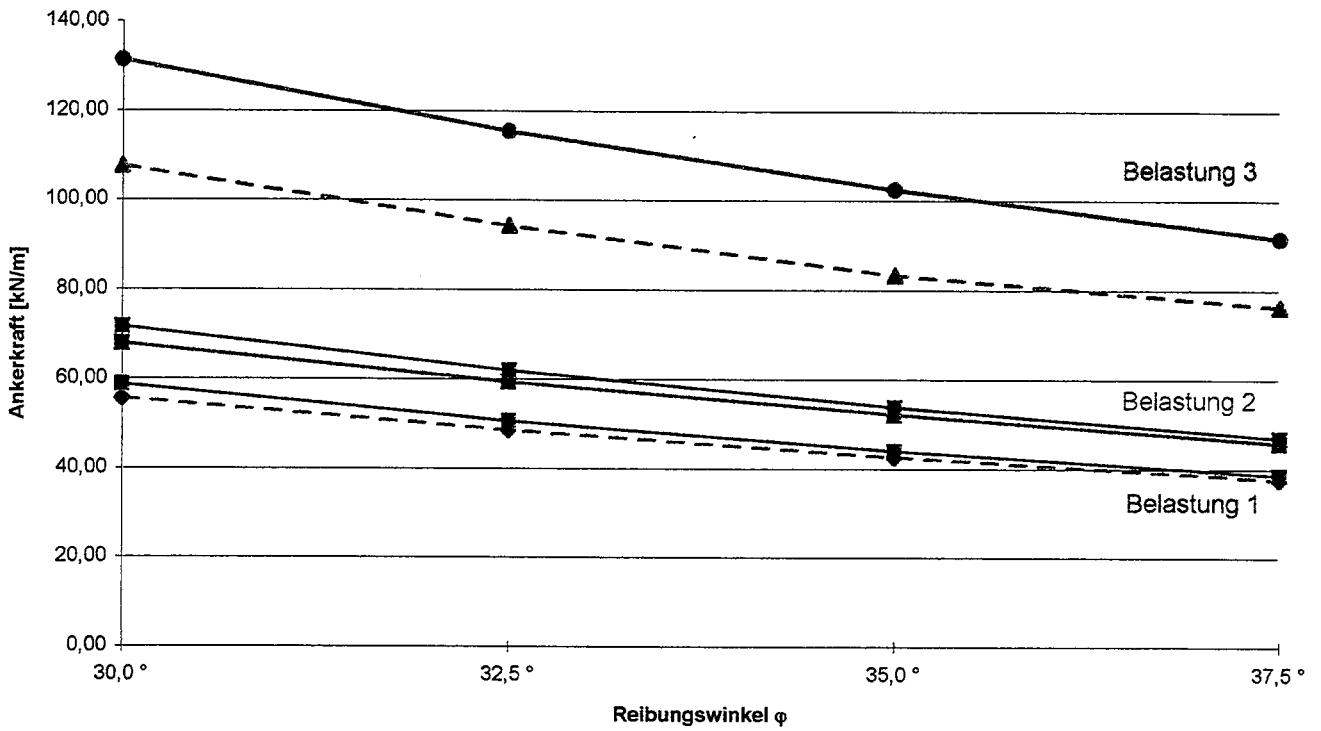


max. Ankerlänge

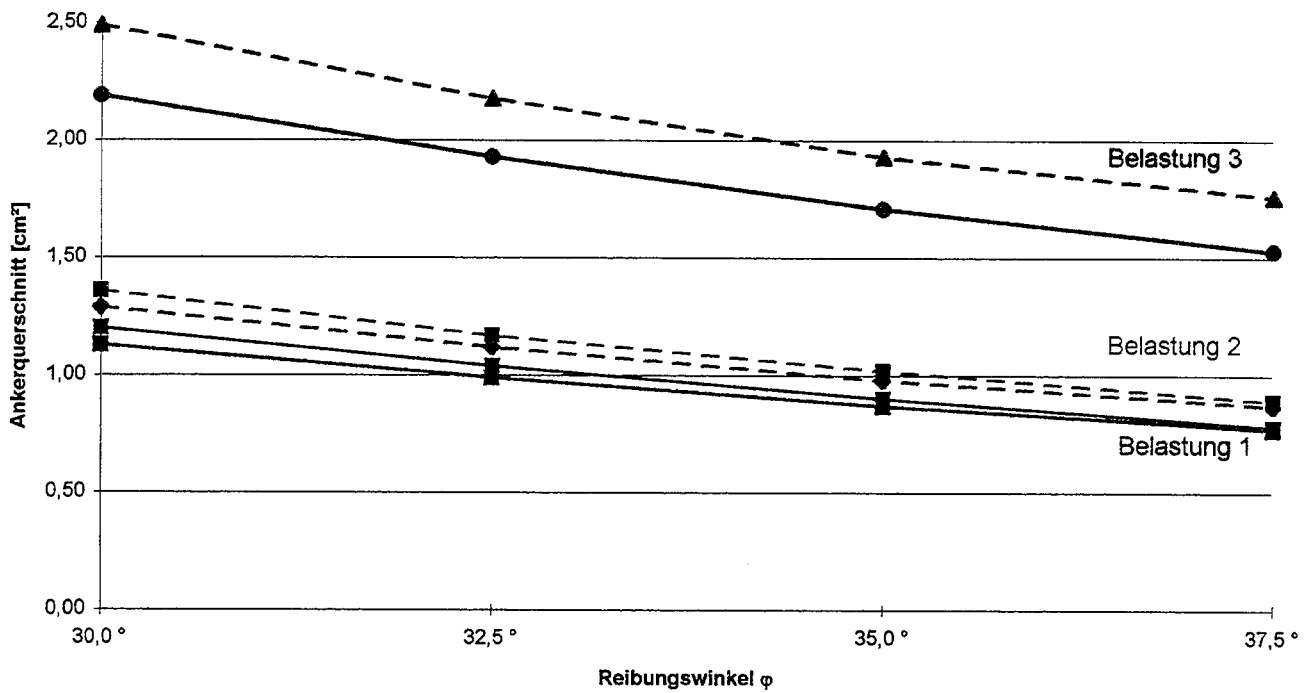


Legende :   
 - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept   
 ———— Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

Ankerkräfte

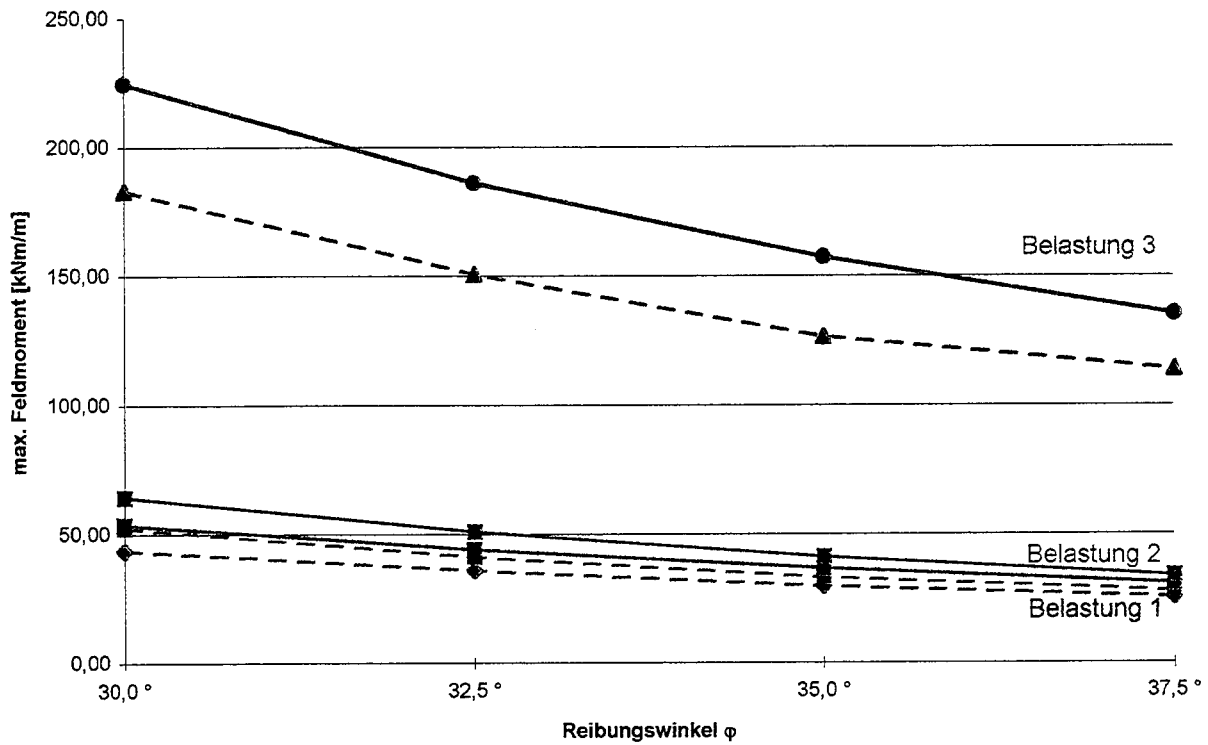


Ankerquerschnitte

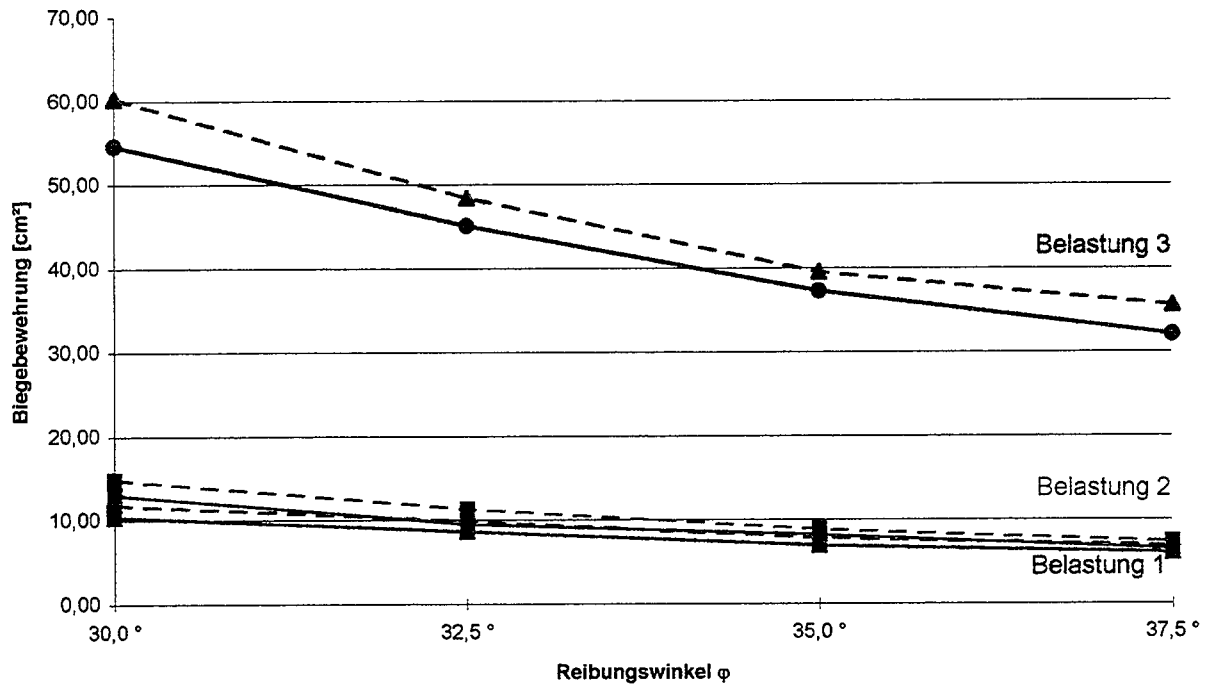


Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                  - - - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

max. Feldmoment

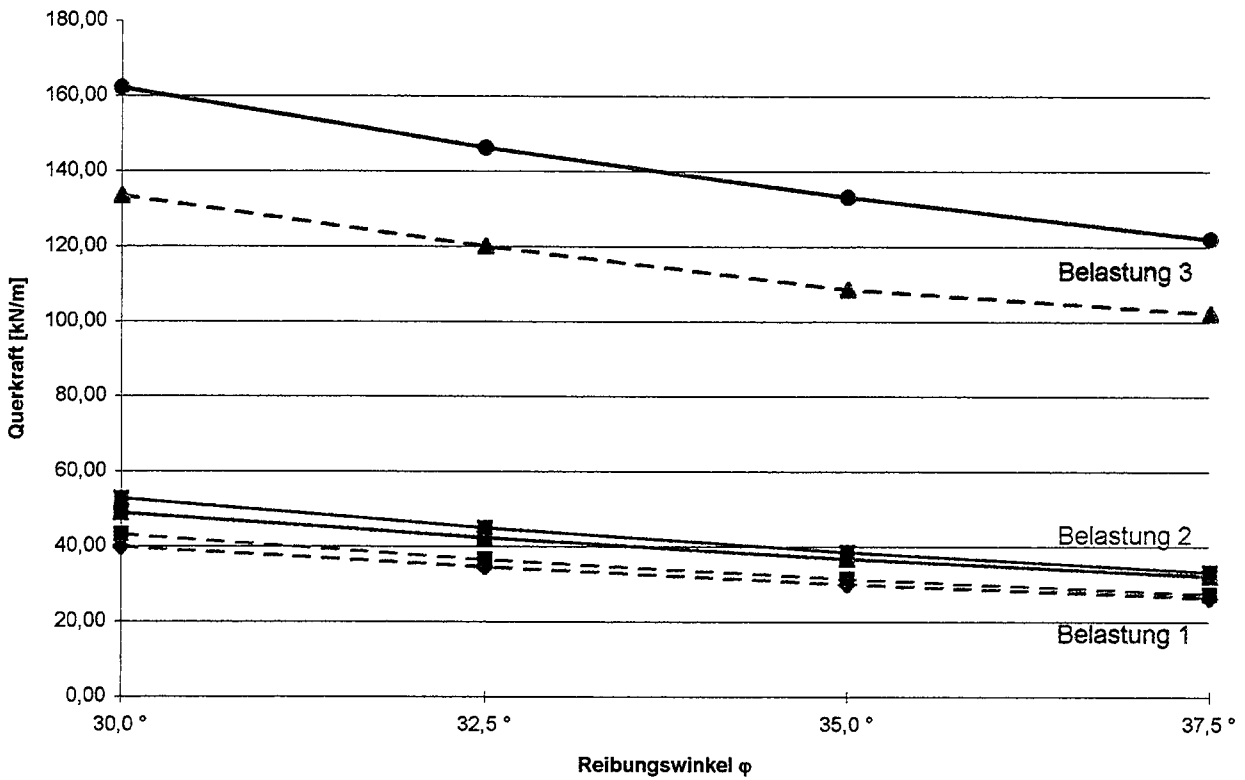


Biegebewehrung

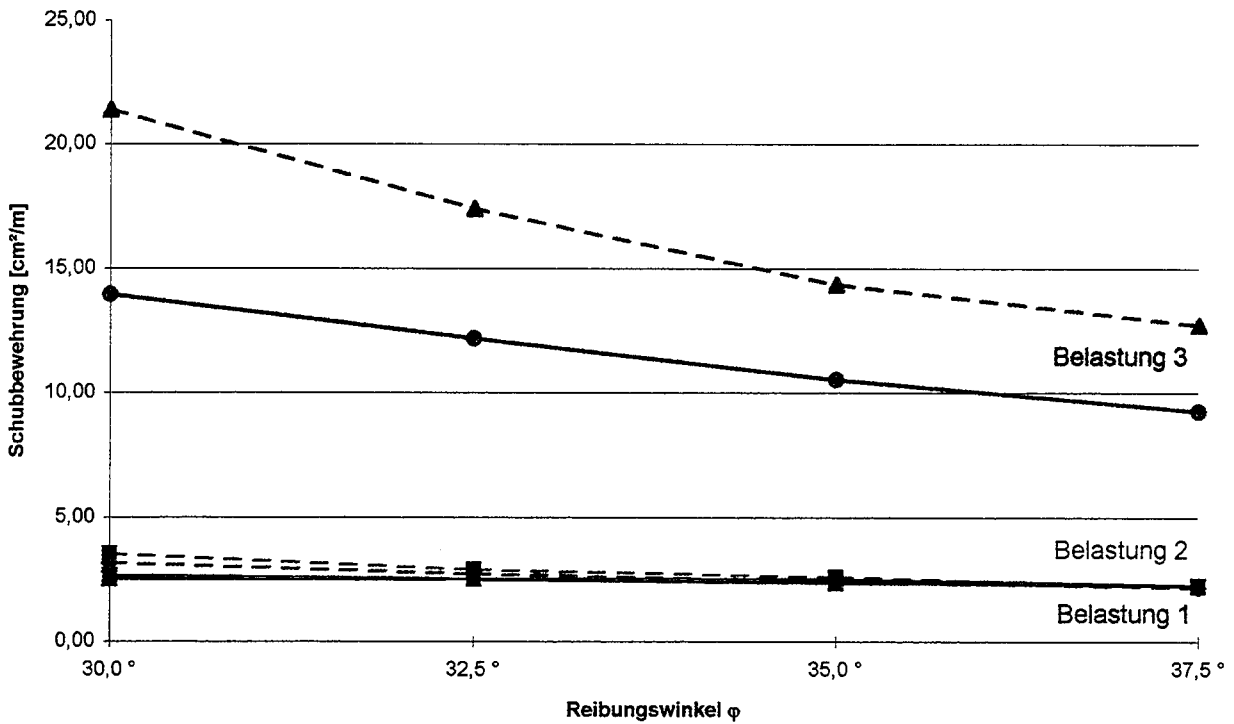


Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                  - - - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

max. Querkraft



Schubbewehrung



Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                  - - - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

Ortbetonwand							
Vergleich der Ergebnisse							
Boden 1 :							
$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$							
$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$							
$\varphi'_k = 30,00^\circ$							
$c = 0,00 \text{ kN/m}^2$							
$\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$							
nach DIN 4085-100							
$\delta_p = -\varphi'_k$							
Parameter		Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	1,38	1,41	1,98	2,03	3,58	3,65
$A_h$	[kN/m]	55,69	67,97	58,75	71,78	107,68	131,42
erf $A_{s, \text{Anker}}$	[cm <sup>2</sup> ]	1,29	1,13	1,36	1,20	2,49	2,19
erf $l_A$	[m]	-	3,85	-	4,39	-	5,50
f $l_A$	[m]	6,31	6,35	6,83	6,89	10,35	8,55
min $l_A$	[m]	5,68	5,91	6,04	6,30	6,98	7,32
t							
	100 %	102 %	100 %	103 %	100 %	102 %	
$A_h$							
	100 %	122 %	100 %	122 %	100 %	122 %	
erf $A_{s, \text{Anker}}$ St 1570/1770							
	100 %	88 %	100 %	88 %	100 %	88 %	
$l_A$							
	100 %	101 %	100 %	101 %	100 %	83 %	

Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse  Boden 1 : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 30,00^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$						
	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
	Parameter	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054
max $M_{\text{Feld}}$ [kNm/m]	43,69	53,69	52,33	64,53	183,10	224,64
tot $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	11,86	10,40	14,83	13,01	60,31	54,63
Q [kN/m]	40,09	48,99	43,22	52,88	133,60	162,29
erf $a_{s, \text{Bügel}}$ [cm <sup>2</sup> /m]	3,18	2,51 *	3,54	2,67 *	21,40	13,95
max M						
	100 %	123 %	100 %	123 %	100 %	123 %
tot $A_s$						
	100 %	88 %	100 %	88 %	100 %	91 %
Q						
	100 %	122 %	100 %	122 %	100 %	121 %
erf $a_{s, \text{Bügel}}$  * Mindestsschub - bewehrung						
	100 %	79 %	100 %	75 %	100 %	65 %

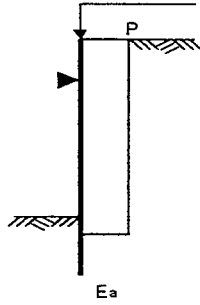
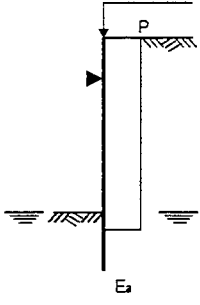
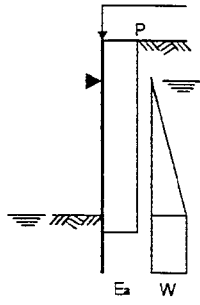
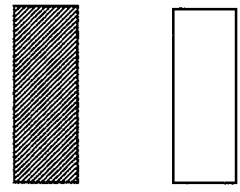
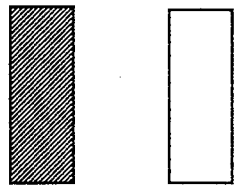
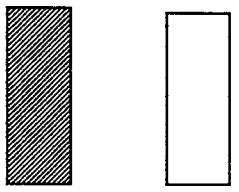
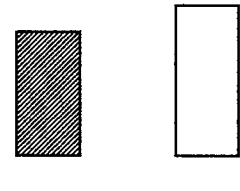
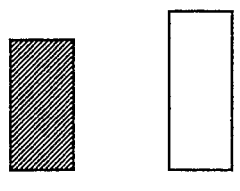
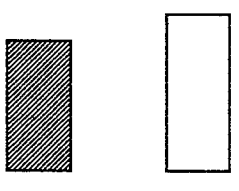
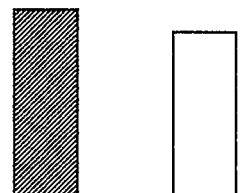
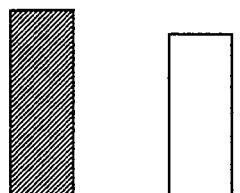
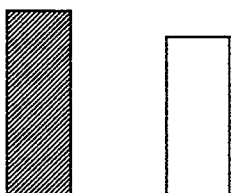
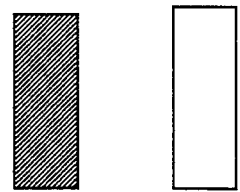
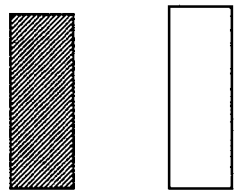
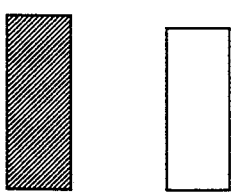


Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse Boden 1 : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 32,50^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$						
	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
	Parameter	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054
t [m]	1,09	1,13	1,55	1,60	2,91	3,00
A <sub>h</sub> [kN/m]	48,68	59,45	50,72	62,02	94,41	115,53
erf A <sub>s, Anker</sub> [cm <sup>2</sup> ]	1,12	0,99	1,17	1,04	2,18	1,93
erf l <sub>A*</sub> [m]	-	3,30	-	3,70	-	5,26
erf l <sub>A</sub> [m]	5,66	5,80	6,03	6,20	9,17	7,99
min l <sub>A</sub> [m]	5,37	5,59	5,63	5,88	6,40	6,72
t						
	100 %	104 %	100 %	103 %	100 %	103 %
A <sub>h</sub>						
	100 %	122 %	100 %	122 %	100 %	122 %
erf A <sub>s, Anker</sub> St 1570/1770						
	100 %	88 %	100 %	89 %	100 %	89 %
l <sub>A</sub>						
	100 %	102 %	100 %	103 %	100 %	87 %

Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse  Boden 1 : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 32,50^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$						
	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
	Parameter	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054
max $M_{\text{Feld}}$ [kNm/m]	35,80	44,06	41,29	51,04	150,99	186,21
tot $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	9,89	8,67	11,37	9,54	48,44	45,09
Q [kN/m]	34,70	42,38	36,74	45,01	120,05	146,27
erf $a_{s, \text{Bügel}}$ [cm <sup>2</sup> /m]	2,73	2,51 *	2,89	2,51 *	17,41	12,19
max M						
	100 %	123 %	100 %	124 %	100 %	123 %
tot $A_s$						
	100 %	88 %	100 %	84 %	100 %	93 %
Q						
	100 %	122 %	100 %	122 %	100 %	122 %
erf $a_{s, \text{Bügel}}$  * Mindestsschub - bewehrung						
	100 %	92 %	100 %	87 %	100 %	70 %

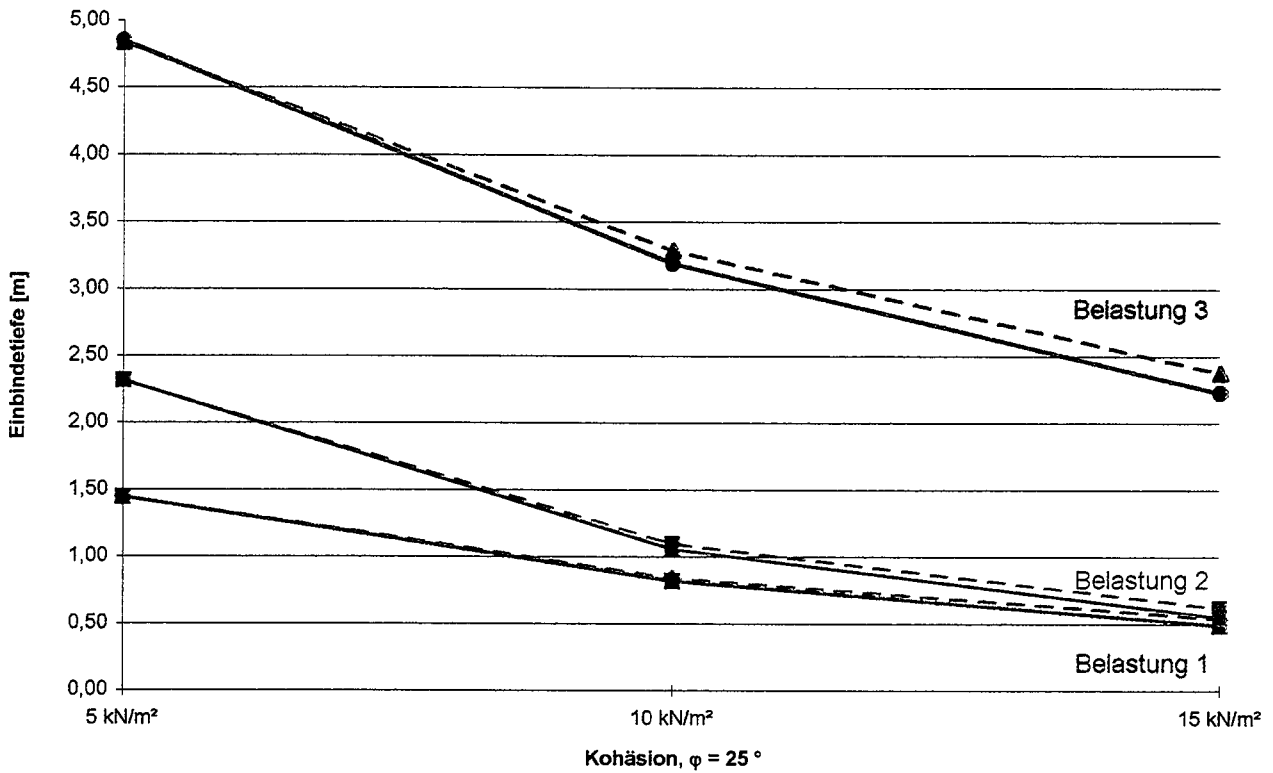
Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse		Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
<b>Boden 1 :</b> $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 35,00^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$							
Parameter							
t [m]		0,86	0,90	1,20	1,26	2,35	2,46
A <sub>h</sub> [kN/m]		42,67	52,15	44,03	53,88	83,46	102,53
erf A <sub>s, Anker</sub> [cm <sup>2</sup> ]		0,98	0,87	1,02	0,90	1,93	1,71
erf l <sub>A*</sub> [m]		-	2,83	-	4,93	-	4,93
rf l <sub>A</sub> [m]		5,11	5,31	5,37	5,61	8,18	7,43
min l <sub>A</sub> [m]		5,11	5,33	5,29	5,54	5,91	6,23
t							
		100 %	105 %	100 %	105 %	100 %	105 %
A <sub>h</sub>							
		100 %	122 %	100 %	122 %	100 %	123 %
erf A <sub>s, Anker</sub> St 1570/1770							
		100 %	89 %	100 %	88 %	100 %	89 %
l <sub>A</sub>							
		100 %	104 %	100 %	104 %	100 %	91 %

Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse  Boden 1 : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 35,00^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$						
	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
Parameter	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max $M_{\text{Feld}}$ [kNm/m]	29,72	36,67	33,21	41,19	126,65	157,38
tot $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	7,91	6,94	8,90	8,24	39,54	37,28
Q [kN/m]	30,10	36,84	31,48	38,62	108,65	133,05
erf $a_s$ , Bügel [cm <sup>2</sup> /m]	2,42	2,37 *	2,60	2,51 *	14,36	10,53
max M						
	100 %	123 %	100 %	124 %	100 %	124 %
tot $A_s$						
	100 %	88 %	100 %	93 %	100 %	94 %
Q						
	100 %	122 %	100 %	123 %	100 %	122 %
erf $a_s$ , Bügel  * Mindestschub - bewehrung						
	100 %	98 %	100 %	97 %	100 %	73 %

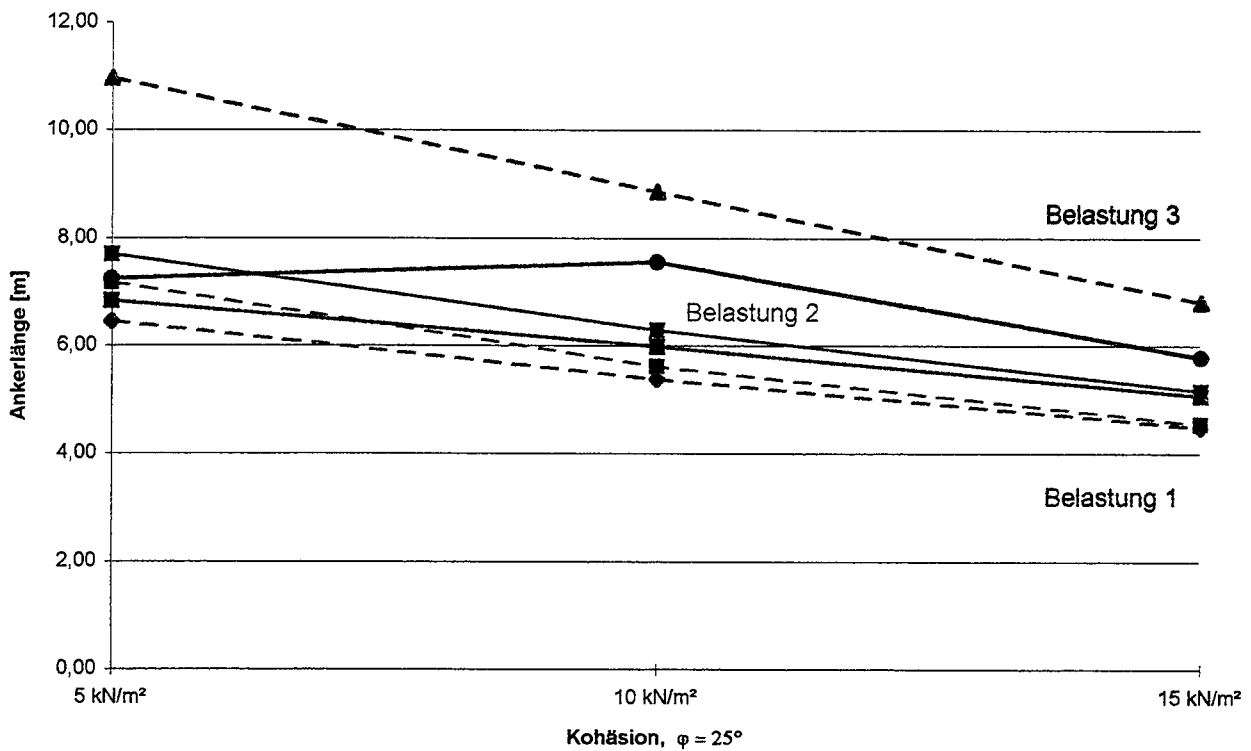
Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse		Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
<b>Boden 1 :</b> $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 37,50^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = + 2/3 \varphi'_k$ $\delta_p = - \varphi'_k$							
Parameter	[m]	0,73	0,72	1,02	1,00	2,08	2,02
$A_h$	[kN/m]	37,68	45,82	38,67	46,99	76,41	91,74
erf $A_{s, \text{Anker}}$	[cm <sup>2</sup> ]	0,87	0,77	0,89	0,78	1,76	1,53
erf $l_A$	[m]	-	2,38	-	2,60	-	4,45
rf $l_A$	[m]	4,68	4,88	4,88	5,10	7,51	6,95
min $l_A$	[m]	4,91	5,10	5,06	5,25	5,60	5,82
t							
	100 %	99 %	100 %	98 %	100 %	97 %	
$A_h$							
	100 %	122 %	100 %	122 %	100 %	120 %	
erf $A_{s, \text{Anker}}$ St 1570/1770							
	100 %	89 %	100 %	88 %	100 %	87 %	
$l_A$							
	100 %	104 %	100 %	105 %	100 %	93 %	

Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse  Boden 1 : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 37,50^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = + 2/3 \varphi'_k$  $\delta_p = -\varphi'_k$						
	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
Parameter	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max $M_{\text{Feld}}$ [kNm/m]	25,44	30,84	27,93	33,78	113,93	135,34
tot $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	6,92	6,07	7,41	6,50	35,59	32,08
Q [kN/m]	26,43	32,13	27,44	33,32	102,30	122,02
erf $a_{s, \text{Bügel}}$ [cm <sup>2</sup> /m]	2,20	2,26 *	2,22	2,26 *	12,73	9,26
max M						
	100 %	121 %	100 %	121 %	100 %	119 %
tot $A_s$						
	100 %	88 %	100 %	88 %	100 %	90 %
Q						
	100 %	122 %	100 %	121 %	100 %	119 %
erf $a_{s, \text{Bügel}}$  * Mindestsschub - bewehrung						
	100 %	103 %	100 %	102 %	100 %	73 %

Einbindetiefe

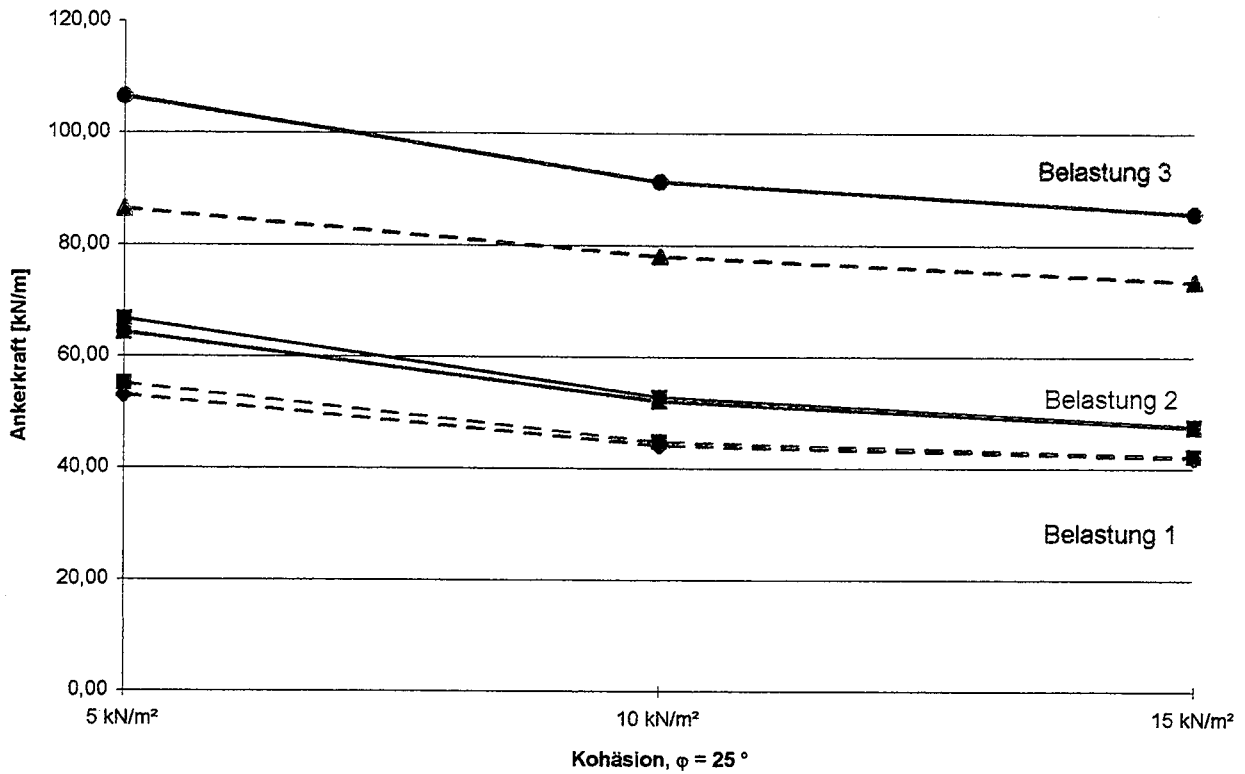


max. Ankerlänge



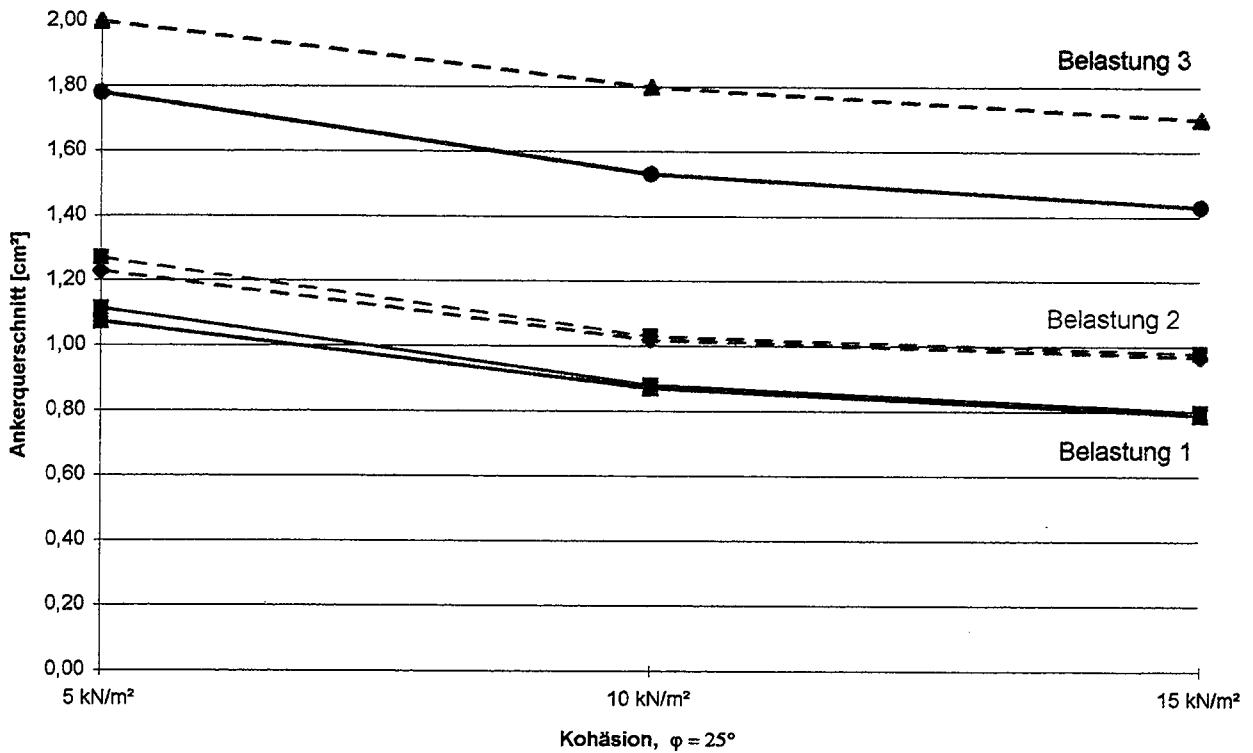
Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                   — — — — — Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

Ankerkraft



11

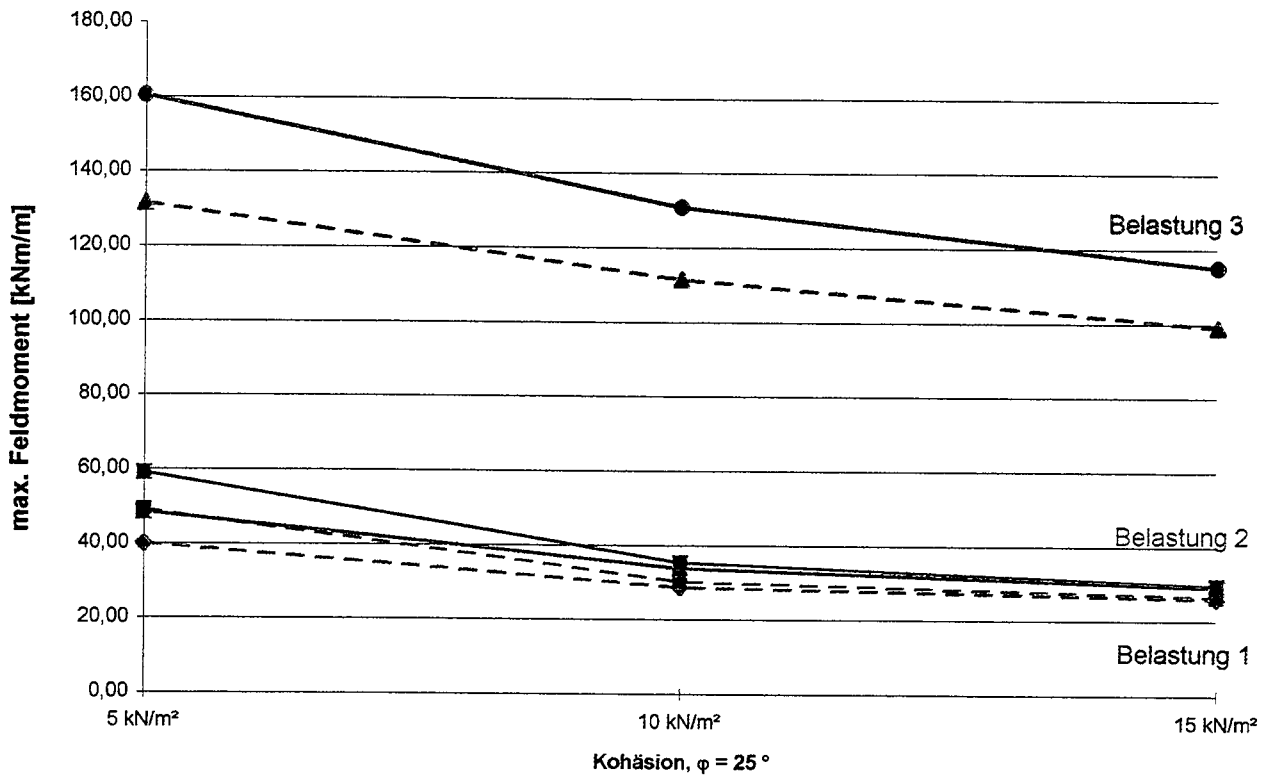
Ankerquerschnitt



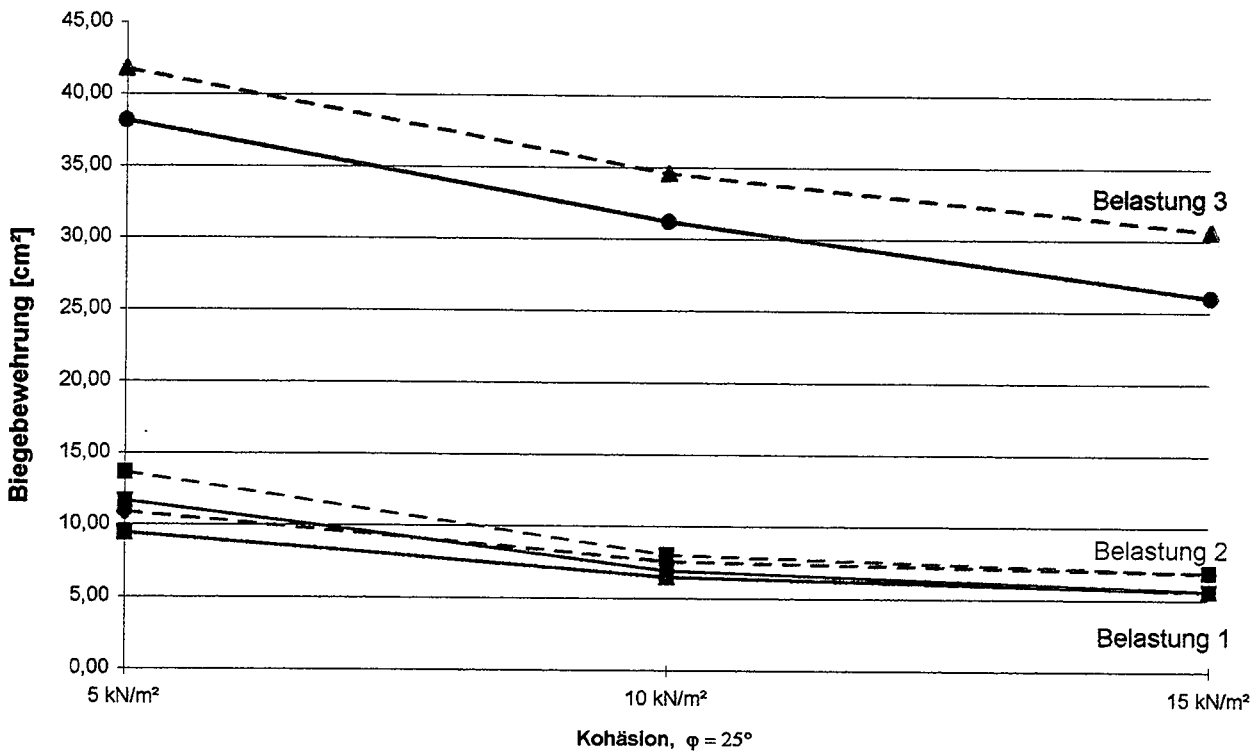
Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                  - - - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept



max. Feldmoment

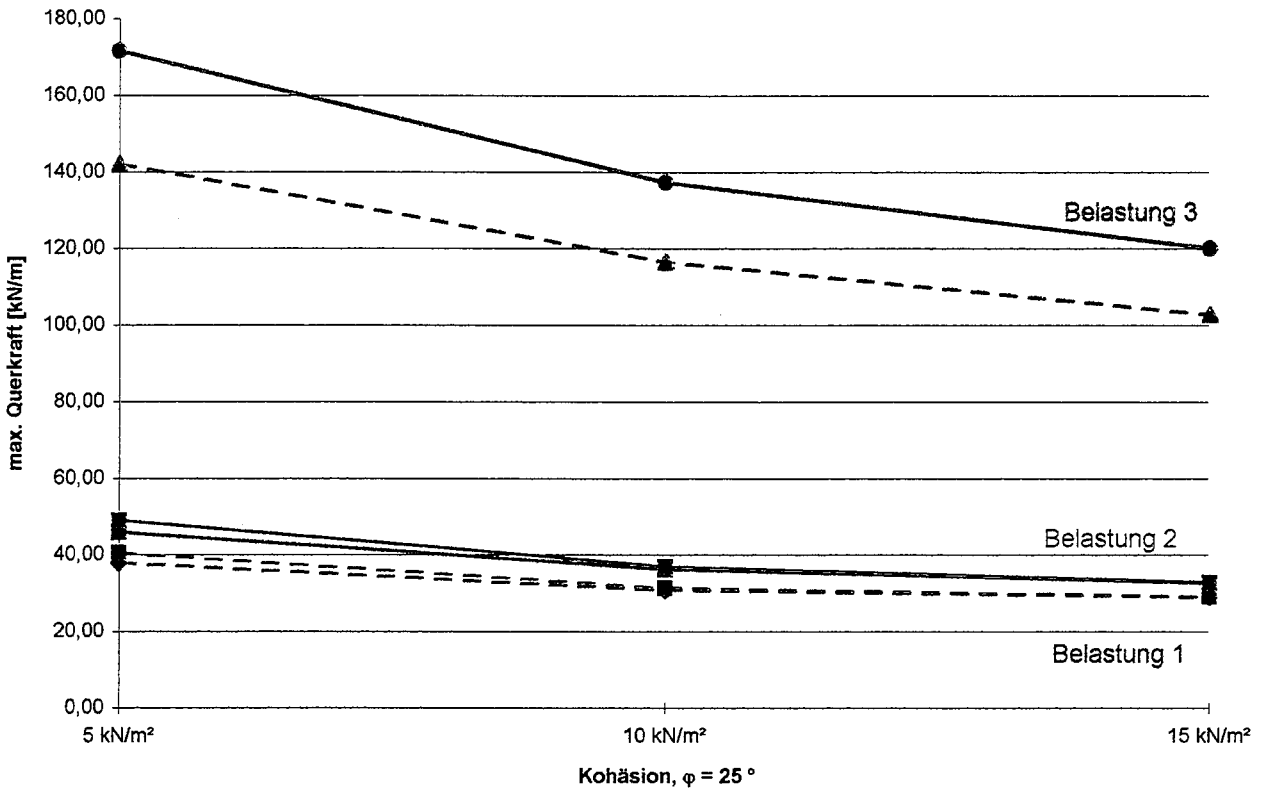


Biegebewehrung

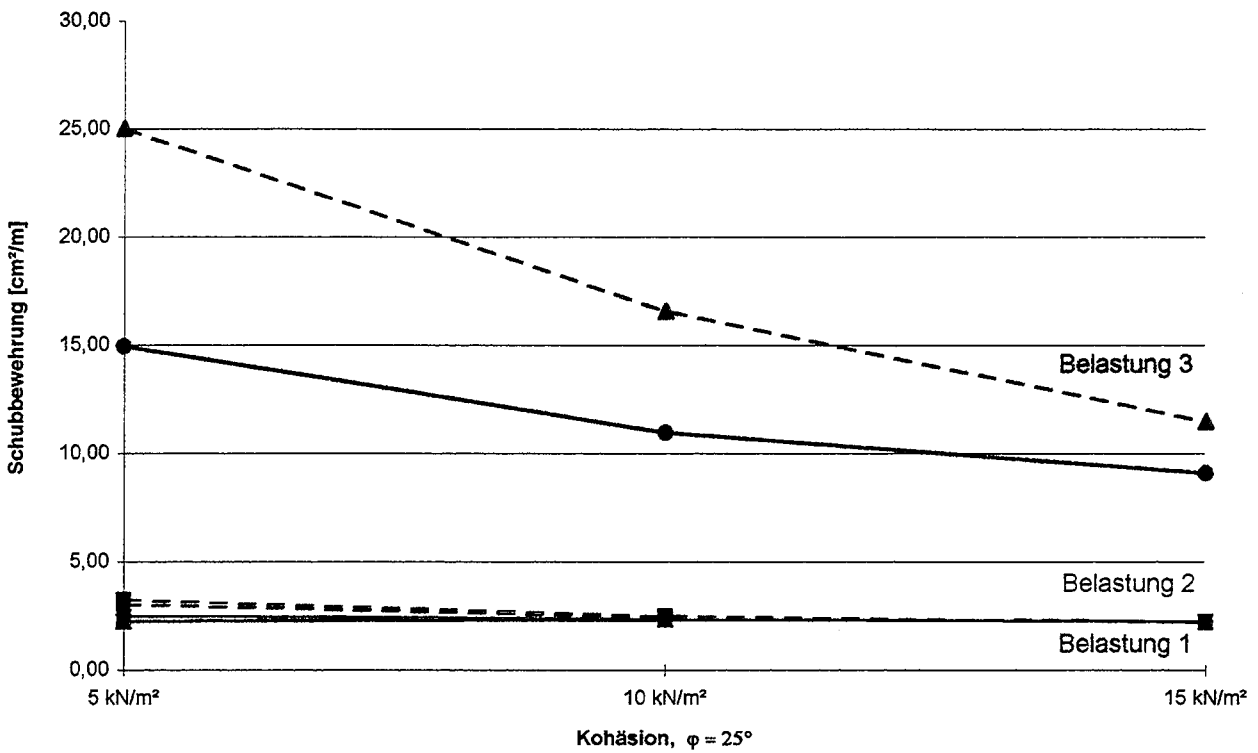


Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                   — — — — — Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

max. Querkraft

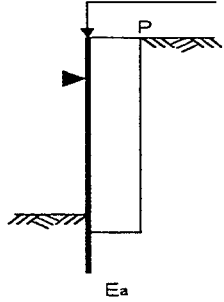
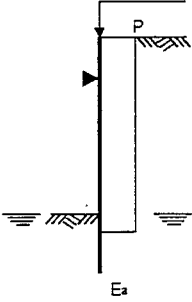
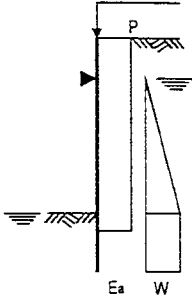
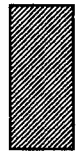

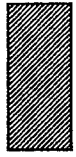

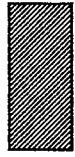



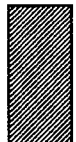



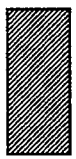

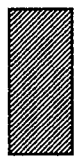

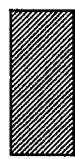

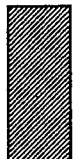

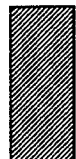

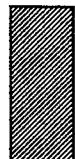



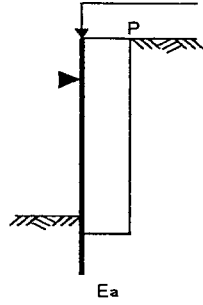
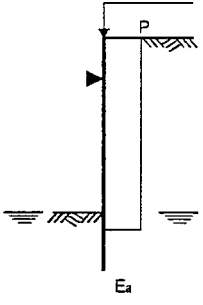
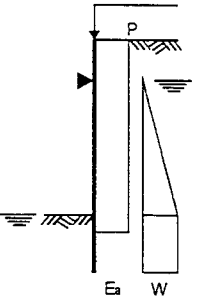
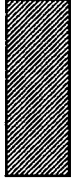

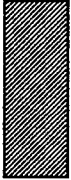

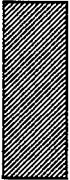
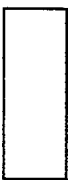
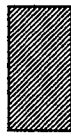

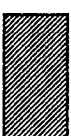
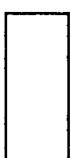
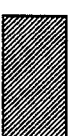

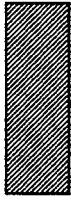

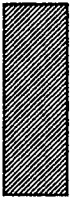

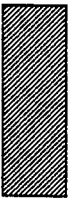

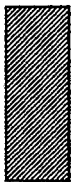

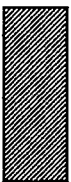

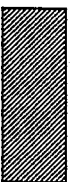

Schubbewehrung



Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                   — — — — — Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

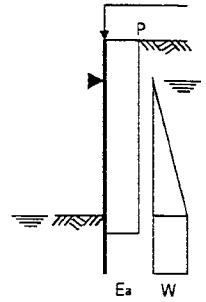
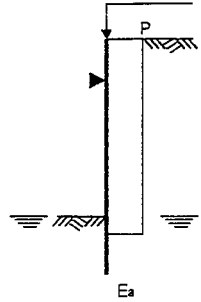
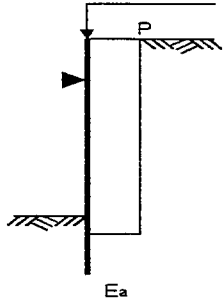
Parameter	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
	<b>Ortbetonwand</b> <b>Vergleich der Ergebnisse</b> <b>Boden 2a :</b> $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 25,00^\circ$ $c = 5,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$					
t [m]	1,45	1,45	2,32	2,32	4,84	4,85
A <sub>h</sub> [kN/m]	53,08	64,33	55,18	66,76	86,46	106,56
erf A <sub>s, Anker</sub> [cm <sup>2</sup> ]	1,23	1,07	1,27	1,12	2,00	1,78
erf l <sub>A</sub> [m]	-	4,34	-	5,20	-	7,25, T = 17,4
erf l <sub>A</sub> [m]	6,46	6,84	7,18	7,70	10,97	7,25
min l <sub>A</sub> [m]	6,04	6,24	6,60	6,86	8,24	8,55
t						
	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
A <sub>h</sub>						
	100 %	121 %	100 %	121 %	100 %	123 %
erf A <sub>s, Anker</sub> St 1570/1770						
	100 %	87 %	100 %	88 %	100 %	89 %
l <sub>A</sub>						
	100 %	106 %	100 %	107 %	100 %	66 %

Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse  Boden 2a : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 25,00^\circ$ $c = 5,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$						
	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
	Parameter	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054
max $M_{\text{Feld}}$ [kNm/m]	40,12	48,55	49,11	59,19	131,55	160,47
tot $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	10,94	9,48	13,68	11,71	41,77	38,15
Q [kN/m]	37,97	46,00	40,58	49,07	142,20	171,60
erf $a_{s, \text{Bügel}}$ [cm <sup>2</sup> /m]	3,04	2,26 *	3,25	2,51 *	25,02	14,96
max M						
	100 %	121 %	100 %	121 %	100 %	122 %
tot $A_s$						
	100 %	87 %	100 %	86 %	100 %	91 %
Q						
	100 %	121 %	100 %	121 %	100 %	121 %
erf $a_{s, \text{Bügel}}$  * Mindestsschub - bewehrung						
	100 %	74 %	100 %	77 %	100 %	60 %

Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse		Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
<b>Boden 2a :</b> $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 25,00^\circ$ $c = 10,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$							
Parameter							
t [m]		0,84	0,82	1,10	1,06	3,29	3,19
A <sub>h</sub> [kN/m]		44,18	52,10	44,83	52,81	78,04	91,39
erf A <sub>s, Anker</sub> [cm <sup>2</sup> ]		1,02	0,87	1,03	0,88	1,80	1,53
erf l <sub>A</sub> [m]		-	3,49	-	3,79	-	4,63
erf l <sub>A</sub> [m]		5,39	5,99	5,62	6,29	8,86	7,56
min l <sub>A</sub> [m]		5,64	5,79	5,81	5,96	7,23	7,42
t							
		100 %	98 %	100 %	96 %	100 %	97 %
A <sub>h</sub>							
		100 %	118 %	100 %	118 %	100 %	117 %
erf A <sub>s, Anker</sub> St 1570/1770							
		100 %	85 %	100 %	85 %	100 %	85 %
l <sub>A</sub>							
		100 %	111 %	100 %	112 %	100 %	85 %

Parameter	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max $M_{Feld}$ [kNm/m]	28,79	33,84	30,30	35,48	111,53	130,84
tot $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	7,60	6,51	8,03	6,94	34,59	31,21
Q [kN/m]	30,81	36,31	31,46	37,02	116,60	137,39
erf $a_{s, B\ddot{u}gel}$ [cm <sup>2</sup> /m]	2,45	2,35 *	2,51	2,35 *	16,57	10,98
max M						
	100 %	118 %	100 %	117 %	100 %	117 %
tot $A_s$						
	100 %	86 %	100 %	86 %	100 %	90 %
Q						
	100 %	118 %	100 %	118 %	100 %	118 %
erf $a_{s, B\ddot{u}gel}$						
	100 %	96 %	100 %	94 %	100 %	66 %

**Ortbetonwand**  
**Vergleich der Ergebnisse**  
**Boden 2a :**  
 $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$   
 $\varphi'_k = 25,00^\circ$   
 $c = 10,00 \text{ kN/m}^2$   
 $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$   
 nach DIN 4085-100  
 $\delta_p = -\varphi'_k$



Ortbetonwand							
Vergleich der Ergebnisse							
Boden 1 :							
$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$							
$\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$							
$\varphi'_k = 25,00^\circ$							
$c = 15,00 \text{ kN/m}^2$							
$\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$							
nach DIN 4085-100							
$\delta_p = -\varphi'_k$							
Parameter		Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	0,54	0,49	0,62	0,55	2,38	2,23
A <sub>h</sub>	[kN/m]	42,04	47,46	42,25	47,64	73,60	85,72
erf A <sub>s, Anker</sub>	[cm <sup>2</sup> ]	0,97	0,79	0,98	0,80	1,70	1,43
erf l <sub>A*</sub>	[m]	-	2,57	-	2,66	-	3,29
erf l <sub>A</sub>	[m]	4,49	5,07	4,55	5,16	6,81	5,79
min l <sub>A</sub>	[m]	5,45	5,57	5,50	5,61	6,64	6,76
t							
		100 %	91 %	100 %	89 %	100 %	94 %
A <sub>h</sub>							
		100 %	113 %	100 %	113 %	100 %	116 %
erf A <sub>s, Anker</sub> St 1570/1770							
		100 %	81 %	100 %	82 %	100 %	84 %
l <sub>A</sub>							
		100 %	113 %	100 %	113 %	100 %	85 %

Ortbetonwand Vergleich der Ergebnisse  Boden 1 : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 25,00^\circ$ $c = 15,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_{a,p} = \pm 2/3 \varphi'_k$ nach DIN 4085-100 $\delta_p = -\varphi'_k$						
	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3	
	Parameter	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054
max $M_{\text{Feld}}$ [kNm/m]	26,16	29,28	26,63	29,68	99,14	115,11
tot $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	6,92	5,64	6,92	5,64	30,65	26,01
Q [kN/m]	29,08	32,79	29,29	32,97	102,86	120,14
erf $a_s$ , Bügel [cm <sup>2</sup> /m]	2,25	2,26 *	2,22	2,26 *	11,47	9,10
max M						
	100 %	112 %	100 %	111 %	100 %	116 %
tot $A_s$						
	100 %	82 %	100 %	82 %	100 %	85 %
Q						
	100 %	113 %	100 %	113 %	100 %	117 %
erf $a_s$ , Bügel  * Mindestschub- bewehrung						
	100 %	100 %	100 %	102 %	100 %	79 %



## Ergebnisübersicht Ortbetonwand

Die Ergebnisse der Berechnung nach dem Globalsicherheitskonzept werden als Bezugsgröße zu 100% angenommen.

### Einbindetiefe $t$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2	Belastung 3
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]
25,0	15	91	89	94
25,0	10	98	96	97
25,0	5	100	100	100
30,0	0	102	103	102
32,5	0	104	103	103
35,0	0	105	105	105
37,5	0	99	98	97

### Ankerlänge $l_A$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2	Belastung 3
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]
25,0	15	113	113	85
25,0	10	111	112	85
25,0	5	106	107	66
30,0	0	101	101	83
32,5	0	102	103	87
35,0	0	104	104	91
37,5	0	104	105	93

### Ankerkraft $A_n$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2	Belastung 3
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]
25,0	15	113	113	116
25,0	10	118	118	117
25,0	5	121	121	123
30,0	0	122	122	122
32,5	0	122	122	122
35,0	0	122	122	123
37,5	0	122	122	120

### Ankerquerschnitt $A_{S \text{ Anker}}$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2	Belastung 3
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]
25,0	15	81	82	84
25,0	10	85	85	85
25,0	5	87	88	89
30,0	0	88	88	88
32,5	0	88	89	89
35,0	0	89	88	89
37,5	0	89	88	87

### max. Feldmoment

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2	Belastung 3
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]
25,0	15	112	111	116
25,0	10	118	117	117
25,0	5	121	121	122
30,0	0	123	123	123
32,5	0	123	124	123
35,0	0	123	124	124
37,5	0	121	121	119

### Biegebewehrung tot $A_s$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2	Belastung 3
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]
25,0	15	82	82	85
25,0	10	86	86	90
25,0	5	87	86	91
30,0	0	88	88	91
32,5	0	88	84	93
35,0	0	88	93	94
37,5	0	88	88	90

### max. Querkraft

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2	Belastung 3
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]
25,0	15	113	113	117
25,0	10	118	118	118
25,0	5	121	121	121
30,0	0	122	122	121
32,5	0	122	122	122
35,0	0	122	123	122
37,5	0	122	121	119

### Schubbewehrung erf $a_s$ Bügel

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2	Belastung 3
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[%]
25,0	15	100	102	79
25,0	10	96	94	66
25,0	5	74	77	60
30,0	0	79	75	65
32,5	0	92	87	70
35,0	0	98	97	73
37,5	0	103	102	73

## Ergebnisübersicht Ortbetonwand

### Einbindetiefe $t$ [m]

$\varphi$	c	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3		
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	1054	1054-100	1054	1054-100	1055
25,0	15		0,54	0,49	0,62	0,55	2,38	2,23
25,0	10		0,84	0,82	1,10	1,06	3,29	3,19
25,0	5		1,45	1,45	2,32	2,32	4,84	4,85
30,0	0		1,38	1,41	1,98	2,03	3,58	3,65
32,5	0		1,09	1,13	1,55	1,60	2,91	3,00
35,0	0		0,86	0,90	1,20	1,26	2,35	2,46
37,5	0		0,73	0,72	1,02	1,00	2,08	2,02

### Ankerlänge $l_A$ [m]

$\varphi$	c	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3		
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	1054	1054-100	1054	1054-100	1055
25,0	15		4,49	5,07	4,55	5,16	6,81	5,79
25,0	10		5,39	5,99	5,62	6,29	8,86	7,56
25,0	5		6,46	6,84	7,18	7,70	10,97	7,25
30,0	0		6,31	6,35	6,83	6,89	10,35	8,55
32,5	0		5,66	5,80	6,03	6,20	9,17	7,99
35,0	0		5,11	5,31	5,37	5,61	8,18	7,43
37,5	0		4,68	4,88	4,88	5,10	7,51	6,95

### Ankerkraft $A_h$ [kN/m]

$\varphi$	c	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3		
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	1054	1054-100	1054	1054-100	1055
25,0	15		42,04	47,46	42,25	47,64	73,60	85,72
25,0	10		44,18	52,10	44,83	52,81	78,04	91,39
25,0	5		53,08	64,33	55,18	66,76	86,46	106,56
30,0	0		55,69	67,97	58,75	71,78	107,68	131,42
32,5	0		48,68	59,45	50,72	62,02	94,41	115,53
35,0	0		42,67	52,15	44,03	53,88	83,46	102,53
37,5	0		37,68	45,82	38,67	46,99	76,41	91,74

### Ankerquerschnitt $A_{S \text{ Anker}}$ [cm<sup>2</sup>]

$\varphi$	c	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3		
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	1054	1054-100	1054	1054-100	1055
25,0	15		0,97	0,79	0,98	0,80	1,70	1,43
25,0	10		1,02	0,87	1,03	0,88	1,80	1,53
25,0	5		1,23	1,07	1,27	1,12	2,00	1,78
30,0	0		1,29	1,13	1,36	1,20	2,49	2,19
32,5	0		1,12	0,99	1,17	1,04	2,18	1,93
35,0	0		0,98	0,87	1,02	0,90	1,93	1,71
37,5	0		0,87	0,77	0,89	0,78	1,76	1,53

### max. Feldmoment [kNm/m]

$\varphi$	c	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3		
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	1054	1054-100	1054	1054-100	1055
25,0	15		26,16	29,28	26,63	29,68	99,14	115,11
25,0	10		28,79	33,84	30,30	35,48	111,53	130,84
25,0	5		40,12	48,55	49,11	59,19	131,55	160,47
30,0	0		43,69	53,69	52,33	64,53	183,10	224,64
32,5	0		35,8	44,06	41,29	51,04	150,99	186,21
35,0	0		29,72	36,67	33,21	41,19	126,65	157,38
37,5	0		25,44	30,84	27,93	33,78	113,93	135,34

### Biegebewehrung tot $A_s$ [cm<sup>2</sup>]

$\varphi$	c	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3		
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	1054	1054-100	1054	1054-100	1055
25,0	15		6,92	5,64	6,92	5,64	30,65	26,01
25,0	10		7,6	6,51	8,03	6,94	34,59	31,21
25,0	5		10,94	9,48	13,68	11,71	41,77	38,15
30,0	0		11,86	10,40	14,83	13,01	60,31	54,63
32,5	0		9,89	8,67	11,37	9,54	48,44	45,09
35,0	0		7,91	6,94	8,90	8,24	39,54	37,28
37,5	0		6,92	6,07	7,41	6,50	35,59	32,08

### max. Querkraft [kN/m]

$\varphi$	c	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3		
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	1054	1054-100	1054	1054-100	1055
25,0	15		29,08	32,79	29,29	32,97	102,86	120,14
25,0	10		30,81	36,31	31,46	37,02	116,60	137,39
25,0	5		37,97	46,00	40,58	49,07	142,20	171,60
30,0	0		40,09	48,99	43,22	52,88	133,60	162,29
32,5	0		34,7	42,38	36,74	45,01	120,05	146,27
35,0	0		30,1	36,84	31,48	38,62	108,65	133,05
37,5	0		26,43	32,13	27,44	33,32	102,30	122,02

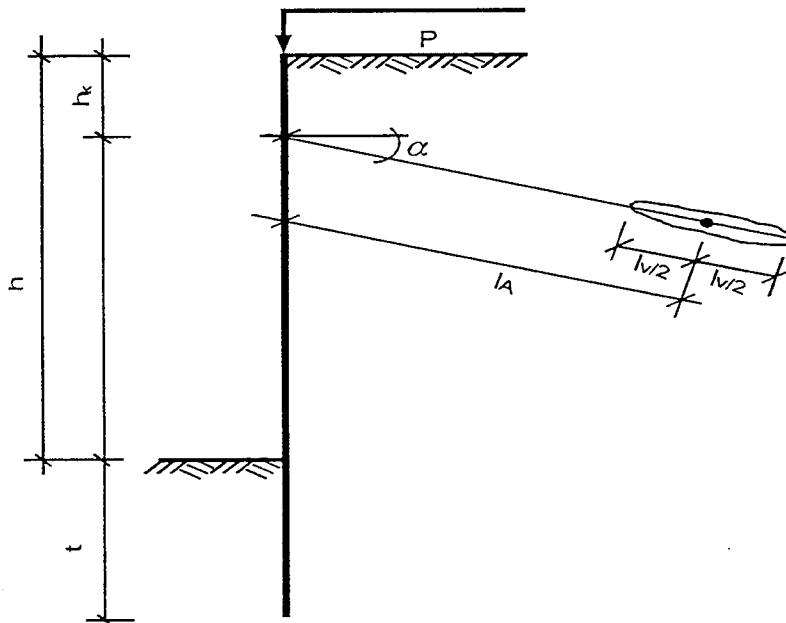
### Schubbewehrung erf $a_{s \text{ Buegel}}$ [cm<sup>2</sup>/m]

$\varphi$	c	Belastung 1		Belastung 2		Belastung 3		
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	1054	1054-100	1054	1054-100	1055
25,0	15		2,25	2,36	2,22	2,26	11,47	9,10
25,0	10		2,45	2,35	2,51	2,35	16,57	10,98
25,0	5		3,04	2,26	3,25	2,51	25,02	14,96
30,0	0		3,18	2,51	3,54	2,67	21,40	13,95
32,5	0		2,73	2,51	2,89	2,51	17,41	12,19
35,0	0		2,42	2,37	2,60	2,51	14,36	10,53
37,5	0		2,2	2,26	2,22	2,26	12,73	9,26

# Zusammenfassung: Ortbetonwand

## 1. Berechnungsgrundlagen

### 1.1 System



Ankerneigung	$\alpha = 15^\circ$
Verpreßstrecke	$l_V = 5,0 \text{ m}$
Ankerabstand	$a_A = 2,0 \text{ m}$
Höhe der Wand	$h = 5,0 \text{ m}$
Lage der Abstützung	$h_K = 1,0 \text{ m}$
Verkehrslast	$p = 10 \text{ kN/m}^2$

### 1.2 Bodenkennwerte und Wasserstände

Bodengruppe 1:	$\phi'_K =$	$30^\circ/32,5^\circ/35^\circ/37,5^\circ$
	$c'_K =$	$0$
	$\gamma_K/\gamma'_K =$	$18,5/11 \text{ kN/m}^3$

Bodengruppe 2:	$\phi'_K =$	$25^\circ$
	$c'_K =$	$5/10/15 \text{ kN/m}^2$

Wasserstände:	kein Grundwasser	(Belastung 1)
	Grundwasser in Baugrubensohle	(Belastung 2)
	Grundwasser auf Höhe der Abstützung	
	und in Baugrubensohle	(Belastung 3)

### 1.3 Normen und Empfehlungen

- Globalsicherheitskonzept:

Die Berechnung erfolgt nach den Normen

- DIN 1045 (7/1988)
- DIN 1054 (11/1976)
- DIN 4085 (2/1987)
- DIN 4124 (8/1981)
- DIN 4125 (11/1990) und den
- EAB (1994)

- Partialsicherheitskonzept:

Die Berechnung erfolgt nach den Normentwürfen bzw. Vornormen

- EN V 1992-1-1, Eurocode 2, Teil 1 (6/1992)
- E DIN V 1054-100 (4/1995)
- DIN V 4084-100 (8/1995)
- DIN V 4085-100 (8/1995) und den
- EAB (1994)

## 2. Gesuchte Größen

- Einbindetiefe  $t$
- Ankerkraft und der Ankerquerschnitt
- Biege- und Schubbewehrung und
- Ankerlänge.

## 3. Berechnungen

### 3.1 Lastfälle

- Globalsicherheitskonzept

Die Berechnung erfolgt, bezüglich der Sicherheit für das Fußauflager und des Nachweises der Sicherheit in der tiefen Gleitfuge, gemäß den Festlegungen der EAB sowie den Lastfällen HZ bzw. 1 der oben genannten Normen.

- Partialsicherheitskonzept

Für die Untersuchung in den Grenzzuständen GZ 1 und GZ 2 wird der Lastfall 2 nach E DIN V 1054-100 zugrundegelegt.

### 3.2 Verkehrslast

In Anlehnung an die EAB wird in Geländeoberkante eine unbegrenzte Verkehrslast von  $10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt und bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept als charakteristische Last aufgefaßt.

### 3.3 Erddruck

- Globalsicherheitskonzept

Die Berechnung erfolgt für aktiven Erddruck.

Die Erddruckbeiwerte für den aktiven Erddruck werden mit den in DIN 4085 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage ebener Gleitflächen für einen Wandreibungswinkel  $\delta_a = + 2/3 \varphi$  ermittelt.

Die Erddruckbeiwerte für den Erdwiderstand werden für  $\varphi \leq 35^\circ$  auf der Grundlage ebener Gleitflächen mit  $\delta_p = -2/3 \varphi$  ermittelt. Für  $\varphi > 35^\circ$  werden die Erddruckbeiwerte nach Caquot-Kérisel angesetzt, die für gekrümmte Gleitflächen mit  $\delta_p = -\varphi$  ermittelt werden.

In bindigen Bodenschichten wird ein Mindesterdrukbeiwert  $\min k_{ah} = 0,20$  angesetzt, wenn eine Berechnung der Erddruckordinate aus Bodeneigengewicht einen geringeren Wert ergibt. Der Erddruck aus Verkehrslast wird dem Erddruck aus Bodeneigengewicht (bzw. dem Mindesterdruk) überlagert.

- Partialsicherheitskonzept

Die Berechnung erfolgt für aktiven Erddruck.

Die Erddruckbeiwerte für den aktiven Erddruck werden mit den in DIN 4085-100 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage ebener Gleitflächen für einen Wandreibungswinkel  $\delta_a = + 2/3 \varphi$  ermittelt.

Die Erddruckbeiwerte für den Erdwiderstand werden, da nicht der Grundfall ( $\delta = \alpha = \beta = 0$ ) vorliegt, mit den in DIN 4085-100 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage gekrümmter Gleitflächen für  $\delta_p = -\varphi$  ermittelt.

Wenn in bindigen Bodenschichten eine Berechnung mit den ihnen zugeordneten Bodenkennwerten für Bodeneigengewicht eine kleinere Erddruckordinate ergibt als eine Berechnung mit einem Ersatzreibungswinkel  $\varphi_{ers} = 40^\circ$  (bei  $c = 0$ ), wird dieser größere Wert als Mindesterdruk angesetzt. Der Erddruck aus Verkehrslast wird dem Erddruck aus Bodeneigengewicht überlagert.

Je nach betrachtetem Grenzzustand wird zur Ermittlung der Erddruckbeiwerte der charakteristische Wert des Reibungswinkels oder sein Bemessungswert angesetzt.

### 3.4 Belastungsfiguren, Ermittlung der Einbindetiefe und Schnittgrößen

Der aus Bodeneigengewicht und Verkehrslast resultierende Erddruck wird zwischen dem Wandkopf und dem Belastungsnullpunkt in eine rechteckige Belastungsfläche umgelagert.

Bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept (GZ 1 B) wird der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht und Verkehrslast wie auch der resultierende Wasserdruck als charakteristische Einwirkung ermittelt und nach Multiplikation mit dem entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert in die Berechnung eingeführt.

Der Erdwiderstand aus Bodeneigengewicht wird in beiden Rechengängen durch den erforderlichen Sicherheitsbeiwert dividiert und als sogenannter nutzbarer Erdwiderstand in die Berechnung eingeführt.

Der Wasserdruck wird entsprechend seiner hydrostatischen Verteilung angesetzt.

Die Berechnung erfolgt nach den Regeln der Stabstatik an einem Ersatzbalken, dessen untere Abstützung entsprechend den EAB in einer Tiefe von  $0,60 t_0$  bzw.  $0,50 t_0$  punktförmig angenommen wird.

### 3.5 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge

- Globalsicherheitskonzept

Der Nachweis wird auf der Grundlage des von KRANZ mitgeteilten Verfahrens entsprechend den EAB für eine Sicherheit  $\eta = 1,50$  geführt.

Der aktive Erddruck auf die Hinterkante des Bodenkörpers wird näherungsweise mit  $\delta = 2/3 \varphi$  ermittelt.

- Partialsicherheitskonzept

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wird entsprechend E DIN V 1054-100 unter Berücksichtigung der DIN V 4085-100 im Grenzzustand 1 C geführt. Der Bruchmechanismus wird auf einen Bruchkörper reduziert, an dem die Vertikal- und Horizontalkräfte die Gleichgewichtsbedingungen  $\Sigma H = \Sigma V = 0$  erfüllen müssen.

Der aktive Erddruck auf die geneigte Hinterkante des Bruchkörpers wird mit  $\delta = \varphi_d$  ermittelt. Der Wasserdruckansatz erfolgt näherungsweise nur horizontal.

Der Untersuchung wird die im Grenzzustand 1 B ermittelte Einbindetiefe zugrundegelegt. Auch die Ankerkraft wird, sofern sie gemäß DIN V 4085-100 angesetzt wird, mit dem im Grenzzustand 1 B ermittelten Bemessungswert angesetzt.

Eine statische Berechnung der Wand für Grenzzustand 1 B und 1 C, wie sie z.B. aus E DIN V 1054-100 Absatz 6.5.3 abgeleitet werden kann, wird nicht durchgeführt.

Im Gegensatz zu der Berechnung nach KRANZ ist bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept, die Lage des Schnittpunktes der tiefen Gleitfuge mit dem Zugglied nicht definiert. Die ungünstigste Lage ist zu ermitteln, wobei nach DIN V 4085-100 die im unbewegten Boden eingeleitete Kraft mit der Größe ihres Bemessungswertes angesetzt werden kann.

Zum besseren Vergleich der Ergebnisse wird die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nach dem Partialsicherheitskonzept auf zwei verschiedenen Wegen geführt:

- a) die tiefe Gleitfuge schneidet das Zugglied im Schwerpunkt des Verpreßkörpers, die im unbewegten Boden eingeleitete haltende Ankerkraft wird nicht angesetzt (kommt dem Ansatz von KRANZ nahe)
- b) die tiefe Gleitfuge schneidet das Zugglied an einer beliebigen Stelle, die im unbewegten Boden eingeleitete haltende Ankerkraft wird angesetzt.

Die nach b) ermittelte Ankerlänge wird mit erf.  $l_A$  bezeichnet und nur zu Vergleichszwecken bei der Zusammenstellung der einzelnen Ergebnisse mitgeteilt.

- beide Konzepte

Für beide Konzepte wird eine sogenannte "Mindestankerlänge"  $min l_A$  ermittelt, die angibt, wie lange der Anker mindestens sein müßte, damit die Verpreßstrecke nicht im aktiven Gleitkeil liegt. Diese Ankerlänge wird als Ergebnis ausgewiesen, geht in die Auswertung jedoch nicht ein.

Im Fall des kohäsiven Bodens wird, sofern erforderlich, bei beiden Konzepten auf die Hinterkante des Bruchkörpers der Mindesterdrunderdruck angesetzt.

Die maximale Neigung der tiefen Gleitfuge wird auf  $\vartheta_a$  beschränkt.

### 3.6 Bemessung

- Globalsicherheitskonzept

Die Biegebemessung der Pfähle erfolgt nach DIN 1045, wobei die Schnittgrößen entsprechend DIN 4124 um 15 % reduziert werden. Als Hilfsmittel wird das Bemessungsdiagramm für den Vollkreisquerschnitt verwendet. Die Normalkraft im Pfahl wird bei der Bemessung vernachlässigt. Bei der Schubbemessung wird der von Obst für Kreisquerschnitte mitgeteilte Ansatz verwendet. Für die Schubbemessung wird die Querkraft nicht reduziert.

Der Ankerquerschnitt wird für den Lastfall 1 nach DIN 4125 mit einer Sicherheit  $\eta = 1,75$  bemessen.

- Partialsicherheitskonzept

Die Biegebemessung erfolgt nach EC 2 für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen. Als Hilfsmittel wird das Bemessungsdiagramm für den Vollkreisquerschnitt verwendet. Die Normalkraft im Pfahl wird bei der Bemessung vernachlässigt.

Für die Schubbemessung wird mit den Dehnungsverhältnissen aus der Biegebemessung zunächst ein rechteckiger Ersatzquerschnitt ermittelt. Für diesen Querschnitt wird dann die erforderliche Schubbewehrung nach dem Standardverfahren und nach dem Verfahren der veränderlichen Druckstrebenneigung ermittelt und gegen die Mindestschubbewehrung abgegrenzt. Da die beiden genannten Verfahren alternativ wählbar sind, wird stets der kleinere mit ihnen ermittelte Wert für die Schubbewehrung verwendet, sofern er größer als die Mindestschubbewehrung ist.

## 4. Zusammenfassung der Ergebnisse, Schlußfolgerungen

### 4.1 Einbindetiefe

- nicht bindiger Boden

Die Vergleichsberechnungen zeigen für alle Belastungen eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse. Für Reibungswinkel  $\varphi \leq 35^\circ$  ist nach der Berechnung gemäß dem Partialsicherheitskonzept eine um 2 % bis 5 % größere und für Reibungswinkel  $\varphi > 35^\circ$  eine im Mittel 2 % geringere Einbindetiefe erforderlich.

Diese Abweichungen liegen im zu erwartenden Rahmen, wie folgende überschlägliche Rechnung zeigt. Setzt man die Gleichungen für den Erdwiderstand vor dem Wandfuß nach den unterschiedlichen Konzepten gleich und löst nach dem Verhältnis der Einbindetiefe auf, erhält man folgendes Ergebnis:

$$t_{1054-100}/t_{1054} = \sqrt{\gamma_{Eg,Ep} \cdot \gamma_{Ep} \cdot k_{pgh4085} / (\eta_{Ep} \cdot k_{pgh4085} - 100)}$$

Für annähernd gleiche Erdwiderstandsbeiwerte, wie es z.B. bei  $\varphi' = 32,5^\circ$  der Fall ist, ergeben sich im Lastfall 2 mit  $\gamma_{Eg} = 1,20$ ,  $\gamma_{Eq} = 1,30$ ,  $\gamma_{Ep} = 1,30$  und  $\eta_{Ep} = 1,50$  folgende Verhältnisse:

- a) Wand nur durch ständigen Erddruck belastet

$$t_{1054-100}/t_{1054} = \sqrt{1,20 \cdot 1,30 / 1,50} = 1,02$$

- b) Wand nur durch veränderlichen Erddruck belastet

$$t_{1054-100}/t_{1054} = \sqrt{1,30 \cdot 1,30 / 1,50} = 1,06$$

In Abhängigkeit von den untersuchten Reibungswinkeln des Bodens, können sich diese Werte im Lastfall 2 zwischen 0,98 und 1,07 bewegen.

- bindiger Boden

Auch im Fall des bindigen Bodens zeigen die nach den unterschiedlichen Konzepten ermittelten Einbindetiefen gute Übereinstimmung. Im Fall der größten Abweichung beträgt sie nur noch 89 % des größeren Wertes.



Nimmt die Kohäsion zu, so verringert sich die erforderliche Einbindetiefe bei Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept stärker als nach dem Globalsicherheitskonzept.

Die Abweichungen sind auf Unterschiede bei

- den Erdwiderstandsbeiwerten
- dem Mindesterdrunderdruck und
- den Teilsicherheitsbeiwerten

zurückzuführen.

Da sich diese Einflüsse überlagern, kann die Abhängigkeit der Ergebnisse durch eine einfache, überschlägliche Rechnung nicht aufgezeigt werden.

Es ist anzumerken, daß die größten Unterschiede bei Belastung 1 und 2 mit  $c = 15 \text{ kN/m}^2$  ermittelt wurden. Bei der Größenordnung der Einbindetiefen (zwischen 0,49 und 0,62 m) ist die Angabe von prozentualen Unterschieden jedoch wenig aussagekräftig.

## 4.2 Ankerlängen

- nicht bindiger Boden

Für die Belastungen 1 und 2 zeigen die Ergebnisse nur geringe Abweichungen. Es ergeben sich bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept um 1 % bis 5 % größere Ankerlängen, wobei die Abweichung mit größer werdendem Reibungswinkel zunimmt.

Im Fall der überwiegend durch Wasserdruck belasteten Wand (Belastung 3) treten erheblich größere Abweichungen zur anderen Seite hin auf. Hier werden nach dem Partialsicherheitskonzept um 7 % bis 17 % kürzere Ankerlängen ermittelt als nach dem Ansatz von KRANZ. Die Unterschiede werden mit kleiner werdendem Reibungswinkel größer.

Es ist festzuhalten, daß sich nach dem Partialsicherheitskonzept kürzere Ankerlängen besonders dann ergeben, wenn hohe Wasserdrücke, vergleichsweise niedrige Scherparameter und (daraus resultierend) große Einbindetiefen auftreten. Der anteilige Einfluß der einzelnen Faktoren wurde noch nicht untersucht.

- bindiger Boden

Bei der Berechnung für die Belastung 1 und 2 ergeben sich nach dem Partialsicherheitskonzept zwischen 6 % und 13 % größere Ankerlängen als bei der Berechnung nach KRANZ.

Im Fall der Belastung 3 treten auch hier erhebliche Abweichungen zur anderen Seite hin auf (Begründung: siehe oben). Nach dem Partialsicherheitskonzept sind zwischen 15 % und 34 % kürzere Ankerlängen erforderlich als nach der Berechnung nach KRANZ, wobei die Unterschiede mit zunehmender Belastung größer werden. Für  $c = 5 \text{ kN/m}^2$  und der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept liegt das Ergebnis von Belastung 3 sogar unter dem von Belastung 2.

- beide Böden, Deutung der Ergebnisse

Bei der Ermittlung der Sicherheit in der tiefen Gleitfuge nach der Blockgleitmethode muß die ungünstigste Lage des Schnittpunktes der tiefen Gleitfuge mit dem Verpreßkörper gesucht werden. Der Anker kann daher auch ganz im Bruchkörper liegen oder das Zugglied an einer beliebigen Stelle schneiden. Der in den obigen Berechnungen ermittelten Ankerlänge liegt somit bei gleicher Gleitflächeneigung in den folgenden Fällen derselbe Bruchkörper zugrunde:

- die tiefe Gleitfuge verläuft vom Fußpunkt der Wand zur Mitte des Verpreßkörpers, die Ankerkraft im geschnittenen Teil des Verpreßkörpers, der im unbewegten Boden verbleibt wird nicht angesetzt.
- die tiefe Gleitfuge verläuft bei gleicher Gleitkörpergeometrie vom Fußpunkt der Wand zum erdseitigen Ende des Verpreßkörpers.

Daraus folgt, daß im zweiten Fall die Ankerlänge um die Hälfte der Verpreßstrecke kürzer ist als im ersten Fall, ohne daß das einen Einfluß auf die rechnerische Sicherheit des Systems hat.

Liegt der Schnittpunkt der tiefen Gleitfuge mit dem Verpreßkörper in dessen baugrubenseitiger Hälfte und setzt man die geschnittene Ankerkraft anteilig haltend an, so ergeben sich dabei z.T. größere Ankerlängen als in einer Berechnung, in der die Ankerkraft nicht haltend angesetzt wird. Wird die Ankerkraft angesetzt, verlangen die Gleichgewichtsbedingungen einen vergleichsweise größeren Bruchkörper, was ein längeres Zugglied zur Folge hat.

Werden bei den Berechnungen tiefe Gleitfugen zugelassen, die steiler als  $\vartheta_a$  geneigt sind, ergeben sich zum Teil erheblich kürzere Ankerlängen.

### 4.3 Ankerkräfte

- nicht bindiger Boden

Die nach dem Partialsicherheitskonzept ermittelten Ankerkräfte betragen das 1,2- bis 1,3-fache der nach dem Globalsicherheitskonzept ermittelten Ankerkräfte. Dieser Faktor entspricht etwa den angesetzten Teilsicherheitsbeiwerten, die im Lastfall 2 für  $\gamma_{Eg}$  und  $\gamma_F$  1,20 und für  $\gamma_{Eq}$  1,30 betragen.

- bindiger Boden

Die nach dem Partialsicherheitskonzept ermittelten Ankerkräfte betragen das 1,13- bis 1,23-fache der nach dem Globalsicherheitskonzept ermittelten Kräfte. Neben dem auf die Teilsicherheitsbeiwerte zurückgehenden Unterschied wird hier auch der Unterschied im Ansatz des Mindesterdruks deutlich. Die Mindesterdrukkordinate liegt bei Belastung 1 und Belastung 2 für  $c = 5/10/15 \text{ kN/m}^2$  in einer Tiefe von  $h_{\min} = 1,64/ 3,29/ 4,94 \text{ m}$  und im Fall der Belastung 3 mit  $c = 15 \text{ kN/m}^2$  in einer Tiefe  $h_{\min} = 9,29 \text{ m}$  unter dem Wandkopf.

Für  $c = 15 \text{ kN/m}^2$  ist die Wand neben dem Erddruck aus Verkehrslast und dem Wasserdruck fast nur noch mit dem Mindesterdruk belastet. Eine weitere Steigerung der Kohäsion hat deshalb auf der aktiven Seite kaum noch Einfluß auf das System.

Vergleicht man die Ankerkräfte, ermittelt mit  $\min k_{ah}$  und  $\varphi_{ers}$ , so stehen diese im Verhältnis

$$\Delta = 0,179 \cdot 1,20 / 0,20 = 1,074,$$

d.h. die Ankerkräfte sind in diesem Fall nach neuem Konzept um 7,4 % größer.

