

Statische Berechnung
Neubau Hafendrehbrücke Hitzacker
in 29456 Hitzacker
-Brückenwiderlager-

Bauherr Hafen Hitzacker (Elbe) GmbH
Am Weinberg 3

29456 Hitzacker

Entwurf

Statik IBZ Ing.-Büro für Tragwerksplanung
Markus Böller & Ralf Zabiegay
GmbH & Co. KG
Bei der St. Johanniskirche 14
21335 Lüneburg
Tel. 04131 / 74 94-0
Fax 04131 / 4 54 25

Statische Berechnung Seite 1 – 241
inkl. Positionsskizzen

Sachbearbeiter Florian Dubber

Lüneburg, 25.09.2017
Auftr.- Nr. 17096



Inhaltsverzeichnis

Position		Seite
	Deckblatt	1
	Inhaltsverzeichnis	2
	Vorbemerkungen	3
	Positionsskizzen	3.1 – 3.4
	Auszüge aus dem Baugrundgutachten	4 – 11
	Auszüge aus der Statik zur Drehbrücke	12 – 19
	Auszüge aus der Statik Unterbau vorh. Brücke	20 – 22
	Auszüge aus Zulassungen der gewählten GEWI-Pfähle	23 – 28
	Profildarstellung des gewählten Spundwandprofils	29
	Bemessung der Widerlager	
1.0	Widerlager Drehpunkt	30
1.1	Stb.-Platte	30 – 73
1.2	Stb.-Sockelwand	74 – 77
1.3	Schneidenlagerung	78 – 87
1.4	Nachweis Spundwände	88 – 119
1.5	Vorhandene Spundwände (altes Brückenwiderlager)	120
2.0	Widerlager Spitzenverriegelung	121
2.1	Stb.-Platte	121 – 151
2.2	Stb.-Sockelwand	152
2.3	Schneidenlagerung	152
2.4	Nachweis Spundwände	153 – 185
2.5	Ankerkonstruktion	186 – 189
3.0	Verkehrszuwegung Widerlager Spitzenverriegelung	190
3.1	Spundwände	191 – 224
3.2	Schneidenlagerung	225 – 230
3.3	Stb.-Holm	231 – 240
3.4	Anker	241

Vorbemerkung

Auftr.-Nr. 17096

Für den Neubau einer Drehbrücke werden nachfolgend die Widerlager sowie eine Zuwegung statisch bemessen. Für den Neubau wird eine vorhandene Stb.-Brücke abgebrochen.

Die Drehbrücke ist als Stahlkonstruktion geplant (Aufsteller Statik Drehbrücke siehe nachfolgende Auszüge), Lasten auf die Widerlager sind vorgegeben.

Auf einem Widerlager ist das Drehlager der Brücke angeordnet, auf dem gegenüberliegenden Widerlager wird die Brücke über eine Dornkonstruktion spitzenverriegelt. Auf dieses Widerlager führt die Zuwegung.

An die Verformung der Widerlager bestehen Anforderungen, die sich aus dem zulässigen Verformungstoleranzen der Drehbrückenkonstruktion ergeben. Gemäß Vorgabe sollen die Widerlager daher möglichst verformungsarm ausgebildet werden. Die vorgegebenen Brückenlasten sind als Bemessungswerte angegeben und sollen auf der sicheren Seite als charakteristische Werte angesetzt werden. Hiervon wird bei den vorgegebenen Horizontallasten aus Eisdruck auf die Brücke abgewichen. Diese werden als wirkliche charakteristische Lasten angesetzt.

Um auch bei Wirkung der erheblichen horizontalen Eisdrucklasten eine verformungsarme Konstruktion zu erreichen, ist die Ausführung der Widerlager wie folgt geplant:

- Widerlagerplatte $h = 100$ cm (Aufnahme der Brückenlasten unabhängig von der Lage der lastweiterführenden Konstruktion)
- Gründung der Widerlagerplatte auf Mikropfähle (Nachweis Pfähle erfolgt durch Hersteller)
- Anordnung von Spundwänden zur Sicherung der Bauzustände bzw. zur Geländeabfangung

Die Spundwände wirken im Endzustand beim Abtrag der Brückenlasten zum Teil zusätzlich versteifend, werden jedoch rechnerisch für den Abtrag von Brückenlasten nicht angesetzt.

Es sind Anker erforderlich. Diese sind ohne Durchhang einzubauen => Unterkonstruktion erforderlich!

Es wird empfohlen rechtzeitig vor Ausführung die zu erwartenden Verformungen der Widerlager mit den zulässigen Verformungen der Drehbrücke abzugleichen. Hierzu sollte ggf. ein Baugrundsachverständiger hinzugezogen werden.

Die Verformung der Spundwände im Bauzustand ist im Zuge der weiteren Planung bzw. Ausführung zu berücksichtigen.

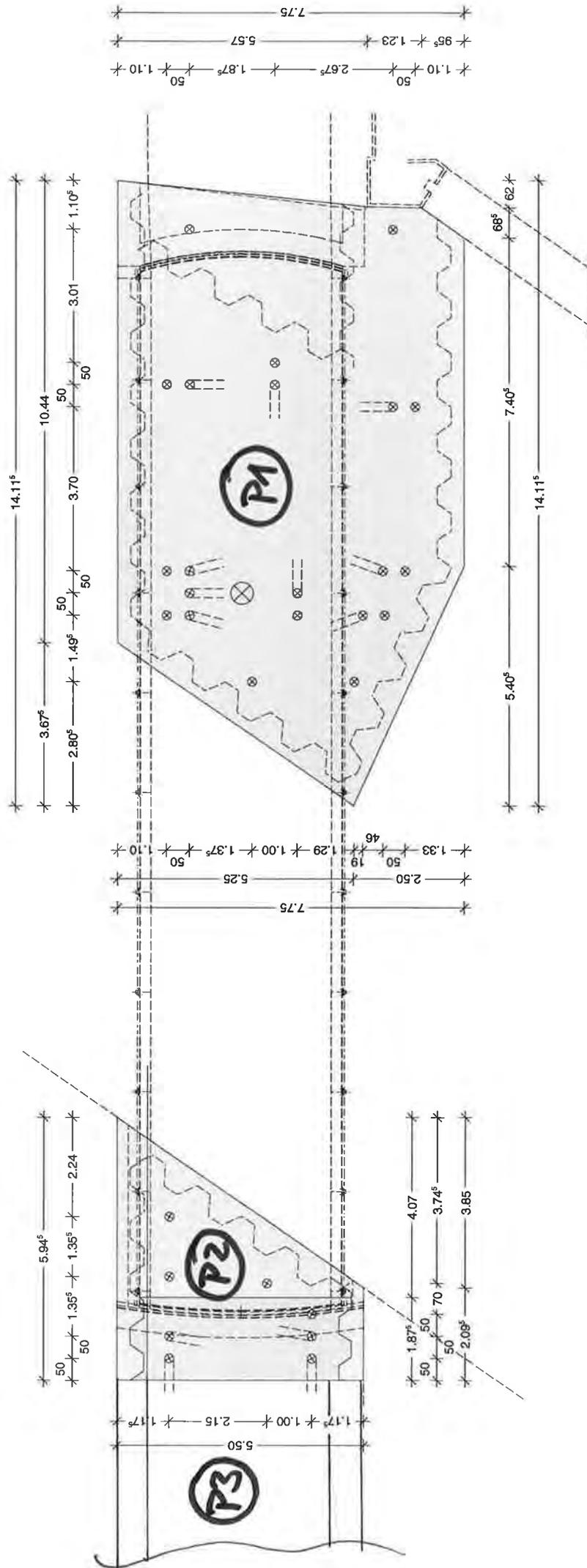
Beim Nachweis der Spundwände wird eine Wasserstandsdifferenz von 1,00 m berücksichtigt. Gegebenenfalls sind Entwässerungsöffnungen in den Widerlagern vorzusehen um höhere Wasserstandsdifferenz zu vermeiden => Klärung im Zuge der weiteren Planung.

Eine Abrostung der Spundwände wird vernachlässigt, es sind ausreichend Reserven vorhanden.

Für nachfolgende Angaben von Herstellern / Produkten gilt grundsätzlich: „oder gleichwertig“.

Auf der Drehbrücke ist kein Fahrzeugverkehr zulässig, ausgenommen Dienstfahrzeuge. Es sind entsprechende Beschilderungen vorzusehen Entsprechende Lasten werden auch auf die Widerlager angesetzt. Lastannahmen für die Zuwegung werden der Statik der vorhandenen Brücke entnommen.

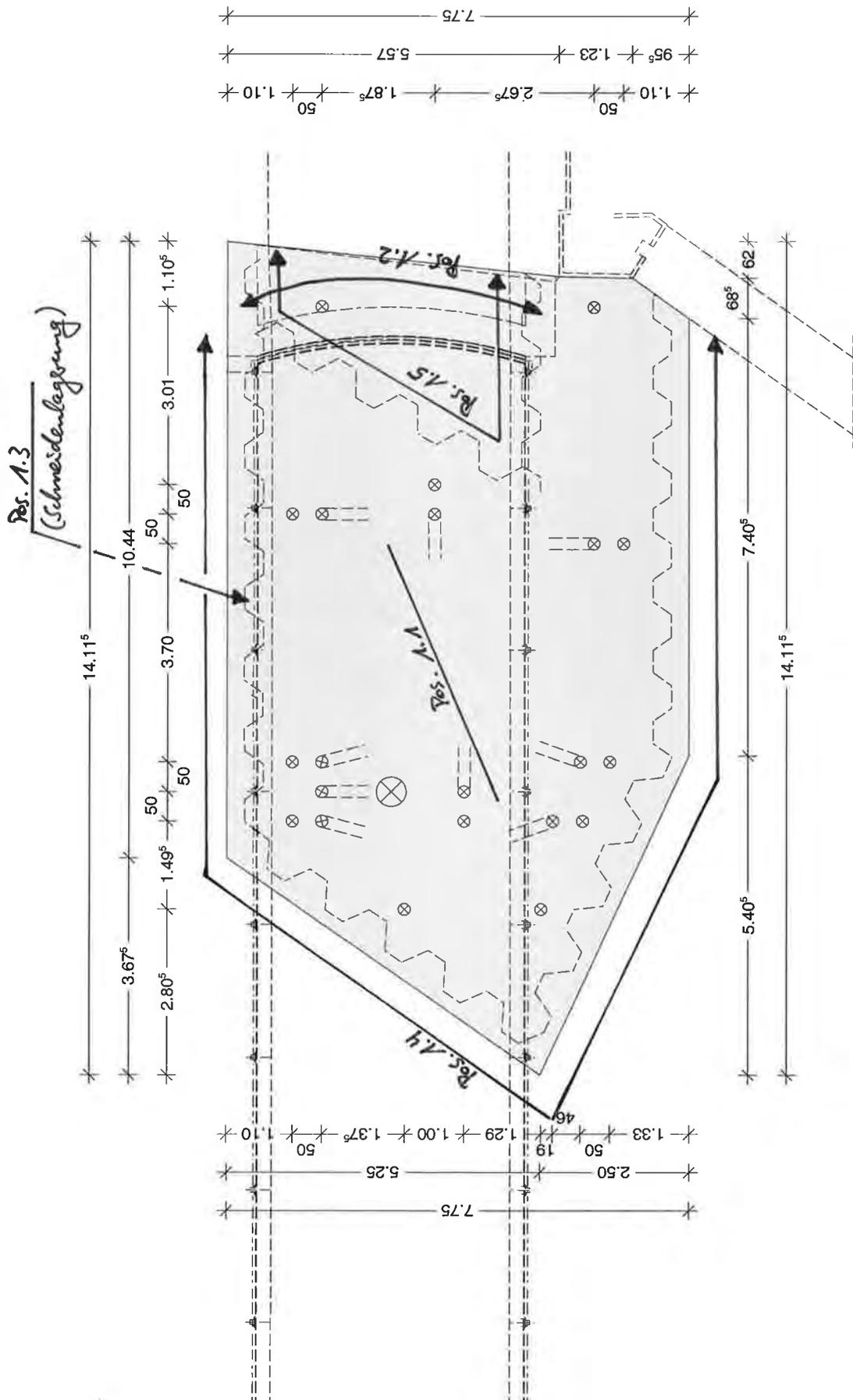
Die nachfolgend angesetzten Geländehöhen / Höhensprünge sind im Zuge der Ausführungsplanung zu überprüfen.



Übersicht Positionsskizzen

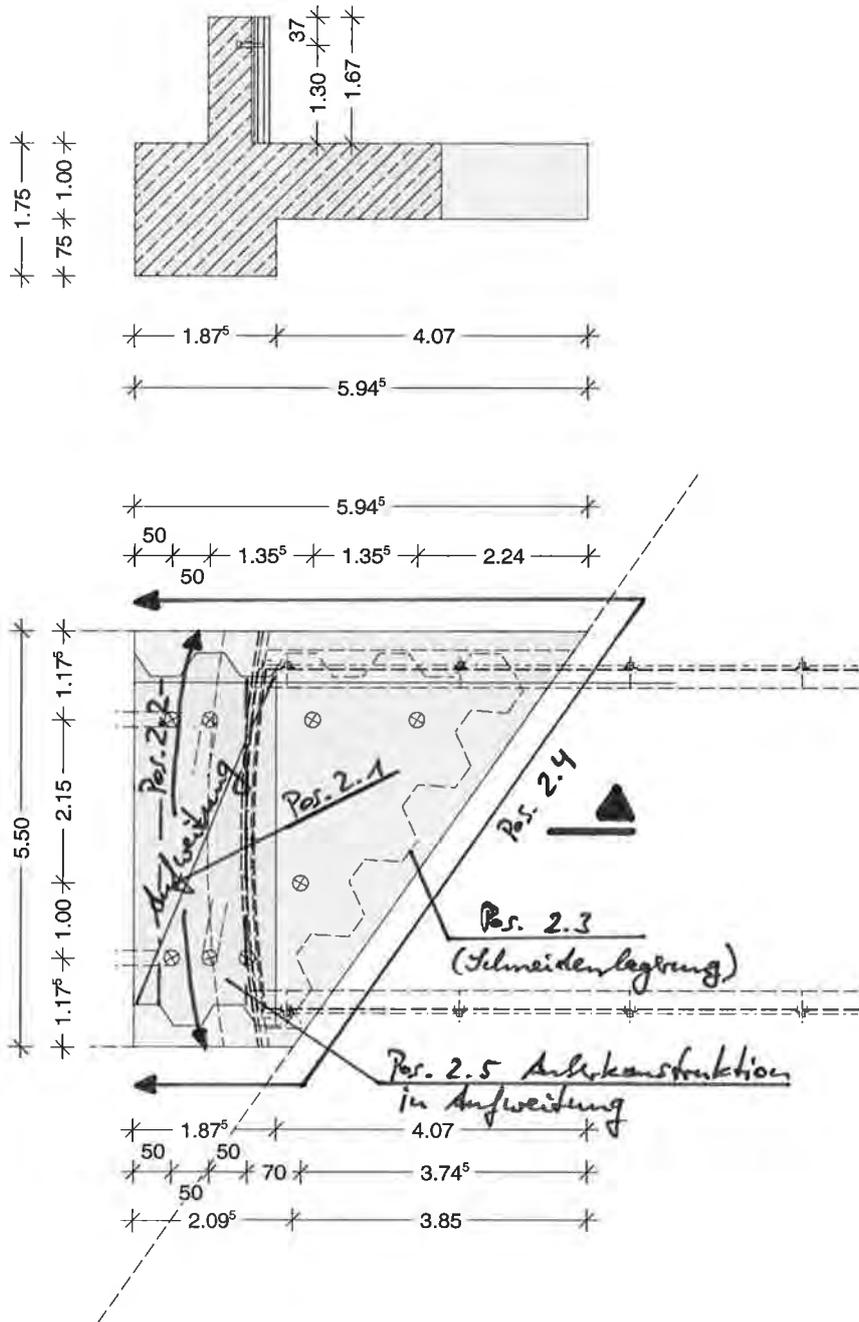
Positionsskizze (P1) „Widerlager Drehpunkt“

(Pos. 1.0)



Positionsskizze (P2) „Widerlager Spitzenverriegelung“

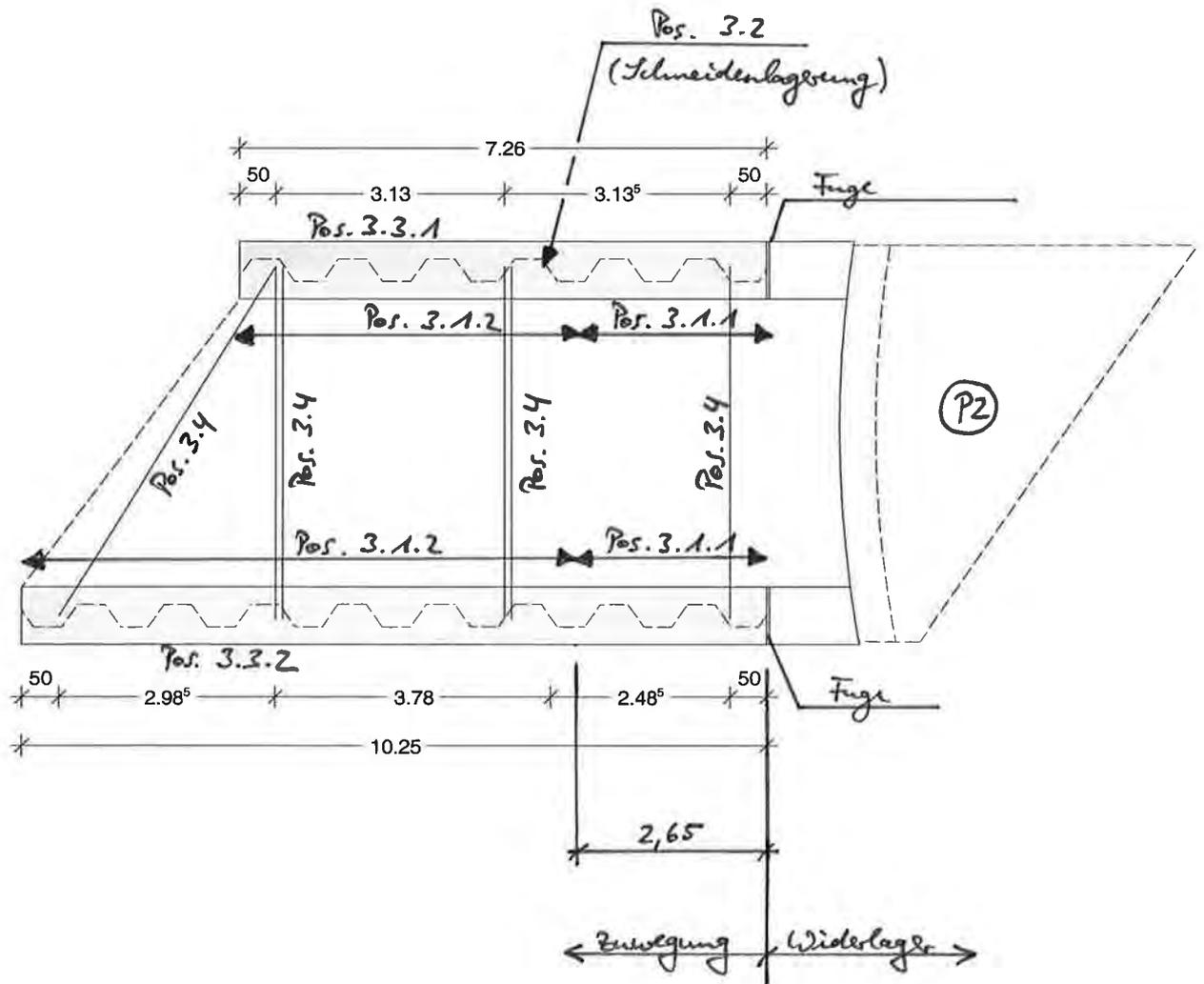
(Pos. 2.0)



Positionsskizze (P3) „Verklebenwegung“

3.4

(Pos. 3.0)

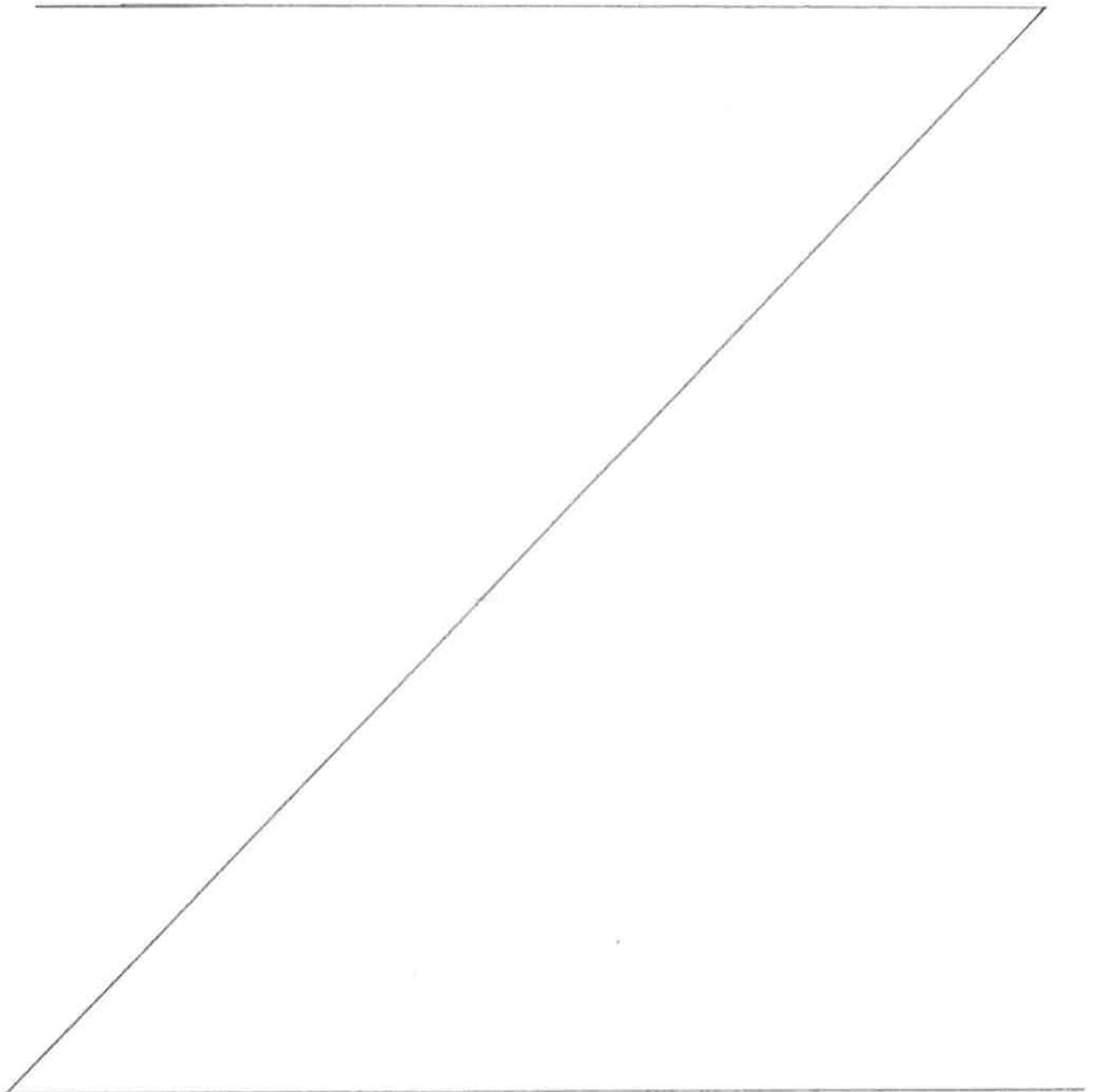


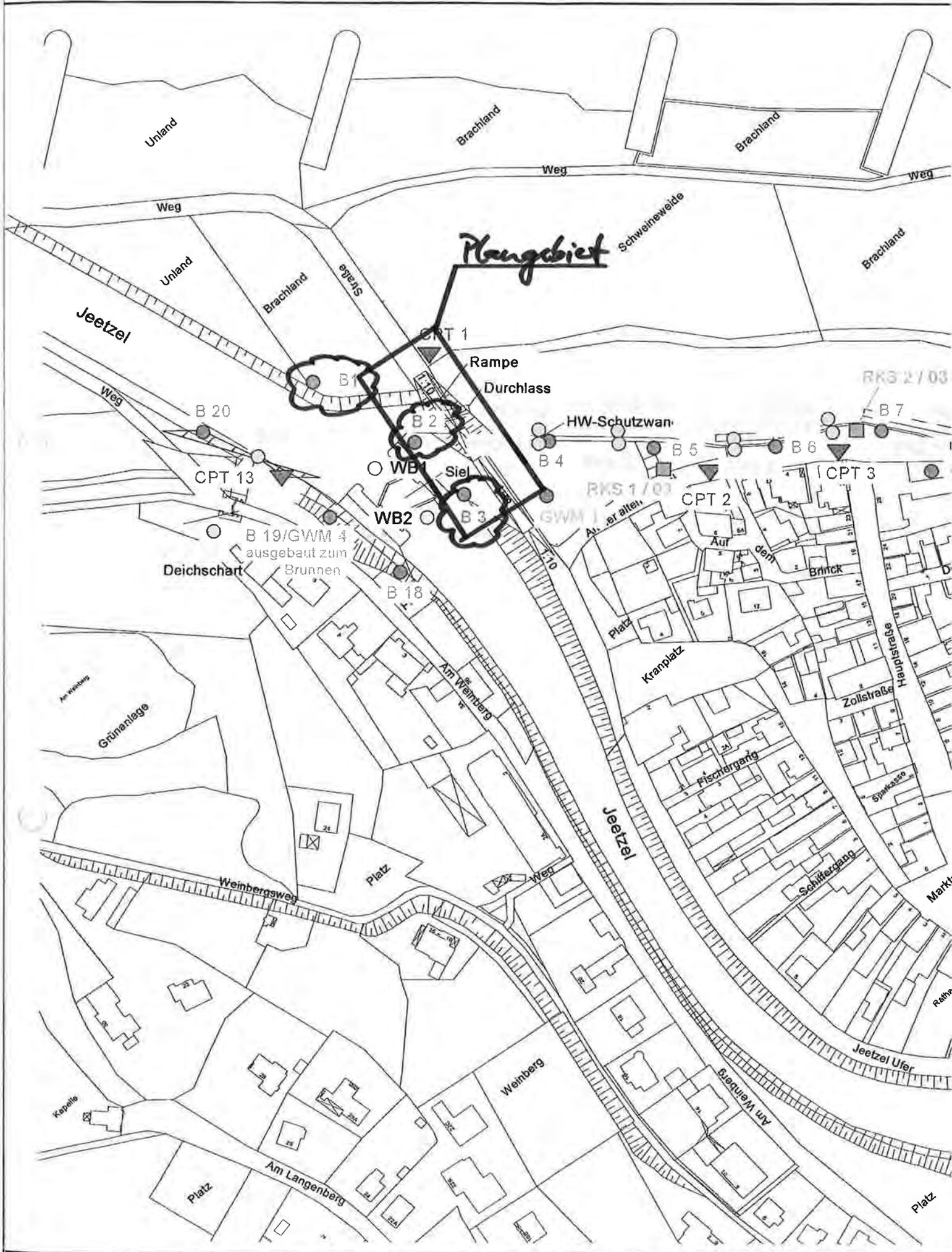
Auszüge aus dem Baugrundgutachten

Auf den folgenden Seiten sind Auszüge aus dem Baugrundgutachten dargestellt.

