

## Projekt 17015

### Statische Berechnung

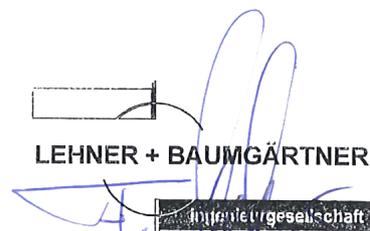
**Bauvorhaben:** Fundamente für Lagercontainer

**Bauherr:** Ziegler Logistik GmbH  
Betzenmühle 3  
95703 Plößberg

**Aufsteller:** LEHNER + BAUMGÄRTNER  
Ingenieurgesellschaft mbH & Co KG  
Büro Lohnsitz 3  
95643 Tirschenreuth  
Tel.: 0 96 31 / 70 71 - 0  
Fax.: 0 96 31 / 70 71 - 26

**Grundlagen:** Die zur Zeit gültigen amtlichen technischen Baubestimmungen

aufgestellt: Tirschenreuth, den 03.01.2017

  
LEHNER + BAUMGÄRTNER  
Ingenieurgesellschaft  
Ingenieurgesellschaft mbH & Co KG  
Lohnsitz 3 | 95643 Tirschenreuth  
Tel.: 09631 / 70 71-0 | www.ing-lb.com

geprüft: .....

## Inhaltsverzeichnis

<b>Statische Berechnung</b>	<b>1</b>
<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>2</b>
<b>Vorbemerkung:</b>	<b>2</b>
<b>Zur Verwendung kommende Container 40 Zoll High-Cube SC 41</b>	<b>3</b>
<b>Schnitt Containeraufstellung</b>	<b>5</b>
<b>Pos. WS Windlastermittlung</b>	<b>7</b>
<b>Pos. 01: Kippsicherheit gegen Wind</b>	<b>11</b>
<b>Pos.01 Ballast im untersten Container in Form von 40 cm Sand oder gleichwertig (mit ....</b>	<b>11</b>
<b>Pos. 01 Berechnung der Kippkräfte und Fundamentlasten</b>	<b>12</b>
<b>Pos. 02 Sicherung der Container untereinander in 2. und 3. Etage mit Twistlock Stapel....</b>	<b>24</b>
<b>Pos. 03 Verbindung der Container nebeneinander mit QuckTie Standard-Version (QT-....</b>	<b>25</b>
<b>Pos. 03 Alternativ mit Bridge Fittings</b>	<b>27</b>
<b>Pos. 04: Fundamentplatten unter den Containern lxbxd= 110/70/20 cm , C25/30 , XC</b>	<b>28</b>
<b>Pos. 05 Sicherung der Container gegen verrutschen auf der Fundamentplatte.</b>	<b>32</b>
<b>Pos.05 Dübelnachweis</b>	<b>33</b>

## Vorbemerkung:

### **Allgemeines:**

Im Nachfolgenden wird der statische Nachweis für die Fundamente unter einer Containeranlage geführt.

Es werden 3 Container übereinander gestapelt. Falls notwendig, werden die Container der untersten Reihe mit Ballast beladen, um ausreichend Sicherheit gegen Windlasten zu erzielen.

Seecontainer sind so stabil gebaut, dass sie in mehreren Lagen übereinander gestapelt werden können. „Nach ISO-Minimalanforderungen können sechs voll beladene Container übereinander gestapelt werden

Der Nachweis des Containers selbst ist daher nicht Bestandteil dieser Berechnung.

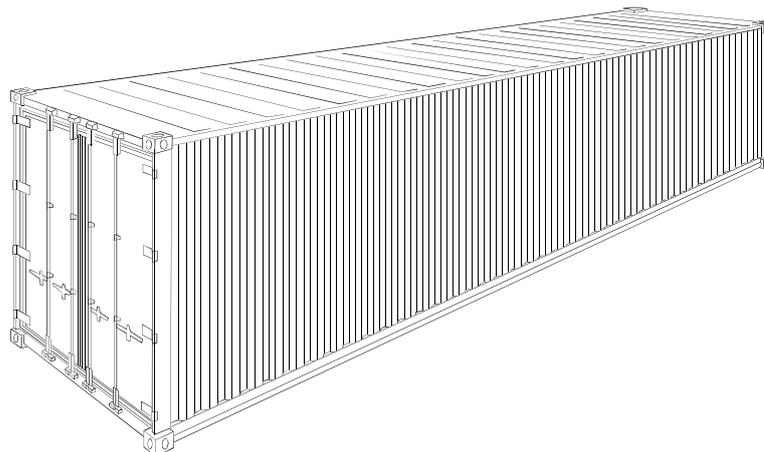
Zur Verwendung kommende Container 40 Zoll High-Cube SC 41



## TECHNISCHE BESCHREIBUNG 40' Seecontainer / High-Cube-Seecontainer SC 41 / SC 41 HC

<b>Containerart:</b>	Seecontainer
<b>Zustand:</b>	gebraucht, wind- und wasserdicht
<b>Prüfungen:</b>	auf Wunsch mit gültiger CSC-Plakette
<b>Betriebsdaten:</b>	angeordnet auf rechtem Torflügel
<b>Rahmen:</b>	Stahlprofil, lackiert
<b>Außenwand / Dach:</b>	Trapezförmiges Stahlblech / Profilblech
<b>Bodengruppe:</b>	Stahlquerspiegel mit Holzboden
<b>Anschlagvorrichtung:</b>	ISO-Ecken, 8-fach, für Kranung gemäß ISO 3874
<b>Außentüre:</b>	Doppelflügeliges Metalltor mit 4 Verschlussstangen
<b>Sonstiges:</b>	Der Container ist absolut verwindungssteif und benötigt zur Aufstellung keine Fundamente.

		SC 41	SC 41 HC
Außenmaße	Länge	12.192 mm	12.192 mm
	Breite	2.438 mm	2.438 mm
	Höhe	2.591 mm	2.896 mm
Innenmaße	Länge	11.900 mm	11.900 mm
	Breite	2.300 mm	2.300 mm
	Höhe	2.330 mm	2.650 mm
Türöffnungsmaße	Breite	2.300 mm	2.300 mm
	Höhe	2.260 mm	2.550 mm
	Öffnungswinkel	270°	270°
Gewichte und Lasten	Zul. Gesamtgewicht	27.000 kg	27.000 kg
	Nutzlast	23.500 kg	23.300 kg
	Leergewicht	3.500 kg	3.700 kg
Fassungsvermögen		63 m <sup>3</sup>	72 m <sup>3</sup>

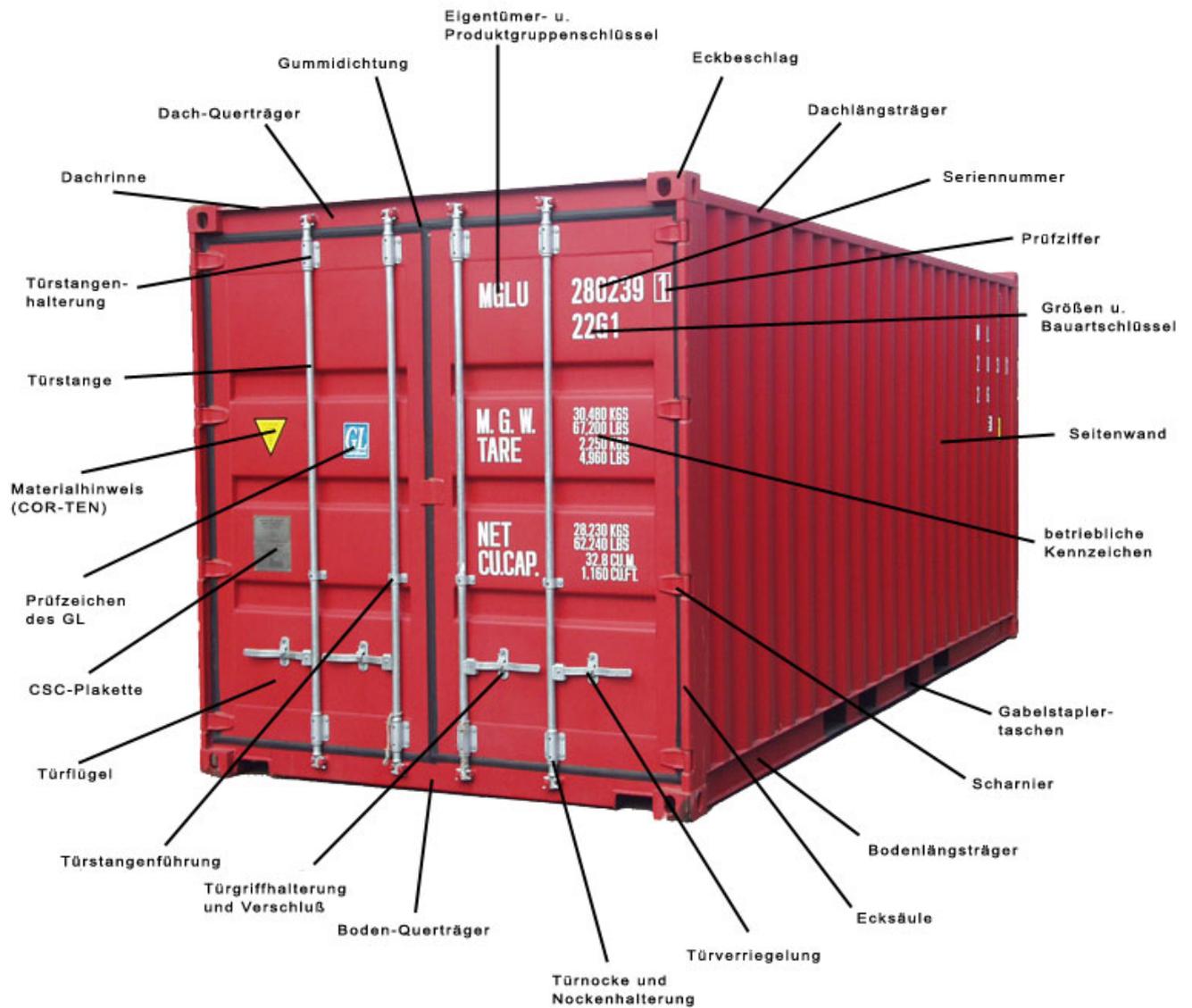


Technische Änderungen und Irrtümer vorbehalten, Maß- und Gewichtsangaben sind cirka-Angaben und können abweichen.