#### 4.4 Ankerquerschnitt

Die Ergebnisse liegen im Rahmen der nach der Größe der Teilsicherheitsbeiwerte und der unterschiedlichen Materialsicherheiten zu erwartenden Grenzen. Setzt man die Bemessungsgleichungen für den Ankerquerschnitt nach den beiden Konzepten gleich und löst sie nach dem Verhältnis der Ankerquerschnitte auf, erhält man für den Lastfall 1 nach DIN 4125 mit  $\eta_s = 1,75$  und für Lastfall 2 nach DIN 1045-100 folgendes Ergebnis:

$$\text{erf.}A_{s \ 1054-100} / \text{erf.}A_{s \ 1054} = 1,25 \cdot \gamma_{Eg,Eq} / 1,75$$

Für die nur a) durch ständigen Erddruck oder Wasserdruck, b) durch Erddruck aus Verkehrslast und c) durch den Mindesterdruk beanspruchte Wand ergeben sich die folgenden Verhältniswerte:

a)	$\text{erf.}A_{s \ 1054-100} / \text{erf.}A_{s \ 1054}$	=	$1,25 \cdot 1,20 / 1,75$	=	0,857
b)	$\text{erf.}A_{s \ 1054-100} / \text{erf.}A_{s \ 1054}$	=	$1,25 \cdot 1,30 / 1,75$	=	0,929
c)	$\text{erf.}A_{s \ 1054-100} / \text{erf.}A_{s \ 1054}$	=	$1,25 \cdot 1,074 / 1,75$	=	0,767

Durch eine Erhöhung der Materialsicherheit in DIN 1054-100 von 1,25 auf 1,35 verändern sich die Verhältnisse bei a), b), c) zu 0,926/1,003/0,829, was im Fall der nur durch den Mindesterdruk beanspruchten Wand immer noch zu deutlich kleineren Ankerquerschnitten führt.

#### 4.5 Biegemomente, Biegebemessung

Aufgrund der geringen Unterschiede in der Einbindetiefe gelten für die Größe der nach dem Global- und Partialsicherheitskonzept ermittelten Feldmomente sinngemäß die oben für die Ankerkräfte gemachten Ausführungen.

Die Unterschiede liegen, wie von dort bereits bekannt, bei dem 1,23- bis 1,11-fachen der nach dem Globalsicherheitskonzept berechneten Werte.

Wird berücksichtigt, daß die Bemessungsschnittgrößen bei der Berechnung nach dem Globalsicherheitskonzept um 15 % abgemindert werden, liegen die Unterschiede der Berechnungsquerschnitte in dem zu erwartenden Rahmen von

$$\text{tot } A_{s \ 1054-100} / \text{tot } A_{s \ 1054} = \gamma_{Eg} \cdot \gamma_{Eq} \cdot 1,15 / (1,75 \cdot 0,85)$$

Für die nur a) durch ständigen Erddruck oder Wasserdruck, b) durch Erddruck aus Verkehrslast und c) durch den Mindesterdruk beanspruchte Wand ergeben sich die folgenden Verhältnswerte:

$$\begin{array}{lcl}
 \text{a)} & \text{tot.}A_s_{1054-100}/\text{tot.}A_s_{1054} & = 1,20 \cdot 1,15 / (1,75 \cdot 0,85) = 0,857 \\
 \text{b)} & \text{tot.}A_s_{1054-100}/\text{tot.}A_s_{1054} & = 1,30 \cdot 1,15 / (1,75 \cdot 0,85) = 0,929 \\
 \text{c)} & \text{tot.}A_s_{1054-100}/\text{tot.}A_s_{1054} & = 1,074 \cdot 1,15 / (1,75 \cdot 0,85) = 0,767
 \end{array}$$

Da die im Zuge der Vergleichsberechnung untersuchten Wände gering beansprucht sind und die Bemessung mit Hilfe von Diagrammen durchgeführt wird, liegen die für die Belastung 1 und Belastung 2 ermittelten Berechnungsunterschiede aufgrund von Ableseungenauigkeiten etwas außerhalb des oben überschlägig ermittelten Rahmens.

#### 4.6 Querkraft, Querkraftbemessung

Die Abweichungen der nach dem Global- und Partialsicherheitskonzept ermittelten Querkräfte liegt in dem bereits bekannten Rahmen. Sie betragen aus den oben genannten Gründen nach dem Partialsicherheitskonzept das 1,13- bis 1,22-fache der nach dem Globalsicherheitskonzept ermittelten Werte.

Der Nachweis zur Ermittlung der erforderlichen Schubbewehrung hat nach EC 2 zwar ein anderes Aussehen, beruht aber auf denselben Grundlagen wie der Nachweis nach DIN 1045.

Durch Gleichsetzen und Umstellen der Bemessungsgleichungen ließe sich auch hier der Rahmen der zu erwartenden Bewehrungsunterschiede abstecken. Die Bemessungsgleichungen lauten für die klassische Fachwerkanalogie:

$$\begin{array}{lcl}
 \text{DIN 1045:} & \text{erf.}a_s \text{ B\u00fcgel} & = Q / z \cdot \sigma_s \\
 \text{EC 2:} & a_{sw} & = V / z \cdot \sigma_s
 \end{array}$$

Zur Bemessung des Vollkreisquerschnittes auf Schub sind jedoch keine den für die Biegebemessung entsprechenden Hilfsmittel bekannt. Die Bemessung erfolgt daher pragmatisch an einem Ersatzquerschnitt. Hinzu kommt, daß EC 2 eine Mindestschubbewehrung vorschreibt, was in DIN 1045 so nicht der Fall ist.

Ein Vergleich der Ergebnisse erscheint aus diesen Gründen nicht sinnvoll.

## Beispiel 4

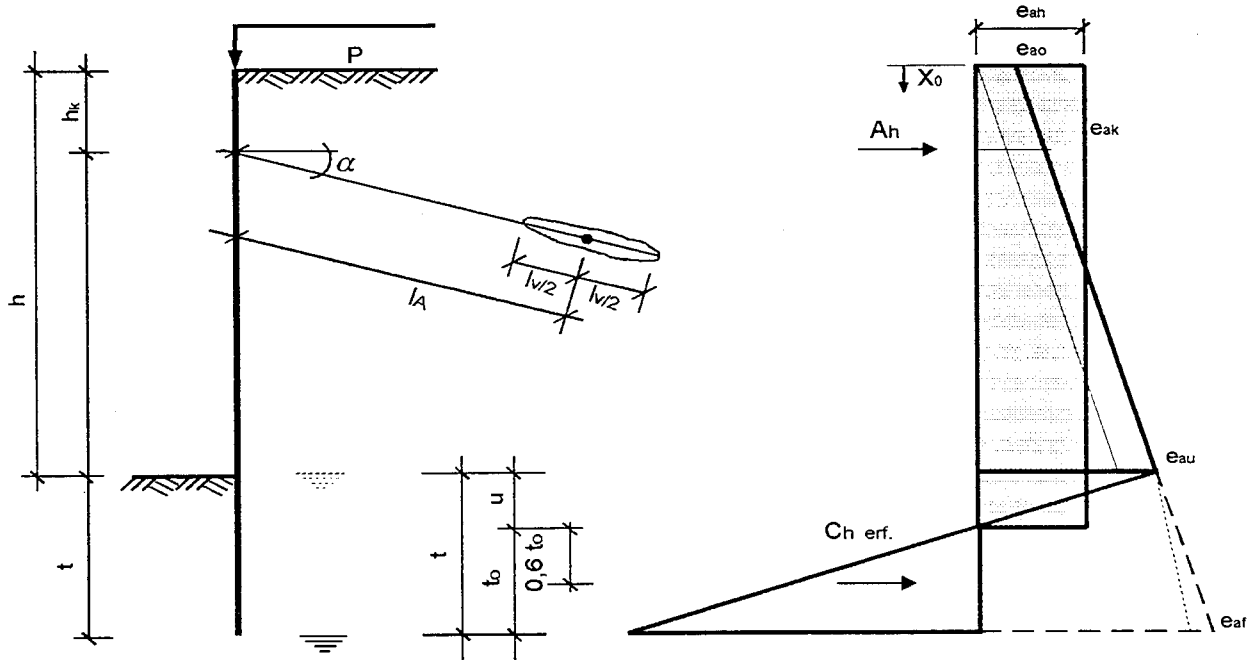
### Berechnung einer Trägerbohlwand nach altem und neuem Sicherheitskonzept

	Seite
<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>4.1</b>
<b>I Berechnung einer Trägerbohlwand nach dem alten Sicherheitskonzept</b>	
1.0.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, kein Grundwasser	4.3
1.0.1 statische Berechnung	4.3
1.0.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand	4.4
1.0.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen	4.7
1.0.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung	4.10
1.0.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$	4.11
1.0.3 Bemessung der Bauteile	4.13
1.1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle	4.14
1.1.1 statische Berechnung	4.14
1.1.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand	4.15
1.1.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen	4.18
1.1.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung	4.21
1.1.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$	4.22
1.1.3 Bemessung der Bauteile	4.24
2.0.0 Berechnung für kohäsiven Boden, kein Grundwasser	4.25
2.0.1 statische Berechnung	4.25
2.0.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand	4.26
2.0.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen	4.29
2.0.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung	4.32
2.0.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$	4.33
2.0.3 Bemessung der Bauteile	4.35
2.1.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle	4.36
2.1.1 statische Berechnung	4.36
2.1.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand	4.37
2.1.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen	4.40
2.1.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung	4.43
2.1.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$	4.44
2.1.3 Bemessung der Bauteile	4.46
<b>II Berechnung einer Trägerbohlwand nach dem neuen Sicherheitskonzept</b>	
1.0.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, kein Grundwasser	4.47
1.0.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B	4.47
1.0.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand	4.48
1.0.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen	4.51
1.0.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung	4.55
1.0.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C	4.56
1.0.3 Bemessung der Bauteile	4.60

1.1.0	Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle	4.61
1.1.1	Berechnung für den Grenzzustand 1B	4.61
1.1.1.1	Berechnung für die durchgehende Wand	4.62
1.1.1.2	Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen	4.65
1.1.1.3	Ergebnisse der statischen Berechnung	4.69
1.1.2	Berechnung für den Grenzzustand 1C	4.70
1.1.3	Bemessung der Bauteile	4.74
2.0.0	Berechnung für kohäsiven Boden, kein Grundwasser	4.75
2.0.1	Berechnung für den Grenzzustand 1B	4.75
2.0.1.1	Berechnung für die durchgehende Wand	4.76
2.0.1.2	Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen	4.79
2.0.1.3	Ergebnisse der statischen Berechnung	4.83
2.0.2	Berechnung für den Grenzzustand 1C	4.84
2.0.3	Bemessung der Bauteile	4.88
2.1.0	Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle	4.89
2.1.1	Berechnung für den Grenzzustand 1B	4.89
2.1.1.1	Berechnung für die durchgehende Wand	4.90
2.1.1.2	Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen	4.93
2.1.1.3	Ergebnisse der statischen Berechnung	4.97
2.1.2	Berechnung für den Grenzzustand 1C	4.98
2.1.3	Bemessung der Bauteile	4.102
Formelzeichen und Indizes		4,103
Ergebnisse der Parameterstudie für Boden 1 (kohäsionsloser Boden)		
	graphische Darstellung der Ergebnisse	4.108
	Vergleich der einzelnen Ergebnisse	4.111
Ergebnisse der Parameterstudie für Boden 2 (kohäsiver Boden)		
	graphische Darstellung der Ergebnisse	4.119
	Vergleich der einzelnen Ergebnisse	4.122
Ergebnisübersicht		4.128
Zusammenfassung		
1	Berechnungsgrundlagen	4.130
2	Gesuchte Größen	4.131
3	Berechnungen	4.131
4	Zusammenfassung der Ergebnisse, Schlußfolgerungen	4.135

# I Berechnung einer Trägerbohlwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 1.0.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, kein Grundwasser

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Trägerbreite	$b_T = 0,30 \text{ m}$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Trägerabstand, lichter	$b_l = 2,70 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,61 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,00^\circ$
		Ankerlänge, erforderliche	$l_A = 5,97 \text{ m}$
		Verpreßstrecke, gewählt	$l_V = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 99,0 \text{ m}$
Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi' = 32,50^\circ$
Kohäsion	$c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$

## 1.0.1 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085)

für $\delta_a = + 2/3 \varphi' =$	$21,67^\circ$	$k_{agh} = 0,251$	$k_{ach} = 0,000$	$*\min k_{ah} = 0,20$	(*EB 4, Abs.3)
für $\delta_p = - 2/3 \varphi' =$	$-21,67^\circ$	$k_{pgh} = 7,152$	$k_{pch} = 0,000$	(Wand verzahnt, ebene Gleitflächen)	
für $\delta_a = + 2/3 \varphi' =$	$21,67^\circ$	und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 57,47^\circ$		

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHI}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.

### 1.0.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand

tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,00				18,50		4,64		0,00	4,64		2,51	7,14
1,00	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,00				92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
5,00	0,31	18,50	5,69	92,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,31				98,19		24,61		0,00	24,61		2,51	27,12
5,31	0,79	18,50	14,53	98,19	0,251	24,61	0,000	0,00	24,61	0,251	2,51	27,12
6,09				112,71		28,25		0,00	28,25		2,51	30,76

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	1,09	18,50	20,21	0,00	7,152	0,00	0,000	0,00	0,00
6,09				20,21		144,56		0,00	144,56

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

(EB 19, Abs. 2)

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u :

$$u = (e_{au} - e_{pch} / \eta_{Ep}) / (\gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh}))$$

$$u = (25,69 - 0,00 / 1,50) / (18,5 \cdot (7,15 / 1,50 - 0,25))$$

$$u = 25,69 / 83,57$$

$$u = 0,31 \text{ m}$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (2,51 + 25,69) + 0,31 \cdot 25,69) / 2$$

$$E_{ah} = 74,44 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 74,44 / (5,00 + 0,31)$$

$$e_{ah} = 74,44 / 5,31$$

$$e_{ah} = 14,03 \text{ kN/m}^2$$



Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen.

(EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 1,09 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u = 1,09 - 0,31 = 0,79 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2,0 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,31 + 0,47) - 74,44 \cdot ((5,00 + 0,31) / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{erf}} \cdot 4,78 - 123,10$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{erf}} = 123,10 / 4,78$$

$$C_{h\text{erf}} = 25,76 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{h\text{erf}} - (t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh})) / 2$$

$$0 = C_{h\text{erf}} - (0,62 \cdot 18,50 \cdot (7,15 / 1,50 - 0,25)) / 2$$

$$0 = 25,76 - 25,76$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H : 0 = A_h + C_{h\text{erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 25,76 - 74,44$$

$$A_h = 74,44 - 25,76$$

$$A_h = 48,68 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :  $x_0 = A_h / e_{ah} = 48,68 / 14,03 = 3,47 \text{ m}$

Ermittlung des Feldmomentes :  $M_{\text{Feld}} = (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2$   
 $M_{\text{Feld}} = (48,68 \cdot (3,47 - 1,00)) - 14,03 \cdot 12,05 / 2$   
 $M_{\text{Feld}} = 120,27 - 84,48$   
 $M_{\text{Feld}} = 35,80 \text{ kNm/m}$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v\text{erf}} = C_{h\text{erf}} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 25,76 \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 25,76 \cdot -0,397$$

$$C_{v\text{erf}} = -10,23 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{av} = 74,44 \cdot 0,397$$

$$E_{av} = 29,57 \text{ kN/m}$$

Ankerkraft :

$$A_v = A_h \cdot \tan(\alpha)$$

$$A_v = 48,68 \cdot 0,268$$

$$A_v = 13,04 \text{ kN/m}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\Sigma \downarrow V = 0 = C_{v\text{erf}} + E_{av} + A_v - F_v$$

$$0 = -10,23 + 29,57 + 13,04 - F_v$$

$$0 = 32,38 - F_v$$

$$F_v = 32,38 \text{ kN/m}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.0.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen

Lastbild siehe EAB, Bild EB12-1c

tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,00				18,50		4,64		0,00	4,64		2,51	7,14
1,00	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,00				92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
5,00	0,97	18,50	17,88	92,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,97				110,38		27,66		0,00	27,66		2,51	30,17
5,97	0,64	18,50	11,92	110,38	0,251	27,66	0,000	0,00	27,66	0,251	2,51	30,17
6,61				122,29		30,65		0,00	30,65		2,51	33,16

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	1,61	18,50	29,79	0,00	7,152	0,00	0,000	0,00	0,00
6,61				29,79		213,08		0,00	213,08

Hinweis:

Die Ermittlung des Erdwiderstandes vor der durchgehenden Wand erfolgt hier lediglich zu Vergleichszwecken.

Sicherheit  $\eta_{ET}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{ET} = 2,00$$

$$\eta_{EC} = 2,00$$

(Abminderung des Erdrückungswiderstandes infolge von Kohäsion.)

(EB 14, Abs. 2)

(EB 14, Abs. 1)

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au})) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (2,51 + 25,69)) / 2$$

$$E_{ah} = 70,49 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / h$$

$$e_{ah} = 70,49 / 5,00$$

$$e_{ah} = 14,10 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{ erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen.

(EB 14, Abs. 6)

gewählte Einbindetiefe :  $t_0 = 1,61 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (h - h_k + 0,60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot (h / 2 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,60 \cdot 1,61) - \\ &\quad - 70,49 \cdot (5,00 / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} \cdot 4,97 - 105,74$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{ erf}} = 105,74 / 4,97$$

$$C_{h\text{ erf}} = 21,29 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des aufnehmbaren Erdwiderstands vor dem Einzelträger:

Ersatzbreite für den Reibungsanteil :

$$\begin{aligned} b_{SR} &= 0,60 \cdot \tan \varphi \cdot t_0 \\ b_{SR} &= 0,60 \cdot \tan 32,50^\circ \cdot 1,61 \\ b_{SR} &= 0,62 \text{ m} \end{aligned}$$

Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil :

$$\begin{aligned} b_{SK} &= 0,90 \cdot (1 + \tan \varphi) \cdot t_0 \\ b_{SK} &= 0,90 \cdot (1 + \tan 32,50^\circ) \cdot 1,61 \\ b_{SK} &= 2,37 \text{ m} \end{aligned}$$

Erdwiderstandsbeiwert <sup>1)</sup> für Reibung :  $K_R = 6,15$

Erdwiderstandsbeiwert <sup>1)</sup> für Kohäsion :  $K_K = 0,00$

Wandreibungswinkel :  $\delta_p^* = -27,50^\circ$

<sup>1)</sup> Beiwerte nach Streck mit :

$$\begin{aligned} \delta_p^* &= -(\varphi - 2,5^\circ) && \text{für } \varphi \leq 30^\circ : \\ \delta_p^* &= -27,5^\circ && \text{für } \varphi \geq 30^\circ : \end{aligned}$$

kritische Breite :

$$\begin{aligned} b_{kr} &= 0,30 \cdot t_0 \\ b_{kr} &= 0,30 \cdot 1,61 \\ b_{kr} &= 0,48 \text{ m} > b_T = 0,30 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

für  $b_T \geq b_{kr}$  :

$$\begin{aligned} E_{ph} &= 0,50 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_T + b_{SR}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c / \eta_{EC} \cdot K_K \cdot (b_T + b_{SK}) \cdot t_0 \\ E_{ph} &= 0,50 \cdot 18,50 \cdot 6,15 \cdot (0,30 + 0,62) \cdot 2,59 + \\ &\quad + 2,00 \cdot 0,00 / 2,00 \cdot 0,00 \cdot (0,30 + 2,37) \cdot 1,61 \\ E_{ph} &= 135,09 + 0,00 \\ E_{ph} &= 135,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

für  $b_T < b_{kr}$  : (maßgebend)

$$\begin{aligned} E_{kr} &= 0,50 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_{kr} + b_{SR}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c / \eta_{EC} \cdot K_K \cdot (b_{kr} + b_{SK}) \cdot t_0 \\ E_{kr} &= 0,50 \cdot 18,50 \cdot 6,15 \cdot (0,48 + 0,62) \cdot 2,59 + \\ &\quad + 2,00 \cdot 0,00 / 2,00 \cdot 0,00 \cdot (0,48 + 2,37) \cdot 1,61 \\ E_{kr} &= 162,11 + 0,00 \\ E_{kr} &= 162,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{b_T / b_{kr}}$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{0,30 / 0,48}$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{0,62}$$

$$E_{ph}^* = 162,11 \cdot 0,79$$

$$E_{ph}^* = 127,74 \text{ kN}$$

Maßgebender Erdwiderstand vor dem Einzelträger :

$$E_{ph}^* = 127,74 \text{ kN}$$

Maßgebender Erdwiderstand pro lfdm Wandlänge :

$$\ddot{E}_{ph} = E_{ph}^* / (b_T + b_l)$$

$$\ddot{E}_{ph} = 127,74 / (0,30 + 2,70)$$

$$\ddot{E}_{ph} = 42,58 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{h\text{erf}} - \ddot{E}_{ph} / \eta_{ET}$$

$$0 = 21,29 - 42,58 / 2,00$$

$$0 = 21,29 - 21,29$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H: 0 = A_h + C_{h\text{erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 21,29 - 70,49$$

$$A_h = 70,49 - 21,29$$

$$A_h = 49,20 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$x_0 = A_h / e_{ah}$$

$$x_0 = 49,20 / 14,10 = 3,49 \text{ m}$$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$M_{\text{Feld}} = (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2$$

$$M_{\text{Feld}} = (49,20 \cdot (3,49 - 1,00)) - 14,10 \cdot 3,49^2 / 2$$

$$M_{\text{Feld}} = 122,50 - 85,85$$

$$M_{\text{Feld}} = 36,65 \text{ kNm/m}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v\text{erf}} = C_{h\text{erf}} \cdot \tan(\delta^*_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 21,29 \cdot \tan(\delta^*_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 21,29 \cdot -0,397$$

$$C_{v\text{erf}} = -8,46 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned} E_{av} &= E_{ah} \cdot \tan(\delta_a) \\ E_{av} &= 70,49 \cdot 0,397 \\ E_{av} &= 28,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ankerkraft :

$$\begin{aligned} A_v &= A_h \cdot \tan(\alpha) \\ A_v &= 49,20 \cdot 0,268 \\ A_v &= 13,18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{verf} + E_{av} + A_v - F_v \\ 0 &= -8,46 + 28,00 + 13,18 - F_v \\ 0 &= 32,73 - F_v \\ F_v &= 32,73 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.0.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

#### Einbindetiefe:

Die erforderliche Einbindetiefe beträgt 1,61 m.

Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist der Nachweis vor dem Bohlträger.  
Die Erdwiderstandskräfte vor den einzelnen Bohlträgern überschneiden sich nicht.

#### Schnittkräfte:

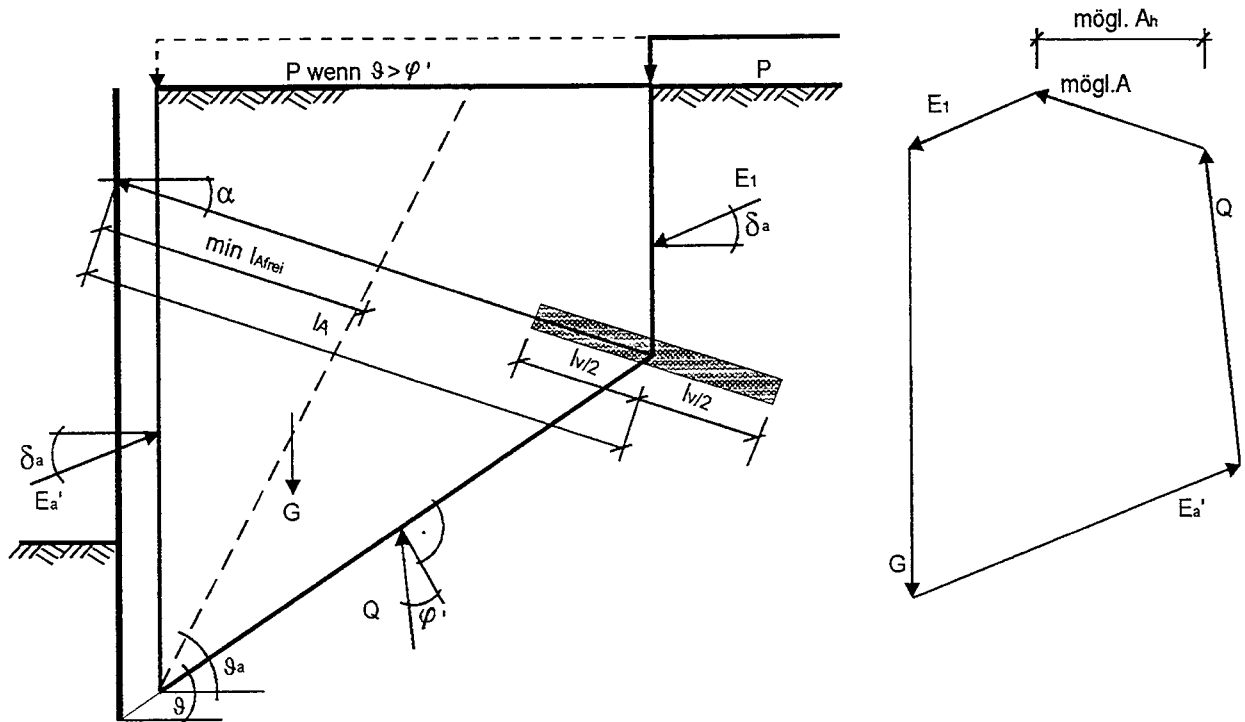
Für die erforderliche Einbindetiefe wurden an dem System die folgenden Schnittkräfte ermittelt:

Bemessungswert der horizontalen Ankerkraft  $A_h$ :  $A_h = 49,20 \text{ kN/m}$

Bemessungswert des Feldmomentes  $M_{Feld}$ :  $M_{Feld} = 36,65 \text{ kNm/m}$ , bei  $x_0 = 3,49 \text{ m}$ .

## 1.0.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$

Skizze:



Fußpunkt der tiefen Gleitfuge:  $5,00 + 1,61 = 6,61 \text{ m}$  (EB 44, Abs. 4)

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

$$\text{vorh. } A_h = 49,20 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah}' = (h_k \cdot (e_{ao} + e_{ak}) + (h - h_k) \cdot (e_{ak} + e_{au}) + t_0 \cdot (e_{au} + e_{af})) / 2$$

$$E_{ah}' = (1,00 \cdot (2,51 + 7,14) + (5,00 - 1,00) \cdot (7,14 + 25,69) + 1,61 \cdot (25,69 + 33,16)) / 2$$

$$E_{ah}' = 4,82 + 65,67 + 47,39$$

$$E_{ah}' = 117,88 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand :

$$E_{1h} = \gamma \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)^2 / 2 + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)$$

$$E_{1h} = 18,50 \cdot 0,25 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 5,97)^2 / 2 + 10,00 \cdot 0,25 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 5,97)$$

$$E_{1h} = 15,03 + 6,38$$

$$E_{1h} = 21,41 \text{ kN/m}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\text{für } \vartheta > \varphi': \quad G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$$

für  $\vartheta \leq \varphi'$ :  $G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$

$$G = \begin{matrix} 18,50 & -1,00 & -5,97 & -0,97 & +0,00 & -35,69 & -0,26 & -0,97 & + \\ + & 18,50 & -(5,00 & -1,00 & -5,97 & -0,26) & -(5,97 & -0,97 & +1,61 & 1,41979 & + \\ + & 18,50 & -2,59 & -1,42 & /2 & +10,00 & -5,97 & -0,97 & \end{matrix}$$

$$G = 106,75 + 165,06 + 182,88 + 34,06 + 57,70$$

$$G = 546,46 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h$   
mit  $\eta \geq 1,50$  (EB 44, Abs. 5)

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

mögl.  $A_h = f_A \cdot (E_{ah}' + C_{GFh} - E_{th} + E_{rh})$  (siehe Ranke / Ostermayer, Die Bautechnik Heft 10/1968, S. 341 ff)

Faktor  $f_A$  :

$$f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta))$$

$$f_A = 1 / (1 + \tan 15,00^\circ \cdot \tan (32,50^\circ - 35,16^\circ))$$

$$f_A = 1,01$$

Gleitflächenneigung :  $\vartheta = 35,16^\circ$

Kraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$C_{GF} = c \cdot l_A \cdot \cos \alpha / \cos \vartheta$$

$$C_{GF} = 0,00 \cdot 5,97 \cdot \cos 15,00^\circ / \cos 35,16^\circ$$

$$C_{GF} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GFh} = C_{GF} \cdot \cos \vartheta = 0,00 \text{ kN/m}$$

Kraft  $E_{rh}$  :  $E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{th}) \cdot \tan \delta - C_{GFh} \cdot \tan \vartheta) \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)$

$$E_{rh} = (546,46 - (117,88 - 21,41) \cdot \tan 21,67^\circ - 0,00 \cdot \tan 35,16^\circ) \cdot \tan (32,5^\circ - 35,2^\circ)$$

$$E_{rh} = -23,59 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,01 \cdot (117,88 + 0,00 - 21,41 - 23,59) = 73,8 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 73,79 / 49,20 = 1,50 \text{ q.e.d.}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,16 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,66 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	5,97 m



### 1.0.3 Bemessung der Bauteile

Bemessung des Stahlträgers :

Bemessungsmoment :

$$M_{\text{Feld}} = 36,65 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = M_{\text{Feld}} \cdot (b_l + b_T)$$

$$M_{\text{Bem}} = 36,65 \cdot 3,00$$

$$M_{\text{Bem}} = 110,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 10995 \text{ kNcm}$$

Die Vertikalkraft infolge Ankerneigung und Erddruck wird vernachlässigt.

Spannungsnachweis :

$$\begin{aligned} \sigma &= M / W \\ \Leftrightarrow W &= M / \sigma \end{aligned}$$

Nach DIN 4124 9.4.2 erfolgt die Biegebemessung mit den für Lastfall HZ zulässigen Spannungen .

Nach DIN 18800 T.1 (3.81) für ST 37 im Lastfall HZ ist  $\sigma_{\text{zul}} = 180 \text{ N/mm}^2 = 18,0 \text{ kN/cm}^2$

$$W_{\text{erf}} = M_{\text{Bem}} / \sigma_{\text{zul}}$$

$$W_{\text{erf}} = 10995 / 18,00$$

$$W_{\text{erf}} = 611 \text{ cm}^3$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

Ankerkraft :

$$A_h = 49,20 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{Bem}} = A_h \cdot (b_l + b_T) / \cos \alpha$$

$$A_{\text{Bem}} = 49,20 \cdot 3,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A_{\text{Bem}} = 147,60 / 0,97$$

$$A_{\text{Bem}} = 152,8 \text{ kN}$$

Spannungsnachweis :

$$\begin{aligned} \sigma &= F / A \\ \Leftrightarrow A &= F / \sigma \end{aligned}$$

Stahlgüte  $\beta_S / \beta_Z = 1570 / 1770 \text{ (in N/mm}^2) = 157 / 177 \text{ (in kN/cm}^2)$

Nach DIN 4125 Tab. 1 ist die erforderliche Sicherheit gegen Materialversagen  $\eta_S = 1,75$

$$A_{S \text{ erf}} = F_{A \text{ Bem}} / \sigma_{\text{zul}}$$

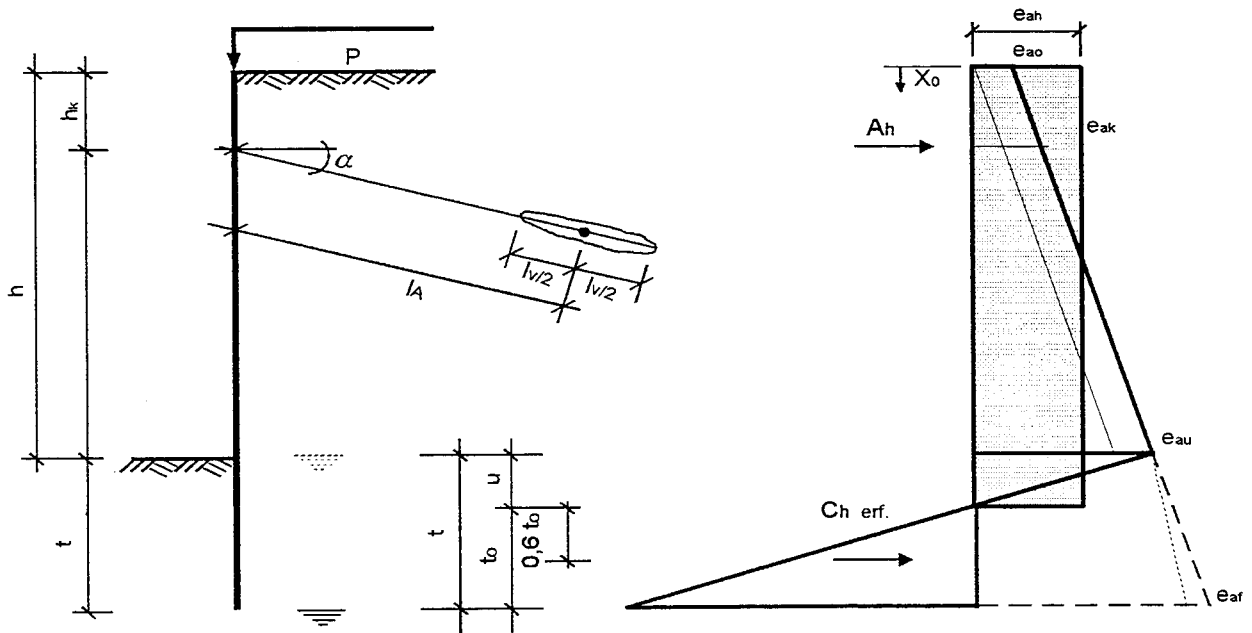
$$A_{S \text{ erf}} = 152,8 / (\beta_S / \eta_S)$$

$$A_{S \text{ erf}} = 152,8 / (157,00 / 1,75)$$

$$A_{S \text{ erf}} = 1,70 \text{ cm}^2$$

# I Berechnung einer Trägerbohlwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 1.1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Trägerbreite	$b_T = 0,30 \text{ m}$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Trägerabstand, lichter	$b_l = 2,70 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,95 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,00^\circ$
		Ankerlänge, erforderliche	$l_A = 6,25 \text{ m}$
		Verpreßstrecke, gewählt	$l_V = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 5,0 \text{ m}$
Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi' = 32,50^\circ$
Kohäsion	$c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$

### 1.1.1 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085)

für $\delta_a = + 2/3 \varphi'$	$21,67^\circ$	$k_{agh} = 0,251$	$k_{ach} = 0,000$	$*\min k_{ah} = 0,20$	(*EB 4, Abs.3)
für $\delta_p = - 2/3 \varphi'$	$-21,67^\circ$	$k_{pgh} = 7,152$	$k_{pch} = 0,000$	(Wand verzahnt, ebene Gleitflächen)	
für $\delta_a = + 2/3 \varphi'$	$21,67^\circ$	und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 57,47^\circ$		

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHl}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.

### 1.1.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand

tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	γ	h·γ	Erddruck								
				g	k <sub>agh</sub>	e <sub>agh</sub>	k <sub>ach</sub>	e <sub>ach</sub>	e <sub>agh</sub> + e <sub>ach</sub>	k <sub>agh</sub>	e <sub>aph</sub>	Σ(e <sub>aith</sub> )
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,00				18,50		4,64		0,00	4,64		2,51	7,14
1,00	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,00				92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
5,00	0,52	11,00	5,69	92,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,52				98,19		24,61		0,00	24,61		2,51	27,12
5,52				98,19		24,61		0,00	24,61		2,51	27,12
6,55	1,03	11,00	11,34	98,19	0,251	24,61	0,000	0,00	24,61	0,251	2,51	27,12
6,55				109,53		27,45		0,00	27,45		2,51	29,96

Kote	h	γ	h·γ	Erdwiderstand					
				g	k <sub>pgh</sub>	e <sub>pgh</sub>	k <sub>pch</sub>	e <sub>pch</sub>	Σ(e <sub>pih</sub> )
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	1,55	11,00	17,03	0,00	7,152	0,00	0,000	0,00	0,00
6,55				17,03		121,79		0,00	121,79

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

(EB 19, Abs. 2)

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u :

$$u = (e_{au} - e_{pch} / \eta_{Ep}) / (\gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh}))$$

$$u = (25,69 - 0,00 / 1,50) / (11,0 \cdot (7,15 / 1,50 - 0,25))$$

$$u = 25,69 / 49,69$$

$$u = 0,52 \text{ m}$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (2,51 + 25,69) + 0,52 \cdot 25,69) / 2$$

$$E_{ah} = 77,13 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 77,13 / (5,00 + 0,52)$$

$$e_{ah} = 77,13 / 5,52$$

$$e_{ah} = 13,98 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck:

Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen.

( EB 19, Abs. 5 )

gewählte Einbindetiefe :  $t = 1,55 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u = 1,55 - 0,52 = 1,03 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2,0 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,52 + 0,62) - 77,13 \cdot ((5,00 + 0,52) / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{erf}} \cdot 5,14 - 135,64$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{erf}} = 135,64 / 5,14$$

$$C_{h\text{erf}} = 26,41 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{h\text{erf}} - (t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - k_{agh})) / 2$$

$$0 = C_{h\text{erf}} - (1,06 \cdot 11,00 \cdot (7,15 / 1,50 - 0,25)) / 2$$

$$0 = 26,41 - 26,41$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H : 0 = A_h + C_{h\text{erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 26,41 - 77,13$$

$$A_h = 77,13 - 26,41$$

$$A_h = 50,72 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :  $x_0 = A_h / e_{ah} = 50,72 / 13,98 = 3,63 \text{ m}$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$\begin{aligned} M_{\text{Feld}} &= (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld}} &= (50,72 \cdot (3,63 - 1,00)) - 13,98 \cdot 13,16 / 2 \\ M_{\text{Feld}} &= 133,29 - 92,01 \\ M_{\text{Feld}} &= 41,29 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v\text{erf}} = C_{h\text{erf}} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 26,41 \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 26,41 \cdot -0,397$$

$$C_{v\text{erf}} = -10,49 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{av} = 77,13 \cdot 0,397$$

$$E_{av} = 30,64 \text{ kN/m}$$

Ankerkraft :

$$A_v = A_h \cdot \tan(\alpha)$$

$$A_v = 50,72 \cdot 0,268$$

$$A_v = 13,59 \text{ kN/m}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\Sigma \downarrow V = 0 = C_{v\text{erf}} + E_{av} + A_v - F_v$$

$$0 = -10,49 + 30,64 + 13,59 - F_v$$

$$0 = 33,74 - F_v$$

$$F_v = 33,74 \text{ kN/m}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.1.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen

Lastbild siehe EAB, Bild EB12-1c

tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	2,51	2,51
1,00				18,50		4,64		0,00				4,64
1,00	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	0,00	4,64	2,51	7,14
5,00				92,50		23,18		0,00				23,18
5,00	1,17	11,00	12,88	92,50	0,251	23,18	0,000	0,00	0,00	23,18	2,51	25,69
6,17				105,38		26,41		0,00				26,41
6,17	0,78	11,00	8,58	105,38	0,251	26,41	0,000	0,00	0,00	26,41	2,51	28,92
6,95				113,96		28,56		0,00				28,56

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	1,95	11,00	21,46	0,00	7,152	0,00	0,000	0,00	0,00
6,95				21,46		153,49		0,00	

Hinweis:

Die Ermittlung des Erdwiderstandes vor der durchgehenden Wand erfolgt hier lediglich zu Vergleichszwecken.

Sicherheit  $\eta_{ET}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{ET} = 2,00$$

(EB 14, Abs. 2)

$$\eta_{EC} = 2,00$$

(Abminderung des Erdwiderstandes infolge von Kohäsion.)

(EB 14, Abs. 1)

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au})) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (2,51 + 25,69)) / 2$$

$$E_{ah} = 70,49 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / h$$

$$e_{ah} = 70,49 / 5,00$$

$$e_{ah} = 14,10 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck:

Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen.

(EB 14, Abs. 6)

gewählte Einbindetiefe :  $t_0 = 1,95 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (h - h_k + 0,60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot (h / 2 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,60 \cdot 1,95) - 70,49 \cdot (5,00 / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{erf}} \cdot 5,17 - 105,74$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{erf}} = 105,74 / 5,17$$

$$C_{h\text{erf}} = 20,45 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des aufnehmbaren Erdwiderstands vor dem Einzelträger:

Ersatzbreite für den Reibungsanteil :

$$\begin{aligned} b_{SR} &= 0,60 \cdot \tan \varphi \cdot t_0 \\ b_{SR} &= 0,60 \cdot \tan 32,50^\circ \cdot 1,95 \\ b_{SR} &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil :

$$\begin{aligned} b_{SK} &= 0,90 \cdot (1 + \tan \varphi) \cdot t_0 \\ b_{SK} &= 0,90 \cdot (1 + \tan 32,50^\circ) \cdot 1,95 \\ b_{SK} &= 2,87 \text{ m} \end{aligned}$$

Erdwiderstandsbeiwert <sup>1)</sup> für Reibung :  $K_R = 6,15$

Erdwiderstandsbeiwert <sup>1)</sup> für Kohäsion :  $K_K = 0,00$

Wandreibungswinkel :  $\delta_p^* = -27,50^\circ$

<sup>1)</sup> Beiwerte nach Streck mit :

$$\begin{aligned} \delta_p^* &= -(\varphi - 2,5^\circ) && \text{für } \varphi \leq 30^\circ : \\ \delta_p^* &= -27,5^\circ && \text{für } \varphi \geq 30^\circ : \end{aligned}$$

kritische Breite :

$$\begin{aligned} b_{kr} &= 0,30 \cdot t_0 \\ b_{kr} &= 0,30 \cdot 1,95 \\ b_{kr} &= 0,59 \text{ m} > b_T = 0,30 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

für  $b_T \geq b_{kr}$  :

$$\begin{aligned} E_{ph} &= 0,50 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_T + b_{SR}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c / \eta_{EC} \cdot K_K \cdot (b_T + b_{SK}) \cdot t_0 \\ E_{ph} &= 0,50 \cdot 11,00 \cdot 6,15 \cdot (0,30 + 0,75) \cdot 3,81 + \\ &+ 2,00 \cdot 0,00 / 2,00 \cdot 0,00 \cdot (0,30 + 2,87) \cdot 1,95 \\ E_{ph} &= 134,65 + 0,00 \\ E_{ph} &= 134,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

für  $b_T < b_{kr}$  : (maßgebend)

$$\begin{aligned} E_{kr} &= 0,50 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_{kr} + b_{SR}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c / \eta_{EC} \cdot K_K \cdot (b_{kr} + b_{SK}) \cdot t_0 \\ E_{kr} &= 0,50 \cdot 11,00 \cdot 6,15 \cdot (0,59 + 0,75) \cdot 3,81 + \\ &+ 2,00 \cdot 0,00 / 2,00 \cdot 0,00 \cdot (0,59 + 2,87) \cdot 1,95 \\ E_{kr} &= 171,38 + 0,00 \\ E_{kr} &= 171,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{b_T / b_{kr}}$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{0,30 / 0,59}$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{0,51}$$

$$E_{ph}^* = 171,38 \cdot 0,72$$

$$E_{ph}^* = 122,70 \text{ kN}$$

Maßgebender Erdwiderstand vor dem Einzelträger :

$$E_{ph}^* = 122,70 \text{ kN}$$

Maßgebender Erdwiderstand pro lfdm Wandlänge :

$$\ddot{E}_{ph} = E_{ph}^* / (b_T + b_l)$$

$$\ddot{E}_{ph} = 122,70 / (0,30 + 2,70)$$

$$\ddot{E}_{ph} = 40,90 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{h\text{erf}} - \ddot{E}_{ph} / \eta_{ET}$$

$$0 = 20,45 - 40,90 / 2,00$$

$$0 = 20,45 - 20,45$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H: 0 = A_h + C_{h\text{erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 20,45 - 70,49$$

$$A_h = 70,49 - 20,45$$

$$A_h = 50,04 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$x_0 = A_h / e_{ah}$$

$$x_0 = 50,04 / 14,10 = 3,55 \text{ m}$$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$M_{\text{Feld}} = (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2$$

$$M_{\text{Feld}} = (50,04 \cdot (3,55 - 1,00)) - 14,10 \cdot 3,55^2 / 2$$

$$M_{\text{Feld}} = 127,58 - 88,81$$

$$M_{\text{Feld}} = 38,77 \text{ kNm/m}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v\text{erf}} = C_{h\text{erf}} \cdot \tan(\delta^*_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 20,45 \cdot \tan(\delta^*_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 20,45 \cdot -0,397$$

$$C_{v\text{erf}} = -8,12 \text{ kN/m}$$



resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned} E_{av} &= E_{ah} \cdot \tan(\delta_a) \\ E_{av} &= 70,49 \cdot 0,397 \\ E_{av} &= 28,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ankerkraft :

$$\begin{aligned} A_v &= A_h \cdot \tan(\alpha) \\ A_v &= 50,04 \cdot 0,268 \\ A_v &= 13,41 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{verf} + E_{av} + A_v - F_v \\ 0 &= -8,12 + 28,00 + 13,41 - F_v \\ 0 &= 33,29 - F_v \\ F_v &= 33,29 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.1.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

#### Einbindetiefe:

Die erforderliche Einbindetiefe beträgt 1,95 m.

Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist der Nachweis vor dem Bohlträger.  
Die Erdwiderstandskräfte vor den einzelnen Bohlträgern überschneiden sich nicht.

#### Schnittkräfte:

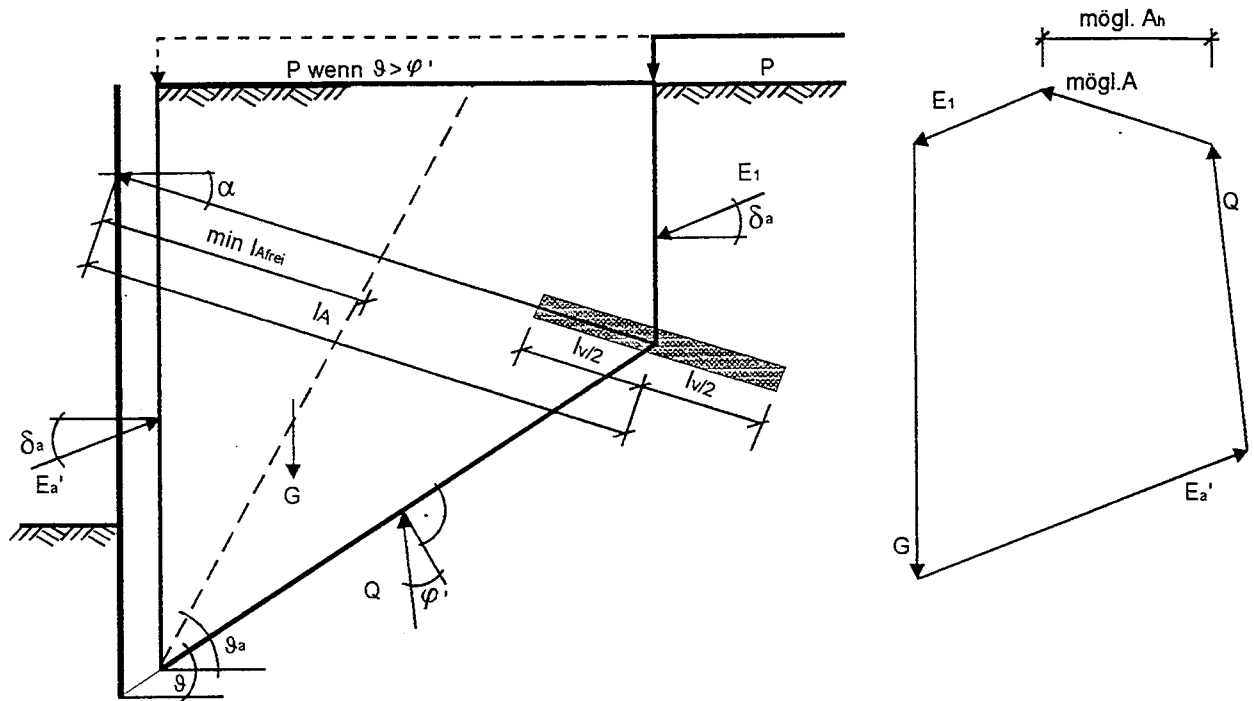
Für die erforderliche Einbindetiefe wurden an dem System die folgenden Schnittkräfte ermittelt:

Bemessungswert der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :  $A_h = 50,04 \text{ kN/m}$

Bemessungswert des Feldmomentes  $M_{Feld}$  :  $M_{Feld} = 38,77 \text{ kNm/m}$ , bei  $x_0 = 3,55 \text{ m}$ .

### 1.1.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$

Skizze:



Fußpunkt der tiefen Gleitfluge:  $5,00 + 1,95 = 6,95 \text{ m}$  (EB 44, Abs. 4)

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

$$\text{vorh. } A_h = 50,04 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah}' = (h_k \cdot (e_{a0} + e_{ak}) + (h - h_k) \cdot (e_{ak} + e_{au}) + t_0 \cdot (e_{au} + e_{af})) / 2$$

$$E_{ah}' = (1,00 \cdot (2,51 + 7,14) + (5,00 - 1,00) \cdot (7,14 + 25,69) + 1,95 \cdot (25,69 + 31,07)) / 2$$

$$E_{ah}' = 4,82 + 65,67 + 55,37$$

$$E_{ah}' = 125,86 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand :

$$E_{1h} = \gamma \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)^2 / 2 + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)$$

$$E_{1h} = 18,50 \cdot 0,25 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 6,25)^2 / 2 + 10,00 \cdot 0,25 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 6,25)$$

$$E_{1h} = 15,89 + 6,56$$

$$E_{1h} = 22,45 \text{ kN/m}$$

Wasserdruck: Der Wasserdruck vor und hinter dem Bruchkörper hebt sich in seiner Wirkung auf.

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\text{für } \vartheta > \varphi': G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$$

$$\text{für } \vartheta \leq \varphi': \quad G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$$

$$G = \begin{array}{cccccccccccc} 18,50 & -1,00 & -6,25 & -0,97 & +0,00 & -39,09 & -0,26 & -0,97 & + & & & \\ + & 18,50 & -5,00 & -1,00 & -6,25 & -0,26 & -6,25 & -0,97 & +1,95 & 1,39379 & + & \\ + & 11,00 & -3,81 & -1,39 & /2 & +10,00 & -6,25 & -0,97 & & & & \end{array}$$

$$G = 111,72 \quad + \quad 180,79 \quad + \quad 192,97 \quad + \quad 29,18 \quad + \quad 60,39$$

$$G = 575,05 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

$$\begin{array}{l} \eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h \\ \text{mit } \eta \geq 1,50 \end{array} \quad (\text{EB 44, Abs. 5})$$

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

$$\text{mögl. } A_h = f_A \cdot (E_{ah}' + C_{GFh} - E_{th} + E_{rh}) \quad (\text{siehe Ranke / Ostermayer, Die Bautechnik Heft 10/1968, S. 341 ff})$$

Faktor  $f_A$  :

$$\begin{array}{l} f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)) \\ f_A = 1 / (1 + \tan 15,00^\circ \cdot \tan (32,50^\circ - 35,66^\circ)) \\ f_A = 1,02 \end{array}$$

$$\text{Gleitflächenneigung : } \quad \vartheta = 35,66^\circ$$

Kraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$\begin{array}{l} C_{GF} = c \cdot l_A \cdot \cos \alpha / \cos \vartheta \\ C_{GF} = 0,00 \cdot 6,25 \cdot \cos 15,00^\circ / \cos 35,66^\circ \\ C_{GF} = 0,00 \text{ kN/m} \\ C_{GFh} = C_{GF} \cdot \cos \vartheta = 0,00 \text{ kN/m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Kraft } E_{rh} : \quad E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{th}) \cdot \tan \delta - C_{GFh} \cdot \tan \vartheta) \cdot \tan (\varphi' - \vartheta) \\ E_{rh} = (575,05 - (125,86 - 22,45) \cdot \tan 21,67^\circ - 0,00 \cdot \tan 35,66^\circ) \cdot \tan (32,5^\circ - 35,7^\circ) \\ E_{rh} = -29,46 \text{ kN/m} \end{array}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,02 \cdot (125,86 + 0,00 - 22,45 - 29,46) = 75,1 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 75,06 / 50,04 = 1,50 \text{ q.e.d.}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,36 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,86 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	6,25 m

### 1.1.3 Bemessung der Bauteile

Bemessung des Stahlträgers :

Bemessungsmoment :

$$M_{\text{Feld}} = 38,77 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = M_{\text{Feld}} \cdot (b_l + b_T)$$

$$M_{\text{Bem}} = 38,77 \cdot 3,00$$

$$M_{\text{Bem}} = 116,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 11631 \text{ kNcm}$$

Die Vertikalkraft infolge Ankerneigung und Erddruck wird vernachlässigt.

Spannungsnachweis :

$$\begin{aligned} \sigma &= M / W \\ \Leftrightarrow W &= M / \sigma \end{aligned}$$

Nach DIN 4124 9.4.2 erfolgt die Biegebemessung mit den für Lastfall HZ zulässigen Spannungen .  
Nach DIN 18800 T.1 (3.81) für ST 37 im Lastfall HZ ist  $\sigma_{\text{zul}} = 180 \text{ N/mm}^2 = 18,0 \text{ kN/cm}^2$

$$W_{\text{erf}} = M_{\text{Bem}} / \sigma_{\text{zul}}$$

$$W_{\text{erf}} = 11631 / 18,00$$

$$W_{\text{erf}} = 646 \text{ cm}^3$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

Ankerkraft :

$$A_h = 50,04 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{Bem}} = A_h \cdot (b_l + b_T) / \cos \alpha$$

$$A_{\text{Bem}} = 50,04 \cdot 3,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A_{\text{Bem}} = 150,13 / 0,97$$

$$A_{\text{Bem}} = 155,4 \text{ kN}$$

Spannungsnachweis :

$$\begin{aligned} \sigma &= F / A \\ \Leftrightarrow A &= F / \sigma \end{aligned}$$

Stahlgüte  $\beta_S / \beta_Z = 1570 / 1770$  (in  $\text{N/mm}^2$ ) =  $157 / 177$  (in  $\text{kN/cm}^2$ )

Nach DIN 4125 Tab. 1 ist die erforderliche Sicherheit gegen Materialversagen  $\eta_S = 1,75$

$$A_{S \text{ erf}} = F_{A \text{ Bem}} / \sigma_{\text{zul}}$$

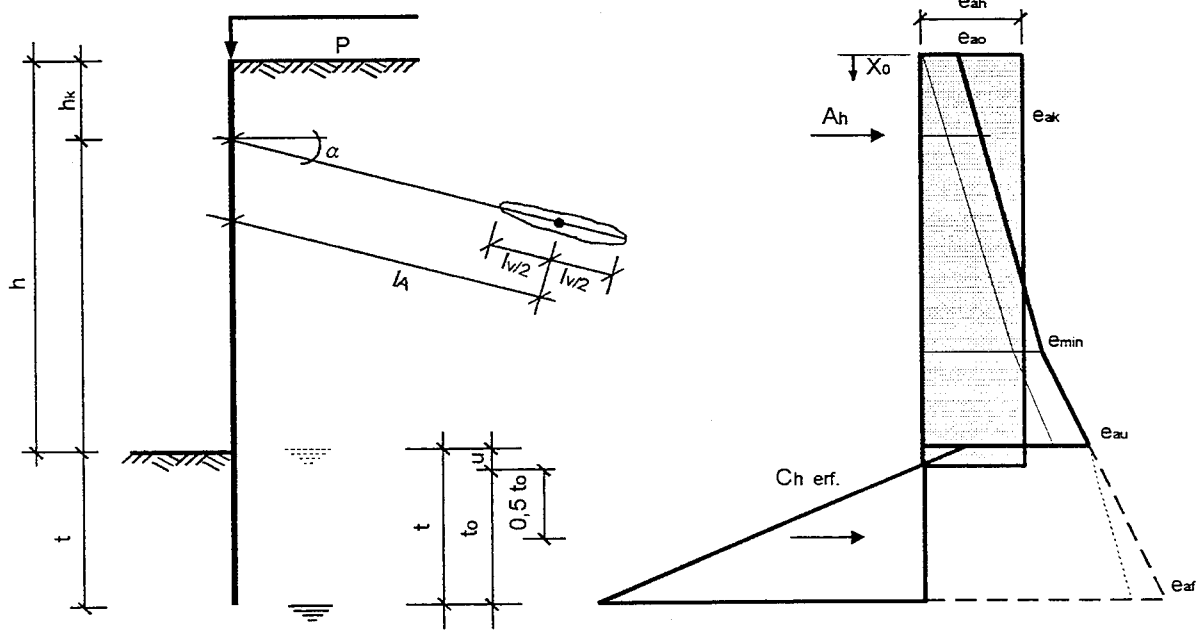
$$A_{S \text{ erf}} = 155,4 / (\beta_S / \eta_S)$$

$$A_{S \text{ erf}} = 155,4 / (157,00 / 1,75)$$

$$A_{S \text{ erf}} = 1,73 \text{ cm}^2$$

# I Berechnung einer Trägerbohlwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 2.0.0 Berechnung für kohäsiven Boden, kein Grundwasser

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Trägerbreite	$b_T = 0,30 \text{ m}$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Trägerabstand, lichter	$b_l = 2,70 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,30 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,00^\circ$
		Ankerlänge, erforderliche	$l_A = 5,94 \text{ m}$ (Mindestankerlänge)
		Verpreßstrecke, gewählt	$l_V = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 99,0 \text{ m}$
Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi' = 25,00^\circ$
Kohäsion	$c' = 15,00 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$

## 2.0.0 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085)

für $\delta_a = +2/3 \varphi'$	$16,67^\circ$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$	*min $k_{ah} = 0,20$	(*EB 4, Abs.3)
für $\delta_p = -2/3 \varphi'$	$-16,67^\circ$	$k_{pgh} = 3,908$	$k_{pch} = 5,180$	(Wand verzahnt, ebene Gleitflächen)	
für $\delta_a = +2/3 \varphi'$	$16,67^\circ$	und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 53,01^\circ$		

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \varphi'$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.

### 2.0.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand

tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min}$ : 5,65 m.

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00	4,00	19,00	76,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,80	0,346	3,46	7,26
5,00	5,00	19,00	95,00	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	19,00	0,346	3,46	22,46
5,54	5,54	19,00	105,34	105,34	0,346	36,41	1,043	-15,65	21,07	0,346	3,46	24,53
5,54	5,54	19,00	105,34	105,34	0,346	36,41	1,043	-15,65	21,07	0,346	3,46	24,53
5,54	5,54	19,00	105,34	105,34	0,346	36,41	1,043	-15,65	21,07	0,346	3,46	24,53

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	0,54	19,00	10,34	0,00	3,908	0,00	5,180	77,70	77,70
5,54	0,54	19,00	10,34	10,34	3,908	40,42	5,180	77,70	118,12
5,54	0,00	19,00	0,00	10,34	3,908	40,42	5,180	77,70	118,12
5,54	0,00	19,00	0,00	10,34	3,908	40,42	5,180	77,70	118,12

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

(EB 19, Abs. 2)

Ermittlung des Belastungsnulldpunktes u :

$$u = (e_{au} - e_{pch} / \eta_{Ep}) / (\gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - \min k_{ah}))$$

$$u = (22,46 - 77,70 / 1,50) / (19,0 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20))$$

$$u = -29,35 / 42,94$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (\text{u wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46) + 0,00 \cdot 22,46) / 2$$

$$E_{ah} = 64,78 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 64,78 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{ah} = 64,78 / 5,00$$

$$e_{ah} = 12,96 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,50 \cdot t_0$  angenommen.

(EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 0,54 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u = 0,54 - 0,00 = 0,54 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,50 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2,0 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 0,27) - 64,78 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{erf}} \cdot 4,27 - 97,17$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{erf}} = 97,17 / 4,27$$

$$C_{h\text{erf}} = 22,75 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{erf}}$  im Boden :

Mindesterddruck bis :  $t_{\text{min}} = 0,65 \text{ m} \geq 0,54 \text{ m}$

$$0 = C_{h\text{erf}} - (t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - \min k_{ah})) / 2 - t_0 \cdot (e_{pch} / \eta_{Ep} - e_{au})$$

$$0 = C_{h\text{erf}} - (0,30 \cdot 19,00 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20)) / 2 - 0,54 \cdot (77,70 / 1,5 - 22,46)$$

$$0 = 22,75 - 6,77 - 15,97$$

$$0 = 22,75 - 22,75$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H : 0 = A_h + C_{h\text{erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 22,75 - 64,78$$

$$A_h = 64,78 - 22,75$$

$$A_h = 42,04 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :  $x_0 = A_h / e_{ah} = 42,04 / 12,96 = 3,24 \text{ m}$

Ermittlung des Feldmomentes :  $M_{\text{Feld}} = (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2$   
 $M_{\text{Feld}} = (42,04 \cdot (3,24 - 1,00)) - 12,96 \cdot 10,53 / 2$   
 $M_{\text{Feld}} = 94,35 - 68,19$   
 $M_{\text{Feld}} = 26,16 \text{ kNm/m}$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

$$C_{\text{verf}} = C_{\text{herf}} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{\text{verf}} = 22,75 \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{\text{verf}} = 22,75 \cdot -0,299$$

$$C_{\text{verf}} = -6,81 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$E_{\text{av}} = E_{\text{ah}} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{\text{av}} = 64,78 \cdot 0,299$$

$$E_{\text{av}} = 19,39 \text{ kN/m}$$

Ankerkraft :

$$A_v = A_h \cdot \tan(\alpha)$$

$$A_v = 42,04 \cdot 0,268$$

$$A_v = 11,26 \text{ kN/m}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\Sigma \downarrow V = 0 = C_{\text{verf}} + E_{\text{av}} + A_v - F_v$$

$$0 = -6,81 + 19,4 + 11,26 - F_v$$

$$0 = 23,85 - F_v$$

$$F_v = 23,85 \text{ kN/m}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.



## 2.0.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen

Lastbild siehe EAB, Bild EB 12-1c

tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min}$  : 5,65 m .

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{agh}$	$K_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$K_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,80		3,46	7,26
1,00	4,00	19,00	76,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,80	0,346	3,46	7,26
5,00				95,00		32,84		-15,65	19,00		3,46	22,46
5,00	0,65	19,00	12,42	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	19,00	0,346	3,46	22,46
5,65				107,42		37,13		-15,65	21,48		3,46	24,94
5,65	0,64	19,00	12,19	107,42	0,346	37,13	1,043	-15,65	21,48	0,346	3,46	24,94
6,30				119,61		41,34		-15,65	25,70		3,46	29,15

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddwiderstand					
				g	$K_{pgh}$	$e_{pgh}$	$K_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	0,65	19,00	12,42	0,00	3,908	0,00	5,180	77,70	77,70
5,65				12,42		48,54		77,70	126,24
5,65	0,64	19,00	12,19	12,42	3,908	48,54	5,180	77,70	126,24
6,30				24,61		96,16		77,70	173,87

Hinweis:

Die Ermittlung des Erddwiderstandes vor der durchgehenden Wand erfolgt hier lediglich zu Vergleichszwecken.

Sicherheit  $\eta_{ET}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{ET} = 2,00$$

(EB 14, Abs. 2)

$$\eta_{EC} = 2,00$$

(Abminderung des Erddwiderstandes infolge von Kohäsion.)

(EB 14, Abs. 1)

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au})) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46)) / 2$$

$$E_{ah} = 64,78 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / h$$

$$e_{ah} = 64,78 / 5,00$$

$$e_{ah} = 12,96 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{ erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen.

( EB 14, Abs. 6 )

gewählte Einbindetiefe :  $t_0 = 1,30 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (h - h_k + 0,60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot (h / 2 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{ erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,60 \cdot 1,30) - 64,78 \cdot (5,00 / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{ erf}} \cdot 4,78 - 97,17$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{ erf}} = 97,17 / 4,78$$

$$C_{h\text{ erf}} = 20,34 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des aufnehmbaren Erdwiderstands vor dem Einzelträger:

Ersatzbreite für den Reibungsanteil :

$$\begin{aligned} b_{SR} &= 0,60 \cdot \tan \varphi \cdot t_0 \\ b_{SR} &= 0,60 \cdot \tan 25,00^\circ \cdot 1,30 \\ b_{SR} &= 0,36 \text{ m} \end{aligned}$$

Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil :

$$\begin{aligned} b_{SK} &= 0,90 \cdot (1 + \tan \varphi) \cdot t_0 \\ b_{SK} &= 0,90 \cdot (1 + \tan 25,00^\circ) \cdot 1,30 \\ b_{SK} &= 1,71 \text{ m} \end{aligned}$$

Erdwiderstandsbeiwert <sup>1)</sup> für Reibung :  $K_R = 3,81$

Erdwiderstandsbeiwert <sup>1)</sup> für Kohäsion :  $K_K = 2,29$

Wandreibungswinkel :  $\delta_p^* = -22,50^\circ$

<sup>1)</sup> Beiwerte nach Streck mit :

$$\begin{aligned} \delta_p^* &= -(\varphi - 2,5^\circ) && \text{für } \varphi \leq 30^\circ : \\ \delta_p^* &= -27,5^\circ && \text{für } \varphi \geq 30^\circ : \end{aligned}$$

kritische Breite :

$$\begin{aligned} b_{kr} &= 0,30 \cdot t_0 \\ b_{kr} &= 0,30 \cdot 1,30 \\ b_{kr} &= 0,39 \text{ m} > b_T = 0,30 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

für  $b_T \geq b_{kr}$  :

$$\begin{aligned} E_{ph} &= 0,50 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_T + b_{SR}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c / \eta_{EC} \cdot K_K \cdot (b_T + b_{SK}) \cdot t_0 \\ E_{ph} &= 0,50 \cdot 19,00 \cdot 3,81 \cdot (0,30 + 0,36) \cdot 1,68 + \\ &+ 2,00 \cdot 15,00 / 2,00 \cdot 2,29 \cdot (0,30 + 1,71) \cdot 1,30 \\ E_{ph} &= 40,21 + 89,38 \\ E_{ph} &= 129,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

für  $b_T < b_{kr}$  : (maßgebend)

$$\begin{aligned} E_{kr} &= 0,50 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_{kr} + b_{SR}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c / \eta_{EC} \cdot K_K \cdot (b_{kr} + b_{SK}) \cdot t_0 \\ E_{kr} &= 0,50 \cdot 19,00 \cdot 3,81 \cdot (0,39 + 0,36) \cdot 1,68 + \\ &+ 2,00 \cdot 15,00 / 2,00 \cdot 2,29 \cdot (0,39 + 1,71) \cdot 1,30 \\ E_{kr} &= 45,58 + 93,31 \\ E_{kr} &= 138,90 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{ ( b_T / b_{kr} ) }$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{ ( 0,30 / 0,39 ) }$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{ ( 0,77 ) }$$

$$E_{ph}^* = 138,9 \cdot 0,88$$

$$E_{ph}^* = 122,05 \text{ kN}$$

Maßgebender Erdwiderstand vor dem Einzelträger :

$$E_{ph}^* = 122,05 \text{ kN}$$

Maßgebender Erdwiderstand pro lfdm Wandlänge :

$$\ddot{E}_{ph} = E_{ph}^* / ( b_T + b_l )$$

$$\ddot{E}_{ph} = 122,1 / ( 0,30 + 2,70 )$$

$$\ddot{E}_{ph} = 40,68 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{h\text{erf}} - \ddot{E}_{ph} / \eta_{ET}$$

$$0 = 20,34 - 40,68 / 2,00$$

$$0 = 20,34 - 20,34$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H: 0 = A_h + C_{h\text{erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 20,34 - 64,78$$

$$A_h = 64,78 - 20,34$$

$$A_h = 44,44 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$x_0 = A_h / e_{ah}$$

$$x_0 = 44,44 / 12,96 = 3,43 \text{ m}$$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$M_{\text{Feld}} = (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2$$

$$M_{\text{Feld}} = (44,44 \cdot (3,43 - 1,00)) - 12,96$$

$$M_{\text{Feld}} = 107,99 - 76,22$$

$$M_{\text{Feld}} = 31,77 \text{ kNm/m}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v\text{erf}} = C_{h\text{erf}} \cdot \tan(\delta^*_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 20,34 \cdot \tan(\delta^*_p)$$

$$C_{v\text{erf}} = 20,34 \cdot -0,299$$

$$C_{v\text{erf}} = -6,09 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned} E_{av} &= E_{ah} \cdot \tan(\delta_a) \\ E_{av} &= 64,78 \cdot 0,299 \\ E_{av} &= 19,39 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ankerkraft :

$$\begin{aligned} A_v &= A_h \cdot \tan(\alpha) \\ A_v &= 44,44 \cdot 0,268 \\ A_v &= 11,91 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{verf} + E_{av} + A_v - F_v \\ 0 &= -6,09 + 19,4 + 11,91 - F_v \\ 0 &= 25,21 - F_v \\ F_v &= 25,21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

### 2.0.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

#### Einbindetiefe:

Die erforderliche Einbindetiefe beträgt 1,30 m.

Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist der Nachweis vor dem Bohlträger. Die Erdwiderstandskräfte vor den einzelnen Bohlträgern überschneiden sich nicht.

#### Schnittkräfte:

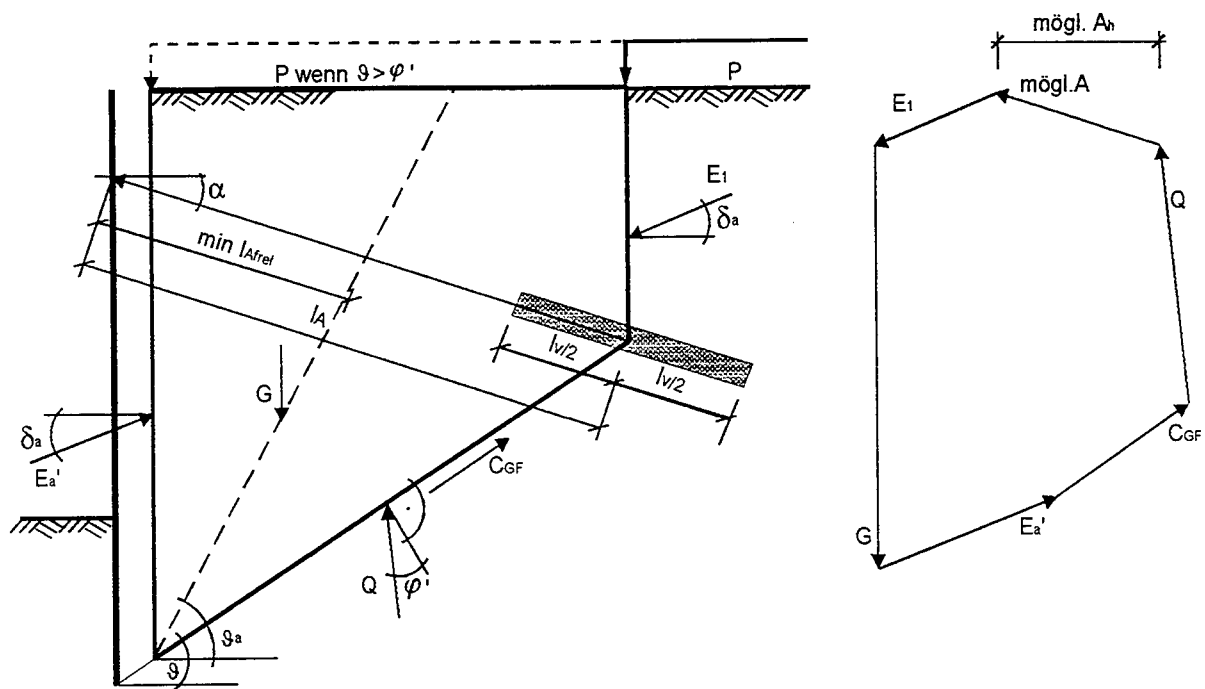
Für die erforderliche Einbindetiefe wurden an dem System die folgenden Schnittkräfte ermittelt:

Bemessungswert der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :  $A_h = 44,44 \text{ kN/m}$

Bemessungswert des Feldmomentes  $M_{Feld}$  :  $M_{Feld} = 31,77 \text{ kNm/m}$ , bei  $x_0 = 3,43 \text{ m}$ .

## 2.0.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$

Skizze:



Fußpunkt der tiefen Gleitfuge:  $5,00 + 1,30 = 6,30 \text{ m}$  (EB 44, Abs. 4)

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

vorh.  $A_h = 44,44 \text{ kN/m}$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah}' = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + (h_{\min} - h) \cdot (e_{au} + e_{amin}) + (h + t_0 - h_{\min}) \cdot (e_{amin} + e_{af})) / 2$$

$$E_{ah}' = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46) + (5,65 - 5,00) \cdot (22,46 + 24,94) + (5,00 + 1,30 - 5,65) \cdot (24,94 + 29,15)) / 2$$

$$E_{ah}' = 64,78 + 15,49 + 17,35$$

$$E_{ah}' = 97,62 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand : (Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min} = 5,65 \text{ m}$ )

$$E_{1h} = \gamma \cdot \text{mink}_{ah} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)^2 / 2 + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)$$

$$E_{1h} = 19,00 \cdot 0,20 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 5,11)^2 / 2 + 10,00 \cdot 0,35 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 5,11)$$

$$E_{1h} = 10,24 + 8,03$$

$$E_{1h} = 18,27 \text{ kN/m}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\text{für } \vartheta > \varphi' : G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$$

für  $\vartheta \leq \varphi'$ :  $G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$

$$G = \begin{matrix} 19,00 & -1,00 & -5,11 & -0,97 & +0,00 & -26,09 & -0,26 & -0,97 & + \\ + & 19,00 & -(5,00 & -1,00 & -5,11 & -0,26) & -(5,11 & -0,97 & +1,30 & -1,24) / 2 & + \\ + & 19,00 & -1,68 & -1,24 & / 2 & +10,00 & -5,11 & -0,97 & \end{matrix}$$

$$G = 93,74 + 123,93 + 166,44 + 19,79 + 49,34$$

$$G = 453,23 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h$$

mit  $\eta \geq 1,50$  (EB 44, Abs. 5)

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

$$\text{mögl. } A_h = f_A \cdot (E_{ah}' + C_{GFh} - E_{1h} + E_{rh})$$

(siehe Ranke / Ostermayer Die Bautechnik Heft 10/1968, S. 341 ff)

Faktor  $f_A$  :

$$f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta))$$

$$f_A = 1 / (1 + \tan 15,00^\circ \cdot \tan (25,00^\circ - 38,84^\circ))$$

$$f_A = 1,07$$

Gleitflächenneigung :  $\vartheta = 38,84^\circ$

Kraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$C_{GF} = c \cdot l_A \cdot \cos \alpha / \cos \vartheta$$

$$C_{GF} = 15,00 \cdot 5,11 \cdot \cos 15,00^\circ / \cos 38,84^\circ$$

$$C_{GF} = 95,02 \text{ kN/m}$$

$$C_{GFh} = C_{GF} \cdot \cos \vartheta = 74,01 \text{ kN/m}$$

Kraft  $E_{rh}$  :  $E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{1h}) \cdot \tan \delta - C_{GFh} \cdot \tan \vartheta) \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)$

$$E_{rh} = (453,23 - (97,62 - 18,27) \cdot \tan 16,67^\circ - 74,01 \cdot \tan 38,84^\circ) \cdot \tan (25,0^\circ - 38,8^\circ)$$

$$E_{rh} = -91,15 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,07 \cdot (97,62 + 74,01 - 18,27 - 91,15) = 66,6 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 66,61 / 44,44 = 1,50 \text{ q.e.d.}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,44 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	5,94 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	5,11 m

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.

### 2.0.3 Bemessung der Bauteile

Bemessung des Stahlträgers :

Bemessungsmoment :

$$M_{\text{Feld}} = 31,77 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = M_{\text{Feld}} \cdot (b_l + b_T)$$

$$M_{\text{Bem}} = 31,77 \cdot 3,00$$

$$M_{\text{Bem}} = 95,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 9532 \text{ kNcm}$$

Die Vertikalkraft infolge Ankerneigung und Erddruck wird vernachlässigt.

Spannungsnachweis :

$$\sigma = M / W$$
$$\Leftrightarrow W = M / \sigma$$

Nach DIN 4124 9.4.2 erfolgt die Biegebemessung mit den für Lastfall HZ zulässigen Spannungen .

Nach DIN 18800 T.1 (3.81) für ST 37 im Lastfall HZ ist  $\sigma_{\text{zul}} = 180 \text{ N/mm}^2 = 18,0 \text{ kN/cm}^2$

$$W_{\text{erf}} = M_{\text{Bem}} / \sigma_{\text{zul}}$$

$$W_{\text{erf}} = 9532 / 18,00$$

$$W_{\text{erf}} = 530 \text{ cm}^3$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

Ankerkraft :

$$A_h = 44,44 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{Bem}} = A_h \cdot (b_l + b_T) / \cos \alpha$$

$$A_{\text{Bem}} = 44,44 \cdot 3,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A_{\text{Bem}} = 133,32 / 0,97$$

$$A_{\text{Bem}} = 138,0 \text{ kN}$$

Spannungsnachweis :

$$\sigma = F / A$$
$$\Leftrightarrow A = F / \sigma$$

Stahlgüte  $\beta_S / \beta_Z = 1570 / 1770$  (in  $\text{N/mm}^2$ ) =  $157 / 177$  (in  $\text{kN/cm}^2$ )

Nach DIN 4125 Tab. 1 ist die erforderliche Sicherheit gegen Materialversagen  $\eta_S = 1,75$

$$A_{\text{S erf}} = F_{A_{\text{Bem}}} / \sigma_{\text{zul}}$$

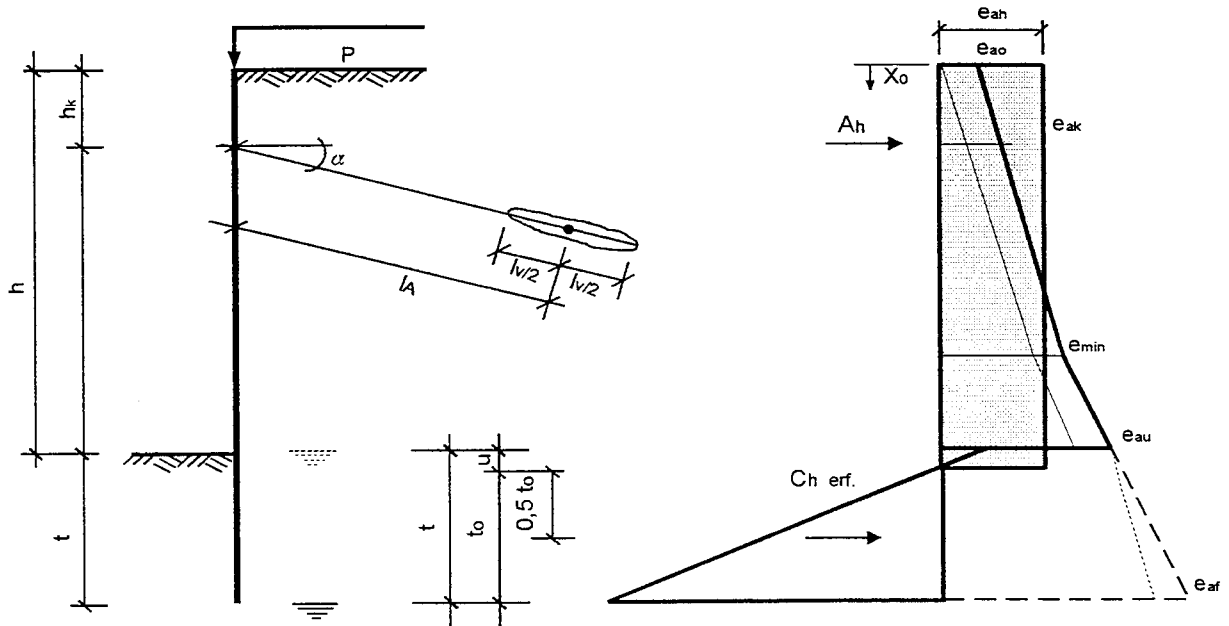
$$A_{\text{S erf}} = 138,0 / (\beta_S / \eta_S)$$

$$A_{\text{S erf}} = 138,0 / (157,0 / 1,75)$$

$$A_{\text{S erf}} = 1,54 \text{ cm}^2$$

# I Berechnung einer Trägerbohlwand nach dem alten Sicherheitskonzept

Skizze :



## 2.1.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Trägerbreite	$b_T = 0,30 \text{ m}$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Trägerabstand, lichter	$b_l = 2,70 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,43 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,00^\circ$
		Ankerlänge, erforderliche	$l_A = 6,03 \text{ m}$ (Mindestankerlänge)
		Verpreßstrecke, gewählt	$l_V = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 5,0 \text{ m}$
Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi' = 25,00^\circ$
Kohäsion	$c' = 15,00 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma = 9,00 \text{ kN/m}^3$

### 2.1.1 Statische Berechnung

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085)

für $\delta_a = + 2/3 \varphi' = 16,67^\circ$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$	*min $k_{ah} = 0,20$	(*EB 4, Abs.3)
für $\delta_p = - 2/3 \varphi' = -16,67^\circ$	$k_{pgh} = 3,908$	$k_{pch} = 5,180$	(Wand verzahnt, ebene Gleitflächen)	
für $\delta_a = + 2/3 \varphi' = 16,67^\circ$	und $\alpha = \beta = 0$	$\vartheta_a = 53,01^\circ$		

Anmerkung: Bei einem Wandreibungswinkel von  $-2/3 \text{ PHI}$  und einem Reibungswinkel bis zu  $35^\circ$  darf nach DIN 4085 2/87 der Erdwiderstand bei verzahnten Wandflächen noch mit ebenen Gleitflächen ermittelt werden.



### 2.1.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand

tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterdruk bis in eine Tiefe von  $h_{\min}$  : 6,38 m .

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,80		3,46	7,26
1,00	4,00	19,00	76,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,80	0,346	3,46	7,26
5,00				95,00		32,84		-15,65	19,00		3,46	22,46
5,00				95,00		32,84		-15,65	19,00		3,46	22,46
5,62	0,62	9,00	5,62	100,62	0,346	34,78	1,043	-15,65	20,12	0,346	3,46	23,58
5,62				100,62		34,78		-15,65	20,12		3,46	23,58
5,62	0,00	9,00	0,00	100,62	0,346	34,78	1,043	-15,65	20,12	0,346	3,46	23,58
5,62				100,62		34,78		-15,65	20,12		3,46	23,58

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					$\Sigma(e_{pih})$
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		77,70	77,70
5,62	0,62	9,00	5,62	5,62	3,908	21,95	5,180	77,70	99,66
5,62				5,62		21,95		77,70	99,66
5,62	0,00	9,00	0,00	5,62	3,908	21,95	5,180	77,70	99,66
5,62				5,62		21,95		77,70	99,66

Sicherheit  $\eta_{Ep}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{Ep} = 1,50$$

(EB 19, Abs. 2)

Ermittlung des Belastungsnullpunktes u :

$$u = (e_{au} - e_{pch} / \eta_{Ep}) / (\gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - \min k_{ah}))$$

$$u = (22,46 - 77,70 / 1,50) / (9,0 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20))$$

$$u = -29,35 / 20,34$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (u \text{ wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{a0} + e_{au}) + u \cdot e_{au}) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46) + 0,00 \cdot 22,46) / 2$$

$$E_{ah} = 64,78 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / (h + u)$$

$$e_{ah} = 64,78 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{ah} = 64,78 / 5,00$$

$$e_{ah} = 12,96 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck: Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,50 \cdot t_0$  angenommen.

(EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 0,62 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u = 0,62 - 0,00 = 0,62 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,50 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot ((h + u) / 2,0 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 0,31) - 64,78 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{erf}} \cdot 4,31 - 97,17$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{erf}} = 97,17 / 4,31$$

$$C_{h\text{erf}} = 22,54 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h\text{erf}}$  im Boden :

$$\text{Mindesterddruck bis : } t_{\text{min}} = 1,38 \text{ m} \geq 0,62 \text{ m}$$

$$0 = C_{h\text{erf}} - (t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{pgh} / \eta_{Ep} - \min k_{ah})) / 2 - t_0 \cdot (e_{pgh} / \eta_{Ep} - e_{au})$$

$$0 = C_{h\text{erf}} - (0,39 \cdot 9,00 \cdot (3,91 / 1,50 - 0,20)) / 2 - 0,62 \cdot (77,70 / 1,5 - 22,46)$$

$$0 = 22,54 - 4,22 - 18,32$$

$$0 = 22,54 - 22,54$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H : 0 = A_h + C_{h\text{erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 22,54 - 64,78$$

$$A_h = 64,78 - 22,54$$

$$A_h = 42,25 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Ermittlung des Querkraftnullpunktes : } x_0 &= A_h / e_{ah} \\ x_0 &= 42,25 / 12,96 = 3,26 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ermittlung des Feldmomentes : } M_{\text{Feld}} &= (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld}} &= (42,25 \cdot (3,26 - 1,00)) - 12,96 \cdot 10,63 / 2 \\ M_{\text{Feld}} &= 95,51 - 68,88 \\ M_{\text{Feld}} &= 26,63 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

$$C_{v\text{ erf}} = C_{h\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{ erf}} = 22,54 \cdot \tan(\delta_p)$$

$$C_{v\text{ erf}} = 22,54 \cdot -0,299$$

$$C_{v\text{ erf}} = -6,75 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\delta_a)$$

$$E_{av} = 64,78 \cdot 0,299$$

$$E_{av} = 19,39 \text{ kN/m}$$

Ankerkraft :

$$A_v = A_h \cdot \tan(\alpha)$$

$$A_v = 42,25 \cdot 0,268$$

$$A_v = 11,32 \text{ kN/m}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\Sigma \downarrow V = 0 = C_{v\text{ erf}} + E_{av} + A_v - F_v$$

$$0 = -6,75 + 19,4 + 11,32 - F_v$$

$$0 = 23,97 - F_v$$

$$F_v = 23,97 \text{ kN/m}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

### 2.1.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen

Lastbild siehe EAB, Bild EB 12-1c

tabellarische Ermittlung der Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterdrruck bis in eine Tiefe von  $h_{min}$  : 6,38 m.

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$K_{agh}$	$e_{agh}$	$K_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$K_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00	4,00	19,00	76,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,80	0,346	3,46	7,26
5,00	5,00	9,00	45,00	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	19,00	0,346	3,46	22,46
6,38	1,38	9,00	12,42	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	19,00	0,346	3,46	22,46
6,38	6,38	9,00	57,42	107,42	0,346	37,13	1,043	-15,65	21,48	0,346	3,46	24,94
6,38	6,38	9,00	57,42	107,42	0,346	37,13	1,043	-15,65	21,48	0,346	3,46	24,94
6,43	0,05	9,00	0,48	107,90	0,346	37,30	1,043	-15,65	21,65	0,346	3,46	25,11

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdrwiderstand					
				g	$K_{pgh}$	$e_{pgh}$	$K_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	1,38	9,00	12,42	0,00	3,908	0,00	5,180	77,70	77,70
6,38	6,38	9,00	57,42	12,42	3,908	48,54	5,180	77,70	126,24
6,38	6,38	9,00	57,42	12,42	3,908	48,54	5,180	77,70	126,24
6,43	0,05	9,00	0,48	12,90	3,908	50,42	5,180	77,70	128,13

Hinweis:

Die Ermittlung des Erdrwiderstandes vor der durchgehenden Wand erfolgt hier lediglich zu Vergleichszwecken.

Sicherheit  $\eta_{ET}$  zur Aufnahme der Auflagerkraft im Boden im Lastfall H:

$$\eta_{ET} = 2,00$$

(EB 14, Abs. 2)

$$\eta_{EC} = 2,00$$

(Abminderung des Erdrwiderstandes infolge von Kohäsion.)

(EB 14, Abs. 1)

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ah}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ah} = (h \cdot (e_{ao} + e_{au})) / 2$$

$$E_{ah} = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46)) / 2$$

$$E_{ah} = 64,78 \text{ kN/m}$$

$$e_{ah} = E_{ah} / h$$

$$e_{ah} = 64,78 / 5,00$$

$$e_{ah} = 12,96 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck:

Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{h\text{erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen.