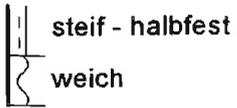
Aufsteller: Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH (GGU)
Am Hafen 22
38112 Braunschweig

Gutachten: Projektnummer (GGU) 4968
Stand 31.08.2004



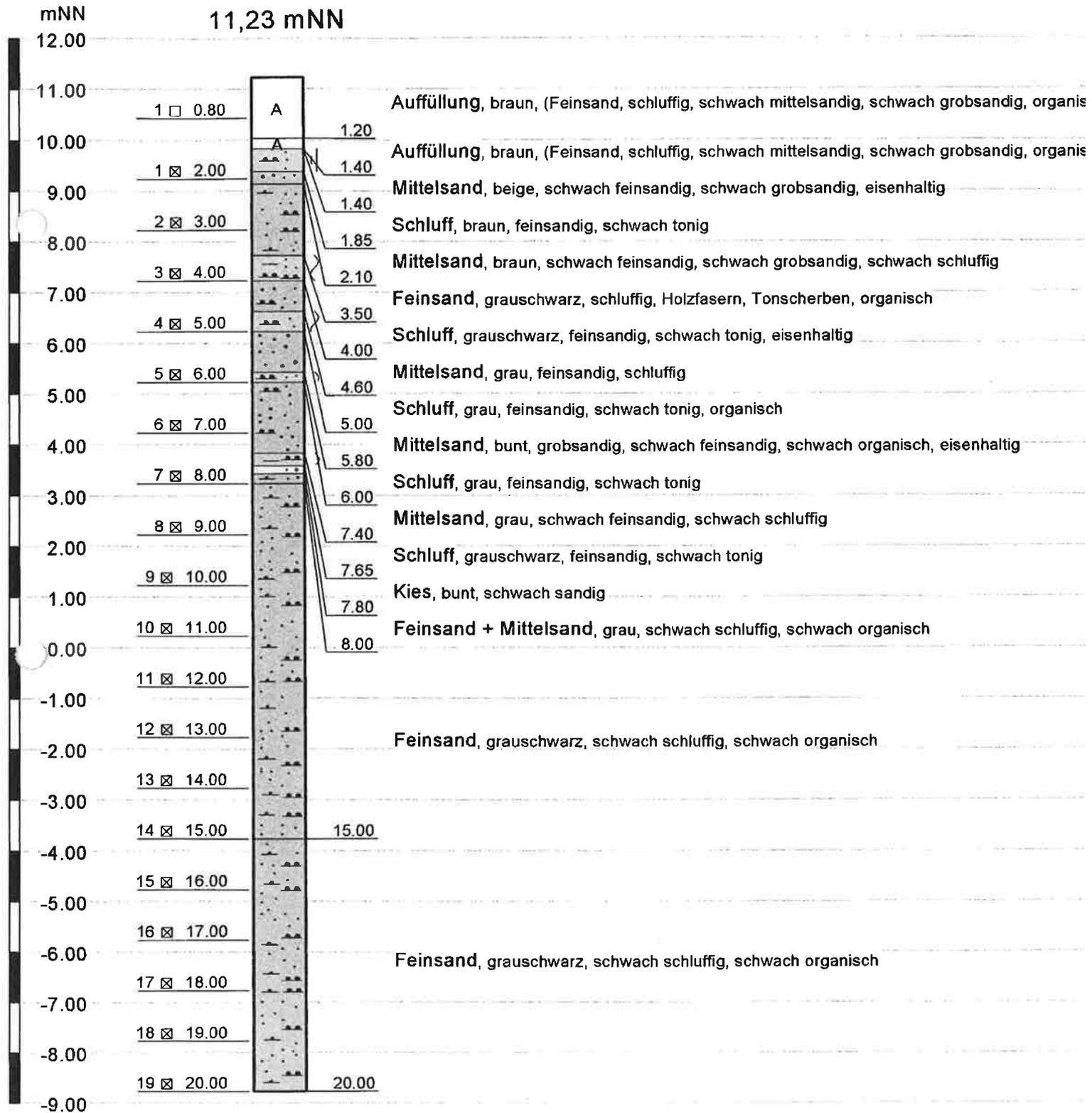


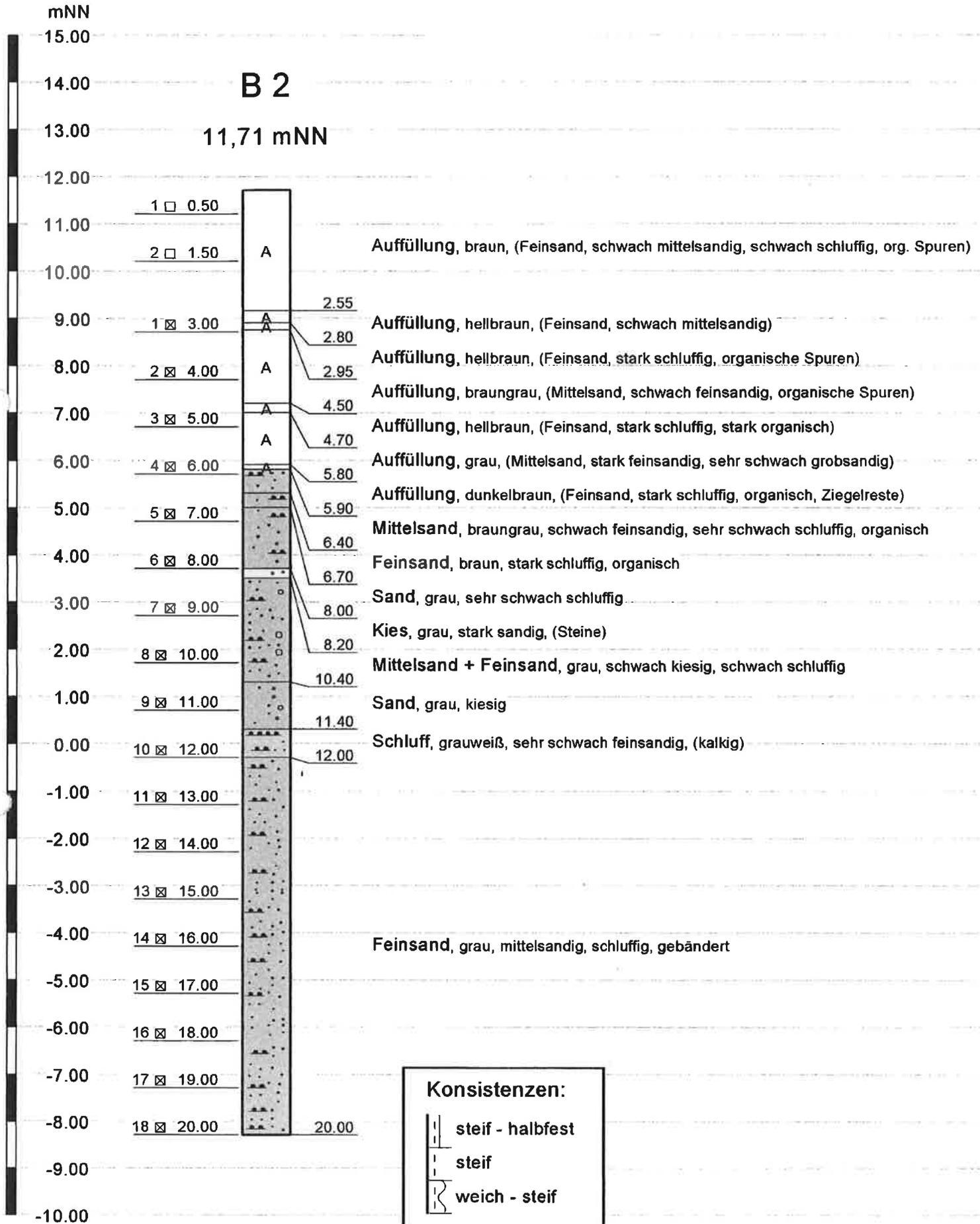
Konsistenzen:



B 1

11,23 mNN

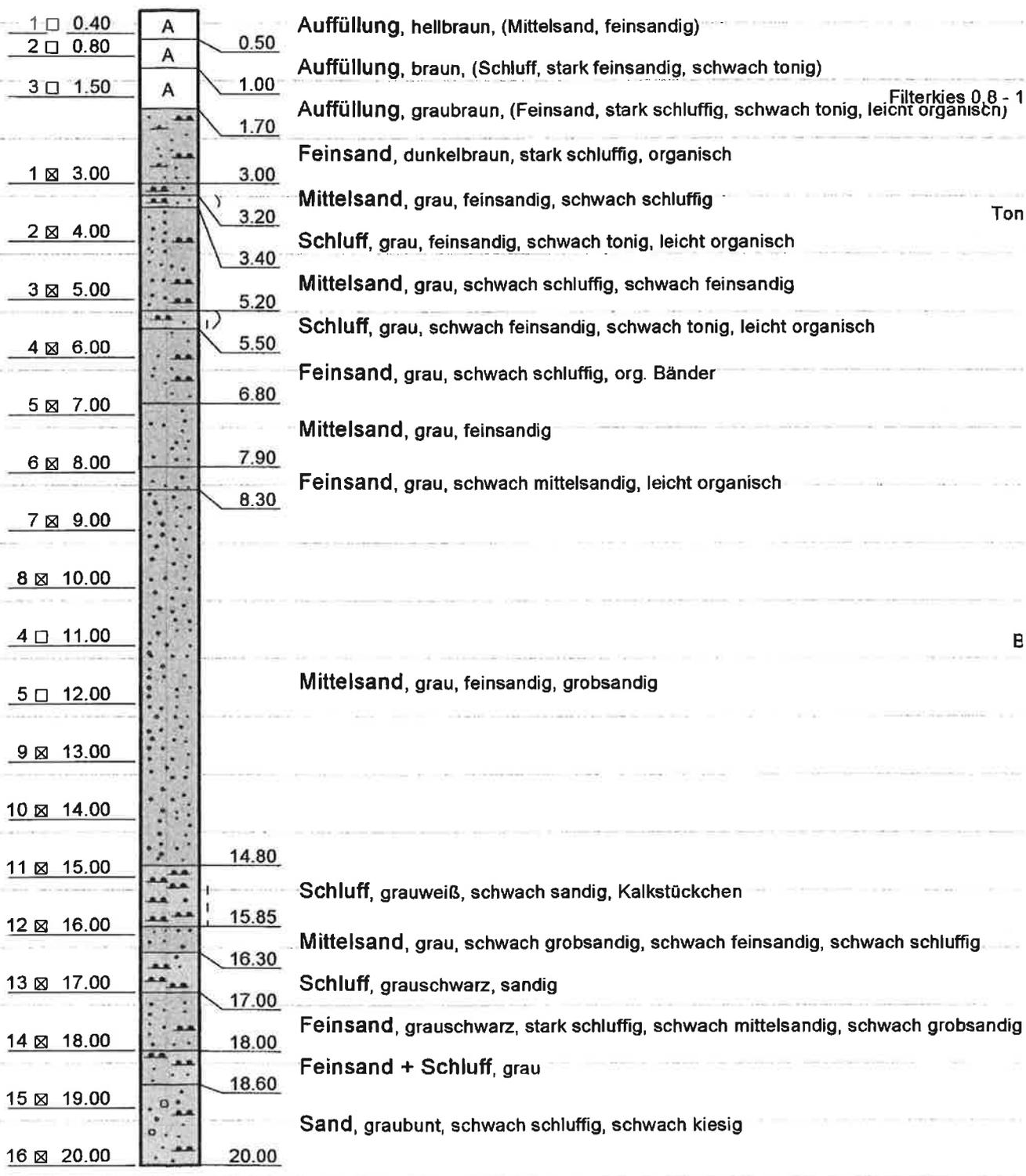




B 3

11,22 mNN

B



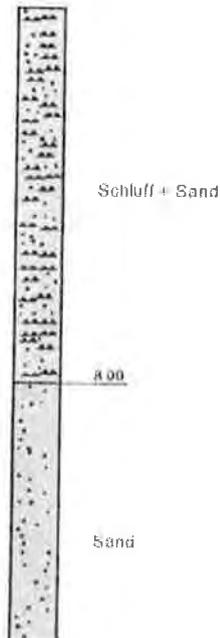
Ton

B

Ansatz Bodenprofile

3.5.3 Bereich: „Insel / Brücke“ – Stat. 0+200

~12,0 mNN



Schluff und Sand (12,0 bis 4,0 m NN)

Reibungswinkel	φ'	= 30°
Wichten	γ/γ'	= 18/9 kN/m ³
Steifemodul	E_s	= 10 MN/m ²
Durchlässigkeit	k	= 1 · 10 ⁻⁶ m/s



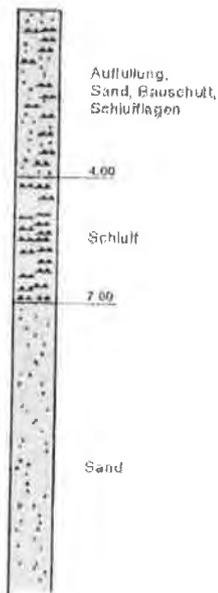
Sand (4,0 bis -8,0 m NN)

Reibungswinkel	φ'	= 35°
Wichten	γ/γ'	= 19/11 kN/m ³
Steifemodul	E_s	= 70 - 90 MN/m ²
Durchlässigkeit	k	= 1 · 10 ⁻⁴ m/s

3.5.4 Bereich: „HW-Schutzwand Ortslage – Siel bis Hauptstraße“

Stat. 0+200 bis 0+400

~14,0 mNN



Auffüllung (14,0 bis 10,0 m NN)

Reibungswinkel	φ'	= 30°
Wichten	γ/γ'	= 18/10 kN/m ³
Steifemodul	E_s	= 30 - 50 MN/m ²
Durchlässigkeit	k	= 1 · 10 ⁻⁵ m/s

Schluff (10,0 bis 7,0 m NN)

Reibungswinkel	φ'	= 25°
Kohäsion	c'	= 10 [kN/m ²]
undrained Scherfestigkeit	c_u	= 25 kN/m ²
Wichten	γ/γ'	= 17/7 kN/m ³
Steifemodul	E_s	= 1 - 5 MN/m ²
Durchlässigkeit	k	= 1 · 10 ⁻⁹ m/s

Sand (7,0 bis -6,0 m NN)

Reibungswinkel	φ'	= 35°
Wichten	γ/γ'	= 19/11 kN/m ³
Steifemodul	E_s	= 70 - 90 MN/m ²
Durchlässigkeit	k	= 1 · 10 ⁻⁴ m/s

4.3 Fußgängerbrücke zur „Schweineweide“

Nach dem Ansatzbodenprofil in Abschnitt 3.5.3 stehen bis etwa 8 m unter Gelände (4 m NN) Auelehm und Wechsellagerungen aus Schluffen und Sanden an. Darunter folgt sehr gut tragfähiger Sand. In der Hafensohle liegt die Schichtgrenze zwischen Schlick und Sand bei etwa 7,0 m NN.

Die Brückenwiderlager müssen durch Spundwände gegen Auskolkung geschützt werden. Es empfiehlt sich daher, die Lasten aus der Brücke über die Spundwände in den tragfähigen Untergrund einzuleiten. Voraussetzung für den Ansatz des Spitzendrucks ist die einwandfreie Gewährleistung der sogenannten Pfropfenbildung am Spundwandfuß. Diese ist in den unteren gut tragfähigen Sanden gegeben.



Für die Abtragung von Vertikalkräften in den Untergrund über eine Spundwand können bei einer Mindesteinbindetiefe von 3 m in den tragfähigen Baugrund in Anlehnung an Weißenbach³ die in Tabelle 7 genannten Werte angesetzt werden. Für die Sande unterhalb des Schlicks und den hinter der Spundwand liegenden Boden wird eine geringere Mantelreibung angesetzt.

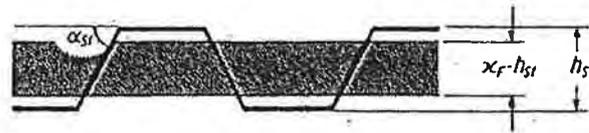
Tabelle 7: Spitzendruck und Mantelreibung der Spundwand

	Spitzendruck q_s [MN/m ²]	Mantelreibung' q_r [MN/m ²]
7,0 bis 5,0 m NN	—	0,02
unterhalb 4,0 m NN	0,85	0,05

Die wirksame Aufstandsfläche bei Spundwänden ergibt sich nach Radomski⁴ mit den Abminderungsbeiwerten entsprechend dem Winkel α zwischen Spundwandachse und Steg wie folgt:

³ Weißenbach, A.; Baugruben Teil III; S. 226 ff; Berlin 1977, Ernst und Sohn Verlag

⁴ Radomski, H.; Untersuchungen über den Einfluss der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften; S. 139 ff; Institut für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau, Universität Stuttgart, Mitteilungen Heft 10, 1968



α_{sp}	90°	80°	70°	60°	50°	40°	30°
χ_F	1,00	0,85	0,70	0,55	0,40	0,25	0,10

Abbildung 7 Abminderungsbeiwerte für wirksame Aufstandsfläche

Nachfolgend wird anhand einer Beispielrechnung die Lastabtragung einer Spundwand mit einer Einbindetiefe (t) in den tragfähigen Untergrund von 5 m vorbemessen. Gewählt wird das Profil PU 12. Die Profilangaben sind dem Lieferprogramm für Stahlspundwände der Profilarbed S.A. entnommen.

Anstrichfläche (A): 2,64 m²/m je m Wand

Winkel α_{sp} : 50,4° $\Rightarrow \chi_F = 0,40$

Steghöhe h_{st} : 0,28 m

Sicherheit η : 2,0

$$\begin{aligned} \text{Mantelreibung je m Wand} &= (A \cdot t \cdot q_r) / \eta \\ &= (2,64 \cdot 2 \cdot 20 + 2,64 \cdot 3 \cdot 50) / 2 \\ &= \underline{250,8 \text{ kN (je m Wand)}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Spitzendruck je m Wand} &= (\chi_F \cdot h_{st} \cdot q_r) / \eta \\ &= (0,40 \cdot 0,28 \cdot 850 \text{ kN/m}^2) / 2 \\ &= \underline{47,6 \text{ kN (je m Wand)}} \end{aligned}$$

Die Gesamtlastabtragung für die Beispielrechnung beträgt 298 kN je m Spundwand.

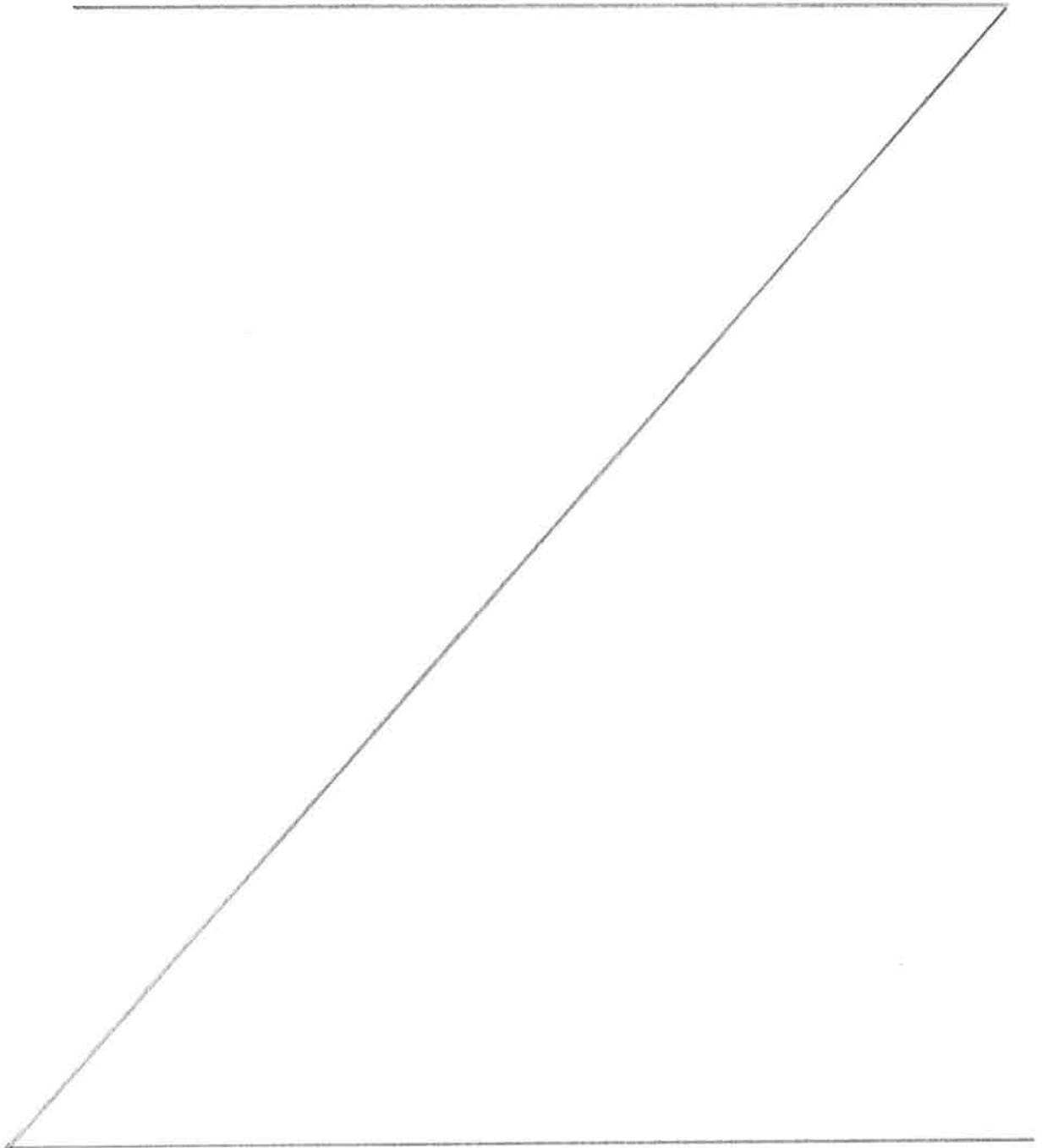
Ein Nachweis ist nach Vorlage der endgültigen Bauwerksabmessungen und der Lasten erforderlich.