Finsterwalder Container GmbH  
87600 Kaufbeuren

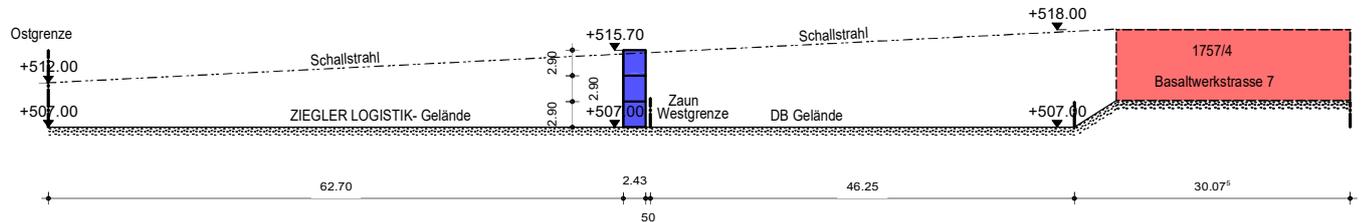
Telefon: 08341 / 80905-0  
Telefax: 08341 / 80905-9

E-Mail: [info@finsterwalder.eu](mailto:info@finsterwalder.eu)  
Internet: [www.fensterwalder.eu](http://www.fensterwalder.eu)

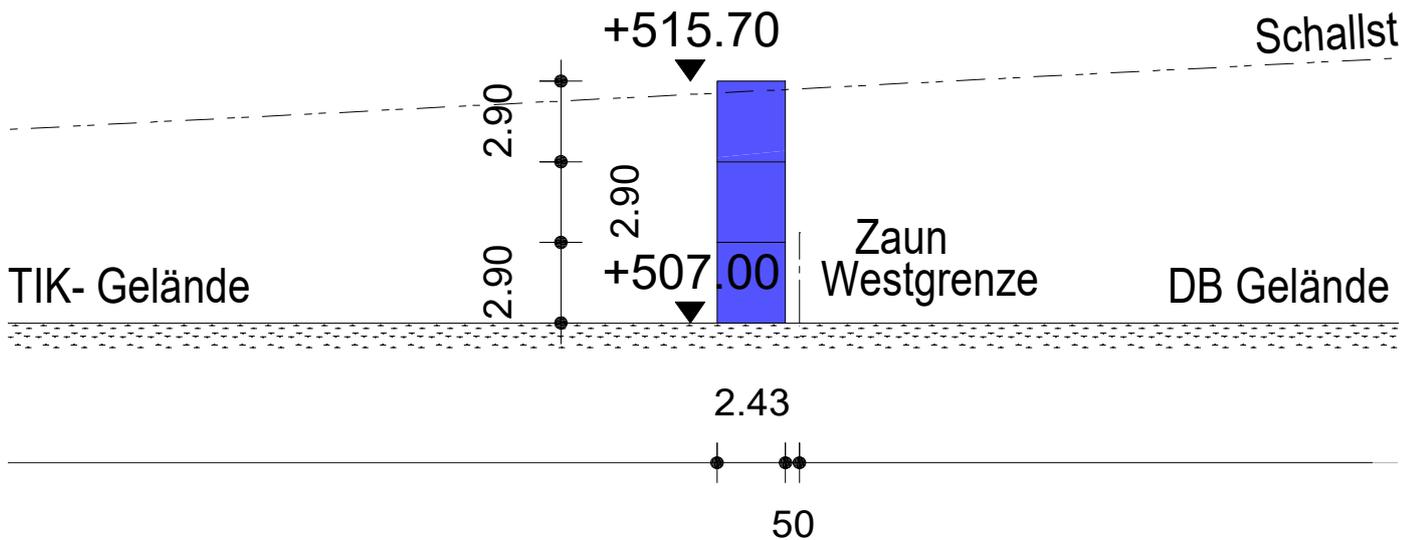


## Schnitt Containeraufstellung

Systemschnitt Gelände mit Höhen



# Systemschnitt Gelände mit Höhen



### Gründung:

Die Lagerfläche der Container ist ein ca. 300 m langer Gleisstreifen entlang eines Bahngleises. Unter den Containern befindet sich eine gut verdichtete Schottertragschicht mit ca. 60 cm Dicke.

Es wird von einem gemischtkörnigen Boden mit fester bis halbfester Konsistenz ausgegangen. Der Bemessungswert des Sohlwiderstandes auf der Schotterschicht wird mit  $500 \text{ kN/m}^2$  angenommen.

Der Bettungsmodul wird mit  $50000 \text{ kN/m}^3$  angesetzt.

### Erdbeben:

Das Bauvorhaben befindet sich ausserhalb von Erdbebenzonen.

**Brandschutz:**

Es sind keine Anforderungen an den Brandschutz gestellt.

**Grundlage der Berechnung:**

Grundlage der Berechnung ist der Containerplan von:



Technische Änderungen und Irrtümer vorbehalten, Maß- und Gewichtsangaben sind cirka-Angaben und können abweichen.  
Finsterwalder Container GmbH      Telefon: 08341 / 80905-0      E-Mail: info@finsterwalder.eu  
87600 Kaufbeuren      Telefax: 08341 / 80905-9      Internet: www.fensterwalder.eu

**Normen und Vorschriften:**

DIN EN 1991	Lastannahmen
DIN EN 1992	Stahlbeton
DIN EN	Stahlbau
DIN EN 1997	Grundbau

**Baustoffe:**

Beton	C 25/30
Betonstahl	B 500 S + M
Stahl	S 235

Pos. WS Windlastermittlung

Position: WS01

Lastermittlung Wind + Schnee WS 01/2012/A (Frilo R-2016-1/P9)

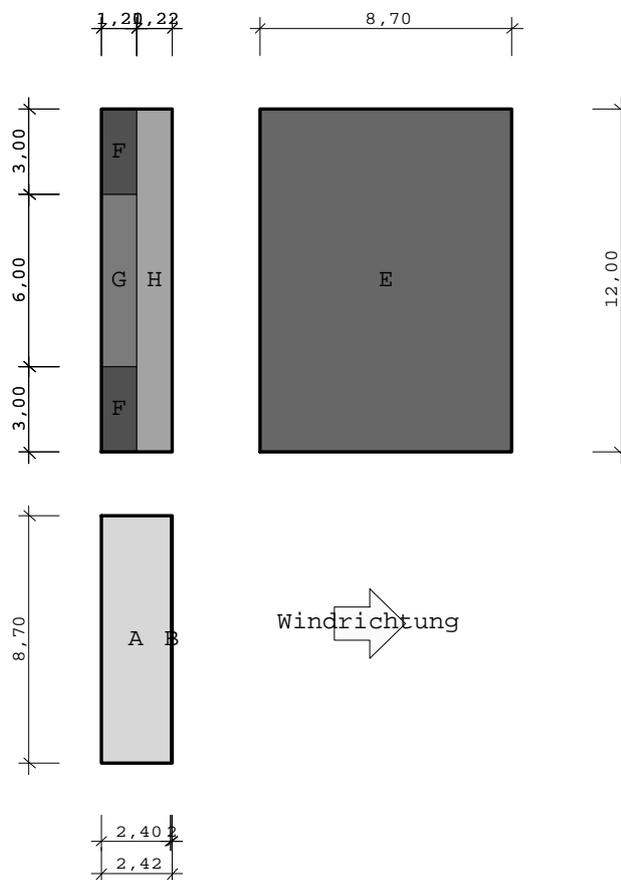
DIN 1055-4:03/2006 + Ber1:2006, DIN 1055-5:07/2005

GELÄNDE

gew. Gemeinde	=	956** Wiesau	(BY)
Geländehöhe	HüNN =	520.0 m	
Schneelastzone		3	
Bodenschneelast	sk=	2.50 kN/m <sup>2</sup>	
Windzone		1	
ReferenzWind	q <sub>ref</sub> =	0.32 kN/m <sup>2</sup>	
Geländekategorie	Kat III		
Winddruck	q =	0.49 kN/m <sup>2</sup>	
Referenzhöhe	z <sub>e</sub> =	8.70 m	

GEBÄUDE

Maßstab 1 : 250



Gebäudehöhe  $h = 8.70$  m  
 Gebäudebreite  $l_x = 2.42$  m (d)  
 Gebäudelänge  $l_y = 12.00$  m (b)  
 Wandhöhe  $h_w = 8.70$  m  
 mit Flachdach  
 Überstand links  $ü_l = 0.00$  m  
 Überstand rechts  $ü_r = 0.00$  m  
 Überstand Gieb.u  $ü_u = 0.00$  m  
 Überstand Gieb.o  $ü_o = 0.00$  m  
 Traufe links: scharfkantig  
 Traufe rechts: scharfkantig  
 Traufe am Giebel unten: scharfkantig  
 Traufe am Giebel oben: scharfkantig

### LASTEN

#### SCHNEELAST

Dachschneelast  $s_i = 2.00$  kN/m<sup>2</sup>

WINDLAST,  $\theta = 0$  Grad

Einflussbreite  $e = 12.00$  m

Einflussfläche  $A = 10.0$  m<sup>2</sup>

Bei Dachüberständen ist nach DIN 1055-4 als Windunterströmung immer die Windlast der angrenzenden Wandfläche anzusetzen.