(EB 14, Abs. 6)

gewählte Einbindetiefe :  $t_0 = 1,43 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma M A_h : 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (h - h_k + 0,60 \cdot t_0) - E_{ah} \cdot (h / 2 - h_k) \\ 0 &= C_{h\text{erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,60 \cdot 1,43) - 64,78 \cdot (5,00 / 2,00 - 1,00) \end{aligned}$$

$$0 = C_{h\text{erf}} \cdot 4,86 - 97,17$$

$$\Leftrightarrow C_{h\text{erf}} = 97,17 / 4,86$$

$$C_{h\text{erf}} = 19,99 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des aufnehmbaren Erdwiderstands vor dem Einzelträger:

Ersatzbreite für den Reibungsanteil :

$$\begin{aligned} b_{SR} &= 0,60 \cdot \tan \varphi \cdot t_0 \\ b_{SR} &= 0,60 \cdot \tan 25,00^\circ \cdot 1,43 \\ b_{SR} &= 0,40 \text{ m} \end{aligned}$$

Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil :

$$\begin{aligned} b_{SK} &= 0,90 \cdot (1 + \tan \varphi) \cdot t_0 \\ b_{SK} &= 0,90 \cdot (1 + \tan 25,00^\circ) \cdot 1,43 \\ b_{SK} &= 1,89 \text{ m} \end{aligned}$$

Erdwiderstandsbeiwert <sup>1)</sup> für Reibung :  $K_R = 3,81$   
 Erdwiderstandsbeiwert <sup>1)</sup> für Kohäsion :  $K_K = 2,29$   
 Wandreibungswinkel :  $\delta_p^* = -22,50^\circ$

<sup>1)</sup> Beiwerte nach Streck mit :

$$\begin{aligned} \delta_p^* &= -(\varphi - 2,5^\circ) && \text{für } \varphi \leq 30^\circ : \\ \delta_p^* &= -27,5^\circ && \text{für } \varphi \geq 30^\circ : \end{aligned}$$

kritische Breite :

$$\begin{aligned} b_{kr} &= 0,30 \cdot t_0 \\ b_{kr} &= 0,30 \cdot 1,43 \\ b_{kr} &= 0,43 \text{ m} > b_T = 0,30 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

für  $b_T \geq b_{kr}$  :

$$\begin{aligned} E_{ph} &= 0,50 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_T + b_{SR}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c / \eta_{EC} \cdot K_K \cdot (b_T + b_{SK}) \cdot t_0 \\ E_{ph} &= 0,50 \cdot 9,00 \cdot 3,81 \cdot (0,30 + 0,40) \cdot 2,06 + \\ &+ 2,00 \cdot 15,00 / 2,00 \cdot 2,29 \cdot (0,30 + 1,89) \cdot 1,43 \\ E_{ph} &= 24,71 + 107,94 \\ E_{ph} &= 132,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

für  $b_T < b_{kr}$  : (maßgebend)

$$\begin{aligned} E_{kr} &= 0,50 \cdot \gamma \cdot K_R \cdot (b_{kr} + b_{SR}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c / \eta_{EC} \cdot K_K \cdot (b_{kr} + b_{SK}) \cdot t_0 \\ E_{kr} &= 0,50 \cdot 9,00 \cdot 3,81 \cdot (0,43 + 0,40) \cdot 2,06 + \\ &+ 2,00 \cdot 15,00 / 2,00 \cdot 2,29 \cdot (0,43 + 1,89) \cdot 1,43 \\ E_{kr} &= 29,29 + 114,35 \\ E_{kr} &= 143,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{ ( b_T / b_{kr} ) }$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{ ( 0,30 / 0,43 ) }$$

$$E_{ph}^* = E_{kr} \cdot \sqrt{ ( 0,70 ) }$$

$$E_{ph}^* = 143,6 \cdot 0,84$$

$$E_{ph}^* = 119,96 \text{ kN}$$

Maßgebender Erdwiderstand vor dem Einzelträger :

$$E_{ph}^* = 119,96 \text{ kN}$$

Maßgebender Erdwiderstand pro lfdm Wandlänge :

$$\ddot{E}_{ph} = E_{ph}^* / ( b_T + b_l )$$

$$\ddot{E}_{ph} = 120 / ( 0,30 + 2,70 )$$

$$\ddot{E}_{ph} = 39,99 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{h \text{ erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{h \text{ erf}} - \ddot{E}_{ph} / \eta_{ET}$$

$$0 = 19,99 - 39,99 / 2,00$$

$$0 = 19,99 - 19,99$$

Ermittlung der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :

$$\Sigma H: 0 = A_h + C_{h \text{ erf}} - E_{ah}$$

$$0 = A_h + 19,99 - 64,78$$

$$A_h = 64,78 - 19,99$$

$$A_h = 44,79 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$x_0 = A_h / e_{ah}$$

$$x_0 = 44,79 / 12,96 = 3,46 \text{ m}$$

Ermittlung des Feldmomentes :

$$M_{\text{Feld}} = (A_h \cdot (x_0 - h_k)) - e_{ah} \cdot x_0^2 / 2$$

$$M_{\text{Feld}} = (44,79 \cdot (3,46 - 1,00)) - 12,96$$

$$M_{\text{Feld}} = 110,04 - 77,41$$

$$M_{\text{Feld}} = 32,63 \text{ kNm/m}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Auflagerkraft im Boden:

$$C_{v \text{ erf}} = C_{h \text{ erf}} \cdot \tan ( \delta^*_{p} )$$

$$C_{v \text{ erf}} = 19,99 \cdot \tan ( \delta^*_{p} )$$

$$C_{v \text{ erf}} = 19,99 \cdot -0,299$$

$$C_{v \text{ erf}} = -5,99 \text{ kN/m}$$

resultierender aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned} E_{av} &= E_{ah} \cdot \tan(\delta_a) \\ E_{av} &= 64,78 \cdot 0,299 \\ E_{av} &= 19,39 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ankerkraft :

$$\begin{aligned} A_v &= A_h \cdot \tan(\alpha) \\ A_v &= 44,79 \cdot 0,268 \\ A_v &= 12,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{v, \text{eff}} + E_{av} + A_v - F_v \\ 0 &= -5,99 + 19,4 + 12,00 - F_v \\ 0 &= 25,41 - F_v \\ F_v &= 25,41 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis : Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die resultierende Kraft am Wandfuß vom Boden aufgenommen werden kann.

### 2.1.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

#### Einbindetiefe:

Die erforderliche Einbindetiefe beträgt 1,43 m.

Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist der Nachweis vor dem Bohlträger. Die Erdwiderstandskräfte vor den einzelnen Bohlträgern überschneiden sich nicht.

#### Schnittkräfte:

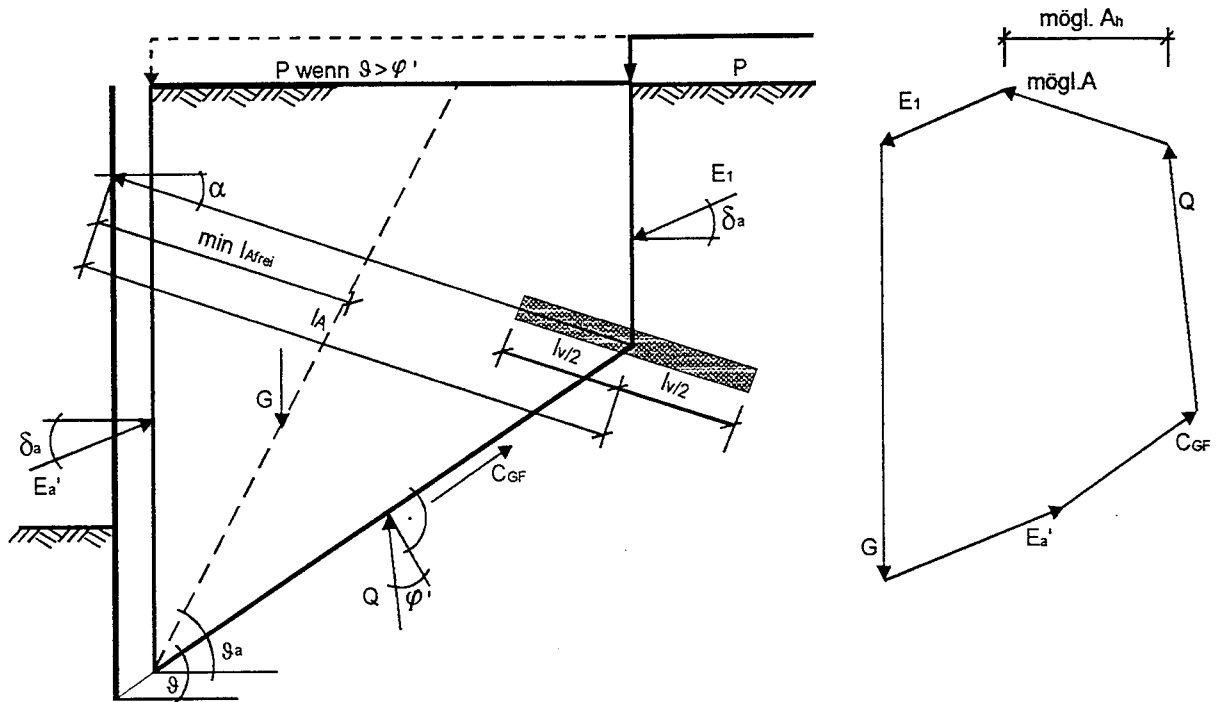
Für die erforderliche Einbindetiefe wurden an dem System die folgenden Schnittkräfte ermittelt:

Bemessungswert der horizontalen Ankerkraft  $A_h$  :  $A_h = 44,79 \text{ kN/m}$

Bemessungswert des Feldmomentes  $M_{\text{Feld}}$  :  $M_{\text{Feld}} = 32,63 \text{ kNm/m}$ , bei  $x_0 = 3,46 \text{ m}$ .

## 2.1.2 Nachweis der erforderlichen Ankerlänge erf $l_A$

Skizze:



Fußpunkt der tiefen Gleitfuge:  $5,00 + 1,43 = 6,43 \text{ m}$  (EB 44, Abs. 4)

Ermittlung der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

Ankerkraft :

vorh.  $A_h = 44,79 \text{ kN/m}$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand und die Vorderkante des Bruchkörpers :

$$E_{ah}' = (h \cdot (e_{ao} + e_{au}) + (h_{\min} - h) \cdot (e_{au} + e_{amin}) + (h + t_0 - h_{\min}) \cdot (e_{amin} + e_{af})) / 2$$

$$E_{ah}' = (5,00 \cdot (3,46 + 22,46) + (6,38 - 5,00) \cdot (22,46 + 24,94) + (5,00 + 1,43 - 6,38) \cdot (24,94 + 25,11)) / 2$$

$$E_{ah}' = 64,78 + 32,70 + 1,34$$

$$E_{ah}' = 98,83 \text{ kN/m}$$

aktiver Erddruck auf die Ersatzankerwand : (Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min} = 6,38 \text{ m}$ )

$$E_{1h} = \gamma \cdot \text{mink}_{ah} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)^2 / 2 + p \cdot k_{agh} \cdot (h_k + \sin \alpha \cdot l_A)$$

$$E_{1h} = 19,00 \cdot 0,20 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 5,22)^2 / 2 + 10,00 \cdot 0,35 \cdot (1,00 + 0,26 \cdot 5,22)$$

$$E_{1h} = 10,50 + 8,12$$

$$E_{1h} = 18,62 \text{ kN/m}$$

Wasserdruck: Der Wasserdruck vor und hinter dem Bruchkörper hebt sich in seiner Wirkung auf.

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\text{für } \vartheta > \varphi': G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2 + p \cdot l_A \cdot \cos \alpha$$



für  $\vartheta \leq \varphi'$ :  $G = \gamma \cdot h_k \cdot l_A \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot l_A^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \gamma \cdot (h - h_k - l_A \cdot \sin \alpha) \cdot (l_A \cdot \cos \alpha + t \cdot \cot \vartheta) / 2 + \gamma \cdot t^2 \cdot \cot \vartheta / 2$

$$G = \begin{matrix} 19,00 & -1,00 & -5,22 & -0,97 & +0,00 & -27,22 & -0,26 & -0,97 & + \\ + & 19,00 & -(5,00 & -1,00 & -5,22 & -0,26) & -(5,22 & -0,97 & +1,43 & -1,23) / 2 & + \\ + & 9,00 & -2,06 & -1,23 & / 2 & +10,00 & -5,22 & -0,97 & \end{matrix}$$

$$G = 95,75 + 129,29 + 171,39 + 11,41 + 50,39$$

$$G = 458,23 \text{ kN/m}$$

Sicherheitsdefinition nach Kranz :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h$$

mit  $\eta \geq 1,50$  (EB 44, Abs. 5)

Gleichgewicht am Kräftepolygon :

$$\text{mögl. } A_h = f_A \cdot (E_{ah}' + C_{GFh} - E_{1h} + E_{rh})$$

(siehe Ranke / Ostermayer  
Die Bautechnik Heft 10/1968, S. 341 ff)

Faktor  $f_A$  :

$$f_A = 1 / (1 + \tan \alpha \cdot \tan (\varphi' - \vartheta))$$

$$f_A = 1 / (1 + \tan 15,00^\circ \cdot \tan (25,00^\circ - 39,02^\circ))$$

$$f_A = 1,07$$

Gleitflächenneigung :  $\vartheta = 39,02^\circ$

Kraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$C_{GF} = c \cdot l_A \cdot \cos \alpha / \cos \vartheta$$

$$C_{GF} = 15,00 \cdot 5,22 \cdot \cos 15,00^\circ / \cos 39,02^\circ$$

$$C_{GF} = 97,29 \text{ kN/m}$$

$$C_{GFh} = C_{GF} \cdot \cos \vartheta = 75,59 \text{ kN/m}$$

Kraft  $E_{rh}$  :  $E_{rh} = (G - (E_{ah}' - E_{1h}) \cdot \tan \delta - C_{GFh} \cdot \tan \vartheta) \cdot \tan (\varphi' - \vartheta)$

$$E_{rh} = (458,23 - (98,83 - 18,62) \cdot \tan 16,67^\circ - 75,59 \cdot \tan 39,02^\circ) \cdot \tan (25,0^\circ - 39,0^\circ)$$

$$E_{rh} = -93,11 \text{ kN/m}$$

mögliche Ankerkraft :

$$\text{mögl } A_h = 1,07 \cdot (98,83 + 75,59 - 18,62 - 93,11) = 67,2 \text{ kN/m}$$

vorhandene Sicherheit :

$$\eta = \text{mögl. } A_h / \text{vorh. } A_h = 67,18 / 44,79 = 1,50 \text{ q.e.d.}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} =$	3,53 m
Mindestankerlänge	min $l_A =$	6,03 m
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A =$	5,22 m

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.

### 2.1.3 Bemessung der Bauteile

Bemessung des Stahlträgers :

Bemessungsmoment :

$$M_{\text{Feld}} = 32,63 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Bem}} = M_{\text{Feld}} \cdot (b_l + b_T)$$

$$M_{\text{Bem}} = 32,63 \cdot 3,00$$

$$M_{\text{Bem}} = 97,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bem}} = 9788 \text{ kNcm}$$

Die Vertikalkraft infolge Ankerneigung und Erddruck wird vernachlässigt.

Spannungsnachweis :

$$\sigma = M / W$$
$$\Leftrightarrow W = M / \sigma$$

Nach DIN 4124 9.4.2 erfolgt die Biegebemessung mit den für Lastfall HZ zulässigen Spannungen .

Nach DIN 18800 T.1 (3.81) für ST 37 im Lastfall HZ ist  $\sigma_{\text{zul}} = 180 \text{ N/mm}^2 = 18,0 \text{ kN/cm}^2$

$$W_{\text{erf}} = M_{\text{Bem}} / \sigma_{\text{zul}}$$

$$W_{\text{erf}} = 9788 / 18,00$$

$$W_{\text{erf}} = 544 \text{ cm}^3$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

Ankerkraft :

$$A_h = 44,79 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{Bem}} = A_h \cdot (b_l + b_T) / \cos \alpha$$

$$A_{\text{Bem}} = 44,79 \cdot 3,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$A_{\text{Bem}} = 134,37 / 0,97$$

$$A_{\text{Bem}} = 139,1 \text{ kN}$$

Spannungsnachweis :

$$\sigma = F / A$$
$$\Leftrightarrow A = F / \sigma$$

Stahlgüte  $\beta_S / \beta_Z = 1570 / 1770 \text{ (in N/mm}^2) = 157 / 177 \text{ (in kN/cm}^2)$

Nach DIN 4125 Tab. 1 ist die erforderliche Sicherheit gegen Materialversagen  $\eta_S = 1,75$

$$A_{S \text{ erf}} = F_{A \text{ Bem}} / \sigma_{\text{zul}}$$

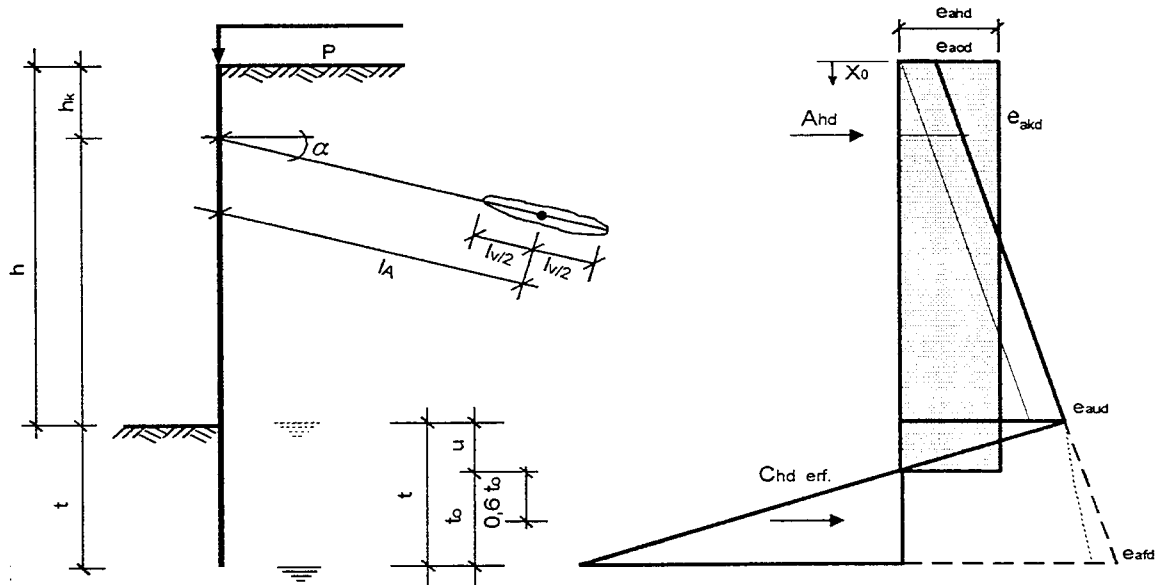
$$A_{S \text{ erf}} = 139,1 / (\beta_S / \eta_S)$$

$$A_{S \text{ erf}} = 139,1 / (157,0 / 1,75)$$

$$A_{S \text{ erf}} = 1,55 \text{ cm}^2$$

## II Berechnung einer Trägerbohlwand nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 1.0.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, kein Grundwasser vorhanden

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Trägerbreite	$b_T = 0,30 \text{ m}$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Trägerabstand, lichter	$b_l = 2,70 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,48 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$
		Ankerlänge	$l_A = 5,80 \text{ m}$ (Mindestankerlänge)
		Verpreßkörperlänge	$l_V = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{GW} = 99,0 \text{ m}$
Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi'_k = 32,5^\circ$
------------------------	---------------------------

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma_k = 18,5 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma'_k = 11,0 \text{ kN/m}^3$

### 1.0.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k$	$= 21,67^\circ$	$k_{agh} = 0,251$
für $\delta_{pk} = -\varphi'_k$	$= 32,50^\circ$	$k_{pgh} = 7,179$
für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi_{ers}$ und $\varphi_{ers}$	$40,00^\circ$	$\min k_{ah} = 0,179$

(Wand verzahnt)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für :

( 2.4.3 )

Erddruck, ständig	$\gamma_{Eg} =$	1,20
Erddruck veränderlich, ungünstig	$\gamma_{Eq} =$	1,30
Erdwiderstand	$\gamma_{Ep} =$	1,30

### 1.0.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{aghk}$	$k_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$k_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{aihk})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,00	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,00	5,00	18,50	92,50	18,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,32	5,32	18,50	98,45	18,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,32	5,32	18,50	98,45	5,95	0,251	24,68	0,000	0,00	24,68	0,251	2,51	27,18
5,32	6,13	18,50	14,92	98,45	0,251	24,68	0,000	0,00	24,68	0,251	2,51	27,18
6,13	6,13	18,50	113,37	98,45	0,251	28,41	0,000	0,00	28,41	0,251	2,51	30,92

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pghk}$	$k_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pihk})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	1,13	18,50	20,87	0,00	7,179	0,00	0,00	0,00	0,00
6,13	6,13	18,50	20,87	20,87	7,179	149,81	0,00	0,00	149,81

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphko} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 3,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphku} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (23,18 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 31,08 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{afd} = (e_{aghkf} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphkf} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{afd} = (28,41 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 37,36 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 0,00 / 1,30 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghkf} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 149,81 / 1,30 = 115,24 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Belastungsnullpunktes  $u$  aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = e_{\text{aud}} / (\gamma_k \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = 31,08 / (18,5 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20))$$

$$u = 31,08 / 96,59$$

$$u = 0,32 \text{ m}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (5,00 \cdot (3,26 + 31,08) + 0,32 \cdot 31,08) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 90,84 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 90,84 / (5,00 + 0,32)$$

$$e_{\text{ahd}} = 90,84 / 5,32$$

$$e_{\text{ahd}} = 17,07 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen. (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 1,13 \text{ m}$   
damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 1,13 - 0,32 = 0,81 \text{ m}$

$$\sum M A_h: 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,60 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,32 + 0,48) - 90,84 \cdot ((5,00 + 0,32) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 4,81 - 150,88$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 150,88 / 4,81$$

$$C_{\text{hd erf}} = 31,40 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden : (6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2$$

$$0 = 31,40 - 0,65 \cdot 18,50 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20) / 2$$

$$0 = 31,40 - 31,40$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

( 6.5.3 )

$$\begin{aligned} \Sigma H : \quad 0 &= A_{hd} + C_{hd\,erf} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 31,40 - 90,84 \\ A_{hd} &= 90,84 - 31,40 \\ A_{hd} &= 59,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der geneigten Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned} A_d &= A_{hd} / \cos \alpha = 59,45 / \cos 15,0 \\ A_d &= 61,54 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned} x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 59,4 / 17,07 = 3,48 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

( 6.5.1 )

$$\begin{aligned} M_{Feld\,d} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{Feld\,d} &= 59,45 \cdot (3,48 - 1,0) - 17,07 \cdot 12,13 / 2 \\ M_{Feld\,d} &= 147,574 - 103,51 \\ M_{Feld\,d} &= 44,06 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{hd\,erf}$  :

$$\begin{aligned} C_{vd\,erf} &= C_{hd\,erf} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\,erf} &= 31,40 \cdot -0,64 \\ C_{vd\,erf} &= -20,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned} E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 90,84 \cdot 0,397 \\ E_{avd} &= 36,09 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 59,45 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 15,93 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand:

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\,erf} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -20,00 + 36,09 + 15,93 - F_{vd} \\ 0 &= 32,02 - F_{vd} \\ F_{vd} &= 32,02 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach unten gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.0.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{aghk}$	$k_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$k_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{aihk})$
-	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
0,00	1,00	18,50	18,50	0,00	0,251	0,00	0,000	0,00	0,00	0,251	2,51	2,51
1,00	1,00	18,50	18,50	18,50	0,251	4,64	0,00	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
1,00	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,00	4,00	18,50	74,00	92,50	0,251	23,18	0,00	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,00	5,00	18,50	92,50	92,50	0,251	23,18	0,00	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
6,48	1,48	18,50	27,31	119,81	0,251	30,03	0,000	0,00	30,03	0,251	2,51	32,54

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erddruckwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pghk}$	$k_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pihk})$
-	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
5,00	1,48	18,50	27,31	0,00	7,179	0,00	0,00	0,00	0,00
6,48	1,48	18,50	27,31	27,31	7,179	196,07	0,00	0,00	196,07

Hinweis:

Die Ermittlung des Erddruckwiderstandes vor der durchgehenden Wand erfolgt hier lediglich zu

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphko} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 3,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphku} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (23,18 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 31,08 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 0,00 / 1,30 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghkf} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 196,07 / 1,30 = 150,82 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{ahd}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ahd} = h \cdot (e_{aod} + e_{aud}) / 2$$

$$E_{ahd} = 5,00 \cdot (3,26 + 31,08) / 2$$

$$E_{ahd} = 85,84 \text{ kN/m}$$

$$e_{ahd} = E_{ahd} / h$$

$$e_{ahd} = 85,84 / 5,00$$

$$e_{ahd} = 17,17 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{hd\text{ erf}}$  : (6.5.1)

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  angenommen (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t_0 = 1,48 \text{ m}$

$$\Sigma M A_h : 0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot (h - h_k + 0.60 \cdot t_0) - E_{ahd} \cdot (h / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,60 \cdot 1,48) - 85,84 \cdot (5,00 / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot 4,89 - 128,77$$

$$\Leftrightarrow C_{hd\text{ erf}} = 128,77 / 4,89$$

$$C_{hd\text{ erf}} = 26,36 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

Ersatzbreite für den Reibungsanteil :

$$b_{SR\ k} = 0,60 \cdot \tan(\varphi'_k) \cdot t_0$$

$$b_{SR\ k} = 0,60 \cdot \tan(32,5^\circ) \cdot 1,48$$

$$b_{SR\ k} = 0,56 \text{ m}$$

Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil :

$$b_{SK\ k} = 0,90 \cdot (1 + \tan \varphi'_k) \cdot t_0$$

$$b_{SK\ k} = 0,90 \cdot (1 + \tan 32,5^\circ) \cdot 1,48$$

$$b_{SK\ k} = 2,18 \text{ m}$$

Erdwiderstandsbeiwert<sup>1)</sup> für Reibung :  $K_{R\ k} = 6,15$   
 Erdwiderstandsbeiwert<sup>1)</sup> für Kohäsion:  $K_{K\ k} = 0,00$

Wandreibungswinkel :  $\delta^*_{pk} = -27,50^\circ$

<sup>1)</sup> Beiwerte nach Streck mit :

$$\delta^*_{pk} = -(\varphi'_k - 2,5^\circ) \quad \text{für } \varphi'_k \leq 30^\circ :$$

$$\delta^*_{pk} = -27,5^\circ \quad \text{für } \varphi'_k \geq 30^\circ :$$

kritische Breite :

$$b_{kr} = 0,30 \cdot t_0$$

$$b_{kr} = 0,30 \cdot 1,48$$

$$b_{kr} = 0,44 \text{ m} > b_T = 0,30 \text{ m}$$



Ermittlung des charakteristischen Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

Hinweis : Die Kohäsion wird entsprechend EB 14.1 nur zu : 50,0% angesetzt.

für  $b_T \geq b_{kr}$  :

$$E_{phk} = 0,50 \cdot \gamma_k \cdot K_{Rk} \cdot (b_T + b_{SRk}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c'_k \cdot 0,50 \cdot K_{Kk} \cdot (b_T + b_{SKk}) \cdot t_0$$

$$E_{phk} = 0,50 \cdot 18,50 \cdot 6,15 \cdot (0,30 + 0,56) \cdot 2,18 + 2 \cdot 0,00 \cdot 0,50 \cdot 0,00 \cdot (0,30 + 2,18) \cdot 1,48$$

$$E_{phk} = 107,17 + 0,00$$

$$E_{phk} = 107,17 \text{ kN}$$

für  $b_T < b_{kr}$  :

$$E_{krk} = 0,50 \cdot \gamma_k \cdot K_{Rk} \cdot (b_{kr} + b_{SRk}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c'_k \cdot 0,50 \cdot K_{Kk} \cdot (b_{kr} + b_{SKk}) \cdot t_0$$

$$E_{krk} = 0,50 \cdot 18,50 \cdot 6,15 \cdot (0,44 + 0,56) \cdot 2,18 + 2 \cdot 0,00 \cdot 0,50 \cdot 0,00 \cdot (0,44 + 2,18) \cdot 1,48$$

$$E_{krk} = 124,89 + 0,00$$

$$E_{krk} = 124,89 \text{ kN}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot \sqrt{(b_T / b_{kr})}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot \sqrt{(0,30 / 0,44)}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot 0,823$$

$$E_{phk}^* = 124,89 \cdot 0,823$$

$$E_{phk}^* = 102,79 \text{ kN}$$

Charakteristischer Erdwiderstand vor dem Einzelträger :

$$E_{phk}^* = 102,79 \text{ kN}$$

Charakteristischer Erdwiderstand pro lfdm. Wandlänge :

$$\ddot{E}_{phk} = E_{phk}^* / (b_T + b_l)$$

$$\ddot{E}_{phk} = 102,79 / (0,30 + 2,70)$$

$$\ddot{E}_{phk} = 34,26 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{hd\text{erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{hd\text{erf}} - \ddot{E}_{phd}$$

$$0 = C_{hd\text{erf}} - \ddot{E}_{phk} / \gamma_{Ep}$$

$$0 = 26,36 - 34,3 / 1,30$$

$$0 = 26,36 - 26,36$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$\begin{aligned} \Sigma H &= 0 = A_{hd} + C_{hd, \text{eff}} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 26,36 - 85,84 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{hd} &= 85,84 - 26,36 \\ A_{hd} &= 59,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha \\ A_{vd} &= 59,49 \cdot \tan 15^\circ \\ A_{vd} &= 15,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned} x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 59,5 / 17,17 = 3,46 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned} M_{\text{Feld d}} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 59,49 \cdot (3,46 - 1,0) - 17,17 \cdot 12,01 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 146,64 - 103,06 \\ M_{\text{Feld d}} &= 43,57 \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Erdwiderstand :

$$\begin{aligned} \ddot{E}_{pv d} &= \ddot{E}_{ph d} \cdot \tan |(\delta_{pk}^*)| \\ \ddot{E}_{pv d} &= 26,36 \cdot -0,521 \\ \ddot{E}_{pv d} &= -13,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned} E_{ah d} &= 85,84 \text{ kN/m} \\ E_{av d} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{av d} &= 85,84 \cdot 0,397 \\ E_{av d} &= 34,10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= E_{avd} + A_{vd} + \ddot{E}_{pv d} - F_{vd} \\ 0 &= 34,10 + 15,9 - 13,72 - F_{vd} \\ 0 &= 50,04 - 13,72 \\ F_{vd} &= 36,32 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis :

Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß der Boden die nach unten gerichtete Kraft  $F_{vd}$  mit ausreichender Sicherheit aufnehmen kann.

### 1.0.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

#### Einbindetiefe:

Die erforderliche Einbindetiefe  $t$  beträgt  $1,48 \text{ m}$ .

Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist der Nachweis vor dem Bohlträger.  
Die Erdwiderstandskräfte vor den einzelnen Bohlträgern überschneiden sich nicht.

#### Schnittkräfte:

Für die erforderliche Einbindetiefe wurden an dem System folgende Schnittkräfte ermittelt :

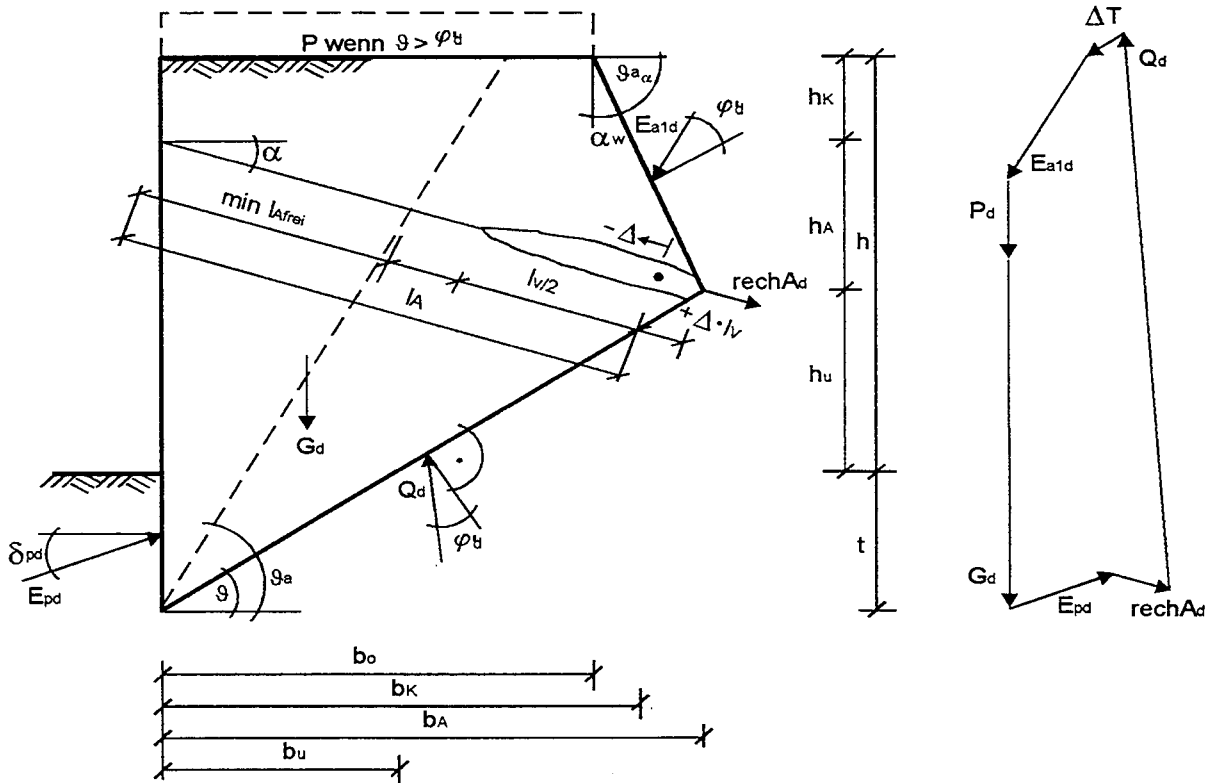
Bemessungswert der horizontalen Ankerkraft $A_{hd}$ :	$A_{hd} =$	$59,49 \text{ kN/m}$
Bemessungswert der vertikalen Ankerkraft $A_{vd}$ :	$A_{vd} =$	$15,94 \text{ kN/m}$
Bemessungswert des Feldmomentes $M_{Feld d}$ :	$M_{Feld d} =$	$43,57 \text{ kNm/m}$ , bei $x_0 = 3,46 \text{ m}$

## 1.0.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge.

(6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr. Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )", Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Fußpunkt der tiefen Gleitfuge :  $5,00 + 1,48 = 6,48 \text{ m}$

( t aus GZ 1 B)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für :

(2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig	$\gamma_{Qsup} = 1,20$
den Reibungsbeiwert	$\gamma_{\phi} = 1,15$
die Kohäsion	$\gamma_c = 1,50$

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels und der Kohäsion :

$\phi'_d = \arctan ( \tan ( \phi'_k ) / \gamma_{\phi} )$	$c_d = c_k / \gamma_c$
$\phi'_d = \arctan ( \tan ( 32,5 ) / 1,15 )$	$c_d = 0,0 / 1,50$
$\phi'_d = 28,99^\circ$	$c_d = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Ermittlung der Bemessungswerte der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

$$\begin{aligned} \text{Ankerkraft :} \quad A_{hd} &= 59,49 \text{ kN/m} && (\text{aus GZ 1B}) \\ A_{vd} &= 15,94 \text{ kN/m} && (\text{aus GZ 1B}) \end{aligned}$$

Erdwiderstand vor dem Bruchkörper

$$\text{vorhandene Einbindtiefe :} \quad t_0 = 1,48 \text{ m}$$

$$\text{Erdwiderstandsbeiwert :} \quad k_{pgh} = 5,397 \quad \text{für } \delta_{pd} = -\varphi'_d = -28,99^\circ$$

$$\begin{aligned} E_{phd} &= t^2 \cdot \gamma \cdot k_{pghd} / 2 \\ E_{phd} &= 1,48^2 \cdot 18,50 \cdot 5,40 / 2 \\ E_{phd} &= 108,81 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{pvd} &= E_{phd} \cdot \tan |(\delta^*_{pd})| \\ E_{pvd} &= 108,81 \cdot 0,55 \\ E_{pvd} &= 60,28 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindtiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{array}{lll} b_o = 3,49 \text{ m} & h_k = 1,00 \text{ m} & l_A = 5,01 \text{ m} \\ b_k = 4,08 \text{ m} & h_A = 1,30 \text{ m} & l_V = 5,00 \text{ m} \\ b_A = 4,84 \text{ m} & h_u = 2,70 \text{ m} & \vartheta_{ad} = 55,38^\circ \\ b_u = 1,71 \text{ m} & t = 1,48 \text{ m} & \vartheta = 40,80^\circ \end{array}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_a \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\ G_d &= 18,50 \cdot 1,00 \cdot (3,49 + 4,08) / 2 + \\ &+ 18,50 \cdot 1,30 \cdot (4,08 + 4,84) / 2 + \\ &+ 18,50 \cdot 2,70 \cdot (4,84 + 1,71) / 2 + \\ &+ 18,50 \cdot 1,48 \cdot 1,71 / 2 \\ G_d &= 69,95 + 107,003 + 163,8 + 23,36 \\ G_d &= 364,11 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

(Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$ )

$$\begin{aligned} P_d &= p_d \cdot b_o \\ P_d &= 12,00 \cdot 3,49 \\ P_d &= 41,84 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{ad} = \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{a\alpha} : \quad k_{aghd\alpha} &= 0,347 && \vartheta_{a\alpha} = 59,47^\circ \\ k_{achd\alpha} &= 0,424 && \alpha_{\max} = 30,51^\circ \\ \text{vorh. } \alpha_w &= 30,53^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{ah1d} &= (h_k + h_A)^2 \cdot \gamma \cdot k_{aghd\alpha} / 2 + (h_k + h_A) \cdot p_d \cdot k_{aghd\alpha} \\ E_{ah1d} &= (1,00 + 1,30)^2 \cdot 18,5 \cdot 0,347 / 2 + \\ &(1,00 + 1,30) \cdot 12,0 \cdot 0,347 \end{aligned}$$

$$E_{ah1d} = 16,93 + 9,56$$

$$E_{ah1d} = 26,49 \text{ kN/m}$$

$$E_{av1d} = E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w)$$

$$E_{av1d} = 26,49 \cdot \tan(28,99 + 32,03)$$

$$E_{av1d} = 47,82 \text{ kN/m}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$C_{GF1} = c_d \cdot l_{GF2}$$

$$C_{GF1} = c_d \cdot b_A / \cos \vartheta$$

$$C_{GF1} = 0,00 \cdot 4,84 / \cos 40,80^\circ$$

$$C_{GF1} = 0,00 \cdot 6,40$$

$$C_{GF1} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GF1h} = C_{GF1} \cdot \cos \vartheta$$

$$C_{GF1h} = 0,00 \cdot \cos 40,80^\circ$$

$$C_{GF1h} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GF1v} = C_{GF1} \cdot \sin \vartheta$$

$$C_{GF1v} = 0,00 \cdot \sin 40,80^\circ$$

$$C_{GF1v} = 0,00 \text{ kN/m}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge an der Hinterkante des Bruchkörpers :

$$C_{GF2} = c_d \cdot l_{GF2}$$

$$C_{GF2} = c_d \cdot (b_A - b_o) / \cos \vartheta_{a\alpha}$$

$$C_{GF2} = 0,00 \cdot 4,84 / \cos 59,47^\circ$$

$$C_{GF2} = 0,00 \cdot 2,67$$

$$C_{GF2} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GF2h} = C_{GF2} \cdot \cos \vartheta_{a\alpha}$$

$$C_{GF2h} = 0,00 \cdot \cos 59,47^\circ$$

$$C_{GF2h} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GF2v} = C_{GF2} \cdot \sin \vartheta_{a\alpha}$$

$$C_{GF2v} = 0,00 \cdot \sin 59,47^\circ$$

$$C_{GF2v} = 0,00 \text{ kN/m}$$

Zusatzkraft :  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$

(DIN 4084 8.3.3.2)

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise : Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpers im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

d.h.:  $\text{rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta)$  , mit  $-0,5 \leq \Delta \leq 0,5$  . (siehe Skizze)

gewählt werden:  $f_A = 0\%$  des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B

gewählt werden:  $\Delta = 0,00$

$$\begin{aligned} \downarrow \Sigma V &= E_{av1d} + G_d + P_d + A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) \cdot f_A + C_{GF\ 2v} + \Delta T_v - E_{pvd} - C_{GF\ 1v} - Q_{dv} \\ 0 &= 47,82 + 364,11 + 41,8 + 15,94 \cdot 0,50 \cdot 0,00 + 0,00 + 0,00 - 60,28 - 0,00 - Q_{dv} \\ 0 &= 453,77 - 60,28 - Q_{dv} \\ 0 &= 393,49 - Q_{dv} \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow Q_{dv} = 393,49 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow Q_{dh} &= Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d) \\ Q_{dh} &= 393,49 \cdot \tan(40,80 - 28,99) \\ Q_{dh} &= 82,32 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \Sigma H &= E_{phd} + C_{GF\ 1h} + C_{GF\ 2h} + A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) \cdot f_A - \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d} \\ 0 &= 108,8 + 0,0 + 0,0 + 59,49 \cdot 0,50 \cdot 0,00 - 0,00 - 82,32 - 26,49 \\ 0 &= 108,81 - 108,82 \\ 0 &= 0,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A\ \text{frei}} = 3,30 \text{ m}$
Mindestankerlänge min $l_A$	min $l_A = 5,80 \text{ m}$
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A = 5,01 \text{ m}$

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.

### 1.0.3 Bemessung der Bauteile

Bemessung des Stahlträgers :

Bemessungswert der Einwirkung  $S_{M1d}$  :

$$M_{Feld\ d} = 43,57 \text{ kNm/m} \quad (\text{aus GZ 1B})$$

$$S_{M1d} = M_{Feld\ d} \cdot (b_l + b_T)$$

$$S_{M1d} = 43,57 \cdot 3,00$$

$$S_{M1d} = 130,72 \text{ kNm}$$

$$S_{M1d} = 13072 \text{ kNcm}$$

Die Vertikalkraft infolge Ankerneigung und Erddruck wird vernachlässigt.

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes :

$$R_{M1d} = W \cdot \beta_S / \gamma_M$$

$$\text{Streckgrenze ST 37 : } \beta_S = 240 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{entspricht } 24 \text{ kN/cm}^2) \quad (\text{DIN 18 800 (11/90) T1, Tab.1})$$

$$\text{Materialwiderstand : } \gamma_M = 1,1 \quad (\text{DIN 18 800 (11/90) T1, Kap.7.3})$$

Nachweis gegen Bauteilversagen :

$$S_{M1d} \leq R_{M1d}$$

$$S_{M1d} \leq W \cdot \beta_S / \gamma_M$$

$$\Leftrightarrow W_{\text{erf}} \geq S_{M1d} \cdot \gamma_M / \beta_S$$

$$W_{\text{erf}} \geq 13072 \cdot 1,10 / 24$$

$$W_{\text{erf}} \geq 599 \text{ cm}^3$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

Bemessungswert der Einwirkung  $S_{A1d}$  :

$$A_{hd} = 59,49 \text{ kN/m} \quad (\text{aus GZ 1B})$$

$$S_{A1d} = A_{hd} \cdot (b_l + b_T) / \cos \alpha$$

$$S_{A1d} = 59,49 \cdot 3,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$S_{A1d} = 178,47 / 0,97$$

$$S_{A1d} = 184,8 \text{ kN}$$

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes :

(DIN 1054-100 Abs. 5.5.3)

$$R_{A1d} = F_{sk} / 1,25$$

$$R_{A1d} = A_S \cdot \beta_S / 1,25$$

Stahlgüte  $\beta_S / \beta_Z = 1570 / 1770$  (in N/mm<sup>2</sup>)

(entspricht 157 / 177 in kN/cm<sup>2</sup>)

Nachweis gegen Bauteilversagen :

$$S_{A1d} \leq R_{A1d}$$

$$S_{A1d} \leq A_S \cdot \beta_S / 1,25$$

$$\Leftrightarrow A_{S\ \text{erf}} \geq S_{A1d} \cdot 1,25 / \beta_S$$

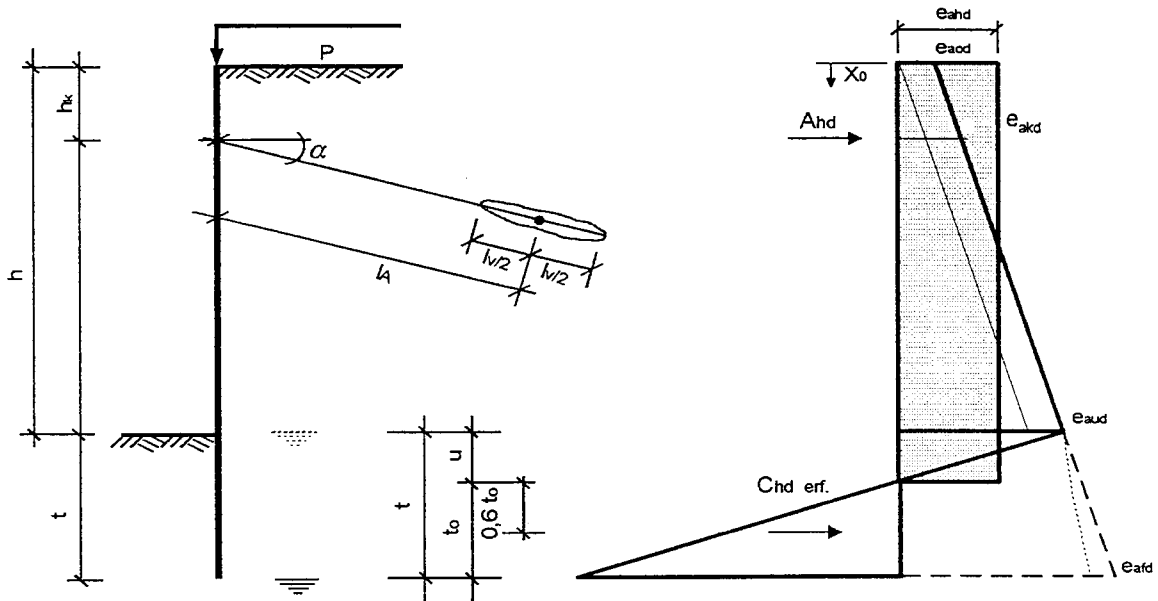
$$A_{S\ \text{erf}} \geq 184,76 \cdot 1,25 / 157$$

$$A_{S\ \text{erf}} \geq 1,47 \text{ cm}^2$$



## II Berechnung einer Trägerbohlwand nach DIN V 1054 - 100

Skizze :



### 1.1.0 Berechnung für kohäsionslosen Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Trägerbreite	$b_T = 0,30 \text{ m}$
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Trägerabstand, lichter	$b_l = 2,70 \text{ m}$
erf. Einbindetiefe	$t = 1,79 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$
		Ankerlänge	$l_A = 6,00 \text{ m}$
		Verpreßkörperlänge	$l_V = 5,00 \text{ m}$

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{GW} = 5,0 \text{ m}$
Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi'_k = 32,5^\circ$
------------------------	---------------------------

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma_k = 18,5 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma'_k = 11,0 \text{ kN/m}^3$

### 1.1.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k$	$= 21,67^\circ$	$k_{agh} = 0,251$
für $\delta_{pk} = -\varphi'_k$	$= 32,50^\circ$	$k_{pgh} = 7,179$
für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi_{ers}$ und $\varphi_{ers}$	$40,00^\circ$	$\min k_{ah} = 0,179$

(Wand verzahnt)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für :

(2.4.3)

Erddruck, ständig	$\gamma_{Eg} =$	1,20
Erddruck veränderlich, ungünstig	$\gamma_{Eq} =$	1,30
Erdwiderstand	$\gamma_{Ep} =$	1,30

1.1.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{aghk}$	$k_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$k_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{aihk})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00				0,00		0,00		0,00	0,00		2,51	2,51
1,00	1,00	18,50	18,50	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
1,00	4,00	18,50	74,00	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
5,00				92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
5,00	5,00			92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
5,54	0,54	11,00	5,95	98,45	0,251	24,68	0,000	0,00	24,68	0,251	2,51	27,18
5,54	5,54			98,45		24,68		0,00	24,68		2,51	27,18
6,60	1,06	11,00	11,65	110,11	0,251	27,60	0,000	0,00	27,60	0,251	2,51	30,10

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pghk}$	$k_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pink})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		0,00	0,00
6,60	1,60	11,00	17,61	17,61	7,179	126,39	0,00	0,00	126,39

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphko} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 3,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphku} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (23,18 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 31,08 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{afd} = (e_{aghkf} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphkf} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{afd} = (27,60 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 36,37 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 0,00 / 1,30 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghkf} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 126,39 / 1,30 = 97,23 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck: Der Wasserdruck vor und hinter dem Wandfuß hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung des Belastungsnulldpunktes  $u$  aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = e_{\text{aud}} / (\gamma_k \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = 31,08 / (11,0 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20))$$

$$u = 31,08 / 57,43$$

$$u = 0,54 \text{ m}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (5,00 \cdot (3,26 + 31,08) + 0,54 \cdot 31,08) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 94,25 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 94,25 / (5,00 + 0,54)$$

$$e_{\text{ahd}} = 94,25 / 5,54$$

$$e_{\text{ahd}} = 17,01 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen. (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 1,60 \text{ m}$   
damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 1,60 - 0,54 = 1,06 \text{ m}$

$$\Sigma M A_h : 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,60 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,54 + 0,64) - 94,25 \cdot ((5,00 + 0,54) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 5,18 - 166,88$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 166,88 / 5,18$$

$$C_{\text{hd erf}} = 32,24 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden :

(6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - 1,12 \cdot 11,00 \cdot (7,18 / 1,30 - 0,25 \cdot 1,20) / 2$$

$$0 = 32,24 - 32,24$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

(6.5.3)

$$\begin{aligned}\Sigma H: \quad 0 &= A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 32,24 - 94,25 \\ A_{hd} &= 94,25 - 32,24 \\ A_{hd} &= 62,02 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der geneigten Ankerkraft  $A_d$  :

$$\begin{aligned}A_d &= A_{hd} / \cos \alpha = 62,02 / \cos 15,0 \\ A_d &= 64,20 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned}x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 62,0 / 17,01 = 3,65 \text{ m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned}M_{\text{Feld d}} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 62,02 \cdot (3,65 - 1,0) - 17,01 \cdot 13,29 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 164,095 - 113,056 \\ M_{\text{Feld d}} &= 51,04 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{hd\text{ erf}}$  :

$$\begin{aligned}C_{vd\text{ erf}} &= C_{hd\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\text{ erf}} &= 32,24 \cdot -0,64 \\ C_{vd\text{ erf}} &= -20,54 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned}E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 94,25 \cdot 0,397 \\ E_{avd} &= 37,44 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$\begin{aligned}A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 62,02 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 16,62 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand:

$$\begin{aligned}\Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\text{ erf}} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -20,54 + 37,44 + 16,62 - F_{vd} \\ 0 &= 33,53 - F_{vd} \\ F_{vd} &= 33,53 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach unten gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Boden aufgenommen werden kann.

### 1.1.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{aghk}$	$k_{ach}$	$e_{achk}$	$e_{aghk} + e_{achk}$	$k_{agh}$	$e_{aphk}$	$\Sigma(e_{aihk})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00				0,00		0,00		0,00	0,00		2,51	2,51
1,00	1,00	18,50	18,50	18,50	0,251	4,64	0,000	0,00	4,64	0,251	2,51	7,14
1,00				18,50		4,64		0,00	4,64		2,51	7,14
5,00	4,00	18,50	74,00	92,50	0,251	23,18	0,000	0,00	23,18	0,251	2,51	25,69
5,00				92,50		23,18		0,00	23,18		2,51	25,69
6,79	1,79	11,00	19,69	112,19	0,251	28,12	0,000	0,00	28,12	0,251	2,51	30,63

Kote	h	$\gamma_k$	$h \cdot \gamma_k$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pghk}$	$k_{pch}$	$e_{pchk}$	$\Sigma(e_{pihk})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		0,00	0,00
6,79	1,79	11,00	19,69	19,69	7,179	141,37	0,00	0,00	141,37

Hinweis:

Die Ermittlung des Erdwiderstandes vor der durchgehenden Wand erfolgt hier lediglich zu

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphko} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 3,26 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphku} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (23,18 \cdot 1,20 + 2,51 \cdot 1,30) = 31,08 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 0,00 / 1,30 = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghkf} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 141,37 / 1,30 = 108,75 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck: Der Wasserdruck vor und hinter dem Wandfuß hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{ahd}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{ahd} = h \cdot (e_{aod} + e_{aud}) / 2$$

$$E_{ahd} = 5,00 \cdot (3,26 + 31,08) / 2$$

$$E_{ahd} = 85,84 \text{ kN/m}$$

$$e_{ahd} = E_{ahd} / h$$

$$e_{ahd} = 85,84 / 5,00$$

$$e_{ahd} = 17,17 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{hd \text{ erf}}$  : (6.5.1)

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  angenommen (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t_0 = 1,79 \text{ m}$

$$\Sigma M A_h : 0 = C_{hd \text{ erf}} \cdot (h - h_k + 0.60 \cdot t_0) - E_{ahd} \cdot (h / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{hd \text{ erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,60 \cdot 1,79) - 85,84 \cdot (5,00 / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{hd \text{ erf}} \cdot 5,07 - 128,77$$

$$\Leftrightarrow C_{hd \text{ erf}} = 128,77 / 5,07$$

$$C_{hd \text{ erf}} = 25,38 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

Ersatzbreite für den Reibungsanteil :  $b_{SRk} = 0,60 \cdot \tan(\varphi'_k) \cdot t_0$   
 $b_{SRk} = 0,60 \cdot \tan(32,5^\circ) \cdot 1,79$   
 $b_{SRk} = 0,68 \text{ m}$

Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil :  $b_{SKk} = 0,90 \cdot (1 + \tan \varphi'_k) \cdot t_0$   
 $b_{SKk} = 0,90 \cdot (1 + \tan 32,5^\circ) \cdot 1,79$   
 $b_{SKk} = 2,64 \text{ m}$

Erdwiderstandsbeiwert<sup>1)</sup> für Reibung :  $K_{Rk} = 6,15$   
 Erdwiderstandsbeiwert<sup>1)</sup> für Kohäsion:  $K_{Kk} = 0,00$

Wandreibungswinkel :  $\delta^*_{pk} = -27,50^\circ$

<sup>1)</sup> Beiwerte nach Streck mit :  $\delta^*_{pk} = -(\varphi'_k - 2,5^\circ)$  für  $\varphi'_k \leq 30^\circ$  :  
 $\delta^*_{pk} = -27,5^\circ$  für  $\varphi'_k \geq 30^\circ$  :

kritische Breite :  $b_{kr} = 0,30 \cdot t_0$   
 $b_{kr} = 0,30 \cdot 1,79$   
 $b_{kr} = 0,54 \text{ m} > b_T = 0,30 \text{ m}$

Ermittlung des charakteristischen Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

Hinweis : Die Kohäsion wird entsprechend EB 14.1 nur zu : 50,0% angesetzt.

für  $b_T \geq b_{kr}$ :

$$E_{phk} = 0,50 \cdot \gamma_k \cdot K_{Rk} \cdot (b_T + b_{SRk}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c'_k \cdot 0,50 \cdot K_{Kk} \cdot (b_T + b_{SKk}) \cdot t_0$$

$$E_{phk} = 0,50 \cdot 11,00 \cdot 6,15 \cdot (0,30 + 0,68) \cdot 3,21 + 2 \cdot 0,00 \cdot 0,50 \cdot 0,00 \cdot (0,30 + 2,64) \cdot 1,79$$

$$E_{phk} = 106,72 + 0,00$$

$$E_{phk} = 106,72 \text{ kN}$$

für  $b_T < b_{kr}$ :

$$E_{krk} = 0,50 \cdot \gamma_k \cdot K_{Rk} \cdot (b_{kr} + b_{SRk}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c'_k \cdot 0,50 \cdot K_{Kk} \cdot (b_{kr} + b_{SKk}) \cdot t_0$$

$$E_{krk} = 0,50 \cdot 11,00 \cdot 6,15 \cdot (0,54 + 0,68) \cdot 3,21 + 2 \cdot 0,00 \cdot 0,50 \cdot 0,00 \cdot (0,54 + 2,64) \cdot 1,79$$

$$E_{krk} = 132,42 + 0,00$$

$$E_{krk} = 132,42 \text{ kN}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot \sqrt{(b_T / b_{kr})}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot \sqrt{(0,30 / 0,54)}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot 0,747$$

$$E_{phk}^* = 132,42 \cdot 0,747$$

$$E_{phk}^* = 98,97 \text{ kN}$$

Charakteristischer Erdwiderstand vor dem Einzelträger :

$$E_{phk}^* = 98,97 \text{ kN}$$

Charakteristischer Erdwiderstand pro lfdm. Wandlänge :

$$\ddot{E}_{phk} = E_{phk}^* / (b_T + b_l)$$

$$\ddot{E}_{phk} = 98,97 / (0,30 + 2,70)$$

$$\ddot{E}_{phk} = 32,99 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{hd\text{ erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{hd\text{ erf}} - \ddot{E}_{phd}$$

$$0 = C_{hd\text{ erf}} - \ddot{E}_{phk} / \gamma_{Ep}$$

$$0 = 25,38 - 33,0 / 1,30$$

$$0 = 25,38 - 25,38$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 &= A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 25,38 - 85,84 \\ A_{hd} &= 85,84 - 25,38 \\ A_{hd} &= 60,47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha \\ A_{vd} &= 60,47 \cdot \tan 15^\circ \\ A_{vd} &= 16,20 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned} x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 60,5 / 17,17 = 3,52 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned} M_{Feld\ d} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{Feld\ d} &= 60,47 \cdot (3,52 - 1,0) - 17,17 \cdot 12,40 / 2 \\ M_{Feld\ d} &= 152,49 - 106,48 \\ M_{Feld\ d} &= 46,01 \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Erdwiderstand :

$$\begin{aligned} \ddot{E}_{pv\ d} &= \ddot{E}_{ph\ d} \cdot \tan |(\delta^*_{pk})| \\ \ddot{E}_{pv\ d} &= 25,38 \cdot -0,521 \\ \ddot{E}_{pv\ d} &= -13,21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned} E_{ah\ d} &= 85,84 \text{ kN/m} \\ E_{av\ d} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{av\ d} &= 85,84 \cdot 0,397 \\ E_{av\ d} &= 34,10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= E_{avd} + A_{vd} + \ddot{E}_{pv\ d} - F_{vd} \\ 0 &= 34,10 + 16,2 - 13,21 - F_{vd} \\ 0 &= 50,31 - 13,21 \\ F_{vd} &= 37,10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis :

Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.  
Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß der Boden die nach unten gerichtete Kraft  $F_{vd}$  mit ausreichender Sicherheit aufnehmen kann.



### 1.1.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

#### Einbindetiefe:

Die erforderliche Einbindetiefe  $t$  beträgt 1,79 m .

Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist der Nachweis vor dem Bohlträger.  
Die Erdwiderstandskräfte vor den einzelnen Bohlträgern überschneiden sich nicht.

#### Schnittkräfte:

Für die erforderliche Einbindetiefe wurden an dem System folgende Schnittkräfte ermittelt :

Bemessungswert der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$A_{hd} = 60,47 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$A_{vd} = 16,20 \text{ kN/m}$$

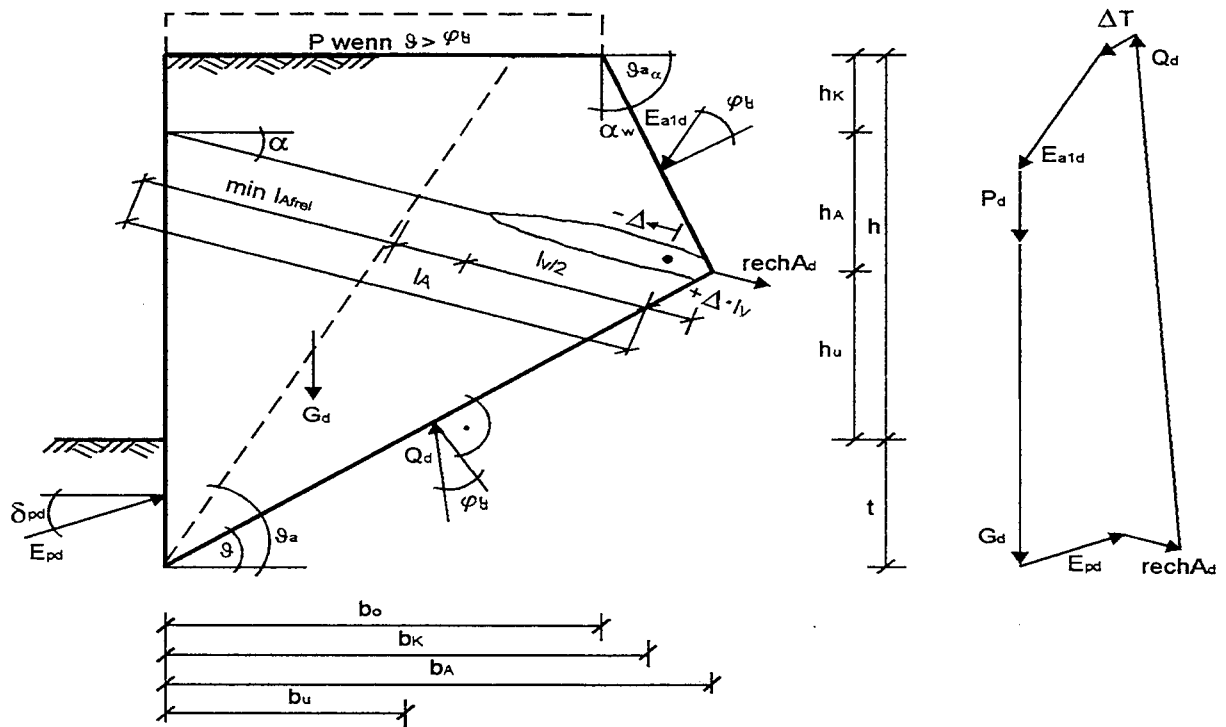
Bemessungswert des Feldmomentes  $M_{Feld d}$  :

$$M_{Feld d} = 46,01 \text{ kNm/m, bei } x_0 = 3,52 \text{ m}$$

### 1.1.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge. (6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr. Ing. Gäßler; " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )", Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Fußpunkt der tiefen Gleitfuge :  $5,00 + 1,79 = 6,79 \text{ m}$  ( t aus GZ 1 B)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig	$\gamma_{Qsup} = 1,20$
den Reibungsbeiwert	$\gamma_{\varphi} = 1,15$
die Kohäsion	$\gamma_c = 1,50$

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels und der Kohäsion :

$\varphi'_d = \arctan ( \tan ( \varphi'_k ) / \gamma_{\varphi} )$	$c_d = c_k / \gamma_c$
$\varphi'_d = \arctan ( \tan ( 32,5 ) / 1,15 )$	$c_d = 0,0 / 1,50$
$\varphi'_d = 28,99^\circ$	$c_d = 0,00 \text{ kN/m}^2$

Ermittlung der Bemessungswerte der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

$$\begin{aligned} \text{Ankerkraft :} \quad A_{hd} &= 60,47 \text{ kN/m} && (\text{aus GZ 1B}) \\ A_{vd} &= 16,20 \text{ kN/m} && (\text{aus GZ 1B}) \end{aligned}$$

Erdwiderstand vor dem Bruchkörper

$$\text{vorhandene Einbindetiefe :} \quad t_0 = 1,79 \text{ m}$$

$$\text{Erdwiderstandsbeiwert :} \quad k_{pgh} = 5,397 \quad \text{für } \delta_{pd} = -\varphi'_d = -28,99^\circ$$

$$\begin{aligned} E_{phd} &= t^2 \cdot \gamma \cdot k_{pghd} / 2 \\ E_{phd} &= 1,79^2 \cdot 11,00 \cdot 5,40 / 2 \\ E_{phd} &= 95,14 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{pvd} &= E_{phd} \cdot \tan |(\delta^*_{pd})| \\ E_{pvd} &= 95,14 \cdot 0,55 \\ E_{pvd} &= 52,71 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{array}{llll} b_o = 4,29 \text{ m} & h_k = 1,00 \text{ m} & l_A = 6,00 \text{ m} \\ b_k = 4,88 \text{ m} & h_A = 1,55 \text{ m} & l_V = 5,00 \text{ m} \\ b_A = 5,80 \text{ m} & h_u = 2,45 \text{ m} & \vartheta_{ad} = 55,38^\circ \\ b_u = 2,45 \text{ m} & t = 1,79 \text{ m} & \vartheta = 36,17^\circ \end{array}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_a \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\ G_d &= 18,50 \cdot 1,00 \cdot (4,29 + 4,88) / 2 + \\ &+ 18,50 \cdot 1,55 \cdot (4,88 + 5,80) / 2 + \\ &+ 18,50 \cdot 2,45 \cdot (5,80 + 2,45) / 2 + \\ &+ 11,00 \cdot 1,79 \cdot 2,45 / 2 \\ G_d &= 84,83 + 153,37 + 186,6 + 24,11 \\ G_d &= 448,93 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

(Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$ )

$$\begin{aligned} P_d &= p_d \cdot b_o \\ P_d &= 12,00 \cdot 4,29 \\ P_d &= 51,48 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{ad} = \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{a\alpha} : \quad k_{agh\alpha} &= 0,347 && \vartheta_{a\alpha} = 59,47^\circ \\ k_{ach\alpha} &= 0,424 && \alpha_{\max} = 30,51^\circ \\ \text{vorh. } \alpha_w &= 30,53^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{ah1d} &= (h_k + h_A)^2 \cdot \gamma \cdot k_{agh\alpha} / 2 + (h_k + h_A) \cdot p_d \cdot k_{agh\alpha} \\ E_{ah1d} &= (1,00 + 1,55)^2 \cdot 18,5 \cdot 0,347 / 2 + \\ &+ (1,00 + 1,55) \cdot 12,0 \cdot 0,347 \end{aligned}$$

$$E_{ah1d} = 20,91 + 10,63$$

$$E_{ah1d} = 31,54 \text{ kN/m}$$

$$E_{av1d} = E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w)$$

$$E_{av1d} = 31,54 \cdot \tan(28,99 + 32,03)$$

$$E_{av1d} = 56,93 \text{ kN/m}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$C_{GF1} = c_d \cdot l_{GF2}$$

$$C_{GF1} = c_d \cdot b_A / \cos \vartheta$$

$$C_{GF1} = 0,00 \cdot 5,80 / \cos 36,17^\circ$$

$$C_{GF1} = 0,00 \cdot 7,18$$

$$C_{GF1} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GF1h} = C_{GF1} \cdot \cos \vartheta$$

$$C_{GF1h} = 0,00 \cdot \cos 36,17^\circ$$

$$C_{GF1h} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GF1v} = C_{GF1} \cdot \sin \vartheta$$

$$C_{GF1v} = 0,00 \cdot \sin 36,17^\circ$$

$$C_{GF1v} = 0,00 \text{ kN/m}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge an der Hinterkante des Bruchkörpers :

$$C_{GF2} = c_d \cdot l_{GF2}$$

$$C_{GF2} = c_d \cdot (b_A - b_0) / \cos \vartheta_{a\alpha}$$

$$C_{GF2} = 0,00 \cdot 5,80 / \cos 59,47^\circ$$

$$C_{GF2} = 0,00 \cdot 2,96$$

$$C_{GF2} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GF2h} = C_{GF2} \cdot \cos \vartheta_{a\alpha}$$

$$C_{GF2h} = 0,00 \cdot \cos 59,47^\circ$$

$$C_{GF2h} = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$C_{GF2v} = C_{GF2} \cdot \sin \vartheta_{a\alpha}$$

$$C_{GF2v} = 0,00 \cdot \sin 59,47^\circ$$

$$C_{GF2v} = 0,00 \text{ kN/m}$$

Zusatzkraft :  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$

(DIN 4084 8.3.3.2)

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise : Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpers im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

d.h.:  $\text{rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta)$  , mit  $-0,5 \leq \Delta \leq 0,5$  . (siehe Skizze)

gewählt werden:  $f_A = 0\%$  des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B  
gewählt werden:  $\Delta = 0,00$

$$\begin{aligned}
\downarrow \Sigma V &= E_{av1d} + G_d + P_d + A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) \cdot f_A + C_{GF2v} + \Delta T_v - E_{pvd} - C_{GF1v} - Q_{dv} \\
0 &= 56,93 + 448,93 + 51,5 + 16,20 \cdot 0,50 \cdot 0,00 + 0,00 + 0,00 - 52,71 - 0,00 - Q_{dv} \\
0 &= 557,35 - 52,71 - Q_{dv} \\
0 &= 504,64 - Q_{dv}
\end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow Q_{dv} = 504,64 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
\Rightarrow Q_{dh} &= Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d) \\
Q_{dh} &= 504,64 \cdot \tan(36,17 - 28,99) \\
Q_{dh} &= 63,60 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\rightarrow \Sigma H &= E_{phd} + C_{GF1h} + C_{GF2h} + A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) \cdot f_A - \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d} \\
0 &= 95,1 + 0,0 + 0,0 + 60,47 \cdot 0,50 \cdot 0,00 - 0,00 - 63,60 - 31,54 \\
0 &= 95,14 - 95,14 \\
0 &= 0,00 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge	min $l_{A \text{ frei}} = 3,49 \text{ m}$
Mindestankerlänge min $l_A$	min $l_A = 5,99 \text{ m}$
erforderliche Ankerlänge	erf $l_A = 6,00 \text{ m}$

### 1.1.3 Bemessung der Bauteile

Bemessung des Stahlträgers :

Bemessungswert der Einwirkung  $S_{M1d}$  :

$$M_{\text{Feld } d} = 46,01 \text{ kNm/m} \quad (\text{aus GZ 1B})$$

$$S_{M1d} = M_{\text{Feld } d} \cdot (b_l + b_T)$$

$$S_{M1d} = 46,01 \cdot 3,00$$

$$S_{M1d} = 138,04 \text{ kNm}$$

$$S_{M1d} = 13804 \text{ kNcm}$$

Die Vertikalkraft infolge Ankerneigung und Erddruck wird vernachlässigt.

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes :

$$R_{M1d} = W \cdot \beta_S / \gamma_M$$

Streckgrenze ST 37 :  $\beta_S = 240 \text{ N/mm}^2$  (entspricht  $24 \text{ kN/cm}^2$ ) (DIN 18 800 (11/90) T1, Tab.1)

Materialwiderstand :  $\gamma_M = 1,1$  (DIN 18 800 (11/90) T1, Kap.7.3)

Nachweis gegen Bauteilversagen :

$$S_{M1d} \leq R_{M1d}$$

$$S_{M1d} \leq W \cdot \beta_S / \gamma_M$$

$$\Leftrightarrow W_{\text{erf}} \geq S_{M1d} \cdot \gamma_M / \beta_S$$

$$W_{\text{erf}} \geq 13804 \cdot 1,10 / 24$$

$$W_{\text{erf}} \geq 633 \text{ cm}^3$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

Bemessungswert der Einwirkung  $S_{A1d}$  :

$$A_{\text{hd}} = 60,47 \text{ kN/m} \quad (\text{aus GZ 1B})$$

$$S_{A1d} = A_{\text{hd}} \cdot (b_l + b_T) / \cos \alpha$$

$$S_{A1d} = 60,47 \cdot 3,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$S_{A1d} = 181,40 / 0,97$$

$$S_{A1d} = 187,8 \text{ kN}$$

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes :

(DIN 1054-100 Abs. 5.5.3)

$$R_{A1d} = F_{\text{sk}} / 1,25$$

$$R_{A1d} = A_S \cdot \beta_S / 1,25$$

Stahlgüte  $\beta_S / \beta_Z = 1570 / 1770$  (in  $\text{N/mm}^2$ )

(entspricht  $157 / 177$  in  $\text{kN/cm}^2$ )

Nachweis gegen Bauteilversagen :

$$S_{A1d} \leq R_{A1d}$$

$$S_{A1d} \leq A_S \cdot \beta_S / 1,25$$

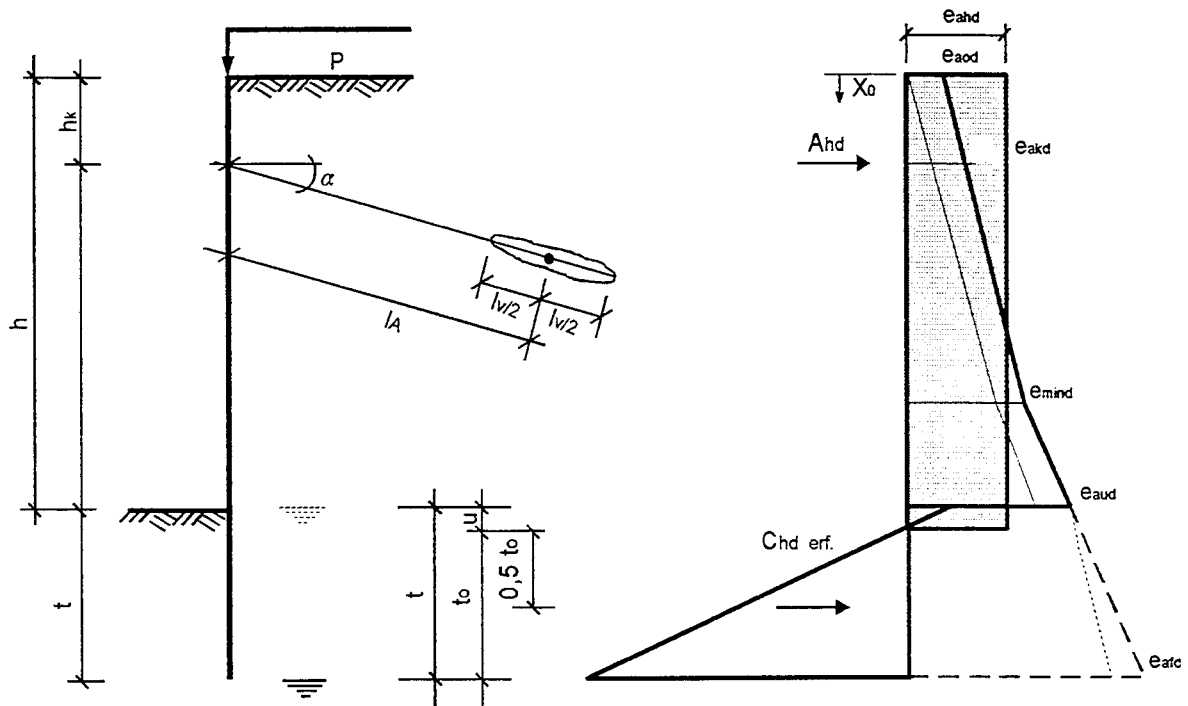
$$\Leftrightarrow A_{S \text{ erf}} \geq S_{A1d} \cdot 1,25 / \beta_S$$

$$A_{S \text{ erf}} \geq 187,80 \cdot 1,25 / 157$$

$$A_{S \text{ erf}} \geq 1,50 \text{ cm}^2$$

# II Berechnung einer Trägerbohlwand nach E DIN V 1054 - 100: 1995-04

Skizze :



## 2.0.0 Berechnung für kohäsiven Boden, kein Grundwasser

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Trägerbreite	$b_T = 0,30 \text{ m}$	
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Trägerabstand, lichter	$b_l = 2,70 \text{ m}$	
erf. Einbindetiefe	$t = 1,11 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$	
		Ankerlänge	$l_A = 5,99 \text{ m}$	(Mindestankerlänge)
		Verpreßkörperlänge	$l_v = 5,00 \text{ m}$	

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 99,0 \text{ m}$
Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi'_k = 25,0^\circ$
Kohäsion	$c'_k = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma'_k = 9,0 \text{ kN/m}^3$

## 2.0.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k$	$= 16,67^\circ$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$	
für $\delta_{pk} = -\varphi'_k$	$= -25,00^\circ$	$k_{pgh} = 4,031$	$k_{pch} = 5,634$	(Wand verzahnt)
für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi_{ers}$ und $\varphi_{ers}$	$= 40,00^\circ \text{ min}$	$k_{ah} = 0,179$		

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

Erddruck, ständig  $\gamma_{Eg} = 1,20$   
 Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{Eq} = 1,30$   
 Erdwiderstand  $\gamma_{Ep} = 1,30$

### 2.0.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{min} = 4,93$  m.

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{adh}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00				0,00		0,00		-15,65	0,00		3,46	3,46
1,00	1,0	19,00	19,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,39	0,346	3,46	6,85
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,39		3,46	6,85
4,93	3,93	19,00	74,65	93,65	0,346	32,37	1,043	-15,65	16,73	0,346	3,46	20,18
4,93				93,65		32,37		-15,65	16,73		3,46	20,18
5,00	0,07	19,00	1,35	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	17,19	0,346	3,46	20,65
5,00				95,00		32,84		-15,65	17,19		3,46	20,65
5,49	0,49	19,00	9,38	104,38	0,346	36,08	1,043	-15,65	20,43	0,346	3,46	23,89

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{ogh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		84,51	84,51
5,49	0,49	19,00	9,38	9,38	4,031	37,82	5,63	84,51	122,33

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 4,49 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{amd} = (e_{aghmin} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{amd} = (16,73 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 24,56 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (17,19 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 25,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 84,51 / 1,30 = 65,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghku} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 122,33 / 1,30 = 94,10 \text{ kN/m}^2$$



Ermittlung des Belastungsnulldpunktes  $u$  aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = (e_{\text{aud}} - e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}}) / (\gamma_k \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = (25,12 - 84,51 / 1,30) / (19,0 \cdot (4,03 / 1,30 - 0,346 \cdot 1,20))$$

$$u = -39,88 / 51,04$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (\text{u wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h_{\text{min}} \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{amd}}) + (h - h_{\text{min}}) \cdot (e_{\text{amd}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (4,93 \cdot (4,49 + 24,56) + (5,00 - 4,93) \cdot (24,56 + 25,12) + 0,00 \cdot 25,12) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (143,23 + 3,52 + 0,00) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 73,38 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 73,38 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{\text{ahd}} = 73,38 / 5,00$$

$$e_{\text{ahd}} = 14,68 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,50 \cdot t_0$  angenommen (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 0,49 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 0,49 - 0,00 = 0,49 \text{ m}$

$$\Sigma M_{A_h} : 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,50 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 0,25) - 73,38 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 4,25 - 110,06$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 110,06 / 4,25$$

$$C_{\text{hd erf}} = 25,92 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden :

(6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma_k \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2 - t_0 \cdot (e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}} - e_{\text{aud}})$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - (0,24 \cdot 19,00 (4,03 / 1,30 - 0,346 \cdot 1,20) / 2 - 0,49 \cdot (84,51 / 1,30 - 25,12))$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - 6,22 - 19,69$$

$$0 = 25,92 - 25,92$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  : (6.5.3)

$$\begin{aligned} \Sigma H : \quad 0 &= A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 25,92 - 73,38 \\ A_{hd} &= 73,38 - 25,92 \\ A_{hd} &= 47,46 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha = 47,46 \cdot \tan 15^\circ \\ A_{vd} &= 12,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :  $x_0 = A_{hd} / e_{ahd} = 47,5 / 14,68 = 3,23 \text{ m}$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes : (6.5.1)

$$\begin{aligned} M_{\text{Feld d}} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 47,46 \cdot (3,23 - 1,0) - 14,68 \cdot 10,46 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 106,02 - 76,74 \\ M_{\text{Feld d}} &= 29,28 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{vd\text{ erf}}$  :

$$\begin{aligned} C_{vd\text{ erf}} &= C_{hd\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\text{ erf}} &= 25,92 \cdot -0,47 \\ C_{vd\text{ erf}} &= -12,08 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned} E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 73,38 \cdot 0,299 \\ E_{avd} &= 21,97 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 47,46 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 12,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand:

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\text{ erf}} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -12,08 + 21,97 + 12,72 - F_{vd} \\ 0 &= 22,60 - F_{vd} \\ F_{vd} &= 22,60 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach unten gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Boden aufgenommen werden kann.

## 2.0.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min} = 4,93 \text{ m}$ .

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00	1,0	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,39		3,46	6,85
1,00	3,93	19,00	74,65	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,39	0,346	3,46	6,85
4,93				93,65		32,37		-15,65	16,73		3,46	20,18
4,93	0,07	19,00	1,35	93,65	0,346	32,37	1,043	-15,65	16,73	0,346	3,46	20,18
5,00				95,00		32,84		-15,65	17,19		3,46	20,65
5,00	1,11	19,00	21,05	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	17,19	0,346	3,46	20,65
6,11				116,05		40,11		-15,65	24,47		3,46	27,92

Kote	h	$\gamma$	h· $\gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00	1,11	19,00	21,05	0,00	4,031	0,00	5,63	84,51	84,51
6,11				21,05		84,87		84,51	169,38

Hinweis:

Die Ermittlung des Erdwiderstandes vor der durchgehenden Wand erfolgt hier lediglich zu Vergleichszwecken.

Bemessungswerte des Erddrucks :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 4,49 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{amd} = (e_{aghmin} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{amd} = (16,73 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 24,56 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (17,19 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 25,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 84,51 / 1,30 = 65,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghku} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 169,38 / 1,30 = 130,29 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ahd}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

( EB 12, Abs. 1 )

$$E_{ahd} = ( h_{min} \cdot ( e_{aod} + e_{amd} ) + ( h - h_{min} ) \cdot ( e_{amd} + e_{aud} ) ) / 2$$

$$E_{ahd} = ( 4,93 \cdot ( 4,49 + 24,56 ) + ( 5,00 - 4,93 ) \cdot ( 24,6 + 25,12 ) ) / 2$$

$$E_{ahd} = 73,38 \text{ kN/m}$$

$$e_{ahd} = E_{ahd} / h$$

$$e_{ahd} = 73,38 / 5,00$$

$$e_{ahd} = 14,68 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{hd\text{ erf}}$  : ( 6.5.1 )

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0.60 \cdot t_0$  angenommen ( EB 14, Abs. 6 )

gewählte Einbindetiefe :  $t_0 = 1,11 \text{ m}$

$$\Sigma M_{Ah} : 0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot ( h - h_k + 0.60 \cdot t_0 ) - E_{ahd} \cdot ( h / 2 - h_k )$$

$$0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot ( 5,00 - 1,00 + 0,60 \cdot 1,11 ) - 73,38 \cdot ( 5,00 / 2 - 1,00 )$$

$$0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot 4,66 - 110,06$$

$$\Leftrightarrow C_{hd\text{ erf}} = 110,06 / 4,66$$

$$C_{hd\text{ erf}} = 23,59 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

Ersatzbreite für den Reibungsanteil :  $b_{SRk} = 0,60 \cdot \tan ( \varphi'_k ) \cdot t_0$   
 $b_{SRk} = 0,60 \cdot \tan ( 25,0^\circ ) \cdot 1,11$   
 $b_{SRk} = 0,31 \text{ m}$

Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil :  $b_{SKk} = 0,90 \cdot ( 1 + \tan \varphi'_k ) \cdot t_0$   
 $b_{SKk} = 0,90 \cdot ( 1 + \tan 25,0^\circ ) \cdot 1,11$   
 $b_{SKk} = 1,46 \text{ m}$

Erdwiderstandsbeiwert<sup>1)</sup> für Reibung :  $K_{Rk} = 3,81$   
 Erdwiderstandsbeiwert<sup>1)</sup> für Kohäsion :  $K_{Kk} = 2,29$

Wandreibungswinkel :  $\delta^*_{pk} = -22,50^\circ$

<sup>1)</sup> Beiwerte nach Streck mit :  $\delta^*_{pk} = - ( \varphi'_k - 2,5^\circ )$  für  $\varphi'_k \leq 30^\circ$  :  
 $\delta^*_{pk} = -27,5^\circ$  für  $\varphi'_k \geq 30^\circ$  :

kritische Breite :  $b_{kr} = 0,30 \cdot t_0$   
 $b_{kr} = 0,30 \cdot 1,11$   
 $b_{kr} = 0,33 \text{ m} > b_T = 0,30 \text{ m}$

Ermittlung des charakteristischen Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

Hinweis : Die Kohäsion wird entsprechend EB 14.1 nur zu : 50,0% angesetzt.

für  $b_T \geq b_{kr}$  :

$$E_{phk} = 0,50 \cdot \gamma_k \cdot K_{Rk} \cdot (b_T + b_{SRk}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c'_k \cdot 0,50 \cdot K_{Kk} \cdot (b_T + b_{SKk}) \cdot t_0$$

$$E_{phk} = 0,50 \cdot 19,00 \cdot 3,81 \cdot (0,30 + 0,31) \cdot 1,23 +$$

$$2 \cdot 15,00 \cdot 0,50 \cdot 2,29 \cdot (0,30 + 1,46) \cdot 1,11$$

$$E_{phk} = 27,11 + 67,08$$

$$E_{phk} = 94,19 \text{ kN}$$

für  $b_T < b_{kr}$  :

$$E_{krk} = 0,50 \cdot \gamma_k \cdot K_{Rk} \cdot (b_{kr} + b_{SRk}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c'_k \cdot 0,50 \cdot K_{Kk} \cdot (b_{kr} + b_{SKk}) \cdot t_0$$

$$E_{krk} = 0,50 \cdot 19,00 \cdot 3,81 \cdot (0,33 + 0,31) \cdot 1,23 +$$

$$2 \cdot 15,00 \cdot 0,50 \cdot 2,29 \cdot (0,33 + 1,46) \cdot 1,11$$

$$E_{krk} = 28,55 + 68,31$$

$$E_{krk} = 96,86 \text{ kN}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot \sqrt{(b_T / b_{kr})}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot \sqrt{(0,30 / 0,33)}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot 0,950$$

$$E_{phk}^* = 96,86 \cdot 0,950$$

$$E_{phk}^* = 92,02 \text{ kN}$$

Charakteristischer Erdwiderstand vor dem Einzelträger :

$$E_{phk}^* = 92,02 \text{ kN}$$

Charakteristischer Erdwiderstand pro lfdm. Wandlänge :

$$\ddot{E}_{phk} = E_{phk}^* / (b_T + b_l)$$

$$\ddot{E}_{phk} = 92,02 / (0,30 + 2,70)$$

$$\ddot{E}_{phk} = 30,67 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{hd\text{ erf}}$  im Boden :

$$0 = C_{hd\text{ erf}} - \ddot{E}_{phd}$$

$$0 = C_{hd\text{ erf}} - \ddot{E}_{phk} / \gamma_{Ep}$$

$$0 = 23,59 - 30,7 / 1,30$$

$$0 = 23,59 - 23,59$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 &= A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 23,59 - 73,38 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{hd} &= 73,38 - 23,59 \\ A_{hd} &= 49,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$\begin{aligned} A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha \\ A_{vd} &= 49,78 \cdot \tan 15^\circ \\ A_{vd} &= 13,34 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned} x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 49,8 / 14,68 = 3,39 \text{ m} \end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes : ( 6.5.1 )

$$\begin{aligned} M_{Feld\ d} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{Feld\ d} &= 49,78 \cdot (3,39 - 1,0) - 14,68 \cdot 11,51 / 2 \\ M_{Feld\ d} &= 119,09 - 84,43 \\ M_{Feld\ d} &= 34,65 \end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Erdwiderstand :

$$\begin{aligned} E_{pv\ d} &= E_{ph\ d} \cdot \tan |(\delta^*_{pk})| \\ E_{pv\ d} &= 23,59 \cdot 0,414 \\ E_{pv\ d} &= 9,77 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Baugrubenwand :

$$\begin{aligned} E_{ah\ d} &= 73,38 \text{ kN/m} \\ E_{av\ d} &= E_{ah\ d} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{av\ d} &= 73,38 \cdot 0,299 \\ E_{av\ d} &= 21,97 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand :

$$\begin{aligned} \Sigma \downarrow V = 0 &= E_{avd} + A_{vd} - E_{pvd} - F_{vd} \\ 0 &= 21,97 + 13,3 - 9,8 - F_{vd} \\ 0 &= 35,31 - 9,77 \\ F_{vd} &= 25,53 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hinweis :

Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß der Boden die nach unten gerichtete Kraft  $F_{vd}$  mit ausreichender Sicherheit aufnehmen kann.

### 2.0.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

#### Einbindetiefe:

Die erforderliche Einbindetiefe beträgt 1,11 m .

Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist der Nachweis vor dem Bohlträger.  
Die Erdwiderstandskräfte vor den einzelnen Bohlträgern überschneiden sich nicht.

Auf einen Nachweis der Fußverschiebung wird verzichtet.

(EB 14.7)

#### Schnittkräfte:

Für die erforderliche Einbindetiefe wurden an dem System folgende Schnittkräfte ermittelt :

Bemessungswert der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$A_{hd} = 49,78 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$A_{vd} = 13,34 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert des Feldmomentes  $M_{Feld d}$  :

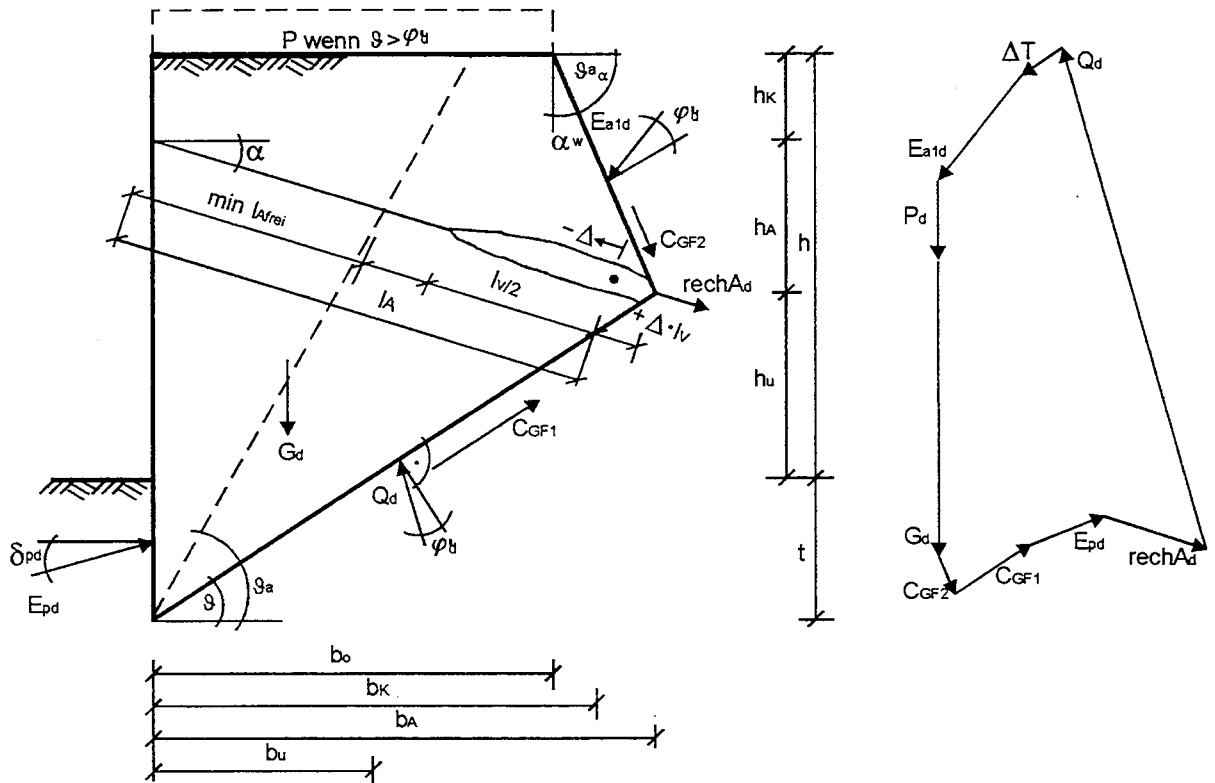
$$M_{Feld d} = 34,65 \text{ kNm/m, bei } x_0 = 3,39 \text{ m.}$$

## 2.0.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge.

(6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr. Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )", Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Fußpunkt der tiefen Gleitfuge :  $5,00 + 1,11 = 6,11 \text{ m}$  ( t aus GZ 1 B)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig	$\gamma_{Qsup} = 1,20$
den Reibungsbeiwert	$\gamma_{\varphi} = 1,15$
die Kohäsion	$\gamma_c = 1,50$

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels und der Kohäsion :

$\varphi'_d = \arctan ( \tan ( \varphi'_k ) / \gamma_{\varphi} )$	$c_d = c_k / \gamma_c$	$\varphi'_{d \text{ ers}} = \arctan ( \tan ( \varphi'_{k \text{ ers}} ) / \gamma_{\varphi} )$
$\varphi'_d = \arctan ( \tan ( 25,0 ) / 1,15 )$	$c_d = 15,0 / 1,50$	$\varphi'_{d \text{ ers}} = 36,12^\circ$
$\varphi'_d = 22,07^\circ$	$c_d = 10,00 \text{ kN/m}^2$	



Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{pd} = -\varphi'_d & \quad -22,07^\circ & \quad k_{pghd} = 3,313 & \quad k_{pchd} = 5,033 \\ \text{für } \delta_{ad} = \frac{2}{3} \varphi'_{ders} & & \quad \min k_{ahd} = 0,213 & \\ \text{für } \delta_{ad} = \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{\alpha\alpha} & & \quad k_{aghda} = 0,454 & \quad \vartheta_{\alpha\alpha} = 56,04^\circ \\ & & \quad k_{achda} = 0,5233 & \quad \alpha_{max} = 33,96^\circ \\ & & & \quad \text{vorh. } \alpha_w = 33,96^\circ \end{aligned}$$

Ermittlung der Bemessungswerte der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

$$\begin{aligned} \text{Ankerkraft :} & \quad A_{hd} = 49,78 \text{ kN/m} \quad (\text{GZ 1B}) \\ & \quad A_{vd} = 13,34 \text{ kN/m} \quad (\text{GZ 1B}) \end{aligned}$$

Erdwiderstand vor dem Bruchkörper:

$$\begin{aligned} \text{vorhandene Einbindetiefe :} & \quad t_0 = 1,11 \text{ m} \\ E_{phd} &= t^2 \cdot \gamma \cdot k_{pghd} / 2 + t \cdot c_d \cdot k_{pchd} \\ E_{phd} &= 1,11^2 \cdot 19,00 \cdot 3,31 / 2 + 1,11 \cdot 10,0 \cdot 5,03 \\ E_{phd} &= 38,64 + 55,77 \\ E_{phd} &= 94,42 \text{ kN/m} \\ E_{pvd} &= E_{phd} \cdot \tan |(\delta^*_{pd})| \\ E_{pvd} &= 94,42 \cdot 0,41 \\ E_{pvd} &= 38,28 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{aligned} b_o &= 2,27 \text{ m} & h_k &= 1,00 \text{ m} & l_A &= 3,72 \text{ m} \\ b_k &= 2,95 \text{ m} & h_A &= 0,96 \text{ m} & l_V &= 5,00 \text{ m} \\ b_A &= 3,60 \text{ m} & h_u &= 3,04 \text{ m} & \vartheta_{ad} &= 51,25^\circ \\ b_u &= 0,96 \text{ m} & t &= 1,11 \text{ m} & \vartheta &= 49,04^\circ \end{aligned}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_a \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\ G_d &= 19,00 \cdot 1,00 \cdot (2,27 + 2,95) / 2 + \\ & \quad + 19,00 \cdot 0,96 \cdot (2,95 + 3,60) / 2 + \\ & \quad + 19,00 \cdot 3,04 \cdot (3,60 + 0,96) / 2 + \\ & \quad + 19,00 \cdot 1,11 \cdot 0,96 / 2 \\ G_d &= 49,62 + 59,949 + 131,5 + 10,13 \\ G_d &= 251,20 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

(Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$ )

$$\begin{aligned} P_d &= p_d \cdot b_o \\ P_d &= 12,00 \cdot 2,27 \\ P_d &= 27,30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

Hinweis : Der Mindesterdruk wird berücksichtigt und der Erddruk aus Verkehrslast überlagert.