Auszüge aus der Statik zur Drehbrücke

Auf den folgenden Seiten sind Auszüge aus der Statik zur Drehbrücke dargestellt:

Aufsteller: Ingenieurbüro Lorenz GmbH
 Goerdelerstraße 25
 18069 Rostock

Statik: Drehbrücke Hitzacker
 Stand 09.08.2017



4.3.2 EWK 2: Verkehr Flächenlast, US wärmer

Bemessungssituation ‚Ständig‘

Lastfall		γ_F	ψ
1	Eigenlast	1,35	1,0
2	Verkehr- FL, gr1	1,35	1,0
3	Wind	1,50	0,3
5	ungl. Temp, US wärmer	1,50	0,6
6	Eislast	1,50	0,8

4.3.3 EWK 3: Eisdruck

Bemessungssituation ‚Vorübergehend‘

Lastfall		γ_F	ψ
1	Eigenlast	1,35	1,0
6	Eislast	1,50	0,8
7	Eisdruck	1,50	1,0

4.3.4 EWK 10 bis 20: Dienstfahrzeug

Bemessungssituation ‚Ständig‘

Lastfall		γ_F	ψ
1	Eigenlast	1,35	1,0
10 - 20	Dienstfahrzeug	1,50	0,8

4.3.5 EWK 30: Lagesicherheit Wind

Die Eigenlast wird nur mit 5 % Zuschlag für fehlende Teile usw. berücksichtigt. Aus diesem Grund wird der Lastfall 1 mit $\gamma_F = 1,05 / 1,25 = 0,84$ vervielfacht.

Lastfall		γ_F	ψ
1	Eigenlast	0,84	0,95
3	Wind	1,50	1,00

4.3.6 EWK 30: Lagesicherheit Eisdruck

Die Eigenlast wird nur mit 5 % Zuschlag für fehlende Teile usw. berücksichtigt. Aus diesem Grund wird der Lastfall 1 mit $\gamma_F = 1,05 / 1,25 = 0,84$ vervielfacht.

Lastfall		γ_F	ψ
1	Eigenlast	0,84	0,95
3	Eisdruck	1,50	1,00

Verfasser: Ingenieurbüro Lorenz GmbH Goerdererstr. 25 18069 Rostock Tel: 0381/8003352 E-Mail: email@ingbuero-lorenz.de	
Programm: 4H-FRAP2 12/2014 / pcae-GmbH / Lore9704999	
Bauwerk: Drehbrücke Hitzacker	ASB Nr.: Datum: 09.08.2017

Schnittgrößen (im Hauptachsensystem)
Nachweis 2 [EC 3 Tragfähigkeit (Th. II. Ord.)]: Lastkollektiv 1: Verkehr FL, OS wärmer

Knorr	s m	N kN	V _η kN	V _ξ kN	T kNm	M _η kNm	M _ξ kNm
108	3.30	3.4	-3.27	231.92	-3.21	-151.0	2.0
117	3.60	3.5	-3.27	230.09	-3.21	-82.9	3.0
Stabzug 21: Stab 218							
117	3.60	3.9	-1.24	215.18	-2.98	-83.9	2.6
130	4.01	4.0	-1.24	212.62	-2.98	4.9	3.1
Minimum		-1.2	-11.25	-267.99	-9.21	-482.1	-7.0
Maximum		11.7	8.15	273.24	0.16	4.9	3.1

NACHWEIS 2: LASTKOLLEKTIV 3: EISDRUCK X

Lagerkräfte der Knoten (γF-fach)
Nachweis 2 [EC 3 Tragfähigkeit (Th. II. Ord.)]: Lastkollektiv 3: Eisdruck

Knorr	AP _r kN	AP _s kN	AP _t kN	Knorr	AP _r kN	AP _s kN	AP _t kN
76	0.00	-427.54	0.00	140	0.00	0.00	0.00
135	-0.00	-0.00	-38.66	141	0.00	-1161.01	-518.48
136	-0.00	0.00	-44.19	149	-0.00	0.00	0.00
137	0.00	-0.00	-102.40	150	-0.00	-0.00	-78.95
138	-0.00	-0.00	-258.16	Min	-0.00	-1161.01	-518.48
139	-0.00	-0.00	0.00	Max	0.00	0.00	0.00

maximale Horizontallast

Nachweisergebnisse (Stahl)
Nachweis 2 [EC 3 Tragfähigkeit (Th. II. Ord.)]: Lastkollektiv 3: Eisdruck

Knorr	s m	σ MN/m ²	τ MN/m ²	σ _v MN/m ²	U _s	0-0	--0	U
Stabzug 1: Stab 12								
13	0.00	1.73	9.28	16.07	0.075	0.024	0.026	0.075
	0.14	3.58	8.79	15.24	0.071	0.036	0.038	0.071
12	0.28	5.00	8.30	14.41	0.067	0.044	0.046	0.067
Stabzug 1: Stab 11								
12	0.28	9.25	17.50	31.06	0.145	0.045	0.052	0.145
	0.66	16.81	16.41	32.62	0.153	0.064	0.073	0.153
	1.04	21.11	15.61	33.68	0.158	0.074	0.081	0.158
	1.43	22.13	15.76	33.17	0.155	0.090	0.081	0.155
	1.81	19.93	17.68	31.79	0.149	0.094	0.071	0.149
	2.19	14.48	19.58	34.55	0.162	0.097	0.062	0.162
11	2.58	6.75	21.46	37.42	0.175	0.099	0.060	0.175
Stabzug 1: Stab 10								
11	2.58	14.96	14.10	26.32	0.123	0.066	0.060	0.123
	3.40	17.57	18.33	33.79	0.158	0.146	0.094	0.158
	4.19	40.61	22.29	43.55	0.204	0.196	0.132	0.204
10	4.98	74.31	26.11	74.34	0.348	0.230	0.171	0.348
Stabzug 1: Stab 9								
10	4.98	44.72	20.14	45.25	0.212	0.159	0.128	0.212
	6.21	77.87	19.40	77.88	0.365	0.263	0.181	0.365
	6.60	92.96	19.98	92.97	0.435	0.284	0.197	0.435

Bauteil: Überbau - Verkehrslage	Archiv Nr.:
Block: Anlage A2	Seite: 56
Vorgang:	

Verfasser: Ingenieurbüro Lorenz GmbH Goerdererstr. 25 18069 Rostock Tel: 0381/8003352 E-Mail: email@ingbuero-lorenz.de	
Programm: 4H-FRAP2 12/2014 / pcae-GmbH / Lore9704999	
Bauwerk: Drehbrücke Hitzacker	ASB Nr.: Datum: 09.08.2017

Schnittgrößen (im Hauptachsensystem)
Nachweis 2 [EC 3 Tragfähigkeit (Th. II. Ord.)]: Lastkollektiv 18: DFZ-Achse, ER2

Knonr	s	N	V _η	V _ζ	T	M _η	M _ζ
-	m	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
106	3.07	-1.0	3.68	-91.17	-0.33	118.3	-1.4
Stabzug 24: Stab 195							
106	3.07	0.6	1.33	-110.31	0.14	113.8	0.2
120	3.60	0.6	1.26	-111.38	0.13	55.1	-0.5
Stabzug 24: Stab 221							
120	3.60	-0.1	0.20	-119.57	0.07	52.1	0.0
133	4.01	-0.1	0.17	-120.40	0.07	2.3	-0.0
Minimum		-1.1	-13.26	-120.40	-0.63	2.3	-1.4
Maximum		0.6	13.26	120.39	0.63	163.9	3.0

X NACHWEIS 2: LASTKOLLEKTIV 30: LAGESICHERHEIT WIND

Lagerkräfte der Knoten (γ_F-fach)
Nachweis 2 [EC 3 Tragfähigkeit (Th. II. Ord.)]: Lastkollektiv 30: Lagesicherheit Wind

Knonr	AP _r	AP _s	AP _t	Knonr	AP _r	AP _s	AP _t
-	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN
76	0.00	20.91	-0.00	140	-0.00	0.00	0.00
135	-0.00	-0.00	-45.17	141	-0.00	56.75	-333.38
136	-0.00	0.00	-103.04	149	0.00	-0.00	0.00
137	0.00	-0.00	-29.76	150	0.00	0.00	0.00
138	-0.00	0.00	-75.52	Min	-0.00	-0.00	-333.38
139	0.00	0.00	0.00	Max	0.00	56.75	0.00

Verschiebungen
Nachweis 2 [EC 3 Tragfähigkeit (Th. II. Ord.)]: Lastkollektiv 30: Lagesicherheit Wind

Knonr	s	u ₁	u _m	u _n	Knonr	s	u ₁	u _m	u _n
-	m	mm	mm	mm	-	m	mm	mm	mm
Stabzug 1: Stab 12									
13	0.00	0.11	1.31	-0.16	8	9.63	0.10	0.64	3.10
12	0.28	0.11	1.28	0.01	7	11.88	0.10	0.70	3.89
Stabzug 1: Stab 11									
12	0.28	0.11	1.28	0.01	Stabzug 1: Stab 6				
11	2.58	0.11	1.07	1.46	7	11.88	0.10	0.70	3.89
Stabzug 1: Stab 10									
11	2.58	0.11	1.07	1.46	13.00	0.11	0.73	4.20	
	3.79	0.11	0.95	1.93	6	14.13	0.11	0.74	4.40
10	4.98	0.11	0.83	2.21	Stabzug 1: Stab 5				
Stabzug 1: Stab 9									
10	4.98	0.11	0.83	2.21	6	14.13	0.11	0.74	4.40
9	7.38	0.11	0.65	2.51	14.25	0.11	0.74	4.41	
Stabzug 1: Stab 8									
9	7.38	0.11	0.65	2.51	14.96	0.11	0.74	4.44	
	8.13	0.11	0.63	2.68	15.67	0.11	0.73	4.40	
	8.88	0.11	0.63	2.88	5	16.38	0.11	0.71	4.29
8	9.63	0.10	0.64	3.10	Stabzug 1: Stab 4				
Stabzug 1: Stab 7									
					5	16.38	0.11	0.71	4.29
					17.59	0.11	0.65	3.93	
					4	18.63	0.11	0.57	3.46
					Stabzug 1: Stab 3				
					4	18.63	0.11	0.57	3.46
					3	20.88	0.12	0.35	1.95

Bauteil: Überbau - Verkehrslage	Archiv Nr.:
Block: Anlage A2	Seite: 66
Vorgang:	

Verfasser: Ingenieurbüro Lorenz GmbH Goerdererstr. 25 18069 Rostock Tel: 0381/8003352 E-Mail: email@ingbuero-lorenz.de	
Programm: 4H-FRAP2 12/2014 / pcae-GmbH / Lore9704999	
Bauwerk: Drehbrücke Hitzacker	ASB Nr.: Datum: 09.08.2017

Lastkollektive zum Nachweis 2

Faktorisierung der Lastfälle. Negative Lastfallnummern beziehen sich auf Imperfektionen

LK	1	2	3	4	5	6	7	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1.35	1.35	0.45	0.90	-	1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1.35	1.35	0.45	-	0.90	1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.35	-	-	-	-	1.20	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	1.35	-	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-
13	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-
14	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-
15	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-
16	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	-
17	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
18	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
19	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.35	-
20	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.35
30	0.80	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31	0.80	-	-	-	-	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

VORSCHRIFTEN

DIN EN 1990, Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung;
Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Ausgabe Dezember 2010

DIN EN 1993-1-1, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten -
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;
Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, Ausgabe Dezember 2010

NATIONALE ANHÄNGE ZU DEN EUROCODES

Lastfaktoren (Hochbau) des nationalen Anhangs
Deutschland Stwb

Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen
der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation

Einwirkungsart	γ_{Fsup}	γ_{F1nf}
ständige Lasten	1.35	1.00
veränderliche Lasten	1.50	0.00
Flüssigkeitsdruck/Maschinenlasten	1.35	0.00
Zwang	1.00	0.00
Vorspannung	1.00	1.00

Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen
der außergewöhnlichen Bemessungssituation

Einwirkungsart	γ_{Fsup}	γ_{F1nf}
ständige Lasten	1.00	1.00
veränderliche Lasten	1.00	0.00
Flüssigkeitsdruck/Maschinenlasten	1.00	0.00
Zwang	1.00	0.00
Vorspannung	1.00	1.00
außergewöhnliche Einwirkungen	1.00	1.00

Bauteil: Überbau - Verkehrslage	Archiv Nr.:
Block: Anlage A2	Seite: 53
Vorgang:	

Verfasser: Ingenieurbüro Lorenz GmbH Goerdererstr. 25 18069 Rostock Tel: 0381/8003352 E-Mail: email@ingbuero-lorenz.de	
Programm: 4H-FRAP2 12/2014 / pcae-GmbH / Lore9704999	
Bauwerk: Drehbrücke Hitzacker	ASB Nr.: Datum: 09.08.2017

Beschreibung der Belastungsstruktur

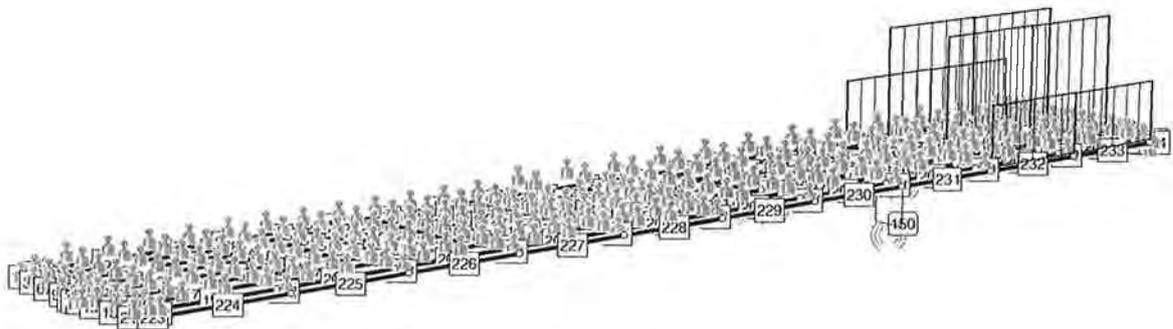
Auf der linken Seite sind die Beziehungen der Einwirkungen, Lastfallordner und Lastfälle zueinander in einer Baumstruktur dargestellt. Auf der rechten Seite sind die überlagerungsspezifischen Eigenschaften den links stehenden Objekten zugeordnet angegeben. Ein Lastfallordner entspricht überlagerungstechnisch einer Extremierung der in ihm definierten Objekte und kann seinerseits wiederum additiv oder alternativ überlagert werden.

 11: DFZ, Feld2 -HT1	alternativ in Gruppe A
 12: DFZ, Spitze - HT1	alternativ in Gruppe A
 13: DFZ, Ende - HT1	alternativ in Gruppe A
 14: DFZ, Drehlager	alternativ in Gruppe A
 15: DFZ-Achse, ER1	alternativ in Gruppe A
 16: DFZ-achse, QT4	alternativ in Gruppe A
 17: DFZ-Achse, QT10	alternativ in Gruppe A
 18: DFZ-Achse, ER2	alternativ in Gruppe A
 19: DFZ-HR, LS4 - QT9/10	alternativ in Gruppe A
 20: DFZ-HR, LS4/ER2	alternativ in Gruppe A

BESCHREIBUNG DER LASTFÄLLE

~~Lastfall 1: Eigengewicht (1)~~

Überlagerungstyp: additiv, Teil der Einwirkung 1: ständige Lasten (ständige Lasten)
 Lastresultierende: $\Sigma F_x = 0.000 \text{ kN}$, $\Sigma F_y = 0.000 \text{ kN}$, $\Sigma F_z = 734.794 \text{ kN}$



Eigengewicht

Stab	γ kN/m ³								
6	98.100	132	98.100	16	98.100	5	98.100	74	98.100
31	98.100	146	98.100	29	98.100	17	98.100	2	98.100
57	98.100	176	98.100	42	98.100	30	98.100	27	98.100
87	98.100	202	98.100	55	98.100	43	98.100	53	98.100
112	98.100	227	98.100	73	98.100	56	98.100	83	98.100
99	98.100	3	98.100	86	98.100	18	98.100	108	98.100
111	98.100	28	98.100	4	98.100	44	98.100	143	98.100

Bauteil: Überbau - Verkehrslage	Archiv Nr.:
Block: Anlage A2	Seite: 32
Vorgang:	

Verfasser: Ingenieurbüro Lorenz GmbH Goedererstr. 25 18069 Rostock Tel: 0381/8003352 E-Mail: email@ingbuero-lorenz.de	
Programm: 4H-FRAP2 12/2014 / pcae-GmbH / Lore9704999	
Bauwerk: Drehbrücke Hitzacker	ASB Nr.: Datum: 09.08.2017

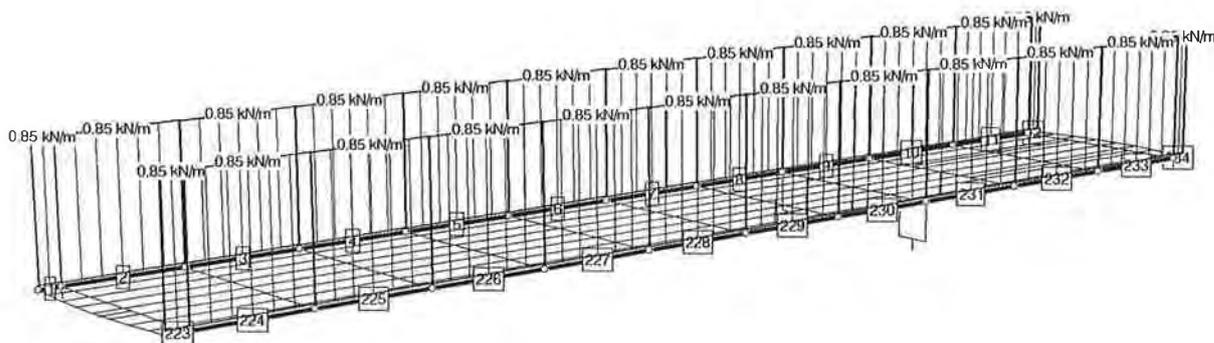
Temperaturlasten

t_i = gleichmäßige Erwärmung gegenüber dem Einbauzustand.
 $\Delta t_i = (t_i^{(+)} - t_i^{(-)}) =$ Temperaturdifferenz in i-Richtung.

Stab	t_i	Δt_m	Δt_n	Stab	t_i	Δt_m	Δt_n	Stab	t_i	Δt_m	Δt_n
-	K	K	K	-	K	K	K	-	K	K	K
170	--	--	8.0	156	--	--	8.0	197	--	--	8.0
24	--	--	8.0	195	--	--	8.0	116	--	--	8.0
49	--	--	8.0	221	--	--	8.0	121	--	--	8.0
66	--	--	8.0	81	--	--	8.0	120	--	--	8.0
105	--	--	8.0	171	--	--	8.0	119	--	--	8.0
138	--	--	8.0	51	--	--	8.0				

~~Lastfall 6: Eislast~~

Überlagerungstyp: additiv, Teil der Einwirkung 2: veränderliche Einwirk. (sonstige veränderliche Einwirkungen)
 Lastresultierende: $\Sigma F_x = 0.000 \text{ kN}$, $\Sigma F_y = 0.000 \text{ kN}$, $\Sigma F_z = 40.008 \text{ kN}$



Linienlasten

a ist der Abstand der Linienlast vom lokalen Anfangsknoten. e ist der Abstand der Linienlast vom lokalen Endknoten.
 l ist die Wirkungslänge der Linienlast. Die Lastordinaten am Ort A beschreiben die Linienlast am Anfang. Die Lastordinaten am Ort E beschreiben die Linienlast am Ende. Für Ort=C ist die Linienlast konstant.
 Für Typ = G und S sind die Koordinatenrichtungen 123=xyz. Für Typ = W sind die Koordinatenrichtungen 123=lmn.

Stab	Typ	a	l	e	Ort	q1	q2	q3	m1
-	=	m	m	m	-	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m
12	G	0.000	0.275	0.000	C	--	--	0.850	--
11	G	0.000	2.300	0.000	C	--	--	0.850	--
10	G	0.000	2.400	0.000	C	--	--	0.850	--
9	G	0.000	2.400	0.000	C	--	--	0.850	--
8	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
7	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
6	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
5	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
4	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
3	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
2	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
1	G	0.000	0.409	0.000	C	--	--	0.850	--
223	G	0.000	0.409	0.000	C	--	--	0.850	--
224	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--

Bauteil: Überbau - Verkehrslage	Archiv Nr.:
Block: Anlage A2	Seite: <i>18</i>
Vorgang:	

Verfasser: Ingenieurbüro Lorenz GmbH Goerdererstr. 25 18069 Rostock Tel: 0381/8003352 E-Mail: email@ingbuero-lorenz.de	
Programm: 4H-FRAP2 12/2014 / pcae-GmbH / Lore9704999	
Bauwerk: Drehbrücke Hitzacker	ASB Nr.: Datum: 09.08.2017

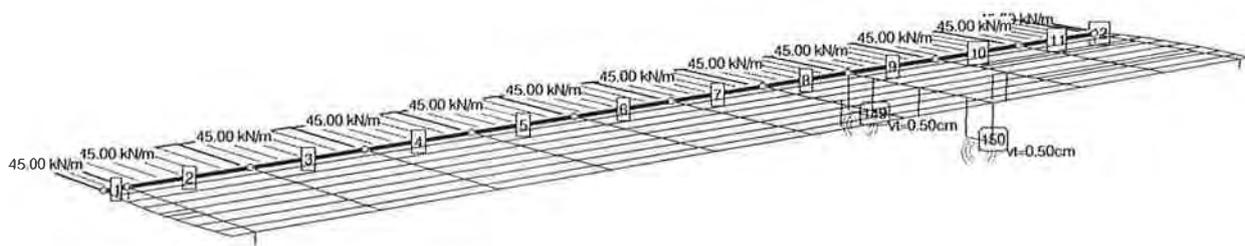
Linienlasten

a ist der Abstand der Linienlast vom lokalen Anfangsknoten. e ist der Abstand der Linienlast vom lokalen Endknoten. l ist die Wirkungslänge der Linienlast. Die Lastordinaten am Ort A beschreiben die Linienlast am Anfang. Die Lastordinaten am Ort E beschreiben die Linienlast am Ende. Für Ort=C ist die Linienlast konstant. Für Typ = G und S sind die Koordinatenrichtungen 123=xyz. Für Typ = W sind die Koordinatenrichtungen 123=lmn.

Stab	Typ	a	l	e	Ort	q1	q2	q3	m1
-	=	m	m	m	-	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m
225	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
226	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
227	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
228	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
229	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
230	G	0.000	2.250	0.000	C	--	--	0.850	--
231	G	0.000	2.400	0.000	C	--	--	0.850	--
232	G	0.000	2.400	0.000	C	--	--	0.850	--
233	G	0.000	2.300	0.000	C	--	--	0.850	--
234	G	0.000	0.275	0.000	C	--	--	0.850	--

~~Lastfall 7: Eisdruck~~

Überlagerungstyp: additiv, Teil der Einwirkung 2: veränderliche Einwirk. (sonstige veränderliche Einwirkungen)
 Lastresultierende: $\Sigma F_x = 0.000 \text{ kN}$, $\Sigma F_y = 1059.030 \text{ kN}$, $\Sigma F_z = 0.000 \text{ kN}$



Linienlasten

a ist der Abstand der Linienlast vom lokalen Anfangsknoten. e ist der Abstand der Linienlast vom lokalen Endknoten. l ist die Wirkungslänge der Linienlast. Die Lastordinaten am Ort A beschreiben die Linienlast am Anfang. Die Lastordinaten am Ort E beschreiben die Linienlast am Ende. Für Ort=C ist die Linienlast konstant. Für Typ = G und S sind die Koordinatenrichtungen 123=xyz. Für Typ = W sind die Koordinatenrichtungen 123=lmn.