$h/d = 3.60$ ;  $e/d = 4.96$

Bereich	Bauteil	$l$ [m]	$h$ [m]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe,10} w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
D	Wand links	12.0		0.49	0.80	0.39
E	Wand rechts	12.0		0.49	-0.50	-0.25
A	Giebel un	2.4		0.49	-1.33	-0.65
B		0.0		0.49	-0.80	-0.39
A	Giebel ob	2.4		0.49	-1.33	-0.65
B		0.0		0.49	-0.80	-0.39

Bereich	Bauteil	$l_x$ [m]	$l_y$ [m]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe,10} w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
F	DF Giebel un	1.2	3.0	0.49	-1.80	-0.88
G		1.2	6.0	0.49	-1.20	-0.59
F	DF Giebel ob	1.2	3.0	0.49	-1.80	-0.88
H		1.2	12.0	0.49	-0.70	-0.34

**Position: WS01L**

Lastermittlung Wind + Schnee WS 01/2012/A (Frilo R-2016-1/P9)

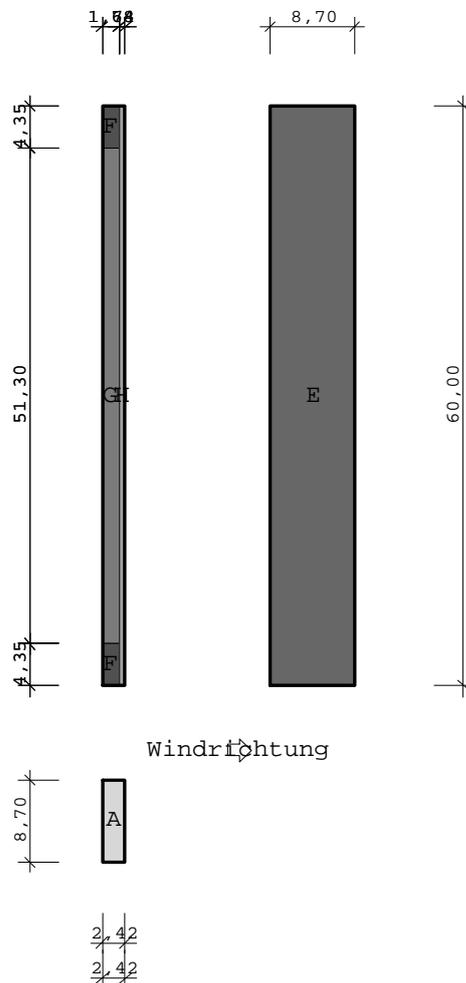
DIN 1055-4:03/2006 + Ber1:2006, DIN 1055-5:07/2005

**GELÄNDE**

gew. Gemeinde	= 956** Wiesau	(BY)
Geländehöhe	HÜNN = 520.0 m	
Schneelastzone	3	
Bodenschneelast	$s_k = 2.50 \text{ kN/m}^2$	
Windzone	1	
ReferenzWind	$q_{ref} = 0.32 \text{ kN/m}^2$	
Geländekategorie	Kat III	
Winddruck	$q = 0.49 \text{ kN/m}^2$	
Referenzhöhe	$z_e = 8.70 \text{ m}$	

**GEBÄUDE**

Maßstab 1 : 750



Gebäudehöhe  $h = 8.70$  m  
 Gebäudebreite  $l_x = 2.42$  m (d)  
 Gebäudelänge  $l_y = 60.00$  m (b)  
 Wandhöhe  $h_w = 8.70$  m

mit Flachdach

Überstand links  $\ddot{u}_l = 0.00$  m  
 Überstand rechts  $\ddot{u}_r = 0.00$  m  
 Überstand Gieb.u  $\ddot{u}_u = 0.00$  m  
 Überstand Gieb.o  $\ddot{u}_o = 0.00$  m  
 Traufe links: scharfkantig

Traufe rechts: scharfkantig  
 Traufe am Giebel unten: scharfkantig  
 Traufe am Giebel oben: scharfkantig

#### LASTEN

##### SCHNEELAST

Dachschneelast  $s_i = 2.00$  kN/m<sup>2</sup>

WINDLAST,  $\Theta = 0$  Grad

Einflussbreite  $e = 17.40$  m

Einflussfläche  $A = 10.0$  m<sup>2</sup>

Bei Dachüberständen ist nach DIN 1055-4 als Windunterströmung immer die Windlast der angrenzenden Wandfläche anzusetzen.

$h/d = 3.60$ ;  $e/d = 7.19$

Bereich	Bauteil	$l$ [m]	$h$ [m]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe,10} w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
D	Wand links	60.0		0.49	0.80	0.39
E	Wand rechts	60.0		0.49	-0.50	-0.25
A	Giebel un	2.4		0.49	-1.33	-0.65
A	Giebel ob	2.4		0.49	-1.33	-0.65

Bereich	Bauteil	$l_x$ [m]	$l_y$ [m]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{pe,10} w$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
F	DF Giebel un	1.7	4.4	0.49	-1.80	-0.88
G		1.7	51.3	0.49	-1.20	-0.59
F	DF Giebel ob	1.7	4.4	0.49	-1.80	-0.88
H		0.7	60.0	0.49	-0.70	-0.34

**Pos. 01: Kippsicherheit gegen Wind**

Lasten:

Eigengewicht Container

$$G_{\text{Behälter}}: \quad 37,00-0,0 \quad = \quad 37,00 \text{ kN}$$

Die Lasten verteilen sich gleichmäßig auf vier FüÙe

$$V_G: \quad \frac{37,0}{4} \quad = \quad 9,25 \text{ kN}$$

**Pos.01 Ballast im untersten Container in Form von 40 cm Sand oder gleichwertig (mit 1,8 to/m³)**

$$V_B: \quad \frac{0,4 \times 2,2 \times 11,8 \times 18}{4} \quad = \quad 46,73 \text{ kN}$$

**Der Sand soll im Container gleichmäßig verteilt werden, damit alle Ecken den gleichen Ballastanteil erhalten.**

Lasten aus Wind auf Container

Das Moment aus der Windlast wird über ein Kräftepaar in das Fundament eingeleitet.

$$H_w: \quad (0,39+0,25) \cdot 1,0 \cdot 12,2 \cdot 8,7 \quad = \quad 67,93 \text{ kN}$$

$$M_w: \quad 67,93 \cdot 8,7/2 \quad = \quad 295,50 \text{ kNm}$$

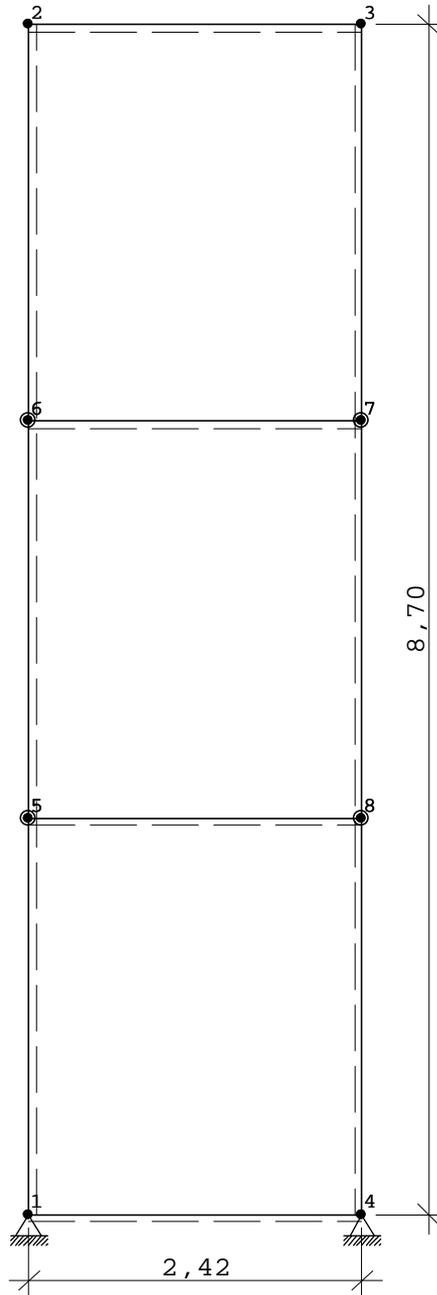
$$V_w: \quad \frac{295,5}{2,42 \cdot 2} \quad = \quad 61,05 \text{ kN}$$

## Pos. 01 Berechnung der Kippkräfte und Fundamentlasten

### Position: 01

Ebenes Stabwerk ESK1 01/2016 (Frilo R-2016-1/P9)

System M 1 : 75



BAUSTOFF : S355 E-Modul E = 21000 kN/cm<sup>2</sup>  $\gamma_M = 1.10$   
spez. Gewicht : 7.85 kg/dm<sup>3</sup>

**QUERSCHNITTSWERTE**

Quersch. Nr.	Profil Name	I (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>q</sub> (cm <sup>2</sup> )	h (cm)	W <sub>o</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>u</sub> (cm <sup>3</sup> )
1	1 RRO200x10	2306	45.4	28.8	20.0	230.6	230.6

Querschnitt 1 : RRO200x100x8(sd)

**Querschnittsabmessungen :**

Quersch. Nr.	Profil Nr. Mat	mit Aussenmasse h (mm)	Profilhöhe = h, a b (mm)	oder Wanddicken s (mm)	D Radius r (mm)
1	1 Rechteckrohr	200	100	8.0	

SYSTEM Stab Nr.	Projektionen		Querschnitt		Knoten	
	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>z</sub> (m)	Q1	Q2	Ende 1	Ende 2
1	0.000	2.900	1	1	1.0	5.0
2	0.000	2.900	1	1	5.1	6.0
3	0.000	2.900	1	1	6.1	2.0
4	0.000	-2.900	1	1	3.0	7.1
5	0.000	-2.900	1	1	7.0	8.1
6	0.000	-2.900	1	1	8.0	4.0
7	2.420	0.000	1	1	2.0	3.0
8	2.420	0.000	1	1	6.0	7.0
9	2.420	0.000	1	1	5.0	8.0
10	2.420	0.000	1	1	1.0	4.0

AUFLAGER Knoten	-1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch horizontal vertikal			(kN/cm, kNcm) drehend
1	-1	-1	0	
4	-1	-1	0	

Gewicht der Konstruktion G = 966 kg

**BELASTUNG Nr. 1 Lastfall: G**  
Einwirkung Nr. 99 Ständige Lasten  $\gamma = 1.35$   
Auflagerkräfte, Schnittgrößen und Verschiebungen für 1-fache Lasten

**STABLASTEN**

Art: 1=Einzellast (kN) 3=Voll-Trapezlast (kN/m)  
2=Einzelmoment(kNm) 4=Teil-Trapezlast (kN/m)

Richtung: 1=horizontal 2=vertikal bezogen auf Projektionen H, L  
3=längs 4=quer bezogen auf Stablänge

Stab	Art	Richtung	p1	p2	Abstand a	Länge b
1	3	3	-3.190	-3.190		
2	3	3	-3.190	-3.190		
3	3	3	-3.190	-3.190		
4	3	3	3.190	3.190		
5	3	3	3.190	3.190		
6	3	3	3.190	3.190		

**Summe aller äußeren Lasten(kN)**

Gesamt	Fx	Fz
	0.000	55.506

**AUFLAGERKRÄFTE Th. 1.Ord. Lastfall 1 : G**

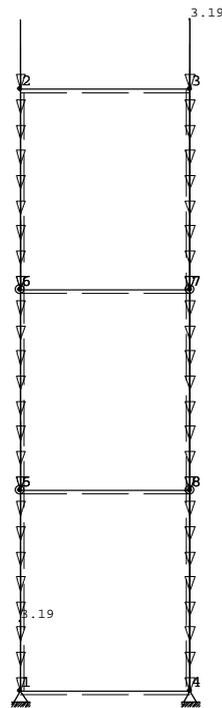
Knoten Nr.	Kraft H (kN)	Kraft V (kN)	Moment M (kNm)
1	0.000	27.753	
4	0.000	27.753	
Summe :	0.000	55.506	