Kote  $h_{\min\alpha}$  ab der der Mindesterdruk berücksichtigt wird:  $h_{\min\alpha} = 1,15 \text{ m}$

Erddruk  $E_{ah1d}$  auf die Hinterkante des Bruchkörpers:

$$\begin{aligned} E_{ah1d} &= 7,82 + p_d \cdot k_{agh\alpha} \cdot (h_k + h_a) \\ E_{ah1d} &= 7,82 + 12,00 \cdot 0,45 \cdot (1,00 + 0,96) \\ E_{ah1d} &= 18,52 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{av1d} &= E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w) \\ E_{av1d} &= 18,52 \cdot \tan(22,07 + 33,96) \\ E_{av1d} &= 27,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} C_{GF1} &= c_d \cdot l_{GF2} \\ C_{GF1} &= c_d \cdot b_A / \cos \vartheta \\ C_{GF1} &= 10,00 \cdot 3,60 / \cos 49,04^\circ \\ C_{GF1} &= 10,00 \cdot 5,49 \\ C_{GF1} &= 54,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF1h} &= C_{GF1} \cdot \cos \vartheta \\ C_{GF1h} &= 54,88 \cdot \cos 49,04^\circ \\ C_{GF1h} &= 35,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF1v} &= C_{GF1} \cdot \sin \vartheta \\ C_{GF1v} &= 54,88 \cdot \sin 49,04^\circ \\ C_{GF1v} &= 41,44 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge an der Hinterkante des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} C_{GF2} &= c_d \cdot l_{GF2} \\ C_{GF2} &= c_d \cdot (b_A - b_o) / \cos \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2} &= 10,00 \cdot 1,32 / \cos 56,04^\circ \\ C_{GF2} &= 10,00 \cdot 2,37 \\ C_{GF2} &= 23,68 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF2h} &= C_{GF2} \cdot \cos \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2h} &= 23,68 \cdot \cos 56,04^\circ \\ C_{GF2h} &= 13,23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF2v} &= C_{GF2} \cdot \sin \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2v} &= 23,68 \cdot \sin 56,04^\circ \\ C_{GF2v} &= 19,64 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Zusatzkraft :  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$  (DIN 4084 8.3.3.2)

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise : Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_V$ .

Die außerhalb des Bruchkörpes im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

d.h.:  $\text{rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta)$  , mit  $-0,5 \leq \Delta \leq 0,5$  . (siehe Skizze)

gewählt werden:  $f_A = 0\%$  des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B

gewählt werden:  $\Delta = 0,00$

$$\begin{aligned} \downarrow \Sigma V &= E_{av1d} + G_d + P_d + A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) \cdot f_A + C_{GF2v} + \Delta T_v - E_{pvd} - C_{GF1v} - Q_{dv} \\ 0 &= 27,49 + 251,20 + 27,3 + 13,34 \cdot 0,50 \cdot 0,0 + 19,64 + 0,0 - 38,28 - 41,44 - Q_{dv} \\ 0 &= 325,63 - 79,72 - Q_{dv} \\ 0 &= 245,90 - Q_{dv} \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow Q_{dv} = 245,90 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow Q_{dh} = Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d)$$

$$Q_{dh} = 245,90 \cdot \tan(49,04 - 22,07)$$

$$Q_{dh} = 125,11 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \Sigma H &= E_{phd} + C_{GF1h} + C_{GF2h} + A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) \cdot f_A + \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d} \\ 0 &= 94,4 + 36,0 + 13,2 + 47,46 \cdot 0,50 \cdot 0,0 + 0,00 - 125,11 - 18,52 \\ 0 &= 143,62 - 143,62 \\ 0 &= 0,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge $\min l_{A \text{ frei}} =$	3,49 m
Mindestankerlänge $\min l_A =$	5,99 m
erforderliche Ankerlänge $\text{erf } l_A =$	3,72 m

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.

### 2.0.3 Bemessung der Bauteile

Bemessung des Stahlträgers :

Bemessungswert der Einwirkung  $S_{M1d}$  :

$$M_{Feld\ d} = 34,65 \text{ kNm/m (aus GZ 1B)}$$

$$S_{M1d} = M_{Feld\ d} \cdot (b_l + b_T)$$

$$S_{M1d} = 34,65 \cdot 3,00$$

$$S_{M1d} = 103,96 \text{ kNm}$$

$$S_{M1d} = 10396 \text{ kNcm}$$

Die Vertikalkraft infolge Ankerneigung und Erddruck wird vernachlässigt.

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes :

$$R_{M1d} = W \cdot \beta_S / \gamma_M$$

$$\text{Streckgrenze ST 37 : } \beta_S = 240 \text{ N/mm}^2 = 24 \text{ kN/cm}^2$$

(DIN 18 800 (11/90) T1, Tab.1)

$$\text{Materialwiderstand : } \gamma_M = 1,1$$

(DIN 18 800 (11/90) T1, Kap.7.3)

Nachweis gegen Bauteilversagen :

$$S_{M1d} \leq R_{M1d}$$

$$S_{M1d} \leq W \cdot \beta_S / \gamma_M$$

$$\Leftrightarrow W_{\text{erf}} \geq S_{M1d} \cdot \gamma_M / \beta_S$$

$$W_{\text{erf}} \geq 10396 \cdot 1,10 / 24$$

$$W_{\text{erf}} \geq 476 \text{ cm}^3$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

Bemessungswert der Einwirkung  $S_{A1d}$  :

$$A_{hd} = 49,78 \text{ kN/m (aus GZ 1B)}$$

$$S_{A1d} = A_{hd} \cdot (b_l + b_T) / \cos \alpha$$

$$S_{A1d} = 49,78 \cdot 3,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$S_{A1d} = 149,34 / 0,97$$

$$S_{A1d} = 154,6 \text{ kN}$$

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes :

(DIN 1054-100 Abs. 5.5.3)

$$R_{A1d} = F_{sk} / 1,25$$

$$R_{A1d} = A_S \cdot \beta_S / 1,25$$

Stahlgüte  $\beta_S / \beta_Z = 1570 / 1770$  (in N/mm<sup>2</sup>)

(entspricht 157 / 177 in kN/cm<sup>2</sup>)

Nachweis gegen Bauteilversagen :

$$S_{A1d} \leq R_{A1d}$$

$$S_{A1d} \leq A_S \cdot \beta_S / 1,25$$

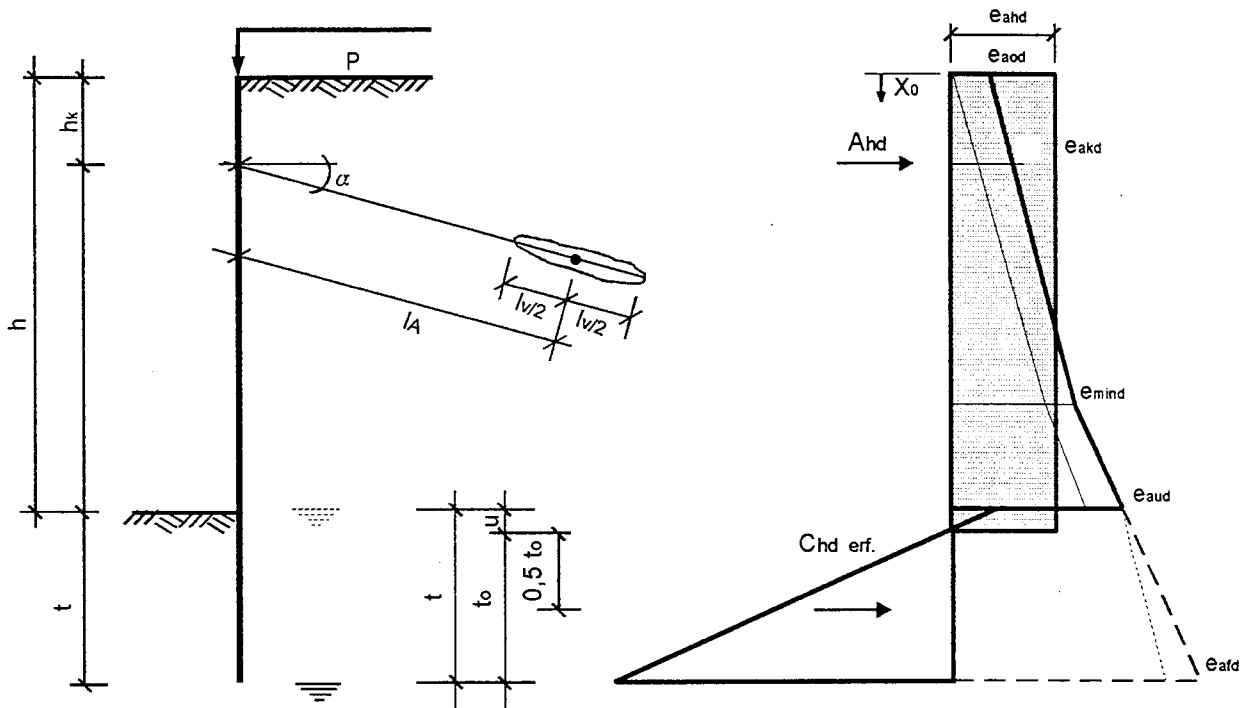
$$\Leftrightarrow A_{S\text{erf}} \geq S_{A1d} \cdot 1,25 / \beta_S$$

$$A_{S\text{erf}} \geq 154,61 \cdot 1,25 / 157$$

$$A_{S\text{erf}} \geq 1,23 \text{ cm}^2$$

## II Berechnung einer Trägerbohlwand nach E DIN V 1054 - 100: 1995-04

Skizze :



### 2.1.0 Berechnung für kohäsiven Boden, Grundwasser in der Baugrubensohle

(Die Berechnung erfolgt mit interner Rechengenauigkeit, Zwischenergebnisse werden nicht gerundet.)

Geometrie :

Höhe der Wand	$h = 5,00 \text{ m}$	Trägerbreite	$b_T = 0,30 \text{ m}$	
Lage der Abstützung	$h_k = 1,00 \text{ m}$	Trägerabstand, lichter	$b_l = 2,70 \text{ m}$	
erf. Einbindetiefe	$t = 1,22 \text{ m}$	Ankerneigung	$\alpha = 15,0^\circ$	
		Ankerlänge	$l_A = 6,07 \text{ m}$	(Mindestankerlänge)
		Verpreßkörperlänge	$l_V = 5,00 \text{ m}$	

Grundwasser in einer Tiefe von	$h_{Gw} = 5,0 \text{ m}$
Belastung in Geländeoberkante:	$p = 10,0 \text{ kN/m}^2$

charakteristische Werte der Scherparameter und Wichten des Bodens:

innerer Reibungswinkel	$\varphi'_k = 25,0^\circ$
Kohäsion	$c'_k = 15,0 \text{ kN/m}^2$

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Wichte des Bodens unter Auftrieb	$\gamma'_k = 9,0 \text{ kN/m}^3$

### 2.1.1 Berechnung für den Grenzzustand 1B

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi'_k$	$= 16,67^\circ$	$k_{agh} = 0,346$	$k_{ach} = 1,043$
für $\delta_{pk} = -\varphi'_k$	$= -25,00^\circ$	$k_{pgh} = 4,031$	$k_{pch} = 5,634$
für $\delta_{ak} = +2/3 \varphi_{pers}$ und $\varphi_{pers}$	$= 40,00^\circ \text{ min}$	$k_{ah} = 0,179$	

(Wand verzahnt)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1B, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : ( 2.4.3 )

Erddruck, ständig  $\gamma_{Eg} = 1,20$   
 Erddruck veränderlich, ungünstig  $\gamma_{Eq} = 1,30$   
 Erdwiderstand  $\gamma_{Ep} = 1,30$

**2.1.1.1 Berechnung für die durchgehende Wand**

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{min} = 4,93$  m .

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0,00				0,00		0,00		-15,65	0,00		3,46	3,46
1,00	1,0	19,00	19,00	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,39	0,346	3,46	6,85
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,39		3,46	6,85
4,93	3,93	19,00	74,65	93,65	0,346	32,37	1,043	-15,65	16,73	0,346	3,46	20,18
4,93				93,65		32,37		-15,65	16,73		3,46	20,18
5,00	0,07	19,00	1,35	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	17,19	0,346	3,46	20,65
5,00				95,00		32,84		-15,65	17,19		3,46	20,65
5,55	0,55	9,00	4,97	99,97	0,346	34,56	1,043	-15,65	18,91	0,346	3,46	22,37

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
5,00				0,00		0,00		84,51	84,51
5,55	0,55	9,00	4,97	4,97	4,031	20,05	5,63	84,51	104,56

Bemessungswerte der Erddruckordinaten :

$$e_{aod} = ( e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq} )$$

$$e_{aod} = ( 0,00 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30 ) = 4,49 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{amd} = ( e_{aghmin} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq} )$$

$$e_{amd} = ( 16,73 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30 ) = 24,56 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = ( e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq} )$$

$$e_{aud} = ( 17,19 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30 ) = 25,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 84,51 / 1,30 = 65,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghku} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 104,56 / 1,30 = 80,43 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck : Der Wasserdruck vor und hinter der Wand hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung des Belastungsnullpunktes  $u$  aus den Bemessungswerten des Erddrucks :

$$u = (e_{\text{aud}} - e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}}) / (\gamma_k \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}))$$

$$u = (25,12 - 84,51 / 1,30) / (9,0 \cdot (4,03 / 1,30 - 0,346 \cdot 1,20))$$

$$u = -39,88 / 24,17$$

$$u = 0,00 \text{ m} \quad (\text{u wird zu Null gesetzt.})$$

Ermittlung des Bemessungswertes der Erddruckordinate  $e_{\text{ahd}}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

$$E_{\text{ahd}} = (h_{\text{min}} \cdot (e_{\text{aod}} + e_{\text{amd}}) + (h - h_{\text{min}}) \cdot (e_{\text{amd}} + e_{\text{aud}}) + u \cdot e_{\text{aud}}) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (4,93 \cdot (4,49 + 24,56) + (5,00 - 4,93) \cdot (24,56 + 25,12) + 0,00 \cdot 25,12) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = (143,23 + 3,52 + 0,00) / 2$$

$$E_{\text{ahd}} = 73,38 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{ahd}} = E_{\text{ahd}} / (h + u)$$

$$e_{\text{ahd}} = 73,38 / (5,00 + 0,00)$$

$$e_{\text{ahd}} = 73,38 / 5,00$$

$$e_{\text{ahd}} = 14,68 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{\text{hd erf}}$  :

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,50 \cdot t_0$  angenommen (EB 19, Abs. 5)

gewählte Einbindetiefe :  $t = 0,55 \text{ m}$

damit ergibt sich :  $t_0 = t - u$   
 $t_0 = 0,55 - 0,00 = 0,55 \text{ m}$

$$\sum M A_h : 0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (h - h_k + u + 0,50 \cdot t_0) - E_{\text{ahd}} \cdot ((h + u) / 2 - h_k)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot (5,00 - 1,00 + 0,00 + 0,28) - 73,38 \cdot ((5,00 + 0,00) / 2 - 1,00)$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} \cdot 4,28 - 110,06$$

$$\Leftrightarrow C_{\text{hd erf}} = 110,06 / 4,28$$

$$C_{\text{hd erf}} = 25,74 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{\text{hd erf}}$  im Boden :

(6.4.2, 2.3.4)

$$0 = C_{\text{hd erf}} - t_0^2 \cdot \gamma_k \cdot (k_{\text{pgh}} / \gamma_{\text{Ep}} - k_{\text{agh}} \cdot \gamma_{\text{Eg}}) / 2 - t_0 \cdot (e_{\text{pchk}} / \gamma_{\text{Ep}} - e_{\text{aud}})$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - (0,31 \cdot 9,00 \cdot (4,03 / 1,30 - 0,346 \cdot 1,20) / 2 - 0,55 \cdot (84,51 / 1,30 - 25,12))$$

$$0 = C_{\text{hd erf}} - 3,69 - 22,04$$

$$0 = 25,74 - 25,74$$

Ermittlung des Bemessungswertes der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

(6.5.3)

$$\begin{aligned}\Sigma H: \quad 0 &= A_{hd} + C_{hd\text{ erf}} - E_{ahd} \\ 0 &= A_{hd} + 25,74 - 73,38 \\ A_{hd} &= 73,38 - 25,74 \\ A_{hd} &= 47,64 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$\begin{aligned}A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan \alpha = 47,64 \cdot \tan 15^\circ \\ A_{vd} &= 12,76 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Querkraftnullpunktes :

$$\begin{aligned}x_0 &= A_{hd} / e_{ahd} \\ x_0 &= 47,6 / 14,68 = 3,25 \text{ m}\end{aligned}$$

Ermittlung des Bemessungswertes des Feldmomentes :

(6.5.1)

$$\begin{aligned}M_{\text{Feld d}} &= A_{hd} \cdot (x_0 - h_k) - e_{ahd} \cdot x_0^2 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 47,64 \cdot (3,25 - 1,0) - 14,68 \cdot 10,54 / 2 \\ M_{\text{Feld d}} &= 107,00 - 77,32 \\ M_{\text{Feld d}} &= 29,68 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Nachweis  $\Sigma \downarrow V = 0$  :

Bemessungswert der Vertikalkomponente der erforderlichen Auflagerkraft im Boden  $C_{hd\text{ erf}}$  :

$$\begin{aligned}C_{vd\text{ erf}} &= C_{hd\text{ erf}} \cdot \tan(\delta_{pk}) \\ C_{vd\text{ erf}} &= 25,74 \cdot -0,47 \\ C_{vd\text{ erf}} &= -12,00 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Bemessungswert des vertikalen Erddrucks auf die Baugrubenwand:

$$\begin{aligned}E_{avd} &= E_{ahd} \cdot \tan(\delta_{ak}) \\ E_{avd} &= 73,38 \cdot 0,299 \\ E_{avd} &= 21,97 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Ermittlung der Vertikalkomponente des Bemessungswertes der Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$\begin{aligned}A_{vd} &= A_{hd} \cdot \tan(\alpha) \\ A_{vd} &= 47,64 \cdot 0,268 \\ A_{vd} &= 12,76 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Wand:

$$\begin{aligned}\Sigma \downarrow V = 0 &= C_{vd\text{ erf}} + E_{avd} + A_{vd} - F_{vd} \\ 0 &= -12,00 + 21,97 + 12,76 - F_{vd} \\ 0 &= 22,73 - F_{vd} \\ F_{vd} &= 22,73 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Hinweis: Das Gleichgewicht der Vertikalkräfte ist nicht erfüllt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die nach unten gerichtete vertikale resultierende Kraft vom Boden aufgenommen werden kann.



### 2.1.1.2 Berechnung mit dem Nachweis vor schmalen Druckflächen

tabellarische Ermittlung der charakteristischen Werte der Erddruckordinaten:

Mindesterddruck bis in eine Tiefe von  $h_{\min} = 4,93 \text{ m}$ .

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erddruck								
				g	$k_{agh}$	$e_{agh}$	$k_{ach}$	$e_{ach}$	$e_{agh} + e_{ach}$	$k_{agh}$	$e_{aph}$	$\Sigma(e_{aih})$
-	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
0,00	1,0	19,00	19,00	0,00	0,346	0,00	1,043	-15,65	0,00	0,346	3,46	3,46
1,00				19,00		6,57		-15,65	3,39		3,46	6,85
1,00	3,93	19,00	74,65	19,00	0,346	6,57	1,043	-15,65	3,39	0,346	3,46	6,85
4,93				93,65		32,37		-15,65	16,73		3,46	20,18
4,93	0,07	19,00	1,35	93,65	0,346	32,37	1,043	-15,65	16,73	0,346	3,46	20,18
5,00				95,00		32,84		-15,65	17,19		3,46	20,65
5,00	1,22	9,00	10,94	95,00	0,346	32,84	1,043	-15,65	17,19	0,346	3,46	20,65
6,22				105,94		36,62		-15,65	20,97		3,46	24,43

Kote	h	$\gamma$	$h \cdot \gamma$	Erdwiderstand					
				g	$k_{pgh}$	$e_{pgh}$	$k_{pch}$	$e_{pch}$	$\Sigma(e_{pih})$
-	m	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	-	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
5,00				0,00		0,00		84,51	84,51
6,22	1,22	9,00	10,94	10,94	4,031	44,10	5,63	84,51	128,61

Hinweis:

Die Ermittlung des Erdwiderstandes vor der durchgehenden Wand erfolgt hier lediglich zu Vergleichszwecken.

Bemessungswerte des Erddrucks :

$$e_{aod} = (e_{aghko} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aod} = (0,00 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 4,49 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{amd} = (e_{aghmin} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{amd} = (16,73 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 24,56 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{aud} = (e_{aghku} \cdot \gamma_{Eg} + e_{aphk} \cdot \gamma_{Eq})$$

$$e_{aud} = (17,19 \cdot 1,20 + 3,46 \cdot 1,30) = 25,12 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pod} = e_{pghko} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pod} = 84,51 / 1,30 = 65,01 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{pud} = e_{pghku} / \gamma_{Ep}$$

$$e_{pud} = 128,61 / 1,30 = 98,93 \text{ kN/m}^2$$

Wasserdruck : Der Wasserdruck vor und hinter dem Trägerfuß hebt sich in seiner Wirkung auf.

Ermittlung der Erddruckordinate  $e_{ahd}$  für die rechteckig umgelagerte Lastfigur :

( EB 12, Abs. 1 )

$$E_{ahd} = ( h_{min} \cdot ( e_{aod} + e_{amd} ) + ( h - h_{min} ) \cdot ( e_{amd} + e_{aud} ) ) / 2$$
$$E_{ahd} = ( 4,93 \cdot ( 4,49 + 24,56 ) + ( 5,00 - 4,93 ) \cdot ( 24,6 + 25,12 ) ) / 2$$
$$E_{ahd} = 73,38 \text{ kN/m}$$

$$e_{ahd} = E_{ahd} / h$$
$$e_{ahd} = 73,38 / 5,00$$
$$e_{ahd} = 14,68 \text{ kN/m}^2$$

Ermittlung des Bemessungswertes der erforderlichen horizontalen Auflagerkraft im Boden  $C_{hd\text{ erf}}$  : ( 6.5.1 )

Die Auflagerkraft im Boden wird in einer Tiefe von  $0,60 \cdot t_0$  angenommen

( EB 14, Abs. 6 )

gewählte Einbindetiefe :  $t_0 = 1,22 \text{ m}$

$$\Sigma M A_n : 0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot ( h - h_k + 0,60 \cdot t_0 ) - E_{ahd} \cdot ( h / 2 - h_k )$$
$$0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot ( 5,00 - 1,00 + 0,60 \cdot 1,22 ) - 73,38 \cdot ( 5,00 / 2 - 1,00 )$$
$$0 = C_{hd\text{ erf}} \cdot 4,73 - 110,06$$
$$\Leftrightarrow C_{hd\text{ erf}} = 110,06 / 4,73$$
$$C_{hd\text{ erf}} = 23,27 \text{ kN/m}$$

Ermittlung des Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

Ersatzbreite für den Reibungsanteil :  $b_{SR\ k} = 0,60 \cdot \tan ( \varphi'_k ) \cdot t_0$   
 $b_{SR\ k} = 0,60 \cdot \tan ( 25,0^\circ ) \cdot 1,22$   
 $b_{SR\ k} = 0,34 \text{ m}$

Ersatzbreite für den Kohäsionsanteil :  $b_{SK\ k} = 0,90 \cdot ( 1 + \tan \varphi'_k ) \cdot t_0$   
 $b_{SK\ k} = 0,90 \cdot ( 1 + \tan 25,0^\circ ) \cdot 1,22$   
 $b_{SK\ k} = 1,60 \text{ m}$

Erdwiderstandsbeiwert<sup>1)</sup> für Reibung :  $K_{R\ k} = 3,81$   
Erdwiderstandsbeiwert<sup>1)</sup> für Kohäsion:  $K_{K\ k} = 2,29$

Wandreibungswinkel :  $\delta^*_{pk} = -22,50^\circ$

<sup>1)</sup> Beiwerte nach Streck mit :  $\delta^*_{pk} = - ( \varphi'_k - 2,5^\circ )$  für  $\varphi'_k \leq 30^\circ$  :  
 $\delta^*_{pk} = -27,5^\circ$  für  $\varphi'_k \geq 30^\circ$  :

kritische Breite :  $b_{kr} = 0,30 \cdot t_0$   
 $b_{kr} = 0,30 \cdot 1,22$   
 $b_{kr} = 0,36 \text{ m} > b_T = 0,30 \text{ m}$

Ermittlung des charakteristischen Erdwiderstandes vor dem Einzelträger :

Hinweis : Die Kohäsion wird entsprechend EB 14.1 nur zu : 50,0% angesetzt.

für  $b_T \geq b_{kr}$  :

$$E_{phk} = 0,50 \cdot \gamma_k \cdot K_{Rk} \cdot (b_T + b_{SRk}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c'_k \cdot 0,50 \cdot K_{Kk} \cdot (b_T + b_{SKk}) \cdot t_0$$

$$E_{phk} = 0,50 \cdot 9,00 \cdot 3,81 \cdot (0,30 + 0,34) \cdot 1,48 + 2 \cdot 15,00 \cdot 0,50 \cdot 2,29 \cdot (0,30 + 1,60) \cdot 1,22$$

$$E_{phk} = 16,22 + 79,51$$

$$E_{phk} = 95,73 \text{ kN}$$

für  $b_T < b_{kr}$  :

$$E_{krk} = 0,50 \cdot \gamma_k \cdot K_{Rk} \cdot (b_{kr} + b_{SRk}) \cdot t_0^2 + 2 \cdot c'_k \cdot 0,50 \cdot K_{Kk} \cdot (b_{kr} + b_{SKk}) \cdot t_0$$

$$E_{krk} = 0,50 \cdot 9,00 \cdot 3,81 \cdot (0,36 + 0,34) \cdot 1,48 + 2 \cdot 15,00 \cdot 0,50 \cdot 2,29 \cdot (0,36 + 1,60) \cdot 1,22$$

$$E_{krk} = 17,86 + 82,21$$

$$E_{krk} = 100,07 \text{ kN}$$

$$E_{phk}^* = E_{krk} \cdot \sqrt{(b_T / b_{kr})}$$

$$E_{phk}^* = 100,07 \cdot \sqrt{(0,30 / 0,36)}$$

$$E_{phk}^* = 100,07 \cdot 0,907$$

$$E_{phk}^* = 90,76 \text{ kN}$$

$$E_{phk}^* = 90,76 \text{ kN}$$

Charakteristischer Erdwiderstand vor dem Einzelträger :

$$E_{phk}^* = 90,76 \text{ kN}$$

Charakteristischer Erdwiderstand pro lfdm. Wandlänge :

$$\ddot{E}_{phk} = E_{phk}^* / (b_T + b_l)$$

$$\ddot{E}_{phk} = 90,76 / (0,30 + 2,70)$$

$$\ddot{E}_{phk} = 30,25 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Aufnahme von  $C_{hd\text{ erf}}$  im Boden :

0 =	$C_{hd\text{ erf}}$	-	$\ddot{E}_{phd}$
0 =	$C_{hd\text{ erf}}$	-	$\ddot{E}_{phk} / \gamma_{Ep}$
0 =	23,27	-	30,3 / 1,30
0 =	23,27	-	23,27

### 2.1.1.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

#### Einbindetiefe:

Die erforderliche Einbindetiefe beträgt 1,22 m .

Maßgebend für die erforderliche Einbindetiefe ist der Nachweis vor dem Bohlträger.  
Die Erdwiderstandskräfte vor den einzelnen Bohlträgern überschneiden sich nicht.

Auf einen Nachweis der Fußverschiebung wird verzichtet.

(EB 14.7)

#### Schnittkräfte:

Für die erforderliche Einbindetiefe wurden an dem System folgende Schnittkräfte ermittelt :

Bemessungswert der horizontalen Ankerkraft  $A_{hd}$  :

$$A_{hd} = 50,10 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der vertikalen Ankerkraft  $A_{vd}$  :

$$A_{vd} = 13,43 \text{ kN/m}$$

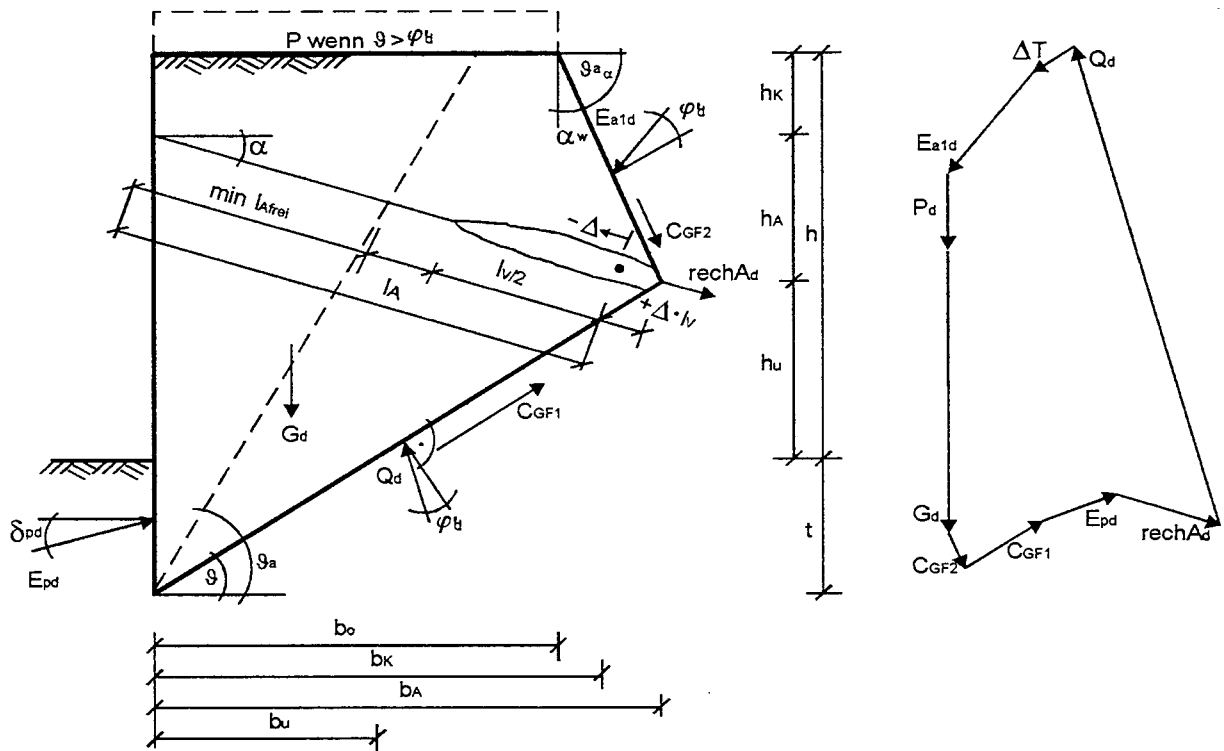
Bemessungswert des Feldmomentes  $M_{Feld d}$  :

$$M_{Feld d} = 35,43 \text{ kNm/m, bei } x_0 = 3,41 \text{ m.}$$

## 2.1.2 Berechnung für den Grenzzustand 1C

Nachweis gegen das Versagen auf der tiefen Gleitfuge. (6.6.6)

Skizze :



Hinweis : Der Nachweis der Standsicherheit wird mittels zusammengesetzter Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach DIN 4084 - 100 Abs. 7.3 und 8.3.3 geführt. Dieser Vierkörper - Bruchmechanismus wird nach Gäßler auf einen Bruchkörper reduziert. (Prof. Dr. Ing. Gäßler, " Standsicherheit einer einfach verankerten Wand ( Nachweis der tiefen Gleitfuge )" , Haus der Technik, 26./ 27. Juni 1995, Essen)

Fußpunkt der tiefen Gleitfuge :  $5,00 + 1,22 = 6,22 \text{ m}$  (t aus GZ 1 B)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1C, Lastfall 2 nach Tabelle 1 und Tabelle 2 für : (2.4.3)

veränderliche Einwirkungen, ungünstig	$\gamma_{Qsup} = 1,20$
den Reibungsbeiwert	$\gamma_{\varphi} = 1,15$
die Kohäsion	$\gamma_c = 1,50$

Bemessungswert der Belastung in Geländeoberkante :

$$p_d = p \cdot \gamma_{Qsup}$$

$$p_d = 10,00 \cdot 1,20$$

$$p_d = 12,00 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswert des Reibungswinkels und der Kohäsion :

$\varphi'_d = \arctan(\tan(\varphi'_k) / \gamma_{\varphi})$	$c_d = c_k / \gamma_c$	$\varphi'_{d \text{ ers}} = \arctan(\tan(\varphi'_{k \text{ ers}}) / \gamma_{\varphi})$
$\varphi'_d = \arctan(\tan(25,0) / 1,15)$	$c_d = 15,0 / 1,50$	$\varphi'_{d \text{ ers}} = 36,12^\circ$
$\varphi'_d = 22,07^\circ$	$c_d = 10,00 \text{ kN/m}^2$	

Erddruckbeiwerte:

(DIN 4085 - 100, Kap.7)

$$\begin{aligned} \text{für } \delta_{pd} &= -\varphi'_d & -22,07^\circ & & k_{pghd} &= 3,313 & & k_{pohd} &= 5,033 \\ \text{für } \delta_{ad} &= \frac{2}{3} \varphi'_{ders} & & & \text{min } k_{ahd} &= 0,213 & & & \\ \text{für } \delta_{ad} &= \varphi'_d \text{ und } \alpha_w = 90^\circ - \vartheta_{a\alpha} & & & k_{aghd\alpha} &= 0,454 & & \vartheta_{a\alpha} &= 56,04^\circ \\ & & & & k_{achd\alpha} &= 0,5233 & & \alpha_{max} &= 33,96^\circ \\ & & & & & & & \text{vorh. } \alpha_w &= 33,96^\circ \end{aligned}$$

Ermittlung der Bemessungswerte der auf den Bruchkörper wirkenden Kräfte :

$$\begin{aligned} \text{Ankerkraft :} & & A_{hd} &= 50,10 \text{ kN/m} & (\text{GZ 1B}) \\ & & A_{vd} &= 13,43 \text{ kN/m} & (\text{GZ 1B}) \end{aligned}$$

Erdwiderstand vor dem Bruchkörper:

$$\begin{aligned} \text{vorhandene Einbindetiefe :} & & t_0 &= 1,22 \text{ m} \\ E_{phd} &= t^2 \cdot \gamma \cdot k_{pghd} / 2 & + & t \cdot c_d \cdot k_{pohd} \\ E_{phd} &= 1,22^2 \cdot 9,00 \cdot 3,31 / 2 & + & 1,22 \cdot 10,0 \cdot 5,03 \\ E_{phd} &= 22,03 & + & 61,18 \\ E_{phd} &= 83,21 \text{ kN/m} \\ E_{pvd} &= E_{phd} \cdot \tan |(\delta^*_{pd})| \\ E_{pvd} &= 83,21 \cdot 0,41 \\ E_{pvd} &= 33,74 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Wasserdruck: Der Wasserdruck vor und hinter dem Wandfuß hebt sich in seiner Wirkung auf.

geometrische Größen für die vorhandene Einbindetiefe und die gewählte Ankerlänge

$$\begin{aligned} b_o &= 2,99 \text{ m} & h_k &= 1,00 \text{ m} & l_A &= 4,63 \text{ m} \\ b_k &= 3,66 \text{ m} & h_A &= 1,20 \text{ m} & l_V &= 5,00 \text{ m} \\ b_A &= 4,47 \text{ m} & h_u &= 2,80 \text{ m} & \vartheta_{ad} &= 51,25^\circ \\ b_u &= 1,35 \text{ m} & t &= 1,22 \text{ m} & \vartheta &= 41,97^\circ \end{aligned}$$

Gewichtskraft des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} G_d &= \gamma \cdot h_k \cdot (b_o + b_k) / 2 + \gamma \cdot h_a \cdot (b_k + b_A) / 2 + \gamma \cdot h_u \cdot (b_A + b_u) / 2 + \gamma \cdot (b_u \cdot t) / 2 \\ G_d &= 19,00 \cdot 1,00 \cdot (2,99 + 3,66) / 2 + \\ &+ 19,00 \cdot 1,20 \cdot (3,66 + 4,47) / 2 + \\ &+ 19,00 \cdot 2,80 \cdot (4,47 + 1,35) / 2 + \\ &+ 9,00 \cdot 1,22 \cdot 1,35 / 2 \\ G_d &= 63,17 & + & 92,461 & + & 155,0 & + & 7,39 \\ G_d &= 317,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verkehrslast auf dem Bruchkörper :

(Ansatz nur für  $\vartheta > \varphi'_d$ )

$$\begin{aligned} P_d &= p_d \cdot b_o \\ P_d &= 12,00 \cdot 2,99 \\ P_d &= 35,86 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

aktiver Erddruck auf die Hinterkante des Bruchkörpers :

Hinweis : Der Mindesterdruk wird berücksichtigt und der Erddruk aus Verkehrslast überlagert.

Kote  $h_{\min\alpha}$  ab der der Mindesterdruk berücksichtigt wird:  $h_{\min\alpha} = 1,15 \text{ m}$

Erddruk  $E_{ah1d}$  auf die Hinterkante des Bruchkörpers:

$$\begin{aligned} E_{ah1d} &= 9,79 + p_d \cdot k_{agh\alpha} \cdot (h_k + h_a) \\ E_{ah1d} &= 9,79 + 12,00 \cdot 0,45 \cdot (1,00 + 1,20) \\ E_{ah1d} &= 21,75 \text{ kN/m} \\ E_{av1d} &= E_{ah1d} \cdot \tan(\varphi'_d + \alpha_w) \\ E_{av1d} &= 21,75 \cdot \tan(22,07 + 33,96) \\ E_{av1d} &= 32,29 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} C_{GF1} &= c_d \cdot l_{GF2} \\ C_{GF1} &= c_d \cdot b_A / \cos \vartheta \\ C_{GF1} &= 10,00 \cdot 4,47 / \cos 41,97^\circ \\ C_{GF1} &= 10,00 \cdot 6,01 \\ C_{GF1} &= 60,09 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF1h} &= C_{GF1} \cdot \cos \vartheta \\ C_{GF1h} &= 60,09 \cdot \cos 41,97^\circ \\ C_{GF1h} &= 44,68 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF1v} &= C_{GF1} \cdot \sin \vartheta \\ C_{GF1v} &= 60,09 \cdot \sin 41,97^\circ \\ C_{GF1v} &= 40,18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kohäsionskraft in der Gleitfuge an der Hinterkante des Bruchkörpers :

$$\begin{aligned} C_{GF2} &= c_d \cdot l_{GF2} \\ C_{GF2} &= c_d \cdot (b_A - b_o) / \cos \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2} &= 10,00 \cdot 1,48 / \cos 56,04^\circ \\ C_{GF2} &= 10,00 \cdot 2,65 \\ C_{GF2} &= 26,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF2h} &= C_{GF2} \cdot \cos \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2h} &= 26,49 \cdot \cos 56,04^\circ \\ C_{GF2h} &= 14,80 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{GF2v} &= C_{GF2} \cdot \sin \vartheta_{a\alpha} \\ C_{GF2v} &= 26,49 \cdot \sin 56,04^\circ \\ C_{GF2v} &= 21,97 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Zusatzkraft :  $\Delta T = 0,00 \text{ kN/m}$

(DIN 4084 8.3.3.2)

Gleichgewichtsbedingungen am Bruchkörper :

Hinweise : Der Nachweis wird durch Variation der Gleitfuge geführt, wobei das Zugglied geschnitten wird. Der Schnitt der untersuchten Gleitfuge mit dem Zugglied liegt bei  $l_A + \Delta \cdot l_v$ .

Die außerhalb des Bruchkörpes im unbewegten Boden eingeleitete Kraft wird, anteilig zur geschnittenen Länge des Verpreßkörpers, mit dem Bemessungswert der Ankerkraft aus GZ 1B angesetzt.

d.h.:  $\text{rech } A_d = f_A \cdot A_d \cdot (0,5 - \Delta)$  , mit  $-0,5 \leq \Delta \leq 0,5$  . (siehe Skizze)

gewählt werden:  $f_A = 0\%$  des Bemessungswertes der Ankerkraft GZ 1B  
 gewählt werden:  $\Delta = 0,00$

$$\begin{aligned} \downarrow \Sigma V &= E_{av1d} + G_d + P_d + A_{vd} \cdot (0,5 - \Delta) \cdot f_A + C_{GF2v} + \Delta T_v - E_{pvd} - C_{GF1v} - Q_{dv} \\ 0 &= 32,29 + 317,98 + 35,9 + 13,43 \cdot 0,50 \cdot 0,0 + 21,97 + 0,0 - 33,74 - 40,18 - Q_{dv} \\ 0 &= 408,10 - 73,93 - Q_{dv} \\ 0 &= 334,18 - Q_{dv} \end{aligned}$$

$\Leftrightarrow Q_{dv} = 334,18 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} \Rightarrow Q_{dh} &= Q_{dv} \cdot \tan(\vartheta - \varphi'_d) \\ Q_{dh} &= 334,18 \cdot \tan(41,97 - 22,07) \\ Q_{dh} &= 120,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \Sigma H &= E_{phd} + C_{GF1h} + C_{GF2h} + A_{hd} \cdot (0,5 - \Delta) \cdot f_A + \Delta T_h - Q_{dh} - E_{ah1d} \\ 0 &= 83,2 + 44,7 + 14,8 + 47,64 \cdot 0,50 \cdot 0,0 + 0,00 - 120,94 - 21,75 \\ 0 &= 142,69 - 142,69 \\ 0 &= 0,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

tabellarische Übersicht über die erforderlichen Ankerlängen :

erforderliche freie Ankerlänge $\min l_{A \text{ frei}} =$	3,57 m
Mindestankerlänge $\min l_A =$	6,07 m
erforderliche Ankerlänge $\text{erf } l_A =$	4,63 m

Die Mindestankerlänge ist maßgebend.



### 2.1.3 Bemessung der Bauteile

Bemessung des Stahlträgers :

Bemessungswert der Einwirkung  $S_{M1d}$  :

$$M_{\text{Feld } d} = 35,43 \text{ kNm/m ( aus GZ 1B )}$$

$$S_{M1d} = M_{\text{Feld } d} \cdot (b_l + b_T)$$

$$S_{M1d} = 35,43 \cdot 3,00$$

$$S_{M1d} = 106,28 \text{ kNm}$$

$$S_{M1d} = 10628 \text{ kNcm}$$

Die Vertikalkraft infolge Ankemeigung und Erddruck wird vernachlässigt.

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes :

$$R_{M1d} = W \cdot \beta_S / \gamma_M$$

$$\text{Streckgrenze ST 37 : } \beta_S = 240 \text{ N/mm}^2 = 24 \text{ kN/cm}^2$$

(DIN 18 800 (11/90) T1, Tab.1)

$$\text{Materialwiderstand : } \gamma_M = 1,1$$

(DIN 18 800 (11/90) T1, Kap.7.3)

Nachweis gegen Bauteilversagen :

$$S_{M1d} \leq R_{M1d}$$

$$S_{M1d} \leq W \cdot \beta_S / \gamma_M$$

$$\Leftrightarrow W_{\text{erf}} \geq S_{M1d} \cdot \gamma_M / \beta_S$$

$$W_{\text{erf}} \geq 10628 \cdot 1,10 / 24$$

$$W_{\text{erf}} \geq 487 \text{ cm}^3$$

Bemessung des Ankerquerschnitts :

Bemessungswert der Einwirkung  $S_{A1d}$  :

$$A_{hd} = 50,10 \text{ kN/m ( aus GZ 1B )}$$

$$S_{A1d} = A_{hd} \cdot (b_l + b_T) / \cos \alpha$$

$$S_{A1d} = 50,10 \cdot 3,00 / \cos 15,00^\circ$$

$$S_{A1d} = 150,31 / 0,97$$

$$S_{A1d} = 155,6 \text{ kN}$$

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes :

( DIN 1054-100 Abs. 5.5.3 )

$$R_{A1d} = F_{sk} / 1,25$$

$$R_{A1d} = A_S \cdot \beta_S / 1,25$$

Stahlgüte  $\beta_S / \beta_Z = 1570 / 1770$  (in N/mm<sup>2</sup>)

(entspricht 157 / 177 in kN/cm<sup>2</sup>)

Nachweis gegen Bauteilversagen :

$$S_{A1d} \leq R_{A1d}$$

$$S_{A1d} \leq A_S \cdot \beta_S / 1,25$$

$$\Leftrightarrow A_{S \text{ erf}} \geq S_{A1d} \cdot 1,25 / \beta_S$$

$$A_{S \text{ erf}} \geq 155,61 \cdot 1,25 / 157$$

$$A_{S \text{ erf}} \geq 1,24 \text{ cm}^2$$

# Formelzeichen und Indizes

## 1. Formelzeichen

Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
1	A	Ankerkraft	kN/m bzw. kN
2	mögl. A	aufnehmbare Ankerkraft	kN/m
3	vorh. A	angesetzte Ankerkraft	kN/m
4	$A_s$	Stahlquerschnitt	cm <sup>2</sup>
5	$a_A$	Ankerabstand	m
6	$b_A$	maximale Breite des Bruchkörpers bei Versagen des Ankers	m
7	$b_D$	Breite (Sehnenlänge) der Betondruckzone (Kreisabschnitt) im Schwerpunkt	cm
8	$b_k$	Breite des Bruchkörpers auf Höhe des Ankerkopfs	m
9	$b_o$	Breite des Bruchkörpers an der Geländeoberfläche	m
10	$b_u$	Breite des Bruchkörpers auf Höhe der Baugrubensohle	m
11	$\sigma$	Spannung	kN/m <sup>2</sup>
12	$b_{sk}$	Ersatzbreite zur Ermittlung des Kohäsionsanteils des Erdwiderstandes vor Bohlträgern	m
13	$C_{h\text{ erf}}$	erforderliche horizontale Fußauflagerkraft	kN/m
14	$C_{GF[1/2]}$	Kohäsionskraft in den Gleitfugen	kN/m
15	c bzw. c'	Kohäsion	kN/m <sup>2</sup>
16	E	Erddruck- bzw. Erdwiderstandsresultierende	kN/m
17	$E_a'$	Resultierende des aktiven Erddrucks auf der gesamten Wandlänge	kN/m
18	$E_{rh}$	Hilfskraft	kN/m
19	$E_{a1}$	Resultierende des aktiven Erddrucks auf die Rückseite des Bruchkörpers	kN/m
20	e	Erddruck- bzw. Erdwiderstandsordinate	kN/m <sup>2</sup>
21	$F_{sk}$	charakteristischer Wert für den Bauteilwiderstand eines Stahlzugglieds	kN
22	$F_v$	Vertikale Fußauflagerkraft	kN/m
23	$f_A$	geometrischer Hilfsfaktor	-
24	$f_A$	Faktor für Berücksichtigung der Ankerkraft im GZ 1C	%
25	G	Gewichtskraft	kN/m

Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
26	GZ	Grenzzustand	-
27	g	Eigengewicht des Bodens	kN/m <sup>3</sup>
28	H	Horizontalkraft	kN/m
29	h	Wandhöhe, Teilabschnittshöhe bei der tabellarischen Erddruckermittlung	m
30	h <sub>A</sub>	Höhenanteil des Bruchkörpers infolge Ankerneigung	m
31	h <sub>GW</sub>	Wasserkote Teilabschnittshöhe bei der Wasserdruckermittlung erdseitig	m m
32	h <sub>k</sub>	Kote der Abstützung	m
33	h <sub>min</sub>	Kote des Übergangs vom Mindesterdruk in den Erddruk mit Berücksichtigung von c	m
34	h <sub>minα</sub>	freie Standhöhe der Fuge an der Rückseite des Bruchkörpers	m
35	h <sub>W</sub>	Wasserkote Teilabschnittshöhe bei der Wasserdruckermittlung luftseitig	m m
36	h <sub>u</sub>	Bruchkörperhöhe zwischen Baugrubensohle und oberem Gleitflächenende	m
37	k	Erddruckbeiwert	-
38	K <sub>k</sub>	Erdwiderstandsbeiwert für Kohäsion nach Streck	-
39	K <sub>R</sub>	Erdwiderstandsbeiwert für Reibung nach Streck	-
40	min k <sub>a</sub>	Mindesterddruckbeiwert	-
41	l <sub>A</sub>	Ankerlänge	m
42	l <sub>A frei</sub>	freie Ankerlänge	m
43	l <sub>GF[1/2]</sub>	Länge der Gleitfugen	m
44	l <sub>v</sub>	Verpreßstrecke	m
45	M	Moment	kNm/m
46	M <sub>Feld</sub>	Feldmoment	kNm/m
47	P <sub>d</sub>	Bemessungswert der Verkehrslastresultierenden	kN/m
48	p <sub>[d]</sub>	Verkehrslast [Bemessungswert]	kN/m <sup>2</sup>
49	Q	Reibungskraft auf der Gleitfläche des Bruchkörpers	kN/m
50	R <sub>1d</sub>	Bemessungswert für den Ankerwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit	kN
51	S	Einwirkung	-

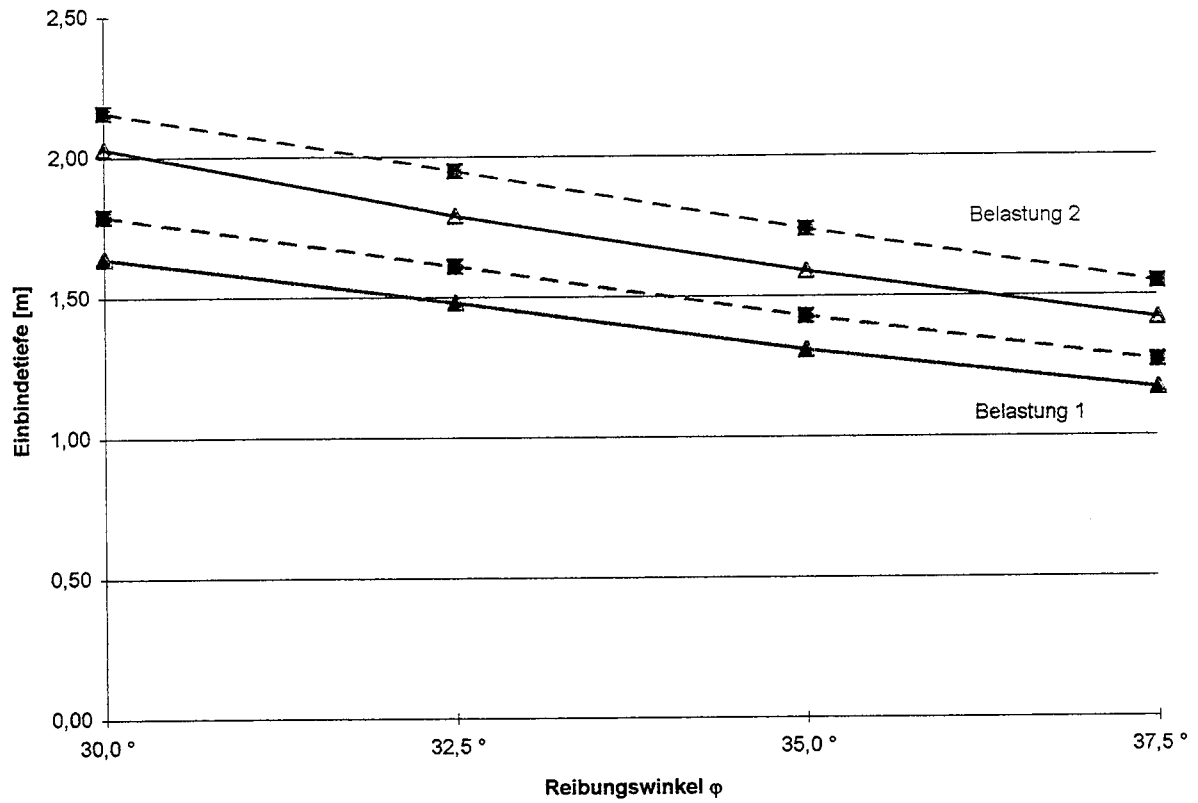
Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
52	$t$	Einbindetiefe der Wand	m
53	$t_0$	Wandfußabschnitt unterhalb des Belastungsnullpunkts	m
54	$t_{\min}$	Tiefe (ab BGS) des Übergangs von Mindesterddruck in Erddruck mit Berücksichtigung von $c$	m
55	$u$	Kote des Belastungsnullpunkts, gemessen ab Baugrubensohle	m
56	$V$	Vertikalkraft	kN/m
57	$W$	Resultierende des horizontalen Wasserdrucks Widerstandsmoment	kN/m
58	$w_u$	Wasserdruckordinate in Höhe Baugrubensohle	kN/m <sup>2</sup>
59	$x_0$	Kote des Querkraftnullpunkts	m
60	$\alpha$	Ankerneigung, Wandneigung	°
61	$\alpha_{\max}$	maximale Ersatzwandneigung	°
62	$\alpha_w$	Neigung der Bruchkörperrückseite gegen die Vertikale (Ersatzwandneigung)	°
63	$\beta$	Neigung der Geländeoberfläche hinter der Baugrubenwand	°
64	$\beta_s$	Streckgrenze des Stahls	N/mm <sup>2</sup>
65	$\beta_z$	Zugfestigkeit des Stahls	N/mm <sup>2</sup>
66	$\gamma$	Wichte des feuchten Bodens	kN/m <sup>3</sup>
67	$\gamma'$	Wichte des Bodens unter Auftrieb	kN/m <sup>3</sup>
68	$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Kohäsion	-
69	$\gamma_{Eg}$	Teilsicherheitsbeiwert für den ständigen Erddruck	-
70	$\gamma_{Eq}$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderlichen, ungünstigen Erddruck	-
71	$\gamma_{Ep}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand	-
72	$\gamma_F$	Teilsicherheitsbeiwert für den Flüssigkeitsdruck	-
73	$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand	-
74	$\gamma_{Qsup}$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche, ungünstige Einwirkungen	-
75	$\gamma_\phi$	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel	-
76	$\gamma_w$	Wasserwichte	kN/m <sup>3</sup>
77	$\Delta$	Faktor Ankerkraft bei Schnittführung durch den Verpreßkörper	-
78	$\Delta T$	Zusatzkraft	kN/m
79	$\delta$	Wandreibungswinkel	°

Zeile	Zeichen	Benennung	Einheit
80	$\eta$	Sicherheitsbeiwert für den Geländebruchnachweis	-
81	$\eta_{EC}$	Sicherheitsfaktor zur Abminderung der auf Kohäsion beruhenden aufnehmbaren unteren Auflagerkraft einer Trägerbohlwand	-
82	$\eta_{ET}$	Sicherheitsfaktor zur Abminderung der aufnehmbaren unteren Auflagerkraft einer Trägerbohlwand	-
83	$\eta_{Ep}$	Abminderungsbeiwert ("Sicherheitsbeiwert") für den Erdwiderstand	-
84	$\eta_s$	Sicherheit gegen Materialversagen des Stahls	-
85	$\vartheta$	Gleitflächenneigung zur Horizontalen Winkel zwischen Betondruckstreben und Bauteilachse	° °
86	$\vartheta_a$	aktiver Gleitflächenwinkel zur Horizontalen	°
87	$\varphi'$	innerer Reibungswinkel des entwässerten Bodens	°
88	$\varphi_{ers}$	Ersatzreibungswinkel zur Ermittlung des Mindesterdruks	°

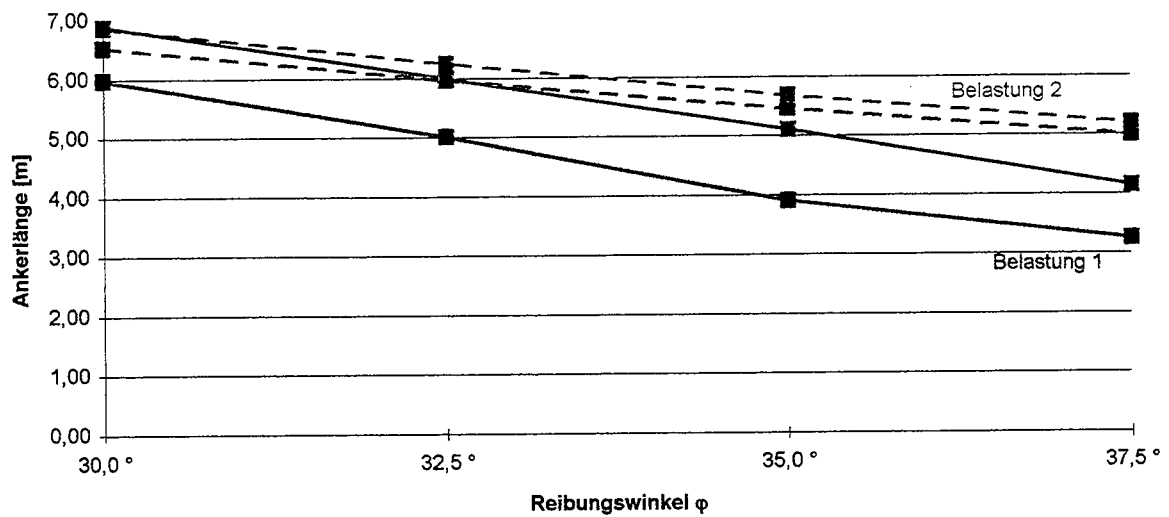
## 2. Indizes

	Index	Benennung
89	a	aktiver Erddruck
90	bem	Bemessungswert einer Größe
91	c	Kohäsion
92	d	Bemessungswert
93	erf	erforderlich
94	f	Erddruckordinate am Wandfuß
95	g	Eigengewicht des Bodenkörpers
96	GF	Gleitfuge
97	h	horizontal
98	i	Platzhalter für die Indizes g, c und p der Erddruckkomponenten
99	k	charakteristischer Wert Erddruckordinate in Ankerkopfhöhe
100	kr	kritisch
101	m	Erddruckordinate (sämtliche Anteile) bei Kote $h_{\min}$
102	max	maximal
103	min	Mindest - ... Erddruckordinate (nur Anteil aus Eigengewicht) bei Kote $h_{\min}$
104	o	oben
105	p	Erdwiderstand Erddruckanteil aus Verkehrslast
106	rech	rechnerisch (bei Ansatz von Teilkräften)
107	u	unten, d.h. Druckordinate in Höhe der Baugrubensohle
108	v	vertikal
109	zul	Zulässiger Wert einer Größe

Einbindetiefe

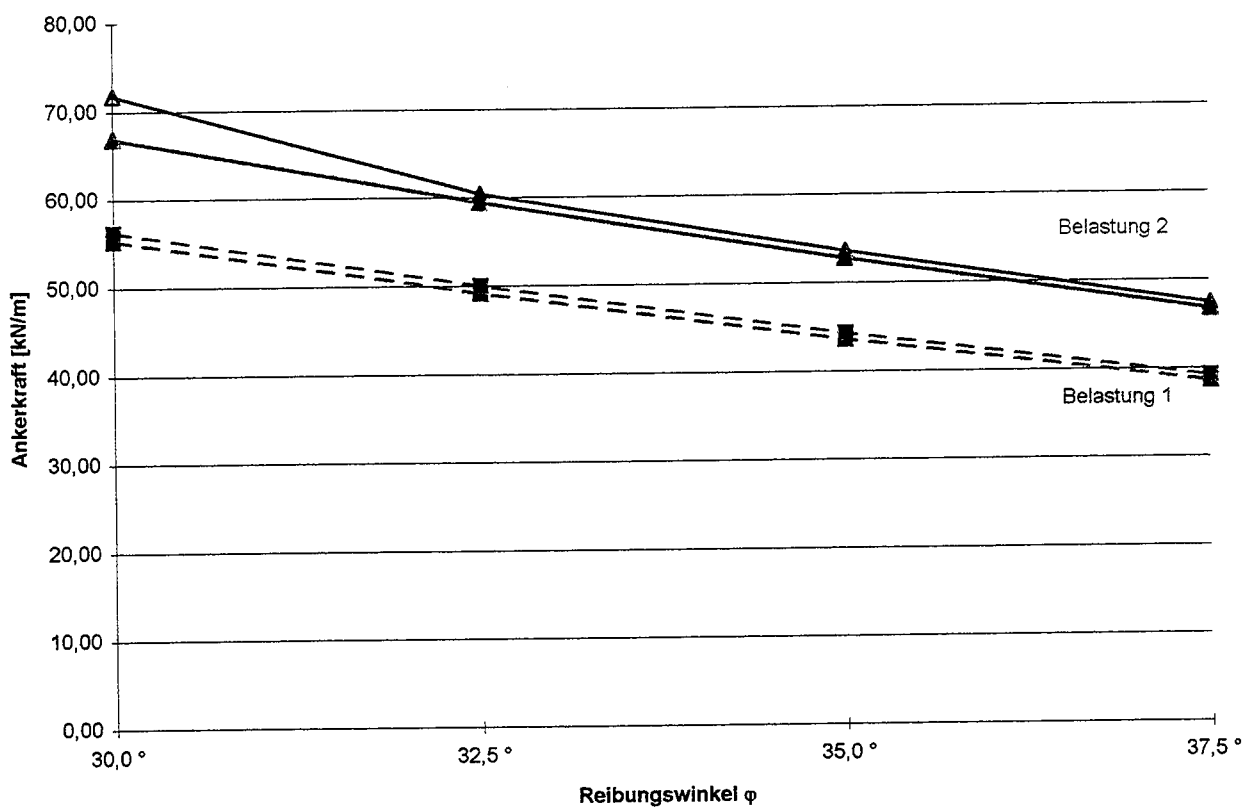


Ankerlänge

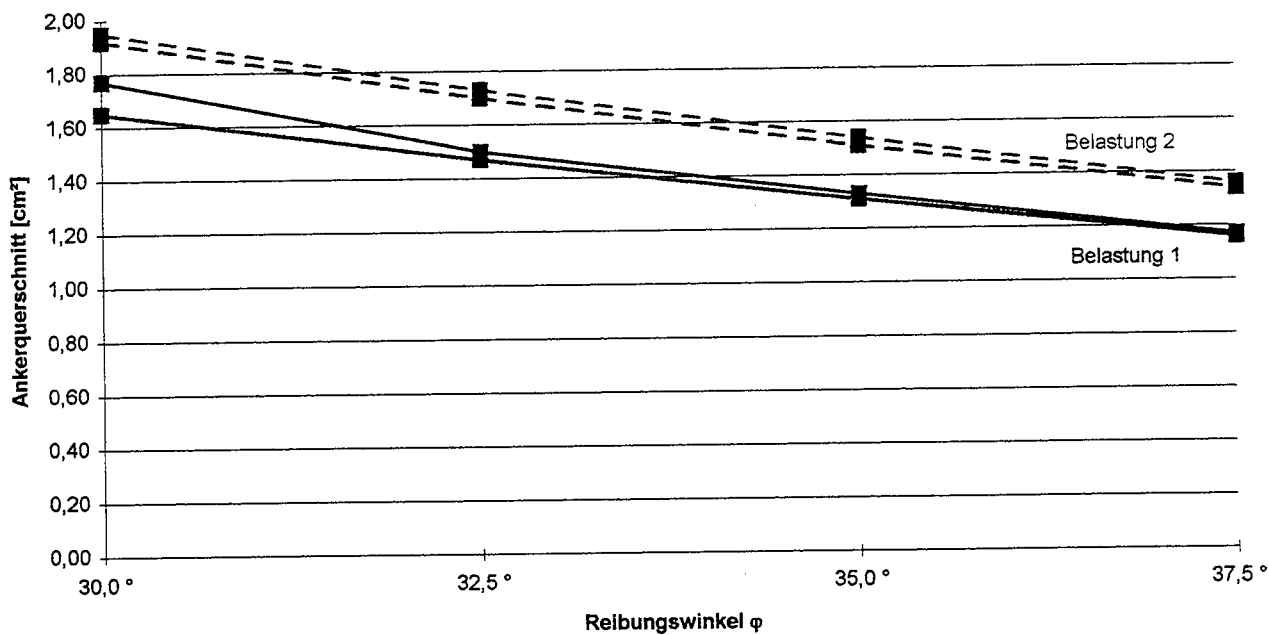


Legende :   
 - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept   
 - - - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

Ankerkraft



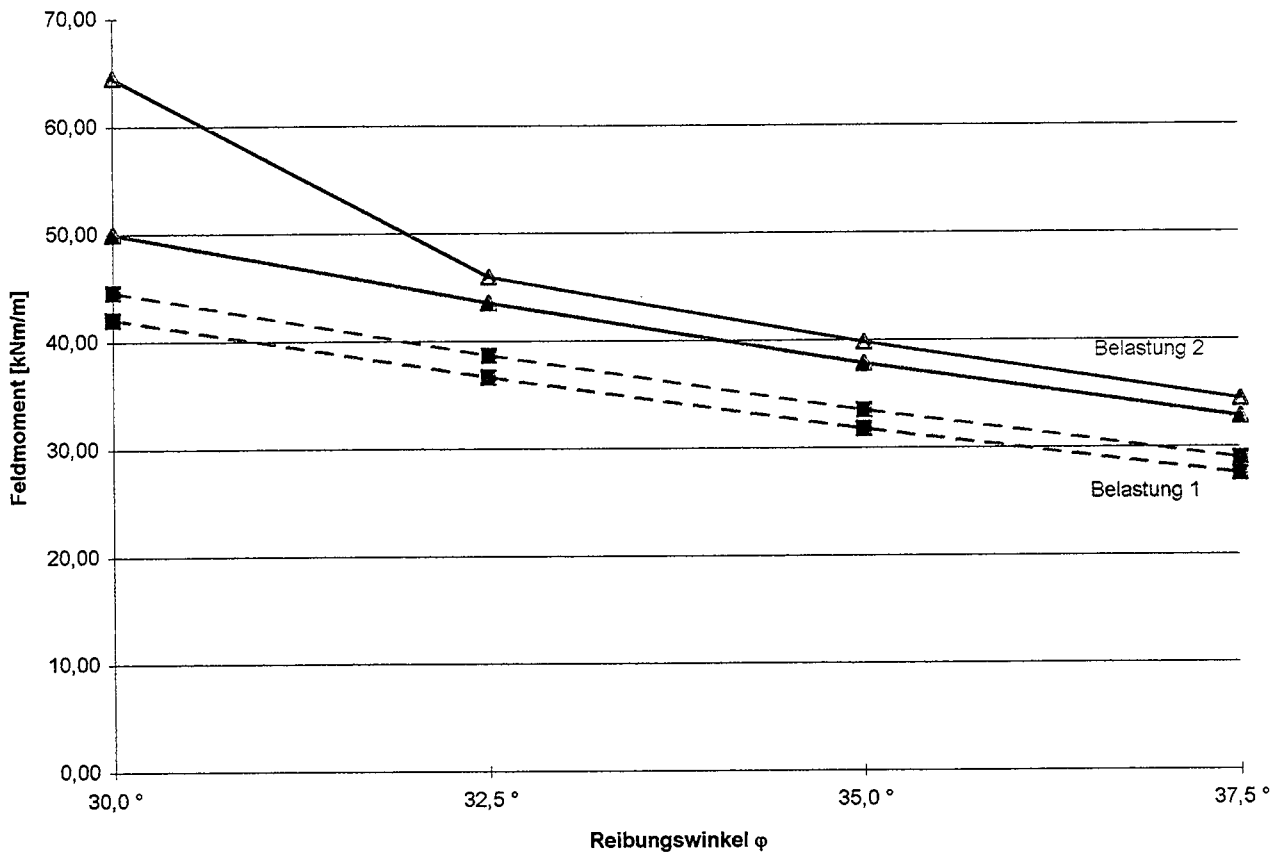
Ankerquerschnitt



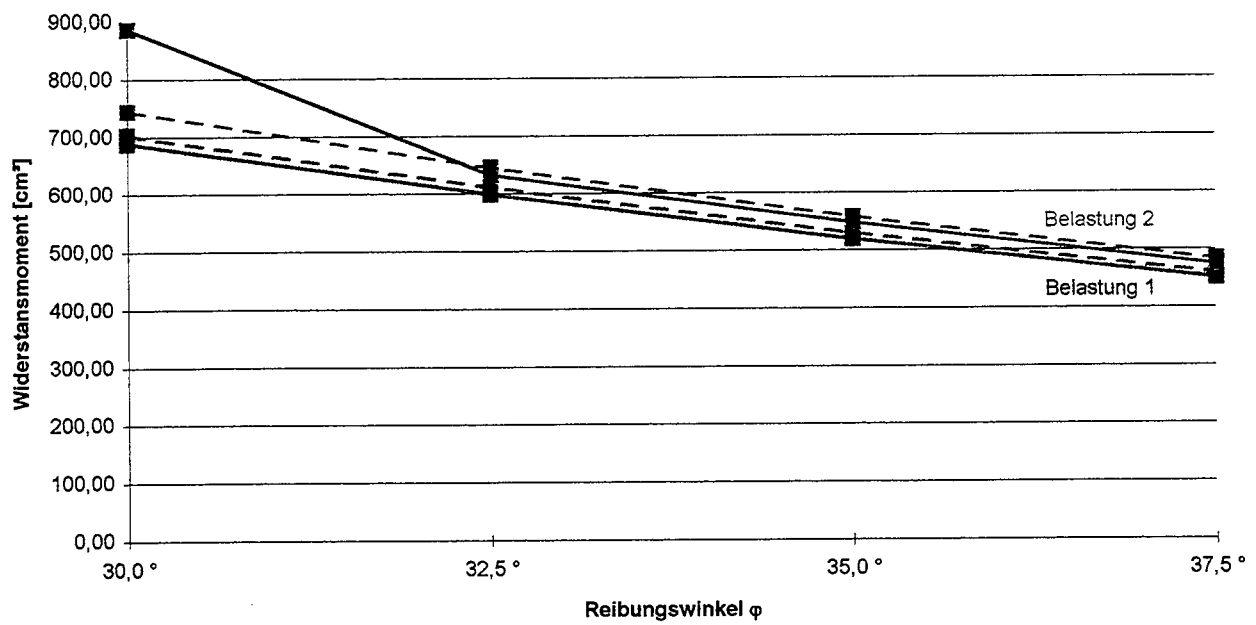
Legende :   
 ----- Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept   
 ————— Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept



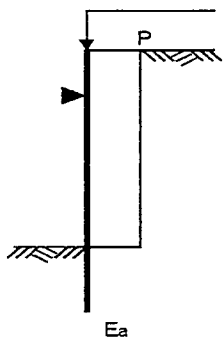
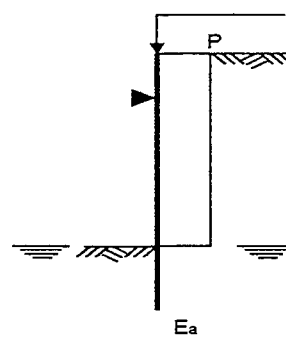
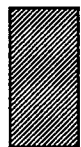



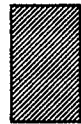

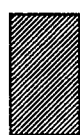

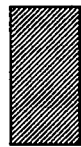







max. Feldmoment

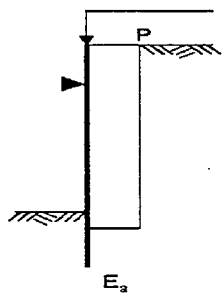
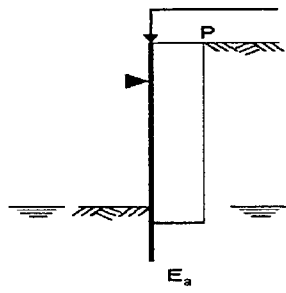
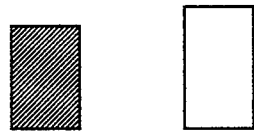
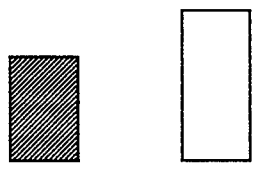
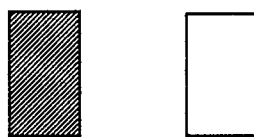
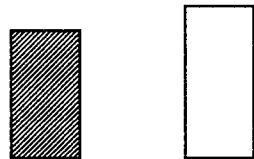


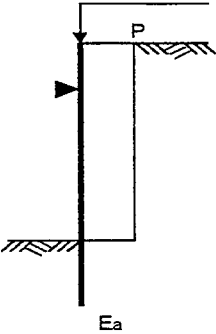
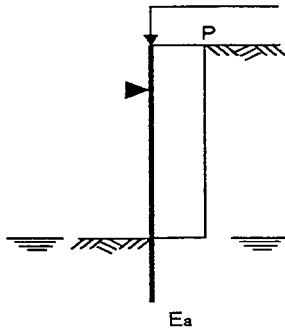
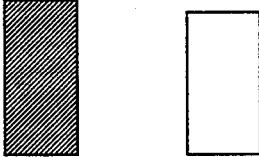
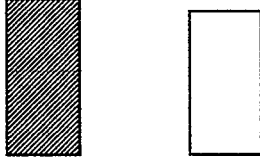

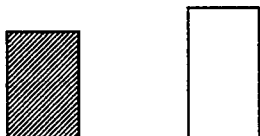
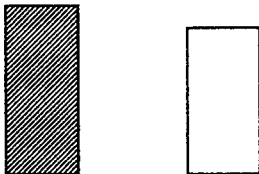
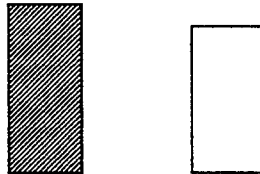
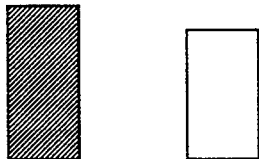
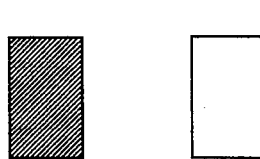
erf. Widerstandsmoment

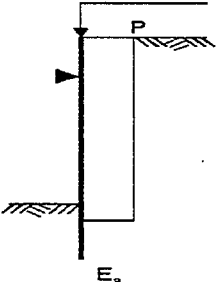
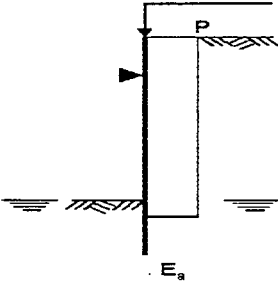
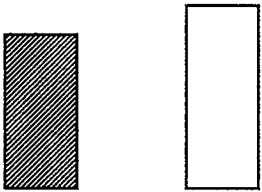
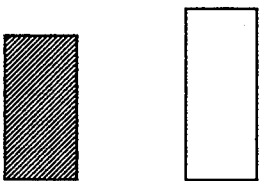
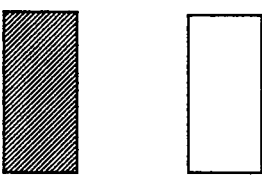
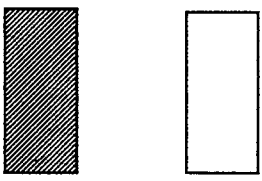


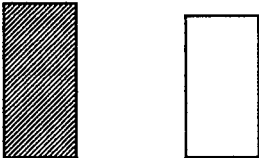
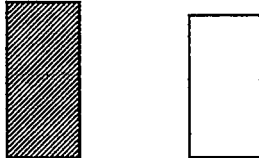
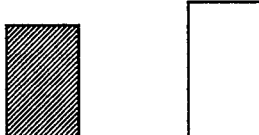
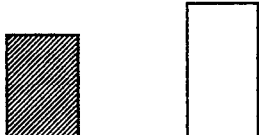
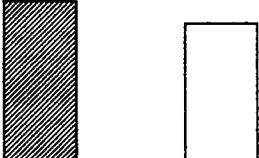
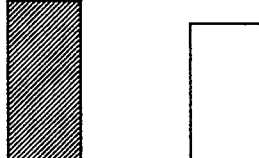


Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
 - - - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

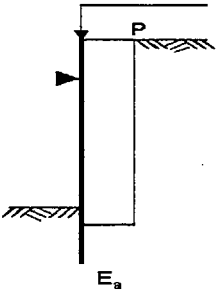
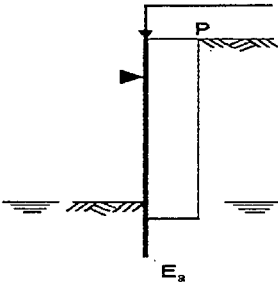
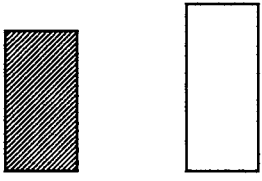
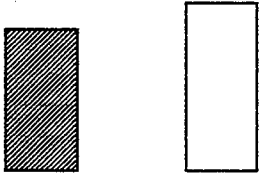
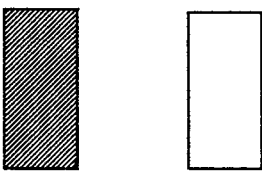
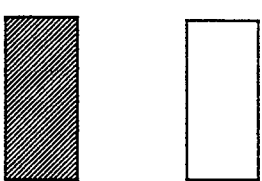
Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 :					
$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$					
$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$					
$\varphi'_k = 30,00^\circ$					
$c = 0,00 \text{ kN/m}^2$					
$\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$					
$\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
					
		Ea		Ea	
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	1,79	1,64	2,16	2,03 *
$A_h$	[kN/m]	55,34	66,89	56,33	71,78
erf $A_{S \text{ Anker}}$	[kN/m]	1,92	1,65	1,95	1,77
erf $l_{A^*}$	[m]	-	3,48	-	4,39
erf $l_A$	[m]	6,53	5,98	6,86	6,89
min $l_A$	[m]	5,92	6,05	6,15	6,30
t					
* Nachweis vor der durchgehenden Wand maßgebend		100 %	92 %	100 %	94 %
$A_h$					
		100 %	121 %	100 %	127 %
erf $A_{S \text{ Anker}}$					
		100 %	86 %	100 %	91 %
$l_A$					
		100 %	92 %	100 %	100 %

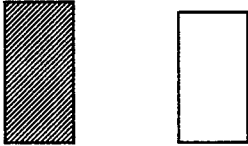
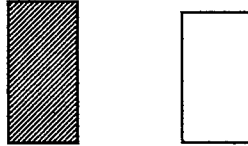

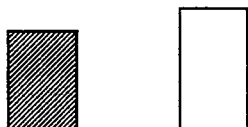
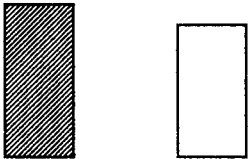
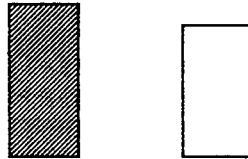
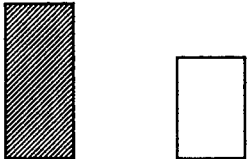
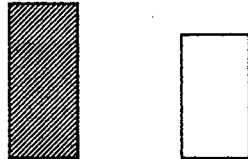
Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 30,00^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$ $\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max M	[kNm/m]	42,10	50,00	44,62	64,53
$W_{\text{erf}}$	[cm <sup>3</sup> ]	702	688	744	887
max M					
		100 %	119 %	100 %	145 %
$W_{\text{erf}}$					
		100 %	98 %	100 %	119 %

Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 :					
$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$					
$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$					
$\varphi'_k = 32,50^\circ$					
$c = 0,00 \text{ kN/m}^2$					
$\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$					
$\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
					
		Ea		Ea	
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	1,61	1,48	1,95	1,79
$A_h$	[kN/m]	49,20	59,49	50,04	60,47
erf $A_{S \text{ Anker}}$	[kN/m]	1,70	1,47	1,73	1,50
erf $l_{A^*}$	[m]	-	2,51	-	3,50
erf $l_A$	[m]	5,97	5,01	6,25	6,00
min $l_A$	[m]	5,66	5,80	5,86	5,99
t					
		100 %	92 %	100 %	92 %
$A_h$					
		100 %	121 %	100 %	121 %
erf $A_{S \text{ Anker}}$					
		100 %	86 %	100 %	87 %
$l_A$					
		100 %	84 %	100 %	96 %

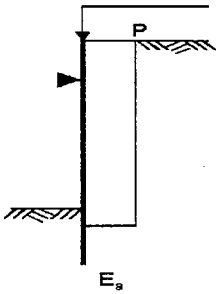
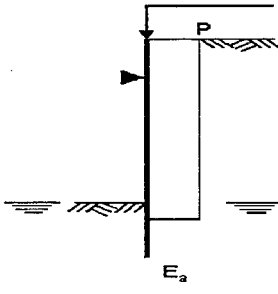

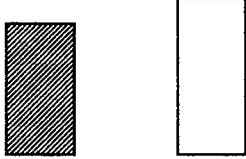
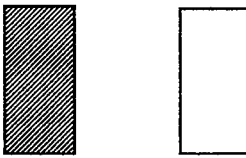
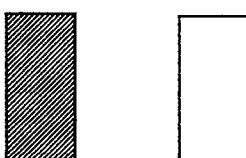
Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 32,50^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$ $\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max M	[kNm/m]	36,65	43,57	38,73	46,01
$W_{\text{erf}}$	[cm <sup>3</sup> ]	611	599	646	633
max M					
		100 %	119 %	100 %	119 %
$W_{\text{erf}}$					
		100 %	98 %	100 %	98 %

Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 :					
$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$					
$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$					
$\varphi'_k = 35,00^\circ$					
$c = 0,00 \text{ kN/m}^2$					
$\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$					
$\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	1,43	1,31	1,74	1,59
$A_h$	[kN/m]	43,64	52,79	44,35	53,61
erf $A_{S \text{ Anker}}$	[kN/m]	1,51	1,31	1,54	1,33
erf $l_A$	[m]	-	1,41	-	2,61
erf $l_A$	[m]	5,46	3,91	5,69	5,11
min $l_A$	[m]	5,42	5,57	5,58	5,73
t					
	100 %	92 %	100 %	91 %	
$A_h$					
	100 %	121 %	100 %	121 %	
erf $A_{S \text{ Anker}}$					
	100 %	87 %	100 %	86 %	
$l_A$					
	100 %	72 %	100 %	90 %	

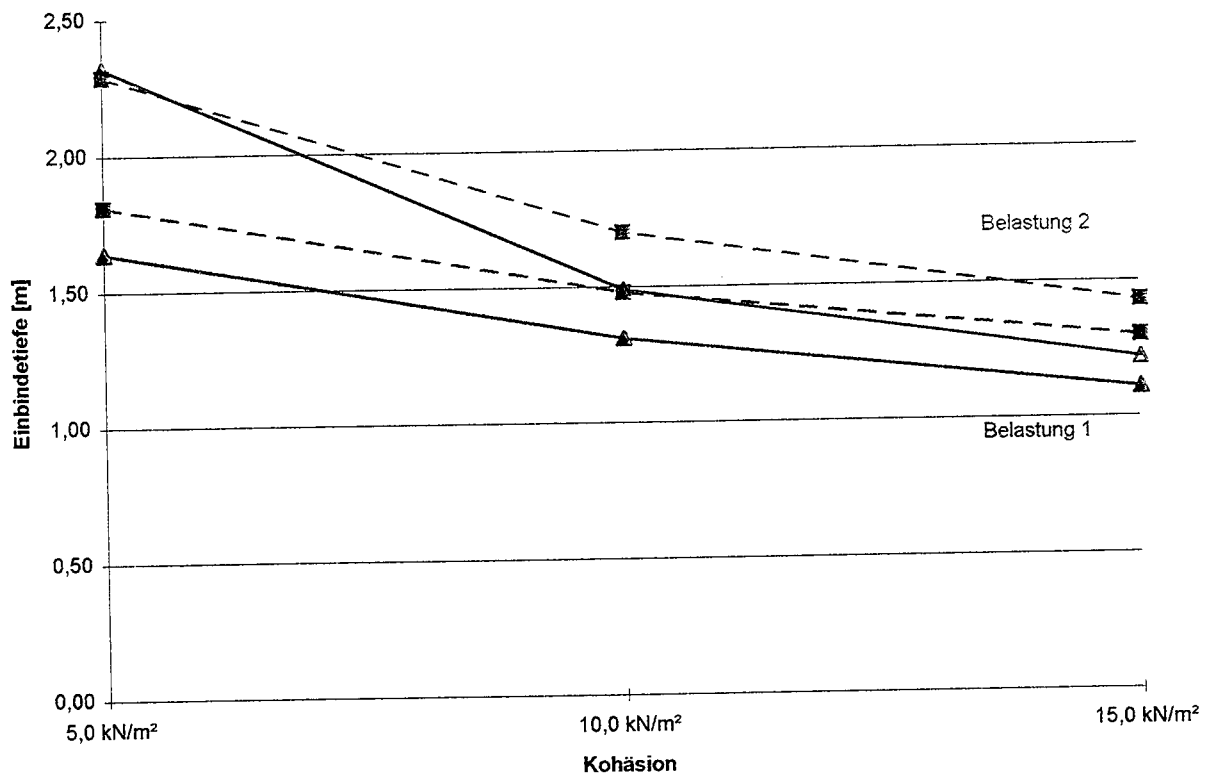
Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\phi'_k = 35,00^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = \pm 2/3 \phi'_k$ $\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max M	[kNm/m]	31,79	37,84	33,55	39,87
$W_{\text{erf}}$	[cm <sup>3</sup> ]	530	520	559	548
max M					
		100 %	119 %	100 %	119 %
$W_{\text{erf}}$					
		100 %	98 %	100 %	98 %

Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 :					
$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$					
$\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$					
$\varphi'_k = 37,50^\circ$					
$c = 0,00 \text{ kN/m}^2$					
$\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$					
$\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	1,27	1,17	1,55	1,42
$A_h$	[kN/m]	38,63	46,75	39,22	47,43
erf $A_{S \text{ Anker}}$	[kN/m]	1,34	1,16	1,36	1,17
erf $l_{A^-}$	[m]	-	—	-	1,65
erf $l_A$	[m]	5,00	3,26 T=14kN/m	5,20	4,15
min $l_A$	[m]	5,19	5,35	5,33	5,48
t					
		100 %	92 %	100 %	92 %
$A_h$					
		100 %	121 %	100 %	121 %
erf $A_{S \text{ Anker}}$					
		100 %	87 %	100 %	86 %
$l_A$					
		100 %	65 %	100 %	80 %

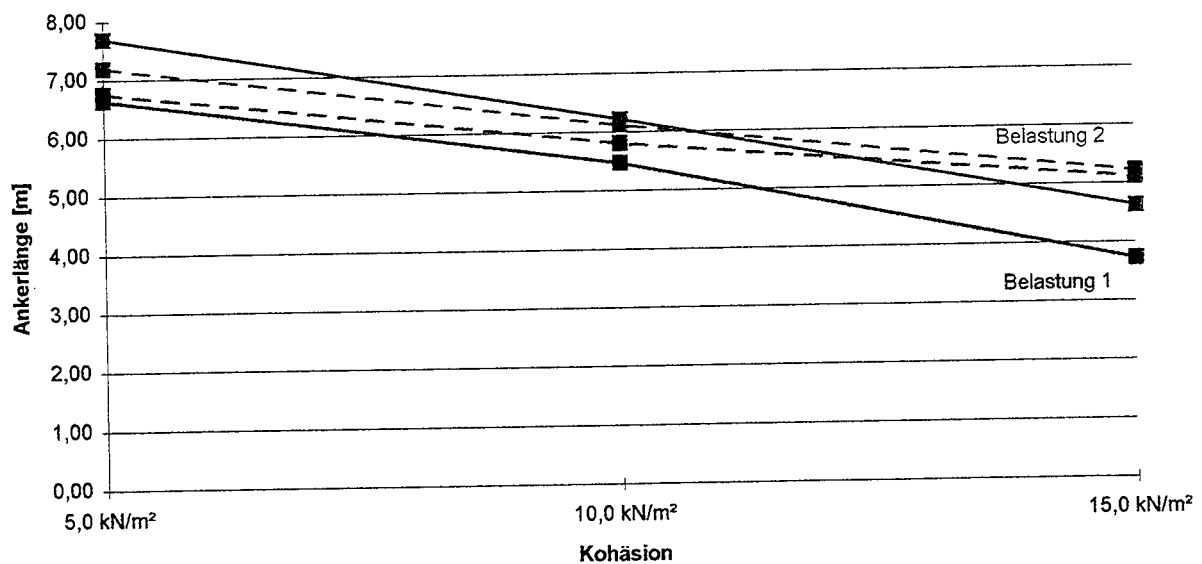


Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
<b>Boden 1 :</b> $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 37,50^\circ$ $c = 0,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$ $\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max M	[kNm/m]	27,54	32,82	28,99	34,48
$W_{\text{erf}}$	[cm <sup>3</sup> ]	459	451	483	474
max M					
		100 %	119 %	100 %	119 %
$W_{\text{erf}}$					
		100 %	98 %	100 %	98 %