Stab	Typ	a	l	e	Ort	q1	q2	q3	m1
-	=	m	m	m	-	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m
12	G	0.000	0.275	0.000	C	--	45.000	--	--
11	G	0.000	2.300	0.000	C	--	45.000	--	--
10	G	0.000	2.400	0.000	C	--	45.000	--	--
9	G	0.000	2.400	0.000	C	--	45.000	--	--
8	G	0.000	2.250	0.000	C	--	45.000	--	--
7	G	0.000	2.250	0.000	C	--	45.000	--	--
6	G	0.000	2.250	0.000	C	--	45.000	--	--
5	G	0.000	2.250	0.000	C	--	45.000	--	--

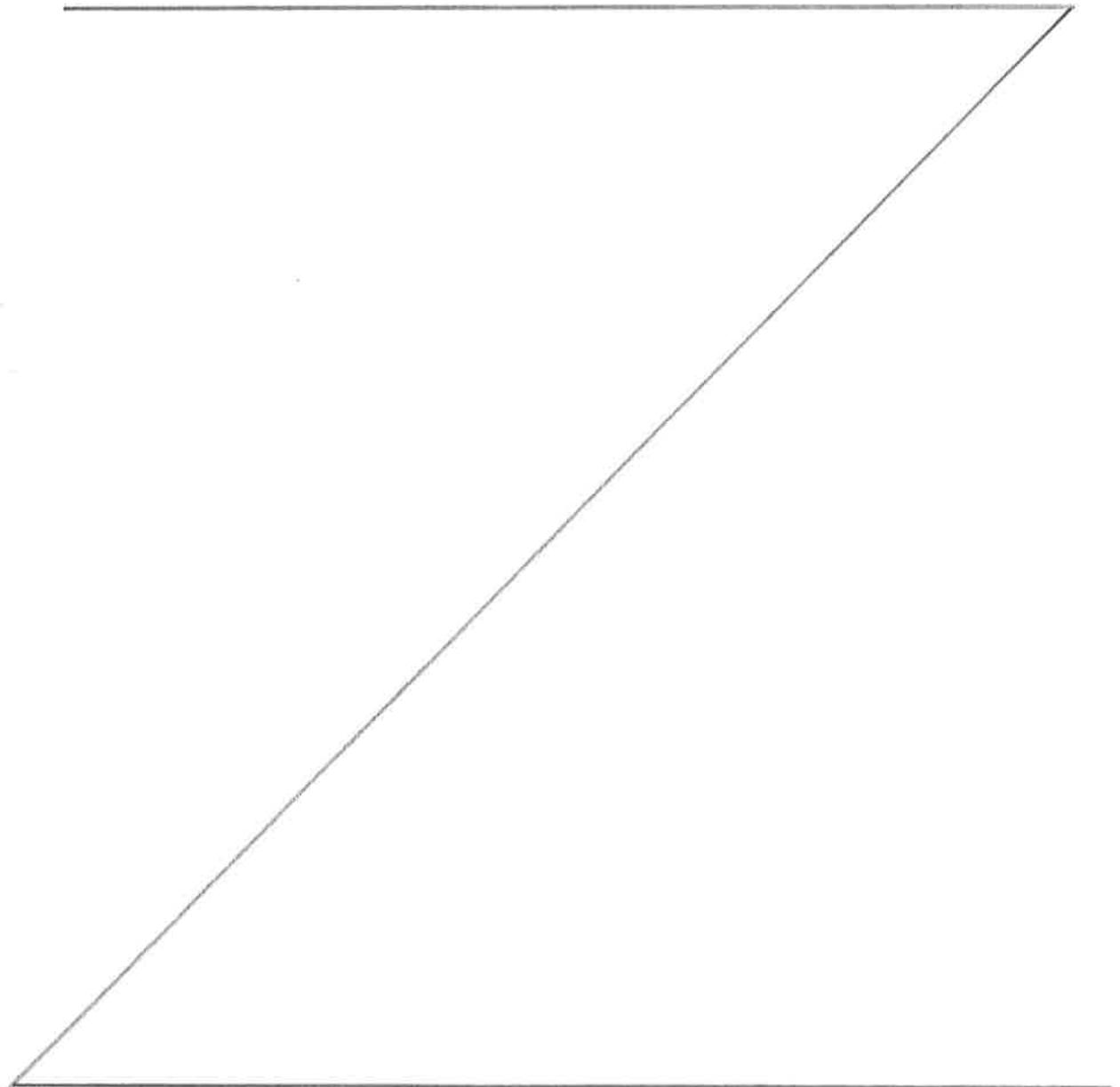
Bauteil: Überbau - Verkehrslage	Archiv Nr.:
Block: Anlage A2	Seite: 44
Vorgang:	

Auszüge aus der Statik zu den Unterbauten der vorh. Brücke

Auf den folgenden Seiten sind Auszüge aus der Statik zu den Unterbauten der vorhandenen Brücke dargestellt:

Aufsteller: Ingenieurbüro für Baustatik und Konstruktion
Jürgen Eismann
Hinterm Bruch 32
21423 Winsen (Luhe)

Statik: Unterbau der vorh. Stb.-Brücke
Stand 11.02.2005



Verfasser: Ing.-Büro J. Eismann, 21423 Winsen (L.) Programm:	Pos.:
Bauwerk: Neubau der Vorlandbrücke zur Schweineweide	ASB-Nr. Datum: Jan 2005

1. Allgemeines

Grundlagen

Grundlagen der Berechnung sind folgende Unterlagen:

- Geotechnischer Bericht der GGU, Braunschweig vom 05.04.2004
- Entwurfspläne des Ingenieurbüros Rauchenberger GmbH, Dannenberg
- Ausschreibungsunterlagen
- Konstruktions- und Rammpläne vom Ing. Büro J. Eismann, Winsen (L.)

Lastannahmen nach DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“

Baustoffe: Spundwandprofile Larssen 605 und Larssen 603, S 240 GP
Stahlbetonholm C 30/37

Bemessungswasserstand MW: + 10,40 m ü. NN gemäß Ausschreibungsunterlagen

Erforderliche Sicherheit für den passiven Erddruck bei Spundwandberechnungen:

- Schnittkraftermittlung: 1,2
- Ermittlung der Einbindetiefe: 1,5 nach EAB (EB 26, Abschnitt 6.5)

Bodenkennwerte gemäß Baugrundbeurteilung:

Schluff und Sand (Schichtkomplex 1):

φ = 30,0 °
 c = 0 kN/m²
 γ = 18 / 9 kN/m³
 E_s = 10 MN/m²

Sand (Schichtkomplex 2):

φ = 35,0 °
 c = 0 kN/m²
 γ = 19,0 / 11,0 kN/m³
 E_s = 70 – 90 MN/m²

Einleitung der Vertikallasten in den Boden:

Erforderliche Sicherheit: 2,0

Nach dem Bodengutachten (Gutachten, Seite 5) befindet sich die Basis von Schichtkomplex 2 bei 4,00 m ü. NN. Ab 4,00 m ü. NN kann von einer dichten Lagerung des Bodens ausgegangen werden.

Für die zulässige Mantelreibung wird ab Grabensohle angesetzt:

15,0 kN/m² Schichtkomplex 1 locker/mitteldichte Lagerung
25,0 kN/m² Schichtkomplex 2 dichte Lagerung

Bauteil: Vorbemerkungen	Archiv Nr.:
Block: V.B Unterbauten	Seite: 2
Vorgang:	

Verfasser: Ing.-Büro J. Eismann, 21423 Winsen (L.) Programm: BauText Version 5.21a	Pos.:
Bauwerk: Neubau der Vorlandbrücke zur Schweineweide ASB-Nr.:	Datum: Jan 2005

Pos. 5. Bemessung der Flügelwände

5.1. Flügelwände Nord

-Belastung der Flügel

- Verkehr aus Fahrstreifen 1 und Tandemsystem

Fahrstreifen 1 FS1 = 9,0 kN/m²

Tandemsystem 1 TS1 = $\frac{480}{3 \cdot 5} = \frac{32,0 \text{ kN/m}^2}{41,0 \text{ kN/m}^2}$

- Verkehr auf der Restfläche

$p = 2,5 \text{ kN/m}^2$

- Belastung des Stb-Holms mit Erddruckdruck

Höhe des Stb-Holms $h = 1,48$

- Erddruckdruck $k_0 = 0,5$

$e_{ah} = 0,5 \cdot 20 \cdot 1,48 = 14,8 \text{ kN/m}^2$

- aktiver Erddruck $k_{agh} = 0,28$

$e_{ah} = 0,33 \cdot 20 \cdot 1,48 = 9,77 \text{ kN/m}^2$

Differenz zwischen Erddruckdruck und aktiven Erddruck

$e_{ah} = 14,8 - 9,77 = 5,03 \text{ kN/m}^2$

$E_{ah} = 5,03 \cdot \frac{1,48}{2} = 3,72 \text{ kN/m}$

Bauteil: V.B. Unterbauten	Seite: 33	Archiv Nr.:
Block: 1. Berechnungsgrundlagen		
Vorgang: Bemessung der Auflagerbohlen		

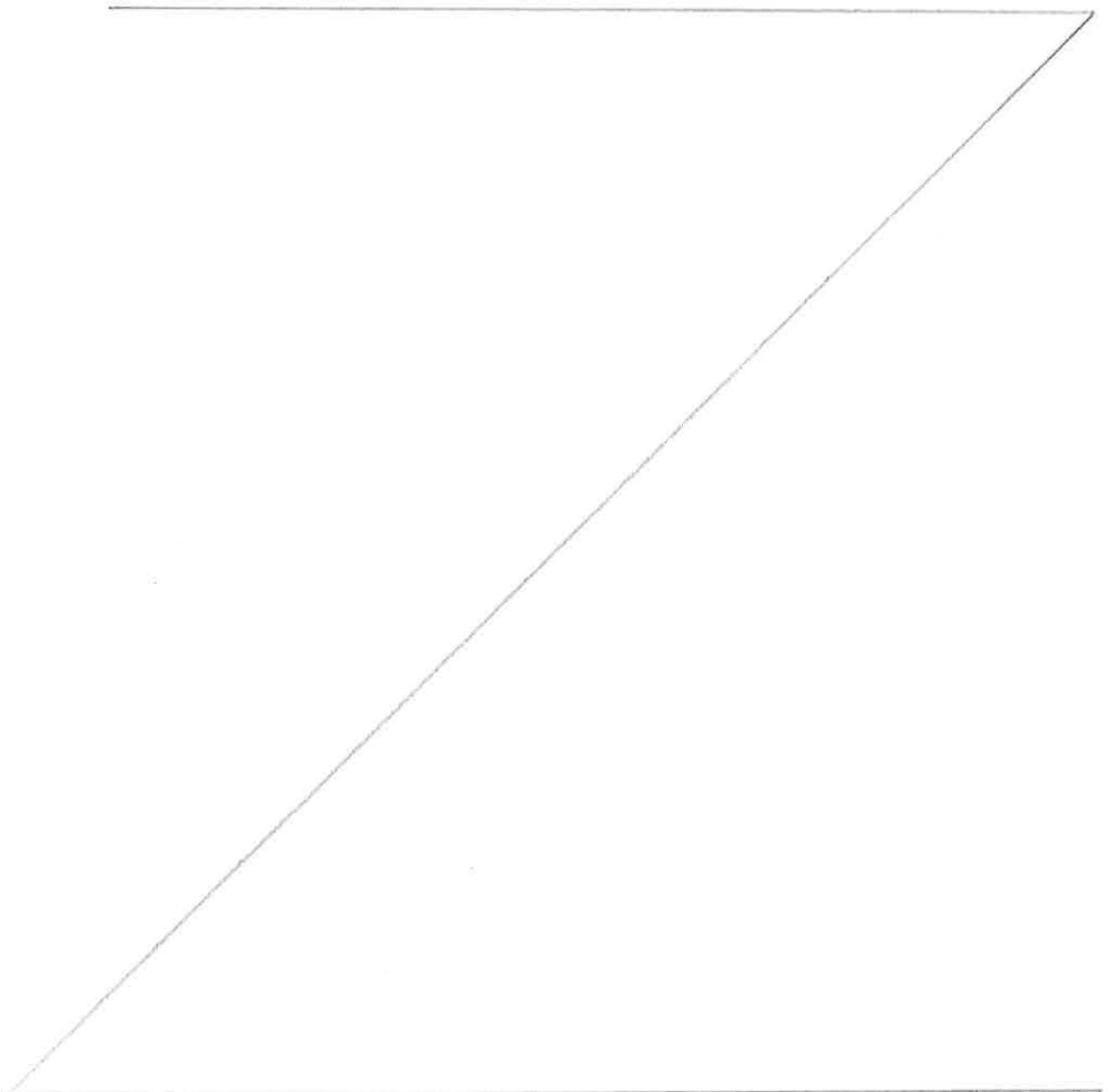


Auszüge aus Zulassungen der gewählten GEWI-Pfähle

Auf den folgenden Seiten sind Auszüge aus den Zulassungen für die gewählten GEWI-Pfähle dargestellt. Die Zulassungen sind bei der weiteren Planung vollständig zu beachten.

Z-32.1-9 GEWI-Pfahl d = 63.5 mm _ S 555/700
Gültig bis 01.01.2019
(Anlage 2 aus der Zulassung)

Z-1.5-2 Verankerung GEWI-Pfahl d = 63.5 mm _ S 555/700
(Anlagen 3 und 6 aus der Zulassung)
Gültig bis 30.06.2022



-24-

Deutsches
Institut
für
Bautechnik



**Allgemeine
bauaufsichtliche
Zulassung**

Zulassungsstelle für Bauprodukte und Bauarten

Bautechnisches Prüfamt

Eine vom Bund und den Ländern
gemeinsam getragene Anstalt des öffentlichen Rechts

Mitglied der EOTA, der UEAtc und der WFTAO

Datum:

10.12.2013

Geschäftszeichen:

I 63-1.34.14-14/13

Zulassungsnummer:

Z-32.1-9

Geltungsdauer

vom: **1. Januar 2014**

bis: **1. Januar 2019**

Antragsteller:

DYWIDAG-Systems International GmbH

Destouchesstraße 68

80796 München

Zulassungsgegenstand:

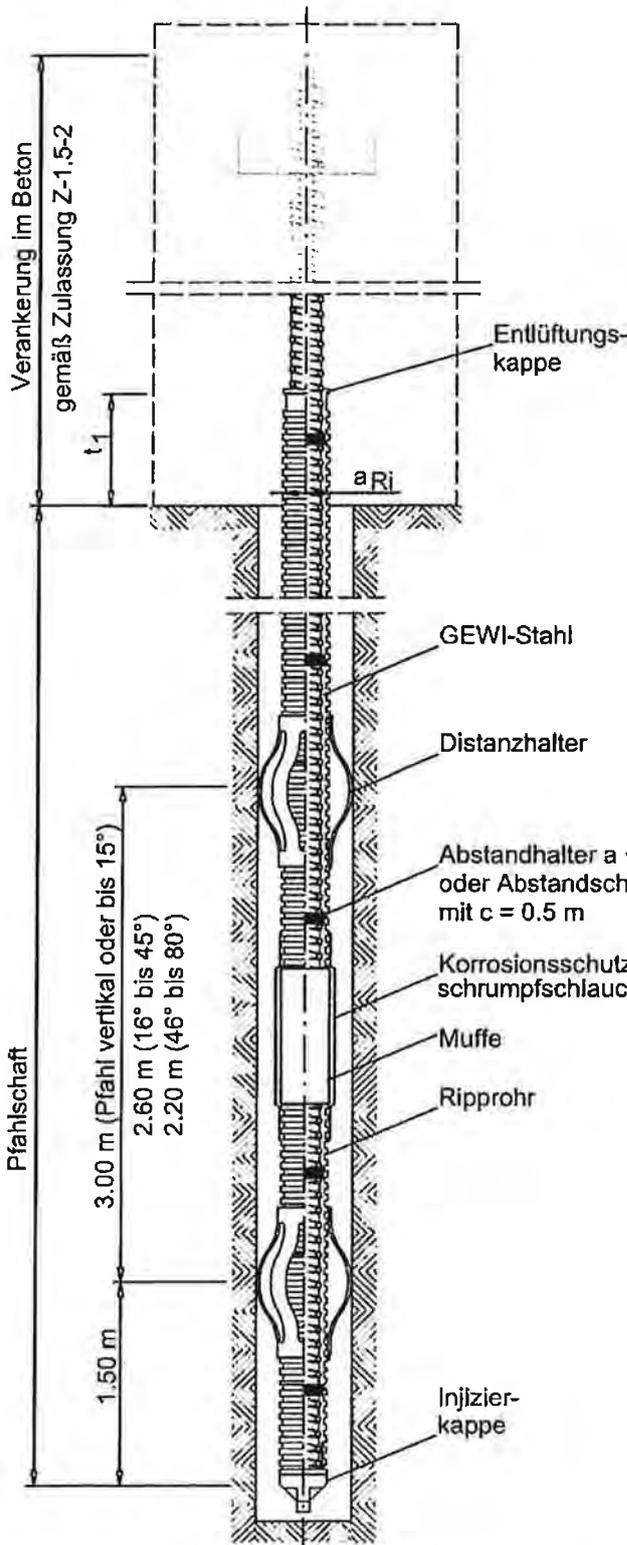
DYWIDAG GEWI-Pfähle (Mikropfähle (Verbundpfähle) mit einem Tragglied aus Stabstahl mit Gewinderippen S 555/700, Ø 63,5 mm)



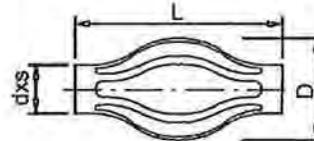
Der oben genannte Zulassungsgegenstand wird hiermit allgemein bauaufsichtlich zugelassen.

Diese allgemeine bauaufsichtliche Zulassung umfasst zehn Seiten und drei Anlagen.

Der Gegenstand ist erstmals am 11. April 1995 allgemein bauaufsichtlich zugelassen worden.



Federkorbdistanzhalter

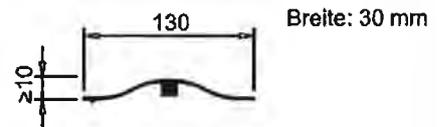


dxs	L	min. D*
110x3,2	285	130

Maße in mm

*min. D ist durch Stauchen abhängig von der erforderlichen Überdeckung zu erhöhen.

Alternativ: Segmentdistanzhalter



Pfahlhals:

Kunststoffriprohr

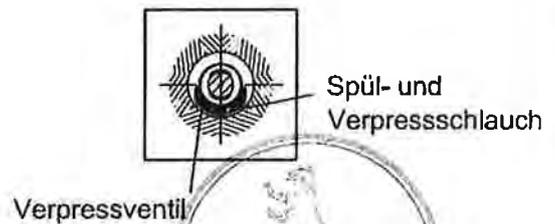
- $t_1 \geq 200$ mm

- $a_{Ri} \geq 79$ mm [Ripprohrrinnendurchmesser]

Pfahlschaft:

Für Nachverpressungen Anordnung des GEWI-Nachpresssystems mit Verpressventilen und Verpressschläuchen

Nachpresssystem



DYWIDAG GEWI-Pfähle (Mikropfähle (Verbundpfähle) mit einem Tragglied aus Stabstahl mit Gewinderippen S 555/700, $\varnothing 63,5$ mm)

GEWI-Einstabpfahl mit doppeltem Korrosionsschutz

Anlage 2

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

Zulassungsstelle für Bauprodukte und Bauarten
Bautechnisches Prüfamt

Eine vom Bund und den Ländern
gemeinsam getragene Anstalt des öffentlichen Rechts

Mitglied der EOTA, der UEAtc und der WFTAO

Datum:

03.07.2017

Geschäftszeichen:

I 24-1.1.5-1/17

Zulassungsnummer:

Z-1.5-2

Geltungsdauer

vom: **3. Juli 2017**

bis: **30. Juni 2022**

Antragsteller:

DYWIDAG-Systems

International GmbH

Siemensstraße 8

85716 Unterschleissheim

Zulassungsgegenstand:

**DYWIDAG-Systems- Muffenverbindungen und -Verankerungen von Stabstahl
mit Gewinderippen S 555/700**

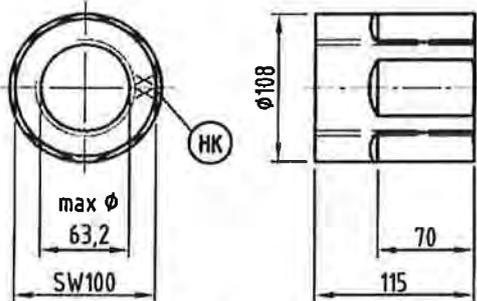
Nenn Durchmesser: 63,5 mm

Der oben genannte Zulassungsgegenstand wird hiermit allgemein bauaufsichtlich zugelassen.
Diese allgemeine bauaufsichtliche Zulassung umfasst sieben Seiten und sieben Anlagen.
Der Gegenstand ist erstmals am 18. Dezember 1998 allgemein bauaufsichtlich zugelassen worden.