**SCHNITTGRÖSSEN Th. 1.Ord. Lastfall 1 : G**

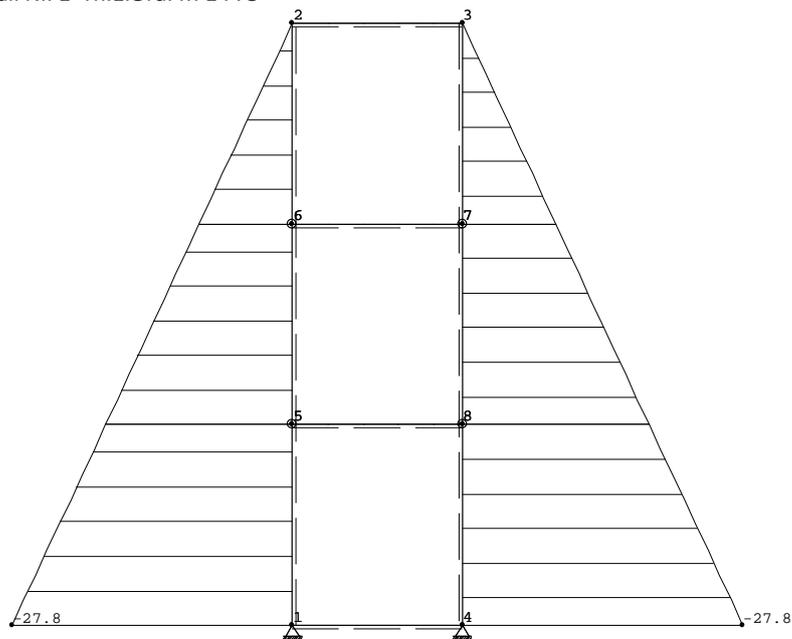
Stab Nr.	Q Knoten Nr.	Q (kN)	N (kN)	M (kNm)	
1	1 1	0.00	-27.75	0.00	
		.50	0.00	-23.13	0.00
	1 5	0.00	-18.50	0.00	
2	1 5	0.00	-18.50	0.00	
		.50	0.00	-13.88	0.00
	1 6	0.00	-9.25	0.00	
3	1 6	0.00	-9.25	0.00	
		.50	0.00	-4.63	0.00
	1 2	0.00	0.00	0.00	
4	1 3	0.00	0.00	0.00	
		.50	0.00	-4.63	0.00
	1 7	0.00	-9.25	0.00	
5	1 7	0.00	-9.25	0.00	
		.50	0.00	-13.88	0.00
	1 8	0.00	-18.50	0.00	
6	1 8	0.00	-18.50	0.00	
		.50	0.00	-23.13	0.00
	1 4	0.00	-27.75	0.00	
7	1 2	0.00	0.00	0.00	
		.50	0.00	0.00	0.00
	1 3	0.00	0.00	0.00	
8	1 6	0.00	0.00	0.00	
		.50	0.00	0.00	0.00

SCHNITTGRÖSSEN			Lastfall 1 : G		
Stab Nr.	Q	Knoten Nr.	Th. 1.Ord. Q (kN)	N (kN)	M (kNm)
1		7	0.00	0.00	0.00
9	1	5	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
1		8	0.00	0.00	0.00
10	1	1	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
1		4	0.00	0.00	0.00

Belastung Lastfall Nr. 1 M 1 : 50



Normalkraft (kN) Lastfall Nr. 1 Th.1.Ord. M 1 : 75



BELASTUNG Nr. 2 Lastfall: W  
Einwirkung Nr. 9 Windlasten  $\gamma = 1.50$   
Auflagerkräfte, Schnittgrößen und Verschiebungen für 1-fache Lasten

STABLASTEN						
Art:		1=Einzellast (kN)	3=Voll-Trapezlast (kN/m)			
		2=Einzelmoment(kNm)	4=Teil-Trapezlast (kN/m)			
Richtung:		1=horizontal	2=vertikal	bezogen auf Projektionen H, L		
		3=längs	4=quer	bezogen auf Stablänge		
Stab	Art	Richtung	p1	p2	Abstand a	Länge b
1	3	1	2.200	2.200		
2	3	1	2.200	2.200		
3	3	1	2.200	2.200		
4	3	1	1.700	1.700		
5	3	1	1.700	1.700		
6	3	1	1.700	1.700		

Summe aller äußeren Lasten(kN)		
Gesamt	Fx	Fz
	33.930	0.000

SCHIEFSTELLUNG:	
Phi0 = L / 300	Stäbe: 1 2 3 5

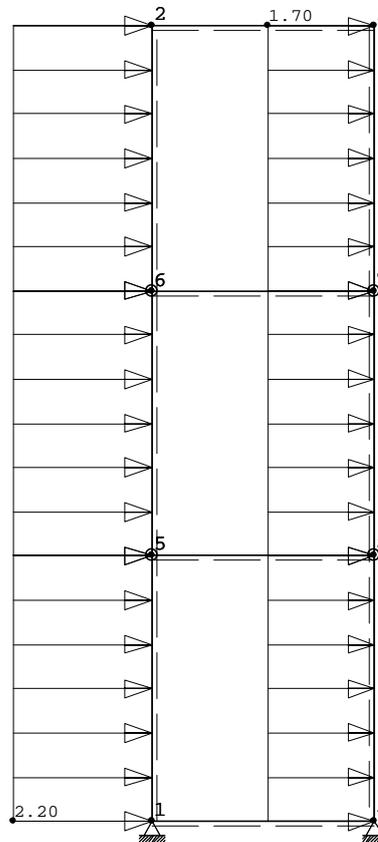
Maximale Verschiebung im Stab	3 bei x = 1.00 * L	Max_f = 4.15 cm
-------------------------------	--------------------	-----------------

AUFLAGERKRÄFTE		Th. 1.Ord.	Lastfall 2 : W	
Knoten Nr.	Kraft H (kN)	Kraft V (kN)	Moment M (kNm)	
1	17.328	-61.098		
4	16.602	61.098		
Summe :	33.930	0.000		

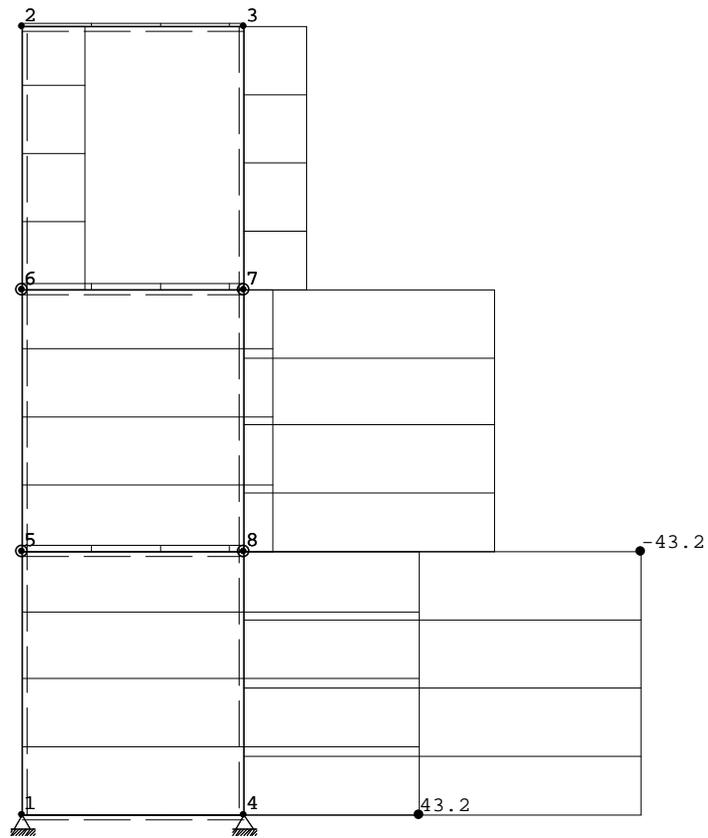
SCHNITTGRÖSSEN			Th. 1.Ord.	Lastfall 2 : W	
Stab Q Nr.	Q Knoten Nr.	Q (kN)	N (kN)	M (kNm)	
1	1	1	17.33	43.16	-21.81
		.50	14.14	43.16	1.01
	1	5	10.95	43.16	19.19
2	1	5	11.68	27.21	0.00
		.50	8.49	27.21	14.62
	1	6	5.30	27.21	24.61
3	1	6	5.98	6.78	0.00
		.50	2.79	6.78	6.35
	1	2	-0.40	6.78	8.08
4	1	3	0.40	-6.78	-8.32
		.50	2.87	-6.78	-5.95
	1	7	5.33	-6.78	0.00
5	1	7	6.10	-27.21	-24.85
		.50	8.57	-27.21	-14.21
	1	8	11.03	-27.21	0.00
6	1	8	11.67	-43.16	-19.38
		.50	14.14	-43.16	-0.67
	1	4	16.60	-43.16	21.61

SCHNITTGRÖSSEN			Th. 1.Ord.		Lastfall 2 : W	
Stab Nr.	Q	Knoten Nr.	Q (kN)	N (kN)	M (kNm)	
7	1	2	-6.78	-0.40	8.08	
	.50		-6.78	-0.40	-0.12	
	1	3	-6.78	-0.40	-8.32	
8	1	6	-20.44	-0.68	24.61	
	.50		-20.44	-0.68	-0.12	
	1	7	-20.44	-0.68	-24.85	
9	1	5	-15.94	-0.73	19.19	
	.50		-15.94	-0.73	-0.09	
	1	8	-15.94	-0.73	-19.38	
10	1	1	-17.94	0.00	21.81	
	.50		-17.94	0.00	0.10	
	1	4	-17.94	0.00	-21.61	

Belastung Lastfall Nr. 2 M 1 : 75



Normalkraft (kN) Lastfall Nr. 2 Th.1.Ord. M 1 : 75



**BELASTUNG Nr. 3** Lastfall: Ballast  
 Einwirkung Nr. 14 sonstige veränderliche Lasten  $\gamma = 1.50$   
 Auflagerkräfte, Schnittgrößen und Verschiebungen für 1-fache Lasten

KNOTENLASTEN			
Knoten Nr.	Kraft H (kN)	Kraft V (kN)	Moment M (kNm)
1	0.000	45.000	0.000
4	0.000	45.000	0.000