Einbindetiefe

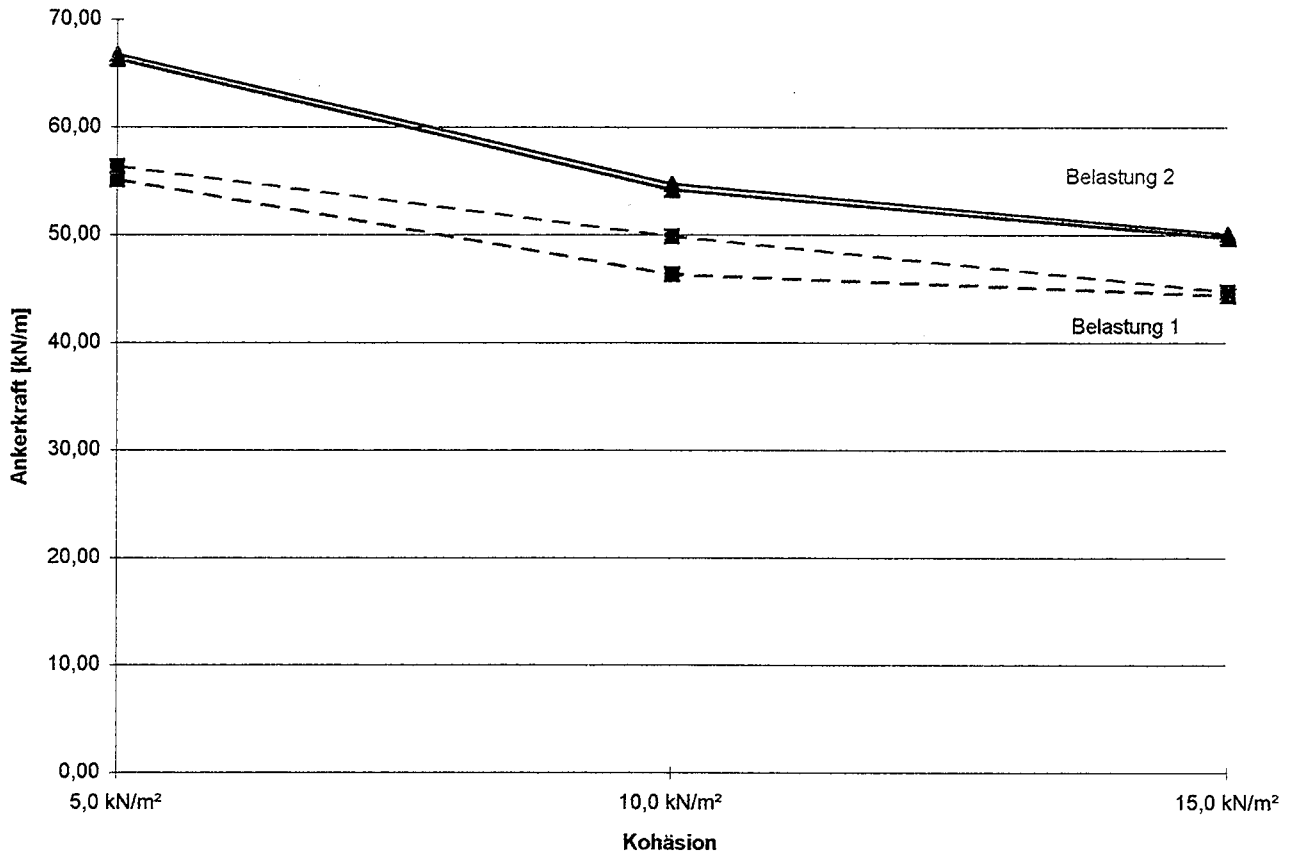


Ankerlänge

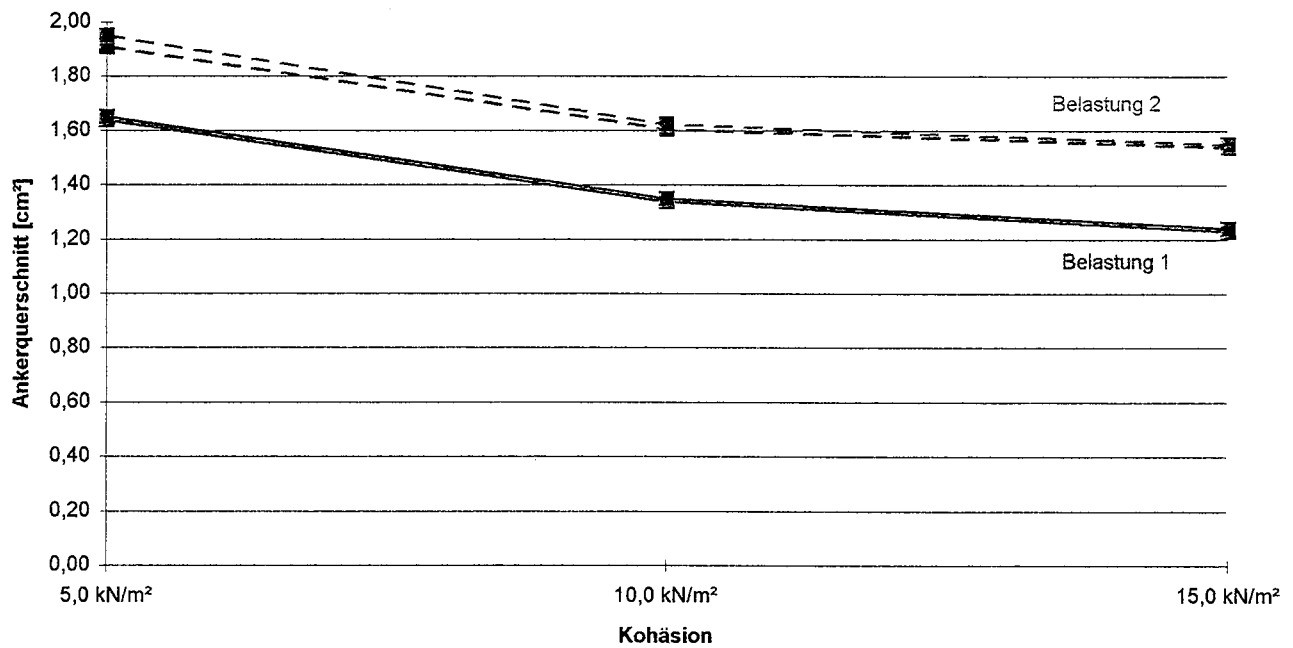


Legende :      ----- Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                      - - - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

Ankerkraft

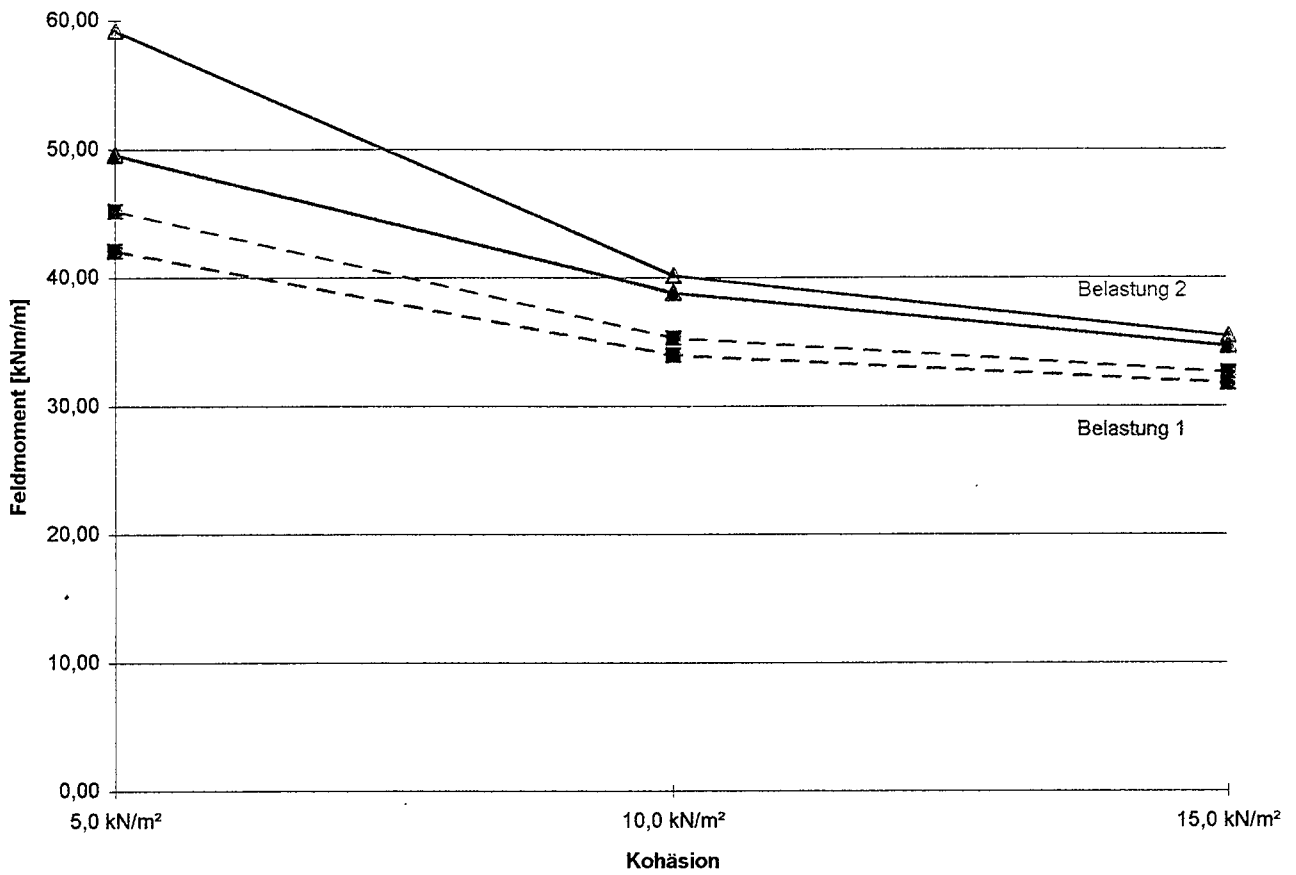


Ankerquerschnitt

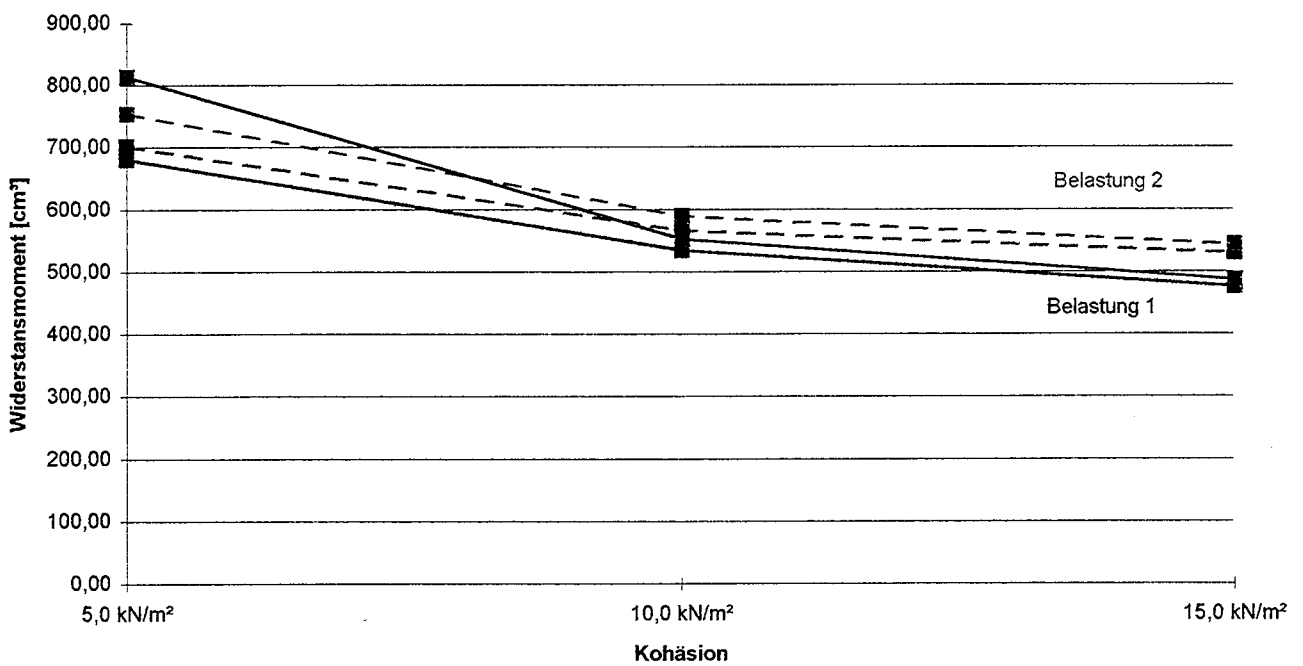


Legende :   
 ----- Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept   
 \_\_\_\_\_ Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

max. Feldmoment

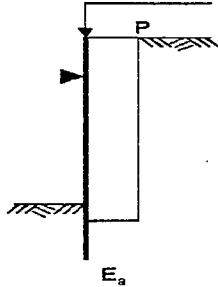
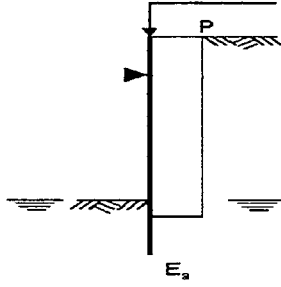
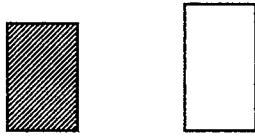
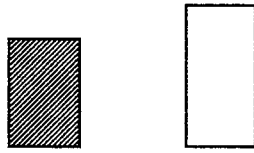
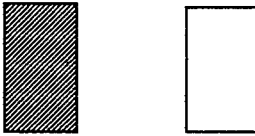
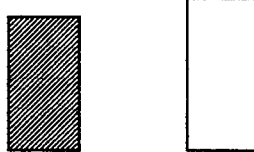


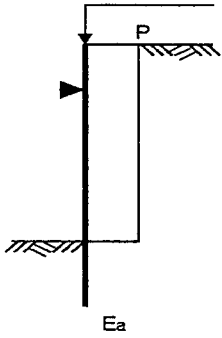
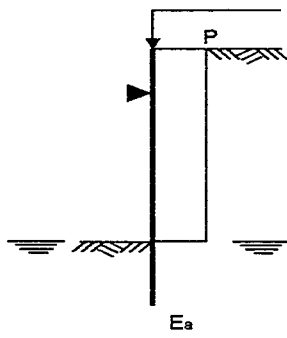
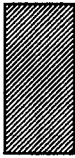



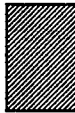
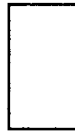
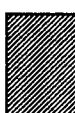
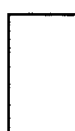
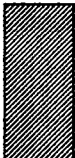


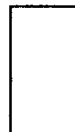

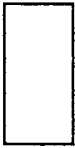


erf. Widerstandsmoment

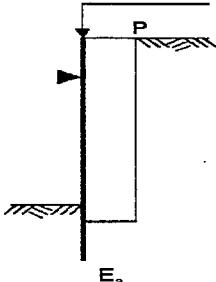
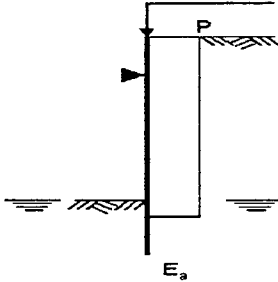
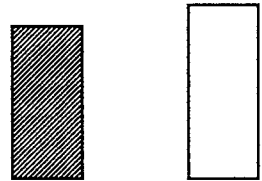
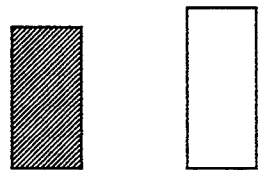
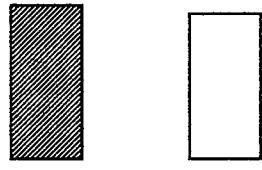
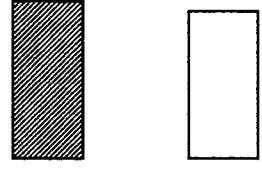


Legende :      - - - - - Ergebnisse nach dem Globalsicherheitskonzept  
                  - - - - - Ergebnisse nach dem Partialsicherheitskonzept

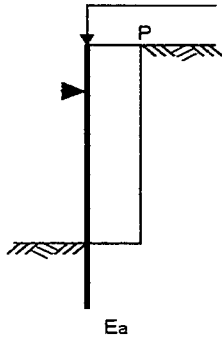
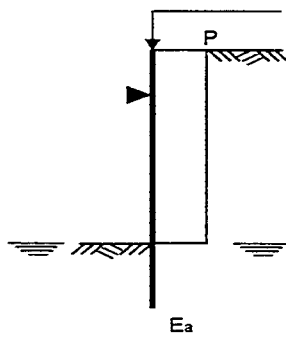
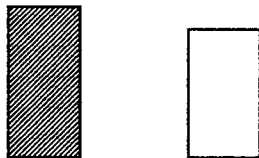
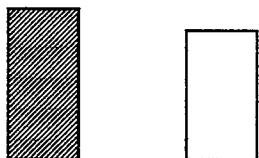

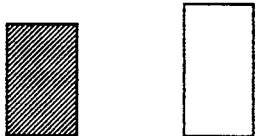
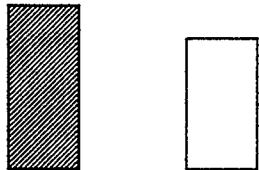
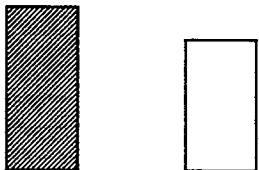


Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 :					
$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$					
$\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$					
$\varphi'_k = 25,00^\circ$					
$c = 5,00 \text{ kN/m}^2$					
$\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$					
$\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	1,81	1,64	2,29	2,32 *
$A_h$	[kN/m]	55,15	66,29	56,38	66,76
erf $A_{S \text{ Anker}}$	[kN/m]	1,91	1,64	1,95	1,65
erf $l_A$	[m]	-	4,14	-	5,20
erf $l_A$	[m]	6,76	6,64	7,20	7,70
min $l_A$	[m]	6,27	6,36	6,58	6,86
t					
		100 %	91 %	100 %	101 %
$A_h$					
		100 %	120 %	100 %	118 %
erf $A_{S \text{ Anker}}$					
		100 %	86 %	100 %	85 %
$l_A$					
		100 %	98 %	100 %	107 %

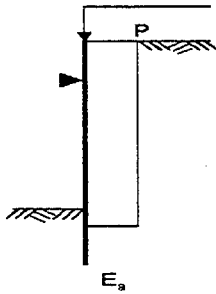
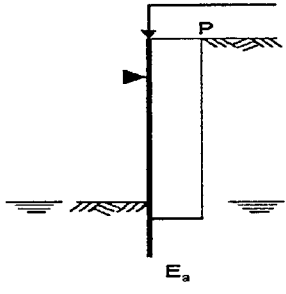
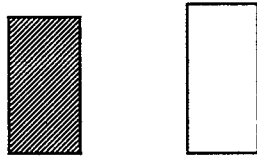
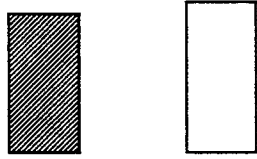
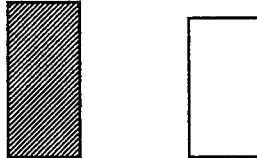
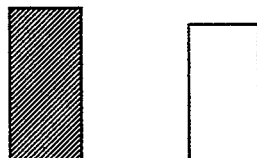
Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$ $\phi'_k = 25,00^\circ$ $c = 5,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = \pm 2/3 \phi'_k$ $\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max M	[kNm/m]	42,08	49,56	45,23	59,19
$W_{\text{erf}}$	[cm <sup>3</sup> ]	701	681	754	814
max M					
		100 %	118 %	100 %	131 %
$W_{\text{erf}}$					
		100 %	97 %	100 %	108 %

Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 :					
$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$					
$\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$					
$\varphi'_k = 25,00^\circ$					
$c = 10,00 \text{ kN/m}^2$					
$\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$					
$\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
		Belastung 1		Belastung 2	
Parameter		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	1,48	1,31	1,70	1,49
$A_h$	[kN/m]	46,36	54,21	46,90	54,76
erf $A_{S \text{ Anker}}$	[kN/m]	1,61	1,34	1,62	1,35
erf $l_{A^*}$	[m]	-	2,97	-	3,72
erf $l_A$	[m]	5,81	5,47	6,12	6,22
min $l_A$	[m]	6,06	6,13	6,20	6,25
					
t		 100 %	 89 %	 100 %	 88 %
$A_h$		 100 %	 117 %	 100 %	 117 %
erf $A_{S \text{ Anker}}$		 100 %	 83 %	 100 %	 83 %
$l_A$		 100 %	 94 %	 100 %	 102 %

Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 25,00^\circ$ $c = 10,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$ $\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max M	[kNm/m]	33,98	38,83	35,32	40,18
$W_{\text{erf}}$	[cm <sup>3</sup> ]	566	534	589	552
max M					
		100 %	114 %	100 %	114 %
$W_{\text{erf}}$					
		100 %	94 %	100 %	94 %



Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
<b>Boden 1 :</b> $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 25,00^\circ$ $c = 15,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$ $\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
		Belastung 1		Belastung 2	
Parameter		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
t	[m]	1,30	1,11	1,43	1,22
$A_h$	[kN/m]	44,44	49,78	44,79	50,10
erf $A_{S \text{ Anker}}$	[kN/m]	1,54	1,23	1,55	1,24
erf $l_A$	[m]	-	1,22	-	2,13
erf $l_A$	[m]	5,11	3,72	5,22	4,63
min $l_A$	[m]	5,94	5,99	6,03	6,07
t					
	100 %	85 %	100 %	85 %	
$A_h$					
	100 %	112 %	100 %	112 %	
erf $A_{S \text{ Anker}}$					
	100 %	80 %	100 %	80 %	
$l_A$					
	100 %	73 %	100 %	89 %	

Trägerbohlwand					
Vergleich der Ergebnisse					
Boden 1 : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,00 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_k = 25,00^\circ$ $c = 15,00 \text{ kN/m}^2$ $\delta_a = \pm 2/3 \varphi'_k$ $\delta_p$ siehe jeweilige Berechnung					
Parameter		Belastung 1		Belastung 2	
		DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)	DIN 1054	DIN 1054 -100 (LF 2)
max M	[kNm/m]	31,77	34,65	32,63	35,43
$W_{\text{erf}}$	[cm <sup>3</sup> ]	530	476	544	487
max M					
		100 %	109 %	100 %	109 %
$W_{\text{erf}}$					
		100 %	90 %	100 %	90 %

## Ergebnisübersicht Trägerbohlwand

Die Ergebnisse der Berechnung nach dem Globalsicherheitskonzept werden als Bezugsgröße zu 100% angenommen.

### Einbindetiefe $t$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
25,0	15	85	85
25,0	10	89	88
25,0	5	91	101
30,0	0	92	94
32,5	0	92	92
35,0	0	92	91
37,5	0	92	92

### Ankerlänge $I_A$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
25,0	15	73	89
25,0	10	94	102
25,0	5	98	107
30,0	0	92	100
32,5	0	84	96
35,0	0	72	90
37,5	0	65	80

### Ankerkraft $A_h$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
25,0	15	112	112
25,0	10	117	117
25,0	5	120	118
30,0	0	121	121
32,5	0	121	121
35,0	0	121	121
37,5	0	121	121

### Ankerquerschnitt $A_{s \text{ Anker}}$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
25,0	15	80	80
25,0	10	83	83
25,0	5	86	85
30,0	0	86	91
32,5	0	86	87
35,0	0	87	87
37,5	0	87	87

### max. Feldmoment

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
25,0	15	109	109
25,0	10	114	114
25,0	5	118	131
30,0	0	119	145
32,5	0	119	119
35,0	0	119	119
37,5	0	119	119

### Widerstandsmoment $W$

$\varphi$	c	Belastung 1	Belastung 2
[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
25,0	15	90	90
25,0	10	94	94
25,0	5	97	108
30,0	0	98	119
32,5	0	98	98
35,0	0	98	98
37,5	0	98	98



Nachweis für die durchgehende Wand maßgebend

## Ergebnisübersicht Trägerbohlwand

### Einbindetiefe $t$ [m]

$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Belastung 1		Belastung 2	
		1054	1054-100	1054	1054-100
25,0	15	1,30	1,11	1,43	1,22
25,0	10	1,48	1,31	1,70	1,49
25,0	5	1,81	1,64	2,29	<b>2,32</b>
30,0	0	1,79	1,64	2,16	<b>2,03</b>
32,5	0	1,61	1,48	1,95	1,79
35,0	0	1,43	1,31	1,74	1,59
37,5	0	1,27	1,17	1,55	1,42

### Ankerlänge $l_A$ [m]

$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Belastung 1		Belastung 2	
		1054	1054-100	1054	1054-100
25,0	15	5,11	3,72	5,22	4,63
25,0	10	5,81	5,47	6,12	6,22
25,0	5	6,76	6,64	7,20	<b>7,70</b>
30,0	0	6,53	5,98	6,86	<b>6,89</b>
32,5	0	5,97	5,01	6,25	6,00
35,0	0	5,46	3,91	5,69	5,11
37,5	0	5,00	3,26	5,20	4,15

### Ankerkraft $A_h$ [kN/m]

$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Belastung 1		Belastung 2	
		1054	1054-100	1054	1054-100
25,0	15	44,44	49,78	44,79	50,10
25,0	10	46,36	54,21	46,90	54,76
25,0	5	55,15	66,29	56,38	<b>66,76</b>
30,0	0	55,34	66,89	56,33	<b>71,78</b>
32,5	0	49,20	59,49	50,04	60,47
35,0	0	43,64	52,79	44,35	53,61
37,5	0	38,63	46,75	39,22	47,43

### Ankerquerschnitt $A_{S \text{ Anker}}$ [cm<sup>2</sup>]

$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Belastung 1		Belastung 2	
		1054	1054-100	1054	1054-100
25,0	15	1,54	1,23	1,55	1,24
25,0	10	1,61	1,34	1,62	1,35
25,0	5	1,91	1,64	1,95	<b>1,65</b>
30,0	0	1,92	1,65	1,95	<b>1,77</b>
32,5	0	1,70	1,47	1,73	1,50
35,0	0	1,51	1,31	1,54	1,33
37,5	0	1,34	1,16	1,36	1,17

### max. Feldmoment [kNm/m]

$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Belastung 1		Belastung 2	
		1054	1054-100	1054	1054-100
25,0	15	31,77	34,65	32,63	35,43
25,0	10	33,98	38,83	35,32	40,18
25,0	5	42,06	49,56	45,23	<b>59,19</b>
30,0	0	42,10	50,00	44,62	<b>64,53</b>
32,5	0	36,65	43,57	38,73	46,01
35,0	0	31,79	37,84	33,55	39,87
37,5	0	27,54	32,82	28,99	34,48

### Widerstandsmoment $W$ [cm<sup>3</sup>]

$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Belastung 1		Belastung 2	
		1054	1054-100	1054	1054-100
25,0	15	530	476	544	487
25,0	10	566	534	589	552
25,0	5	701	681	754	<b>914</b>
30,0	0	702	688	744	<b>887</b>
32,5	0	611	599	646	633
35,0	0	530	520	559	548
37,5	0	459	451	483	474

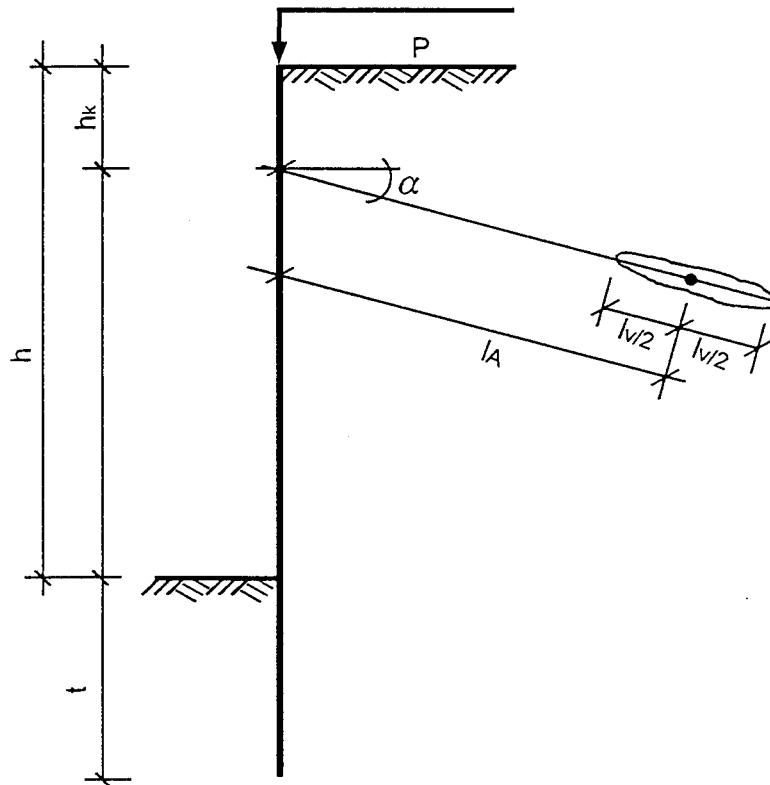


Nachweis für die durchgehende Wand maßgebend

# Zusammenfassung: Trägerbohlwand

## 1. Berechnungsgrundlagen

### 1.1 System



Ankerneigung	$\alpha = 15^\circ$
Verpreßstrecke	$l_V = 5,0 \text{ m}$
Ankerabstand	$a_A = 2,0 \text{ m}$
Höhe der Wand	$h = 5,0 \text{ m}$
Lage der Abstützung	$h_K = 1,0 \text{ m}$
Verkehrslast	$p = 10 \text{ kN/m}^2$

### 1.2 Bodenkennwerte und Wasserstände

Bodengruppe 1:	$\varphi'_K = 30^\circ/32,5^\circ/35^\circ/37,5^\circ$
	$c'_K = 0$
	$\gamma_K/\gamma'_{K} = 18,5/11 \text{ kN/m}^3$

Bodengruppe 2:	$\varphi'_K = 25^\circ$
	$c'_K = 5/10/15 \text{ kN/m}^2$

Wasserstände:	kein Grundwasser	(Belastung 1)
	Grundwasser in Baugrubensohle	(Belastung 2)

### 1.3 Normen und Empfehlungen

- Globalsicherheitskonzept:

Die Berechnung erfolgt nach den Normen

- DIN 1054 (11/1976)
- DIN 4085 (2/1987)
- DIN 4124 (8/1981)
- DIN 4125 (11/1990)
- DIN 18 800 (3/1981) und den
- EAB (1994)

- Partialsicherheitskonzept:

Die Berechnung erfolgt nach den Normen, Normentwürfen bzw. Vornormen

- E DIN V 1054-100 (4/1995)
- DIN V 4084-100 (8/1995)
- DIN V 4085-100 (8/1995)
- DIN 18 800, Teil 1 (11/1990) und den
- EAB (1994)

## 2 Gesuchte Größen

- Einbindetiefe  $t$
- Ankerkraft und der Ankerquerschnitt
- Widerstandsmoment
- Ankerlänge

## 3 Berechnungen

### 3.1 Lastfälle

- Globalsicherheitskonzept

Die Berechnung erfolgt, bezüglich der Sicherheit für das Fußauflager und dem Nachweis der Sicherheit in der tiefen Gleitfuge, gemäß den Festlegungen der EAB sowie den Lastfällen HZ bzw. 1 der oben genannten Normen.

- Partialsicherheitskonzept

Für die Untersuchung in den Grenzzuständen GZ 1 und GZ 2 wird der Lastfall 2 nach E DIN V 1054-100 zugrundegelegt.

### 3.2 Verkehrslast

In Anlehnung an die EAB wird in Geländeoberkante eine unbegrenzte Verkehrslast von  $10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt und bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept als charakteristische Last aufgefaßt.

### 3.3 Erddruck

- Globalsicherheitskonzept

Die Berechnung erfolgt für aktiven Erddruck.

Die Erddruckbeiwerte für den aktiven Erddruck werden mit den in DIN 4085 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage ebener Gleitflächen für einen Wandreibungswinkel  $\delta_a = + 2/3 \varphi$  ermittelt.

Die Erddruckbeiwerte für den passiven Erddruck werden im Fall der durchgehenden Wand für  $\varphi \leq 35^\circ$  auf der Grundlage ebener Gleitflächen mit  $\delta_p = -2/3 \varphi$  ermittelt. Für  $\varphi > 35^\circ$  werden die Erddruckbeiwerte nach Caquot-Kérisel angesetzt, die für gekrümmte Gleitflächen mit  $\delta_p = -\varphi$  ermittelt werden.

Zwischen dem Träger und dem Boden wird eine Verzahnung angenommen.

Der passive Erddruck vor schmalen Druckflächen wird nach dem von Weißenbach mitgeteilten Ansatz ermittelt, in dem die Erdwiderstandsbeiwerte von Streck verwendet werden.

In bindigen Bodenschichten wird ein Mindesterdrukbeiwert  $\min k_{ah} = 0,20$  angesetzt, wenn eine Berechnung der Erddruckordinate aus Bodeneigengewicht einen geringeren Wert ergibt. Der Erddruck aus Verkehrslast wird dem Erddruck aus Bodeneigengewicht (bzw. dem Mindesterdruk) überlagert.

- Partialsicherheitskonzept

Die Berechnung erfolgt für aktiven Erddruck.

Die Erddruckbeiwerte für den aktiven Erddruck werden mit den in DIN 4085-100 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage ebener Gleitflächen für einen Wandreibungswinkel  $\delta_a = + 2/3 \varphi$  ermittelt.

Die Erddruckbeiwerte für den passiven Erddruck werden im Fall der durchgehenden Wand, da nicht der Grundfall ( $\delta = \alpha = \beta = 0$ ) vorliegt, mit den in DIN 4085-100 angegebenen Gleichungen auf der Grundlage gekrümmter Gleitflächen für  $\delta_p = -\varphi$  ermittelt.

Der passive Erddruck vor schmalen Druckflächen wird nach dem von Weißenbach mitgeteilten Ansatz ermittelt, in dem die Erdwiderstandsbeiwerte von Streck verwendet werden.

Zwischen dem Träger und dem Boden wird eine Verzahnung angenommen.

Wenn in bindigen Bodenschichten eine Berechnung mit den ihnen zugeordneten Bodenkennwerten für Bodeneigengewicht eine kleinere Erddruckordinate ergibt als eine Berechnung mit einem Ersatzreibungswinkel  $\varphi_{\text{ers}} = 40^\circ$  (bei  $c = 0$ ), wird dieser größere Wert als Mindesterdruddruck angesetzt. Der Erddruck aus Verkehrslast wird dem Erddruck aus Bodeneigengewicht überlagert.

Je nach betrachtetem Grenzzustand wird zur Ermittlung der Erddruckbeiwerte der charakteristische Wert des Reibungswinkels oder sein Bemessungswert angesetzt.

### **3.4 Belastungsfiguren, Ermittlung der Einbindetiefe und Schnittgrößen**

Die Berechnung der Einbindetiefe und der Schnittgrößen erfolgt zunächst für die durchgehende Wand und in einem weiteren Rechengang, für den Nachweis des Erdwiderstandes vor schmalen Druckflächen. Die Ergebnisse der Berechnung, die die größte Einbindetiefe ergibt, werden der weiteren Berechnung zugrundegelegt.

Der aus Bodeneigengewicht und Verkehrslast resultierende Erddruck wird im Fall der durchgehenden Wand zwischen dem Wandkopf und dem Belastungsnullpunkt in eine rechteckige Belastungsfläche umgelagert.

Bei der Berechnung als Trägerbohlwand wird der aus Bodeneigengewicht und Verkehrslast resultierende Erddruck zwischen dem Wandkopf und der Baugrubensohle in eine rechteckige Ersatzfläche umgewandelt.

Bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept (GZ 1 B) werden der aktive Erddruck aus Bodeneigengewicht und Verkehrslast wie auch der resultierende Wasserdruck als charakteristische Einwirkungen ermittelt und nach Multiplikation mit dem entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert in die Berechnung eingeführt.

Der Erdwiderstand aus Bodeneigengewicht und Kohäsion wird in allen Rechengängen durch den erforderlichen Sicherheitsbeiwert dividiert und als sogenannter nutzbarer Erdwiderstand in die Berechnung eingeführt.

Der Wasserdruck wird entsprechend seiner hydrostatischen Verteilung angesetzt.

Die Berechnung erfolgt nach den Regeln der Stabstatik an einem Ersatzbalken, dessen untere Abstützung entsprechend den EAB in einer Tiefe von  $0,60 t_0$  bzw.  $0,50 t_0$  punktförmig frei aufgelagert angenommen wird.

Die Kohäsion wird in beiden Berechnungen für den Nachweis vor schmalen Druckflächen gemäß den EAB zu nur 50 % angesetzt.

### **3.5 Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge**

- Globalsicherheitskonzept

Der Nachweis wird auf der Grundlage des von KRANZ mitgeteilten Verfahrens entsprechend den EAB für eine Sicherheit  $\eta = 1,50$  geführt.



Der aktive Erddruck auf die Hinterkante des Bodenkörpers wird näherungsweise mit  $\delta = 2/3 \varphi$  ermittelt.

- Partialsicherheitskonzept

Der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge wird entsprechend E DIN V 1054-100 unter Berücksichtigung der DIN V 4085-100 im Grenzzustand 1 C, geführt. Der Bruchmechanismus wird auf einen Bruchkörper reduziert, an dem die Vertikal- und Horizontalkräfte die Gleichgewichtsbedingungen  $\Sigma H = \Sigma V = 0$  erfüllen müssen.

Der aktive Erddruck auf die geneigte Hinterkante des Bruchkörpers wird mit  $\delta = \varphi_d$  ermittelt. Der Wasserdruckansatz erfolgt näherungsweise nur horizontal.

Der Untersuchung wird die im Grenzzustand 1 B ermittelte Einbindetiefe zugrundegelegt. Auch die Ankerkraft wird, sofern sie gemäß DIN V 4085-100 angesetzt wird, mit dem im Grenzzustand 1 B ermittelten Bemessungswert angesetzt.

Eine statische Berechnung der Wand für Grenzzustand 1 B und 1 C, wie sie z.B. aus E DIN V 1054-100 Absatz 6.5.3 abgeleitet werden kann, wird nicht durchgeführt.

Im Gegensatz zu der Berechnung nach KRANZ ist bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept, die Lage des Schnittpunktes der tiefen Gleitfuge mit dem Zugglied nicht definiert. Die ungünstigste Lage ist zu ermitteln, wobei nach DIN V 4085-100 die im unbewegten Boden eingeleitete Kraft mit der Größe ihres Bemessungswertes angesetzt werden kann.

Zum besseren Vergleich der Ergebnisse wird die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nach dem Partialsicherheitskonzept auf zwei verschiedene Wege berechnet:

- a) die tiefe Gleitfuge schneidet das Zugglied im Schwerpunkt des Verpreßkörpers, die im unbewegten Boden eingeleitete, haltende Ankerkraft wird nicht angesetzt (kommt dem Ansatz von KRANZ nahe)
- b) die tiefe Gleitfuge schneidet das Zugglied an einer beliebigen Stelle, die im unbewegten Boden eingeleitete, haltende Ankerkraft wird angesetzt.

Die nach b) ermittelte Ankerlänge wird mit erf.  $l_A$  bezeichnet und nur zu Vergleichszwecken mitgeteilt.

- beide Konzepte

Für beide Konzepte wird eine sogenannte "Mindestankerlänge"  $\min l_A$  ermittelt, die angibt, wie lange der Anker mindestens sein müßte, damit die Verpreßstrecke nicht im aktiven Gleitkeil liegt. Diese Ankerlänge wird als Ergebnis ausgewiesen, geht in die Auswertung jedoch nicht ein.

Im Fall des kohäsiven Bodens wird, sofern erforderlich, bei beiden Konzepten auf die Hinterkante des Bruchkörpers der Mindesterdruddruck angesetzt.

Die maximale Neigung der tiefen Gleitfuge wird auf  $\vartheta_a$  beschränkt.

### 3.6 Bemessung

- Globalsicherheitskonzept

Die Biegebemessung der Träger erfolgt nach DIN 18 800 (3/1981), wobei entsprechend DIN 4124 die im Lastfall HZ zulässige Spannung angesetzt wird. Die Normalkraft im Träger wird bei der Bemessung vernachlässigt.

Der Ankerquerschnitt wird für den Lastfall 1 nach DIN 4125 mit einer Sicherheit  $\eta = 1,75$  bemessen.

- Partialsicherheitskonzept

Die Biegebemessung der Träger erfolgt nach DIN 18 800 (11/1990), wobei die Normalkraft im Träger vernachlässigt wird.

Die Bemessung des Ankerquerschnitts erfolgt mit dem in DIN 1054-100 angegebenen Sicherheitsbeiwert.

- beide Konzepte

Eine Erhöhung der Ankerkräfte nach EAB wird nicht vorgenommen.

Auf den Nachweis der Schubspannung bzw. der Vergleichsspannung wird verzichtet.

## 4 Zusammenfassung der Ergebnisse, Schlußfolgerungen

### 4-1 Einbindetiefe

- nicht bindiger Boden

Die Vergleichsberechnungen der Trägerbohlwand zeigen für alle Belastungen, daß bei der Berechnung und nach dem Partialsicherheitskonzept eine im Mittel 8 % kleinere Einbindetiefe erforderlich ist als bei der Berechnung nach dem Globalsicherheitskonzept.

Für  $\varphi = 30^\circ$  wurde im Fall der Belastung 2 bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept die durchgehende Wand maßgebend.

Die oben genannte Abweichung liegt, wie folgende überschlägliche Rechnung zeigt, im zu erwartenden Rahmen. Setzt man die Gleichung für den Erdwiderstand nach Weißbach im Fall  $b_T < b_{KR}$  für die unterschiedlichen Konzepte gleich und löst nach dem Verhältnis der Einbindetiefen auf, erhält man folgendes Ergebnis:

$$t_{1054-100}/t_{1054} = \sqrt[3]{\gamma_{Eg,Eq} \cdot \gamma_{Ep} / \eta_{Ep}}$$

Für die gleichen Erdwiderstandsbeiwerte nach Streck ergeben sich im Lastfall 2 mit  $\gamma_{Eg} = 1,20$ ,  $\gamma_{Eq} = 1,30$ ,  $\gamma_{Ep} = 1,30$  und  $\eta_{Ep} = 2,00$  folgende Verhältnisse:

a) Wand nur durch ständigen Erddruck belastet

$$t_{1054-100}/t_{1054} = \sqrt[3]{1,20 \cdot 1,30 / 2,00} = 0,92$$

b) Wand nur durch veränderlichen Erddruck belastet

$$t_{1054-100}/t_{1054} = \sqrt[3]{1,30 \cdot 1,30 / 2,00} = 0,95$$

Aus dieser Überlegung läßt sich ableiten, daß eine Erhöhung von  $\gamma_{EP}$  auf 1,67 (Fall a) bzw. 1,54 (Fall b) erforderlich ist, um nach dem Partialsicherheitskonzept dieselbe Einbindetiefe zu erhalten wie nach dem Globalsicherheitskonzept. Die Überlegungen wurden durch entsprechende Berechnungen bestätigt. Eine Erhöhung von  $\gamma_{EP}$  auf die oben genannten Werte entspricht einer Abminderung des mit einem  $\gamma_{EP}$ -Wert von 1,30 ermittelten Erdwiderstandes um den Faktor 0,78 (Fall a) bzw. 0,84 (Fall b).

- bindiger Boden

Auch im Fall des untersuchten bindigen Bodens sind für alle Belastungen nach dem Partialsicherheitskonzept geringere Einbindetiefen erforderlich als bei der Berechnung nach dem Globalsicherheitskonzept. Die Abweichungen liegen zwischen 9 % und 15 %.

Für  $\varphi = 25^\circ$  und  $c = 5 \text{ kN/m}^2$  wurde bei der Berechnung nach dem Partialsicherheitskonzept im Fall der Belastung 2 der Nachweis vor der durchgehenden Wand maßgebend.

Die Abweichungen sind auf Unterschiede bei

- den Erdwiderstandsbeiwerten
- dem Mindesterdruk und
- den Teilsicherheitsbeiwerten

zurückzuführen.

Da sich diese Einflüsse überlagern, ist die "Herleitung" der Ergebnisse durch eine einfache, überschlägliche Rechnung nicht möglich.

Will man bei beiden Sicherheitskonzepten gleiche Einbindetiefen erzielen, so müßten beim Partialsicherheitskonzept  $\gamma_{EP}$ -Werte von 1,64 - 1,78 (Belastung 1) bzw. 1,69 - 1,80 (Belastung 2) angesetzt werden.

Der mit  $\gamma_{EP} = 1,3$  berechnete Bemessungswert des Erdwiderstandes würde damit um 21 % bis 27 % (Belastung 1) bzw. 23 % bis 28 % (Belastung 2) verringert werden.

## 4.2 Ankerlängen

- nicht bindiger Boden

Die erforderlichen Ankerlängen unterscheiden sich bei der Vergleichsberechnung der rückverankerten Trägerbohlwand für alle Belastungen zum Teil erheblich.

Beim Partialsicherheitskonzept ergeben sich gegenüber der bisherigen Betrachtung um 4 % bis 35 % kürzere Anker, wobei die Abweichungen bei zunehmendem Reibungswinkel größer werden. Im Fall der Belastung sind die Abweichungen geringer als im Fall der Belastung 1.

- bindiger Boden

Bei der Berechnung für den bindigen Boden ergeben sich im Fall der Belastung 1 nach dem Partialsicherheitskonzept zwischen 2 % und 27 % kürzere Ankerlängen als nach der Berechnung nach KRANZ.

Im Fall der Belastung 2 betragen die Abweichungen für die Trägerbohlwand 2 % bis 11 %. Bei beiden Belastungsansätzen wird die Abweichung mit zunehmender Belastung kleiner.

- beide Böden, Bemerkungen

Bei der Ermittlung der Sicherheit in der tiefen Gleitfuge nach der Blockgleitmethode ist die Lage des Schnittpunktes der tiefen Gleitfuge mit dem Verpreßkörper nicht mehr vorgeschrieben. Der Anker kann daher auch ganz im Bruchkörper liegen oder das Zugglied an einer beliebigen Stelle schneiden. Der in den obigen Berechnungen ermittelten Ankerlänge liegt somit bei gleicher Gleitflächenneigung in den folgenden Fällen derselbe Bruchkörper zugrunde:

- die tiefe Gleitfuge verläuft vom Fußpunkt der Wand zur Mitte des Verpreßkörpers, die Ankerkraft im geschnittenen Teil des Verpreßkörpers der im unbewegten Boden verbleibt wird nicht angesetzt.
- die tiefe Gleitfuge verläuft vom Fußpunkt der Wand zum Ende des Verpreßkörpers.

Daraus folgt, daß im zweiten Fall die Ankerlänge um die Hälfte der Verpreßstrecke kürzer ist als im ersten Fall, ohne daß das einen Einfluß auf die rechnerische Sicherheit des Systems hat.

Liegt der Schnittpunkt der tiefen Gleitfuge mit dem Verpreßkörper in dessen baugrubenseitiger Hälfte und setzt man die geschnittene Ankerkraft anteilig haltend an, hat das z.T. größere Ankerlängen zur Folge als in einer Berechnung ermittelt wird, in der die Ankerkraft nicht haltend angesetzt wird. Wird die Ankerkraft angesetzt, verlangen die Gleichgewichtsbedingungen einen vergleichsweise größeren Bruchkörper, was ein längeres Zugglied zur Folge hat.

Werden bei den Berechnungen tiefe Gleitfugen zugelassen, die steiler als  $\vartheta_a$  geneigt sind, ergeben sich zum Teil erheblich kürzere Ankerlängen.

### 4.3 Ankerkräfte

- nicht bindiger Boden

Nach dem Partialsicherheitskonzept errechnen sich für beide Belastungen 1,21-fach größere Ankerkräfte als nach bisheriger Betrachtung. Sie liegen damit für die überwiegend mit Erddruck aus Bodeneigengewicht belastete Wand im Rahmen der angesetzten Teilsicherheitsbeiwerte, die im Lastfall 2 für  $\gamma_{Eg}$  und  $\gamma_F$  1,20 und für  $\gamma_{Eq}$  1,30 betragen.

- bindiger Boden

Die nach dem Partialsicherheitskonzept ermittelten Ankerkräfte betragen das 1,12 bis 1,20fache der nach dem Globalsicherheitskonzept ermittelten Kräfte. Neben dem auf die Teilsicherheitsbeiwerte zurückgehenden Unterschied wird hier auch der Unterschied im Ansatz des Mindesterdruks deutlich. Die Mindesterdruksordinate liegt bei Belastung 1 und Belastung 2 für  $c = 5/10/15 \text{ kN/m}^2$  in einer Tiefe von  $h_{\min} = 1,64/ 3,29/ 4,94 \text{ m}$  unter dem Wandkopf.

Für  $c = 15 \text{ kN/m}^2$  ist die Wand neben dem Erddruck aus Verkehrslast fast nur noch mit dem Mindesterdruk belastet. Eine weitere Steigerung der Kohäsion hat deshalb keinen oder nur noch einen geringen Einfluß auf das System.

Vergleicht man die Ankerkräfte, ermittelt mit  $\min k_{ah}$  und  $\varphi_{ers}$ , so stehen diese im Verhältnis

$$\Delta = 0,179 \cdot 1,20 / 0,20 = 1,074,$$

d.h. die Ankerkräfte sind in diesem Fall nach neuem Konzept um 7,4 % größer.

### 4.4 Ankerquerschnitt

Die Ergebnisse liegen im Rahmen der durch die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte und die unterschiedlichen Materialsicherheiten vorgegebenen Grenzen. Setzt man die Bemessungsgleichungen für den Ankerquerschnitt nach den beiden Konzepten gleich und löst sie nach dem Verhältnis der Ankerquerschnitte auf, erhält man für den Lastfall 1 nach DIN 4125 mit  $\eta_s = 1,75$  und für Lastfall 2 nach DIN 1045-100 folgendes übersichtliche Ergebnis:

$$\text{erf.}A_s \text{ 1054-100} / \text{erf.}A_s \text{ 1054} = 1,25 \cdot \gamma_{Eg,Eq} / 1,75$$

Für die nur a) durch ständigen Erddruck oder Wasserdruck, b) durch Erddruck aus Verkehrslast und c) durch den Mindesterdruk beanspruchte Wand ergeben sich die folgenden Verhältniswerte:

a)	$\text{erf.}A_s \text{ 1054-100} / \text{erf.}A_s \text{ 1054}$	=	$1,25 \cdot 1,20 / 1,75$	=	0,857
b)	$\text{erf.}A_s \text{ 1054-100} / \text{erf.}A_s \text{ 1054}$	=	$1,25 \cdot 1,30 / 1,75$	=	0,929
c)	$\text{erf.}A_s \text{ 1054-100} / \text{erf.}A_s \text{ 1054}$	=	$1,25 \cdot 1,074 / 1,75$	=	0,767

Durch eine Erhöhung der Materialsicherheit in DIN 1054-100 von 1,25 auf 1,35 verändern sich die Verhältnisse bei a), b), c) zu 0,926/1,003/0,829, was im seltenen Fall der nur durch den Mindesterdruk beanspruchten Wand immer noch zu deutlich kleineren Ankerquerschnitten führt.

#### 4.5 Biegemomente, Biegebemessung

Aufgrund der geringen Unterschiede in der Einbindetiefe gelten für die Größe der nach dem Global- und Partialsicherheitskonzept ermittelten Feldmomente sinngemäß die oben für die Ankerkräfte gemachten Ausführungen.

Die Werte nach dem Partialsicherheitskonzept liegen, wie bereits bekannt, bei dem 1,21 bis 1,12fachen der nach dem Globalsicherheitskonzept berechneten Werte.

Wird berücksichtigt, daß nach DIN 4124 die im Lastfall HZ zulässige Spannung angesetzt werden darf, liegen die Unterschiede der Bemessungsquerschnitte in dem zu erwartenden Rahmen von

$$\text{tot } A_{s \ 1054-100} / \text{tot } A_{s \ 1054} = \gamma_{Eg}, \gamma_{Eq} \cdot 1,10 / 1,33$$

Für die nur a) durch ständigen Erddruk, b) durch Erddruk aus Verkehrslast und c) durch den Mindesterdruk beanspruchte Wand ergeben sich die folgenden Verhältniszahlen:

a)	$\text{tot.} A_{s \ 1054-100} / \text{tot.} A_{s \ 1054}$	=	$1,20 \cdot 1,10 / 1,33$	= 0,99
b)	$\text{tot.} A_{s \ 1054-100} / \text{tot.} A_{s \ 1054}$	=	$1,30 \cdot 1,10 / 1,33$	= 1,07
c)	$\text{tot.} A_{s \ 1054-100} / \text{tot.} A_{s \ 1054}$	=	$1,074 \cdot 1,10 / 1,33$	= 0,89

was durch die Vergleichsberechnungen bestätigt wurde.

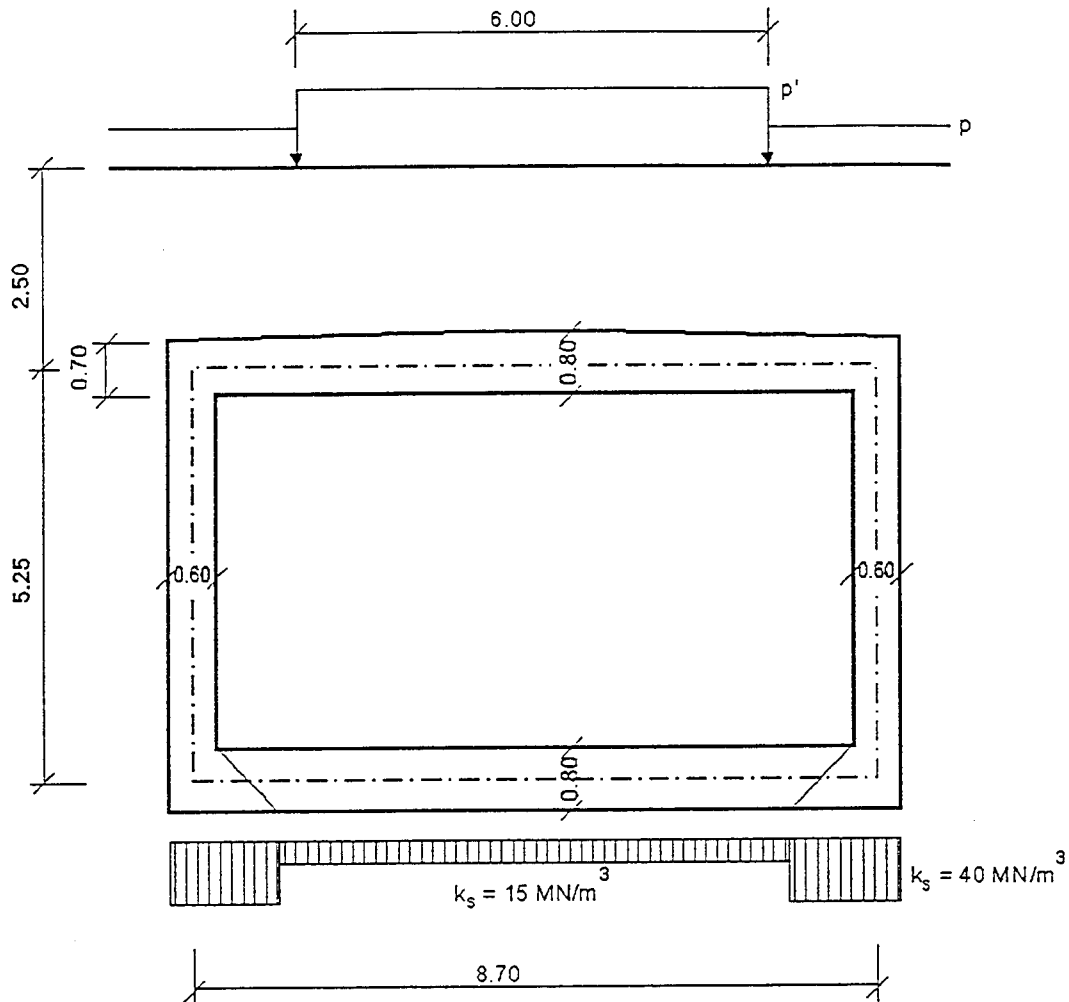
## Beispiel 5

### Berechnung eines Tunnelrahmens nach dem alten und neuen Sicherheitskonzept

	Seite
Inhaltsverzeichnis .....	5. 1
I Berechnung eines Tunnelrahmens nach dem alten Sicherheitskonzept .....	5. 2
1 System .....	5. 2
2 Belastung .....	5. 2
2.1 Ständige Last .....	5. 2
2.2 Verkehrslasten .....	5. 3
2.2.1 Verkehrslasten über dem Tunnel .....	5. 3
2.2.2 Verkehrslasten neben dem Tunnel .....	5. 5
2.3 Lastfälle .....	5. 6
3 Schnittgrößen .....	5. 7
4 Bemessung .....	5.32
5 Bewehrung .....	5.35
6 Ribbreitenbeschränkung .....	5.36
6.1 Zentr. Zwang aus Hydratation .....	5.36
6.2 Biegung unter häufig wirkender Last .....	5.37
6.3 Nach den Diagrammen zur direkten Bemessung von Meyer .....	5.39
II Berechnung eines Tunnelsrahmens nach dem neuen Sicherheitskonzept .....	5.41
1 System .....	5.41
2 Belastung .....	5.41
2.1 Ständige Last .....	5.41
2.2 Verkehrslasten .....	5.42
2.2.1 Verkehrslasten über dem Tunnel .....	5.42
2.2.2 Verkehrslasten neben dem Tunnel .....	5.44
2.3 Lastfälle .....	5.45
3 Schnittgrößen .....	5.46
4 Bemessung .....	5.77
4.1 Biegung .....	5.77
4.2 Schub .....	5.79
5 Bewehrung .....	5.83
6 Ribbreitenbeschränkung .....	5.84
6.1 Zentr. Zwang aus Hydratation .....	5.84
6.2 Biegung unter quasi-ständiger Last .....	5.85
6.3 Berechnung der Ribbreite .....	5.87
Zusammenfassung .....	5.89

# I Berechnung eines Tunnelrahmens nach dem alten Sicherheitskonzept

## 1 System



## 2 Belastung

### 2.1 Ständige Last

Eigengewicht des Stb.-Rahmens

$$g_{\text{Decke}} = 0,75 \cdot 25,0 = 18,8 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Wand}} = 0,60 \cdot 25,0 = 15,0 \text{ kN/m}^2$$

Erdauflast  $g_{\text{Boden}} = 2,15 \cdot 19,0 = 40,9 \text{ kN/m}^2$



## Erddruck aus Bodeneigengewicht

- aktiver Erddruck

$$\varphi = 32,5^\circ$$

$$\delta = 2/3\varphi$$

$$- k_{ah} = 0,25$$

- Erdruhedruck

$$k_o = 1 - \sin 32,5^\circ = 0,46$$

	h [m]	$e_{ah}$	$e_o$	$\Delta e = e_o - e_{ah}$
oben	2,50	11,9	21,9	10,0 kN/m <sup>2</sup>
unten	7,75	36,8	67,7	30,9 kN/m <sup>2</sup>

## 2.2 Verkehrslasten

Gleichmäßig verteilte Flächenlast  $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Ersatzflächenlast nach DIN 1072

- SLW 60  $p' = 33,3 \text{ kN/m}^2$

- SLW 30  $p' = 16,7 \text{ kN/m}^2$

### 2.2.1 Verkehrslasten über dem Tunnel

$$\text{Schwingbeiwert } \varphi = 1,4 - 0,008 \cdot 8,70 - 0,1 \cdot 2,15 = 1,12$$

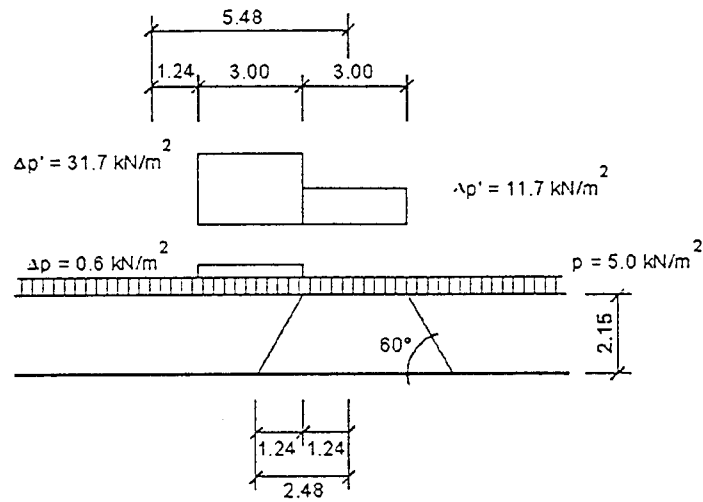
- HS:  $p = 1,12 \cdot 5,0 = 5,6 \text{ kN/m}^2$

$$p' = 1,12 \cdot 33,3 = 37,3 \text{ kN/m}^2$$

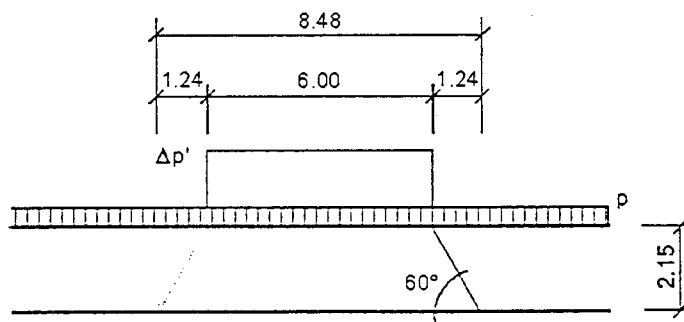
- NS:  $p' = 16,7 \text{ kN/m}^2$

Lastverteilung unter 60° bis zur Tunneldecke !

- quer



- längs



$$p = 5,0 + 0,6 \cdot 3,00 / 5,48 = 5,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p' = (31,7 + 11,7) \cdot 3,00 \cdot 6,00 / (5,48 \cdot 8,48) = 16,8 \text{ kN/m}^2$$

## 2.2.2 Verkehrslasten neben dem Tunnel

- Erdruchdruck aus gleichmäßig verteilter Flächenlast

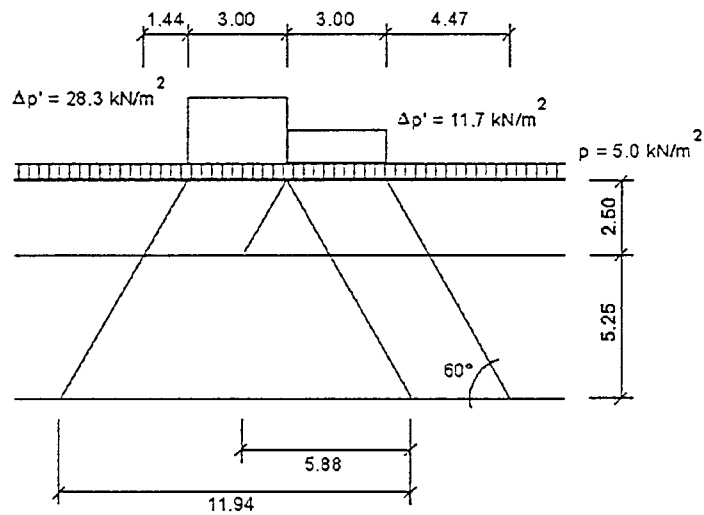
$$e_o = 5,0 \cdot 0,46 = 2,3 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruchdruck aus SLW 60/30

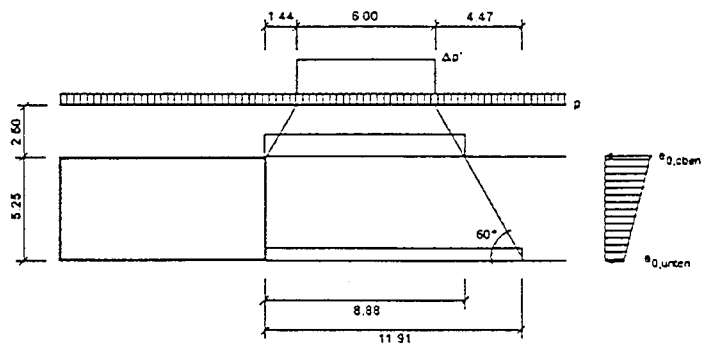
Nach Eibl/Ivany/Schambeck: "Berechnung kastenförmiger Brückenwiderlager",

3. Aufl., 1988, Werner Verlag

- quer



- längs

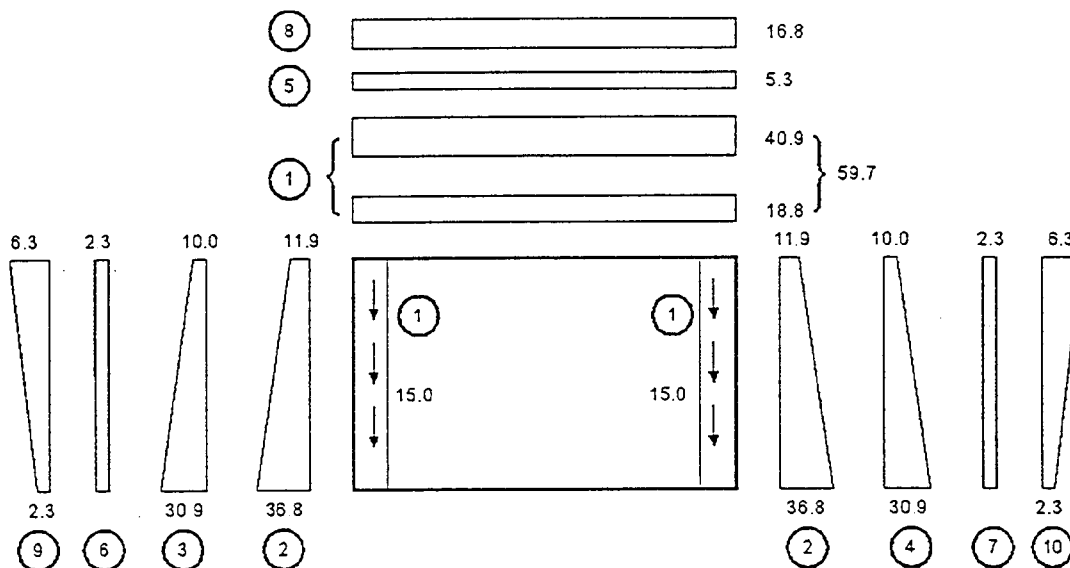


$$e_{o,oben} = (28,3 + 11,7) \cdot 3,00 \cdot 6,00 / (5,88 \cdot 8,88) \cdot 0,46 = 6,3 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{o,unten} = 40,0 \cdot 3,00 \cdot 6,00 / (11,94 \cdot 11,91) \cdot 0,46 = 2,3 \text{ kN/m}^2$$

Die Lasten auf der Tunnelsohle aus Eigengewicht, Schotter und Verkehr werden direkt in den Boden eingeleitet ohne Schnittgrößen zu erzeugen.

### 2.3 Lastfälle



#### Eigengewicht + Erdauflast

- LF 1:  $g_{Stb} + g_{Boden}$

#### Erddruck

- LF 2:  $e_{ah}$
- LF 3:  $e_o - e_{ah}$  links
- LF 4:  $e_o - e_{ah}$  rechts

#### Verkehr

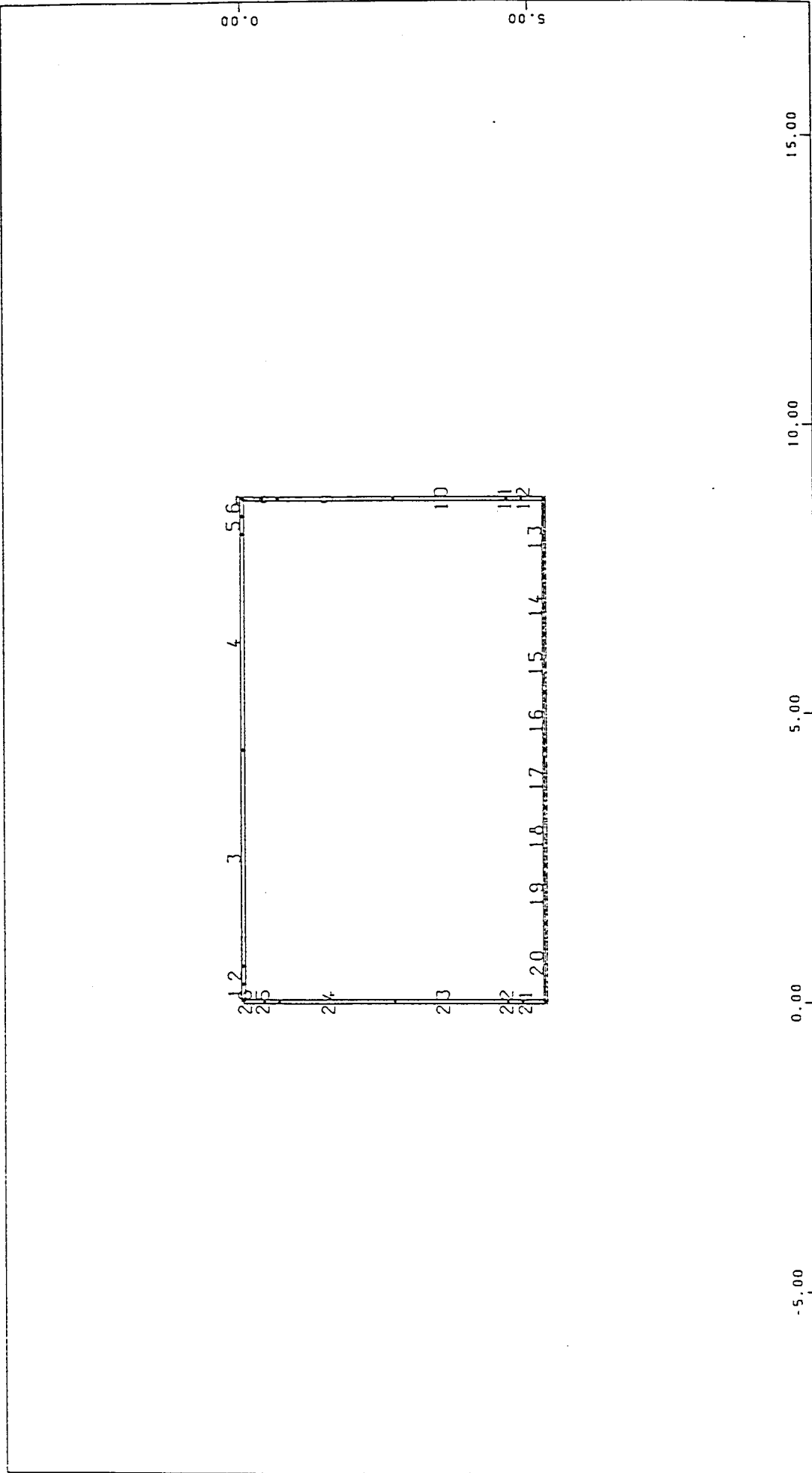
- LF 5:  $p$  auf Tunnel
- LF 6:  $e_o$  aus  $p$  links
- LF 7:  $e_o$  aus  $p$  rechts
- LF 8:  $\Delta p'$  auf Tunnel
- LF 9:  $e_o$  aus  $p'$  links
- LF 10:  $e_o$  aus  $p'$  rechts

### 3 Schnittgrößen

Die Schnittgrößen des Tunnelrahmens wurden mit den Programmen der SOFISTIK-Kette für alle Einzellastfälle ermittelt und überlagert. Die Superposition wurde mit den maximalen und minimalen Schnittgrößen sowohl aus allen Einzellastfällen als auch nur aus den häufig wirkenden Lasten durchgeführt. Der Übersichtlichkeit wegen sind hier nur die folgenden Programmausdrucke

- System mit Elementnummern,
- System mit Knotennummern,
- Belastungsbilder der Einzellastfälle,
- maximale und minimale Schnittgrößen aus allen Einzellastfällen und
- maximale und minimale Schnittgrößen aus häufig wirkenden Lasten

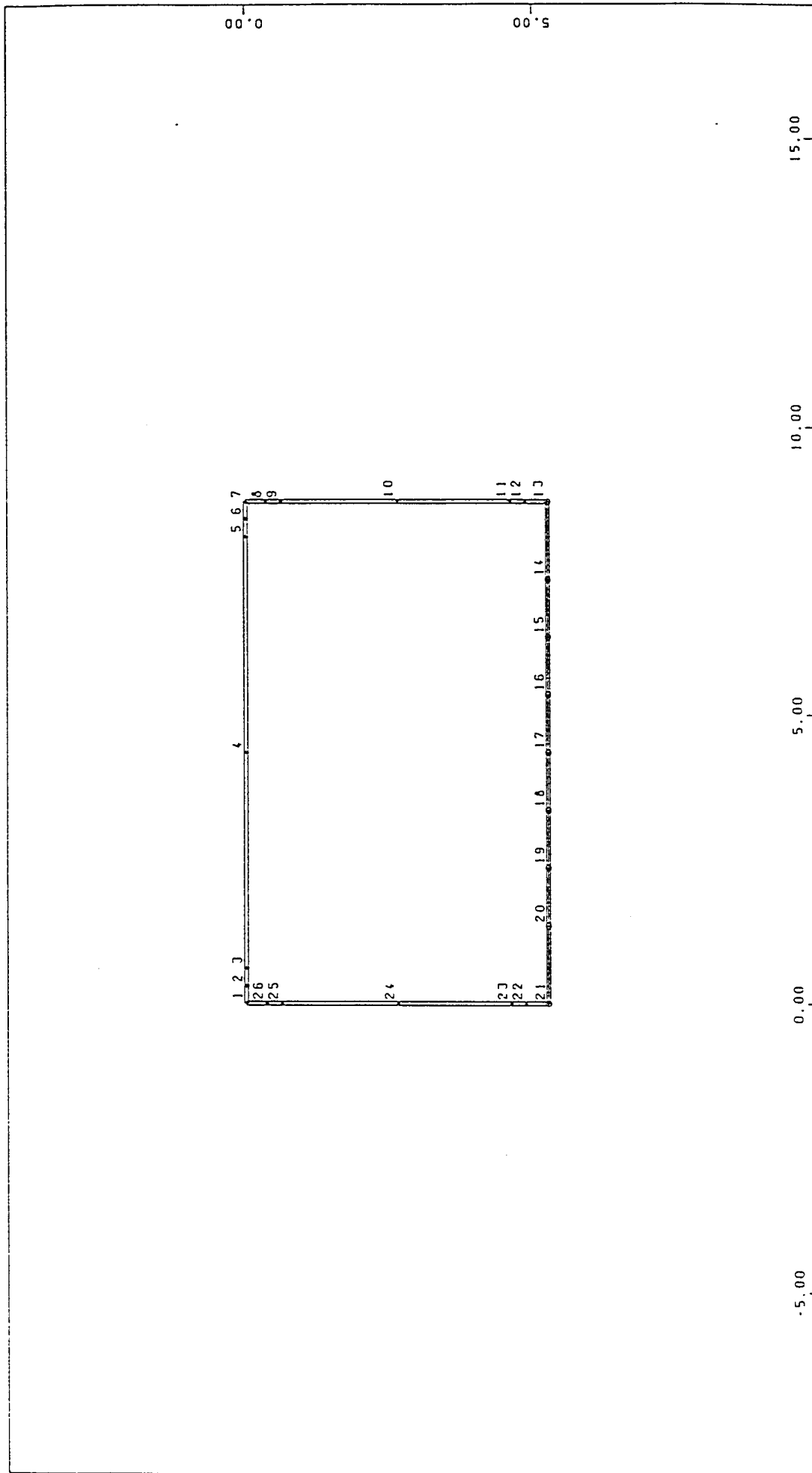
aufgeführt. Die für die Bemessung bzw. Rißbreitenbeschränkung maßgebenden Schnittgrößenkombinationen sind in die Schnittgrößenverläufe eingetragen.



M 1 : 100

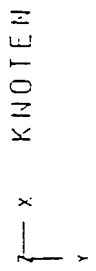
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
SYSTEM ELEMENTNUMMERN  
ELEMENTE

Seite

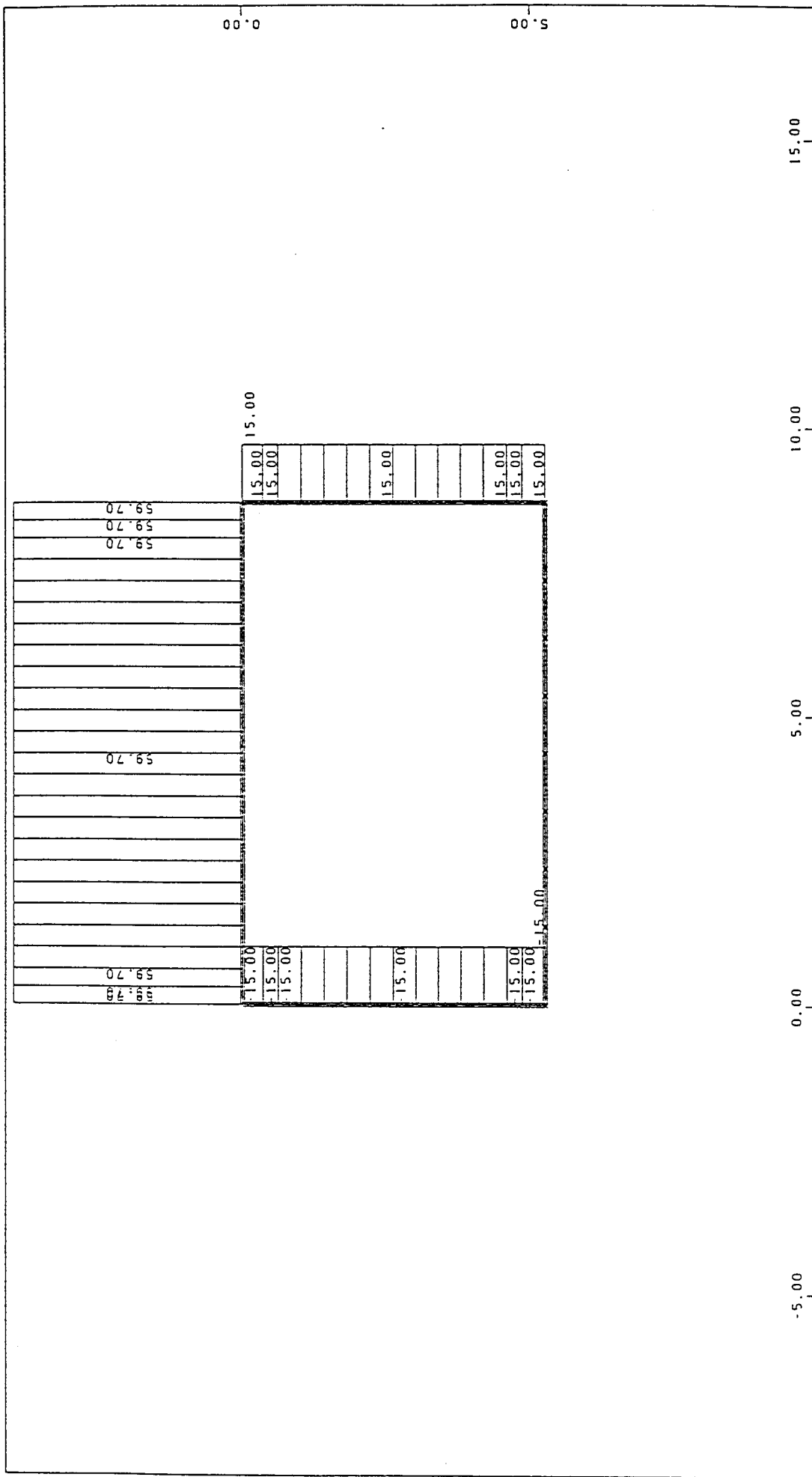


U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
SYSTEM KNOTENNUMMERN

M 1 : 100



Seite



U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

EINZELLASTFAELLE

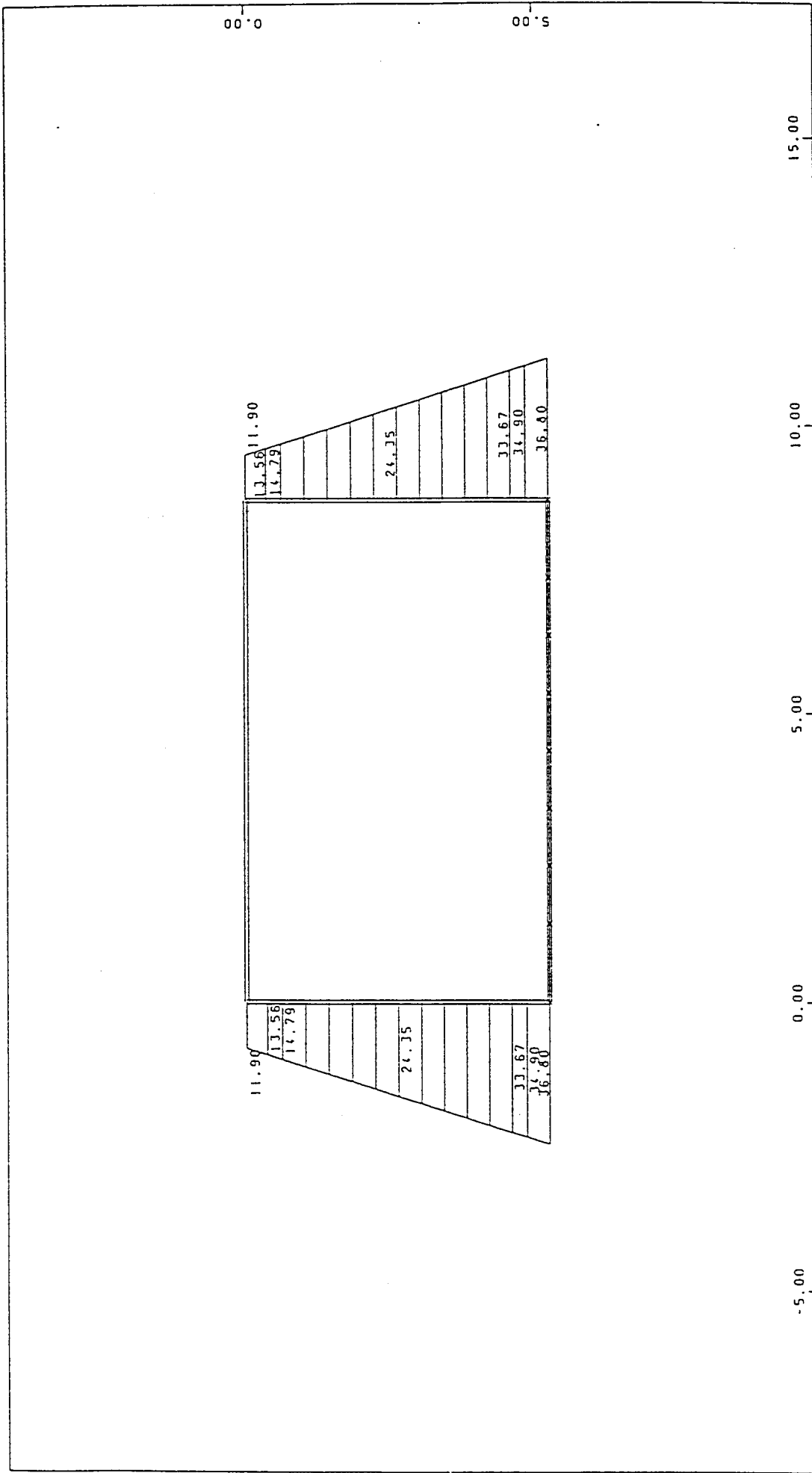
STABLASTEN P2 LF 1 EIGENGEWICHT+ERDAUFLAST I = 15.0 kN/m / 15.0 kN

STABLASTEN PS LF 1 EIGENGEWICHT+ERDAUFLAST I = 15.0 kN/m / 15.0 kN

M 1 : 100

x  
y





M 1 : 100

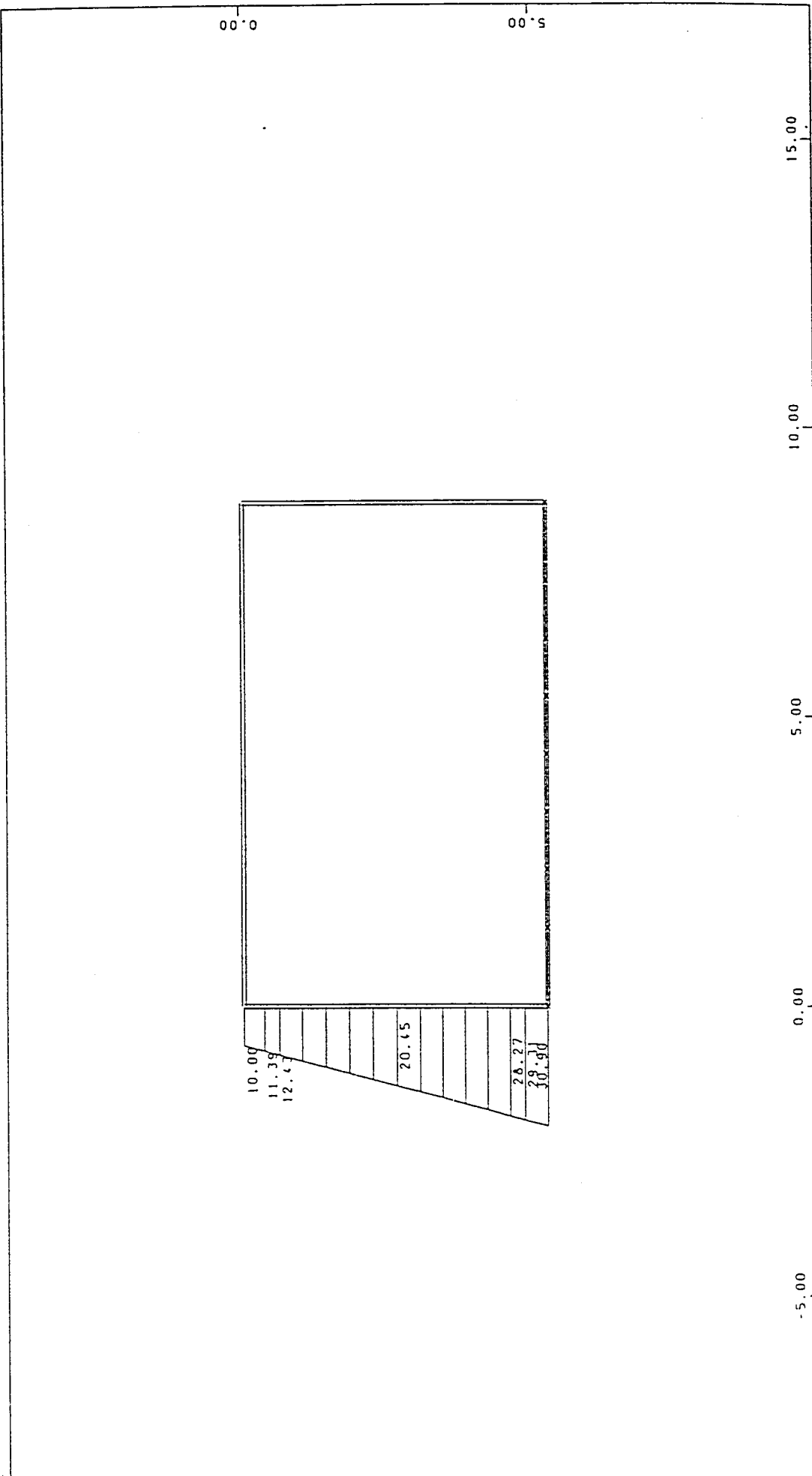
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

EINZELLASTFAELLE

STABLASTEN P2 LF 2 AKT. ERDRUCK 1 = 15.0 kN/m / 15.0 kN



Seite



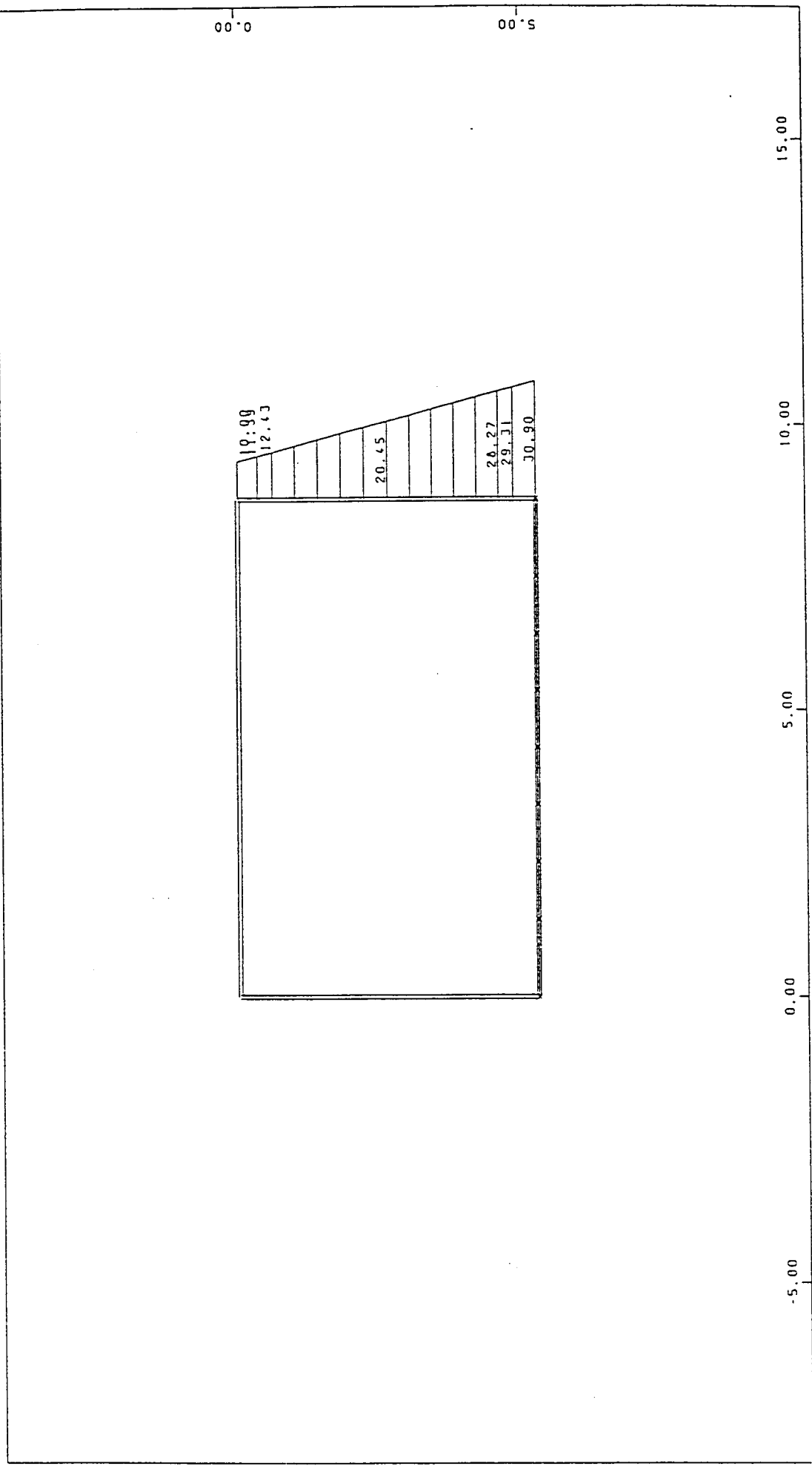
M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