GEWI®-Ankermutter

63 T 2002

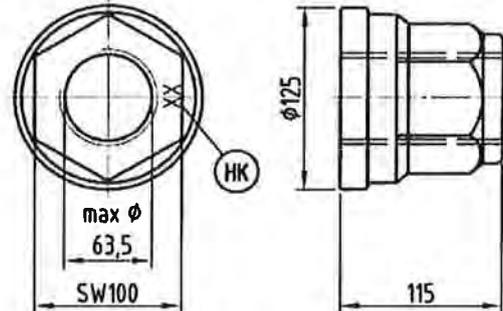
(auch als Kontermutter-lang verwendbar)



GEWI®-Ankermutter mit Bund

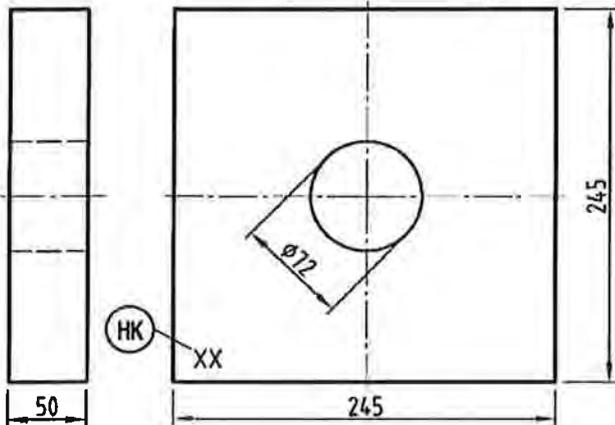
63 T 2163 G

(auch als Kontermutter-lang verwendbar)



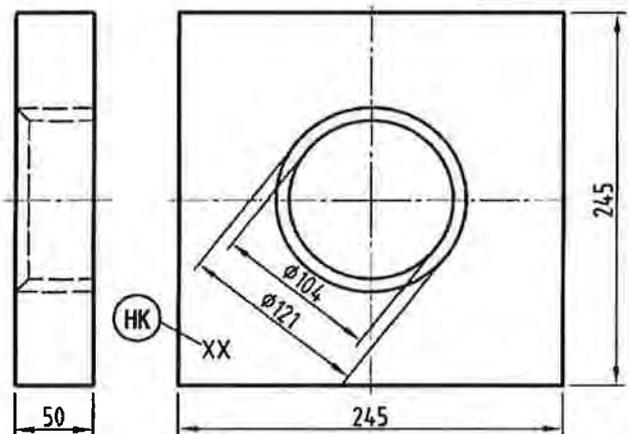
GEWI®-Ankerplatte

63 T 2139



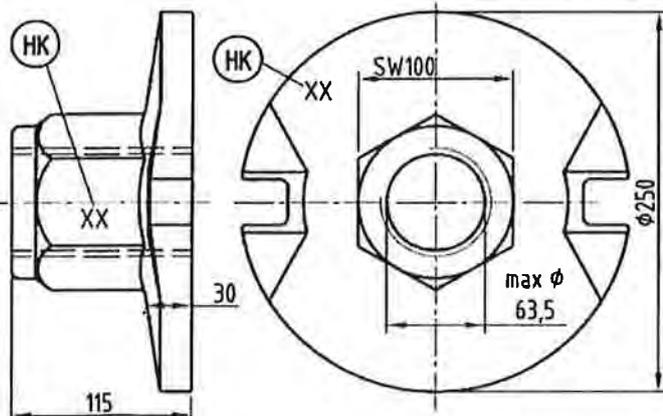
GEWI®-Ankerplatte mit Konus

63 T 2011



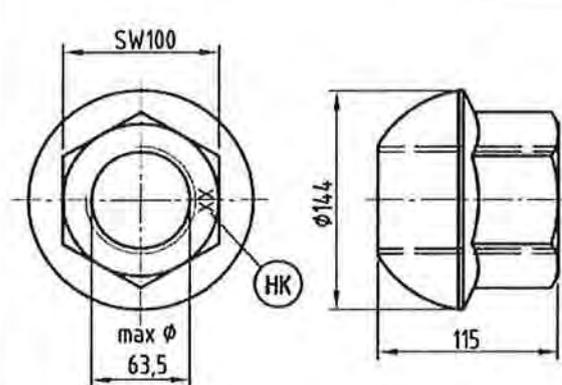
GEWI®-Ankerstück

63 T 2073 G



GEWI®-Kugelbundmutter

63 T 2044



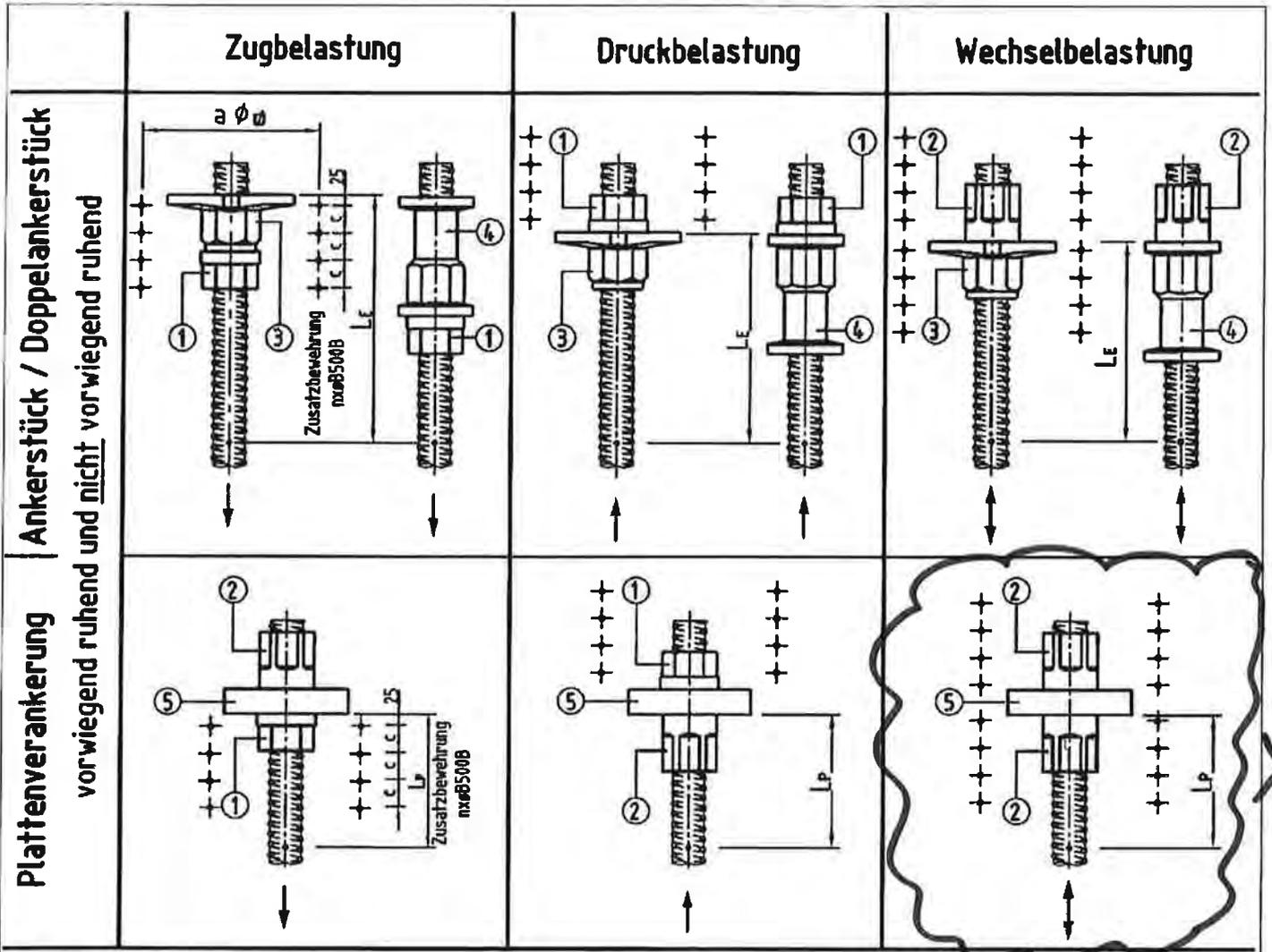
Bemerkungen: Werkstoffangabe siehe Anlage 7

(HK) = Hersteller-Kennzeichen: DSI / DYWIDAG / DW / GEWI

DYWIDAG-Systems- Muffenverbindungen und -Verankerungen von Stabstahl
 mit Gewinderippen S 555/700

Ankermutter, Ankerplatte, Ankerstück, Kugelbundmutter

Anlage 3



- ① Kontermutter - kurz 63 T 2040 (Anlage 4)
- ② Antermutter 63 T 2002 (Anlage 3)
- ③ Ankerstück 63 T 2073 G (Anlage 3)
- ④ Doppelankerstück 63 T 2179 G (Anlage 4)
- ⑤ Ankerplatte 63 T 2139 (Anlage 3)

Die erforderliche Bewehrung zur Ein- und Weiterleitung der Pfahlkraft im Baukörper ist objektbezogen, nach den geltenden technischen Baubestimmungen, zu ermitteln.

Verankerungen	Verankerungs- länge min. l_E, l_P [mm]	Zusatzbewehrung *)					Achs- abstand A [mm]	Rand- abstand R [mm]	Beton- festigkeit f_{ck} [N/mm ²]
		Zug- bzw. Druckpfahl Anzahl n	Pfahl für Wechselast Anzahl n	Stab d_s [mm]	a [mm]	c [mm]			
Ankerstück	$L_E = 800$	5	10	16	350	55	380	230	≥ 20
Doppelankerstück		-	-	-	-	-	760	400	
Plattenverankerung	$L_P = 340$	4	8	16	350	70	380	230	

*) bei Verdoppelung des Achs- bzw. des Randabstandes kann die Zusatzbewehrung entfallen.

DYWIDAG-Systems- Muffenverbindungen und -Verankerungen von Stabstahl mit Gewinderippen S 555/700

Verankerungen: Zusatzbewehrung, Achs- und Randabstände

Anlage 6

2.1.1

Profildarstellungen und -daten

LARSEN 607 n

Profilbreite je D = 1200 mm

	Einheit	je m Wand	Einzelbohle	Doppelbohle	Dreifachbohle	
Elastisches Widerstandsmoment¹⁾	W_y	cm ³	3200	E 649	D 3840	Dr 4330
	W_z	cm ³	—	1730	—	—
Plastisches Widerstandsmoment¹⁾	W_v	cm ³	3620	—	—	—
Eigenlast		kg/m	190,0	114,0	228,0	342,0
Querschnittsfläche		cm ²	241,7	145,0	290,0	435,0
Umfang²⁾		cm	293	203	380	554
Beschichtungsfläche³⁾		m ² /m	2,93	1,91	3,67	5,43
Statisches Moment	S_y	cm ³	1810	—	—	—
Flächenmoment 2. Grades	I_y	cm ⁴	72320	11280	86790	119400
	I_z	cm ⁴	—	55070	—	—
Trägheitsradius	\bar{i}_y	cm	17,30	8,73	17,30	16,55

1) **Widerstandsmomente bezogen auf:**

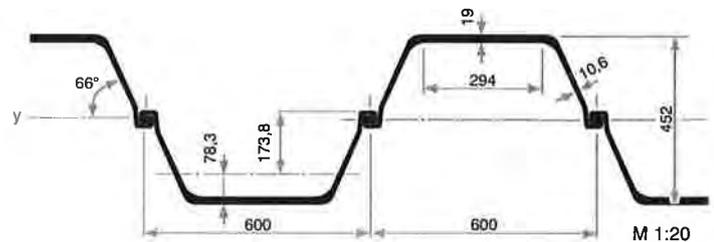
E u. Dr – Schwerachse des jeweiligen Elements; D u. je m Wand – Wandachse y-y.

Die Widerstandsmomente der D, Dr u. je m Wand bedingen eine Verriegelung der im Werk zusammengezogenen Schlösser zur Aufnahme der Schubkräfte.

2) Bei E, D und Dr – einschließlich Schlossinneres der freien Schlösser.

3) Ohne Schlossinneres – beidseitige Beschichtung.

Spundwandhandbuch
Stand 02/2007
Änderungen vorbehalten



Klasseneinteilung nach ENV 1993-5

Stahlsorte

S 240 GP	S 270 GP	S 320 GP	S 355 GP	S 390 GP	S 430 GP
2	2	2	2	2	2

Pos. 1.0 Widerlager Drehpunkt

Pos. 1.1 Stb.-Platte h = 100 cm, C35/45

Lagerung gemäß Übersichtsskizze auf der folgenden Seite.

Geometrie

Plattenstärke:	h = 100 cm
Betongüte:	C35/45
Expositionsklassen:	XC4, XD1, XF2, XA1, WA
Betondeckung:	nom c = 4.5 cm, allseitig

Ständige Lasten

Eigenlast:	gk = 1.00x25.00 = 25.00 kN/m ² (programmintern berücks.)
Aufbaulast:	gk = 0.50x25.00 = 12.50 kN/m ² (max. 50 cm Aufbeton)
Sockelwand:	gk = 0.50x1.78x25.00 = 22.25 kN/m
Hinterfüllung:	gk = (1.78-0.25)x19.00 = 29.07 kN/m ²
Belag:	gk = 0.25x25.00 = 6.25 kN/m ²

Verkehrslasten

Verkehr Platte:	qk,1 = 5.00 kN/m ²
Verkehr Hinterfüllung:	qk,2 = 120.00/(3.00x1.30) = 30.77 kN/m ² *)

*) Ansatz der Verkehrslast auf der Hinterfüllung analog zur statischen Berechnung der Drehbrücke (Außergewöhnliche Belastung durch Dienstfahrzeug gem. DIN EN 1991-2, 5.6.3 => Gesamtlast 120 kN, Achslasten 80/40 kN. Als Flächenlast auf 3.00x1.30 = 3.90 m² verteilt.

Lasten aus Drehbrücke

Siehe Auszüge aus Statik Brücke auf den folgenden Seiten. Angegeben sind dort die Bemessungswerte der Lasten. Gemäß Absprache mit dem Auftraggeber sollen diese auf der sicheren Seite als charakteristische Werte angesetzt werden. Eine Ausnahme wird hierbei für die Horizontallast aus Eisdruck gemacht. Hier wird der tatsächliche charakteristische Wert der Horizontallast angesetzt, da die Betrachtung sonst erheblich unwirtschaftlich ist.

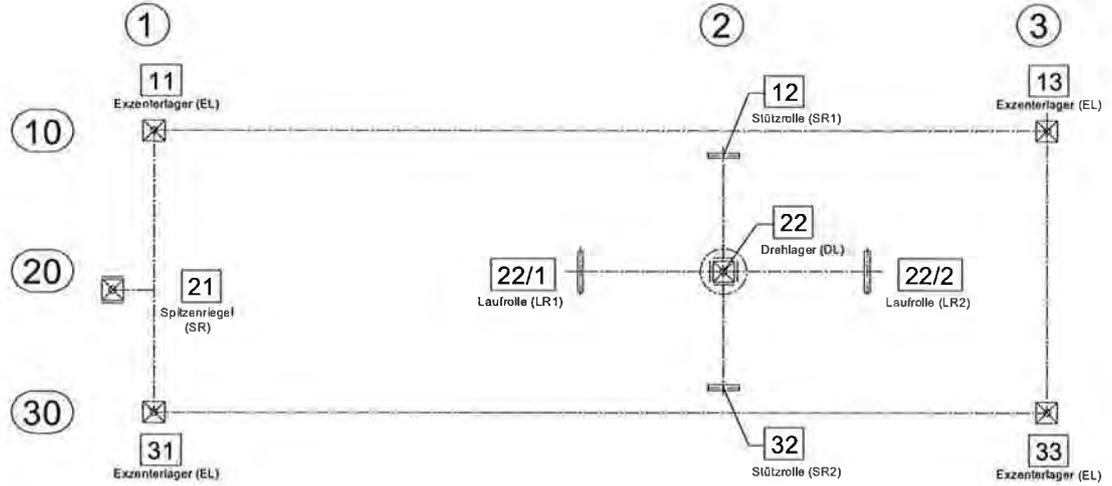
(Siehe auch Auszüge aus Statik Drehbrücke)

- max. HE_d = 1161 kN (aus Lastkollektiv 3 "Eisdruck")
 - beteiligte Lastfälle: LF1 (Eigenlasten), LF6 (Eislasten) und LF7 (Eisdruck). Die max. Bemessungs-Horizontallast stammt aus LF7, dieser wird im Lastkollektiv 3 mit Y = 1.50 berücksichtigt
- => HE_k = 1161/1.50 = 774 kN (für Pos. 1.0)
=> HE_k = 428/1.50 = 286 kN (für Pos. 2.0)

4.3.7 Zusammenfassung Ergebnisse „Verkehrslage“

max. Lagerkräfte: [kN] (Bemessungswerte, gerundet)

Lagerschema:



Angegeben sind die maximalen Lagerkräfte, die nicht alle gleichzeitig wirken. Die Angaben zu den einzelnen EWK's sind der Anlage A2 zu entnehmen. Die Lagerkräfte in den Achsen 10 und 30 können wechselseitig wirken, d.h. die maximalen Kräfte der Achse 10 können auch an der Achse 30 wirken und umgekehrt.

Anweisung am Statik Board

Lager-Nr.	X	Y	Z
<u>Exzenterlager</u>			
11 (Knoten 135)	-	-	-227
13 (Knoten 136)	-	-	-273
31 (Knoten 137)	-	-	-222
33 (Knoten 138)	-	-	-265
<u>Drehlager</u>			
22 (Knoten 141)	-108	-161 -774	-1178
<u>Rollenlager</u>			
12 (Knoten 149)	-	-	-15
32 (Knoten 150)	-	-	-109
22/1 (Knoten 139)	-	-	-
22/2 (Knoten 140)	-	-	-
<u>Spitzenriegel</u>			
22 (Knoten 76)	-	-428 -286	-

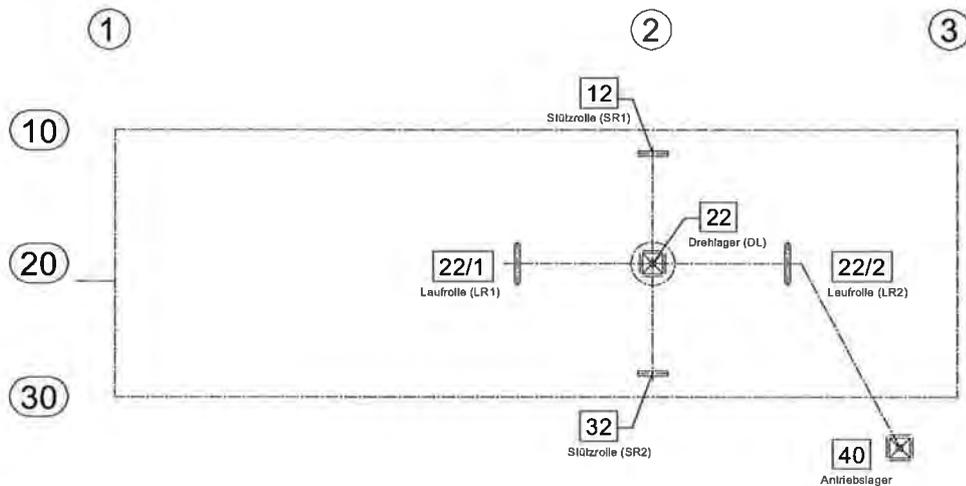
s. vorherige Seiten
(hier: charakteristischer Wert)

Bis 182
handschriftliche Änderungen:

4.4.7 Zusammenfassung Ergebnisse „Lage - Öffnen“

max. Lagerkräfte: [kN] (Bemessungswerte, gerundet)

Lagerschema:



Angegeben sind die maximalen Lagerkräfte, die nicht alle gleichzeitig wirken. Die Angaben zu den einzelnen EWK's sind der Anlage A3 zu entnehmen. Die Lagerkräfte in den Rollen können wechselseitig wirken, d.h. die maximalen Kräfte der Stützrolle1 können auch an der Stützrolle 2 wirken und umgekehrt. Die Laufrollenkräfte LR1 und LR2 wirken entweder an LR1 (22/1) oder an LR2 (22/2). Die Klammerwerte ergeben sich aus der EWK Ö1 (nur Eigenlasten und Gegengewicht wirken) und sind informativ angegeben. In der Regel (nur Eigenlasten wirken) wird die Laufrolle LR2 belastet. Treten die nach Norm angenommenen Belastungen auf, kippt der Überbau zur Spitze auf die Laufrolle 1. Die Laufrolle 2 hebt von der Laufschiene ab.

Lager-Nr.	X	Y	Z
<u>Drehlager</u>	<i>Antriebslasten</i>		
22 (Knoten 143)	63 (-)	-138 (-)	-945 (-900)
<u>Rollenlager</u>			
12 (Knoten 152)	-	-	-35 (-10)
32 (Knoten 153)	-	-	-27 (-10)

Auswertung am Statik Büro

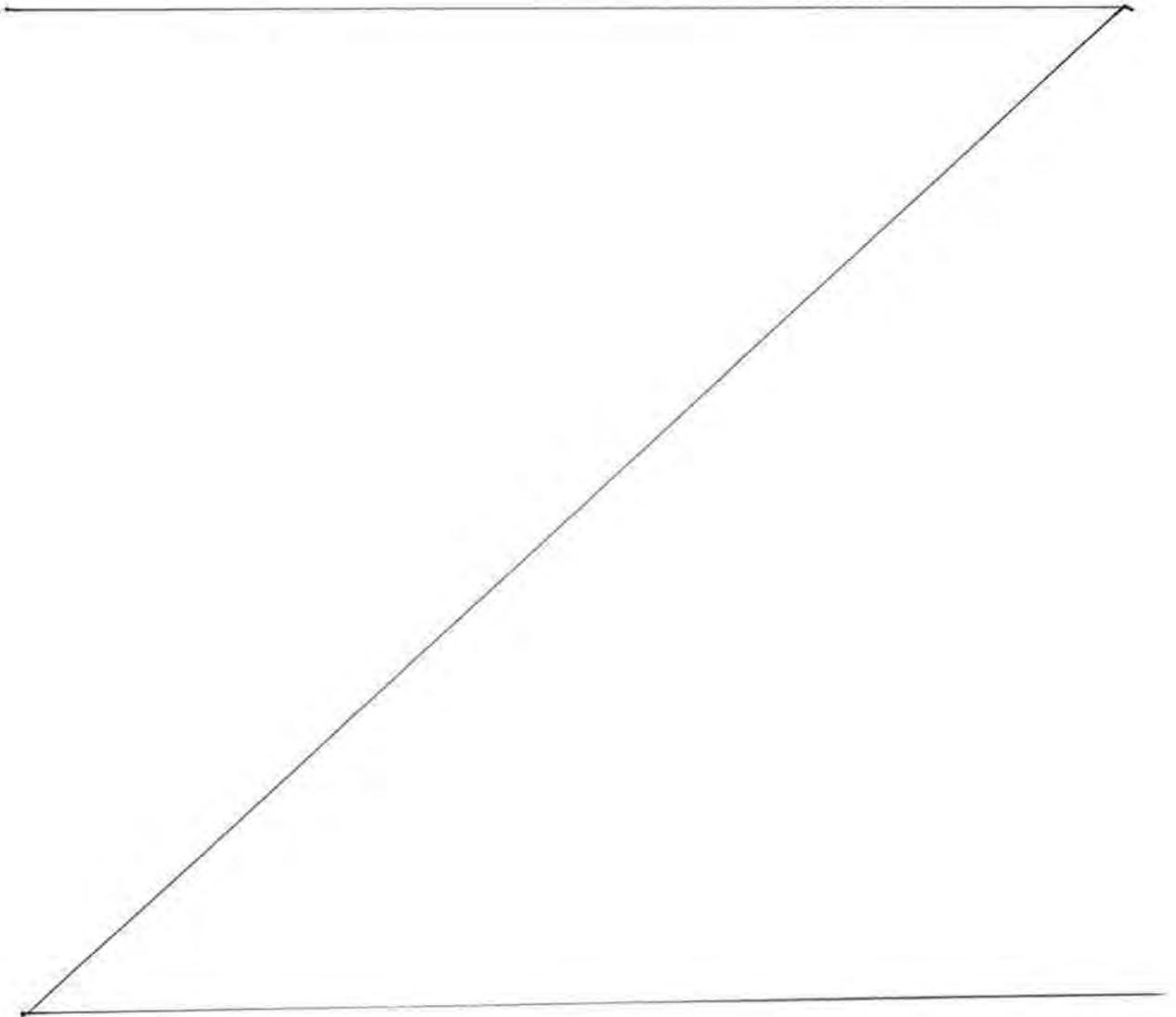
Büro IBZ
handschriftliche Änderungen

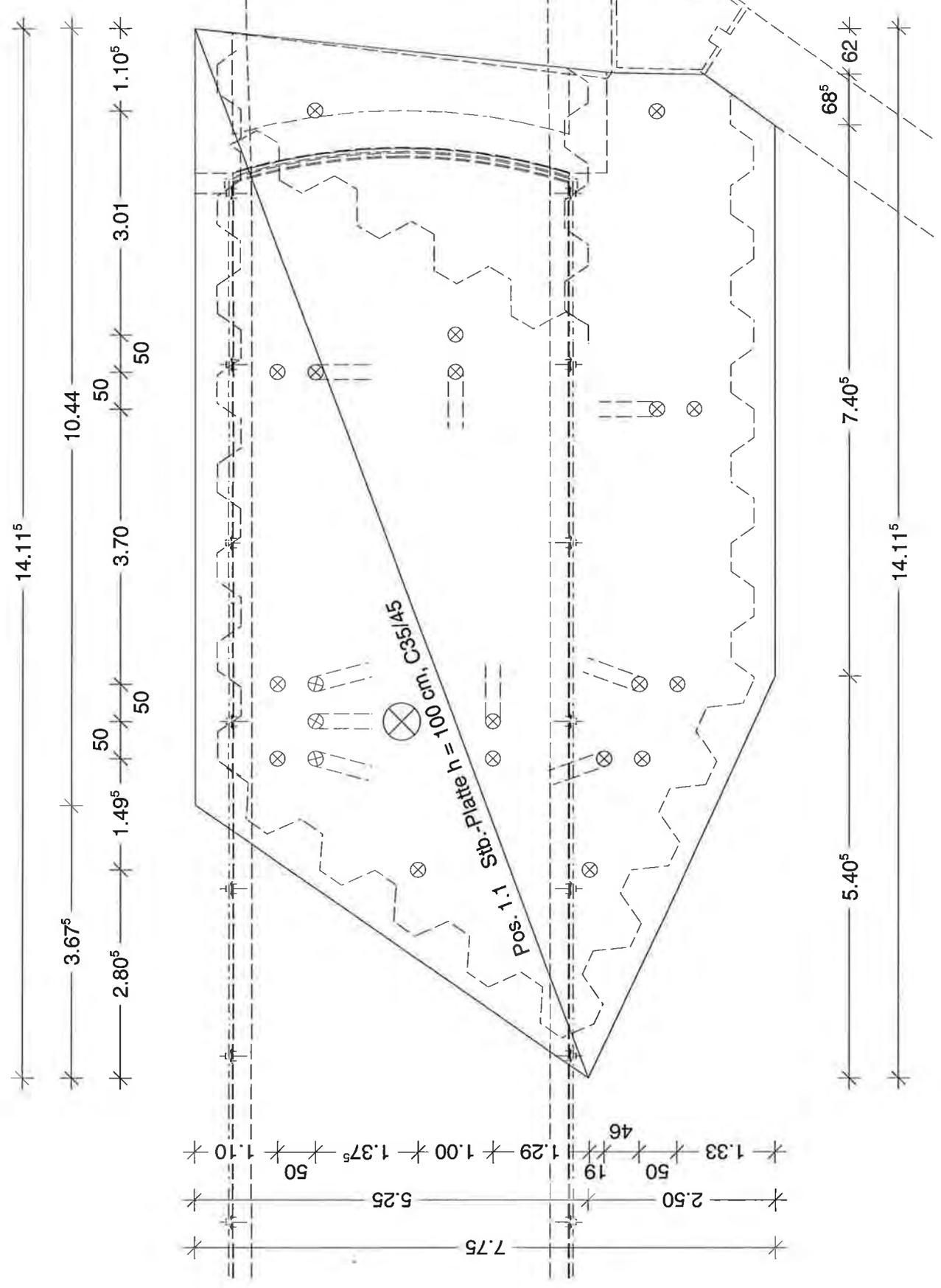
22/1 (Knoten 141)	-	-	-131 (-)
22/2 (Knoten 142)	-	-	-75 (-74)
<u>Antriebslager</u>	<i>Antriebslasten</i>		
40 (Knoten 145)	-63 (-)	120 (-)	-