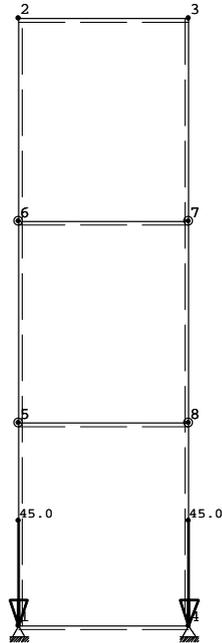
Summe aller äußeren Lasten(kN)		
Gesamt	Fx	Fz
	0.000	90.000

AUFLAGERKRÄFTE			
Knoten Nr.	Th. 1.Ord. Kraft H (kN)	Lastfall 3 : Ballast Kraft V (kN)	Moment M (kNm)
1	0.000	45.000	
4	0.000	45.000	
Summe :	0.000	90.000	

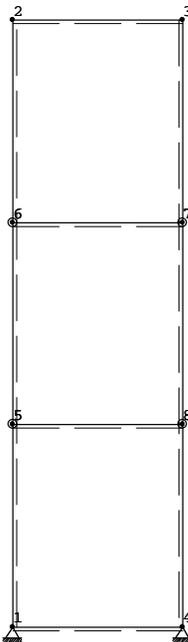
SCHNITTGRÖSSEN					
Stab Nr.	Q Nr.	Knoten Nr.	Th. 1.Ord. Q (kN)	Lastfall 3 : Ballast N (kN)	M (kNm)
1	1	1	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	5	0.00	0.00	0.00
2	1	5	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	6	0.00	0.00	0.00
3	1	6	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	2	0.00	0.00	0.00
4	1	3	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	7	0.00	0.00	0.00
5	1	7	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	8	0.00	0.00	0.00
6	1	8	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	4	0.00	0.00	0.00
7	1	2	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	3	0.00	0.00	0.00
8	1	6	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	7	0.00	0.00	0.00
9	1	5	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00
	1	8	0.00	0.00	0.00
10	1	1	0.00	0.00	0.00
		.50	0.00	0.00	0.00

SCHNITTGRÖSSEN		Th. 1.Ord.	Lastfall 3 : Ballast	
Stab Nr.	Q Knoten Nr.	Q (kN)	N (kN)	M (kNm)
1	4	0.00	0.00	0.00

Belastung Lastfall Nr. 3 M 1 : 75



Normalkraft (kN) Lastfall Nr. 3 Th.1.Ord. M 1 : 75



○ Alle Werte < 0.0001 !

**LASTFALL-ÜBERLAGERUNG Nr. 1**

**ÜBERLAGERUNG Nr. 1 : G+W+B**

Lastfall Nr.	1	:	*	1.35	G
Nr.	2	:	*	1.50	W
Nr.	3	:	*	1.50	Ballast

Maximale Verschiebung im Stab 3 bei x = 1.00 \* L Max\_f = 6.21 cm

**AUFLAGERKRÄFTE : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 1 : G+W+B**

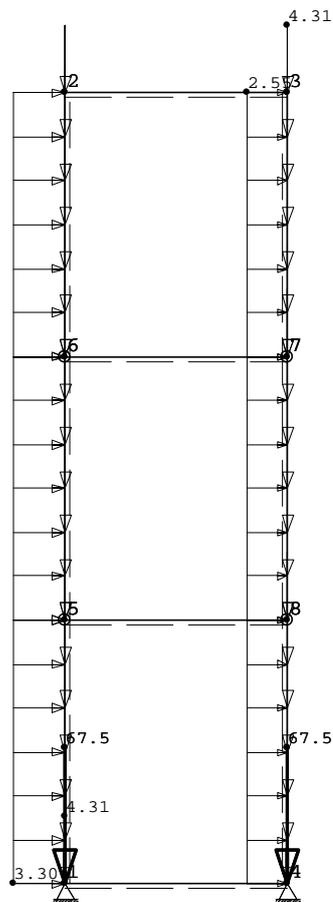
Knoten Nr.	Kraft H (kN)	Kraft V (kN)	Moment M (kNm)
1	25.992	13.482	
4	24.903	196.451	
Summe :	50.895	209.933	

**SCHNITTGRÖSSEN : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 1 : G+W+B**

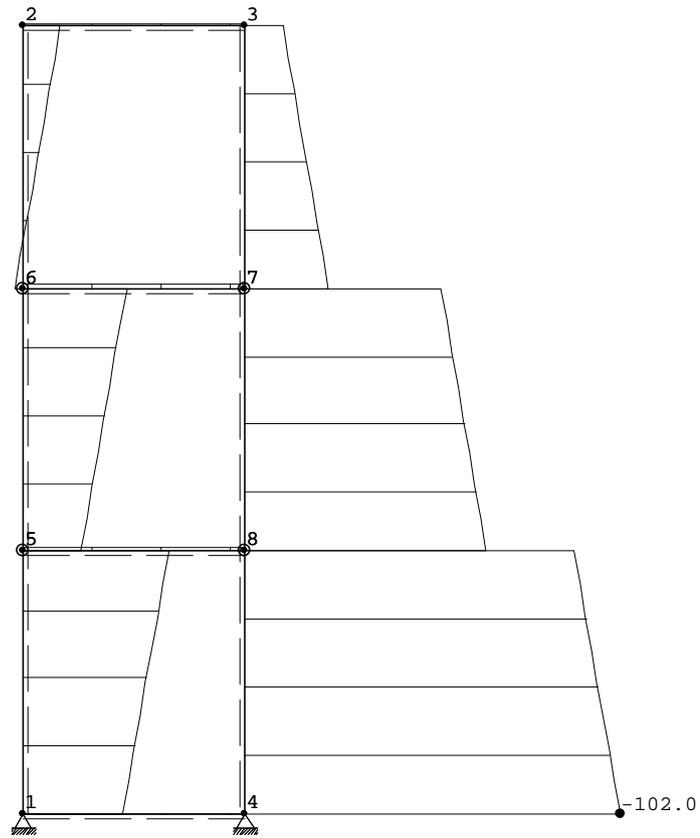
Stab Nr.	Q Nr.	Knoten Nr.	Q (kN)	N (kN)	M (kNm)
1	1	1	25.99	27.11	-32.71
		.50	21.21	33.35	1.51
		5	16.42	39.59	28.79
2	1	5	17.45	15.68	0.00
		.50	12.66	21.93	21.83
		6	7.88	28.17	36.72
3	1	6	8.97	-2.32	0.00
		.50	4.18	3.92	9.53
		2	-0.60	10.16	12.12
4	1	3	0.60	-10.16	-12.48
		.50	4.30	-16.41	-8.92
		7	8.00	-22.65	0.00
5	1	7	9.09	-53.15	-37.07
		.50	12.78	-59.39	-21.22
		8	16.48	-65.64	0.00
6	1	8	17.51	-89.55	-29.08
		.50	21.21	-95.79	-1.01
		4	24.90	-102.04	32.42
7	1	2	-10.16	-0.60	12.12
		.50	-10.16	-0.60	-0.18
		3	-10.16	-0.60	-12.48
8	1	6	-30.49	-1.09	36.72
		.50	-30.49	-1.09	-0.18
		7	-30.49	-1.09	-37.07
9	1	5	-23.91	-1.03	28.79
		.50	-23.91	-1.03	-0.14
		8	-23.91	-1.03	-29.08
10	1	1	-26.91	0.00	32.71
		.50	-26.91	0.00	0.14
		4	-26.91	0.00	-32.42

VERSCHIEBUNGEN : Th. 1.Ord. ÜBERLAGERUNG Nr. 1 : G+W+B			
Knoten Nr.	Verschiebung u (cm)	Verschiebung v (cm)	Verdrehung r
1	0.00000	0.00000	0.00275
2	6.20936	-0.01799	0.00127
3	6.20921	0.05215	0.00136
4	0.00000	0.00000	0.00268
5	1.65636	-0.01014	0.00254
5.1			0.01567
6	4.93828	-0.01680	0.00329
6.1			0.00629
7	4.93800	0.04716	0.00338
7.1			0.00616
8	1.65610	0.02911	0.00261
8.1			0.01555

Belastung Überlagerung Nr. 1 M 1 : 75



Normalkraft (kN) Überlagerung Nr. 1 Th.1.Ord. M 1 : 75



## Pos. 02 Sicherung der Container untereinander in 2. und 3. Etage mit Twistlock Stapelsicherungen

Die Container der 2. und 3. Reihe werden leer gestapelt, daher ist eine Kippsichere Verbindung zum unteren Container notwendig.

Die Stapelsicherung Twistlock ist ein bewährtes Staustück, das seit vielen Jahren nahezu unverändert eingesetzt wird. Er dient der schnellen und länger andauernden Sicherung übereinander gestapelter Container mit Stahlgussecken (nach ISO 1161) und verhindert ein Verrutschen der Container und verbindet diese fest miteinander.

### Anwendung

Die Twistlock werden in die oberen Containerrechen des unten stehenden Containers eingelegt. Durch Drehen des Hebels wird die Stapelsicherung unten verriegelt. Nach dem Aufsetzen des zweiten Containers wird der Hebel erneut gedreht und erreicht dann seine endgültige, fest verriegelte Position. Der Twistlock erzeugt einen Auftrag von 28 mm zwischen den Containern.

### Twistlock Typ

Maßangaben in Millimeter - cirka-Werte, Abweichungen sind möglich.

Größe ca. 167 x 122 x 105 mm + Bügel

Gewicht ca. 4,9 kg Oberfläche verzinkt

Minimale Bruchlast (Zugbelastung) 500 kN

Minimale Bruchlast (Scherbelastung) 420 kN

Minimale Bruchlast (Druckbelastung) 2.000 kN

### Zeichnung Twistlock



### Pos. 03 Verbindung der Container nebeneinander mit QuickTie Standard-Version (QT-ST-L / QT-ST-U)

#### Beschreibung

Der QuickTie Standard-Version dient der sicheren und vibrationsfesten Verbindung zweier nebeneinander stehender Container mit Stahlgussecken (nach ISO 1161) und ermöglicht daher Einsparungen beim Containerhandling (10ft + 10ft = 20ft, 20ft + 20ft = 40ft).



#### Anwendung

Für eine korrekte Verbindung werden zwei QuickTie Standard-Version Lower Type (QT-ST-L) und zwei QuickTie Standard-Version Upper Type (QT-ST-U) benötigt.

Die QuickTie erzeugen einen Abstand von etwa 76-78 mm zwischen den Containern (ISO-Gap).

#### Werkzeug

Zum Anspannen und Lösen des Schnellspanners ist das Tightening Tool erhältlich. Alternativ kann auch eine herkömmliche Eisenstange mit maximal 10 mm Durchmesser verwendet werden.