EINZELLASTFAELLE

STABLASTEN P2 LF 3 ERDRUHE-AKT. ERDRUCK I = 15.0 kN/m / 15.0 kN

Seite



M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

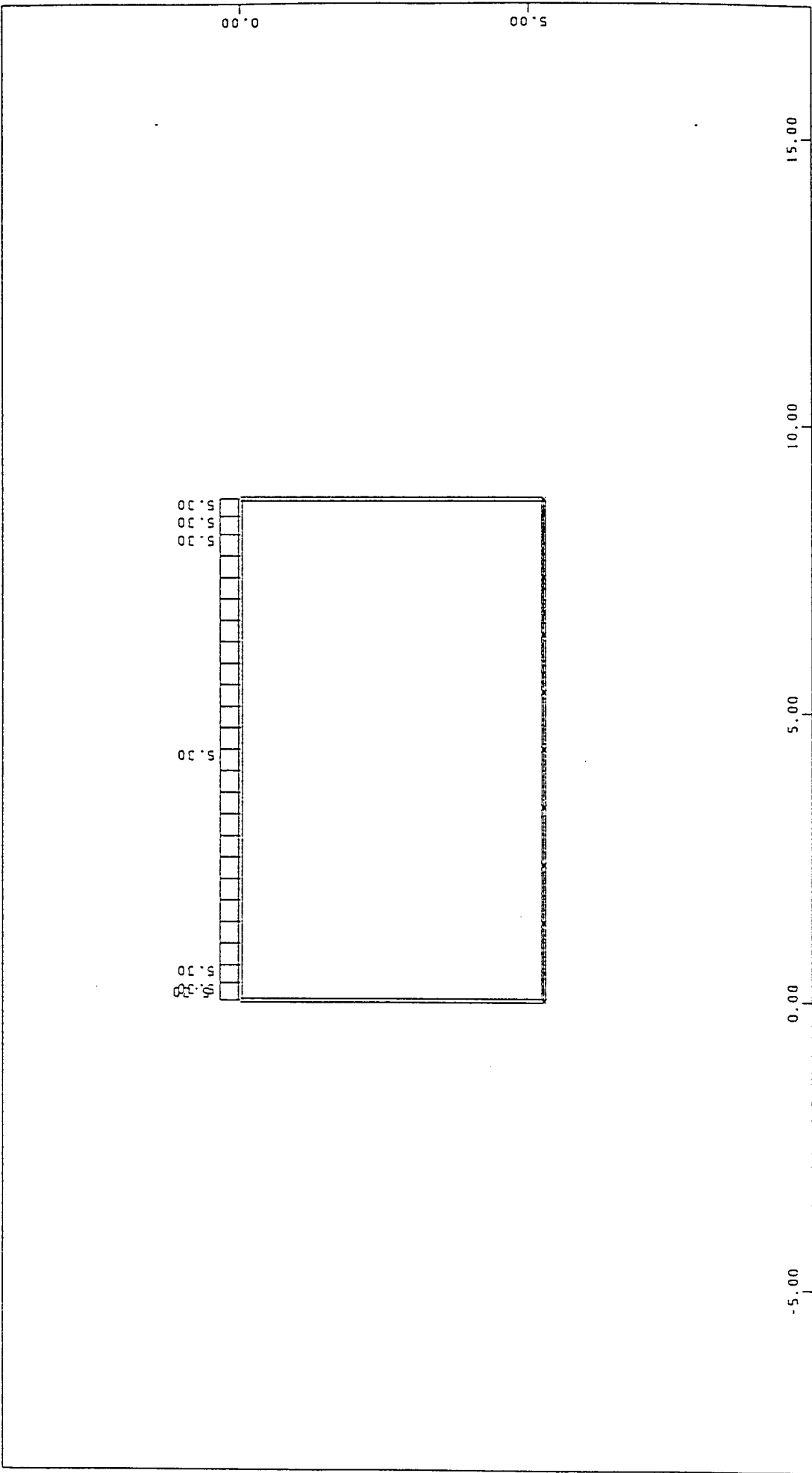
EINZELLASTFAELLE

STABLASTEN P2 LF 4 ERDRUHE-AKT. ERDRUCK I = 15.0 kN/m

/ 15.0 kN



Seite



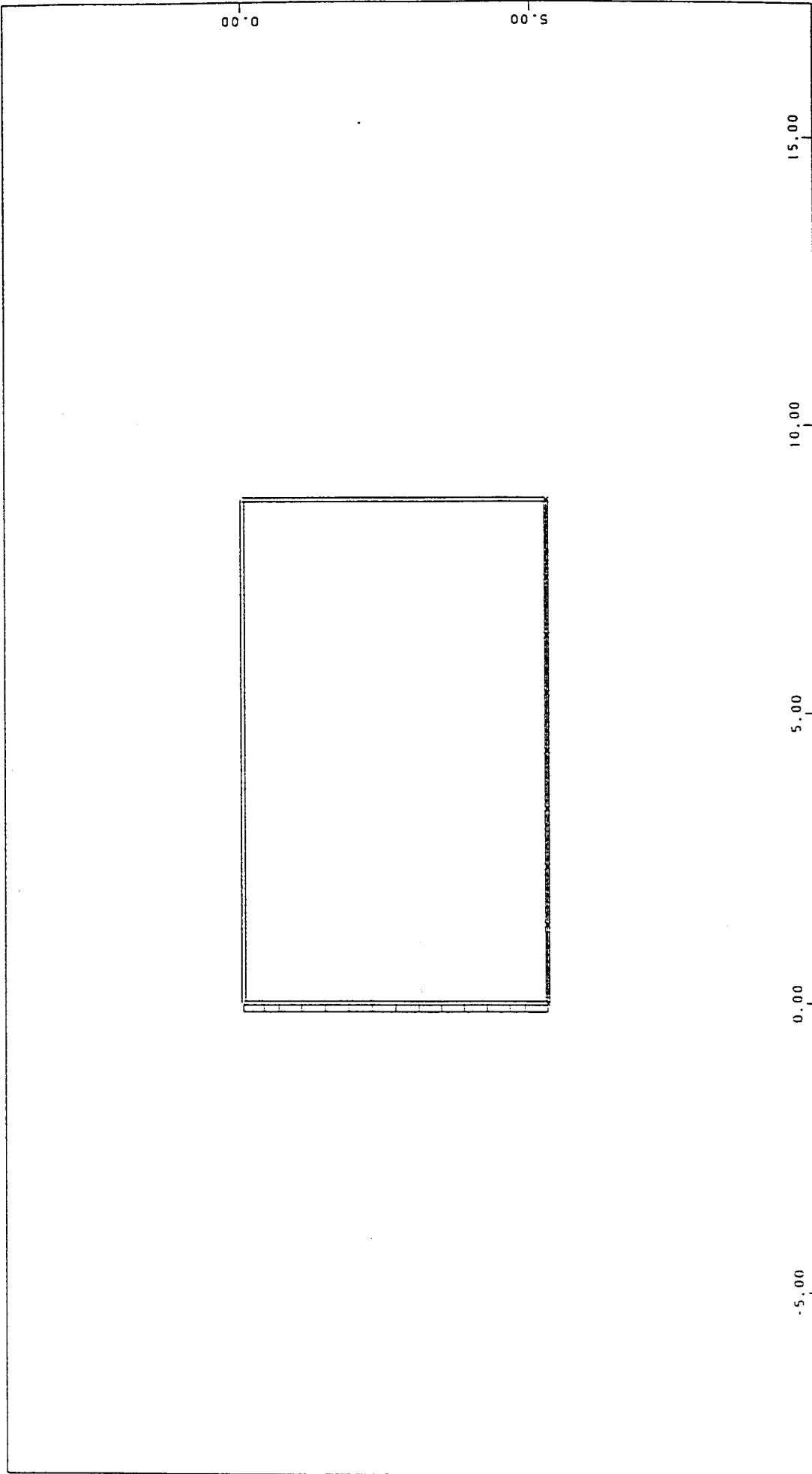
M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

EINZELLASTFAELLE

P2 LF 5 VERKEHR-HS I = 15.0 kN/m / 15.0 kN





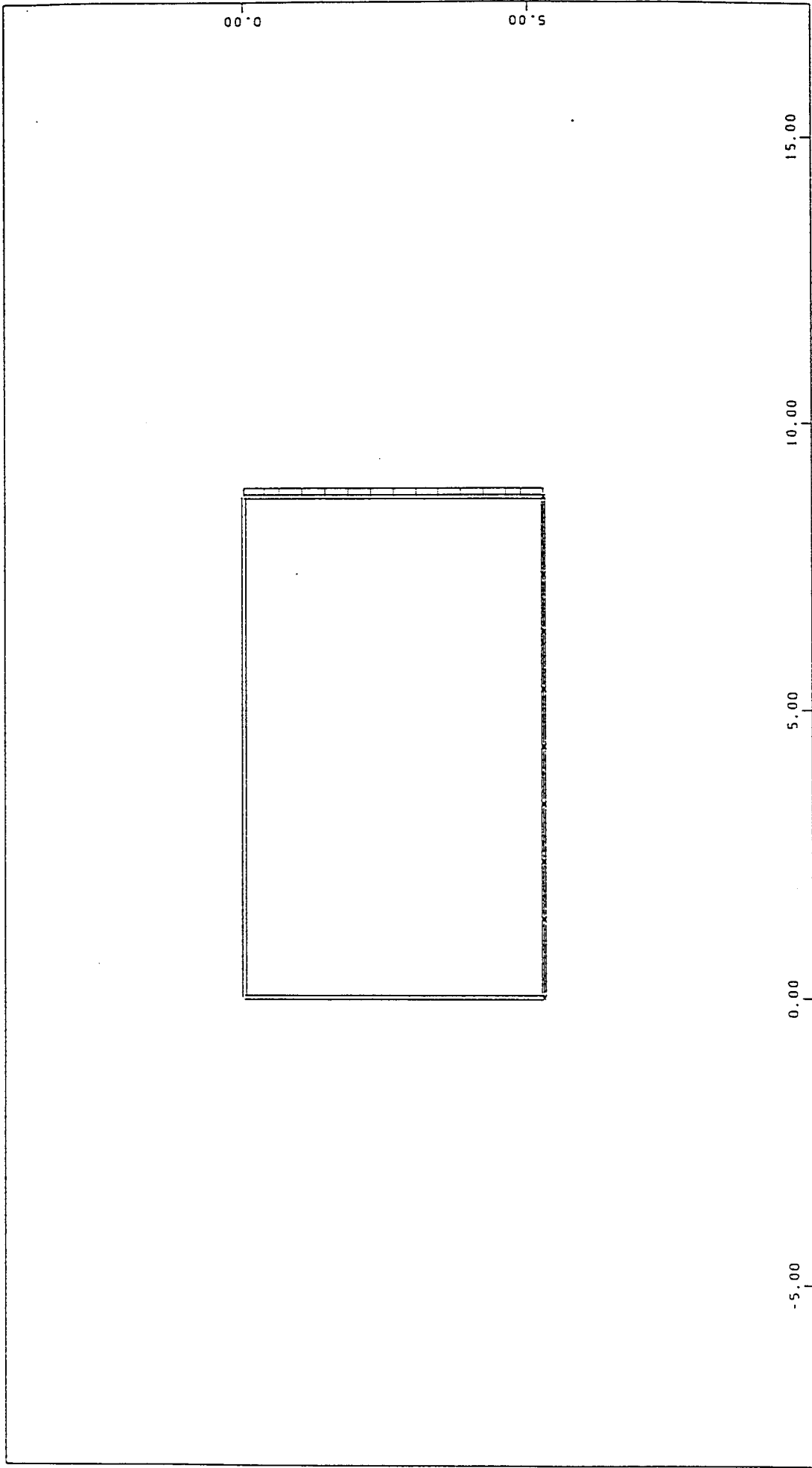
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

EINZELLASTFAELLE


STABLASTEN P2 LF 6 ERDRUCK-HS 1 = 15.0 kN/m / 15.0 kN

M 1 : 100

Seite



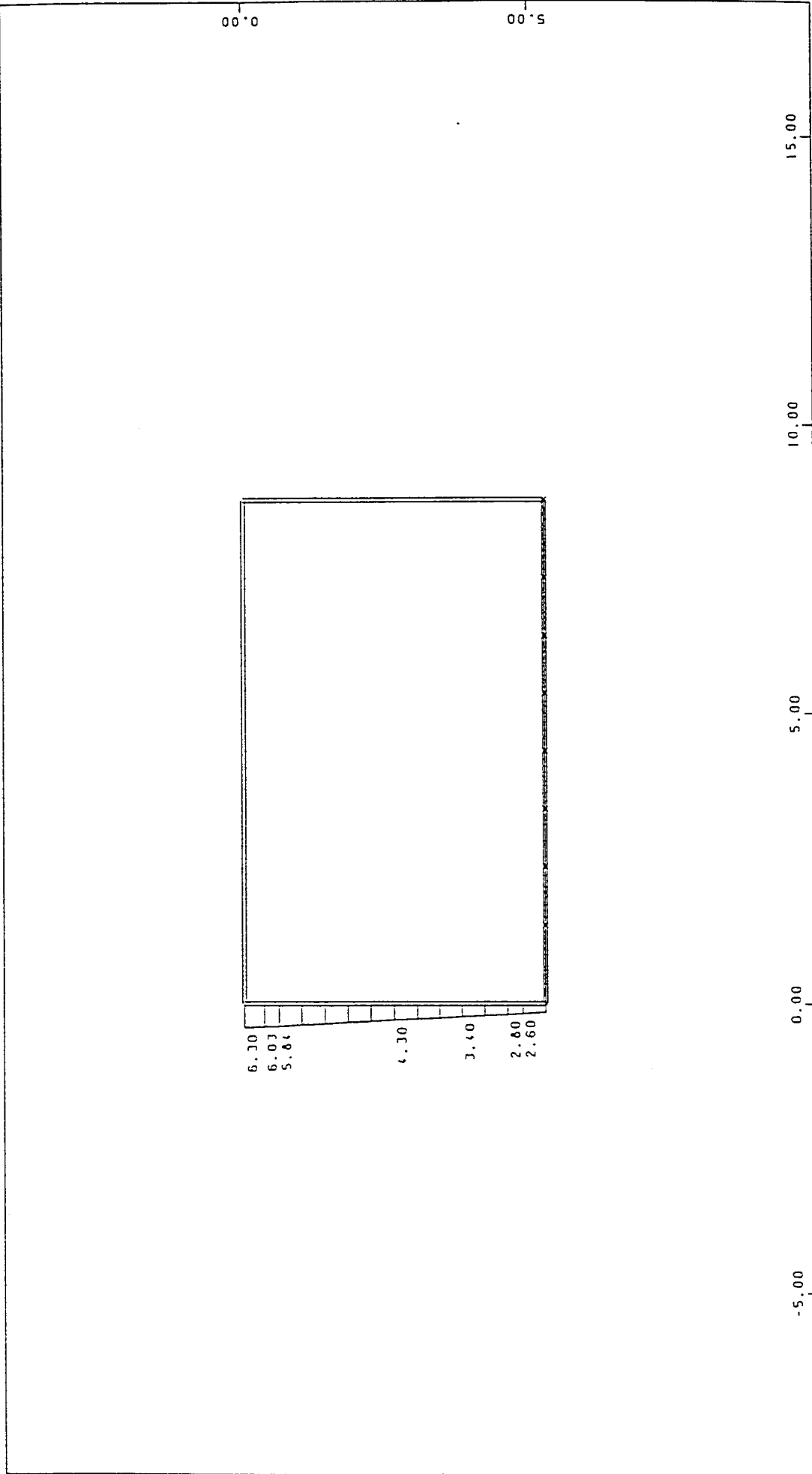
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 EINZELLASTFAELLE


 STABLASTEN P2 LF 7 ERDRUCK-HS I = 15.0 kN/m / 15.0 kN

M 1 : 100

Seite





M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

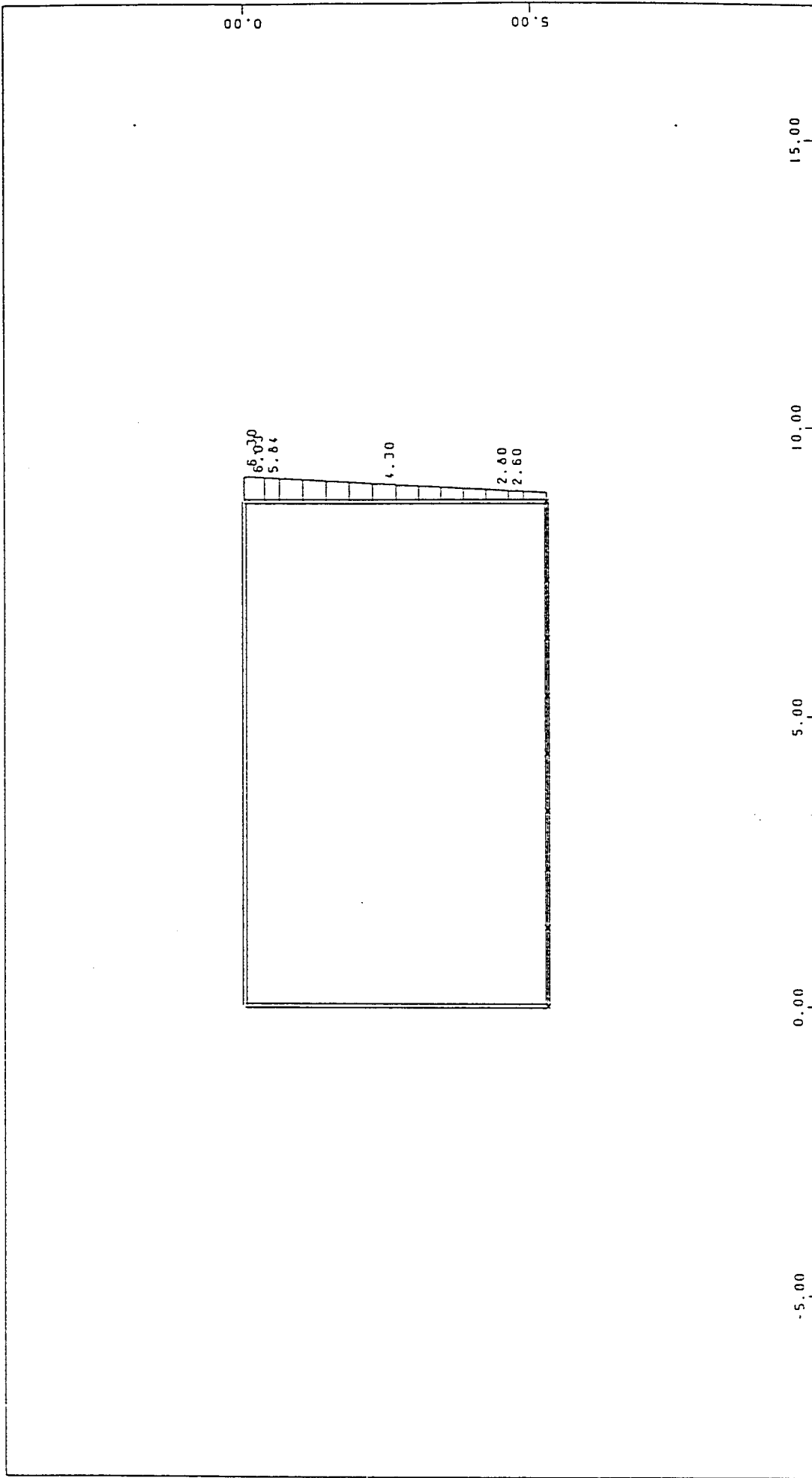
EINZELASTFAELLE

STABLASTEN P2 LF 9 ERDRUCK-SLW  $l = 15.0 \text{ kN/m}$  /  $15.0 \text{ kN}$



Seite





M 1 : 100

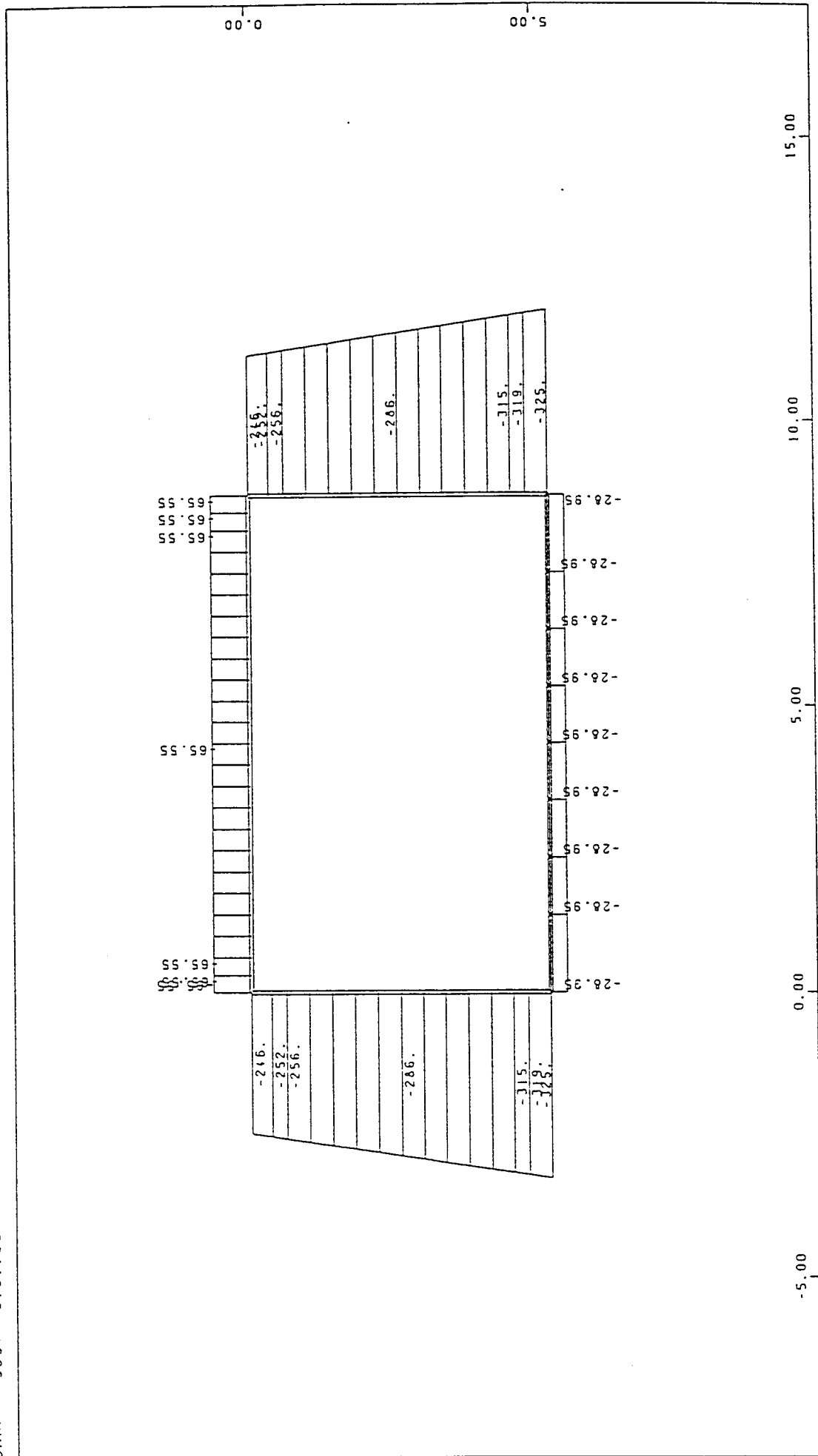
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

EINZELLASTFAELLE

==== STABLASTEN P2 LF 10 ERDRUCK-SLW I = 15.0 kN/m / 15.0 kN



Seite

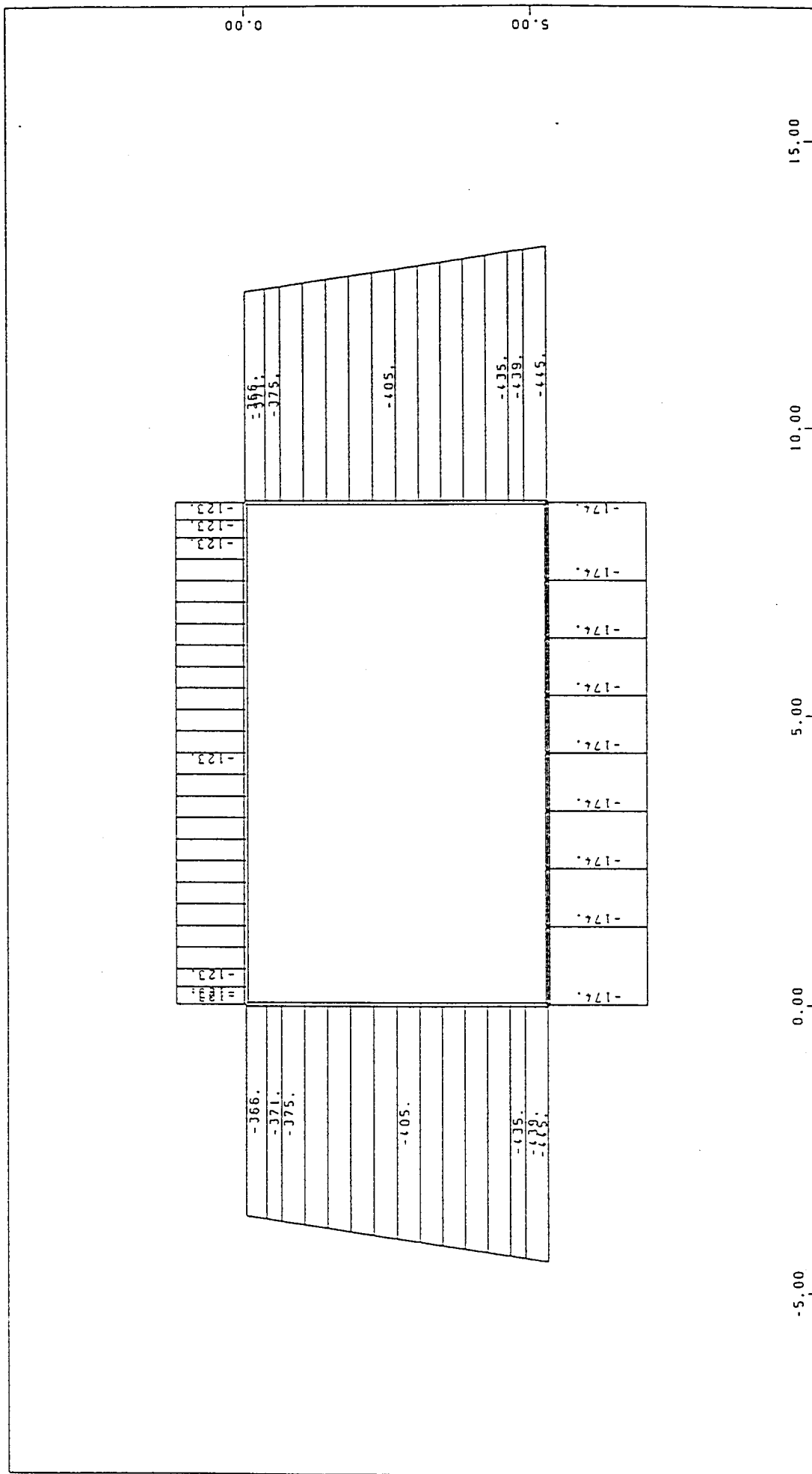


M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 UEBERLAGERUNG  
 STABNORMALKRAFT LF 21 MAX-STN 1 = 100.0 kN



Seite



M 1 : 100

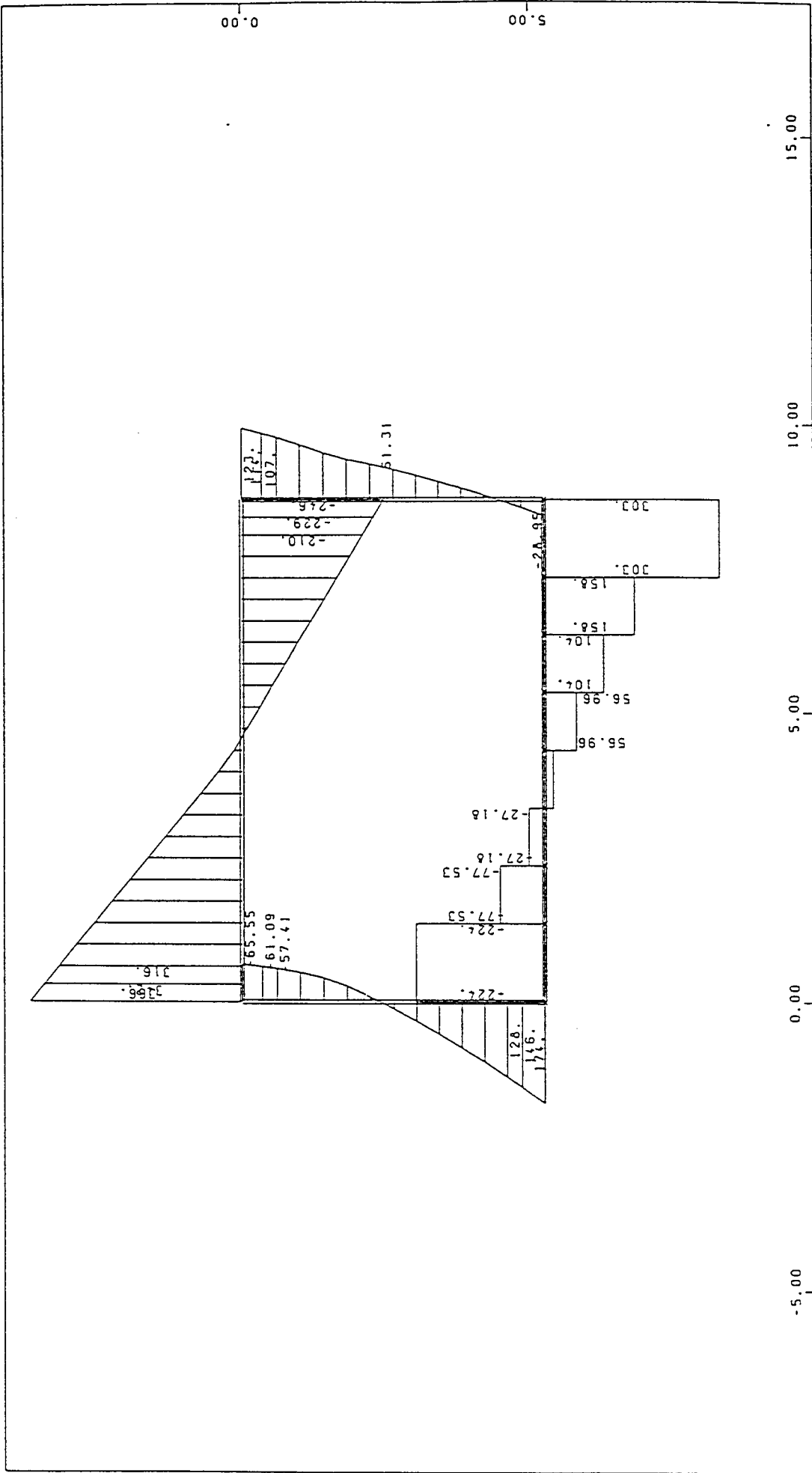
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

UEBERLAGERUNG

STABNORMALKRAFT LF 22 MIN-STN 1 = 100.0 kN



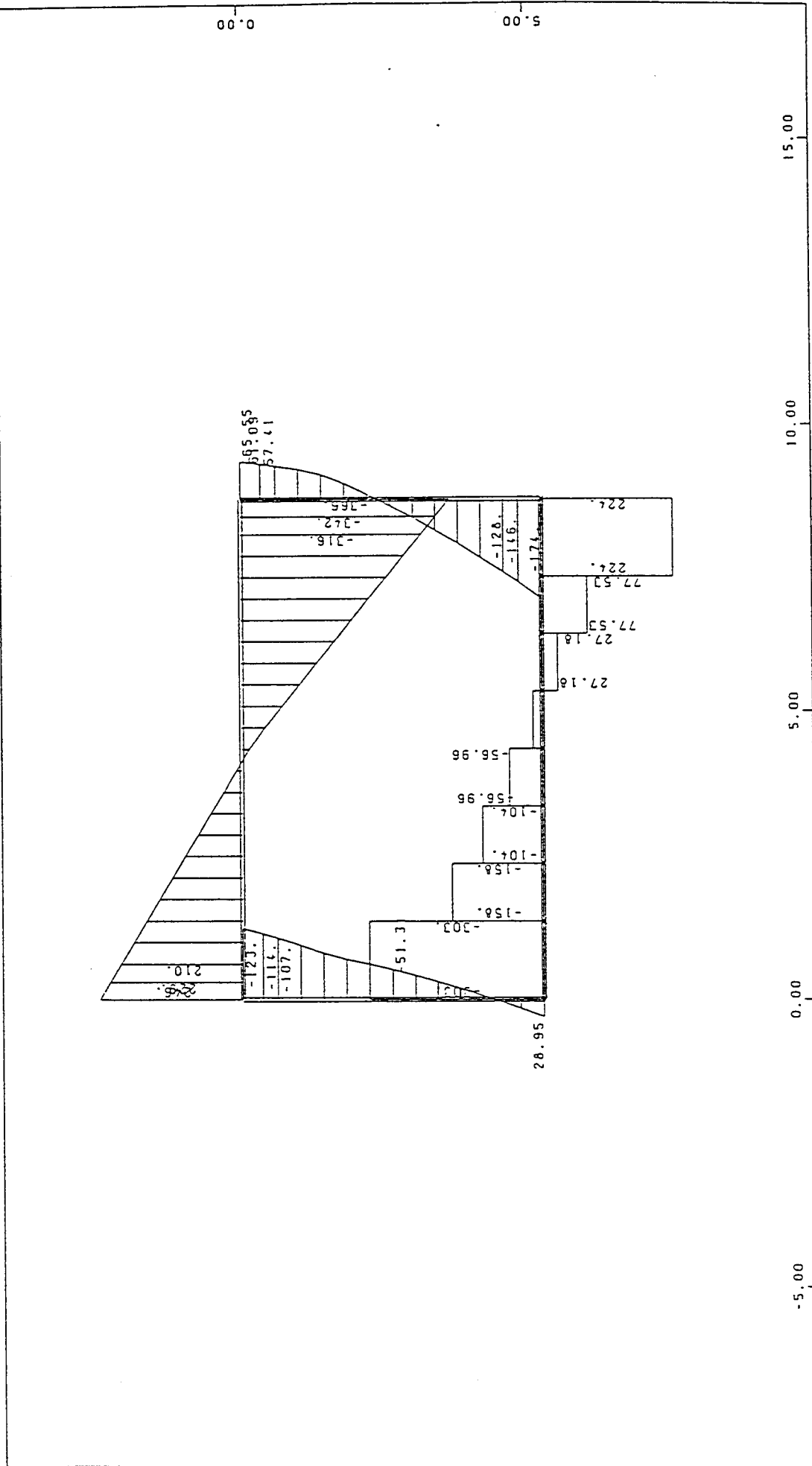
Seite



M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 UEBERLAGERUNG  
 STABUWERKRAFT OZ LF 23 MAX-STOZ I = 100.0 kN

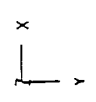
Seite

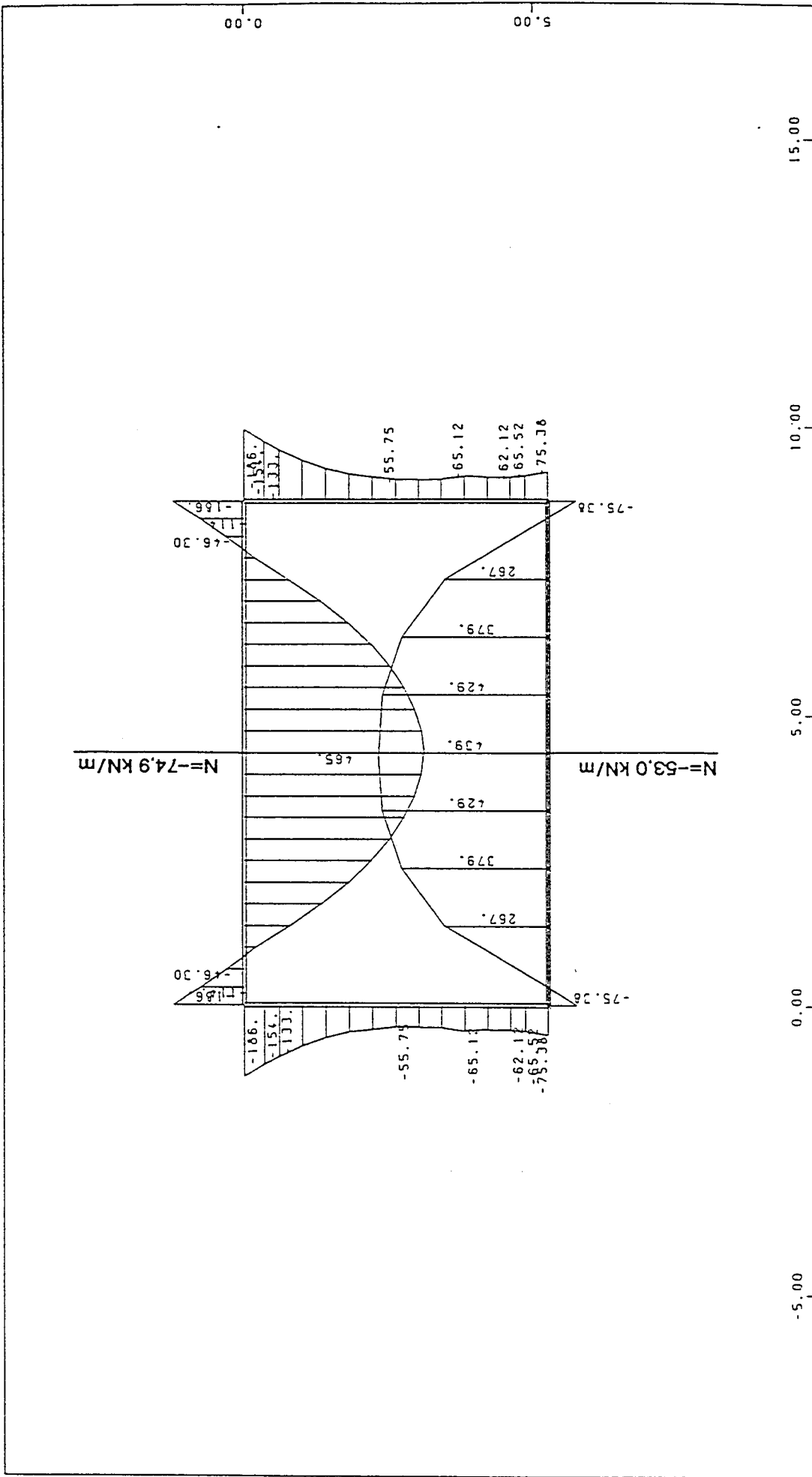


U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

UEBERLAGERUNG

STABQUERKRAFT QZ LF 24 MIN-STOZ I = 100.0 kN





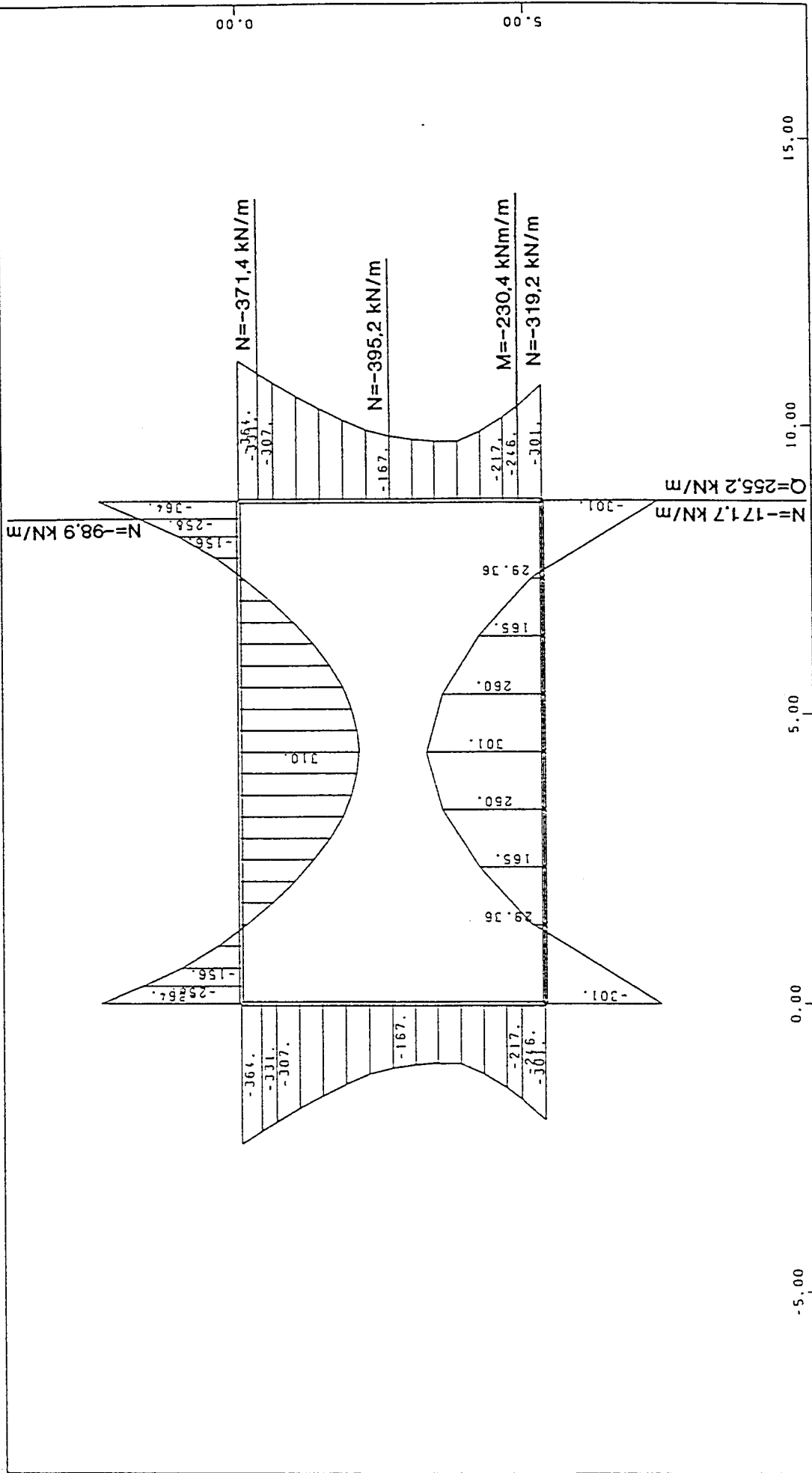
M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
UEBERLAGERUNG

STABMOMENTE MY LF 25 MAX-STMY I = 150.0 kNm



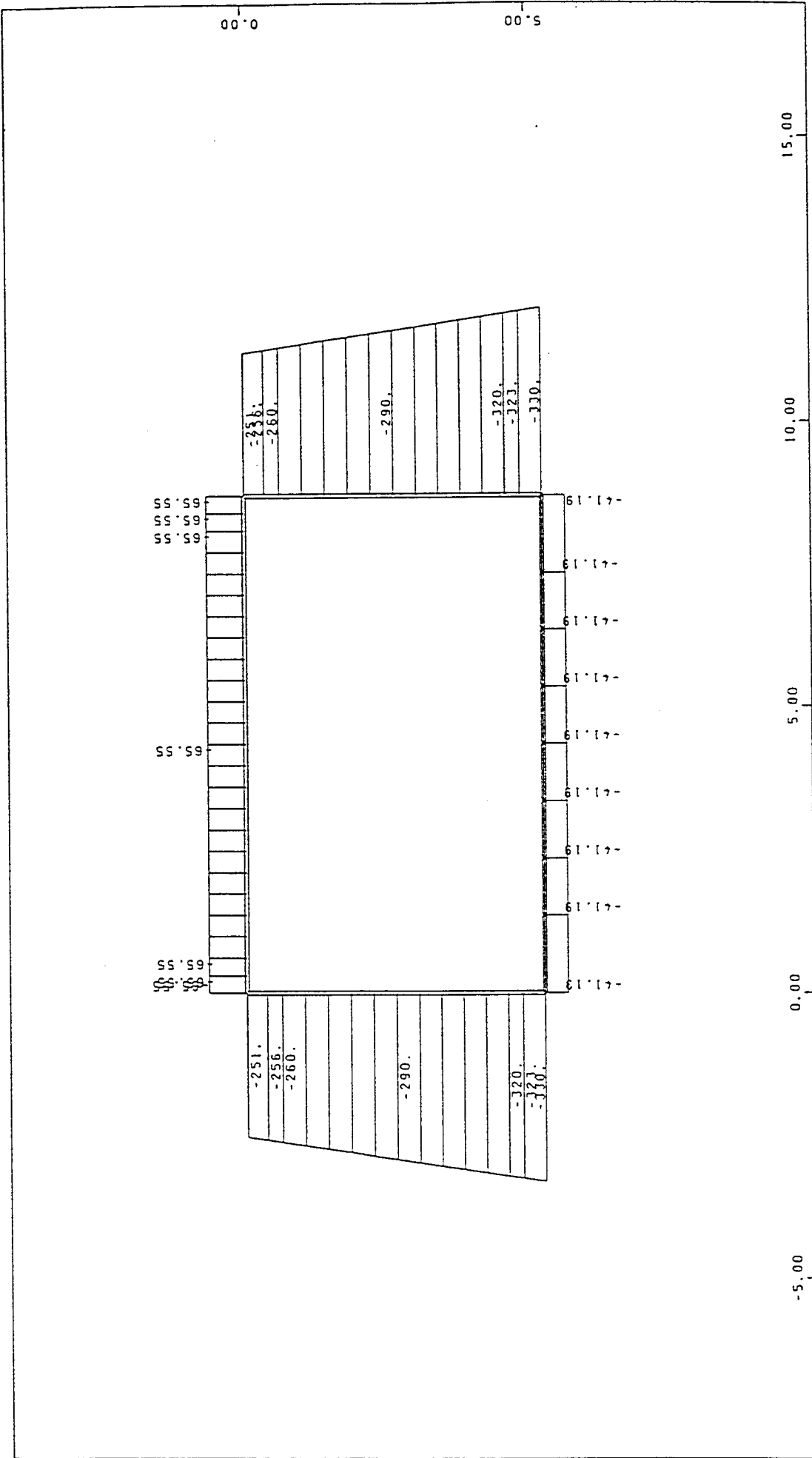
Seite



U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

UEBERLAGERUNG

STABMOMENTE MY LF 26 MIN-STMY I = 150.0 kNm



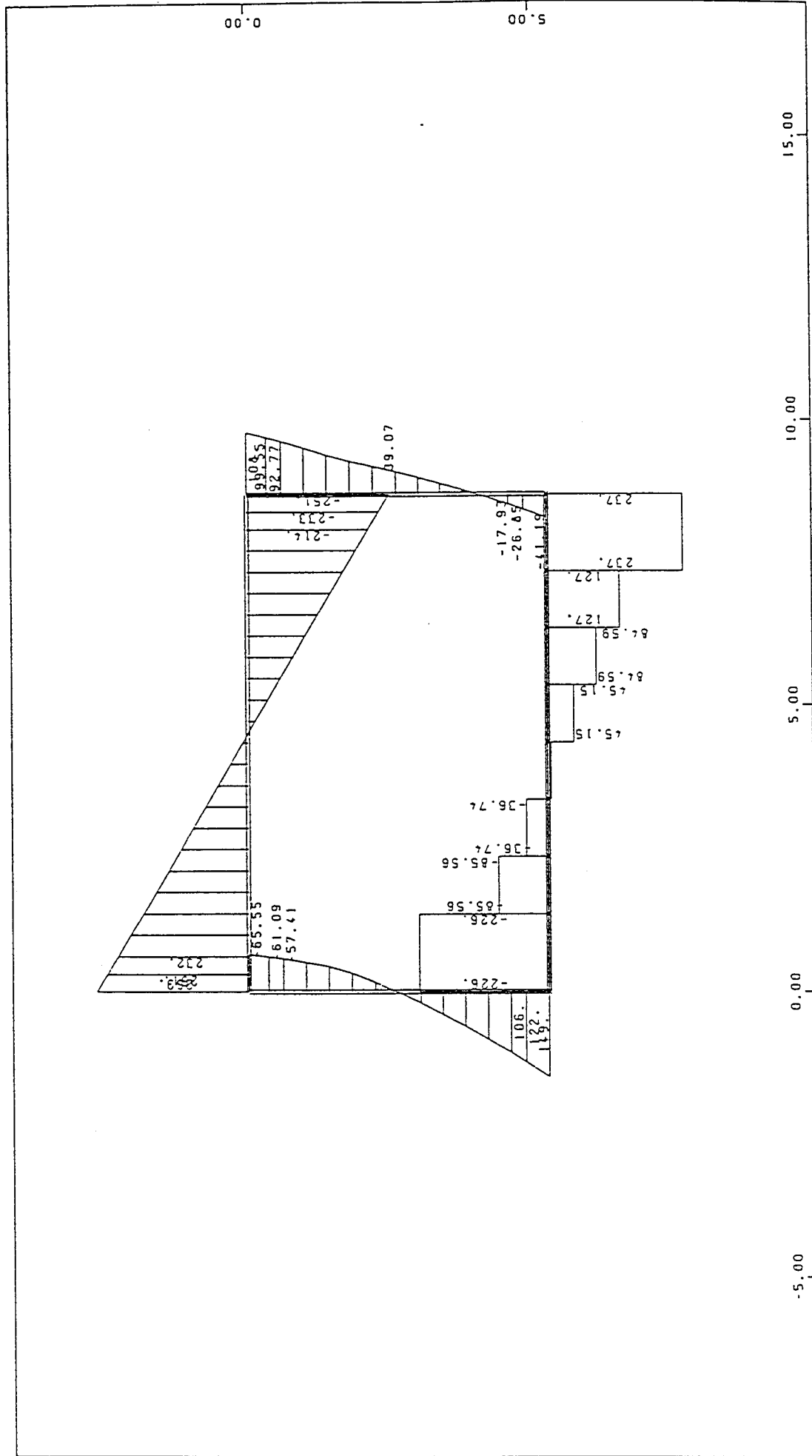
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 UEBERLAGERUNG, HAUFIG WIRKENDE LASTEN  
 STABNORMALKRAFT LF 41 MAX-STN 1 = 100.0 kN

M 1 : 100

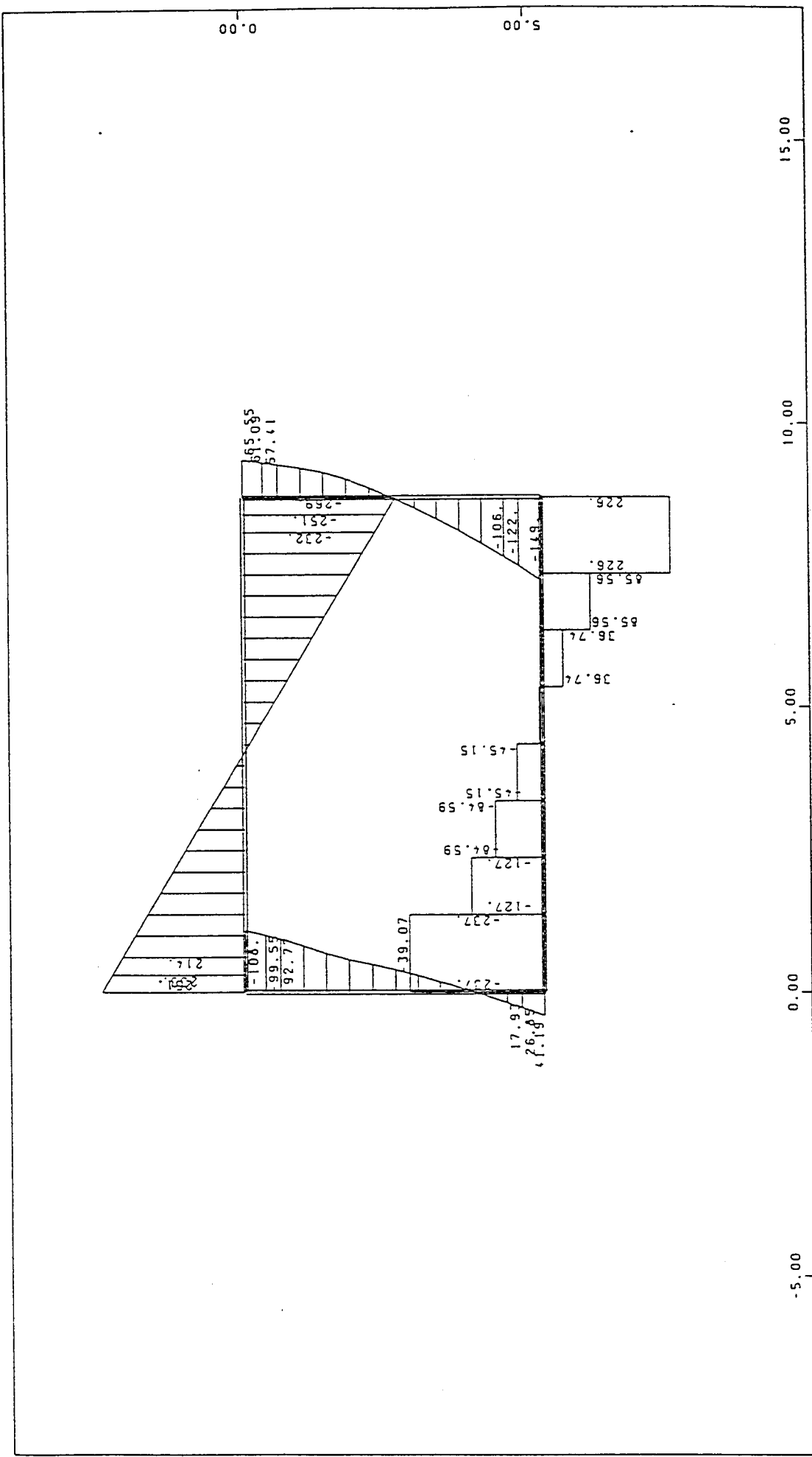
Seite





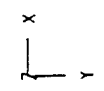


U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 UEBERLAGERUNG. HAEUFIG WIRKENDE LASTEN  
 STABOUEKRAFT QZ LF 43 MAX-STOZ I = 100.0 kN

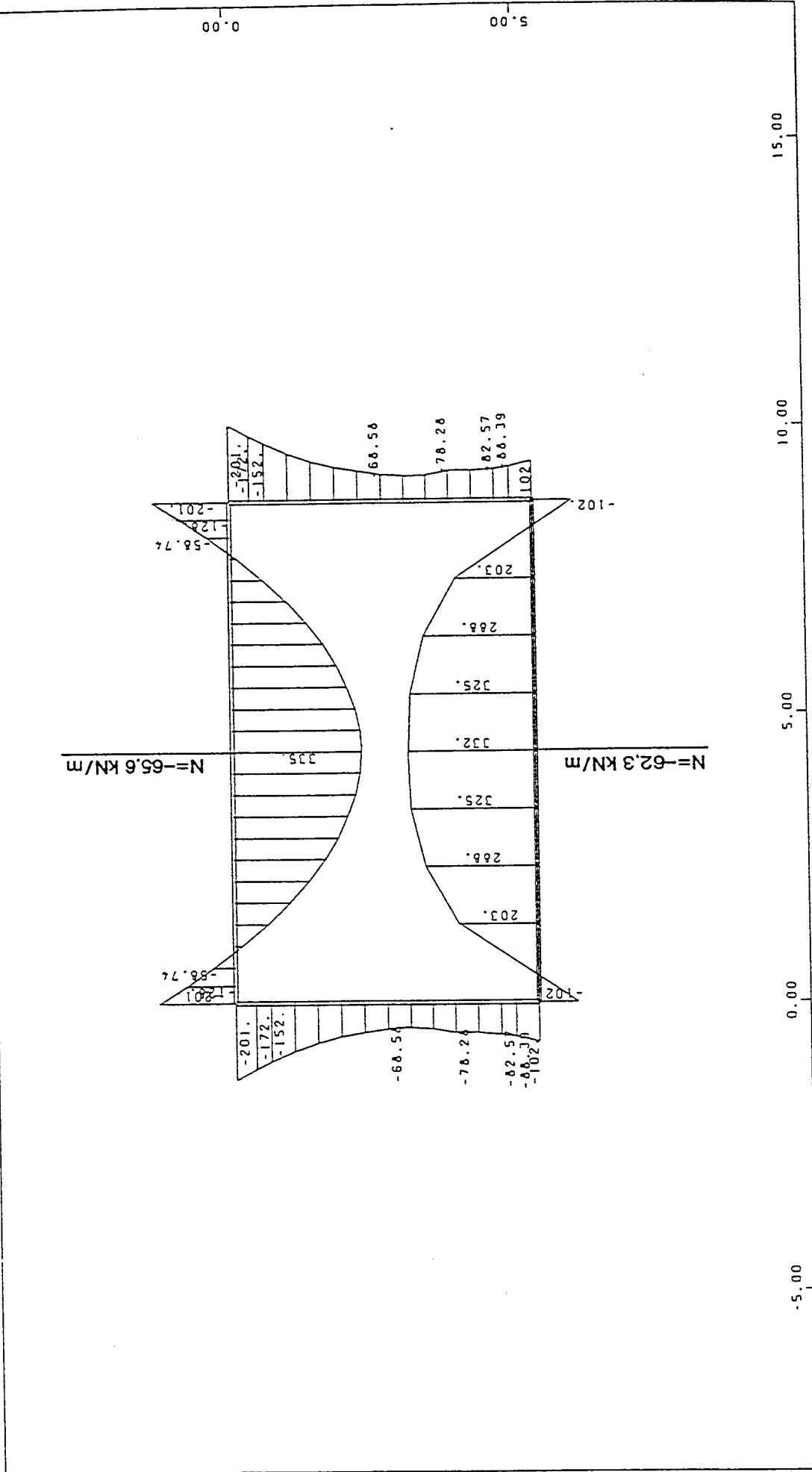


M 1 : 100

U-BAHM RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 UEBERLAGERUNG, HAEUFIG WIRKENDE LASTEN  
 STABUEBERKRAFT QZ LF 44 MIN-STOZ I = 100.0 kN



Seite

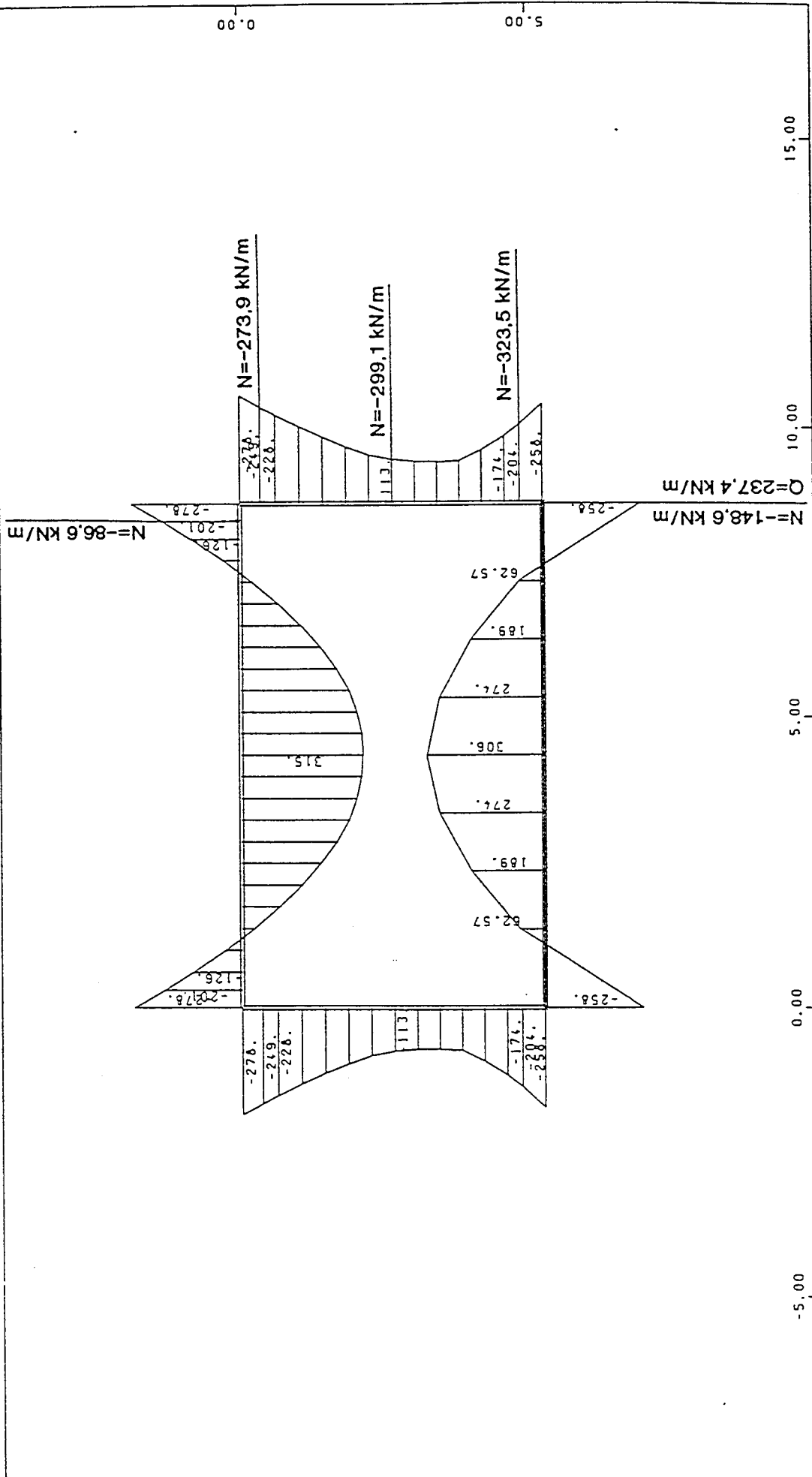


5.00 15.00 10.00 5.00 0.00 -5.00

M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 UEBERLAGERUNG, HAEUFIG WIRKENDE LASTEN  
 == STABMOMENTE MY LF 45 MAX-STMY I = 150.0 kNm

Seite



M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 UEBERLAGERUNG, HAEUFIG WIRKENDE LASTEN  
 STABMOMENTE MY LF 46 MIN-STMY I = 150.0 kNm

Seite

#### 4 Bemessung

Beton B 35

Betonstahl BSt 500

Betondeckung  $nomc = 5,0 \text{ cm}$

Die Bemessung wurde ebenfalls mit den Programmen der SOFISTIK-Kette durchgeführt. Die Ergebnisse sind aus den nachfolgenden Programmausdrucken ersichtlich. Aus programmtechnischen Gründen bei der Schnittkraftermittlung von elastisch gebetteten Stäben erfolgt die Bemessung der Tunnelsohle an der Wand mit Handrechnung.

- Biegung: Sohle am Wandanschnitt

$$\max M_{\text{Stütz}} = -301,5 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zug}Q = 255,2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zug}N = -171,7 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{\text{Anschnitt}} = 301,5 - 255,2 \cdot 0,60 / 2 = 224,9 \text{ kNm/m}$$

$$M_s = 224,9 + 171,7 (0,72 - 0,80 / 2) = 279,8 \text{ kNm/m}$$

$$k_h = 72 / \sqrt{279,8} = 4,30 \rightarrow k_s = 3,7$$

$$\text{erfa}_s = 279,8 / 72 \cdot 3,7 - 171,7 / 28,6 = 8,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Schub: Sohle  $h/2$  vom Auflagerrand

$$Q_{\text{Bem}} = 302,8 \text{ kN/m}$$

$$\tau_o = 0,3028 / 0,85 \cdot 0,72 = 0,50 \text{ MN/m}^2 > 0,58 \cdot 0,60 = 0,35$$

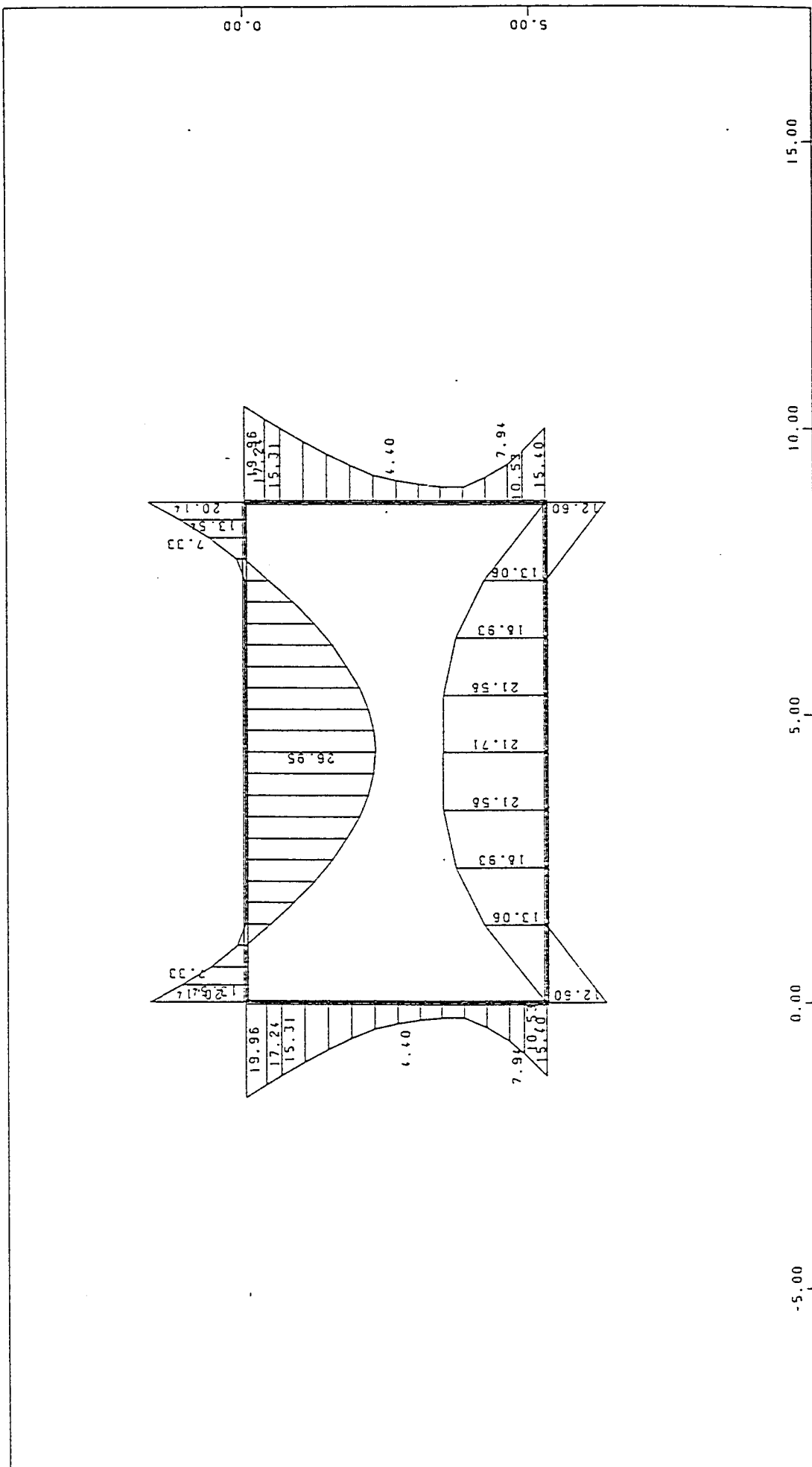
$$< 0,5 \cdot 2,40 = 1,20 \rightarrow \text{Schubzulagen !}$$

$$k_1 = 0,2 / 0,80 + 0,33 = 0,58$$

- Schubbereich 2 !

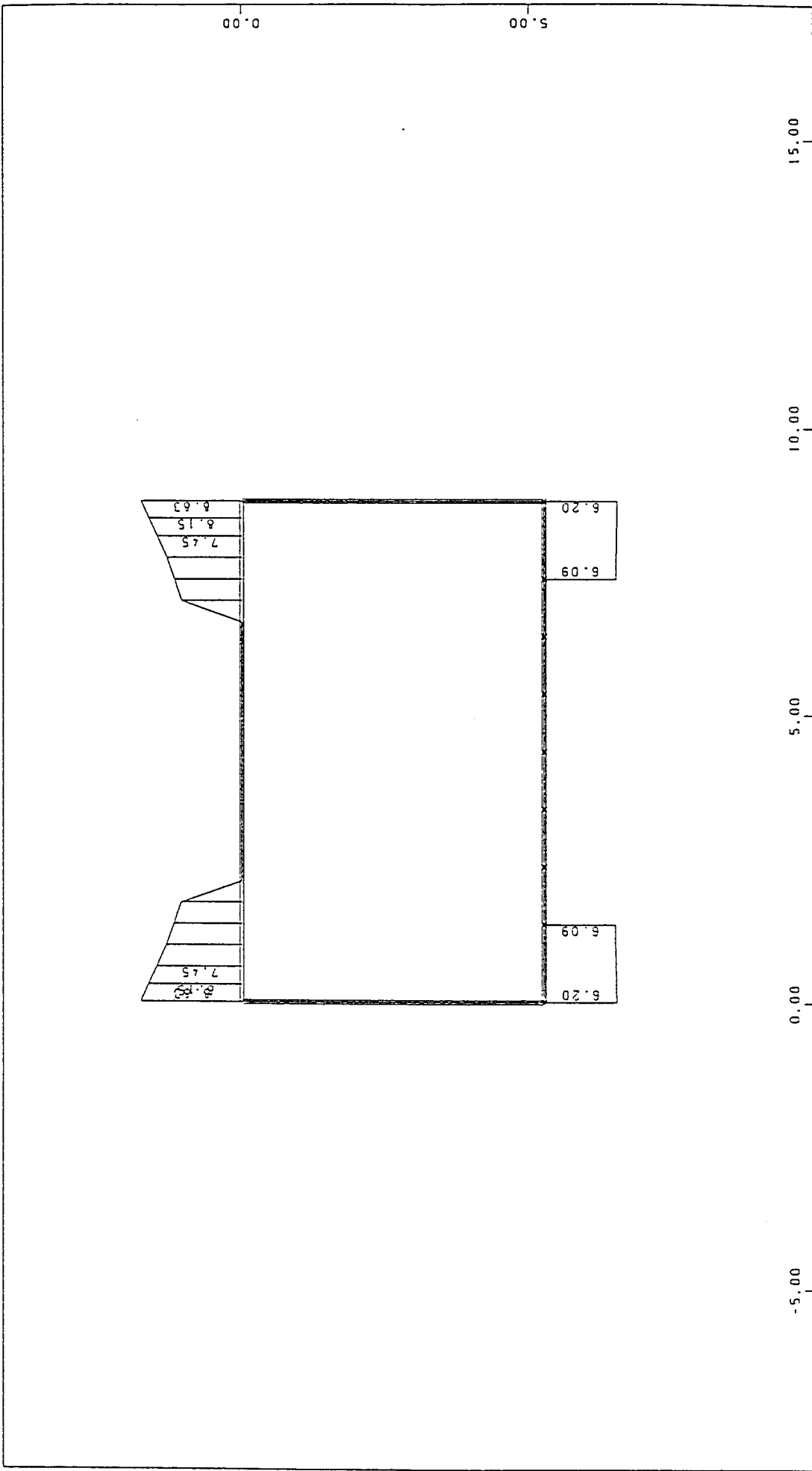
$$\tau = 0,50^2 / 2,40 = 0,10 < 0,4 \cdot 0,50 = 0,20 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{erfa}_{s,\text{Ba}} = 0,20 \cdot 1,00 / 286 \cdot 10^4 = 7,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$



U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045

BEWEHRUNG  
 BEWEHRUNG RANG 1 1 = 12.0 cm<sup>2</sup>  
 BEWEHRUNG RANG 2 1 = 12.0 cm<sup>2</sup>



U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH DIN 1045  
 BEWEHRUNG

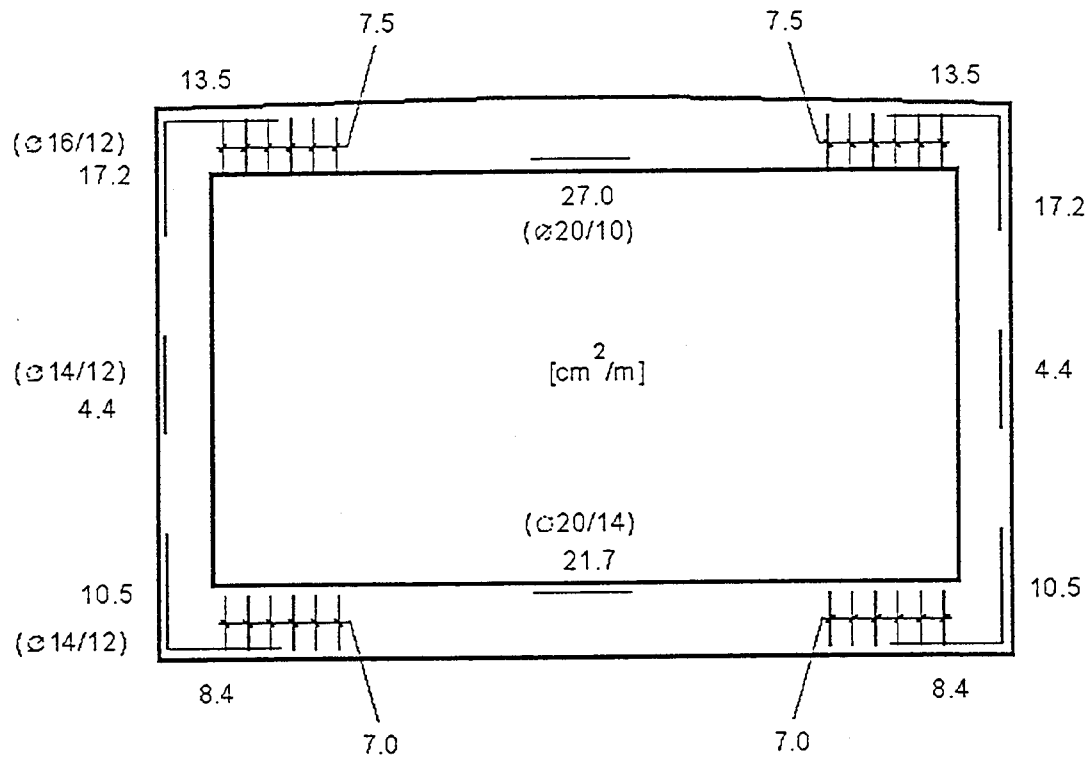
— x ——— SCHUBBEWEHRUNG l = 5.00 cm<sup>2</sup>/m

M 1 : 100

Seite



## 5 Bewehrung



## 6 Rißbreitenbeschränkung

### 6.1 Zentr. Zwang aus Hydratation

$$\text{Mindestbewehrung: } \mu_z = k_o \cdot \beta_{bz} / \sigma_s$$

$$k_o = 1,0 \text{ (zentr. Zwang)}$$

$$\beta_{bz} = 0,5 \cdot 0,25 \cdot 35^{2/3} = 1,34 \text{ MN/m}^2$$

- Decke:  $d = 70 \text{ cm}$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$\phi = \phi_{\text{Tab}} \cdot \beta_{bz} / 2,1 \cdot [d / (10 (d-h))] \geq \phi_{\text{tab}} \cdot \beta_{bz} / 2,1$$

$$\beta_{bz} / 2,1 = 1,34 / 2,1 = 0,64$$

$$d / (10 (d-h)) = 70 / (10 (70-64)) = 1,17$$

gew.:  $\phi 12 \text{ mm}$

$$\phi_{\text{Tab}} = 12 / (0,64 \cdot 1,17) = 16,0 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s \approx 240 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu_z = 1,0 \cdot 1,34 / 240 = 0,00558$$

$$\text{erfa}_s = 0,00558 \cdot 70 \cdot 100 = 39,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gew.  $\phi 16 \text{ mm}$

$$\phi_{\text{Tab}} = 16 / (0,64 \cdot 1,17) = 21,4 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s \approx 193 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu_z = 1,0 \cdot 1,34 / 193 = 0,00694$$

$$\text{erfa}_s = 0,00694 \cdot 70 \cdot 100 = 48,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Wand:  $d = 60 \text{ cm}$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$\beta_{bz} / 2,1 = 1,34 / 2,1 = 0,64$$

$$d / (10 (d-h)) = 60 / (10 (60-54)) = 1$$

gew.:  $\phi 12 \text{ mm}$

$$\phi_{\text{Tab}} = 12 / 0,64 = 18,8 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s \approx 212 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu_z = 1,0 \cdot 1,34 / 212 = 0,00632$$

$$\text{erfa}_s = 0,00632 \cdot 60 \cdot 100 = 37,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gew.:  $\phi 16 \text{ mm}$

$$\phi_{\text{Tab}} = 16 / 0,64 = 25,0 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s \approx 175 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu_z = 1,0 \cdot 1,34 / 175 = 0,00766$$

$$\text{erfa}_s = 0,00766 \cdot 60 \cdot 100 = 45,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Sohle:  $d = 80 \text{ cm}$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$\beta_{bz} / 2,1 = 1,34 / 2,1 = 0,64$$

$$d / (10 (d-h)) = 80 / (10 (80-74)) = 1,33$$

gew.:  $\phi 12 \text{ mm}$

$$\phi_{\text{Tab}} = 12 / (0,64 \cdot 1,33) = 14,1 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s \approx 259 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu_z = 1,0 \cdot 1,34 / 259 = 0,00517$$

$$\text{erfa}_s = 0,00517 \cdot 80 \cdot 100 = 41,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gew.:  $\phi$  16 mm  
 $\phi_{\text{Tab}} = 16 / (0,64 \cdot 1,33) = 18,8 \text{ mm} - \sigma_s \approx 212 \text{ MN/m}^2$   
 $\mu_z = 1,0 \cdot 1,34 / 212 = 0,00632$   
 $\text{erfa}_s = 0,00632 \cdot 80 \cdot 100 = 50,6 \text{ cm}^2/\text{m}$

## 6.2 Biegung unter häufig wirkender Last

- Decke am Wandanschnitt

$M_d = -200,6 \text{ kNm/m}$   
 $N_d = -86,6 \text{ kN/m}$  (Druck)  
 $M_{sd} = 200,6 + 86,6 \cdot (0,62 - 0,70 / 2) = 224,0 \text{ kNm/m}$

gew.:  $\phi$  16/12 = 16,8 cm<sup>2</sup>/m  
 $\sigma_{sd} = (0,2240 / (0,9 \cdot 0,62) - 0,0866) / 16,8 \cdot 10^4 \approx 187 \text{ MN/m}^2$

aus Tab. 14, Zeile 3  
 $d / (10 (d-h)) = 70 / (10 (70-62)) = 0,875 < 1$   
 -  $\phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 22,6 \text{ mm} > 16 \text{ mm}$

aus Tab. 15, Zeile 3  
 -  $s_{\text{max}} = 21,6 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$

- Decke im Feld

$M_d = 335,4 \text{ kNm/m}$   
 $N_d = -65,6 \text{ kN/m}$  (Druck)  
 $M_{sd} = 335,4 + 65,6 \cdot (0,62 - 0,70 / 2) = 353,1 \text{ kNm/m}$

gew.:  $\phi$  20/10 = 31,4 cm<sup>2</sup>/m  
 $\sigma_{sd} = (0,3531 / (0,9 \cdot 0,62) - 0,0656) / 31,4 \cdot 10^4 \approx 181 \text{ MN/m}^2$

aus Tab. 14, Zeile 3  
 -  $\phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 23,8 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$

aus Tab. 15, Zeile 3  
 -  $s_{\text{max}} = 22,4 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$

- Wand am Deckenanschnitt

$M_d = -248,9 \text{ kNm/m}$   
 $N_d = -273,9 \text{ kN/m}$  (Druck)  
 $M_{sd} = 248,9 + 273,9 \cdot (0,52 - 0,60 / 2) = 309,2 \text{ kNm/m}$

gew.:  $\phi$  16/12 = 16,8 cm<sup>2</sup>/m  
 $\sigma_{sd} = (0,3092 / (0,9 \cdot 0,52) - 0,2739) / 16,8 \cdot 10^4 \approx 230 \text{ MN/m}^2$

aus Tab. 14, Zeile 3  
 -  $\phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 17,0 \text{ mm} > 16 \text{ mm}$

aus Tab. 15, Zeile 3  
 -  $s_{\text{max}} = 16,3 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$

- Wand im Feld

$$M_d = -112,6 \text{ kNm/m}$$

$$N_d = -299,1 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{sd} = 112,6 + 299,1 \cdot (0,52 - 0,60 / 2) = 178,4 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 14/12 = 12,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_{sd} = (0,1784 / (0,9 \cdot 0,52) - 0,2991) / 12,8 \cdot 10^4 \approx 64 \text{ MN/m}^2$$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$- \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 28 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$$

aus Tab. 15, Zeile 3

$$- s_{\text{max}} = 25 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

- Wand am Sohlenanschnitt

$$M_d = -203,8 \text{ kNm/m}$$

$$N_d = -323,5 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{sd} = 203,8 + 323,5 \cdot (0,52 - 0,60 / 2) = 275,0 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 14/12 = 12,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_{sd} = (0,2750 / (0,9 \cdot 0,52) - 0,3235) / 12,8 \cdot 10^4 \approx 206 \text{ MN/m}^2$$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$- \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 19,4 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$$

aus Tab. 15, Zeile 3

$$- s_{\text{max}} = 19,3 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

- Sohle am Wandanschnitt

$$M_d = -257,9 \text{ kNm/m}$$

$$Q_D = 237,4 \text{ kN/m}$$

$$N_d = -148,6 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{\text{Anschnitt}} = 257,9 - 237,4 \cdot 0,60 / 2 = 186,7 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd} = 186,7 + 148,6 \cdot (0,72 - 0,80 / 2) = 234,3 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 14/12 = 12,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_{sd} = (0,2343 / (0,9 \cdot 0,72) - 0,1486) / 12,8 \cdot 10^4 \approx 166 \text{ MN/m}^2$$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$- \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 26,8 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$$

aus Tab. 15, Zeile 3

$$- s_{\text{max}} = 24,3 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

- Sohle im Feld

$$M_d = -331,9 \text{ kNm/m}$$

$$N_d = -62,3 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{sd} = 331,9 + 62,3 \cdot (0,72 - 0,80 / 2) = 351,8 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 20/14 = 22,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_{sd} = (0,3518 / (0,9 \cdot 0,72) - 0,0623) / 22,4 \cdot 10^4 \approx 215 \text{ MN/m}^2$$

aus Tab. 14, Zeile 3

$$- \phi_{Grenz} = \phi_{Tab} = 18,5 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

aus Tab. 15, Zeile 3

$$- s_{max} = 18,1 \text{ cm} > 14 \text{ cm}$$

### 6.3 Nach den Diagrammen zur direkten Bemessung von Meyer

a) Zentr. Zwang aus Hydratation

$$B 35/w_{cal} = 25 \text{ mm} / c = 5 \text{ cm}$$

Diagramm 1.1.1-55

		$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$	
Decke:	$d = 70 \text{ cm}$ $d' = 62 \text{ cm}$	11,3	12,3	13,3	14,2	cm <sup>2</sup> /m je Seite
Wand:	$d = 60 \text{ cm}$ $d' = 66 \text{ cm}$	10,8	11,8	12,8	13,7	cm <sup>2</sup> /m je Seite
Sohle:	$d = 80 \text{ cm}$ $d' = 68 \text{ cm}$	11,9	12,9	13,9	14,8	cm <sup>2</sup> /m je Seite

b) Biegung inf. Lastbeanspruchung

$$B 35/w_{cal} = 0,25 \text{ mm} / c = 5 \text{ cm}$$

Diagramm 2.1.2-11

- Decke am Wandanschnitt

$$\sigma_{sd} \approx 187 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu = 16,8 / (70 \cdot 100) \cdot 100 = 0,24 \%$$

$$- \phi_{Grenz} > 20 \text{ mm}$$

- Decke im Feld

$$\sigma_{sd} \approx 181 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu = 31,4 / (70 \cdot 100) \cdot 100 = 0,45 \%$$

$$- \phi_{Grenz} > 20 \text{ mm}$$

- Wand am Deckenanschnitt

$$\begin{aligned}\sigma_{sd} &\approx 230 \text{ MN/m}^2 \\ \mu &= 16,8 / (60 \cdot 100) \cdot 100 = 0,28 \% \\ - \phi_{\text{Grenz}} &= 16 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Wand im Feld

$$\begin{aligned}\sigma_{sd} &\approx 64 \text{ MN/m}^2 \\ \mu &= 12,8 / (60 \cdot 100) \cdot 100 = 0,21 \% \\ - \phi_{\text{Grenz}} &= 28 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Wand am Sohlenanschnitt

$$\begin{aligned}\sigma_{sd} &\approx 206 \text{ MN/m}^2 \\ \mu &= 12,8 / (60 \cdot 100) \cdot 100 = 0,21 \% \\ - \phi_{\text{Grenz}} &> 20 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Sohle am Wandanschnitt

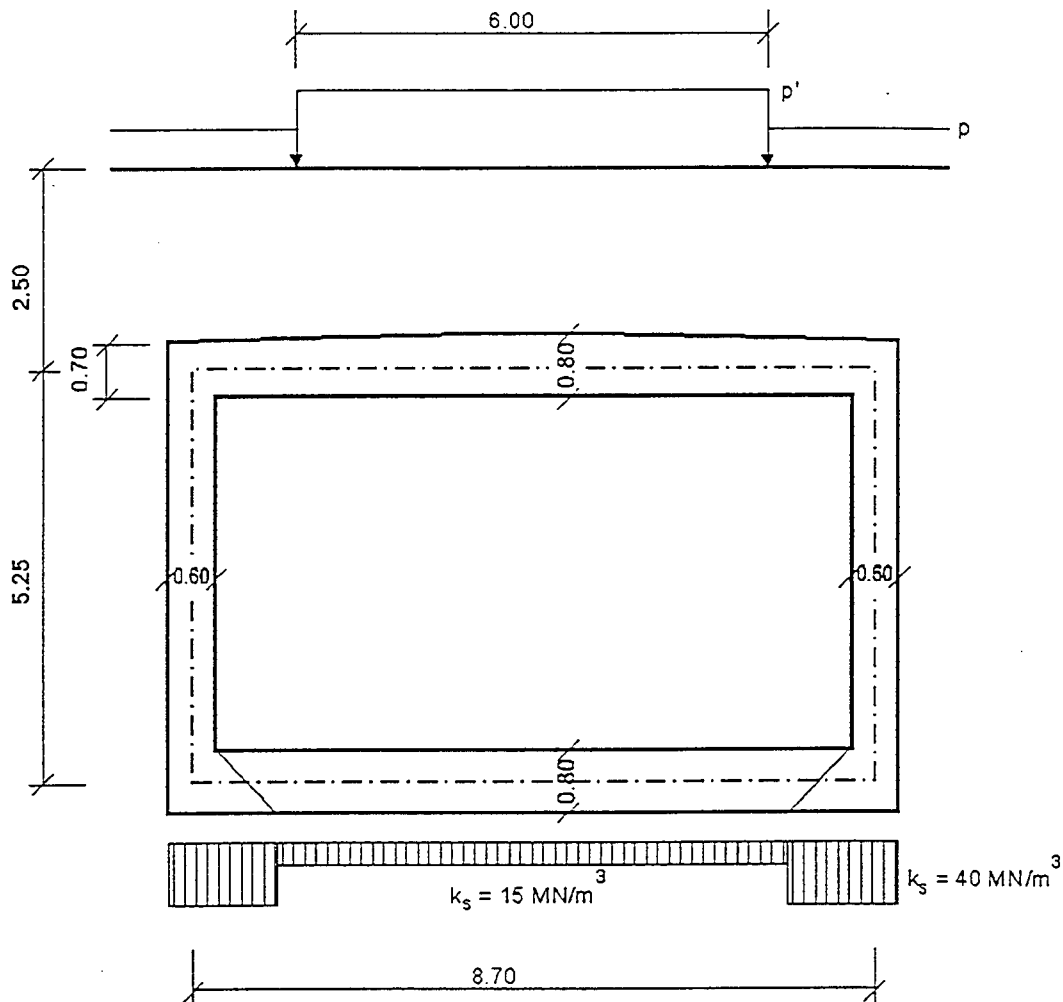
$$\begin{aligned}\sigma_{sd} &\approx 166 \text{ MN/m}^2 \\ \mu &= 12,8 / (80 \cdot 100) \cdot 100 = 0,16 \% \\ - \phi_{\text{Grenz}} &> 16 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Sohle im Feld

$$\begin{aligned}\sigma_{sd} &\approx 215 \text{ MN/m}^2 \\ \mu &= 22,4 / (80 \cdot 100) \cdot 100 = 0,28 \% \\ - \phi_{\text{Grenz}} &< 20 \text{ mm}\end{aligned}$$

## II Berechnung eines Tunnelrahmens nach dem neuen Sicherheitskonzept

### 1 System



Nach DIN 1054-100 / 2.3.3 ist die Berechnung mit oberen und unteren charakteristischen Werten des Steifemoduls durchzuführen. In diesem Beispiel wird vereinfachend ein mittlerer Steifemodul von  $E_s = 60 \text{ MN/m}^2$  angesetzt.