handgezeichnete Umformungen:
 Bsp IBZ

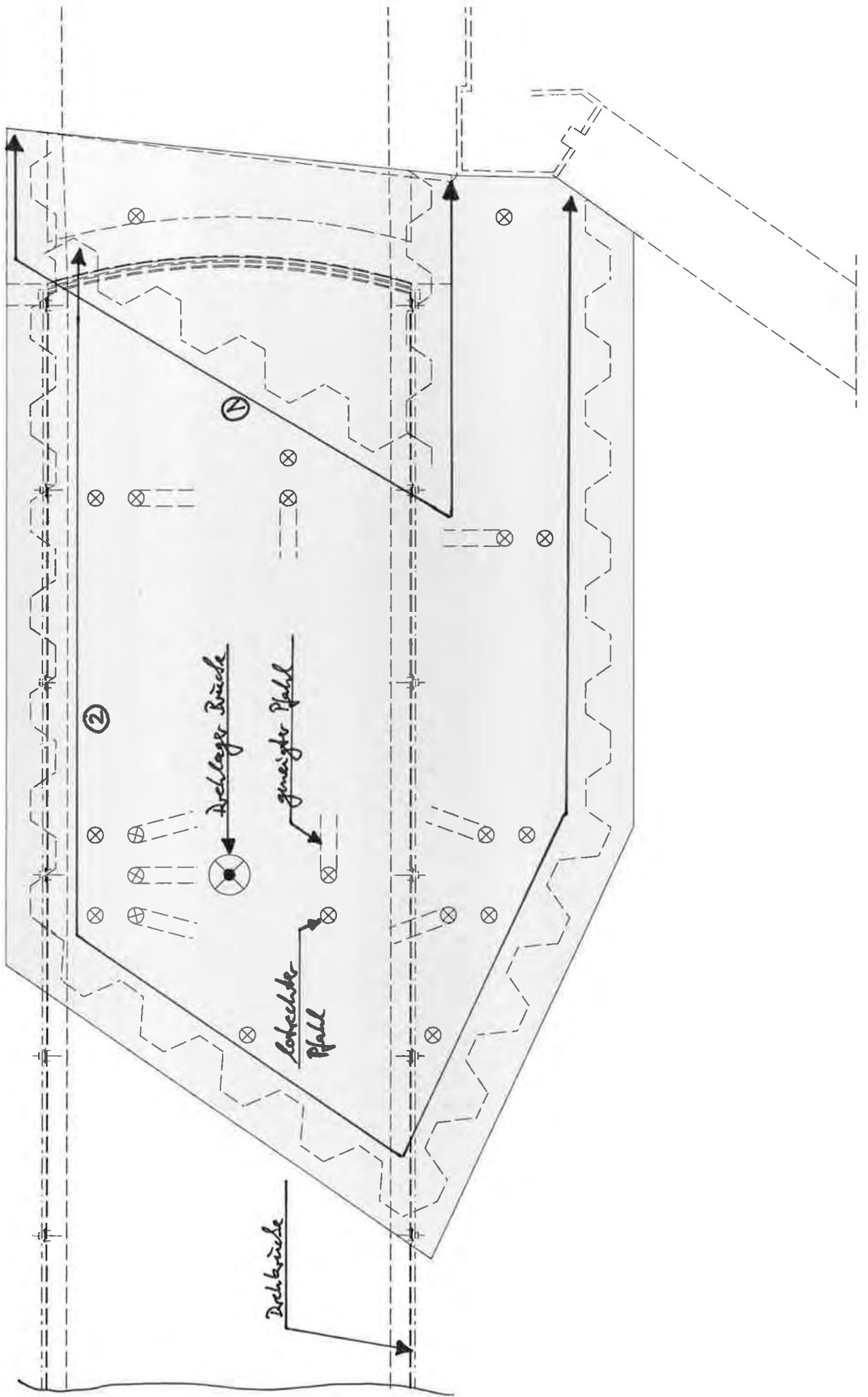
Annahmen „Antriebslasten“:

Die Antriebslasten sind „innere Lasten“ und heben sich gegeneinander nahezu auf. Antriebslasten werden daher nicht berücksichtigt.



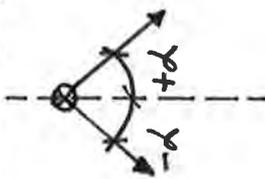


- ① Spandwände alte Brückenwidlage
→ örtlich abkamen, sein Auflage
für die Stb.-Platte Pos. 1.1.1!
- ② neue Spandwände, siehe Pos. 1.4

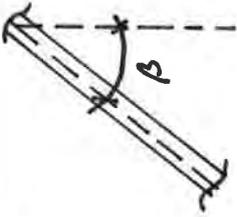


Pfahlgeometrie

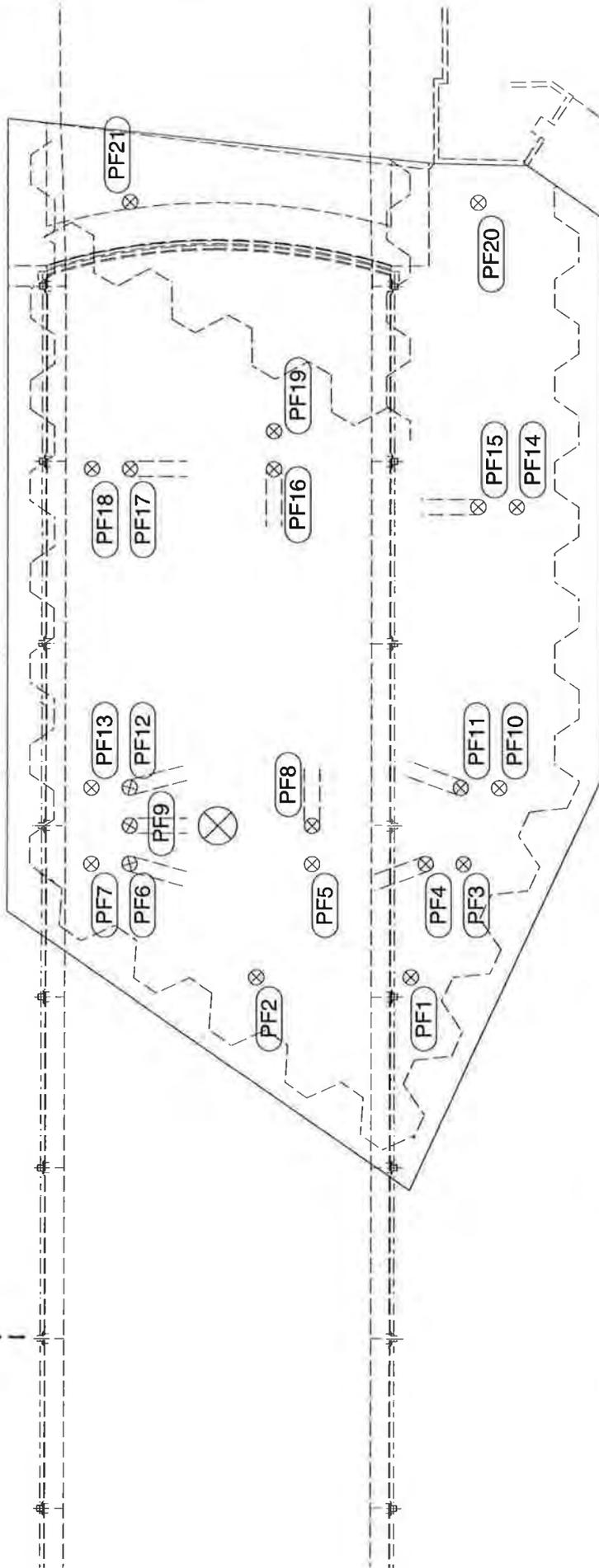
Definition Neigung im Grundriss:



Definition Neigung im Schnitt:

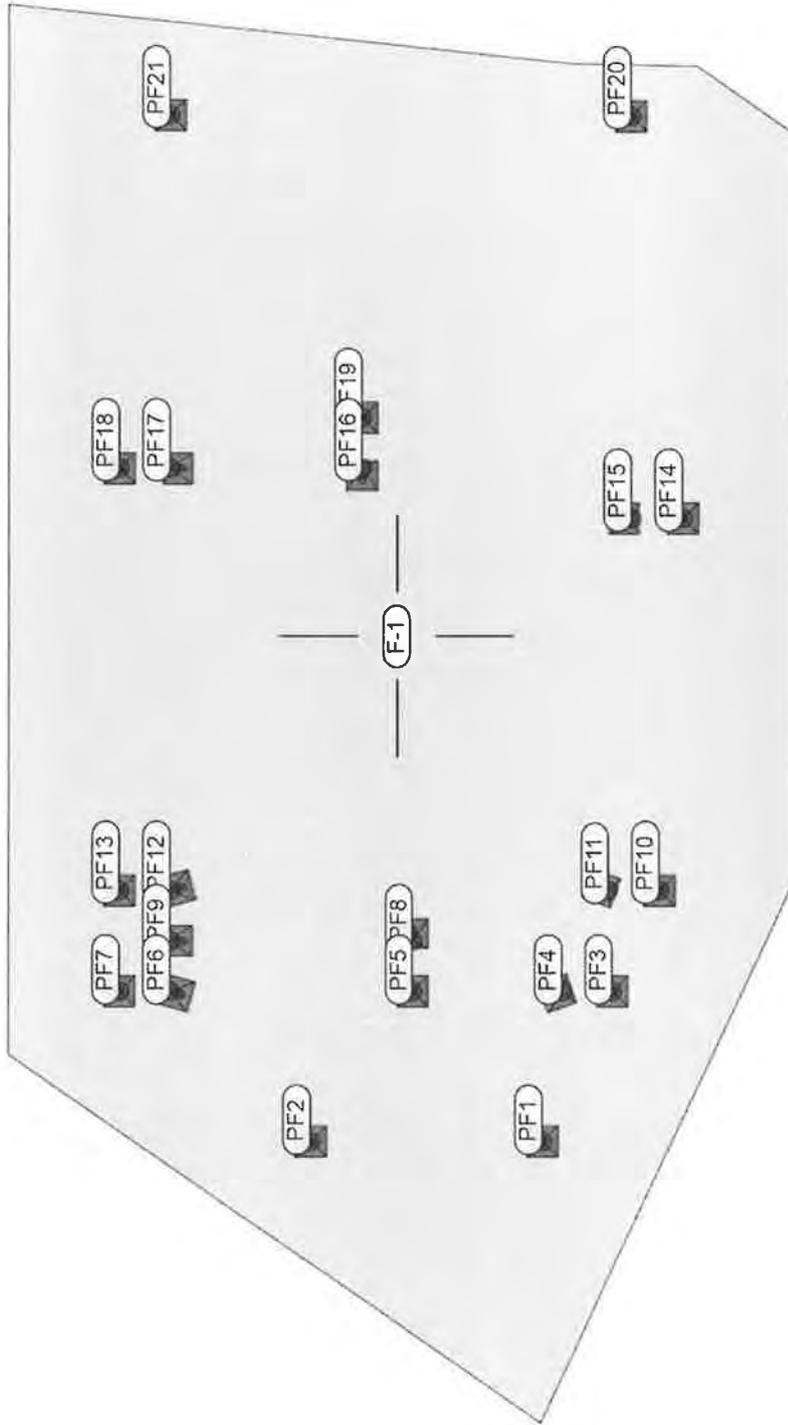


Mitte Ankerplatte Pfahl
 $\hat{=}$ Mitte Platte



Pfahl	PF4	PF6	PF8	PF9	PF11	PF12	PF15	PF16	PF17
α	-160°	-15°	$+9^\circ$	$\pm 0^\circ$	$+160^\circ$	$+15^\circ$	$\pm 180^\circ$	-9°	$\pm 0^\circ$
β	14°	18°	20°	20°	20°	20°	20°	20°	20°

alle anderen Pfähle sind lotrecht



Bauteil-Positionen

Maßstab: 1:75

Projekt: 17096
Pos.: 1.1
Bezeichnung: Stb.-Platte h=100cm, C35/45

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co KG

Seite:

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

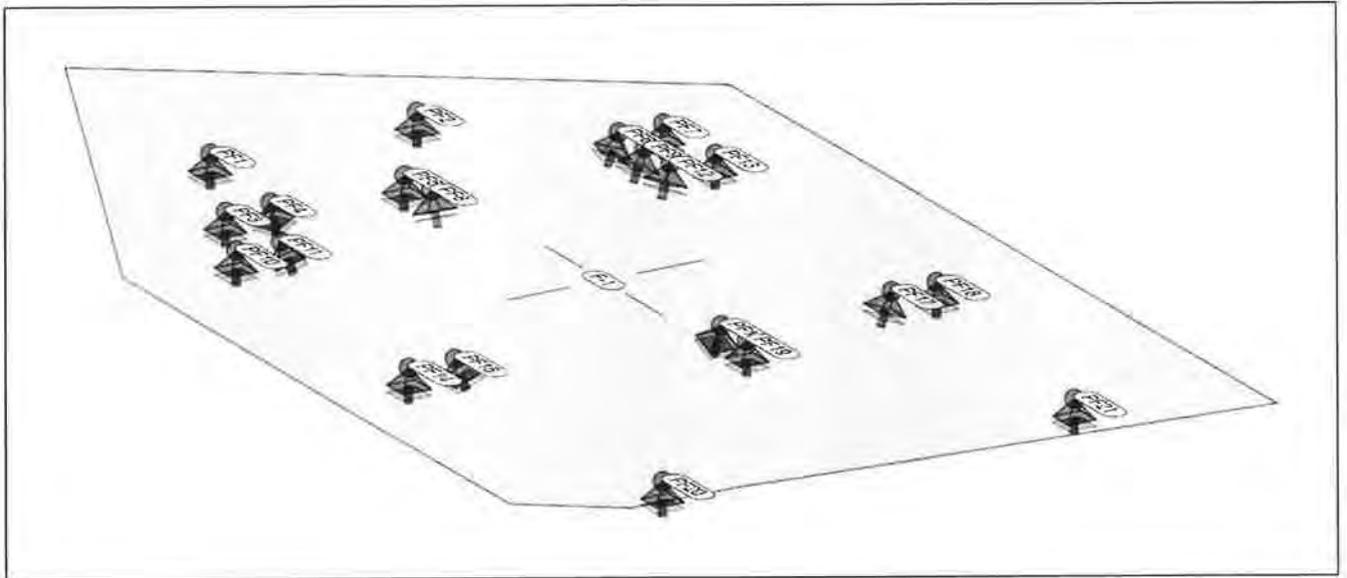
Seite: 38

Pos.System

Positionsplan(3D)

System

Übersicht der Bauteil-Positionen



Flächen

Pos.	Material	Ges.	Art	e [cm]	h [cm]
F-1	C 35/45	Q	iso	0.0	100.00

iso : isotropes Material
 Q : Quarzit

Koordinaten

Position	Koordinaten in [m]				
	x	y	z	x	y
F-1	13.68	5.26	0.00	27.79	27.20
	17.35	10.51	0.00	10.51	4.94
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	27.17	3.72	0.00	19.08	2.76
	26.49	2.76	0.00	2.76	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Auflager

Übersicht der Auflager-Positionen

*~ 100 cm Setzung
 bei $N_k = 1000kN$*

Punktlager

PF1..PF21	$K_T, x/r$ $K_R, x/r$ [kNm/rad/m]		$K_T, y/s$ $K_R, y/s$ [kNm/rad/m]		$K_T, z/t$ $K_R, z/t$ [kNm/rad/m]
	frei	frei	frei	frei	+/- 1.09E+005 frei

To : Lokales Punktlager

Koordinaten

	X [m]	Y [m]	Z [m]	α [°]	β [°]	γ [°]
PF1	16.48	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00
PF2	16.48	7.54	0.00	0.00	0.00	0.00
PF3	17.98	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00
PF4	17.98	5.05	0.00	20.00	0.00	14.00
PF5	17.98	6.54	0.00	0.00	0.00	0.00
PF6	17.98	8.91	0.00	-15.00	0.00	-18.00
PF7	17.98	9.41	0.00	0.00	0.00	0.00
PF8	18.48	6.54	0.00	0.00	-20.00	0.00
PF9	18.48	8.91	0.00	0.00	0.00	-20.00
PF10	18.98	4.09	0.00	0.00	0.00	0.00
PF11	18.98	4.59	0.00	-20.00	0.00	20.00
PF12	18.98	8.91	0.00	15.00	0.00	-20.00
PF13	18.98	9.41	0.00	0.00	0.00	0.00
PF14	22.68	3.86	0.00	0.00	0.00	0.00
PF15	22.68	4.36	0.00	0.00	0.00	20.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 39

	X [m]	Y [m]	Z [m]	α [°]	β [°]	γ [°]
PF16	23.18	7.04	0.00	0.00	20.00	0.00
PF17	23.18	8.91	0.00	0.00	0.00	-20.00
PF18	23.18	9.41	0.00	0.00	0.00	0.00
PF19	23.68	7.04	0.00	0.00	0.00	0.00
PF20	26.68	4.36	0.00	0.00	0.00	0.00
PF21	26.69	8.91	0.00	0.00	0.00	0.00

Mat./Querschnitt

Material- und Querschnittswerte

<u>Stahlbeton</u> DIN EN 1992-1-1	Material	μ	γ [kN/m ³]	G-Modul [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
	C 35/45	0.20	25.00	14200	34000

<u>Betonstahl</u> DIN EN 1992-1-1	Material	μ	γ [kN/m ³]	G-Modul [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
	B 500SB	0.30	78.50	77000	200000

Auswertung

Auswertung des Modells

Stahlbeton-Flächen

Position	d [cm]	A [m ²]	V [m ³]
F-1	100.0	89.68	89.68

Pos. 1.1 Querkraftnachweis nach EC 2, 6.2 für unterschiedliche Bewehrungsgrade tabellarisch

Beton: C35/45 Betondeckung: 4,5 cm Dicke: 1,00 m

Nr.	V _{Ed} [kN/m]	Beton C... [m]	b _w [m]	h [m]	c _{nom} [cm]	d [m]	z [m]	f _{ck} [N/mm ²]	a _{sl} [qcm/m]	κ	ρ _l	V _{Rd,c} [kN/m]	κ _l	V _{min}	V _{Rd,c,min} [kN/m]	Θ	f _{yd} [N/mm ²]	erf a _{sw} [qcm/m]	Tab29	min a _{sw} [qcm/m]	V _{Rd,s} [kN/m]	V _{Rd,max} [kN/m]	E _d /R _d		
-	-	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1	256,87	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	18,00	1,46	0,00195	256,87	0,053	0,36716	339,62	18,43	435,00	3,32	1,02	7,21	339,62	4953,38	0,07		
2	266,05	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	20,00	1,46	0,00216	266,05													
3	274,64	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	22,00	1,46	0,00238	274,64													
4	282,72	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	24,00	1,46	0,00259	282,72													
5	290,36	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	26,00	1,46	0,00281	290,36													
6	297,62	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	28,00	1,46	0,00303	297,62													
7	304,55	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	30,00	1,46	0,00324	304,55													
8	311,17	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	32,00	1,46	0,00346	311,17													
9	317,52	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	34,00	1,46	0,00368	317,52													
10	323,63	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	36,00	1,46	0,00389	323,63													
11	329,52	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	38,00	1,46	0,00411	329,52													
12	335,20	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	40,00	1,46	0,00432	335,20													
13	340,31	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	41,86	1,46	0,00453	340,31													
17	V _{Ed} [kN/m]	Beton C... [m]	b _w [m]	h [m]	c _{nom} [cm]	d [m]	z [m]	f _{ck} [N/mm ²]		κ			α	V _{Rd,cc} [kN/m]	cot Θ	Θ									
18	339,62	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		-			Grad	653,56	-	Grad	45,00	3,00	18,43	435,00	3,32	1,02	339,62	4953,38	0,07
19	500,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	4,88	1,02	7,21	500,00	4953,38	0,10		
20	600,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	5,86	1,02	7,21	600,00	4953,38	0,12		
21	700,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	6,83	1,02	7,21	700,00	4953,38	0,14		
22	750,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	7,32	1,02	7,21	750,00	4953,38	0,15		
23	800,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	7,81	1,02	7,21	800,00	4953,38	0,16		
24	850,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	8,30	1,02	7,21	850,00	4953,38	0,17		
25	900,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	8,79	1,02	7,21	900,00	4953,38	0,18		
26	950,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	9,27	1,02	7,21	950,00	4953,38	0,19		
27	1000,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	9,76	1,02	7,21	1000,00	4953,38	0,20		
28	1050,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	10,25	1,02	7,21	1050,00	4953,38	0,21		
29	1089,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	10,63	1,02	7,21	1089,00	4953,38	0,22		
30	339,62	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	3,13	1,02	10,20	339,62	3715,03	0,09		
31	550,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	5,06	1,02	10,20	550,00	3715,03	0,15		
32	700,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	6,44	1,02	10,20	700,00	3715,03	0,19		
33	800,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	7,36	1,02	10,20	800,00	3715,03	0,22		
34	900,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	8,28	1,02	10,20	900,00	3715,03	0,24		
35	1000,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	9,20	1,02	10,20	1000,00	3715,03	0,27		
36	1089,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	10,02	1,02	10,20	1089,00	3715,03	0,29		
37	1089,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	10,02	1,02	10,20	1089,00	3715,03	0,29		

-40-

Pos.: 1.1

**Begrenzung der Rissbreite nach EC2 (DIN EN 1992-1-1)
Zwangseinwirkung - Zentrischer Zug**

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C35/45**
 Betonstahl: **B500**
 Betondeckung: $c_v =$ **4,5** cm
 Bauteildicke: $h =$ **100,0** cm
 Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq$ **0,20** mm
 Annahme der Betonzugfestigkeit: **100%** f_{ctm}
 Nachweis nach der WU- Richtlinie: **nein**

(äußere Lage) 

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 35,0$ MN/m²
 Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 3,20$ MN/m²
 Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 3,20$ MN/m²
 Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone: (zentrischer Zwang) $k_c = 1,00$
 Faktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung: $k = 0,50$
 Betonquerschnitt: $A_{ct} = 10000,0$ cm²
 Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

Statische Höhe: $d = h - d_1 - d_g/2$
 Grenzdurchmesser: $\phi_s^* = \phi_s * 2,9 / f_{ct,eff}$
 Zulässige Stahlspannung: $\sigma_s = \sqrt{w_k * 3,48 * 10^6 / \phi_s^*}$
 Wirkungsbereich der Bewehrung: h_{eff} und $A_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE

Mindestbewehrung:

$$A_{s,min} = f_{ct,eff} * A_{c,eff} / \sigma_s \geq k * f_{ct,eff} * A_{ct} / f_{yk} \quad (NA.7.5.1)$$