Zum leichteren Einsetzen der Spannhammer in die Containerecken kann die Montagehilfe Mounting Tool verwendet werden.

#### Daten

QuickTie Standard Version Typ QT-ST-L / QT-ST-U

Maßangaben in Millimeter - cirka-Werte, Abweichungen sind möglich.

Größe 205 x 115 x 150 mm

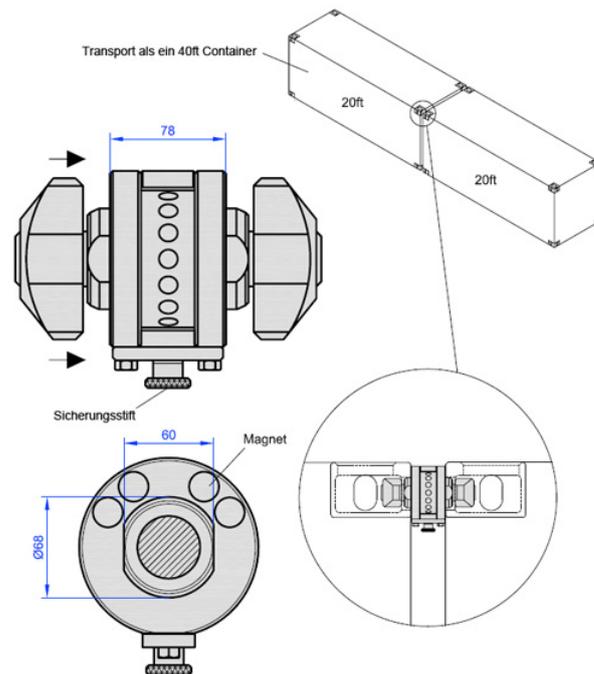
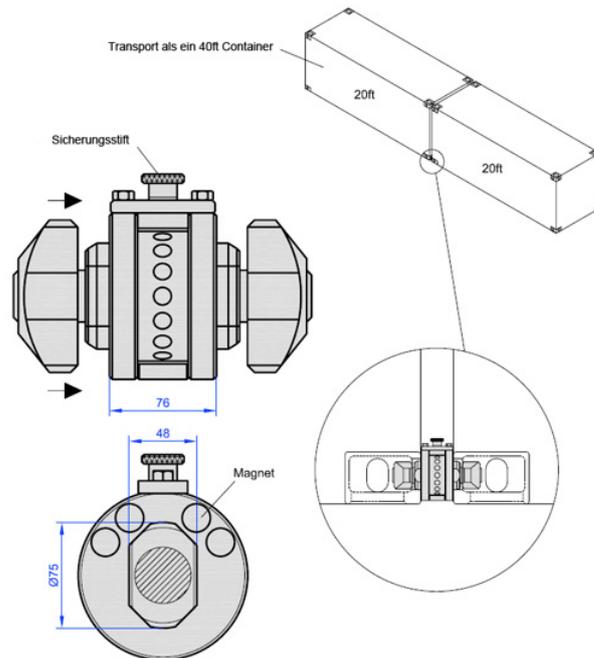
Gewicht 9,0 kg

Material hitzebehandelter Stahl

Oberfläche verzinkt

Perm. Zugbelastung / Testlast 200 kN / 200 kN

Zeichnung QT-ST-L



## Pos. 03 Alternativ mit Bridge Fittings

### Bridge Fitting

#### Beschreibung

Massive Klammern, aus verzinktem Stahl, zur Verbindung von zwei Containern an den Ecken in einer Ebene (horizontale Verbindung).

#### Anwendung

Die Bridge-fittings werden in die seitlichen Öffnungen der Containerecken eingehängt und durch Drehen der Gewindestange mit einem entsprechenden Maulschlüssel (32 mm bzw. 1 1/4 Zoll) angezogen. Aufgrund der Form der Krallen und der Containerecken ist nur eine horizontale Verbindung möglich.



[Zurück zu](#)

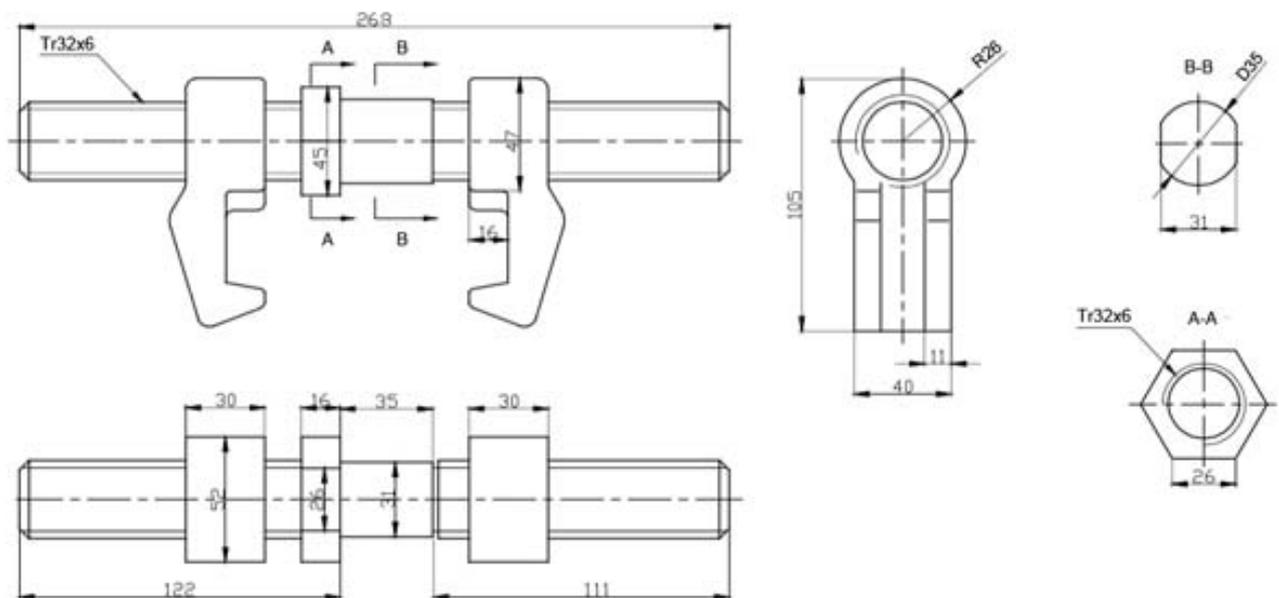
[Stapelsicht](#)

#### Daten

TYP	B7.1
Größe	ca. 268 x 52 x 105 mm
Gewicht	ca. 2,75 kg
Oberfläche	verzinkt
Bruchlast (Zugbelastung)	100 kN
Save Working Load (SWL)	50 kN
Maßangaben in Millimeter - cirka-Werte, Abweichungen sind möglich.	

Bridge-Fitting

#### Zeichnung



**Pos. 04: Fundamentplatten unter den Containern lxbxd= 110/70/20 cm , C25/30 , XC 2**

Der Untergrund vor Ort besteht aus ca. 60 cm dickem abgelagertem Bahnschotterbett und ist evtl. nachzuverdichten.

Die Fundamentplatten aus Fertigteilen sollen auf einer mindestens 5 cm starken Sauberkeitsschicht aus Beton

Lage- und Höhenmäßig versetzt werden .

Eine Ausführung als Ortbetonfundament ist ebenfalls möglich.

1. System:       siehe EDV-Ausdruck                    Beton C 25/30, XC2 , Bst. 500

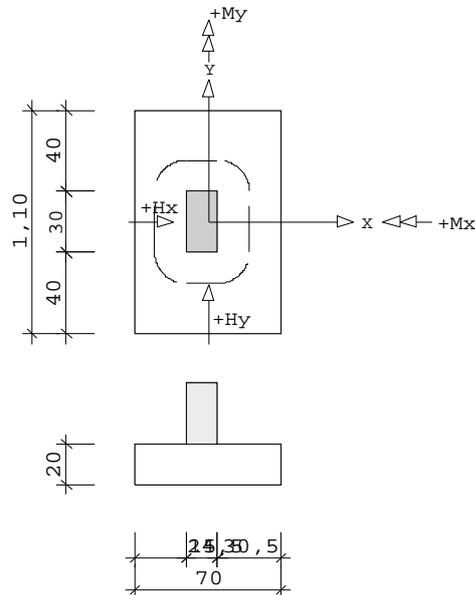
2. Belastung:       **Lastübernahme aus Pos. 01.**

### 3. Bemessung:

#### Position: 04 Fundamentplatten unter Containern

Fundament FD 02/2012/O (Frilo R-2016-1/P9)

Maßstab 1 : 33



ABMESSUNGEN	Seitenlängen		Höhe
Fundament	$b_x = 0.70$ m	$b_y = 1.10$ m	$d = 0.20$ m
Stütze	$c_x = 0.15$ m	$c_y = 0.30$ m	

Lagesicherheit EQU für Einzellastfälle: bei  $x = 0.35$   
 $\eta = 10.0$  kNm /  $139.5$  kNm =  $0.07$

BELASTUNG :		Lastfall 1 ERGEBNIS-LF		mit 1-achsiger Ausmitte	
<b>Alle Lasteingaben dieses Lastfalles sind bereits</b>				<b><math>\gamma</math>-fach !</b>	
Gesamtfundament ohne Sockel $G_k = 3.85$ kN (für Bemessung $\gamma_F = 1.35$ )					
Weitere Lasten bereits $\gamma$ -fach eingegeben					
HKraft I. Ord	$H_{xI} = 50.00$ kN	für Prssng (DIN1054) u. kl. Fuge			
HKraft II. Ord	$H_{xII} = 50.00$ kN	für Bmssng + Prfg ob kl.Fuge zul			
Vertikalkräfte : <b>Lastausmitte</b>					
Stütze	$N = 364.00$ kN	$a_x = -0.03$ m	$a_y = 0.00$ m		
$\gamma$ -fache Stützenlast durch Reduktionsfaktor: 1.00 dividiert.					
$\gamma$ -fache übrige Lasten durch Reduktionsfaktor: 1.00 dividiert.					
Sohldruck $\gamma$ -fach und klaffende Fuge 1,0-fach.					
Gesamtlast ges. N	$= 367.85$ kN	$e_x = 0.00$ m	$e_y = 0.00$ m		

BODENPRESSUNGEN : Lastfall Nr. : 1 zul. Sigma Rd= 485 kN/m<sup>2</sup>

$\gamma$ -fache Stützenlast durch Reduktionsfaktor: 1.00 dividiert.  
 $\gamma$ -fache übrige Lasten durch Reduktionsfaktor: 1.00 dividiert.  
 Sohldruck  $\gamma$ -fach und klaffende Fuge 1,0-fach.  
 ohne klaffende Fuge (aus II.Ord.)