### 2 Belastung

#### 2.1 Ständige Last

Eigengewicht des Stb.-Rahmens

$$g_{\text{Decke}} = 0,75 \cdot 25,0 = 18,8 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Wand}} = 0,60 \cdot 25,0 = 15,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Erdauflast} \quad g_{\text{Boden}} = 2,15 \cdot 19,0 = 40,9 \text{ kN/m}^2$$

### Erddruck aus Bodeneigengewicht

- aktiver Erddruck

$$\varphi = 32,5^\circ$$

$$\delta = 2/3\varphi$$

$$\rightarrow k_{ah} = 0,25$$

- Erdruhedruck

$$k_o = 1 - \sin 32,5^\circ = 0,46$$

	h [m]	$e_{ah}$	$e_o$	$\Delta e = e_o - e_{ah}$
oben	2,50	11,9	21,9	10,0 kN/m <sup>2</sup>
unten	7,75	36,8	67,7	30,9 kN/m <sup>2</sup>

## 2.2 Verkehrslasten

Gleichmäßig verteilte Flächenlast  $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Ersatzflächenlast nach DIN 1072

- SLW 60  $p' = 33,3 \text{ kN/m}^2$

- SLW 30  $p' = 16,7 \text{ kN/m}^2$

### 2.2.1 Verkehrslasten über dem Tunnel

$$\text{Schwingbeiwert } \varphi = 1,4 - 0,008 \cdot 8,70 - 0,1 \cdot 2,15 = 1,12$$

- HS:  $p = 1,12 \cdot 5,0 = 5,6 \text{ kN/m}^2$

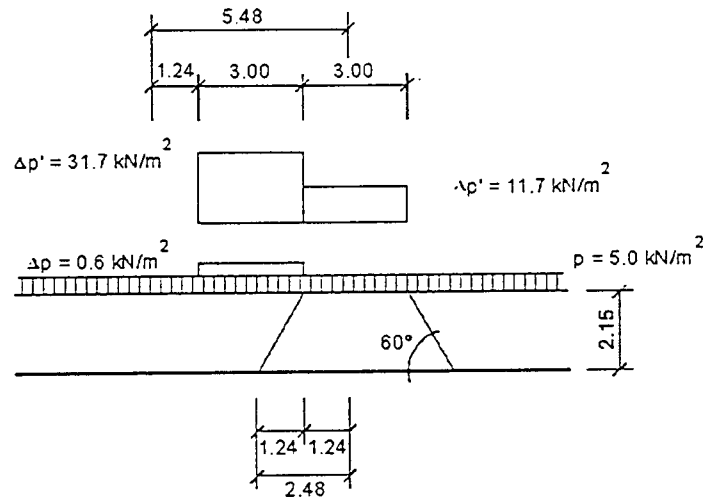
$$p' = 1,12 \cdot 33,3 = 37,3 \text{ kN/m}^2$$

- NS:  $p' = 16,7 \text{ kN/m}^2$

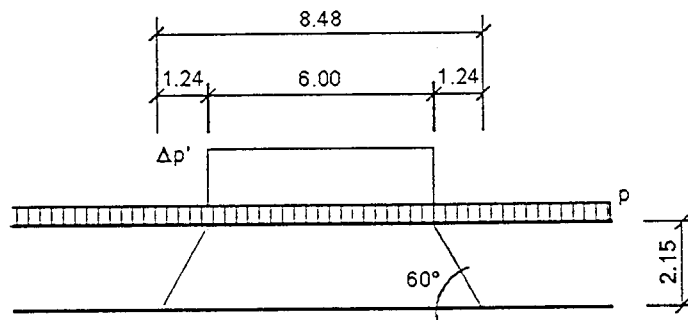


Lastverteilung unter 60° bis zur Tunneldecke !

- quer



- längs



$$p = 5,0 + 0,6 \cdot 3,00 / 5,48 = 5,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p' = (31,7 + 11,7) \cdot 3,00 \cdot 6,00 / (5,48 \cdot 8,48) = 16,8 \text{ kN/m}^2$$

## 2.2.2 Verkehrslasten neben dem Tunnel

- Erdruchdruck aus gleichmäßig verteilter Flächenlast

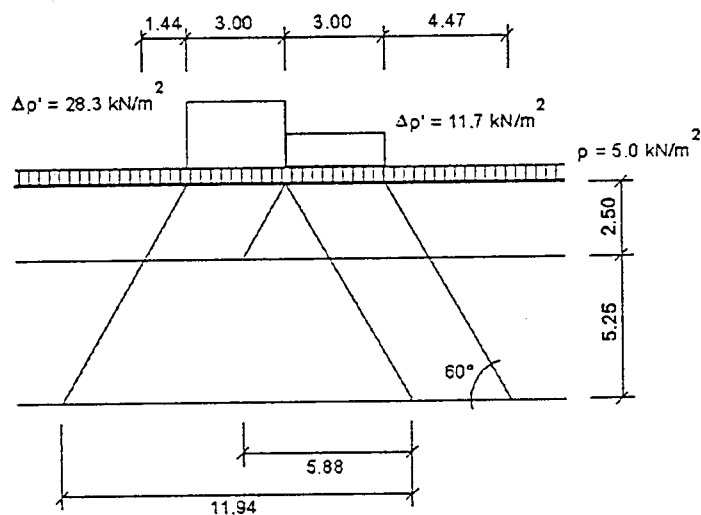
$$e_o = 5,0 \cdot 0,46 = 2,3 \text{ kN/m}^2$$

- Erdruchdruck aus SLW 60/30

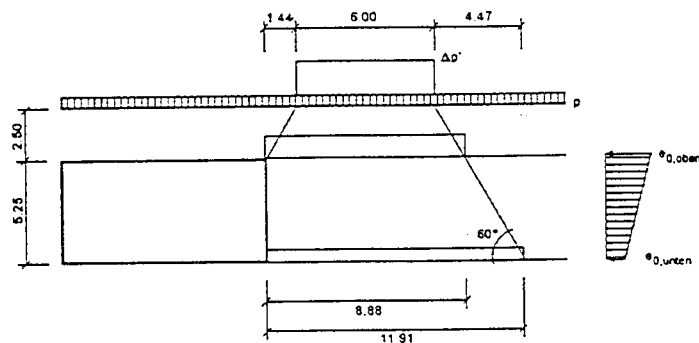
Nach Eibl/Ivany/Schambeck: "Berechnung kastenförmiger Brückenwiderlager",

3. Aufl., 1988, Werner Verlag

- quer



- längs

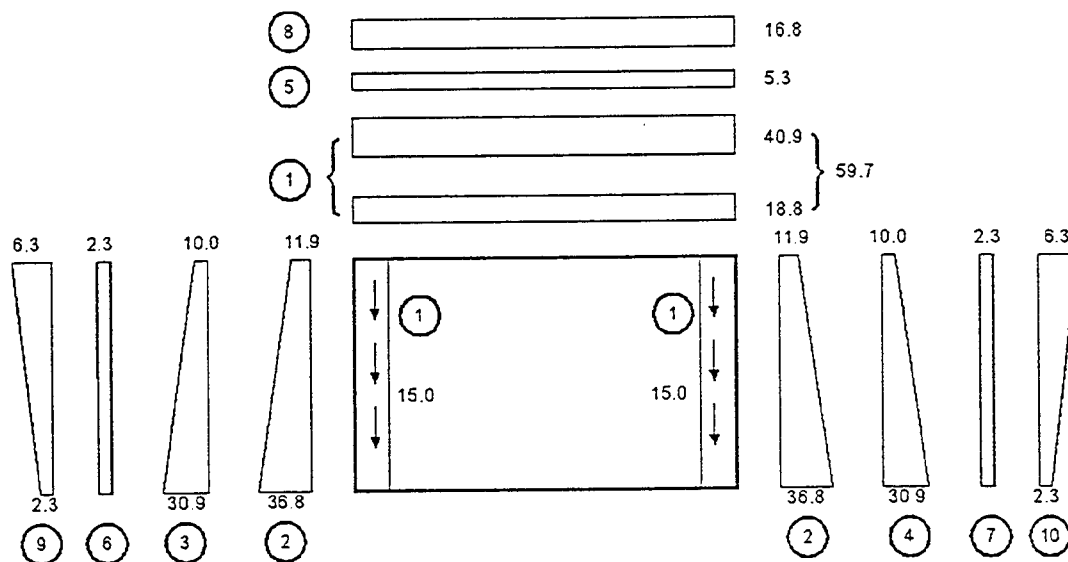


$$e_{o,oben} = (28,3 + 11,7) \cdot 3,00 \cdot 6,00 / (5,88 \cdot 8,88) \cdot 0,46 = 6,3 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{o,unten} = 40,0 \cdot 3,00 \cdot 6,00 / (11,94 \cdot 11,91) \cdot 0,46 = 2,3 \text{ kN/m}^2$$

Die Lasten auf der Tunnelsohle aus Eigengewicht, Schotter und Verkehr werden direkt in den Boden eingeleitet ohne Schnittgrößen zu erzeugen.

### 2.3 Lastfälle



#### Eigengewicht + Erdauflast

- LF 1:  $g_{Stb} + g_{Boden}$

#### Erddruck

- LF 2:  $e_{ah}$
- LF 3:  $e_o - e_{ah}$  links
- LF 4:  $e_o - e_{ah}$  rechts

#### Verkehr

- LF 5:  $p$  auf Tunnel
- LF 6:  $e_o$  aus  $p$  links
- LF 7:  $e_o$  aus  $p$  rechts
- LF 8:  $\Delta p'$  auf Tunnel
- LF 9:  $e_o$  aus  $p'$  links
- LF 10:  $e_o$  aus  $p'$  rechts

### 3 Schnittgrößen

Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen:

- Grenzzustände der Tragfähigkeit nach EC 2
  - $\gamma_G = 1,35$  (ungünstig)
  - $\gamma_G = 1,0$  (günstig)
  - $\gamma_Q = 1,5$
  
- Grenzzustand 1B, Lastfall 1 nach DIN 1054-100
  - $\gamma_{G, sup} = 1,35$  (ungünstig)
  - $\gamma_{G, inf} = 1,0$  (günstig)
  - $\gamma_{Q, sup} = 1,5$
  - $\gamma_{Eg} = 1,35$
  - $\gamma_{Eq} = 1,5$

Die veränderlichen Einwirkungen  $p$  und  $p'$  sowie der veränderliche Erddruck aus  $p$  und  $p'$  werden als zusammengehörend im Hinblick auf die Kombination mit Teilsicherheitsbeiwerten nach EC 2 betrachtet, da  $p$  und  $p'$  zusammen die Verkehrslast aus SLW 60/30 (Überlast  $p'$ ) ergeben!

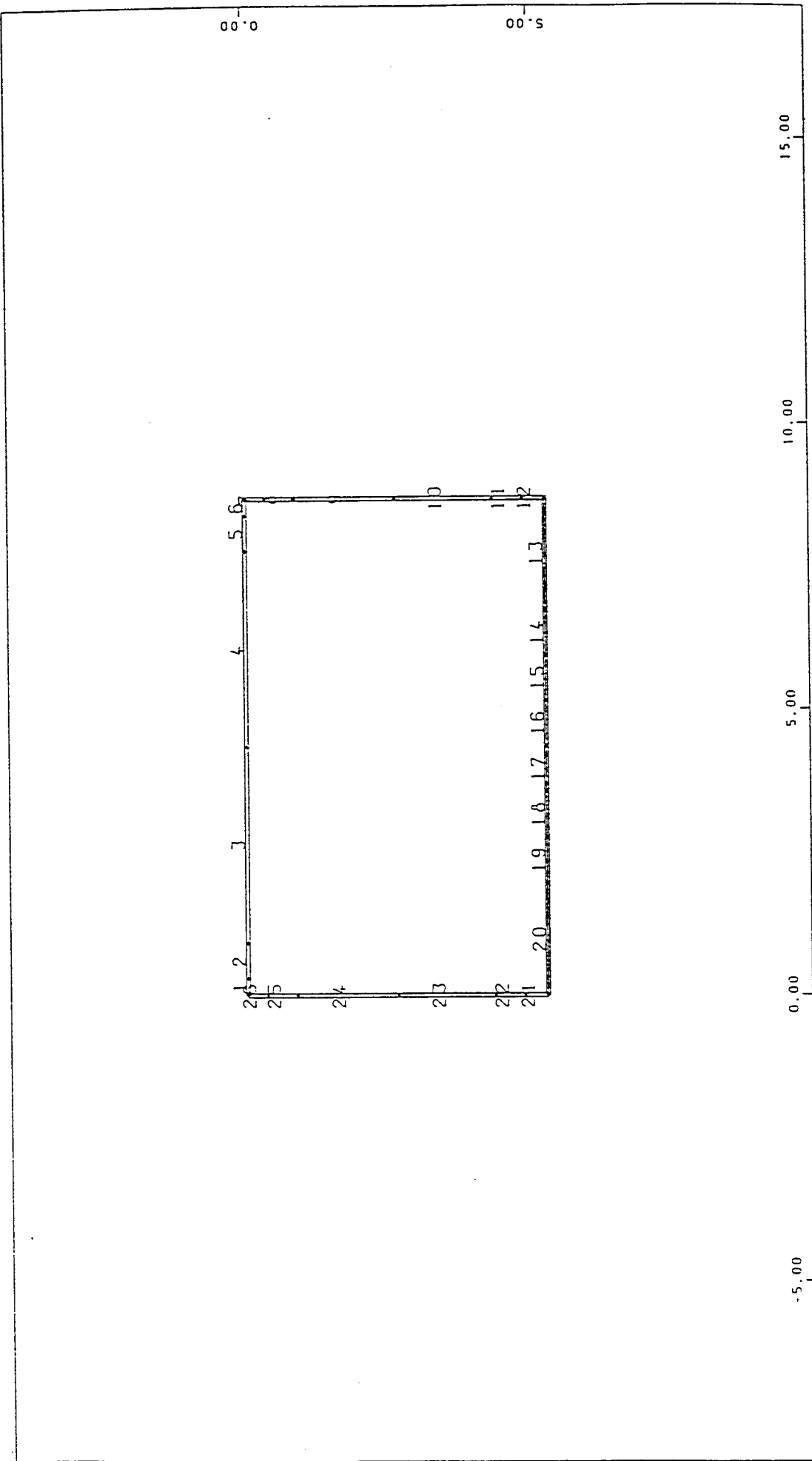
Kombinationsbeiwert:

- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
  - Quasi - ständige Kombination
  - $\psi_2 = 0,5$  (alle anderen Einwirkungen)

Die Schnittgrößen des Tunnelrahmens wurden mit den Programmen der SOFISTIK-Kette für alle Einzellastfälle ermittelt und mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert überlagert. Die Superposition der maximalen und minimalen Schnittgrößen wurde sowohl für die Grenzzustände der Tragfähigkeit mit den 1,35-fachen und 1,0 fachen ständige Einwirkungen als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Der Übersichtlichkeit wegen sind hier nur die folgenden Programmausdrucke

- System mit Elementnummern,
- System mit Knotenummern,
- Belastungsbilder der Einzellastfälle,
- maximale und minimale Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den 1,35-fachen ständigen Einwirkungen
- maximale und minimale Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den 1,0-fachen ständigen Einwirkungen und
- maximale und minimale Schnittgrößen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

aufgeführt. Die für die Bemessung bzw. Rißbreitenbeschränkung maßgebenden Schnittgrößenkombinationen sind in die Schnittgrößenverläufe eingetragen.



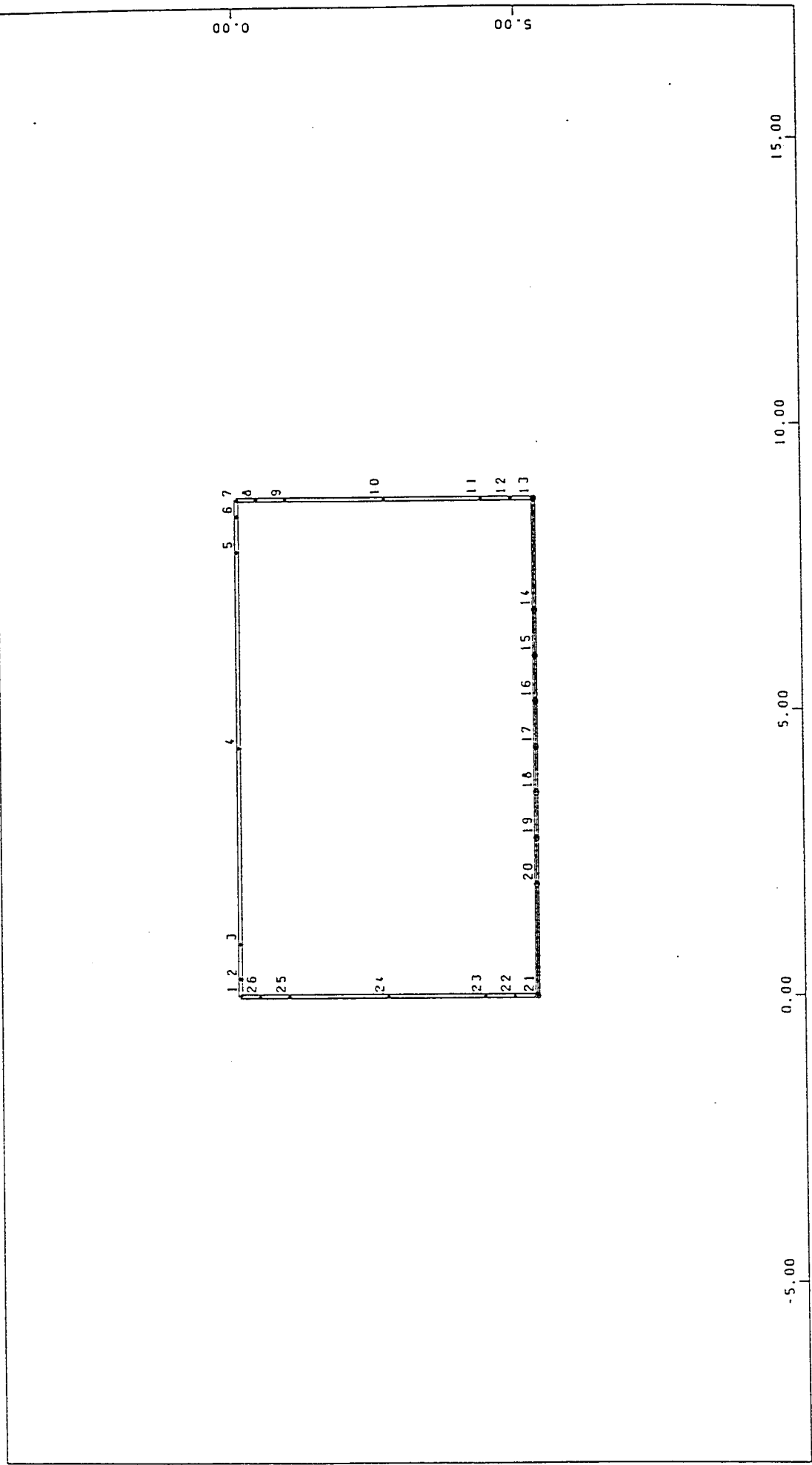
M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2

SYSTEM ELEMENTNUMMERN

ELEMENTE



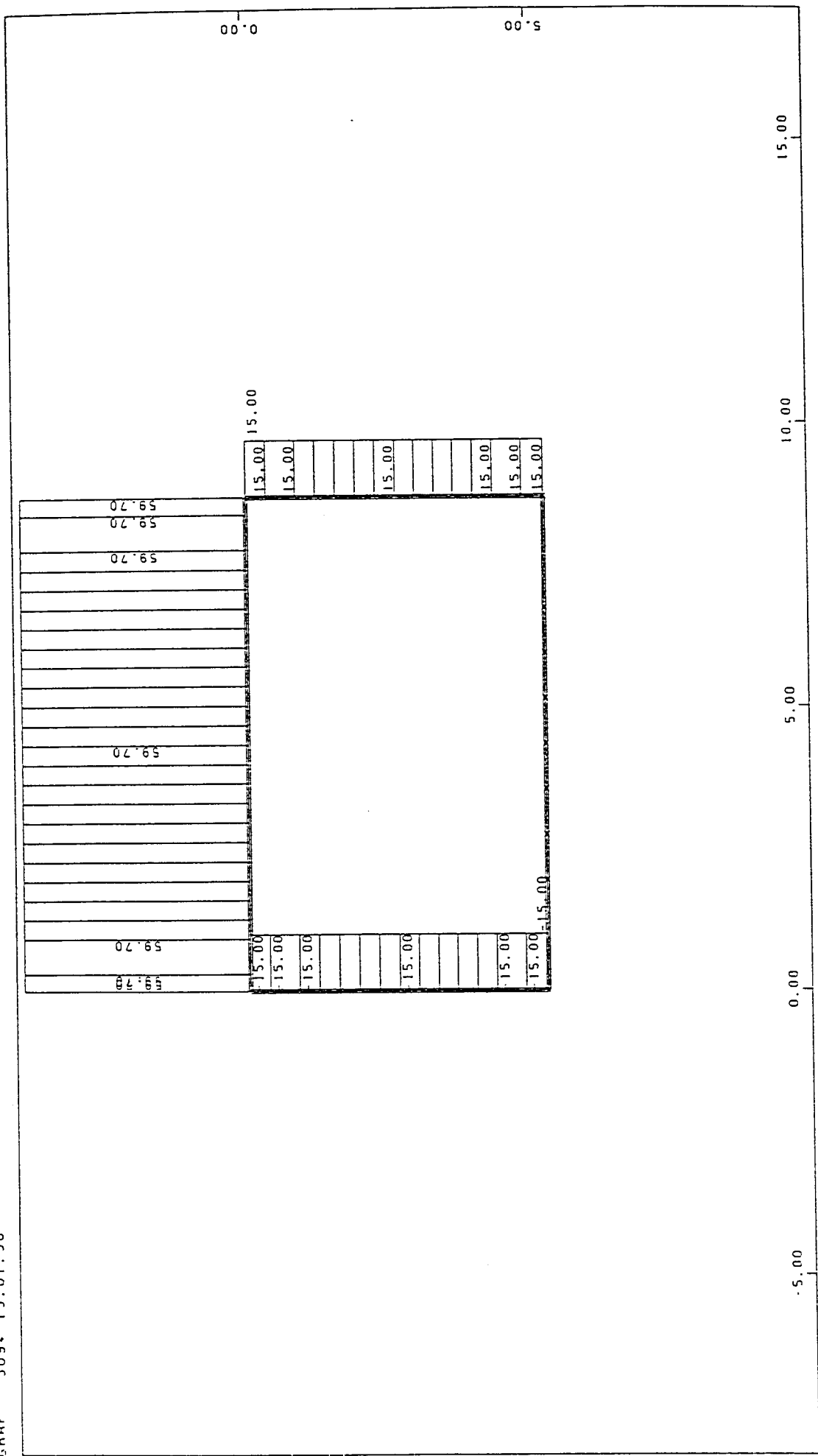


U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2

SYSTEM KNOTENNUMMERN

KNOTEN





M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2

EINZELLASTFAELLE

STABLASTEN

STABLASTEN

P2 LF 1 EIGENGEWICHT+ERDAUFLAST

P2 LF 1 EIGENGEWICHT+ERDAUFLAST

P2 LF 1 EIGENGEWICHT+ERDAUFLAST

P2 LF 1 EIGENGEWICHT+ERDAUFLAST

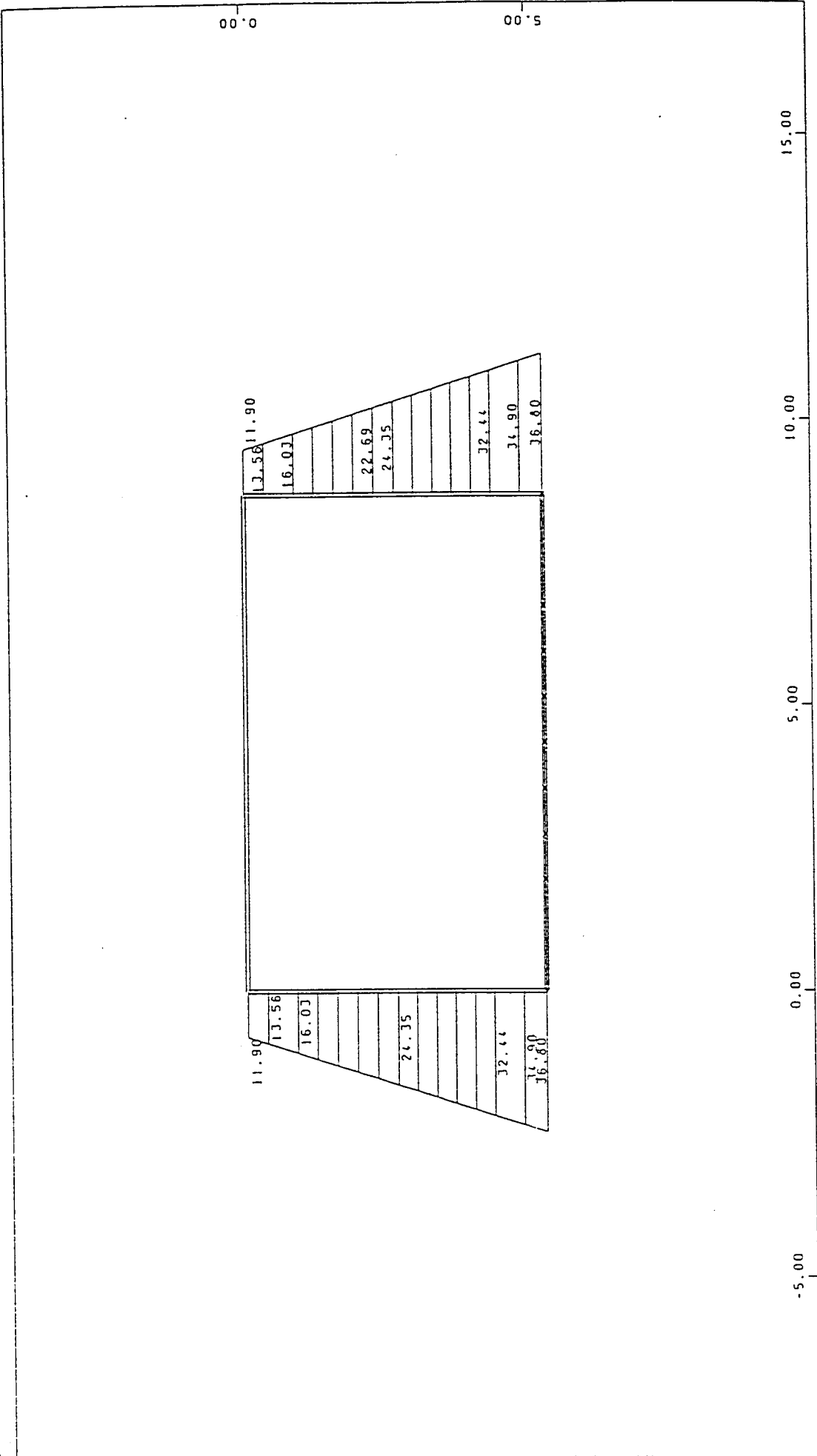
I = 15.0 kN/m

I = 15.0 kN/m

I = 15.0 kN

I = 15.0 kN

Seite

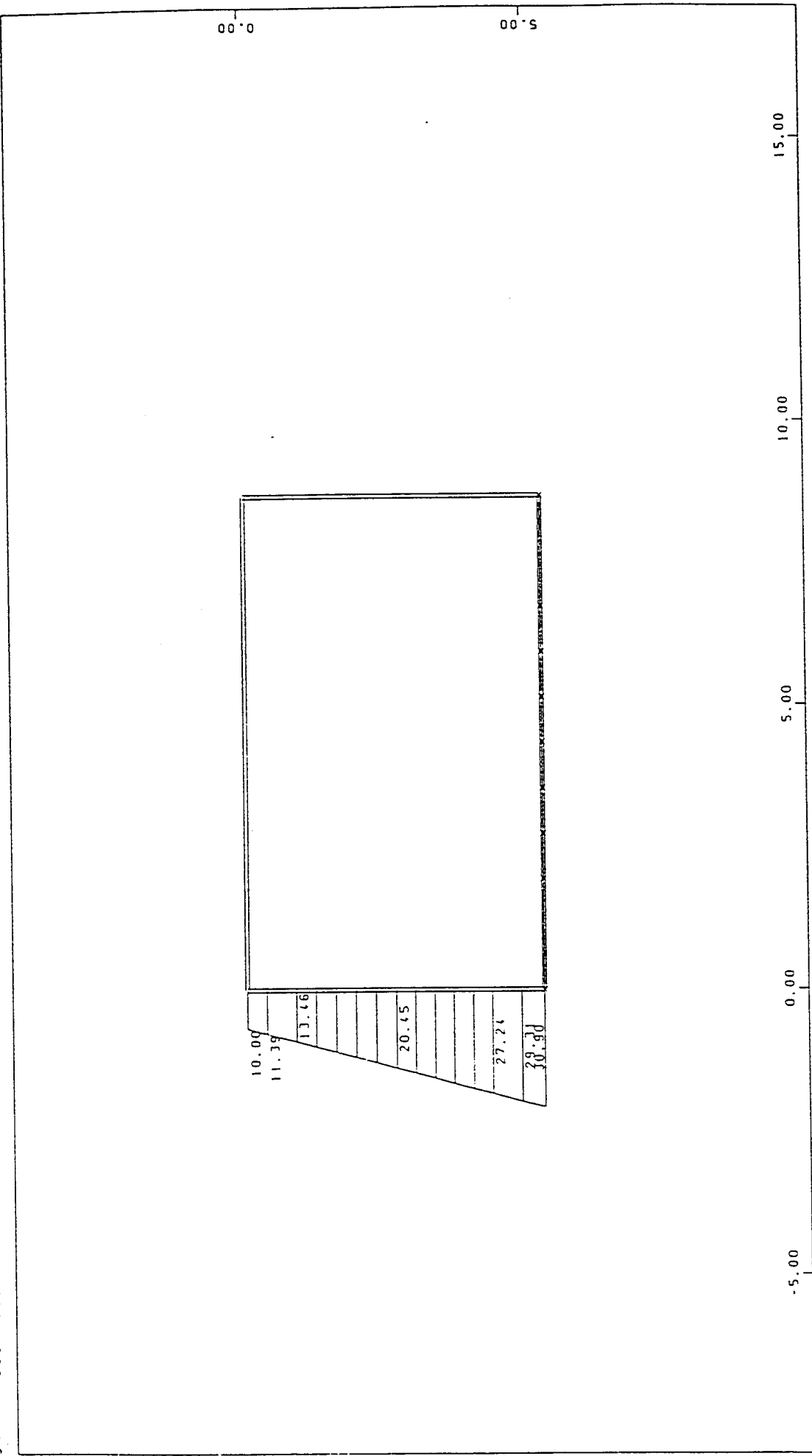


M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 EINZELLASTFAELLE  
 STABLASTEN P2 LF 2 AKT. ERDRUCK I = 15.0 kN/m / 15.0 kN

Seite





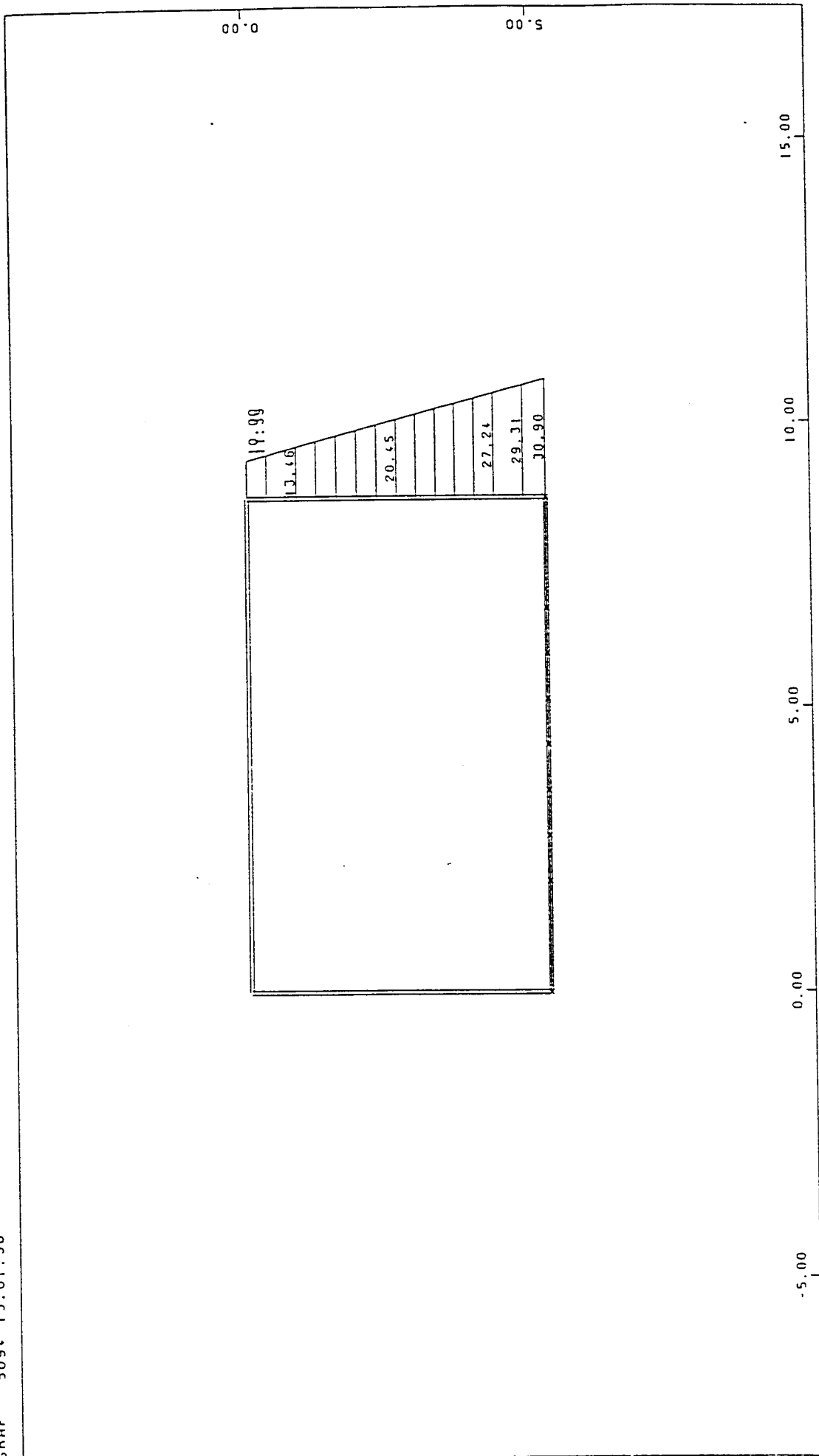
M 1 : 100

U-BEHM RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2

EINZELLASTFAELLE

STABLASTER P2 LF 3 ERDRUHE-AKT. ERDRUCK 1 = 15.0 kN/m / 15.0 kN

Seite



M 1 : 100

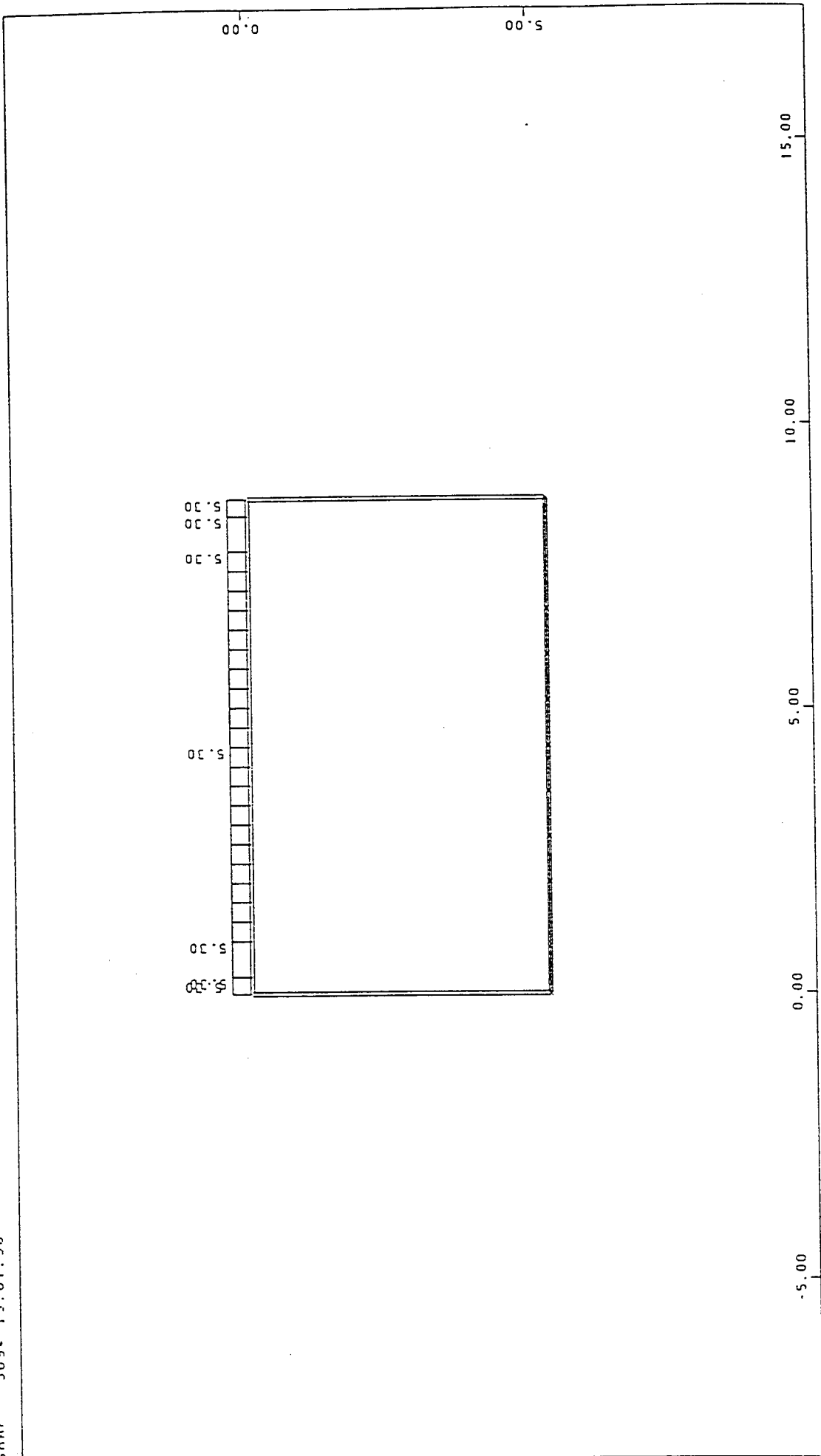
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2

EINZELLASTFAELLE

/ 15.0 kN

P2 LF 4 ERDRUHE-AKT. ERDRUCK I = 15.0 kN/m

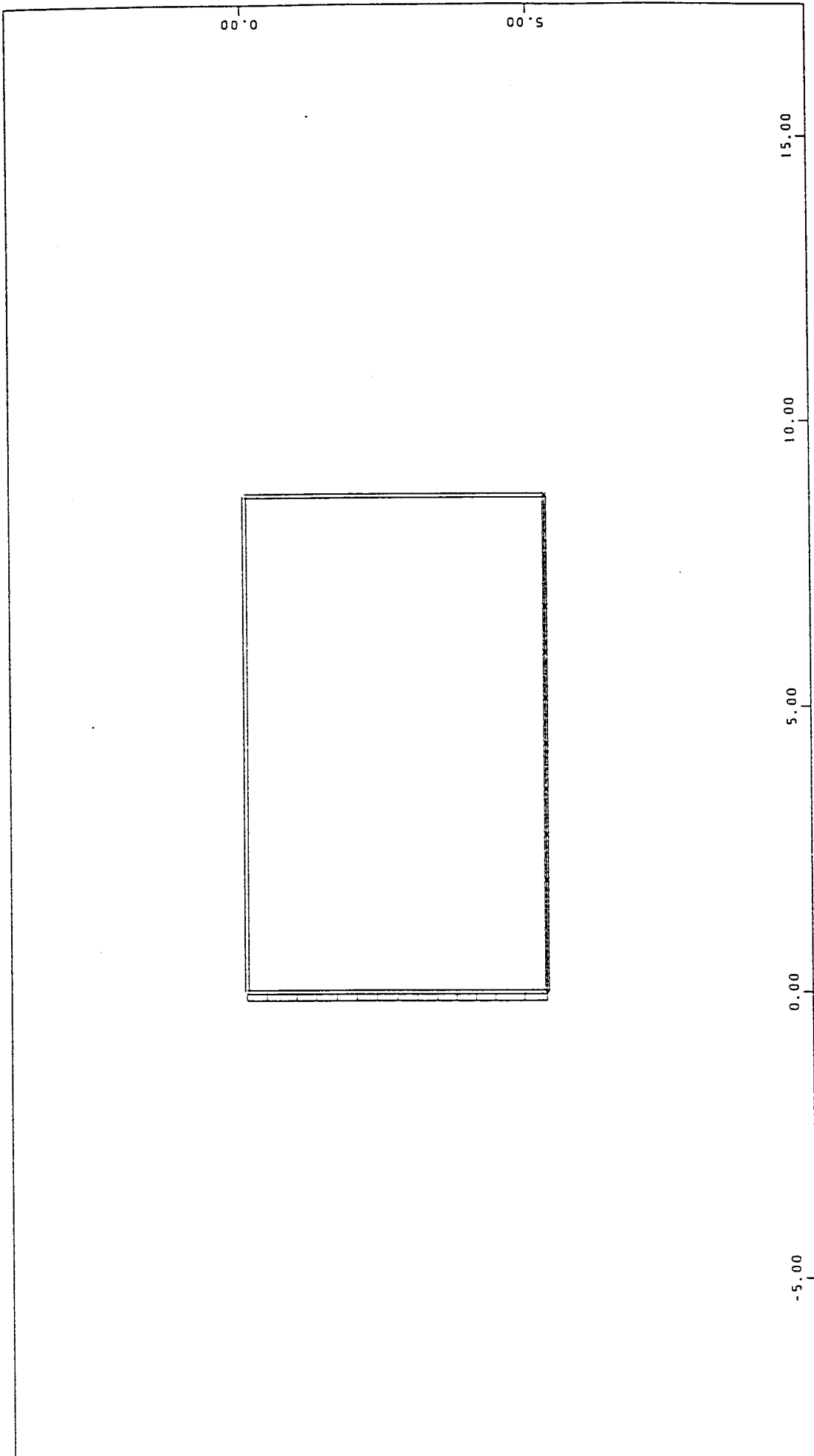
Seite



M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 EINZELLASTFAELLE  
 STABLASTEN P2 LF 5 VERKEHR-HS 1 = 15.0 kN/m / 15.0 kN

Seite

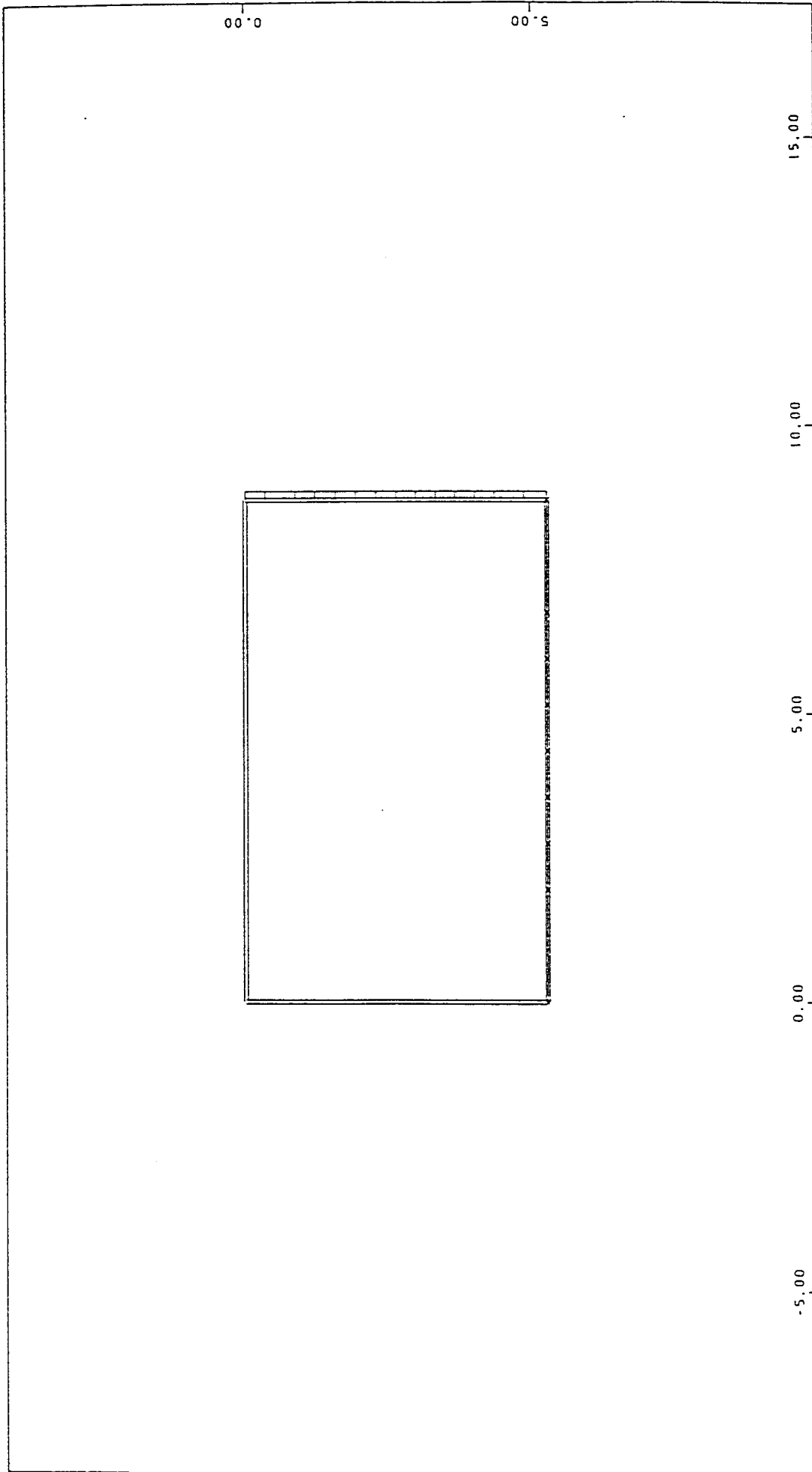


M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
EINZELLASTFAELLE  
P2 LF 6 ERDRUCK-HS I = 15.0 kN/m / 15.0 kN

7-x

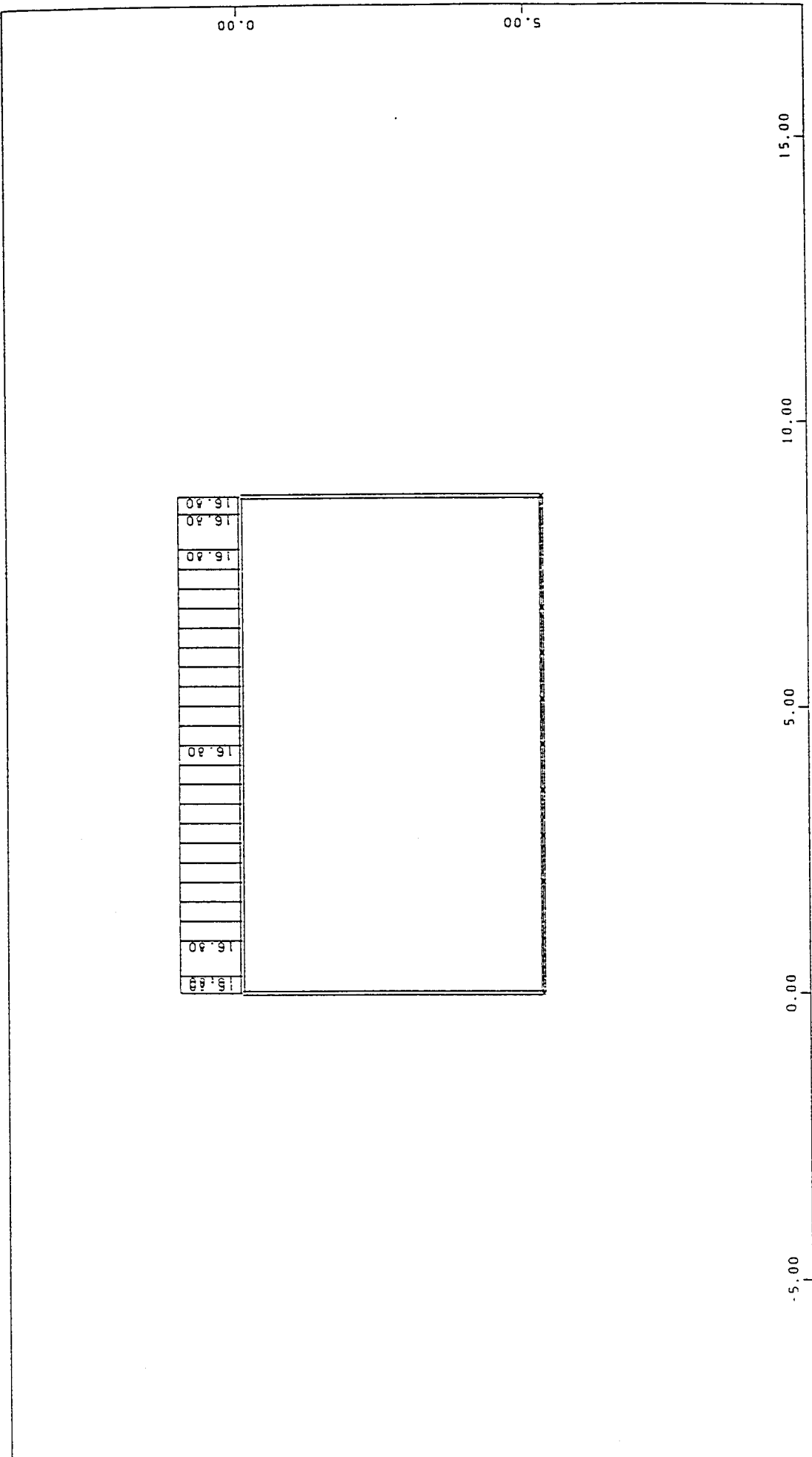
Seite



M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 EINZELLASTFAELLE  
 STABLASTEN P2 LF 7 ERDRUCK-HS 1 = 15.0 kN/m / 15.0 kN

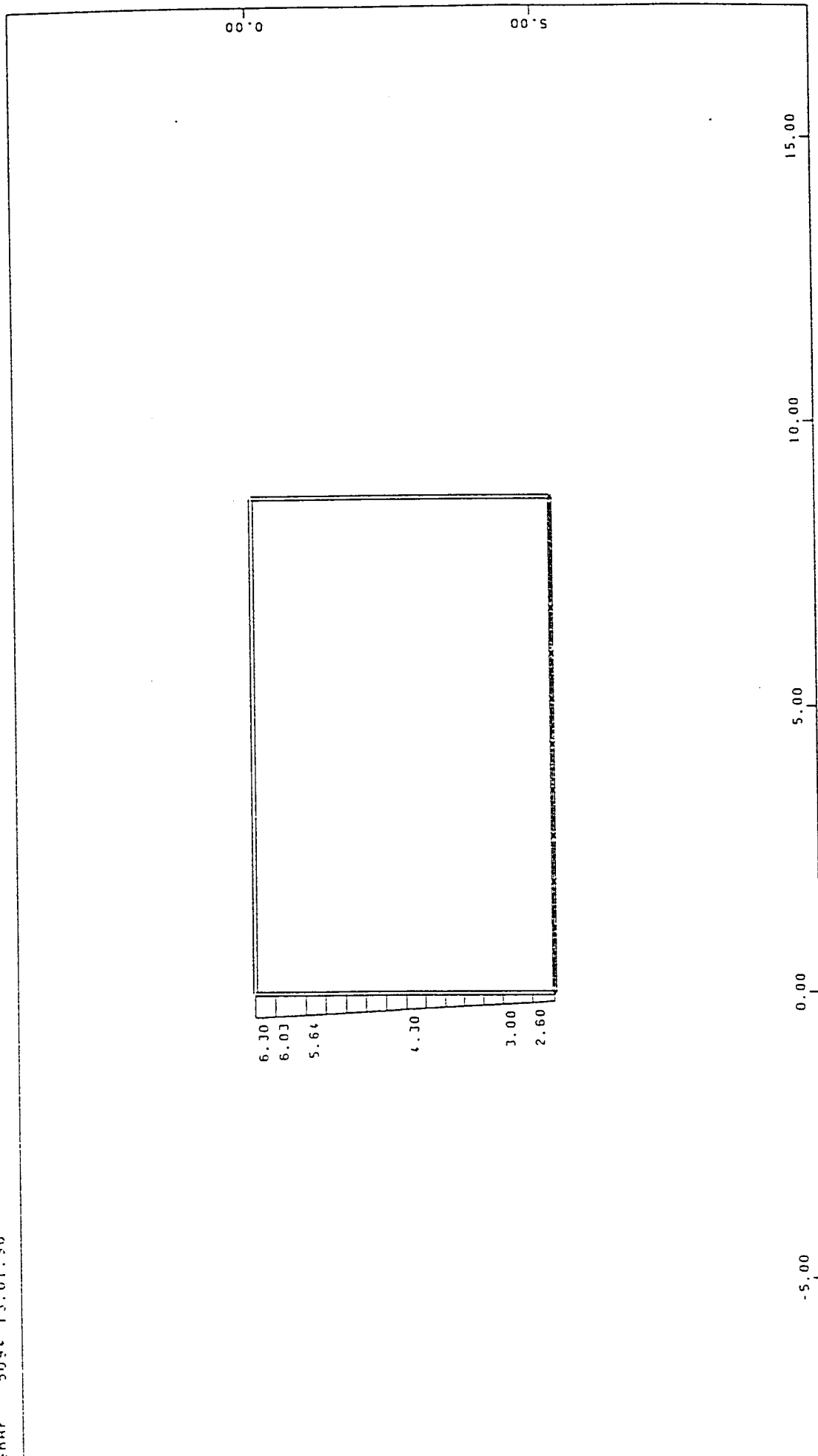
Seite



M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 EINZELLASTFAELLE P2 LF 8 VERKEHR-SLW I = 15.0 kN/m / 15.0 kN  
 STABLASTER

Seite

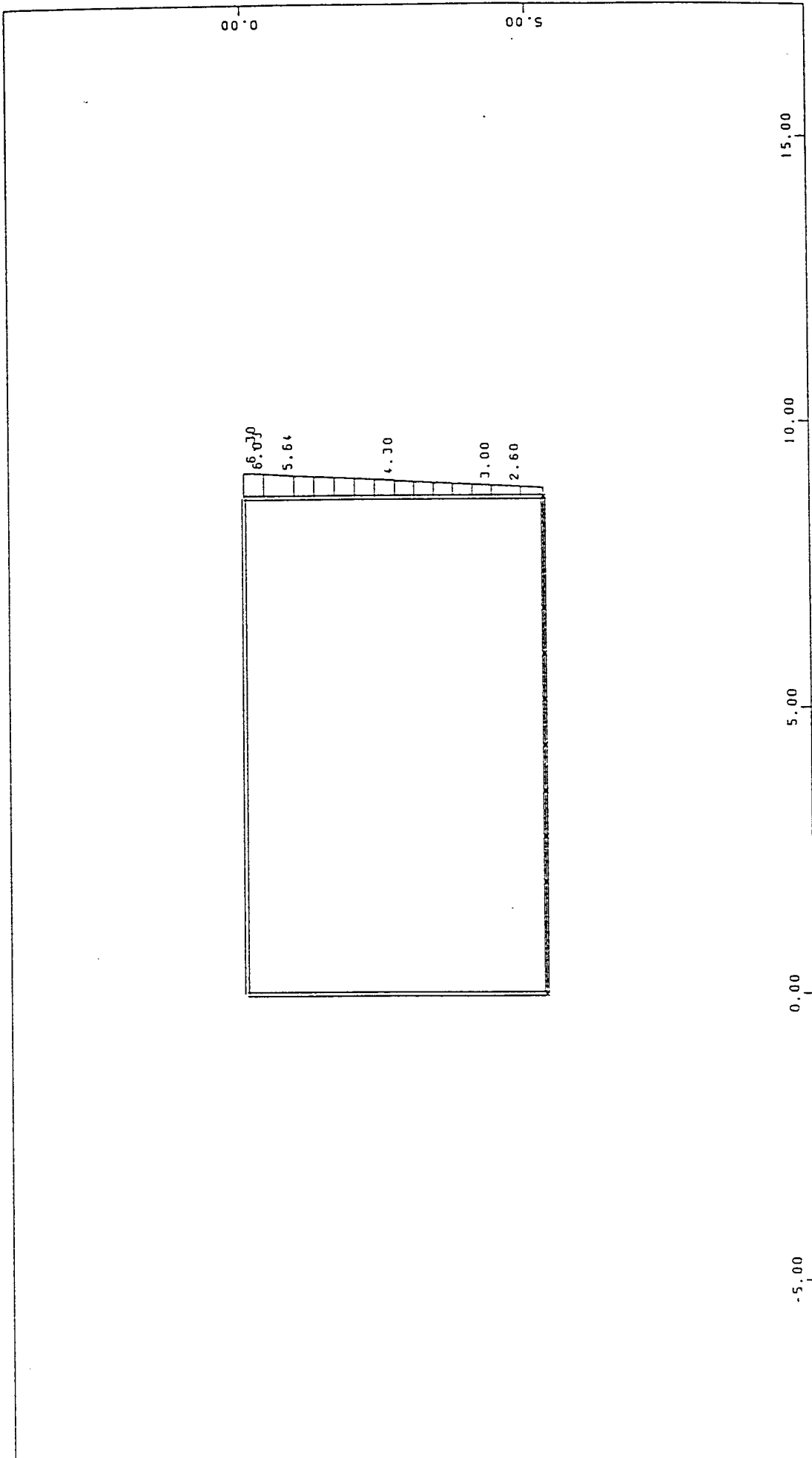


M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 EINZELLASTFAELLE  
 P2 LF 9 ERDRUCK-SLV 1 = 15.0 kN/m / 15.0 kN  
 STABLASTEN



Seite

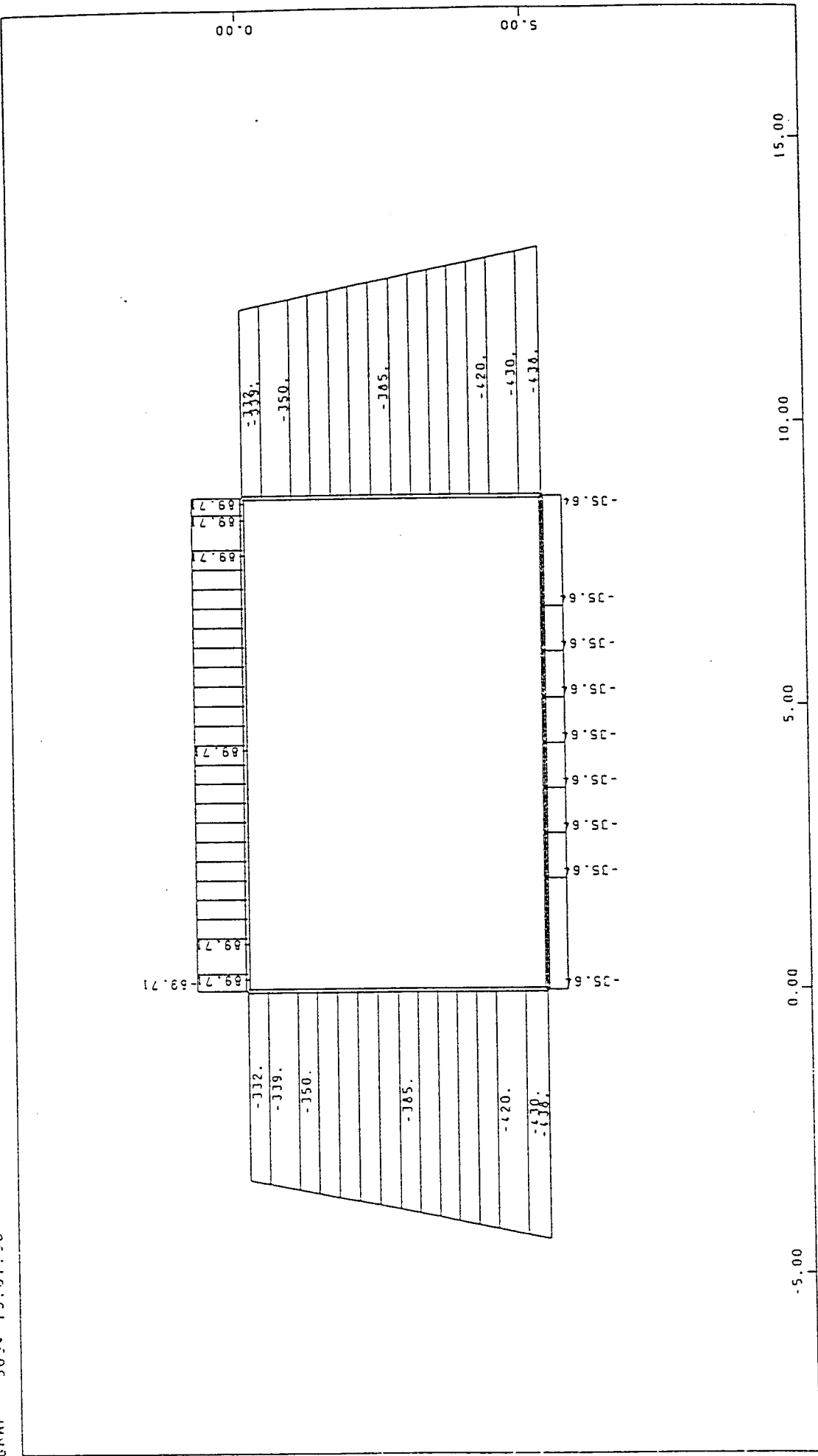


M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 EINZELLASTFAELLE  
 STABLASTEN P2 LF 10 ERDRUCK-SLW I = 15.0 kN/m / 15.0 kN

Seite

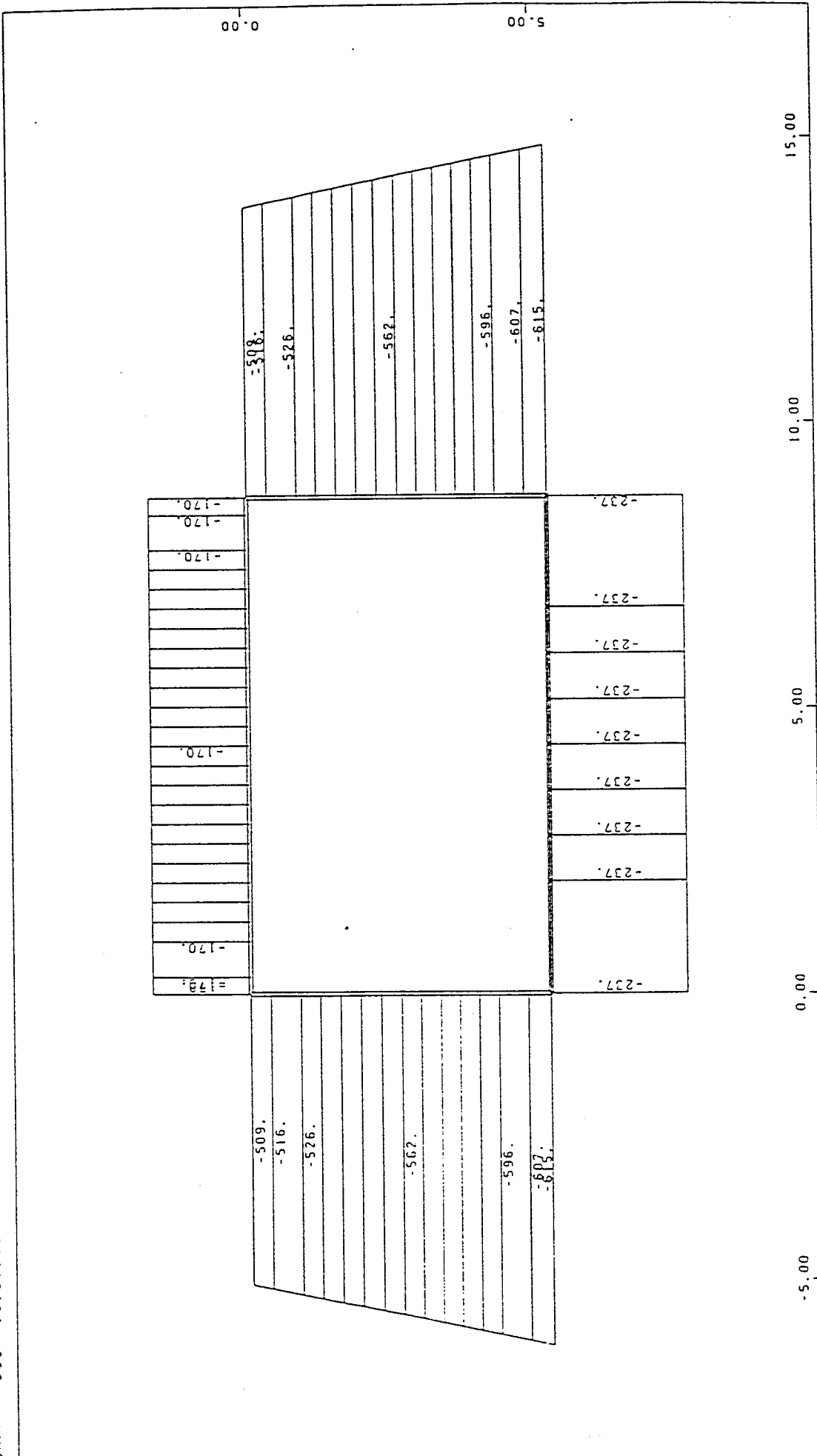




M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1.35-FACH  
 STABNORMALKRAFT LF 21 MAX-STN 1 = 100.0 kN

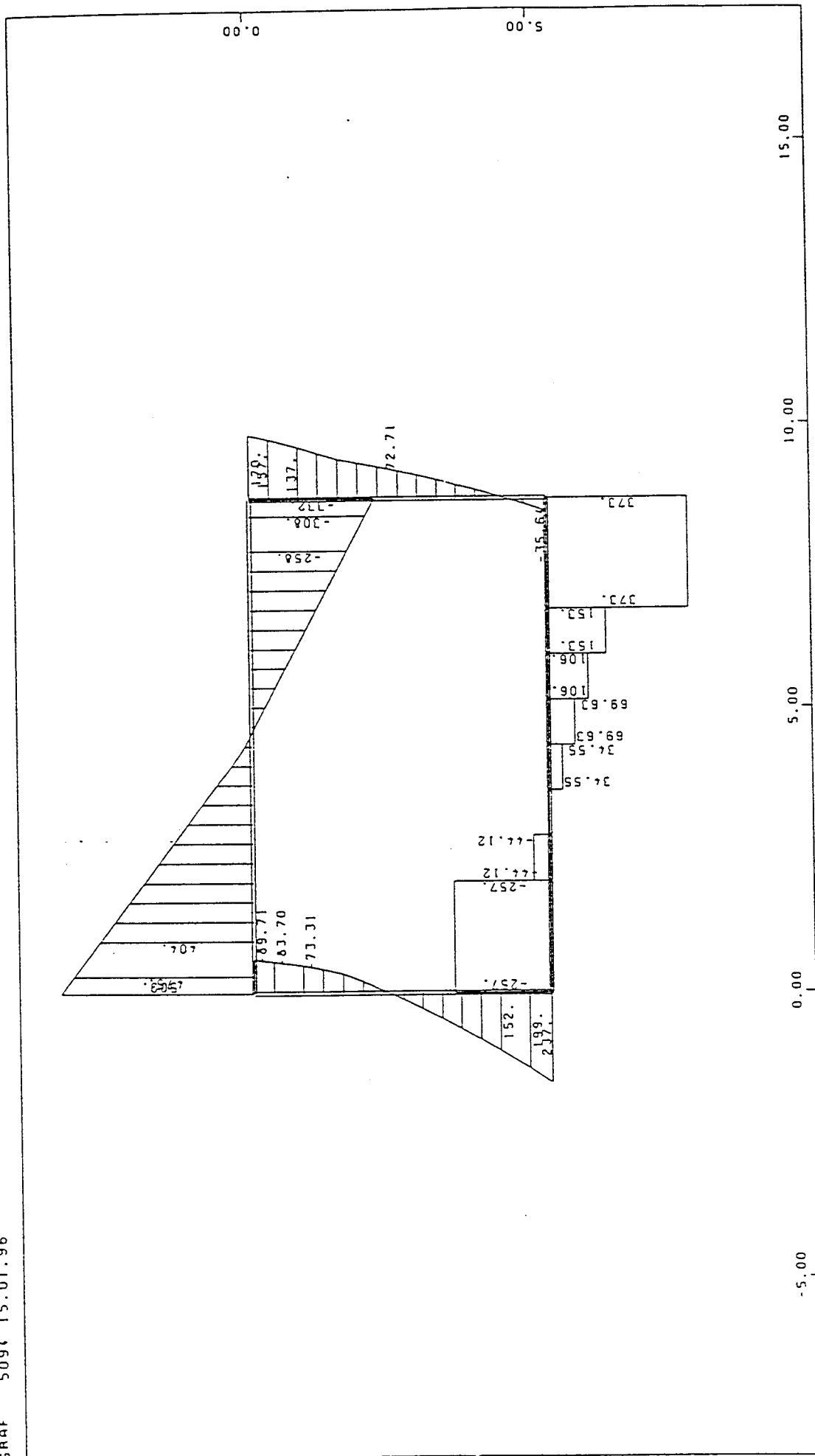
Seite



M 1 : 100

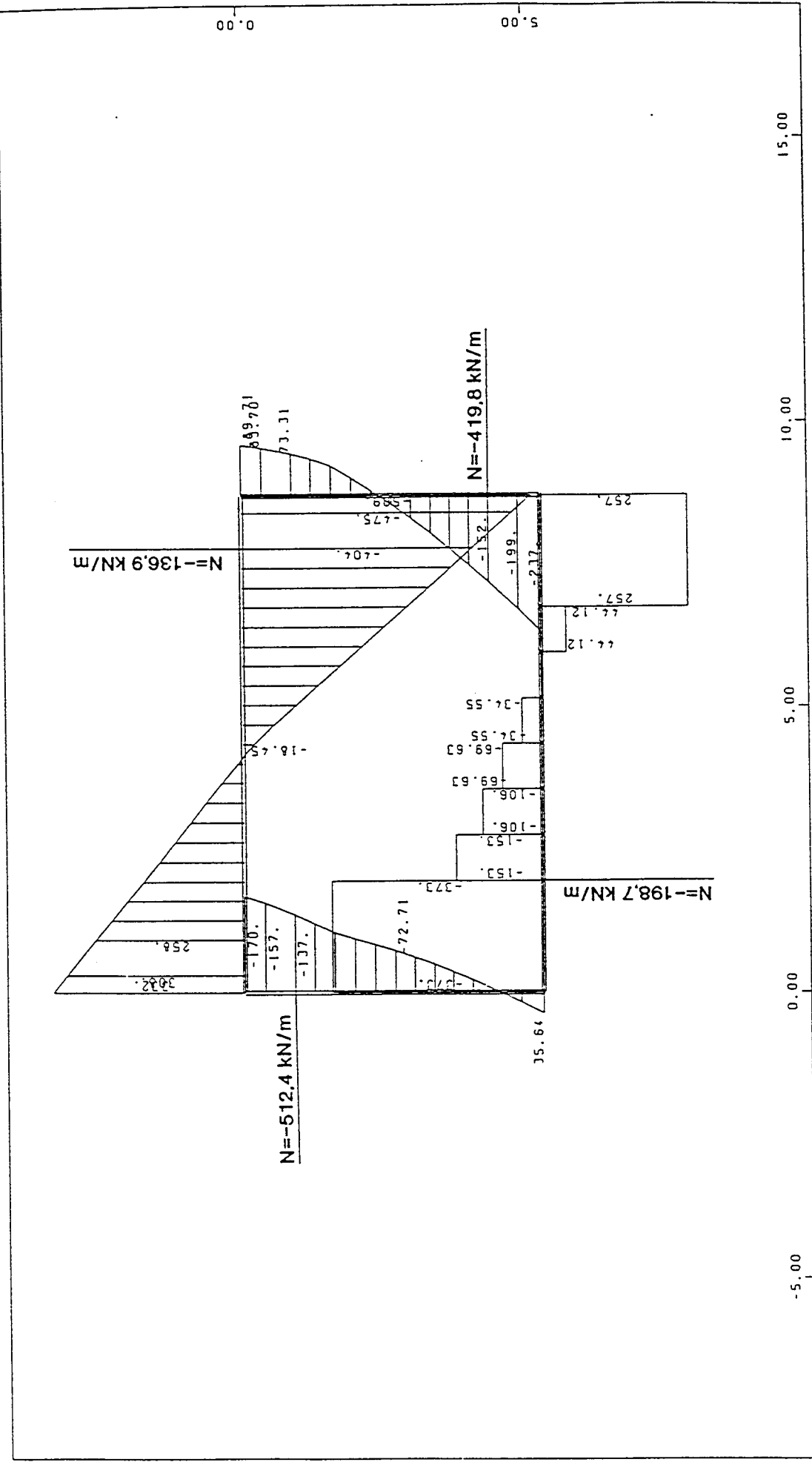
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1.35-FACH  
 STABNORMALKRAFT LF 22 MIN-STN I = 100.0 kN

Seite

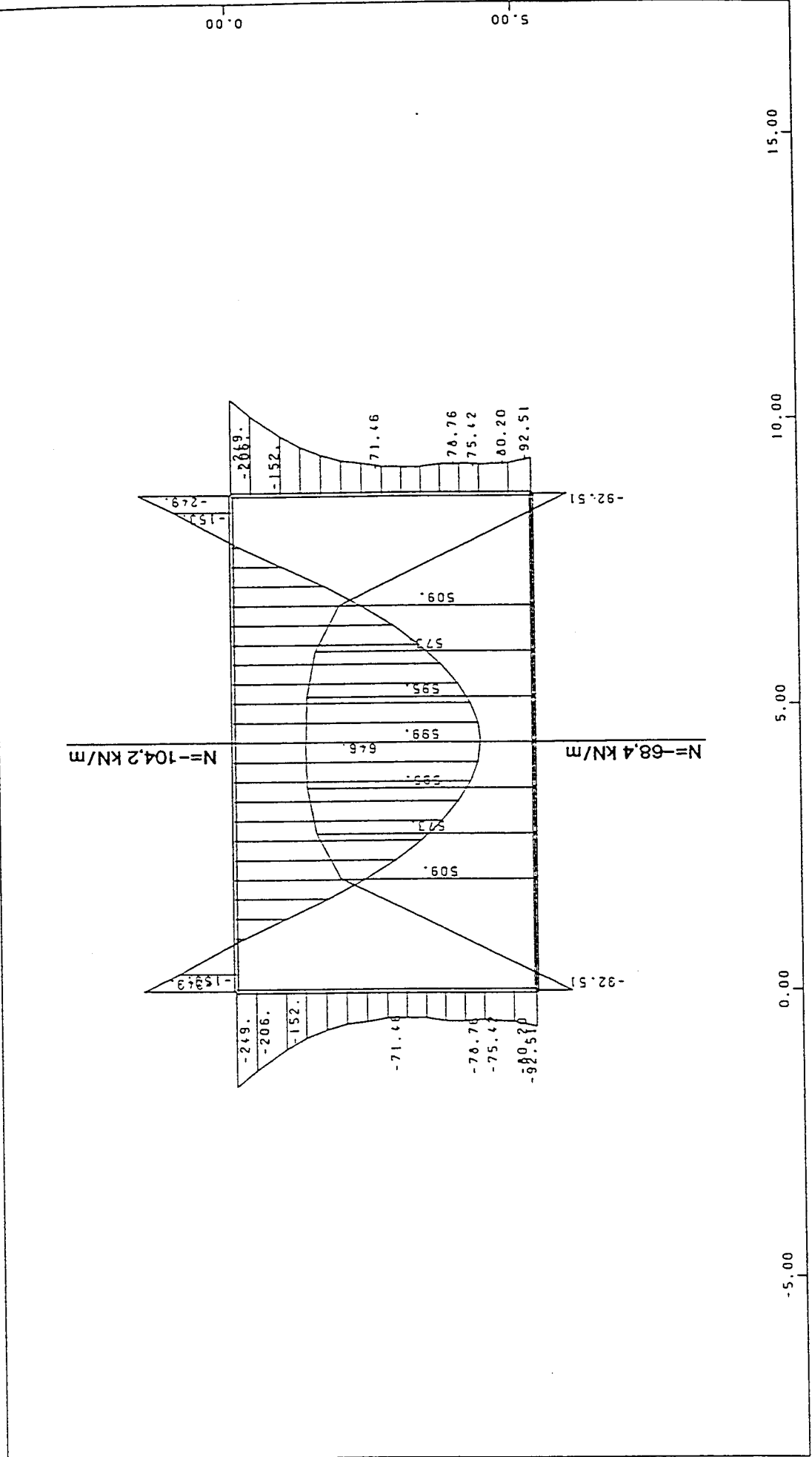


U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1,35-FACH  
 STABQUERKRAFT QZ LF 23 MAX-STOZ 1 = 150.0 kN



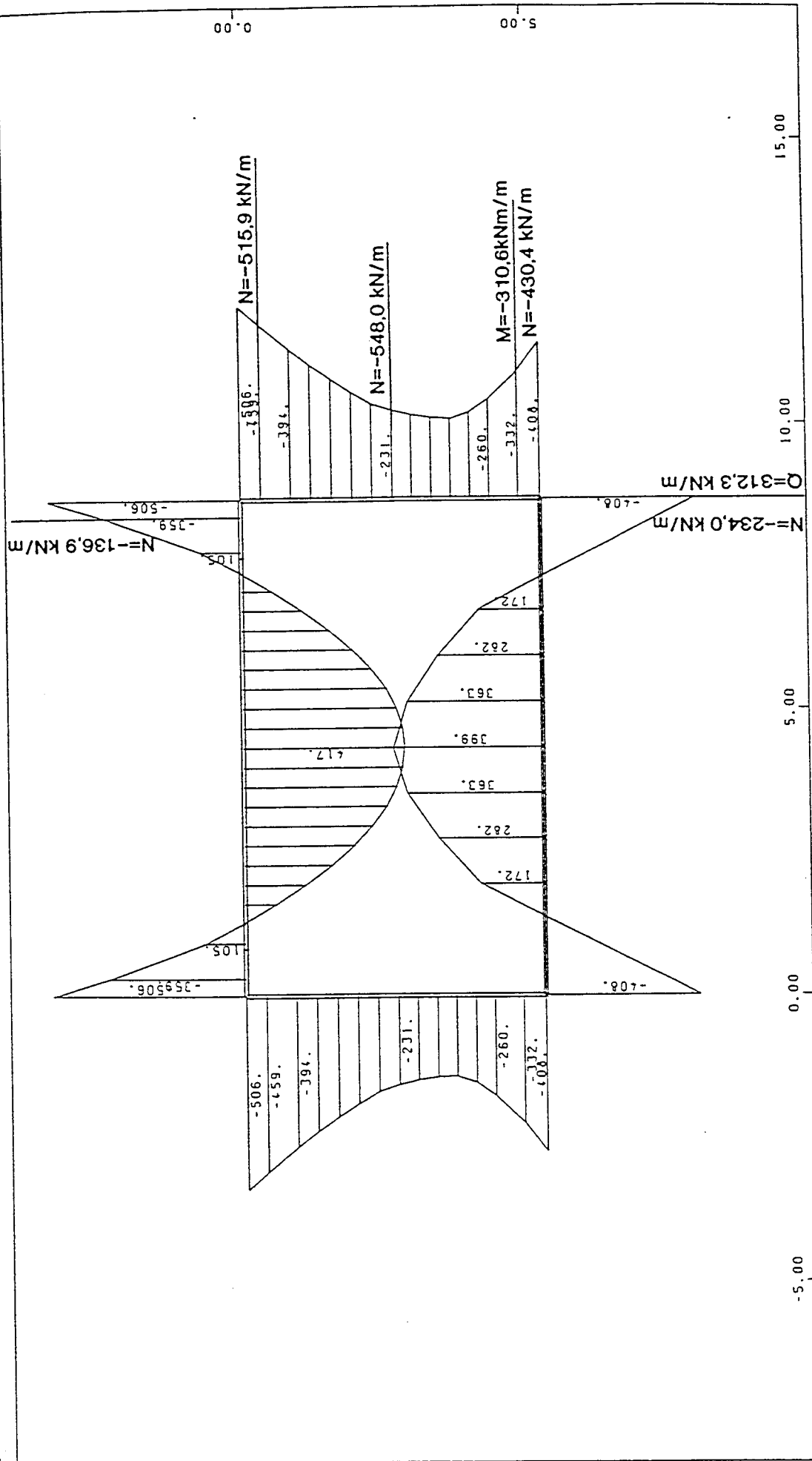


M 1 : 100  
 U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1.35-FACH  
 STABQUERKRAFT QZ LF 24 MIN-STOZ I = 100.0 kN  
 x  
 y  
 Seite



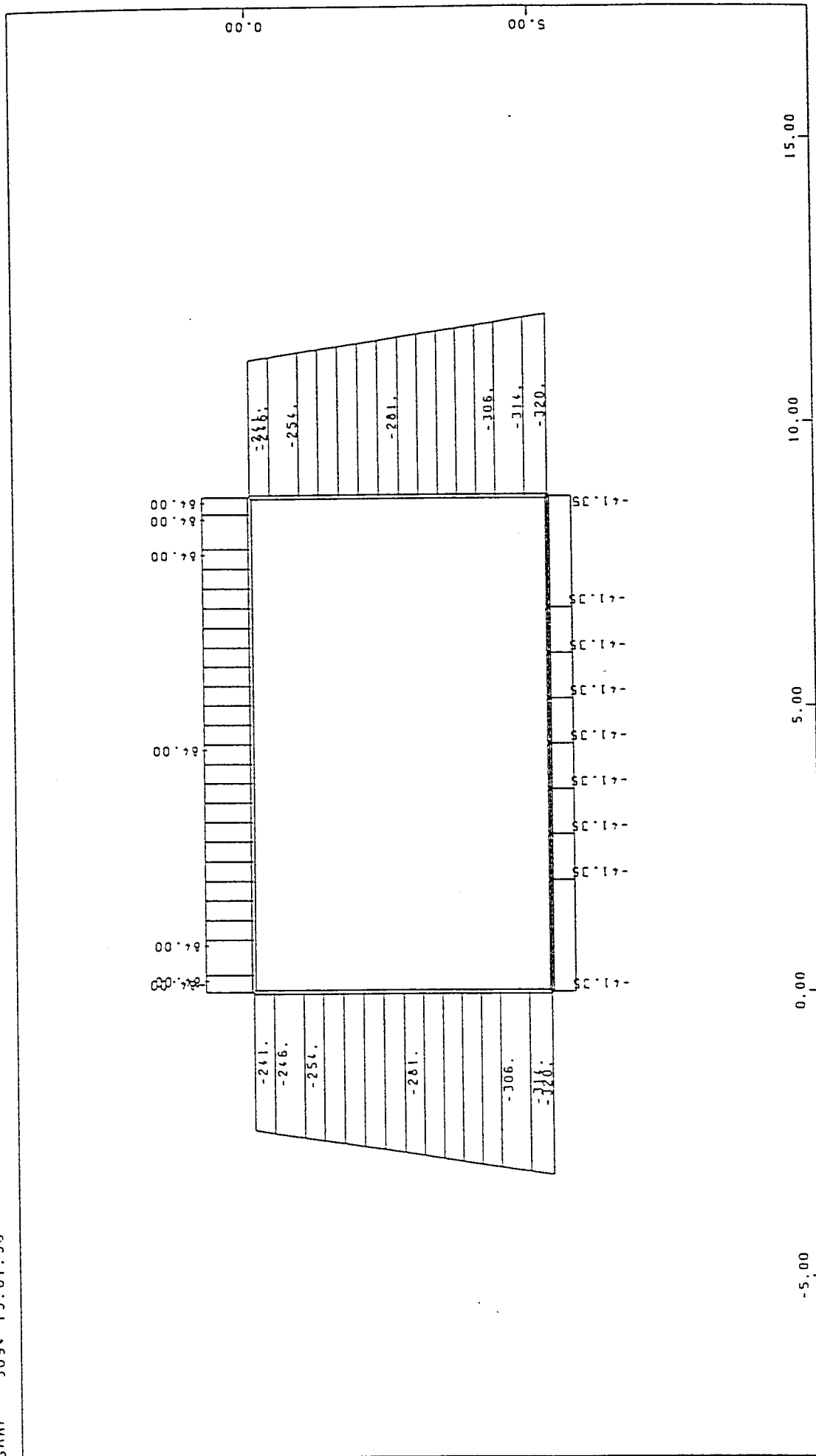
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG. TRAGFAEHIGKEIT 1.35-FACH  
 STABMOMENTE MY LF 25 MAX-STIMY I = 150.0 kNm





U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1,35-FACH  
 STABMOMENTE MY LF 26 MIN-STMY I = 150.0 kNm



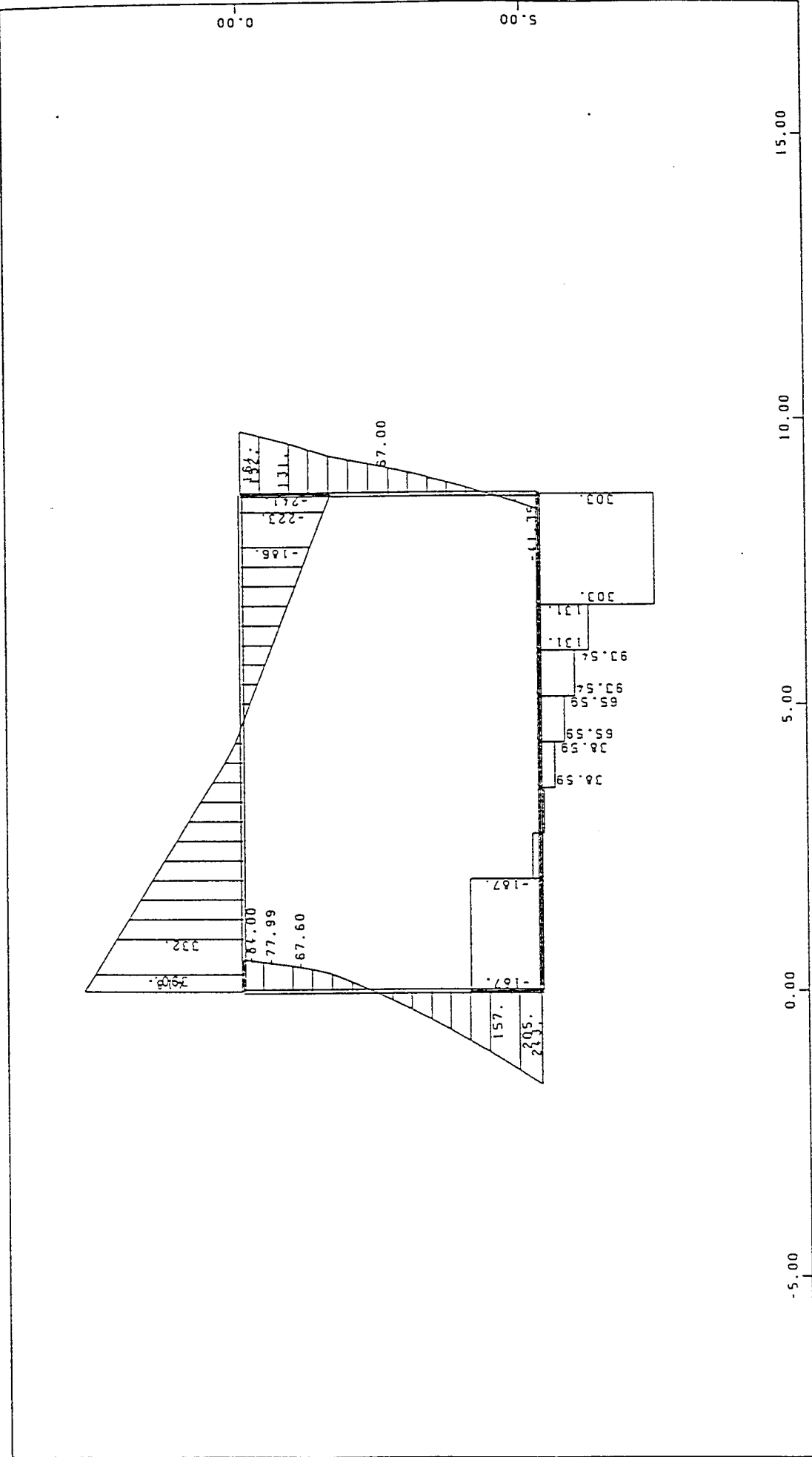


U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1.0-FACH  
 STABNORMALKRAFT LF 31 MAX-STN 1 = 100.0 kN



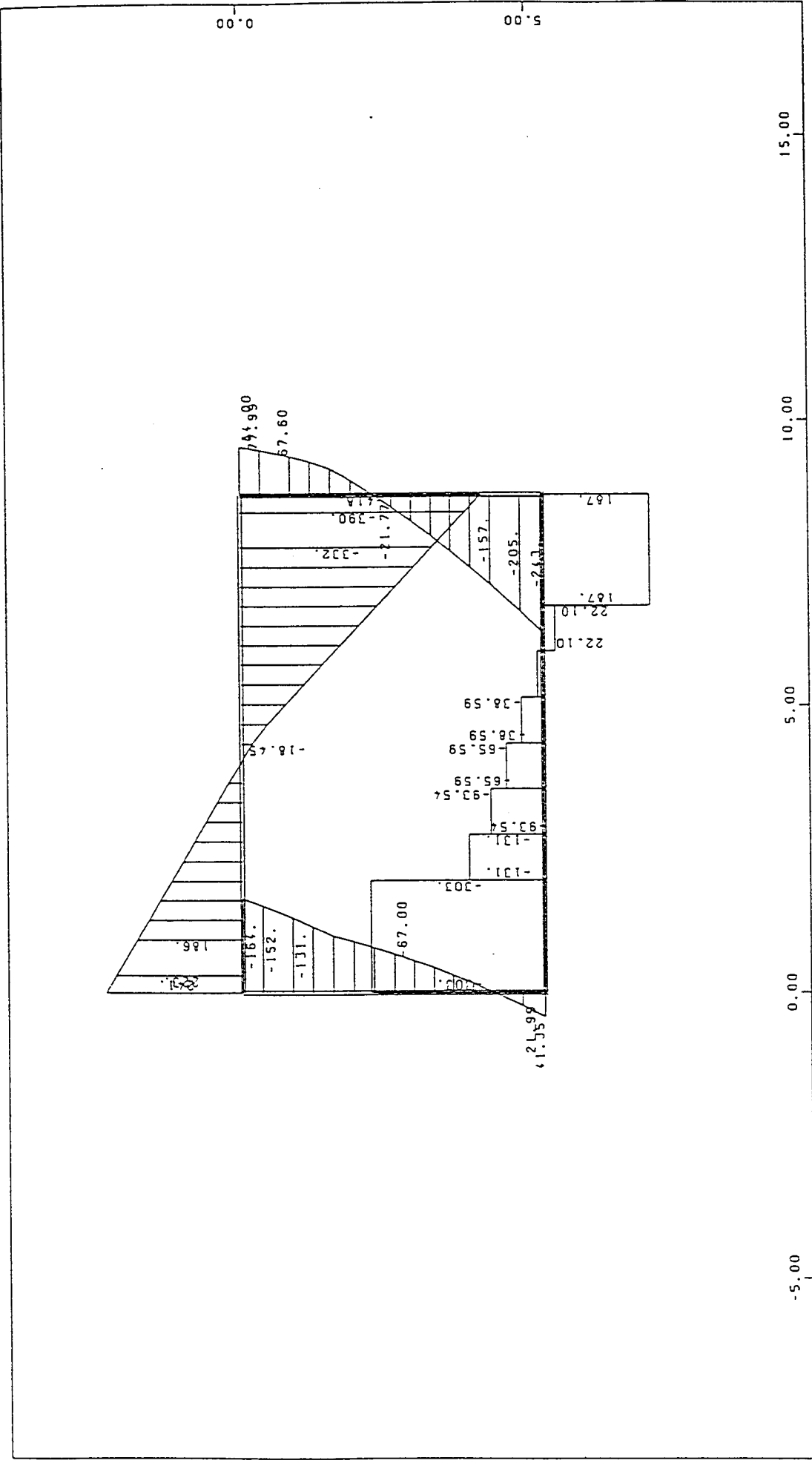






U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1.0-FACH  
 STABUEBERKRAFT QZ LF 33 MAX-STOZ I = 150.0 kN