Ø	d	ϕ_s^*	σ_s	h / d ₁	h _{eff}	A _{c,eff}	A _{s,min} (Gesamt)		A _s Gesamt	A _s je Seite
							GL A [cm ²]	GL B [cm ²]		
[mm]	[cm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[cm ²]			[cm ² /m]	[cm ² /m]
6	95,2	5,44	358	20,8	39,2	3920	35,06	39,30	35,06	17,53
7	95,2	6,34	331	20,6	39,4	3940	38,06	42,45	38,06	19,03
8	95,1	7,25	310	20,4	39,6	3960	40,90	45,79	40,90	20,45
9	95,1	8,16	292	20,2	39,8	3980	43,60	48,90	43,60	21,80
10	95,0	9,06	277	20,0	40,0	4000	46,19	51,82	46,19	23,09
12	94,9	10,88	253	19,6	40,4	4040	51,10	57,22	51,10	25,55
14	94,8	12,69	234	19,2	40,8	4080	55,74	62,44	55,74	27,87
16	94,7	14,50	219	18,9	41,2	4120	60,18	67,26	60,18	30,09
20	94,5	18,13	196	18,2	42,0	4200	68,59	76,71	68,59	34,29
25	94,3	22,66	175	17,4	43,0	4300	78,51	87,47	78,51	39,25

Gl. A: Mit Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung, z.B. bei dicken Bauteilen

Gl. B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Pos.: 1.1

**Begrenzung der Rissbreite nach EC2 (DIN EN 1992-1-1)
Zwangseinwirkung - Zentrischer Zug**

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C35/45**
 Betonstahl: **B500**
 Betondeckung: $c_v =$ **6,5** cm
 Bauteildicke: $h =$ **100,0** cm
 Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq$ **0,20** mm
 Annahme der Betonzugfestigkeit: **100%** f_{ctm}
 Nachweis nach der WU- Richtlinie: **nein**

(innere Lage)

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 35,0$ MN/m²
 Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 3,20$ MN/m²
 Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 3,20$ MN/m²
 Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone: (zentrischer Zwang) $k_c = 1,00$
 Faktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung: $k = 0,50$
 Betonquerschnitt: $A_{ct} = 10000,0$ cm²
 Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

Statische Höhe: $d = h - d_1 - d_g/2$
 Grenzdurchmesser: $\phi_s^* = \phi_s * 2,9 / f_{ct,eff}$
 Zulässige Stahlspannung: $\sigma_s = \sqrt{w_k * 3,48 * 10^6 / \phi_s^*}$
 Wirkungsbereich der Bewehrung: h_{eff} und $A_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE

Mindestbewehrung:

$A_{s,min} = f_{ct,eff} * A_{c,eff} / \sigma_s \geq k * f_{ct,eff} * A_{ct} / f_{yk}$ (NA.7.5.1)

Ø	d	ϕ_s^*	σ_s	h / d ₁	h _{eff}	A _{c,eff}	A _{s,min} (Gesamt)		A _s Gesamt	A _s je Seite
							GL A [cm ²]	GL B [cm ²]		
6	93,2	5,44	358	14,7	47,2	4720	42,22	44,72	42,22	21,11
7	93,2	6,34	331	14,6	47,4	4740	45,79	48,30	45,79	22,90
8	93,1	7,25	310	14,5	47,6	4760	49,16	51,64	49,16	24,58
9	93,1	8,16	292	14,4	47,8	4780	52,36	54,77	52,36	26,18
10	93,0	9,06	277	14,3	48,0	4800	55,43	57,74	55,43	27,71
12	92,9	10,88	253	14,1	48,4	4840	61,22	63,25	61,22	30,61
14	92,8	12,69	234	13,9	48,8	4880	66,67	68,31	66,67	33,34
16	92,7	14,50	219	13,7	49,2	4920	71,86	73,03	71,86	35,93
20	92,5	18,13	196	13,3	50,0	5000	81,65	81,65	81,65	40,82
25	92,3	22,66	175	12,9	51,0	5100	93,11	91,29	91,29	45,64

GL. A: Mit Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung, z.B. bei dicken Bauteilen

GL. B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Pos. 1.1 Stb.-Platte h = 100 cm, C35/45

Nachweis der Rißbreitenbeschränkung unter Gebrauchslast

Expositionsklasse XC4, XD1, XF2, WA
 Betondeckung $c_{nom} = 45$ mm, zul $w_k = 0.20$ mm

äußere Lage 

Bauteildicke h = 100,0 cm
 Statische Höhe d = 94,5 cm

zul $w_k = 0,20$ mm
 $c_{nom} = 4,5$ cm

Belastung

		ständig gk=	verändl. qk=	φ	Summe
		1,35	1,50		
1.) 100 cm Stahlbetonplatte 1,00x25,00	=	25,00 kN/qm	kN/qm		25,00 kN/qm
2.) Verkehrslast	=	kN/qm	45,00 kN/qm	1,00	45,00 kN/qm
3.)	=	kN/qm	kN/qm		0,00 kN/qm
4.)	=	kN/qm	kN/qm		0,00 kN/qm
5.)	=	kN/qm	kN/qm		0,00 kN/qm
	Summe $\gamma=1.0$	25,00 kN/qm	45,00 kN/qm		70,00 kN/qm
	Summe γ -fach	33,75 kN/qm	67,50 kN/qm		101,25 kN/qm
	quasi-ständig	25,00 kN/qm	45,00 kN/qm	1,00	70,00 kN/qm

h = 100,0 cm d = 94,5 cm

	max M_{Ed}	M	h	d	b	k_d	k_s		x/d	erf a_s	gewählt	min a_s	w_k	Ø
	[kNm/m]	quasi-ständig	[cm]	[cm]	[m]	-	-		-	qcm/m	qcm/m	qcm/m	mm	mm
1.	475,90	329,02	100,0	94,5	1,00	4,33	2,36	0,28	0,07	11,88	34,29	11,88	0,07	20
2.	480,00	331,85	100,0	94,5	1,00	4,31	2,36	0,28	0,07	11,99	34,29	11,88	0,07	20
3.	490,00	338,77	100,0	94,5	1,00	4,27	2,36	0,28	0,07	12,24	34,29	11,88	0,07	20
4.	495,00	342,22	100,0	94,5	1,00	4,25	2,36	0,28	0,07	12,36	34,29	11,88	0,07	20
5.	500,00	345,68	100,0	94,5	1,00	4,23	2,36	0,28	0,07	12,49	34,29	11,88	0,07	20
6.	505,00	349,14	100,0	94,5	1,00	4,21	2,36	0,28	0,07	12,61	34,29	11,88	0,07	20
7.	510,00	352,59	100,0	94,5	1,00	4,18	2,36	0,28	0,07	12,74	34,29	11,88	0,08	20
8.	515,00	356,05	100,0	94,5	1,00	4,16	2,36	0,28	0,07	12,86	34,29	11,88	0,08	20
9.	520,00	359,51	100,0	94,5	1,00	4,14	2,36	0,28	0,07	12,99	34,29	11,88	0,08	20
10.	525,00	362,96	100,0	94,5	1,00	4,12	2,36	0,28	0,07	13,11	34,29	11,88	0,08	20
11.	530,00	366,42	100,0	94,5	1,00	4,10	2,36	0,28	0,07	13,24	34,29	11,88	0,08	20
12.	535,00	369,88	100,0	94,5	1,00	4,09	2,36	0,28	0,07	13,36	34,29	11,88	0,08	20
13.	540,00	373,33	100,0	94,5	1,00	4,07	2,36	0,28	0,07	13,49	34,29	11,88	0,09	20
14.	545,00	376,79	100,0	94,5	1,00	4,05	2,36	0,28	0,07	13,61	34,29	11,88	0,09	20
15.	550,00	380,25	100,0	94,5	1,00	4,03	2,36	0,28	0,07	13,74	34,29	11,88	0,09	20
16.	575,00	397,53	100,0	94,5	1,00	3,94	2,36	0,28	0,07	14,36	34,29	11,88	0,09	20
17.	600,00	414,81	100,0	94,5	1,00	3,86	2,36	0,28	0,07	14,98	34,29	11,88	0,10	20
18.	625,00	432,10	100,0	94,5	1,00	3,78	2,36	0,28	0,07	15,61	34,29	11,88	0,10	20
19.	650,00	449,38	100,0	94,5	1,00	3,71	2,36	0,28	0,07	16,23	34,29	11,88	0,11	20
20.	675,00	466,67	100,0	94,5	1,00	3,64	2,36	0,28	0,07	16,86	34,29	11,88	0,11	20
21.	700,00	483,95	100,0	94,5	1,00	3,57	2,36	0,28	0,07	17,48	34,29	11,88	0,12	20
22.	725,00	501,23	100,0	94,5	1,00	3,51	2,36	0,28	0,07	18,11	34,29	11,88	0,13	20

Pos. 1.1 Stb.-Platte h = 100 cm, C35/45

Nachweis der Rißbreitenbeschränkung unter Gebrauchslast

Expositionsklasse XC4, XD1, XF2, WA
 Betondeckung $c_{nom} = 45$ mm, zul $w_k = 0.20$ mm

innere Lage 

Bauteildicke h	=	100,0	cm	zul w_k	=	0,20	mm
Statische Höhe d	=	92,5	cm	c_{nom}	=	6,5	cm

Belastung		ständig gk=		verändl. qk=		φ	Summe
		1,35		1,50			
1.) 100 cm Stahlbetonplatte 1,00x25,00	=	25,00 kN/qm		kN/qm			25,00 kN/qm
2.) Verkehrslast	=	kN/qm		45,00 kN/qm		1,00	45,00 kN/qm
3.)	=	kN/qm		kN/qm			0,00 kN/qm
4.)	=	kN/qm		kN/qm			0,00 kN/qm
5.)	=	kN/qm		kN/qm			0,00 kN/qm
Summe $\gamma=1.0$		=	25,00 kN/qm	45,00 kN/qm			70,00 kN/qm
Summe γ -fach		=	33,75 kN/qm	67,50 kN/qm			101,25 kN/qm
quasi-ständig		=	25,00 kN/qm	45,00 kN/qm		1,00	70,00 kN/qm

h = 100,0 cm d = 92,5 cm

	max M_{Ed}	M	h	d	b	k_d	k_s		x/d	erf a_s	gewählt	min a_s	w_k	\emptyset
	[kNm/m]	quasi-ständig	[cm]	[cm]	[m]	-	-		-	qcm/m	qcm/m	qcm/m	mm	mm
1.	475,90	329,02	100,0	92,5	1,00	4,24	2,36	0,28	0,07	12,14	40,82	12,14	0,05	20
2.	480,00	331,85	100,0	92,5	1,00	4,22	2,36	0,28	0,07	12,25	40,82	12,14	0,05	20
3.	490,00	338,77	100,0	92,5	1,00	4,18	2,36	0,28	0,07	12,50	40,82	12,14	0,05	20
4.	495,00	342,22	100,0	92,5	1,00	4,16	2,36	0,28	0,07	12,63	40,82	12,14	0,05	20
5.	500,00	345,68	100,0	92,5	1,00	4,14	2,36	0,28	0,07	12,76	40,82	12,14	0,05	20
6.	505,00	349,14	100,0	92,5	1,00	4,12	2,36	0,28	0,07	12,88	40,82	12,14	0,05	20
7.	510,00	352,59	100,0	92,5	1,00	4,10	2,36	0,28	0,07	13,01	40,82	12,14	0,06	20
8.	515,00	356,05	100,0	92,5	1,00	4,08	2,36	0,28	0,07	13,14	40,82	12,14	0,06	20
9.	520,00	359,51	100,0	92,5	1,00	4,06	2,36	0,28	0,07	13,27	40,82	12,14	0,06	20
10.	525,00	362,96	100,0	92,5	1,00	4,04	2,36	0,28	0,07	13,39	40,82	12,14	0,06	20
11.	530,00	366,42	100,0	92,5	1,00	4,02	2,36	0,28	0,07	13,52	40,82	12,14	0,06	20
12.	535,00	369,88	100,0	92,5	1,00	4,00	2,36	0,28	0,07	13,65	40,82	12,14	0,06	20
13.	540,00	373,33	100,0	92,5	1,00	3,98	2,36	0,28	0,07	13,78	40,82	12,14	0,06	20
14.	545,00	376,79	100,0	92,5	1,00	3,96	2,36	0,28	0,07	13,90	40,82	12,14	0,06	20
15.	550,00	380,25	100,0	92,5	1,00	3,94	2,36	0,28	0,07	14,03	40,82	12,14	0,07	20
16.	575,00	397,53	100,0	92,5	1,00	3,86	2,36	0,28	0,07	14,67	40,82	12,14	0,07	20
17.	600,00	414,81	100,0	92,5	1,00	3,78	2,36	0,28	0,07	15,31	40,82	12,14	0,08	20
18.	625,00	432,10	100,0	92,5	1,00	3,70	2,36	0,28	0,07	15,95	40,82	12,14	0,08	20
19.	650,00	449,38	100,0	92,5	1,00	3,63	2,36	0,28	0,07	16,58	40,82	12,14	0,09	20
20.	675,00	466,67	100,0	92,5	1,00	3,56	2,36	0,28	0,07	17,22	40,82	12,14	0,10	20
21.	700,00	483,95	100,0	92,5	1,00	3,50	2,36	0,28	0,07	17,86	40,82	12,14	0,11	20
22.	725,00	501,23	100,0	92,5	1,00	3,44	2,36	0,28	0,07	18,50	40,82	12,14	0,11	20

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite:

45

Bemessungsparameter - Schalenpositionen

Schalenbemessung nach DIN EN 1992-1-1
 Beton C 35/45, Betonstahl B 500SB
 Gesteinskörnung Quarzit
 Bew.-Abstände $d', ru/su = 7.5 / 5.5$ cm
 $d', ro/so = 7.5 / 5.5$ cm
 Grundbewehrung $asg, ru/su = 0.00 / 0.00$ cm²/m
 $asg, ro/so = 0.00 / 0.00$ cm²/m
 Bemessungswinkel $w, ru/su = 0.0 / 90.0$ °
 $w, ro/so = 0.0 / 90.0$ °
 Mindestbewehrung (9.2.1.1) wurde nicht ermittelt.
 Dicke konstant $h = 100.00$ cm

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990

Gk
 Gk.G
 Qk.N Qk.L
 Qk.W

Ständige Einwirkungen
 Ausbaulasten
 Kategorie E - Lagerräume
 Windlasten

Lastfälle

Lastfälle und deren Zuordnung zu den Einwirkungen

Gk
 Qk.N
 Qk.W
 Qk.L
 Gk.G

LF-1
 LF-3
 LG-1 (LF-4 LF-5 LF-6 LF-7 LF-8)
 LG-2 (LF-9 LF-10)
 LG-3 (LF-11 LF-12)
 LF-2

↑
*Lasten in Lastgruppen wirken
 alternativ!*

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

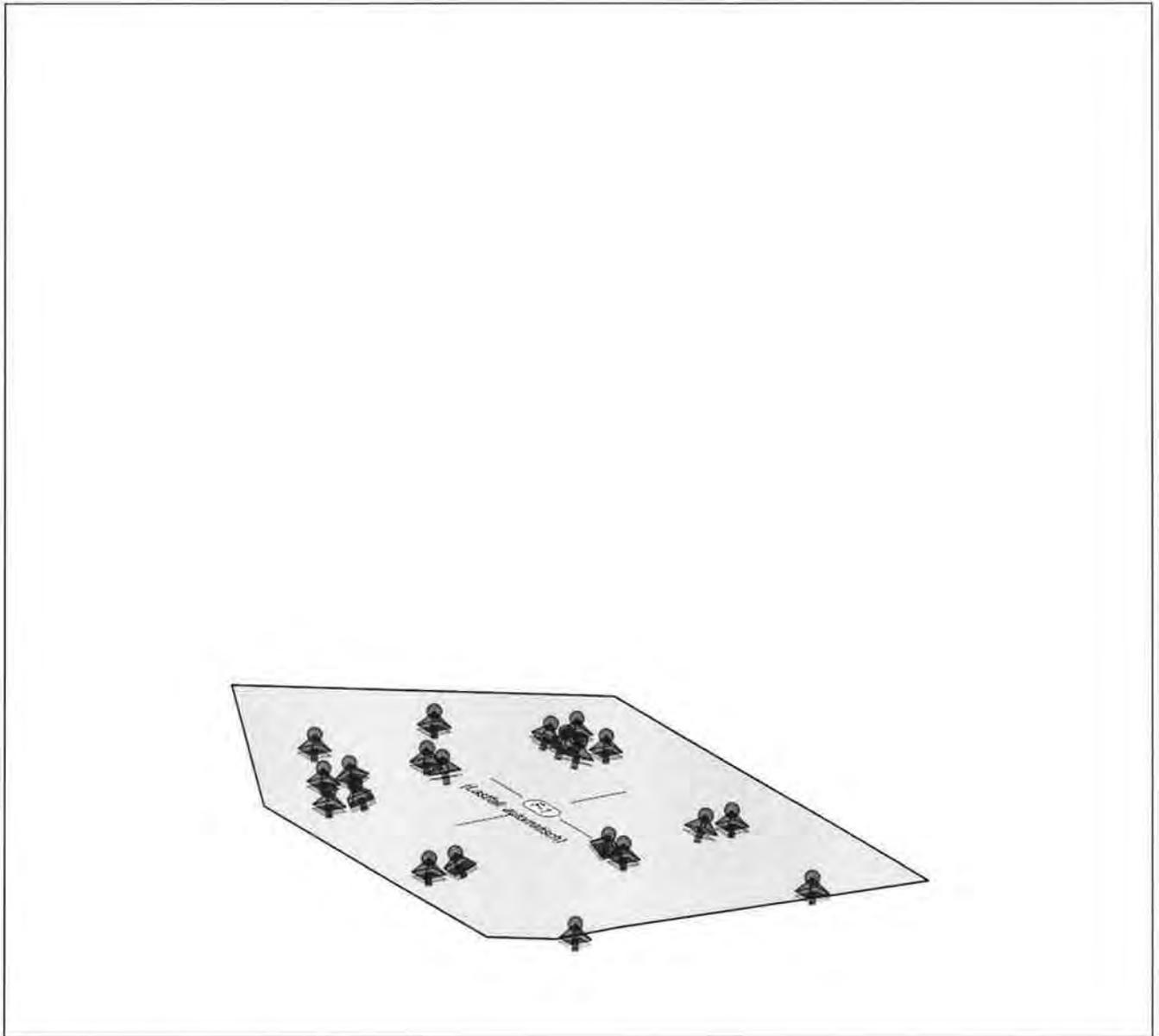
Seite: 46

Belastungen

Belastungen im Modell

Positionslasten

Positionsbezogene Flächen- und Linienlasten



Flächenpositionen

Position

Lastfall

F-1

LF-1

Eg

$\frac{p}{[kN/m^2]}$
-25.00

Eg : Eigengewicht

Projekt: 17096

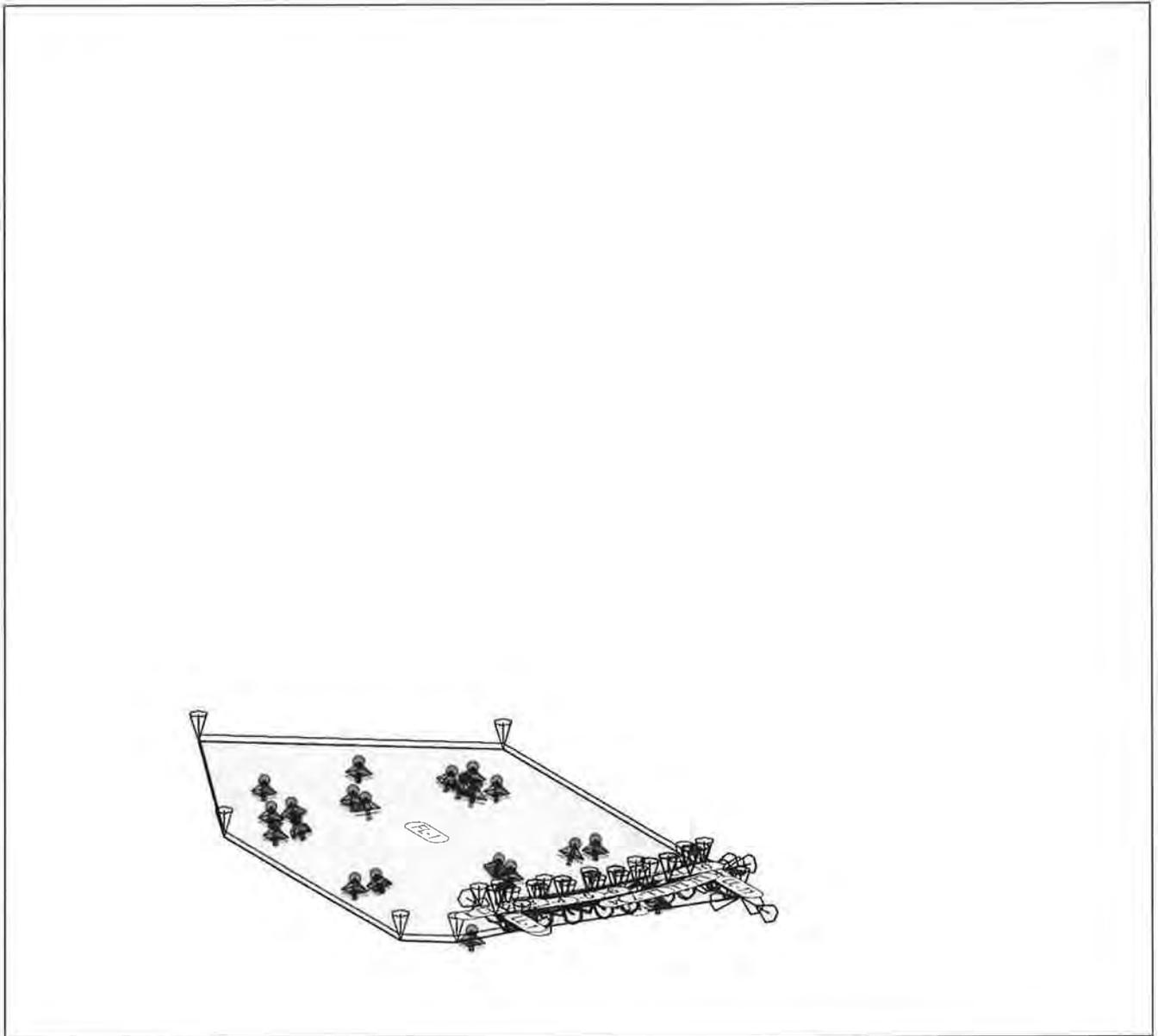
Pos.: 1.1

Seite: 47

LF-2

Lasten im Lastfall LF-2

Lastplan



Linienlasten
lokal

Position	Lastfall	Art	F_A/M_A [kN/m]	F_E/M_E [kNm/m]
LL-1	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25
LL-2	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25
LL-3	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25
LL-4	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25
LL-5	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25
LL-6	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25
LL-7	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25
LL-8	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25
LL-9	Eigenlast Sockelwand LF-2	pt	-22.25	-22.25

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 48

lokal	Position	Lastfall	Art	F _A /M _A / F _E /M _E [kN/m] / [kNm/m]	
	LL-10	<i>Eigenlast Sockelwand</i>			
		LF-2	pt	-22.25	-22.25
	LL-11	<i>Eigenlast Sockelwand</i>			
		LF-2	pt	-22.25	-22.25
	LL-100	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-101	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-102	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-103	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-104	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-105	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-106	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-107	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-108	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-109	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-110	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>			
		LF-2	mr	9.00	9.00
	LL-300	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-301	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-302	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-303	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-304	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-305	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-306	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-307	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-308	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-309	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00
	LL-310	<i>Horizontallast Sockelwand</i>			
		LF-2	ps	-15.00	-15.00

Koordinaten

Position	Koordinaten in [m]		
LL-1	x	26.11	27.23
	y	5.26	5.26
	z	0.00	0.00
LL-2	x	26.11	26.11
	y	5.26	5.51
	z	0.00	0.00
LL-3	x	26.11	26.26
	y	5.51	6.14
	z	0.00	0.00
LL-4	x	26.26	26.36
	y	6.14	6.76
	z	0.00	0.00
LL-5	x	26.36	26.42
	y	6.76	7.45
	z	0.00	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 49

Position	Koordinaten in [m]		
LL-6	x	26.42	26.42
	y	7.45	8.03
	z	0.00	0.00
LL-7	x	26.42	26.35
	y	8.03	8.90
	z	0.00	0.00
LL-8	x	26.35	26.27
	y	8.90	9.39
	z	0.00	0.00
LL-9	x	26.27	26.11
	y	9.39	10.01
	z	0.00	0.00
LL-10	x	26.11	26.11
	y	10.01	10.26
	z	0.00	0.00
LL-11	x	26.11	27.76
	y	10.26	10.26
	z	0.00	0.00
LL-100	x	27.76	26.11
	y	10.26	10.26
	z	0.00	0.00
LL-101	x	26.11	26.11
	y	10.26	10.01
	z	0.00	0.00
LL-102	x	26.11	26.27
	y	10.01	9.39
	z	0.00	0.00
LL-103	x	26.27	26.35
	y	9.39	8.90
	z	0.00	0.00
LL-104	x	26.35	26.42
	y	8.90	8.03
	z	0.00	0.00
LL-105	x	26.42	26.42
	y	8.03	7.45
	z	0.00	0.00
LL-106	x	26.42	26.36
	y	7.45	6.76
	z	0.00	0.00
LL-107	x	26.36	26.26
	y	6.76	6.14
	z	0.00	0.00
LL-108	x	26.26	26.11
	y	6.14	5.51
	z	0.00	0.00
LL-109	x	26.11	26.11
	y	5.51	5.26
	z	0.00	0.00
LL-110	x	26.11	27.23
	y	5.26	5.26
	z	0.00	0.00
LL-300	x	27.76	26.11
	y	10.26	10.26
	z	0.00	0.00
LL-301	x	26.11	26.11
	y	10.26	10.01
	z	0.00	0.00
LL-302	x	26.11	26.27
	y	10.01	9.39
	z	0.00	0.00
LL-303	x	26.27	26.35
	y	9.39	8.90
	z	0.00	0.00
LL-304	x	26.35	26.42
	y	8.90	8.03
	z	0.00	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 50

Position	Koordinaten in [m]		
LL-305	x	26.42	26.42
	y	8.03	7.45
	z	0.00	0.00
LL-306	x	26.42	26.36
	y	7.45	6.76
	z	0.00	0.00
LL-307	x	26.36	26.26
	y	6.76	6.14
	z	0.00	0.00
LL-308	x	26.26	26.11
	y	6.14	5.51
	z	0.00	0.00
LL-309	x	26.11	26.11
	y	5.51	5.26
	z	0.00	0.00
LL-310	x	26.11	27.23
	y	5.26	5.26
	z	0.00	0.00

Flächenlasten
 lokal, t-Richt.