Sohldruck nach DIN EN 1997-1 6.5.2.4  $\sigma = 482.92$  kN/m<sup>2</sup> aus I.Ord.  
 (Allgemein anerkanntes Verfahren : DIN 1054:2010)  
 Sohldruck nach DIN EN 1997-1 6.5.2.4  $\sigma = 482.92$  kN/m<sup>2</sup> aus II.Ord.  
 (Allgemein anerkanntes Verfahren : DIN 1054:2010)  
 für  $\gamma$ -fache Lasten zur Berechnung der Bemessungsmomente:

Kantenpressungen :  $\max p = 489.72$  kN/m<sup>2</sup> aus II.Ord f. Bem.  
 $\min p = 469.24$  kN/m<sup>2</sup> aus II.Ord f. Bem.  
 unter der Stützenmitte  $p = 480.36$  kN/m<sup>2</sup> aus II.Ord f. Bem.

Gleitsicherheit nach DIN EN 1997-1 : ( $\Phi = 34$  Grad)  
 $R_{td} = R_{tk}/1.1 = 225.56 \text{ kN} > T_d = 50.00 \text{ kN}$

Bemessungsmomente für  $\gamma$ -fache Lasten  
 Bemessungsmoment  $M_{xEd} = 36.40 \text{ kNm}$  ( um die x-Achse )  
 Bemessungsmoment  $M_{yEd} = 30.20 \text{ kNm}$  ( um die y-Achse )

BELASTUNG :		Lastfall 2 ERGEBNIS-LF		mit 1-achsiger Ausmitte	
<b>Alle Lasteingaben dieses Lastfalles sind bereits</b>				<b><math>\gamma</math>-fach !</b>	
Gesamtfundament ohne Sockel $G_k = 3.85 \text{ kN}$ (für Bemessung $\gamma_F = 1.35$ ) Weitere Lasten bereits $\gamma$ -fach eingegeben					
Vertikalkräfte :		Lastausmitte			
Stütze	N =	280.00 kN	$a_x = -0.03 \text{ m}$	$a_y = 0.00 \text{ m}$	
$\gamma$ -fache Stützenlast durch Reduktionsfaktor:		1.00 dividiert.			
$\gamma$ -fache übrige Lasten durch Reduktionsfaktor:		1.00 dividiert.			
Sohldruck $\gamma$ -fach und klaffende Fuge 1,0-fach.					
Gesamtlast ges. N	=	283.85 kN	$e_x = -0.03 \text{ m}$	$e_y = 0.00 \text{ m}$	

BODENPRESSUNGEN : Lastfall Nr. : 2 zul.  $\Sigma R_d = 485 \text{ kN/m}^2$

$\gamma$ -fache Stützenlast durch Reduktionsfaktor: 1.00 dividiert.  
 $\gamma$ -fache übrige Lasten durch Reduktionsfaktor: 1.00 dividiert.  
 Sohldruck  $\gamma$ -fach und klaffende Fuge 1,0-fach.  
 ohne klaffende Fuge (aus II.Ord.)

Sohldruck nach DIN EN 1997-1 6.5.2.4  $\sigma = 404.42 \text{ kN/m}^2$   
 (Allgemein anerkanntes Verfahren : DIN 1054:2010)  
 Sohldruck nach DIN EN 1997-1 6.5.2.4  $\sigma = 404.42 \text{ kN/m}^2$   
 (Allgemein anerkanntes Verfahren : DIN 1054:2010)  
 für  $\gamma$ -fache Lasten zur Berechnung der Bemessungsmomente:  
 Kantenpressungen :  $\max p = 463.89 \text{ kN/m}^2$   
 $\min p = 276.88 \text{ kN/m}^2$   
 unter der Stützenmitte  $p = 378.40 \text{ kN/m}^2$

Bemessungsmomente für  $\gamma$ -fache Lasten  
 Bemessungsmoment  $M_{xEd} = 28.00 \text{ kNm}$  ( um die x-Achse )  
 Bemessungsmoment  $M_{yEd} = 18.89 \text{ kNm}$  ( um die y-Achse )

BEMESSUNG :		C 20/25	B 500 A	nach DIN EN 1992-1-1	
<b>Ohne Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 Punkt 9.2.1.1 (1) !</b>					
LF	1	(um x) $M_{xEd} = 36.40 \text{ kNm}$	erf. As =	6.24	cm <sup>2</sup>
		(um y) $M_{yEd} = 30.20 \text{ kNm}$	erf. As =	4.53	cm <sup>2</sup>
LF	2	(um x) $M_{xEd} = 28.00 \text{ kNm}$	erf. As =	4.60	cm <sup>2</sup>
		(um y) $M_{yEd} = 18.89 \text{ kNm}$	erf. As =	2.77	cm <sup>2</sup>

BIEGEBEWEHRUNG :		C 20/25	B 500 A	nach DIN EN 1992-1-1	
Bewehrung unter der Stütze nach Heft 240 T. 2.10 verteilen.					
y-Richtung :		Nutzhöhe	$d_y = 0.15 \text{ m}$		
		Bewehrung unten	ges As =	6.24	cm <sup>2</sup> 5 o 14
		Verteilung	$b_x/8$ $b_x/8$ $b_x/8$ $b_x/8$		
		(cm <sup>2</sup> )	0.56 0.69 0.87 1.00		
		(cm <sup>2</sup> /m)	6.42 7.85 9.99 11.42		
x-Richtung :		Nutzhöhe	$d_x = 0.16 \text{ m}$		

BIEGEBEWehrUNG : C 20/25 B 500 A nach DIN EN 1992-1-1					
Bewehrung unter der Stütze nach Heft 240			T. 2.10 verteilen.		
Bewehrung unten	ges As =	4.53	cm2	6 o 10	
Verteilung	by/8 by/8	by/8 by/8	by/8 by/8		
(cm2)	0.41 0.50	0.63 0.73			
(cm2/m)	2.97 3.63	4.62 5.28			
<b>Grenzzustand der Tragfähigkeit für Durchstanzen nach DIN EN 1992-1-1</b>					
rk =	1.00 * dm	=	0.15	m	
u_crit		=	1.33	m	
A_crit		=	0.46	m2	
vorh mittleres Rho		=	0.45 % <	1.88 % min Rho nach 10.5.6	
Lasterhöhungsfaktor		=	1.00		
red VEd (ohne Beta)		=	254.66	kN	
Beta		=	1.50		
vEd (Beta berücksichtigt)		=	1.877	N/mm2	
vRd,c		=	0.885	N/mm2 < vEd	
vRd,max		=	1.24	N/mm2 < vEd rcrit=	1.88
<b>U N Z U L Ä S S I G !!!!</b>					
erf Bewehrungsgrad für Grenze vRd,max : 0.83%					
Insgesamt erforderlich im Durchstanzbereich nach 6.4.4 pro Richtung :					
12.73 cm²/m 16 o 10 (x)/m 9 o 14 (y)/m					
<b>Entweder</b>					
Biegebewehrungsgrad vergrößern:					
erf mittleres Rho		=	5.17 % >	1.30 % unzulässig	
<b>oder</b>					
Durchstanzbewehrung (vertikale Bügel) :					
(Ausgabe der nachstehenden Durchstanzbewehrung auf Basis des erf. Bewehrungsgrades für Grenze vRd,max von 0.83%.)					
1. innerer Rundschnitt :					
0.3d vom Stützenrand		=	0.05	m	
u1		=	1.19	m	
vRd,c		=	2.87	N/mm2	
vEd		=	1.03	N/m2	
Asw,1		=	6.63	cm2	
2. innerer Rundschnitt :					
0.50d vom Rundschnitt	1	=	0.08	m	
Abstand vom Stützenrand		=	0.12	m	
u 2		=	1.67	m	
vRd,c		=	1.07	N/mm2	
vEd		=	0.47	N/mm2	
Asw, 2		=	6.63	cm2	
3. innerer Rundschnitt :					
0.50d vom Rundschnitt	2	=	0.08	m	
Abstand vom Stützenrand		=	0.20	m	
u 3		=	2.15	m	
vRd,c		=	0.65	N/mm2	
vEd		=	0.14	N/mm2	
Asw, 3		=	0.78	cm2	
äußerer Rundschnitt:					
1.5d vom Rundschnitt	3	=	0.23	m	
Abstand vom Stützenrand		=	0.43	m (lw+1.5*dm)außerhalb Fundament	
Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 Punkt 9.4.3 (9.11)					

**Bewehrungswahl oben Q 188 Matte**  
**und unten ø 14/15 kreuzweise**  
**Freie Ränder verbügeln**

**Pos. 05 Sicherung der Container gegen verrutschen auf der Fundamentplatte.**

Ein Sicherung der Container in Längsrichtung wäre wegen der Aufstelllänge von ca. 300 m nicht erforderlich.

Ein Sicherung in Querrichtung ist wegen der hohen Windbelastung erforderlich.

Die Fundamentplatten können diese Last zwar in den Baugrund abtragen, aber der Containerfuss wegen der geringen

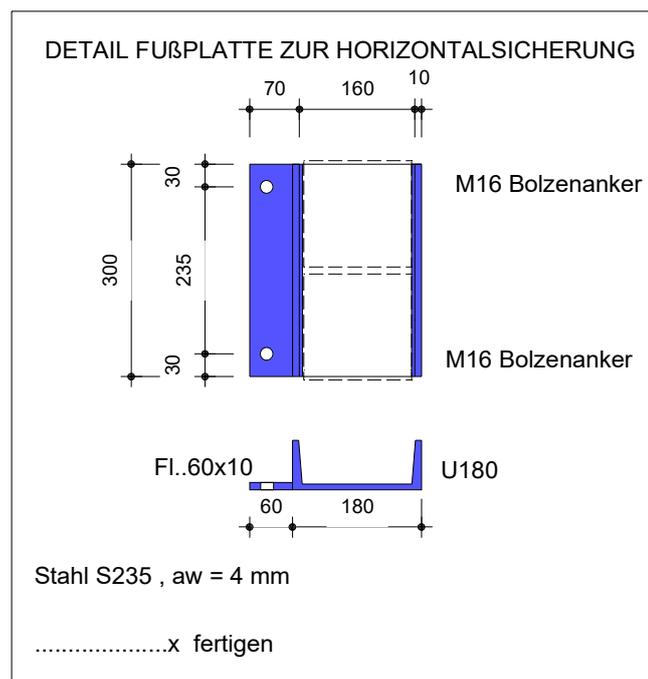
Reibung auf die Fundamentplatte.