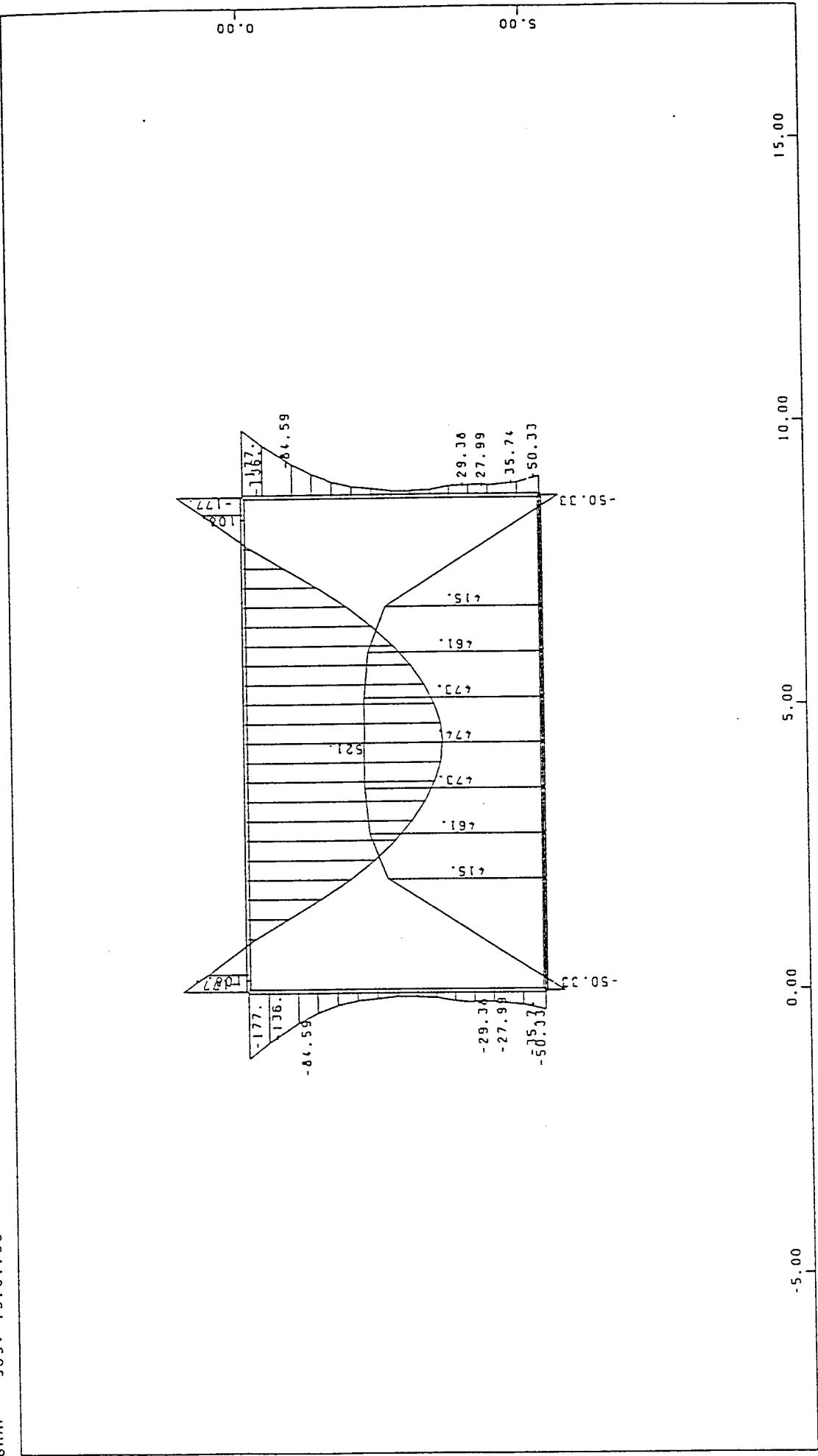




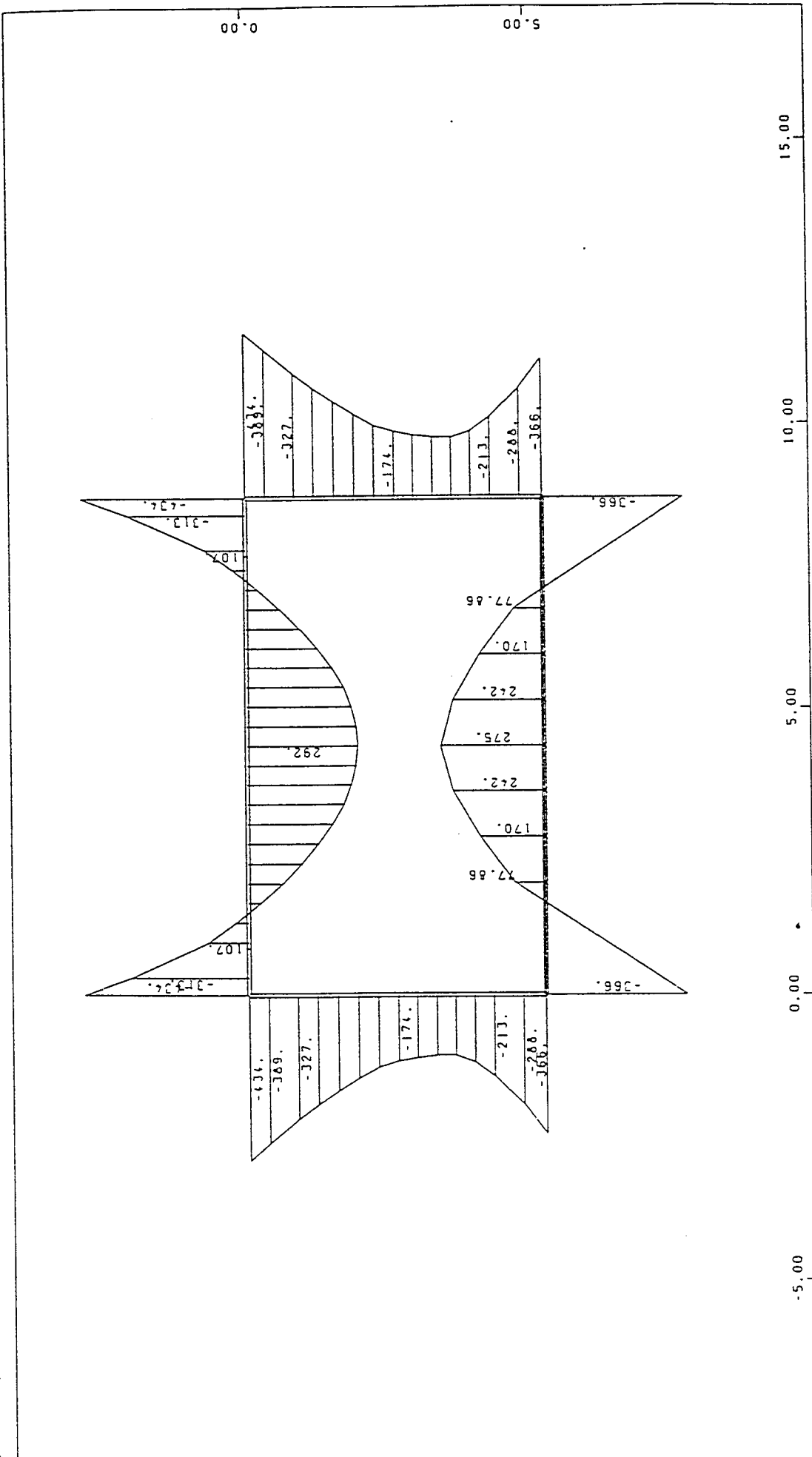
M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1.0-FACH  
 STABQUERKRAFT QZ LF 34 MIN-STOZ 1 = 100.0 kN

Seite



U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1,0-FACH  
 STABMOMENTE MY LF 35 MAX-STMY 1 = 150.0 kNm

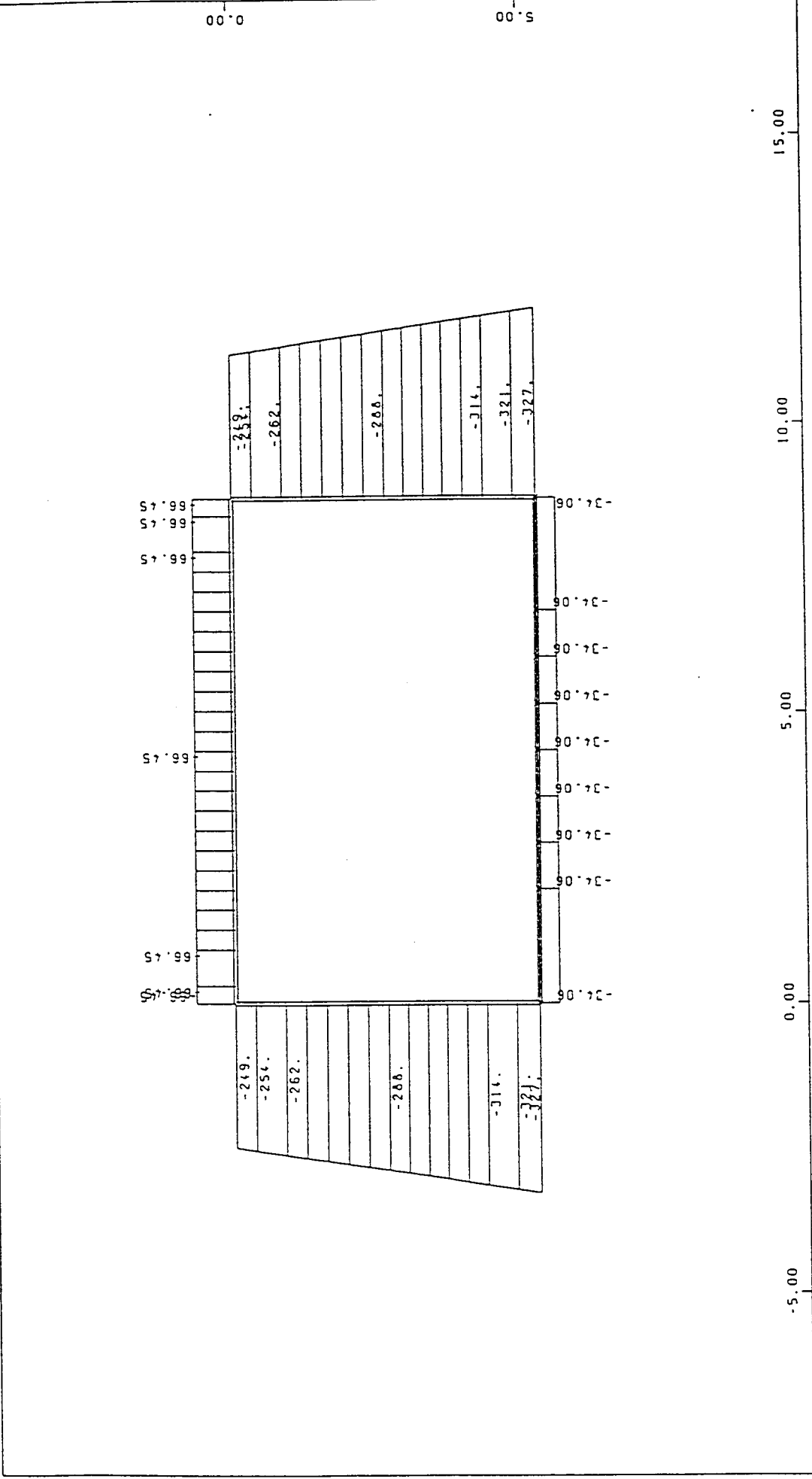


M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, TRAGFAEHIGKEIT 1,0-FACH  
 STABMOMENTE MY LF 36 MIN-STMY 1 = 150.0 kNm



Seite



M 1 : 100

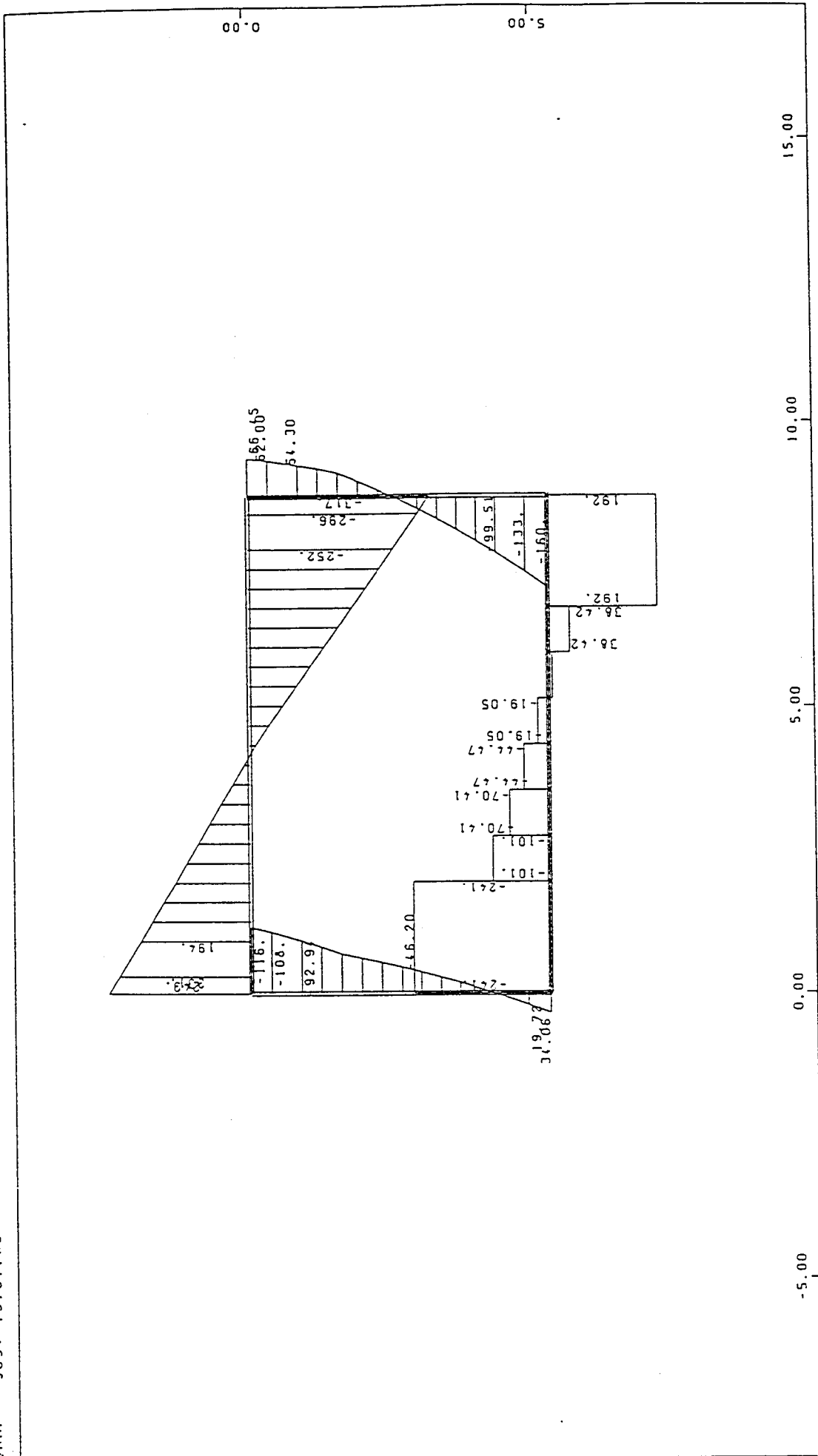
U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG. GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT  
 LF 41 MAX-STN 1 = 100.0 kN



Seite







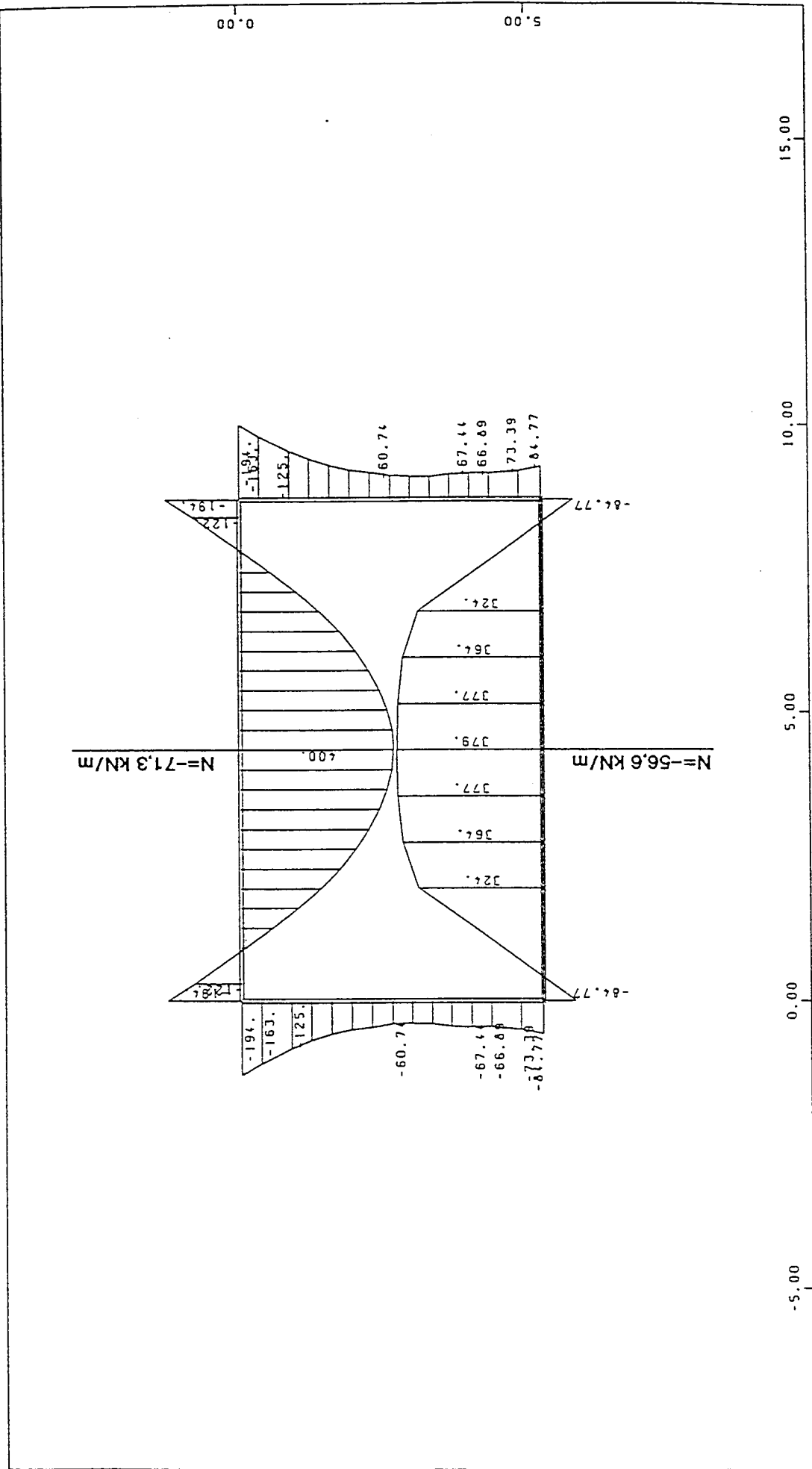
M 1 : 100

U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG. GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT  
 STABQUERKRAFT QZ LF 44 MIN-STOZ 1 = 100.0 kN



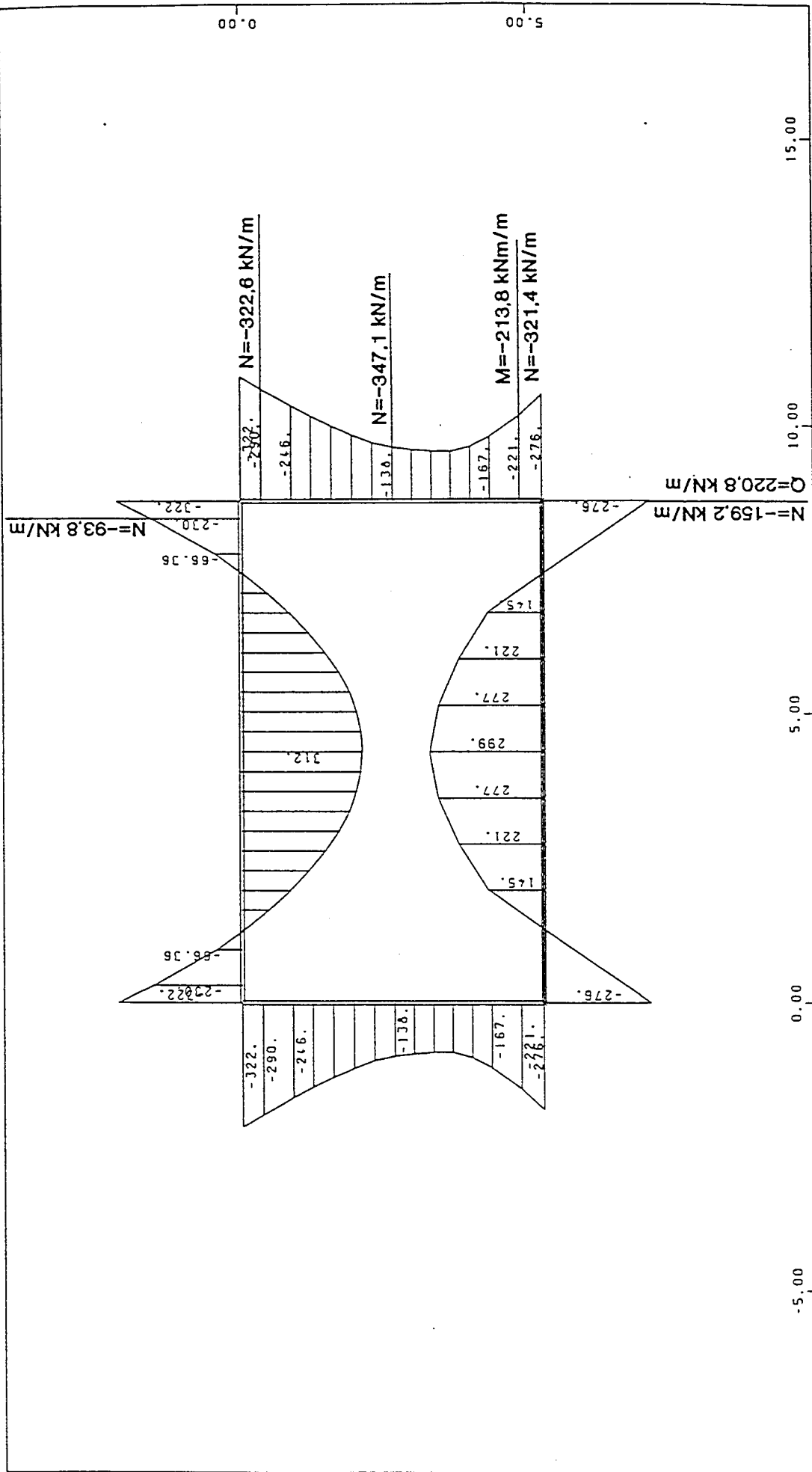
Seite





U-BAHN RAHMEN MIT EINEM FELD NACH EC 2  
 UEBERLAGERUNG, GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT  
 STABMOMENTE MY LF 45 MAX-STMY 1 = 150.0 kNm





#### 4 Bemessung

Beton C 25/30

Betonstahl S 500

Betondeckung  $nomc = 5,0 \text{ cm}$

Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den 1,35 - fachen ständigen Einwirkungen (ohne Momentenumlagerung) wird als maßgebend betrachtet !

##### 4.1 Biegung

DAfStB - Heft 425, Tafel 6.2a

$$f_{ctd} = 25/1,5 = 16,7 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = 500 / 1,5 = 435 \text{ MN/m}^2$$

- Decke am Wandanschnitt

$$\min M_y = -358,6 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zugN} = -136,9 \text{ kN/m}^2 \text{ (Druck)}$$

$$M_{Sds} = 358,6 + 136,9 (0,62 - 0,70/2) = 395,6 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,3956 / (1,00 \cdot 0,62^2 \cdot 16,7) = 0,0616 \rightarrow \omega = 0,0642$$

$$\text{erfa}_{s, \text{au\ss}en} = (0,0642 \cdot 100 \cdot 62 \cdot 1,67 - 136,9) / 43,5 = 12,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Decke im Feld

$$\max M_y = 646,4 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zugN} = 104,2 \text{ kN/m}^2 \text{ (Druck)}$$

$$M_{Sds} = 646,4 + 104,2 (0,62 - 0,70/2) = 674,5 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,6745 / (1,00 \cdot 0,62^2 \cdot 16,7) = 0,1051 \rightarrow \omega = 0,1128$$

$$\text{erfa}_{s, \text{au\ss}en} = (0,1128 \cdot 100 \cdot 62 \cdot 1,67 - 104,2) / 43,5 = 24,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Wand am Deckenabschnitt

$$\min M_y = -459,3 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zugN} = -515,9 \text{ kN/m}^2 \text{ (Druck)}$$

$$M_{Sds} = 459,3 + 515,9 (0,52 - 0,60/2) = 572,8 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,5728 / (1,00 \cdot 0,52^2 \cdot 16,7) = 0,1268 \rightarrow \omega = 0,1384$$

$$\text{erfa}_{s, \text{au\ss en}} = (0,1384 \cdot 100 \cdot 52 \cdot 1,67 - 515,9) / 43,5 = 15,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Wand im Feld

$$\min M_y = -231,0 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zugN} = -548,0 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{Sds} = 231,0 + 548,0 (0,52 - 0,60/2) = 351,6 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,3516 / (1,00 \cdot 0,52^2 \cdot 16,7) = 0,0779 \rightarrow \omega = 0,0821$$

$$\text{erfa}_{s, \text{au\ss en}} = (0,0821 \cdot 100 \cdot 52 \cdot 1,67 - 548,0) / 43,5 = 3,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Wand am Sohlenanschnitt

$$M_y = -310,6 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zugN} = -430,4 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{Sds} = 310,6 + 430,4 (0,52 - 0,60/2) = 405,3 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,4053 / (1,00 \cdot 0,52^2 \cdot 16,7) = 0,0898 \rightarrow \omega = 0,0953$$

$$\text{erfa}_{s, \text{au\ss en}} = (0,0953 \cdot 100 \cdot 52 \cdot 1,67 - 430,4) / 43,5 = 9,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Sohle am Wandanschnitt

$$\min M_y = -408,2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zugQ} = 312,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{zugN} = -312,3 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{\text{Anschnitt}} = 408,2 - 312,3 \cdot 0,60/2 = 314,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sds} = 314,5 + 234,0 (0,72 - 0,80/2) = 389,4 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,3894 / (1,00 \cdot 0,72^2 \cdot 16,7) = 0,0450 \rightarrow \omega = 0,0465$$

$$\text{erfa}_{s, \text{au\ss en}} = (0,0465 \cdot 100 \cdot 72 \cdot 1,67 - 234,0) / 43,5 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Sohle im Feld

$$\max M_y = -598,6 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zugN} = -68,4 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{\text{Sds}} = 598,6 + 68,4 (0,72 - 0,80/2) = 620,5 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{\text{Sds}} = 0,6205 / (1,00 \cdot 0,72^2 \cdot 16,7) = 0,0717 \rightarrow \omega = 0,0752$$

$$\text{erfa}_{\text{s, innen}} = (0,0752 \cdot 100 \cdot 72 \cdot 1,67 - 68,4) / 43,5 = 19,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4.2 Schub (d vom Auflagerrand !)

- Decke:  $V_{\text{sd}} = 404,2 \text{ kN/m}$

$$\text{zug N} = -136,9 \text{ kN/m (Druck)}$$

- Aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung

$$V_{\text{Rd1}} = [\tau_{\text{Rd}} \cdot k (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{\text{cp}}] b_w \cdot d$$

$$\tau_{\text{Rd}} = 0,09 \sqrt[3]{25} = 0,26 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - 0,62 = 0,98 < 1 \text{ MN/m}^2$$

Nach EC 2, Abs. 5.4.3.2.2 (1) sollte mindestens die Hälfte der erforderlichen Feldbewehrung über das Auflager geführt und dort verankert werden. Hier wird von 60 % der erforderlichen Feldbewehrung im betrachteten Querschnitt ausgegangen.

$$\rho_1 = 0,60 \cdot 24,5 / (100 \cdot 62) = 0,00237$$

$$\sigma_{\text{cp}} = 0,1369 / (1,00 \cdot 0,70) = 0,1956 \text{ MN/m}^2$$

$$\begin{aligned} V_{\text{Rd1}} &= [0,26 \cdot 1,0 (1,2 + 40 \cdot 0,00237) + 0,15 \cdot 0,1956] \cdot 1,00 \cdot 0,62 = 0,2269 \text{ MN/m} \\ &= 226,9 \text{ kN/m} < 404,2 \end{aligned}$$

- Standardverfahren ( $\theta = 45^\circ$ )

Betondruckstrebe:

$$V_{\text{Rd2}} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{\text{ctd}} \cdot b_w \cdot 0,9 d$$

$$v = 0,7 - 25 / 200 = 0,575$$

$$V_{\text{Rd2}} = \frac{1}{2} \cdot 0,575 \cdot 16,7 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,62 = 2,6791 \text{ MN/m} = 2679,1 \text{ kN/m} >> 404,2$$

Schubbewehrung:

$$V_{wd} = 404,2 - 226,9 = 177,3 \text{ kN/m} > 0,4 \cdot 404,2 = 161,7 \text{ (Heft 425!)}$$
$$\text{erfa}_{sw} = 0,1773 / (0,9 \cdot 0,62 \cdot 435) \cdot 10^4 = 7,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung

Nach Heft 425 !

$$\cot \vartheta = 1,25 - 3 \sigma_{cp} / f_{cd} = 1,25 + 3 \cdot 0,1956 / 16,7 = 1,29$$
$$\tan \vartheta = 0,78$$
$$\vartheta = 37,9^\circ$$

Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = b_w \cdot z \cdot \dots \cdot f_{cd} / (\cot \vartheta + \tan \vartheta) = 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,62 \cdot 0,575 \cdot 16,7 / (1,29 + 0,78)$$
$$= 2,5885 \text{ MN/m} = 2588,5 \text{ kN/m} >> 404,2$$

Schubbewehrung:

$$\text{erfa}_{sw} = 0,4042 / (0,9 \cdot 0,62 \cdot 435 \cdot 1,29) \cdot 10^4 = 12,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Mindestbewehrung

Nach EC2, ABs. 5.4.3.3 (2) sollte die erforderliche Schubbewehrung nicht kleiner als 60 % der Werte nach Tab. 5.5 für Balken sein.

$$\min a_{sw} = 0,60 \cdot 0,11 \cdot 100 = 6,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Wand, oben:  $V_{sd} = 136,6 \text{ kN/m}$

$$\text{zugN} = -512,4 \text{ kN/m (Druck)}$$

- Aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung

$$\tau_{Rd} = 0,26 \text{ MN/m}^2$$
$$k = 1,6 - 0,52 = 1,08$$

Es werden mindestens  $11,2 \text{ cm}^2/\text{m}$  als Feldbewehrung an der Wandinnenseite eingelegt (siehe Rißbreitenbeschränkung !)

$$\rho_1 = 11,2 / (100 \cdot 52) = 0,00215$$
$$\sigma_{cp} = 0,5124 / (1,00 \cdot 0,60) = 0,8540 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd1} = [0,26 \cdot 1,08 (1,2 + 40 \cdot 0,00215) + 0,15 \cdot 0,8540] \cdot 1,00 \cdot 0,52 = 0,2544 \text{ MN/m}$$

$$= 254,4 \text{ kN/m} > 136,6$$

- keine Schubbewehrung erforderlich:

- Tragfähigkeit der Betondruckstrebe

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot \vartheta \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d = \frac{1}{2} \cdot 0,575 \cdot 16,7 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,52 = 2,2470 \text{ MN/m}$$

$$= 2247,0 \text{ kN/m} \gg 136,6$$

- Wand, unten:  $V_{sd} = 151,5 \text{ kN/m}$

$$\text{zugN} = -419,8 \text{ kN/m (Druck)}$$

- Aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung

$$\tau_{Rd} = 0,26 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,08$$

$$\rho_1 = 0,00215$$

$$\sigma_{cp} = 0,4198 / (1,00 \cdot 0,60) = 0,6997 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd1} = [0,26 \cdot 1,08 (1,2 + 40 \cdot 0,00215) + 0,15 \cdot 0,6997] \cdot 1,00 \cdot 0,52 = 0,2424 \text{ MN/m}$$

$$= 242,4 \text{ kN/m} > 151,5$$

- keine Schubbewehrung erforderlich !

- Tragfähigkeit der Betondruckstrebe

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot 0,575 \cdot 16,7 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,52 = 2,2470 \text{ MN/m} = 2247,0 \text{ kN/m} \gg 151,5$$

- Sohle:  $V_{sd} = 372,6 \text{ kN/m}$

$$\text{zugN} = -198,7 \text{ kN/m (Druck)}$$

- Aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung

$$\tau_{Rd} = 0,26 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - 0,72 = 0,88 < 1$$

$$\rho_1 = 0,60 \cdot 19,2 / (100 \cdot 72) = 0,00160$$

$$\sigma_{cp} = 0,1987 / (1,00 \cdot 0,80) = 0,2484 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{Rd1} = [0,26 \cdot 1,0 (1,2 + 40 \cdot 0,00160) + 0,15 \cdot 0,2484] \cdot 1,00 \cdot 0,72$$

$$= 0,2634 \text{ MN/m} = 263,4 \text{ kN/m} < 372,6$$

- Standardverfahren ( $\vartheta = 45^\circ$ )

Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot 0,575 \cdot 16,7 \cdot 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,72 = 3,1112 \text{ MN/m} = 3111,2 \text{ kN/m} \gg 372,6$$

Schubbewehrung:

$$V_{wd} = 372,6 - 263,4 = 109,2 \text{ kN/m} < 0,4 \cdot 372,6 = 149,0 \text{ (Heft 425!)}$$
$$erfa_{sw} = 0,1490 / (0,9 \cdot 0,72 \cdot 435) \cdot 10^4 = 5,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung

Nach Heft 425 !

$$\cot \vartheta = 1,25 + 3 \cdot 0,2484 / 16,7 = 1,29$$

$$\tan \vartheta = 0,77$$

$$\vartheta = 37,7^\circ$$

Betondruckstrebe:

$$V_{Rd2} = 1,00 \cdot 0,9 \cdot 0,72 \cdot 0,575 \cdot 16,7 / (1,29 + 0,77) = 3,0206 \text{ MN/m} = 3020,6 \text{ kN/m} >> 372,6$$

Schubbewehrung:

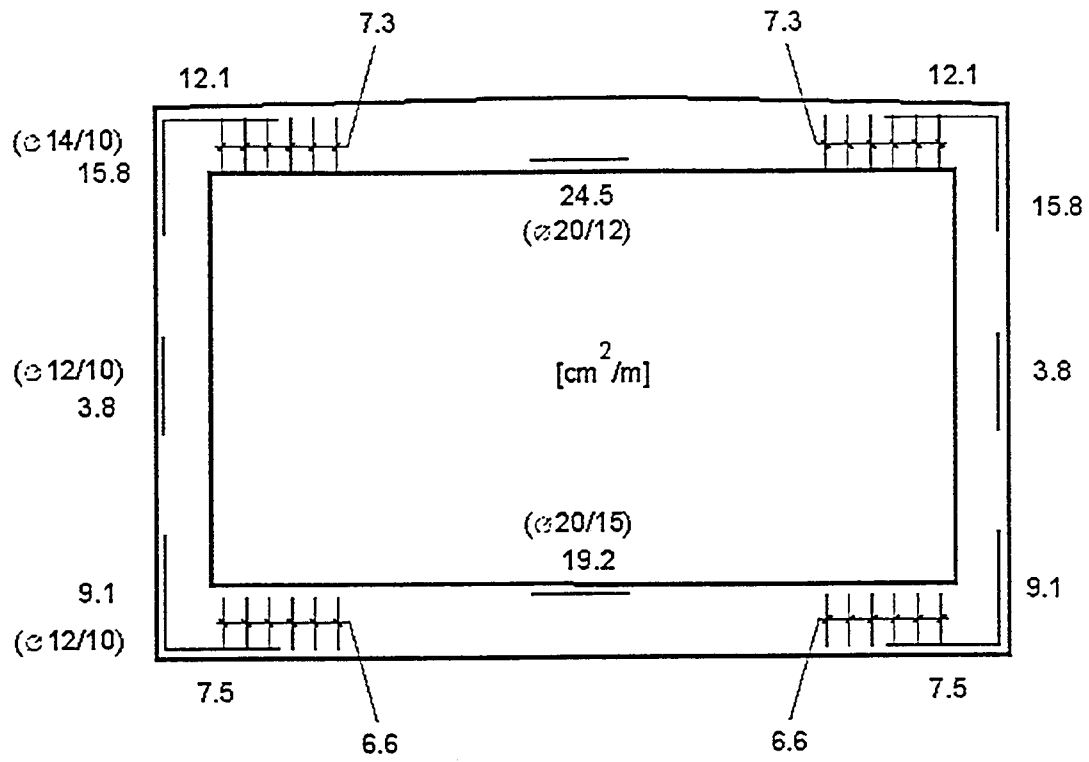
$$erfa_{sw} = 0,3726 / (0,9 \cdot 0,72 \cdot 435 \cdot 1,29) \cdot 10^4 = 10,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Mindestbewehrung

$$\min a_{sw} = 0,60 \cdot 0,11 \cdot 100 = 6,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$



## 5 Bewehrung



## 6 Rißbreitenbeschränkung

### 6.1 Zentr. Zwang aus Hydratation

$$\text{Mindestbewehrung: } A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

$$k_c = 1,0 \text{ (zentr. Zwang)}$$

$$f_{ct,eff} = 0,30 \text{ (} 0,35 \cdot 25 \text{)}^{2/3} = 1,27 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{ct,eff} = 35 \% \text{ der charakteristischen Betondruckfestigkeit}$$

- Decke:  $h = 70 \text{ cm}$

$$k = 0,56 \text{ (RQ, Hydratation im Bauteil selbst)}$$

aus Tab. 4.11

$$\phi = \phi_{Tab} \cdot (f_{ctm} / 2,5) \cdot h / (10 (h-d)) \geq \phi_{Tab} \cdot f_{ctm} / 2,5$$

$$f_{ctm} / 2,5 = 1,27 / 2,5 = 0,51$$

$$h / (10 (h-d)) = 70 / (10 / 70-64)) = 1,17$$

gew.:  $\phi 12 \text{ mm}$

$$\phi_{Tab} = 12 / (0,51 \cdot 1,17) = 20,1 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s = 239 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = 1,0 \cdot 0,56 \cdot 1,27 \cdot 70 \cdot 100 / 239 = 20,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gew.:  $\phi 16 \text{ mm}$

$$\phi_{Tab} = 16 / (0,51 \cdot 1,17) = 26,8 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s = 190 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = 1,0 \cdot 0,56 \cdot 1,27 \cdot 70 \cdot 100 / 190 = 26,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Wand:  $h = 60 \text{ cm}$

$$k = 0,62 \text{ (RQ, Hydratation im Bauteil selbst)}$$

aus Tab. 4.11

$$f_{ctm} / 2,5 = 1,27 / 2,5 = 0,51$$

$$h / (10 (h-d)) = 60 / (10 (60-54)) = 1$$

gew.:  $\phi 12 \text{ mm}$

$$\phi_{Tab} = 12 / 0,51 = 23,5 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s = 212 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = 1,0 \cdot 0,62 \cdot 1,27 \cdot 60 \cdot 100 / 212 = 22,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gew.:  $\phi 16 \text{ mm}$

$$\phi_{Tab} = 16 / 0,51 = 31,4 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s = 163 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = 1,0 \cdot 0,62 \cdot 1,27 \cdot 60 \cdot 100 / 163 = 29,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Sohle:  $h = 80 \text{ cm}$

$k = 0,50$  (RQ, Hydratation im Bauteil selbst)

aus Tab. 4.11

$$f_{ctm} / 2,5 = 1,27 / 2,5 = 0,51$$

$$h / (10 (h-d)) = 80 / (10 (80-74)) = 1,33$$

gew.:  $\phi 12 \text{ mm}$

$$\phi_{Tab} = 12 / (0,51 \cdot 1,33) = 17,7 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s \approx 263 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,27 \cdot 80 \cdot 100 / 263 = 19,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gew.:  $\phi 16 \text{ mm}$

$$\phi_{Tab} = 16 / (0,51 \cdot 1,33) = 23,6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_s \approx 211 \text{ MN/m}^2$$

$$a_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,27 \cdot 80 \cdot 100 / 211 = 24,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 6.2 Biegung unter quasi-ständiger Last

- Decke am Wandanschnitt

$$M_{q-s} = -230,2 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q-s} = -93,8 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{q-s,s} = 230,2 + 93,8 (0,62 - 0,70 / 2) = 255,5 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 14 / 10 = 15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = (0,2555 / (0,9 \cdot 0,62) - 0,0938) / 15,4 \cdot 10^4 \approx 236 \text{ MNm/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$h / (10 (h-d)) = 70 / (10 (70-62)) = 0,875 < 1$$

$$\rightarrow \phi_{Grenz} = \phi_{Tab} = 20,5 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s_{max} = 20,5 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

- Decke im Feld

$$M_{q-s} = 399,5 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q-s} = -71,3 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{q-s,s} = 399,5 + 71,3 (0,62 - 0,70 / 2) = 418,8 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 20 / 12 = 26,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = (0,4188 / (0,9 \cdot 0,62) - 0,0713) / 26,2 \cdot 10^4 \approx 259 \text{ MNm/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$\rightarrow \phi_{Grenz} = \phi_{Tab} = 18,1 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s_{max} = 17,6 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

- Wand am Deckenanschnitt

$$M_{q-s} = 290,2 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q-s} = -322,6 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{q-s,s} = 290,2 + 322,6 (0,52 - 0,60 / 2) = 361,2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 14 / 10 = 15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = (0,3612 / (0,9 \cdot 0,52) - 0,3226) / 15,4 \cdot 10^4 \approx 292 \text{ MNm/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$\rightarrow \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 14,8 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s_{\text{max}} = 13,5 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

- Wand im Feld

$$M_{q-s} = 138,1 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q-s} = -247,1 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{q-s,s} = 138,1 + 247,1 (0,52 - 0,60 / 2) = 214,5 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 12 / 10 = 11,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = (0,2145 / (0,9 \cdot 0,52) - 0,2471) / 11,3 \cdot 10^4 \approx 98 \text{ MNm/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$\rightarrow \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 32 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s_{\text{max}} = 30,0 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

- Wand am Sohlenanschnitt

$$M_{q-s} = -213,8 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q-s} = -321,4 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{q-s,s} = 213,8 + 321,4 (0,52 - 0,60 / 2) = 284,5 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 12 / 10 = 11,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = (0,2845 / (0,9 \cdot 0,52) - 0,3214) / 11,3 \cdot 10^4 \approx 254 \text{ MNm/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$\rightarrow \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 18,6 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s_{\text{max}} = 18,3 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

- Sohle am Wandanschnitt

$$M_{q-s} = -275,9 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{q-s} = 22,8 \text{ kN/m}$$

$$N_{q-s} = -159,2 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{\text{Anschnitt}} = 275,9 - 220,8 \cdot 0,60 / 2 = 209,7 \text{ kNm/m}$$

$$M_{q-s,s} = 209,7 + 159,2 (0,72 - 0,80 / 2) = 260,6 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 12 / 10 = 11,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = (0,2606 / (0,9 \cdot 0,72) - 0,1592) / 11,3 \cdot 10^4 \approx 215 \text{ MNm/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$\rightarrow \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 23,1 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s_{\text{max}} = 23,1 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

- Sohle im Feld

$$M_{q-s} = 379,1 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q-s} = -56,6 \text{ kN/m (Druck)}$$

$$M_{q-s,s} = 379,1 + 56,6 (0,72 - 0,80 / 2) = 397,2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{gew.: } \phi 20 / 15 = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_s = (0,3972 / (0,9 \cdot 0,72) - 0,0566) / 20,9 \cdot 10^4 \approx 266 \text{ MNm/m}^2$$

aus Tab. 4.11

$$\rightarrow \phi_{\text{Grenz}} = \phi_{\text{Tab}} = 17,4 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

aus Tab. 4.12

$$\rightarrow s_{\text{max}} = 16,8 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

### 6.3 Berechnung der Rißbreite

a) Diagramme zur direkten Bemessung nach Meyer

- Zentr. Zwang aus Hydratation

$$B 35 / w_{\text{cl}} = 0,25 \text{ mm} / c = 5 \text{ cm}$$

Diagramm 1.3.1-15

$a_{si} = a_{sa}$		$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$	
Decke:	$d = 70 \text{ cm}$ $d' = 62 \text{ cm}$	9,5	10,3	11,2	12,0	cm <sup>2</sup> /m je Seite
Wand:	$d = 60 \text{ cm}$ $d' = 55 \text{ cm}$	9,2	10,0	10,8	11,6	cm <sup>2</sup> /m je Seite
Sohle:	$d = 80 \text{ cm}$ $d' = 68 \text{ cm}$	9,8	10,7	11,5	12,3	cm <sup>2</sup> /m je Seite

b) Graphische Ermittlung der Rißbreite nach Heft 425, Bild 10.5

- Zentr. Zwang aus Hydratation

C 25/30 -  $f_{c,eff} = 10 \text{ MN/m}^2$

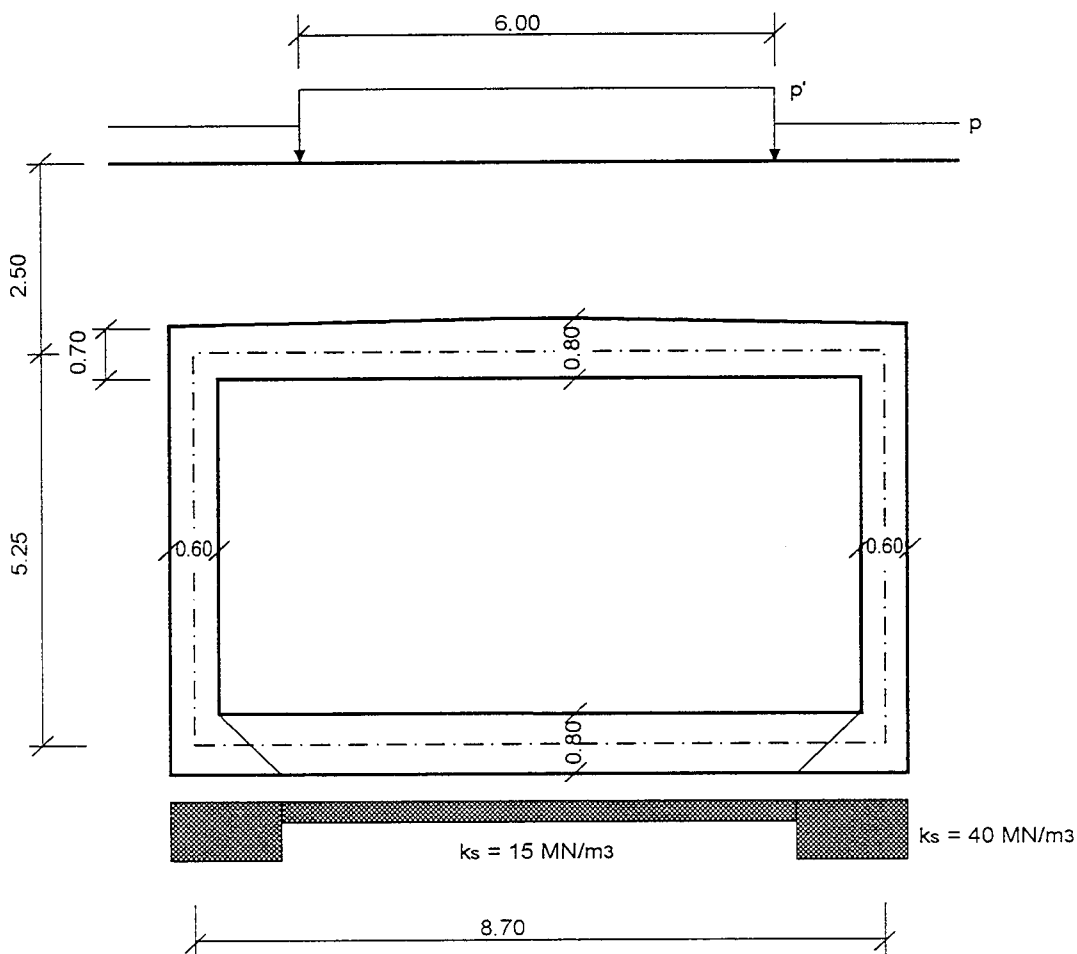
$w_k$  0,25 mm

$a_{si} > a_{sa}$	$\phi$ 10	$\phi$ 12	$\phi$ 14	$\phi$ 16	
Decke: h = 70 cm d1/h = d2/h = 0,07	8,4	9,1	9,8	10,5	cm <sup>2</sup> /m je Seite
Wand: h = 60 cm d1/h = d2/h = 0,08	7,5	8,1	8,7	9,3	cm <sup>2</sup> /m je Seite
Sohle: h = 80 cm d1/h = d2/h = 0,06	9,6	10,4	11,2	11,6	cm <sup>2</sup> /m je Seite

# Zusammenfassung: Tunnelrahmen

## 1. System

Bei dem Tunnelrahmen handelt es sich um einen biegesteifen, einzelligen Stahlbetonhohlkasten ( $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ), der durch eine Straße gequert wird. Die Erdüberdeckung beträgt 2,15 m (außen) bzw. 2,10 m (innen). Die Tunnelsohle ist elastisch gebettet und in horizontaler Richtung unverschieblich gelagert. Die genauen Abmessungen können der Systemzeichnung entnommen werden.



## 2. Lastannahmen

Für die Ermittlung der Erdauflast und des Erddruckes werden die folgenden Bodenkennwerte verwendet:

- Wichte  $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- Reibungswinkel  $\varphi' = 32,5^\circ$
- Kohäsion  $c' = 0$

Grundwasser ist nicht vorhanden.

Als Verkehrslast werden in Geländeoberkante die Ersatzflächenlasten von  $p = 33,3 \text{ kN/m}^2$  für einen SLW 60 auf der Hauptspur sowie von  $p = 16,7 \text{ kN/m}^2$  für einen SLW 30 auf der Nebenspur angenommen. Auf den Restflächen wird eine gleichmäßig verteilte Flächenlast von  $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$  angesetzt.

Die Lasten auf der Tunnelsohle aus Eigengewicht, Schotterbett und Verkehrslast werden direkt in den Boden eingeleitet, ohne Schnittgrößen zu erzeugen.

### 3. Normen, Empfehlungen und Literatur

Der Berechnung liegt folgendes Schrifttum zugrunde:

Für beide Sicherheitskonzepte:

- DIN 1055, Lastannahmen für Bauten
- DIN 1072, Lastannahmen Straßen und Wegbrücken
- EZTV-K Bayern, Ausgabe 1990
- Eibl, Ivany, Schambeck: "Berechnung kastenförmiger Brückenwiderlager", 3. Aufl. 1988, Werner Verlag
- Meyer, Günter: "Rißbreitenbeschränkung nach DIN 1045: Diagramme zur direkten Bemessung", Düsseldorf, Beton Verlag, 1989

Nur für Globalsicherheitskonzept:

- DIN 4085, Erddruck
- DIN 1045, Stahlbeton
- DAfStB - Heft 220
- DAfStB - Heft 400

Nur für Teilsicherheitskonzept:

- DIN 1054-100, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- DIN 4085-100, Erddruck
- EC 2, Stahlbeton und Spannbeton
- DAfStB - Heft 425
- G. Heydel, W. Krings, H. Herrmann: "Stahlbeton im Hochbau nach EC 2", Ernst und Sohl, 1995

### 4. Berechnung

#### 4.1 Allgemeines

Die Schnittgrößen werden für verschiedene Einzellastfälle (Eigengewicht, Erdauflast, Erddruck, Verkehr) ermittelt. Die Ersatzflächenlasten für SLW 60/30 werden sowohl über als auch neben dem Tunnel berücksichtigt. Für die Ermittlung des Erddruckes aus Verkehrslasten wird der Ruhedruck angesetzt. Bei ständiger Last wird neben dem Erdruhedruck auch der aktive Erddruck berücksichtigt und damit die ungünstigere Beanspruchung des Tunnelrahmens ermittelt.



#### 4.2 Globalsicherheitskonzept:

Die maximalen und minimalen Schnittgrößen der Einzellastfälle werden anschließend überlagert. Die Superposition wird sowohl mit allen Einzellastfällen (Biegung und Schub) als auch nur mit den häufig wirkenden Lasten (Rißbreitenbeschränkung) durchgeführt.

Die Bemessung erfolgt mit einem globalen, bereits in die Bemessungshilfsmittel eingearbeiteten Sicherheitsbeiwert von 1,75 bis 2,1. Für die Beschränkung der Rißbreite wird sowohl die Mindestbewehrung als auch die statisch erforderliche Bewehrung unter häufig wirkenden Lasten ermittelt.

#### 4.3 Teilsicherheitskonzept:

Die maximalen und minimalen Schnittgrößen der Einzellastfälle werden erst mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert und dann überlagert. Die Superposition wird sowohl für die Grenzzustände der Tragfähigkeit nach EC 2 bzw. den Grenzzustand 1 B, Lastfall 1, nach DIN 1054-100 mit den 1,35-fachen und 1,0-fachen ständigen Einwirkungen (Biegung und Schub) als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Rißbreitenbeschränkung) durchgeführt.

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G = 1,35$  für ständige Einwirkungen wird für die Biege- und Schubbemessung als maßgebend betrachtet. Die Kenngrößen für die Baustoffeigenschaften sind hierbei noch durch die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  zu dividieren. Für die Grenzzustände der Rißbildung wird ebenfalls die Mindestbewehrung und mit den Schnittgrößen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die statisch erforderliche Bewehrung ermittelt.

### 5. Ergebnisse, Schlußfolgerungen

Die Berechnungsergebnisse zeigen, daß bei der Bemessung nach dem Teilsicherheitskonzept trotz erheblich größeren Rechenaufwandes nur unwesentlich weniger Bewehrung erforderlich ist als bei der Bemessung nach dem Globalsicherheitskonzept.

die Beschränkung der Rißbreite unter Lastbeanspruchung kann bei beiden Sicherheitskonzepten für die entsprechend der Biegebemessung gewählte Bewehrung nachgewiesen werden. Die erforderliche Mindestbewehrung zur Rißbreitenbeschränkung unter zentrischem Zwang infolge Hydratation ist unabhängig von der Last zu ermitteln. Sie ist nach dem Globalsicherheitskonzept zunächst wesentlich größer als nach dem Teilsicherheitskonzept. Bei einer genaueren Berechnung der Rißbreite aus Zwang wird der Unterschied aber wieder sehr gering.

Auf eine Variation der Bodenkennwerte wird im Rahmen dieses Beispiels verzichtet, da sich dadurch für beide Sicherheitskonzepte lediglich eine Belastungsänderung im gleichen Verhältnis ergibt. Erdstatische Nachweise, aus denen Systemänderungen (Abmessungen des Tunnelrahmens) resultieren, sind für die Berechnung nicht maßgebend und werden nicht geführt.

## Bestimmung der Verankerungslänge bei einer Sohlplatte

Im folgenden Beispiel wird die Länge von Zuggliedern, die eine 1.5m dicke Betonsohle einer Baugrube mit hohem Grundwasserstand ( $h_w = 15.5\text{m}$ ) sichern, nach DIN 1054 (11/76), DIN 1054-100 und EAB-100 berechnet. Dabei wird zunächst der Nachweis der inneren Standsicherheit für den Einzelpfahl geführt (Bauteilbemessung). Anschließend wird die Auftriebssicherheit der Sohle mit angehängtem Erdkörper am freigeschnittenen Einzelpfahl und am gesamten verankerten System Sohle - Erdkörper nachgewiesen. Die Reibungskräfte zwischen der Baugrubenwand und der Sohlplatte sowie zwischen dem verankerten Bodenkörper und dem seitlich anstehenden Boden werden dabei nicht berücksichtigt.

Als Zugglieder werden Stabverpreßpfähle angenommen, deren Auszieh Widerstand, zur Berücksichtigung verschiedener Bodenarten, zwischen 60 und 140 kN/m variiert. Parallel dazu werden unterschiedliche Reibungswinkel ( $25^\circ - 37,5^\circ$ ) und Kohäsionswerte ( $0 - 20 \text{ kN/m}^2$ ) untersucht.

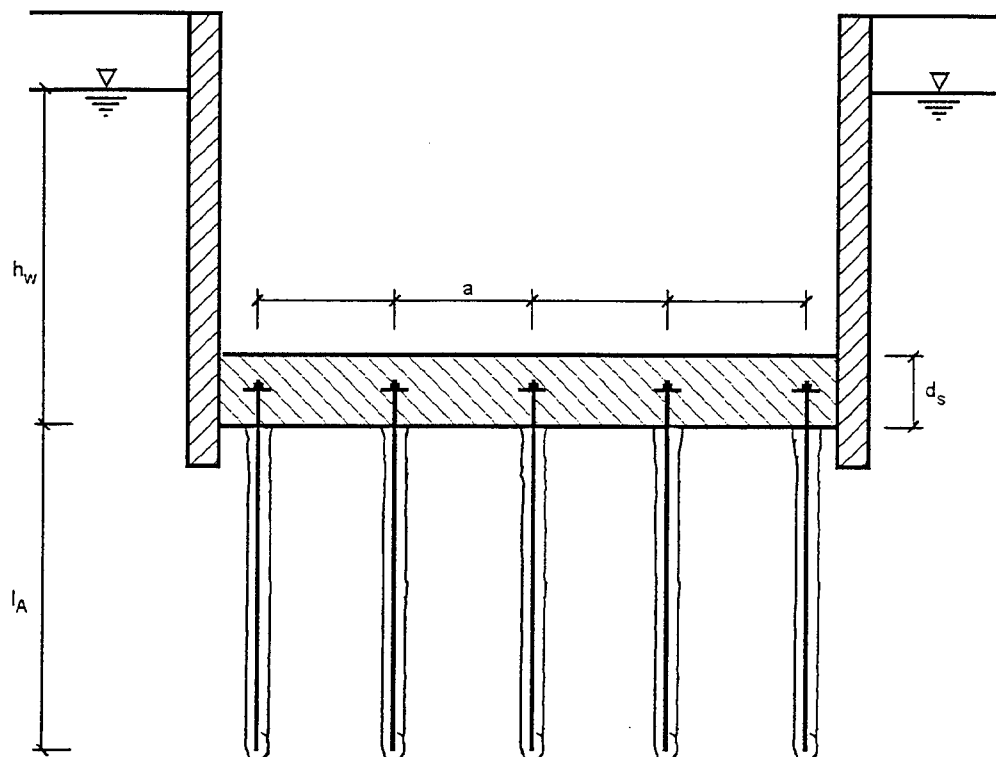
Als vierter Parameter wird der Pfahlabstand verändert ( $a = 2\text{m}, 2.5\text{m}$  und  $3\text{m}$ ) um zu erreichen, daß sich die maßgebende Pfahllänge teils aus der Bauteilbemessung und teils aus der Auftriebssicherheit ergibt.

Im folgenden ist die Berechnung für einen Pfahlabstand von 2m und für Auszieh Widerstände von 100kN/m (nichtbindiger Boden) bzw. 80kN/m (bindiger Boden) auf der Grundlage der oben genannten Normen und Empfehlung als Beispiel angegeben. Die Zusammenstellung der Ergebnisse findet sich in den Tabellen 6.1 bis 6.3.

Schließlich wurde ein optimaler Pfahlabstand  $a$  ermittelt, für den sich nach Bauteilbemessung und Auftriebssicherheit die gleiche Zuggliedlänge ergibt. In der Tabelle 6.4 sind die für  $a$  und  $l$  ermittelten Werte zusammen mit dem Verankerungsgrad ( $l/a^2$ ) aufgeführt, der u. a. für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit des Systems von Bedeutung ist.

## Bestimmung der Verankerungslänge bei einer Sohlplatte nach DIN 1054 11.76

Skizze:



Gewählte Pfähle:  
Auszieh Widerstand:

Stabverpreßpfahl

$$T_{\text{Bruch}} = 100 \text{ kN/m}$$

(rolliger Boden)

$$T_{\text{Bruch}} = 80 \text{ kN/m}$$

(bindiger Boden)

Pfahlabstand:  
Stärke der Betonsohle:  
Grundwasserstand:  
Unterwasserbeton:

$$a = 2,00 \text{ m}$$

$$d_s = 1,50 \text{ m}$$

$$h_w = 15,50 \text{ m}$$

$$\gamma_B = 24,00 \text{ kN/m}^3$$

**Boden 1:**

innerer Reibungswinkel:

$$\varphi' = 32,5^\circ$$

Kohäsion:

$$c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

Wichte des feuchten Bodens:

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

Wichte des Bodens unter Auftrieb:

$$\gamma' = 11,0 \text{ kN/m}^3$$

Verminderter Wert nach DIN 1055 T 2:

$$\gamma'_{\text{min}} = 10,0 \text{ kN/m}^3$$

**Boden 2:**

innerer Reibungswinkel:

$$\varphi' = 25,0^\circ$$

Kohäsion:

$$c' = 15,0 \text{ kN/m}^2$$

Wichte des feuchten Bodens:

$$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

Wichte des Bodens unter Auftrieb:

$$\gamma' = 9,0 \text{ kN/m}^3$$

Verminderter Wert nach DIN 1055 T 2:

$$\gamma'_{\text{min}} = 8,0 \text{ kN/m}^3$$

## 1. Äußere Tragfähigkeit des Einzelpfahls

$$T_{\text{Bruch}} \cdot \text{erf } l_A + d_s \cdot \gamma_B \cdot a^2 = \eta \cdot h_w \cdot \gamma_w \cdot a^2 \quad \text{mit } \eta = 2,0 \quad (\text{LF 1, DIN 1054, Tab. 8} \\ \text{bzw. DIN 4128, Tab. 2})$$

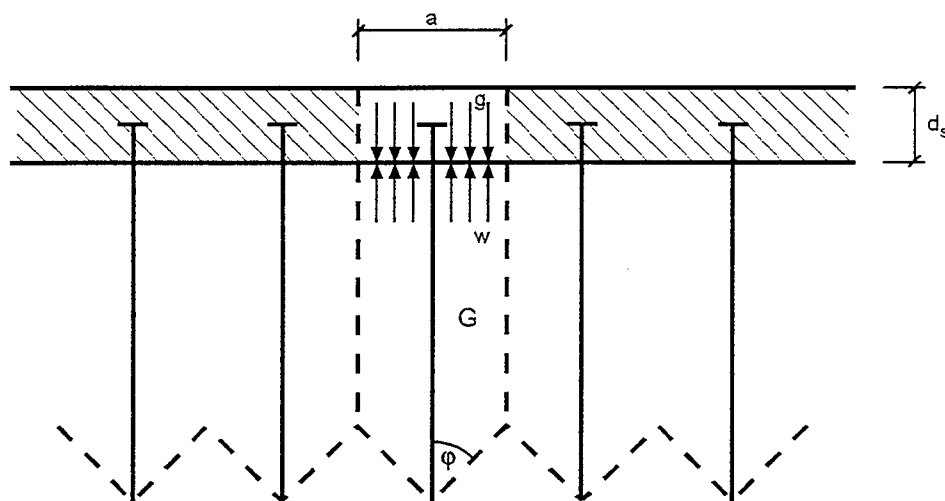
Erforderliche Pfahllänge erf  $l_A$  :

für rolligen Boden : erf  $l_A = 10,96$  m

für bindigen Boden : erf  $l_A = 13,70$  m

## 2. Auftriebsnachweis für die Sohle mit angehängtem Erdkörper

Skizze:



Flächengewicht der Sohlplatte:  $g = d_s \cdot \gamma_B$

Wasserüberdruck:  $w = h_w \cdot \gamma_w$

Gewicht des Erdkörpers:  $G = \gamma'_{\text{min}} \cdot a^2 \cdot (l_A - 1/3 \cdot a \cdot 2^{1/2} / \tan \phi)$

Nachweis:  $g \cdot a^2 / \eta_1 + G / \eta_2 = w \cdot a^2$

Sicherheitsbeiwerte nach Abs. 4.1.3.4:  $\eta_1 = 1,1$  (Eigengewicht)  
 $\eta_2 = 1,4$  (seitl. Bodenreaktionen)

Erforderliche Pfahllänge erf  $l_A$  :  $\text{erf } l_A = 1/3 * 2^{1/2} * a / \tan\varphi + \eta_2 / \gamma'_{\min} * (w - g / \eta_1)$

für Boden 1:	erf $l_A$ =	18,60 m
für Boden 2:	erf $l_A$ =	23,42 m

Maßgebende Pfahllänge:

für Boden 1:	$l_A$ =	18,60 m
für Boden 2:	$l_A$ =	23,42 m

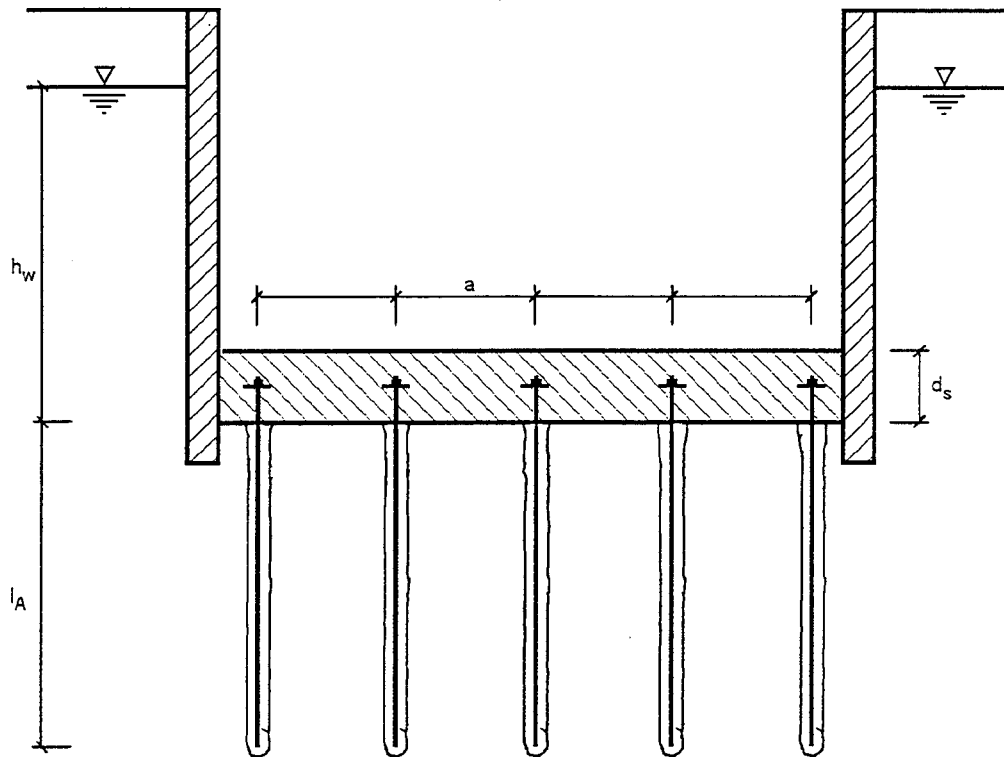
### 3. Nachweis für das Gesamtsystem Sohle - Erdkörper

$$\eta = (G + g \cdot a^2) / (w \cdot a^2) \quad \text{mit } \gamma = \gamma'$$

für Boden 1:	G =	753,2 kN	$\eta = 1,45$
für Boden 2:	G =	770,3 kN	$\eta = 1,47$

## Bestimmung der Verankerungslänge bei einer Sohlplatte nach DIN 1054-100

Skizze:



Gewählte Pfähle:  
Ausziehungswiderstand:

Stabverpreßpfahl

$T_k = 100 \text{ kN/m}$  (rolliger Boden)  
 $T_k = 80 \text{ kN/m}$  (bindiger Boden)

Pfahlabstand:  
Stärke der Betonsohle:  
Grundwasserstand:  
Unterwasserbeton:

$a = 2,00 \text{ m}$   
 $d_s = 1,50 \text{ m}$   
 $h_w = 15,50 \text{ m}$   
 $\gamma_{B,k} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

### Boden 1:

innerer Reibungswinkel:  
Kohäsion:  
Wichte des feuchten Bodens:  
Wichte des Bodens unter Auftrieb:  
Verminderter Wert nach DIN 1055 T 2:

$\varphi'_k = 32,5^\circ$   
 $c'_k = 0,0 \text{ kN/m}^2$   
 $\gamma_k = 18,5 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma'_k = 11,0 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma'_{\min,k} = 10,0 \text{ kN/m}^3$

### Boden 2:

innerer Reibungswinkel:  
Kohäsion:  
Wichte des feuchten Bodens:  
Wichte des Bodens unter Auftrieb:  
Verminderter Wert nach DIN 1055 T 2:

$\varphi'_k = 25,0^\circ$   
 $c'_k = 15,0 \text{ kN/m}^2$   
 $\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma'_k = 9,0 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma'_{\min,k} = 8,0 \text{ kN/m}^3$



Gewicht des Erdkörpers:  $G_k = V_k * \gamma'_{min} = \gamma'_{min} * a^2 * (l_A - 1/3 * a * 2^{1/2} / \tan\varphi)$

Nachweis:  $(G_k + g_k * a^2) * \gamma_G \geq w_k * a^2 * \gamma_F$

Teilsicherheitsbeiwerte:  $\gamma_F = 1,00$   
 $\gamma_G = 1,00$

Erforderliche Pfahllänge erf  $l_A$ :  $\text{erf } l_A = 1/3 * a * 2^{1/2} / \tan\varphi + 1 / \gamma'_{min} * (w_k * \gamma_F / \gamma_G - g_k)$

für Boden 1: erf  $l_A = 13,38$  m  
für Boden 2: erf  $l_A = 16,90$  m

Maßgebende Pfahllänge:

für Boden 1:  $l_A = 13,38$  m  
für Boden 2:  $l_A = 16,90$  m

### 3. Nachweis für das Gesamtsystem Sohle - Erdkörper

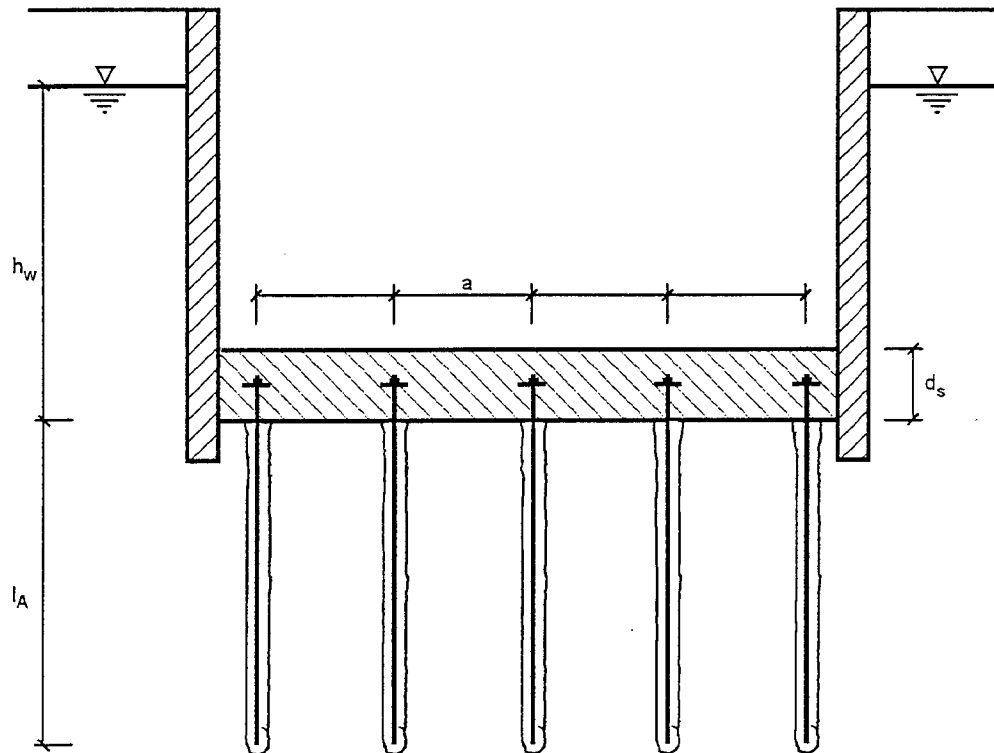
$$\eta = (V_k * \gamma'_k + g_k * a^2) / (w_k * a^2)$$

für Boden 1:  $G_k = 523,6$  kN  $\eta = 1,08$   
für Boden 2:  $G_k = 535,5$  kN  $\eta = 1,10$



## Bestimmung der Verankerungslänge bei einer Sohlplatte nach EAB-100

Skizze:



Gewählte Pfähle:

Ausziehwiderstand:

Pfahlabstand:

Stärke der Betonsohle:

Grundwasserstand:

Unterwasserbeton:

Stabverpreßpfahl

$$r_k = 140 \text{ kN/m}$$

$$r_k = 70 \text{ kN/m}$$

$$a = 2,00 \text{ m}$$

$$d_s = 1,50 \text{ m}$$

$$h_w = 15,50 \text{ m}$$

$$\gamma_{B,k} = 24,00 \text{ kN/m}^3$$

(rolliger Boden)

(bindiger Boden)

### Boden 1:

innerer Reibungswinkel:

$$\varphi'_k = 37,5^\circ$$

Kohäsion:

$$c'_k = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

Wichte des feuchten Bodens:

$$\gamma_k = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

Wichte des Bodens unter Auftrieb:

$$\gamma'_{k, \text{auftrieb}} = 11,0 \text{ kN/m}^3$$

Verminderter Wert nach DIN 1055 T 2:

$$\gamma'_{\text{min},k} = 10,0 \text{ kN/m}^3$$

### Boden 2:

innerer Reibungswinkel:

$$\varphi'_k = 25,0^\circ$$

Kohäsion:

$$c'_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$$

Wichte des feuchten Bodens:

$$\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

Wichte des Bodens unter Auftrieb:

$$\gamma'_{k, \text{auftrieb}} = 9,0 \text{ kN/m}^3$$

Verminderter Wert nach DIN 1055 T 2:

$$\gamma'_{\text{min},k} = 8,0 \text{ kN/m}^3$$

Eine ausreichende Sicherheit gegen das Versagen eines Gründungskörpers oder einer Bodenschicht unter der Einwirkung aufwärts gerichteter Wasserdruckkräfte wird eingehalten, wenn für GZ 1A, GZ 1B, GZ 1C die Bedingung

$$W_d \leq G_d + R_{zd} + E_{vd}$$

erfüllt ist (DIN 1054-100, 9.5.3). Auf den Ansatz der Vertikalkomponente der Erddrucklast  $E_{vd}$  wird zunächst verzichtet.

## 1. Äußere Tragfähigkeit des Einzelpfahls

Nachweis für den Einzelpfahl im GZ 1B (Bauteilbemessung)

$$w_k \cdot \gamma_F \cdot a^2 \leq g_k \cdot \gamma_{Ginf} \cdot a^2 + r_k \cdot l_A / \gamma_P$$

$$\text{erf } l_A \geq \gamma_P / r_k \cdot a^2 \cdot (h_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_F - d_s \cdot \gamma_{B,k} \cdot \gamma_{Ginf})$$

Teilsicherheitsbeiwerte:	$\gamma_F =$	1,35
	$\gamma_{Ginf} =$	1,00
	$\gamma_P =$	1,40

erforderliche Pfahllänge:	$\text{erf } l_A =$	6,93	m	(für rolligen Boden)
	$\text{erf } l_A =$	13,86	m	(für bindigen Boden)

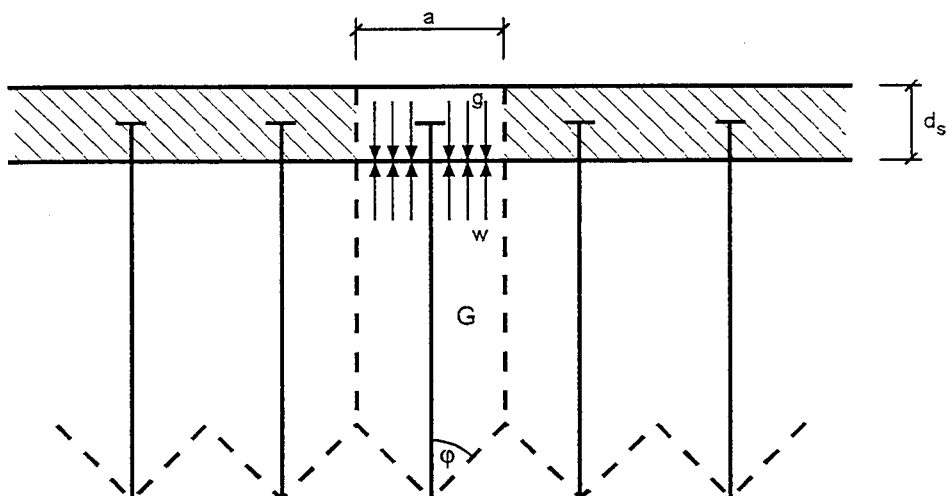
globale Sicherheit:  $\eta = (r_k \cdot l_A + g_k \cdot a^2) / (w_k \cdot a^2)$

Hinweis: $\eta$ wird nur zum Vergleich ermittelt	$\eta =$	1,80	(für rolligen Boden)
	$\eta =$	1,80	(für bindigen Boden)

## 2. Auftriebssicherheit der Sohle mit angehängtem Erdkörper

Nachweis im GZ 1A (Versagen durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch):

Skizze:



Gewicht des Erdkörpers:  $G_k = V_k \cdot \gamma'_{\min} = \gamma'_{\min} \cdot a^2 \cdot (l_A - 1/3 \cdot a \cdot 2^{1/2} / \tan\varphi)$

Nachweis:

$$W_d \leq G_d$$

$$w_k \cdot a^2 \cdot \gamma_F \leq (g_k \cdot a^2 + G_k \cdot \eta_{GE}) \cdot \gamma_{Ginf}$$

Teilsicherheitsbeiwerte, Anpassungsfaktor:

$$\gamma_F = 1,00$$

$$\gamma_{Ginf} = 0,90$$

$$\eta_{GE} = 0,80$$

Erforderliche Pfahllänge erf  $l_A$  :

$$\text{erf } l_A = 1/3 \cdot a \cdot 2^{1/2} / \tan\varphi + (w_k \cdot \gamma_F / \gamma_{Ginf} - g_k) / (\gamma'_{\min} \cdot \eta_{GE})$$

für Boden 1: erf  $l_A$  = 18,26 m

für Boden 2: erf  $l_A$  = 23,31 m

Maßgebende Pfahllänge:

für Boden 1:  $l_A$  = 18,26 m

für Boden 2:  $l_A$  = 23,31 m

### 3. Nachweis für das Gesamtsystem Sohle - Erdkörper

$$\eta = (V_k \cdot \gamma'_k + g_k \cdot a^2) / (w_k \cdot a^2)$$

für Boden 1:  $G_k = 749,2 \text{ kN}$

$\eta = 1,44$

für Boden 2:  $G_k = 766,3 \text{ kN}$

$\eta = 1,47$

In den Tabellen 6.1 bis 6.3 sind die erforderlichen Pfahllängen für die 3 gewählten Achsabstände zusammengestellt. Die maßgebenden Werte sind grau unterlegt. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefaßt werden.

1. Beim Nachweis der äußeren Tragfähigkeit (Bauteilbemessung) erhält man nach DIN 1054-100 und EAB-100 gleiche Ergebnisse. Diese Pfahllängen sind um 11.5% kleiner als bei der Berechnung nach DIN 1054 (11/76). Die stets gleiche Differenz von 11.5% ergibt sich für die hier gewählten festen Größen  $h_w$ ,  $d_s$  und  $g_{B,K}$ .

2. Die für die äußere Tragfähigkeit erforderliche Länge ergibt sich, unabhängig von Kohäsion und Reibungswinkel, umgekehrt proportional zum Auszieh Widerstand.

3. Bei der Berechnung der Auftriebssicherheit ergeben sich nach EAB-100 unwesentlich kleinere Ankerlängen als nach DIN 1054 (11/76). Die Ursache dafür liegt in den resultierenden Sicherheitsfaktoren für den Wasserdruck und das Betongewicht. Der Faktor für den Wasserdruck (bisher 1.4) errechnet sich jetzt aus  $\gamma_F / (\gamma_{Ginf} * \eta_{GE})$  zu  $1 / (0.9 * 0.8) = 1.39$ . Für das Betongewicht ist jetzt  $1 / \eta_{GE} = 1 / 0.8 = 1.25$  anzusetzen, während sich der Sicherheitsfaktor bisher zu  $\eta_2 / \eta_1 = 1.4 / 1.1 = 1.27$  ergeben hat.

4. Bei der Berechnung der Auftriebssicherheit nach DIN 1054-100 ergeben sich erheblich kleinere Ankerlängen (ca. -25%) als nach den beiden anderen Verfahren. Während nämlich der Nachweis der Sicherheit gegen Auftrieb gemäß EAB-100, EB 162 für den Grenzzustand GZ 1A zu führen ist, muß dieser Nachweis, bei strenger Interpretation der DIN 1054-100, Abschnitt 9.5.3, nach Auffassung der Aufsteller, für GZ 1C geführt werden. In diesem Punkt ist eine Klärung erforderlich. Sinnvoll erscheint die Berechnung nach EAB-100.

5. Die Pfahllänge ergibt sich beim Nachweis der Auftriebssicherheit, unabhängig von Kohäsion und Auszieh Widerstand, umgekehrt proportional zum Tangens des Reibungswinkels. Unterschiede zwischen den Ergebnissen für bindigen und nichtbindigen Boden mit gleichem Reibungswinkel sind im Ansatz unterschiedlicher Raumgewichte begründet.

6. Die maßgebende Ankerlänge ergibt sich für den kleinsten untersuchten Pfahlabstand ( $a = 2m$ ) mit nur einer Ausnahme aus dem Nachweis der Auftriebssicherheit. Bereits bei einem Abstand von 3m ist in 6 von 9 Fällen (nach EAB-100) die Bauteilbemessung maßgebend.

Aus der Zusammenstellung der Verankerungsgrade in Tabelle 6.4 lassen sich folgende Feststellungen ableiten:

1. EAB-100 und DIN 1054-100 liefern gleiche Verankerungsgrade. Sie resultieren stets aus den kleineren Pfahlabständen und den kleineren Pfahllängen, die sich bei der Berechnung nach DIN 1054-100 ergeben.
2. Die zum optimalen Pfahlabstand gehörigen Pfahllängen sind nach EAB-100 stets 40% größer als nach DIN 1054-100 und praktisch ebenso groß (Differenz maximal 7 cm) wie die nach DIN 1054.
3. Die nach dem Globalsicherheitskonzept errechneten Verankerungsgrade sind stets ca. 11-12% kleiner als die der alten DIN 1054, d. h. das Sicherheitsniveau nimmt ab.

Tabelle 6.1: Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse für a = 2m:

Pfähllängen [m] bzw. Sicherheiten [-]									
Reibungswinkel [°]	25	25	25	25	27,5	30	32,5	35	37,5
Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	5	10	15	20	0	0	0	0	0
Ausziehwiderstand [kN/m]	60	70	80	90	60	80	100	120	140
Nachweise nach EAB-100									
Äußere Tragfähigkeit:	16,17	13,86	12,13	10,78	16,17	12,13	9,70	8,09	6,93
Angehängter Erdkörper (GZ 1A):	23,31	23,31	23,31	23,31	18,84	18,66	18,51	18,37	18,26
Gesamtsystem: $\eta =$	1,47	1,47	1,47	1,47	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44
Nachweise nach DIN 1054-100									
Äußere Tragfähigkeit:	16,17	13,86	12,13	10,78	16,17	12,13	9,70	8,09	6,93
Angehängter Erdkörper (GZ 1C):	16,90	16,90	16,90	16,90	13,71	13,53	13,38	13,25	13,13
Gesamtsystem: $\eta =$	1,10	1,10	1,10	1,10	1,25	1,08	1,08	1,08	1,08
Nachweise nach DIN 1054 11.76									
Äußere Tragfähigkeit:	18,27	15,66	13,70	12,18	18,27	13,70	10,96	9,13	7,83
Angehängter Erdkörper:	23,42	23,42	23,42	23,42	18,93	18,75	18,60	18,46	18,35
Gesamtsystem: $\eta =$	1,47	1,47	1,47	1,47	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45

Tabelle 6.2: Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse für a = 2,5m:

Pfahllängen [m] bzw. Sicherheiten [-]									
Reibungswinkel [°]	25	25	25	25	27,5	30	32,5	35	37,5
Kohäsion [kN/m²]	5	10	15	20	0	0	0	0	0
Auszieh Widerstand [kN/m]	60	70	80	90	60	80	100	120	140
Nachweise nach EAB-100									
Äußere Tragfähigkeit:	25,27	21,66	18,95	16,84	25,27	18,95	15,16	12,63	10,83
Angehängter Erdkörper (GZ 1A):	23,81	23,81	23,81	23,81	19,29	19,07	18,88	18,71	18,56
Gesamtsystem: $\eta =$	1,55	1,47	1,47	1,47	1,86	1,44	1,44	1,44	1,44
Nachweise nach DIN 1054-100									
Äußere Tragfähigkeit:	25,27	21,66	18,95	16,84	25,27	18,95	15,16	12,63	10,83
Angehängter Erdkörper (GZ 1C):	17,40	17,40	17,40	17,40	14,16	13,94	13,75	13,58	13,44
Gesamtsystem: $\eta =$	1,55	1,34	1,19	1,10	1,86	1,43	1,18	1,08	1,08
Nachweise nach DIN 1054 11.76									
Äußere Tragfähigkeit:	28,54	24,46	21,41	19,03	28,54	21,41	17,13	14,27	12,23
Angehängter Erdkörper:	23,93	23,93	23,93	23,93	19,38	19,16	18,97	18,80	18,65
Gesamtsystem: $\eta =$	1,74	1,51	1,47	1,47	2,10	1,61	1,45	1,45	1,45

Tabelle 6.3: Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse für a = 3m:

Pfähllängen [m] bzw. Sicherheiten [-]									
Reibungswinkel [°]	25	25	25	25	27,5	30	32,5	35	37,5
Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	5	10	15	20	0	0	0	0	0
Ausziehungswiderstand [kN/m]	60	70	80	90	60	80	100	120	140
Nachweise nach EAB-100									
Äußere Tragfähigkeit:	36,38	31,19	27,29	24,26	36,38	27,29	21,83	18,19	15,59
Angehängter Erdkörper (GZ 1A):	24,32	24,32	24,32	24,32	19,74	19,48	19,25	19,05	18,87
Gesamtsystem: $\eta =$	2,17	1,87	1,64	1,47	2,62	1,99	1,62	1,44	1,44
Nachweise nach DIN 1054-100									
Äußere Tragfähigkeit:	36,38	31,19	27,29	24,26	36,38	27,29	21,83	18,19	15,59
Angehängter Erdkörper (GZ 1C):	17,91	17,91	17,91	17,91	14,62	14,35	14,12	13,92	13,74
Gesamtsystem: $\eta =$	2,17	1,87	1,64	1,46	2,62	1,99	1,62	1,38	1,21
Nachweise nach DIN 1054 11.76									
Äußere Tragfähigkeit:	41,10	35,23	30,83	27,40	41,10	30,83	24,66	20,55	17,61
Angehängter Erdkörper:	24,43	24,43	24,43	24,43	19,83	19,57	19,34	19,14	18,96
Gesamtsystem: $\eta =$	2,44	2,10	1,85	1,65	2,96	2,25	1,82	1,55	1,45



Tabelle 6.4: Zusammenstellung der Verankerungsgrade für optimalen Abstand:

<b>Pfahlabstände [m], Pfahllängen [m] und Verankerungsgrade [m/m<sup>2</sup>]</b>									
Reibungswinkel [°]	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>	27,5	30	32,5	35	37,5
Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	5	10	15	20	0	0	0	0	0
Ausziehwiderstand [kN/m]	60	70	80	90	60	80	100	120	140
Nachweise nach EAB-100									
Optimaler Pfahlabstand a [m]	2,42	2,63	2,82	3,00	2,17	2,51	2,81	3,07	3,32
Zugehörige Pfahllänge l [m]	23,73	23,94	24,14	24,32	18,99	19,08	19,10	19,10	19,07
Verankerungsgrad l/a <sup>2</sup> [m/m <sup>2</sup> ]	4,04	3,47	3,03	2,70	4,04	3,03	2,43	2,02	1,73
Nachweise nach DIN 1054-100									
Optimaler Pfahlabstand a [m]	2,05	2,22	2,39	2,54	1,83	2,12	2,37	2,60	2,80
Zugehörige Pfahllänge l [m]	16,94	17,12	17,29	17,45	13,56	13,63	13,66	13,65	13,62
Verankerungsgrad l/a <sup>2</sup> [m/m <sup>2</sup> ]	4,04	3,46	3,03	2,70	4,04	3,03	2,43	2,02	1,73
Nachweise nach DIN 1054 11.76									
Optimaler Pfahlabstand a [m]	2,28	2,47	2,65	2,82	2,04	2,36	2,64	2,89	3,12
Zugehörige Pfahllänge l [m]	23,70	23,90	24,08	24,25	18,96	19,04	19,07	19,06	19,03
Verankerungsgrad l/a <sup>2</sup> [m/m <sup>2</sup> ]	4,57	3,91	3,42	3,04	4,57	3,42	2,74	2,28	1,96