Belastung: Gammafach

Die  $H_d$ -Lasten wären zu verdoppeln, da immer 2 Containerecken auf dem Fundament stehen

Gesamt  $2 \times (17,32 + 16,60) = 67,86 \text{ KN} \times 1,50 = 101,80 \text{ KN}$

Je Fundament ergeben sich dann  $H_d = 51,00 \text{ KN}$ , sofern eine Befestigung in beide Richtungen wirkend zum Einsatz kommt.



Pos.05 Dübelnachweis

Eingabewerte:

Seite 1 / 4

**Beton:**

ungerissener Beton (Druckzone)  
Festigkeitsklasse: C25/30

**Bewehrung:**

normale oder ohne Bewehrung  
ohne Randbewehrung

**Dübelbiegung:**

ohne Dübelbiegung

**Vorwiegend ruhende  
Einwirkungen**

**Normalkraft:**

$$N_{Sd} = -250 \text{ kN}$$

**Querkraft:**

$$V_{xSd} = 0,00 \text{ kN}$$

$$V_{ySd} = 85 \text{ kN}$$

**Momente:**

$$M_{xSd} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{ySd} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{zSd} = 0,00 \text{ kNm}$$

**Exzentrischer Lastangriff**

$$e_x = 0,0 \text{ mm}$$

$$e_y = 0,0 \text{ mm}$$

**Ankerplatte:**

$$x = 200 \text{ mm}$$

$$y = 200 \text{ mm}$$

$$l_{x1} = 25 \text{ mm}$$

$$l_{x2} = 25 \text{ mm}$$

$$l_{y1} = 100 \text{ mm}$$

$$l_{y2} = 100 \text{ mm}$$

**Achsabstände:**

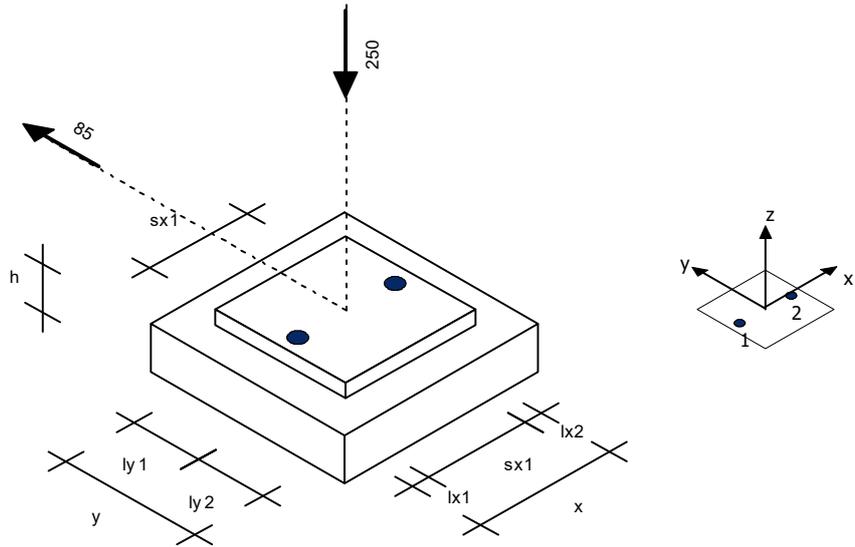
$$s_{x1} = 150 \text{ mm}$$

**Randabstände:**

ohne Randeinfluß

**Bauteildicke:**

$$h = 180 \text{ mm}$$



[ kN, kNm ]

**Bemessung nach ETAG 001, Anhang C**

**Bolzenanker BZ plus A4 M16 Zulassung ETA-99/0010: MKT BZ plus / BZ-IG**

**Nachweis erbracht! Befestigung möglich!**

Dübelbemessungsprogramm Version 4.10

MKT Metall-Kunststoff-Technik GmbH & Co.KG - Auf dem Immel 2 - D-67685 Weilerbach - Tel.: +49 (0) 63 74 / 91 16 -0 - Fax: +49 (0) 63 74 / 91 16 60

**Erforderliche Nachweise bei Zugbeanspruchung**

**Dübelschnittkräfte**

Dübel	1	2
N <sub>Sd</sub> [kN]	0,00	0,00

**Nachweis Stahlversagen**

$N_{Sd}^h \leq N_{RK,s} / \gamma_{Ms} = N_{Rd,s}$	Auslastung:
0,00 ≤ 64,00 / 1,50 = 42,67	0,0%

**Nachweis Herausziehen**

$N_{Sd}^h \leq N_{RK,p} / \gamma_{Mp} = N_{Rd,p}$	Auslastung:
0,00 ≤ 38,50 / 1,50 = 25,67	0,0%

**Nachweis Betonversagen**

$N_{Sd}^g \leq N_{RK,c} / \gamma_{Mc} = N_{Rd,c}$	Auslastung:
0,00 ≤ 0,00 / 1,50 = 0,00	0,0%

N <sub>RK,c</sub> <sup>o</sup>	A <sub>c,N</sub>	A <sub>c,N</sub> <sup>o</sup>	ψ <sub>s,N</sub>	ψ <sub>re,N</sub>	ψ <sub>ec,N</sub>
43,35 kN	0 mm <sup>2</sup>	65025 mm <sup>2</sup>	1,00	1,00	1,00
k <sub>1</sub>	h <sub>ef</sub>	f <sub>ck,cube</sub>	c <sub>gr,N</sub>	e <sub>c1,N</sub>	e <sub>c2,N</sub>
10,1	85 mm	30 N/mm <sup>2</sup>	127,5 mm	0,0 mm	0,0 mm

**Nachweis Spalten**

Der Spaltennachweis ist nicht notwendig, da die folgende Bedingung zutrifft:

$$c_{x1,x2,y1,y2} \geq 1,2 c_{cr,sp} \quad \text{und} \quad h \geq 2 h_{ef}$$

c <sub>cr,sp</sub>	h <sub>ef</sub>
200,0 mm	85 mm

**Bemessung nach ETAG 001, Anhang C**

**Bolzenanker BZ plus A4 M16 Zulassung ETA-99/0010: MKT BZ plus / BZ-IG**

**Nachweis erbracht! Befestigung möglich!**

**Erforderliche Nachweise bei Querbeanspruchung**

**Dübelschnittkräfte**

Dübel	1	2
$V_{Sd}$ [kN]	42,50	42,50
$V_{x,Sd}$ [kN]	0,00	0,00
$V_{y,Sd}$ [kN]	42,50	42,50

**Nachweis Stahlversagen ohne Hebelarm**

$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = V_{Rd,s}$	Auslastung:
42,50 ≤ 55,00 / 1,25 = 44,00	96,6%

**Nachweis Stahlversagen mit Hebelarm**

Nachweis nicht notwendig. Bauteil aus Metall und ohne Zwischenlage bzw. mit einer Mörtelausgleichsschicht mit einer Dicke $e \leq d/2$ (Druckfestigkeit $\geq 30\text{N/mm}^2$ )
--

e	d
0 mm	16 mm

**Nachweis Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite**

$V_{Sd}^b \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc} = V_{Rd,cp}$	Auslastung:
85,00 ≤ 137,71 / 1,50 = 91,80	92,6%

$N_{Rk,c}^o$	$A_{c,N}$	$A_{c,N}^o$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{ec,N}$	k
43,35 kN	103275 mm <sup>2</sup>	65025 mm <sup>2</sup>	1,00	1,00	1,00	2,0
$k_1$	$h_{ef}$	$f_{ck,cube}$	$c_{cr,N}$	$e_{c1,V}$	$e_{c2,V}$	
10,1	85 mm	30 N/mm <sup>2</sup>	127,5 mm	0,0 mm	0,0 mm	

**Nachweis Betonkantenbruch (ungünstigster Rand)**

Der Nachweis Betonkantenbruch ist nicht notwendig, da eine der folgenden Bedingungen zutrifft: a) $c > 10h_{ef}$ und $c > 60d$ b) Keine Querkraft wirkt in Richtung Betonrand oder randparallel.
--

$h_{ef}$	d
85 mm	16 mm

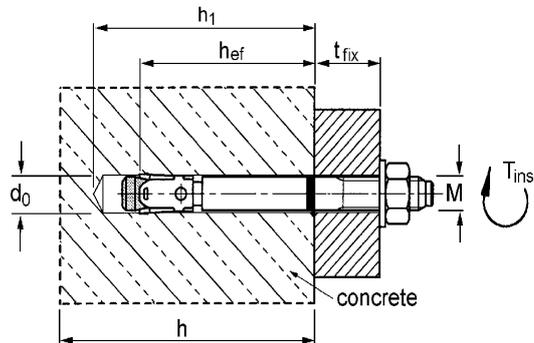
**Bemessung nach ETAG 001, Anhang C**

**Bolzenanker BZ plus A4 M16 Zulassung ETA-99/0010: MKT BZ plus / BZ-IG**

**Nachweis erbracht! Befestigung möglich!**

**Produkt-Informationen**

**Bolzenanker BZ plus A4 M16 Zulassung ETA-99/0010: MKT BZ plus / BZ-IG**



**Montage- und Ankerkennwerte**

Gewinde	M	= 16 mm
Bohrlochdurchmesser	$d_0$	= 16 mm
Bohrlochtiefe	$h_{0(1)}$	= 110 mm
Verankerungstiefe	$h_{ef}$	= 85 mm
Durchgangsloch im Anbauteil	$d_f$	$\leq 18$ mm
Drehmoment	$T_{inst}$	= 110 Nm
Schlüsselweite	SW	= 24 mm

**Hinweise**

Nachweise werden mit Daten für Standardbauteildicke geführt.

Die Dübel sind randfern angeordnet, wenn gilt:  $c \geq \max(10 h_{ef}; 60 d)$

Die Bemessung ist unter der Annahme erstellt, dass die Ankerplatte unter den Einwirkungen eben bleibt.

Der Nachweis der Tragfähigkeit des als Ankergrund dienenden Bauteils ist nach Anhang C der ETAG 001 bzw. EOTA Technical Report TR 029, Abschnitt 7 zu führen.

Dübelbemessungsprogramm Version 4.10

MKT Metall-Kunststoff-Technik GmbH & Co.KG - Auf dem Immel 2 - D-67685 Weilerbach - Tel.: +49 (0) 63 74 / 91 16 -0 - Fax: +49 (0) 63 74 / 91 16 60



aufgestellt: Tirschenreuth, den 04.01.2017 .....