Position	Lastfall	p [kN/m ²]
FL-1	<i>Aufbeton</i> LF-2	-12.50
FL-2	<i>Überschüttung (hinter Sockelwand)</i> LF-2	-35.32

Koordinaten

Position	Koordinaten in [m]				
FL-1	x	13.68	17.35	25.85	25.85
	y	5.26	10.51	10.51	10.02
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	26.14	26.19	26.09	25.86
	y	8.69	7.52	6.48	5.51
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	25.85	27.21	27.20	27.17
	y	5.01	5.01	4.94	3.72
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
FL-2	x	26.49	19.08		
	y	2.76	2.76		
	z	0.00	0.00		
	x	26.37	27.73	27.26	26.37
	y	10.01	10.01	5.51	5.51
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	26.52	26.62	26.67	26.67
	y	6.12	6.74	7.45	8.02
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	26.64	26.51		
	y	8.47	9.44		
	z	0.00	0.00		

Projekt: 17096

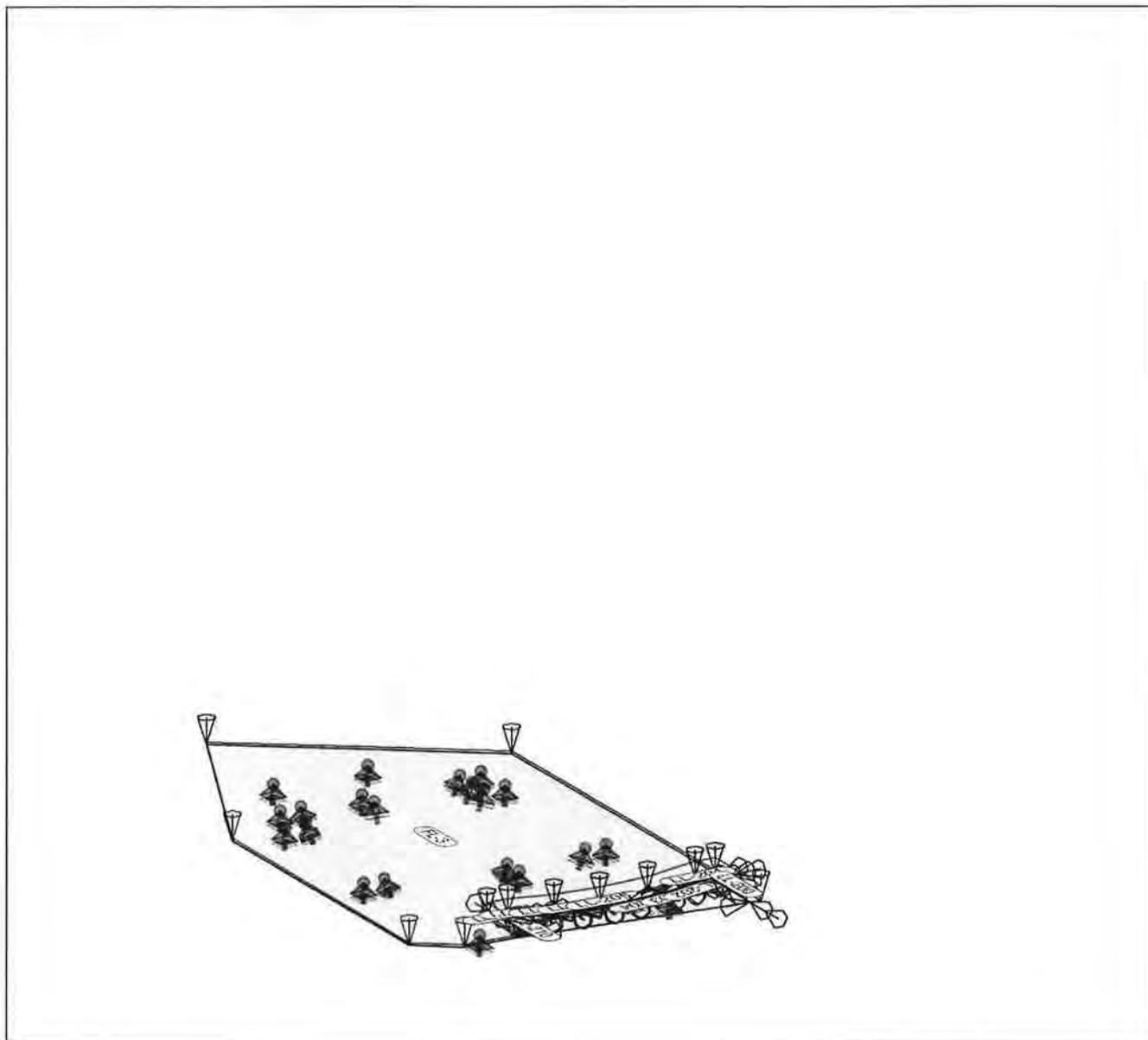
Pos.: 1.1

Seite: 51

LF-3

Lasten im Lastfall LF-3

Lastplan



Linienlasten
lokal

Position	Lastfall	Art	F_A/M_A [kN/m]	F_E/M_E [kNm/m]
LL-200	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00
LL-201	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00
LL-202	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00
LL-203	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00
LL-204	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00
LL-205	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00
LL-206	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00
LL-207	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00
LL-208	Einspannmoment LF-3	sockelwand mr	25.00	25.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 52

lokal	Position	Lastfall	Art	F _A /M _A / F _E /M _E [kN/m] / [kNm/m]	
	LL-209	<i>Einspannmoment</i>	<i>Sockelwand</i>		
	LF-3		mr	25.00	25.00
	LL-210	<i>Einspannmoment</i>	<i>Sockelwand</i>		
	LF-3		mr	25.00	25.00
	LL-400	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-401	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-402	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-403	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-404	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-405	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-406	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-407	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-408	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-409	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00
	LL-410	<i>Horizontallast</i>	<i>sockelwand</i>		
	LF-3		ps	-28.00	-28.00

Koordinaten

Position	Koordinaten in [m]		
LL-200	x	27.76	26.11
	y	10.26	10.26
	z	0.00	0.00
LL-201	x	26.11	26.11
	y	10.26	10.01
	z	0.00	0.00
LL-202	x	26.11	26.27
	y	10.01	9.39
	z	0.00	0.00
LL-203	x	26.27	26.35
	y	9.39	8.90
	z	0.00	0.00
LL-204	x	26.35	26.42
	y	8.90	8.03
	z	0.00	0.00
LL-205	x	26.42	26.42
	y	8.03	7.45
	z	0.00	0.00
LL-206	x	26.42	26.36
	y	7.45	6.76
	z	0.00	0.00
LL-207	x	26.36	26.26
	y	6.76	6.14
	z	0.00	0.00
LL-208	x	26.26	26.11
	y	6.14	5.51
	z	0.00	0.00
LL-209	x	26.11	26.11
	y	5.51	5.26
	z	0.00	0.00
LL-210	x	26.11	27.23
	y	5.26	5.26
	z	0.00	0.00
LL-400	x	27.76	26.11
	y	10.26	10.26
	z	0.00	0.00
LL-401	x	26.11	26.11

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 53

Position	Koordinaten in [m]		
	y	10.26	10.01
	z	0.00	0.00
LL-402	x	26.11	26.27
	y	10.01	9.39
	z	0.00	0.00
LL-403	x	26.27	26.35
	y	9.39	8.90
	z	0.00	0.00
LL-404	x	26.35	26.42
	y	8.90	8.03
	z	0.00	0.00
LL-405	x	26.42	26.42
	y	8.03	7.45
	z	0.00	0.00
LL-406	x	26.42	26.36
	y	7.45	6.76
	z	0.00	0.00
LL-407	x	26.36	26.26
	y	6.76	6.14
	z	0.00	0.00
LL-408	x	26.26	26.11
	y	6.14	5.51
	z	0.00	0.00
LL-409	x	26.11	26.11
	y	5.51	5.26
	z	0.00	0.00
LL-410	x	26.11	27.23
	y	5.26	5.26
	z	0.00	0.00

Flächenlasten
 lokal, t-Richt.

Position	Lastfall	[kN/m ²]
FL-3	<i>Verkehr Platte</i>	
	LF-3	-5.00
FL-4	<i>Verkehr Hinterfüllung</i>	
	LF-3	-30.77

Koordinaten

Position	Koordinaten in [m]				
FL-3	x	13.68	17.35	25.85	25.85
	y	5.26	10.51	10.51	10.02
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	26.14	26.19	26.09	25.86
	y	8.69	7.52	6.48	5.51
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	25.85	27.21	27.20	27.17
	y	5.01	5.01	4.94	3.72
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	26.49	19.08		
	y	2.76	2.76		
	z	0.00	0.00		
FL-4	x	25.85	27.79	27.21	25.85
	y	10.51	10.51	5.01	5.01
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	25.86	26.09	26.19	26.14
	y	5.51	6.48	7.52	8.69
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	25.85			
	y	10.02			
	z	0.00			

Projekt: 17096

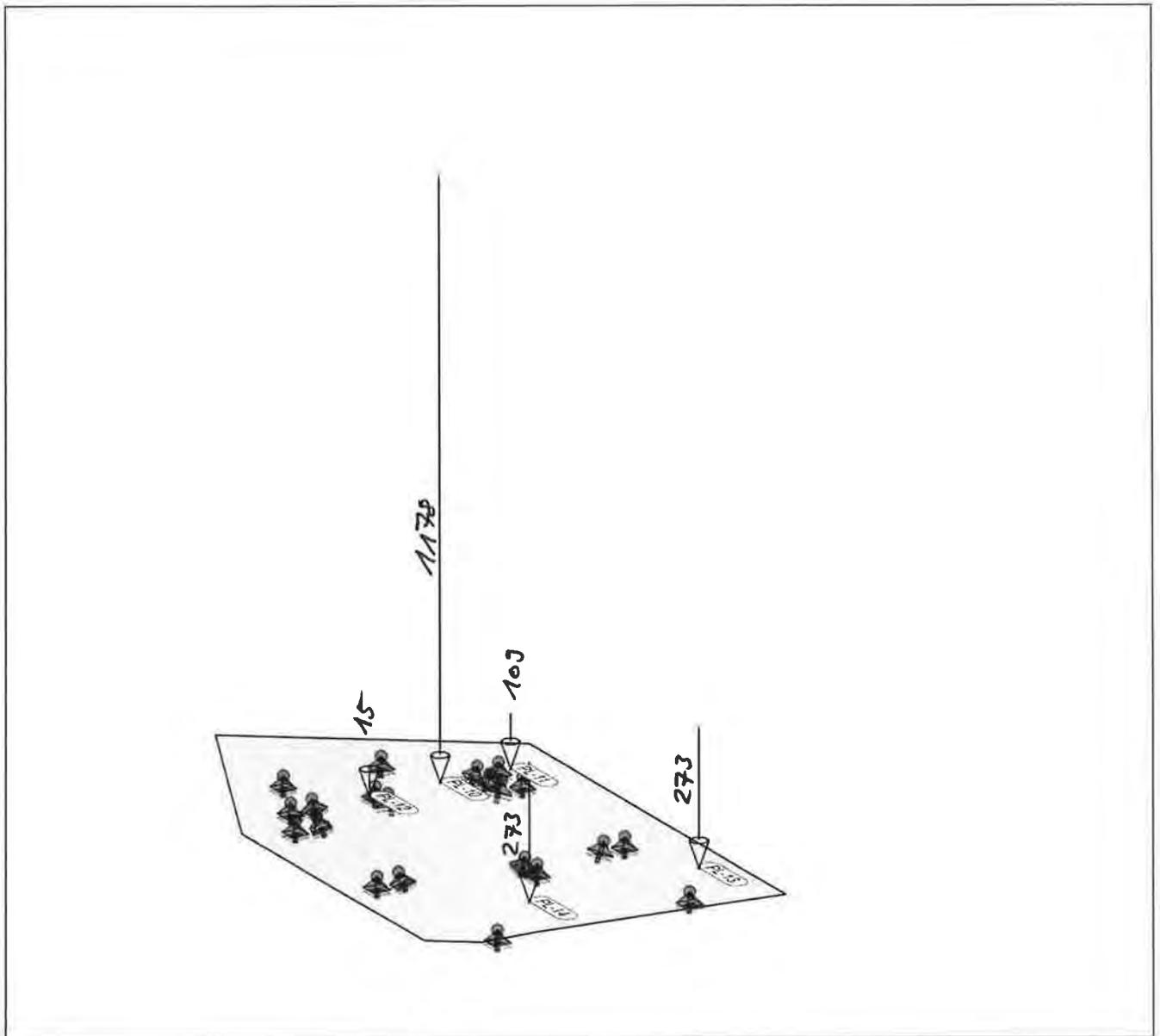
Pos.: 1.1

Seite: 55

LF-5

Lasten im Lastfall LF-5

Lastplan



Punktlasten global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-10	Lasten Brücke geschlossen LF5 LF-5	PZ	-1178.00
PL-11	Lasten Brücke geschlossen LF5 LF-5	PZ	-109.00
PL-12	Lasten Brücke geschlossen LF5 LF-5	PZ	-15.00
PL-13	Lasten Brücke geschlossen LF5 LF-5	PZ	-273.00
PL-14	Lasten Brücke geschlossen LF5 LF-5	PZ	-273.00

Koordinaten

Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-10	18.48	7.76	0.00
PL-11	18.48	9.41	0.00
PL-12	18.48	6.11	0.00
PL-13	25.58	9.77	0.00
PL-14	25.57	5.76	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

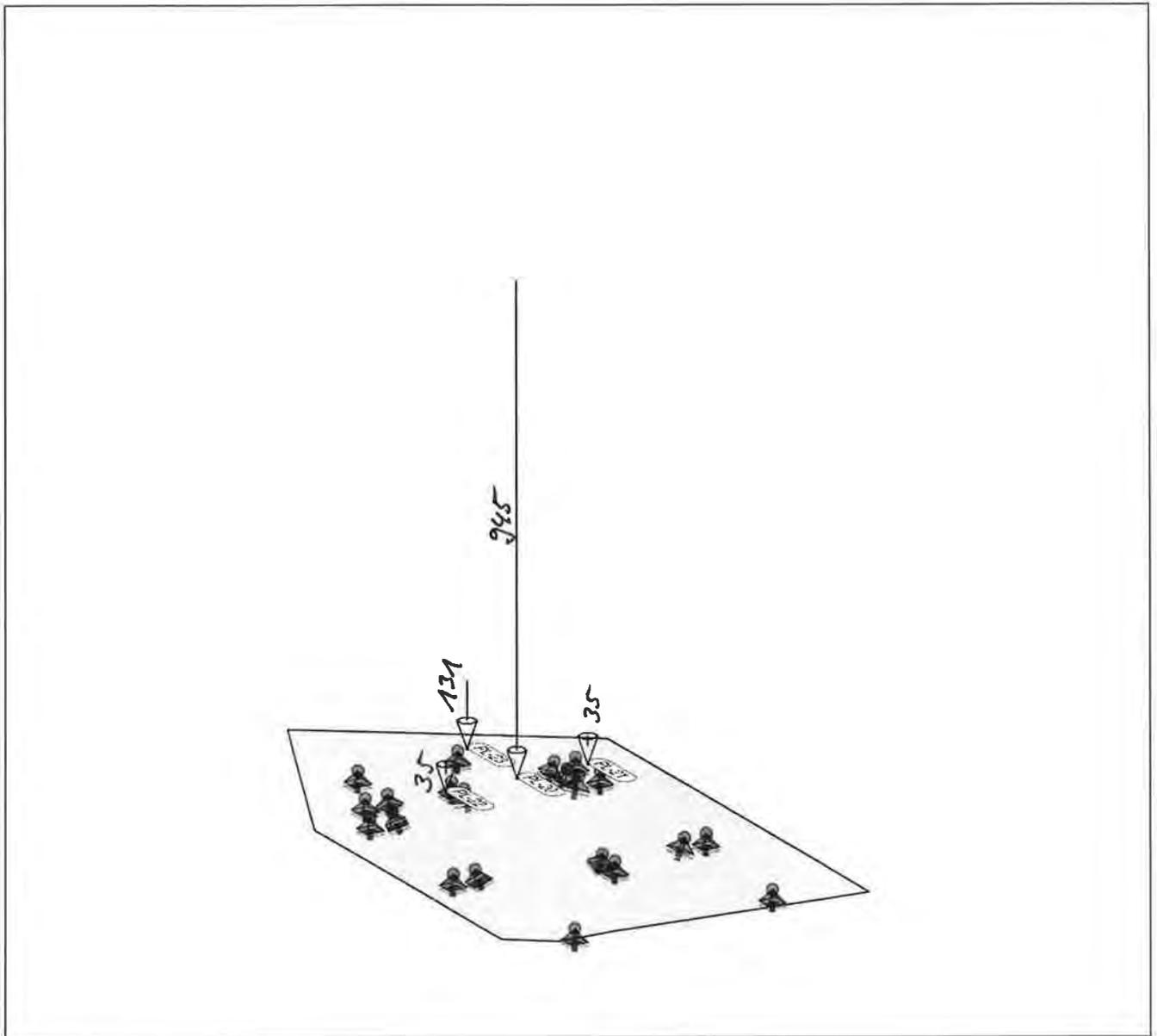
Seite:

56

LF-6

Lasten im Lastfall LF-6

Lastplan



Punktlasten
global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-20	Lasten Brücke offen LF6 LF-6	PZ	-945.00
PL-21	Lasten Brücke offen LF6 LF-6	PZ	-35.00
PL-22	Lasten Brücke offen LF6 LF-6	PZ	-35.00
PL-23	Lasten Brücke offen LF6 LF-6	PZ	-131.00

Koordinaten

Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-20	18.48	7.76	0.00
PL-21	18.48	9.41	0.00
PL-22	18.48	6.11	0.00
PL-23	16.48	7.76	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

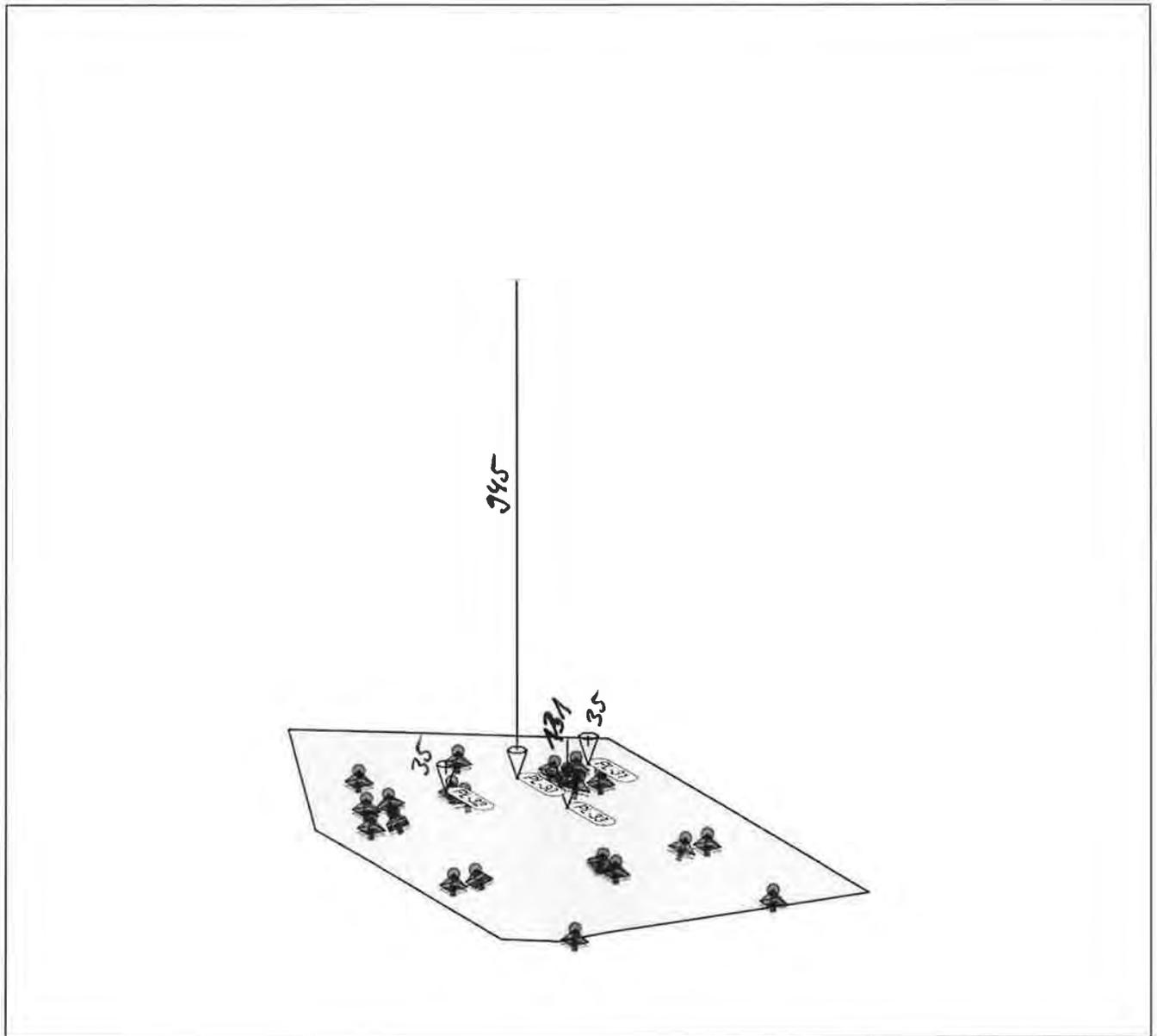
Seite:

57

LF-7

Lasten im Lastfall LF-7

Lastplan



Punktlasten
global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-30	Lasten Brücke offen LF7	PZ	-945.00
PL-31	Lasten Brücke offen LF7	PZ	-35.00
PL-32	Lasten Brücke offen LF7	PZ	-35.00
PL-33	Lasten Brücke offen LF7	PZ	-131.00

Koordinaten

Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-30	18.48	7.76	0.00
PL-31	18.48	9.41	0.00
PL-32	18.48	6.11	0.00
PL-33	20.48	7.76	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 58

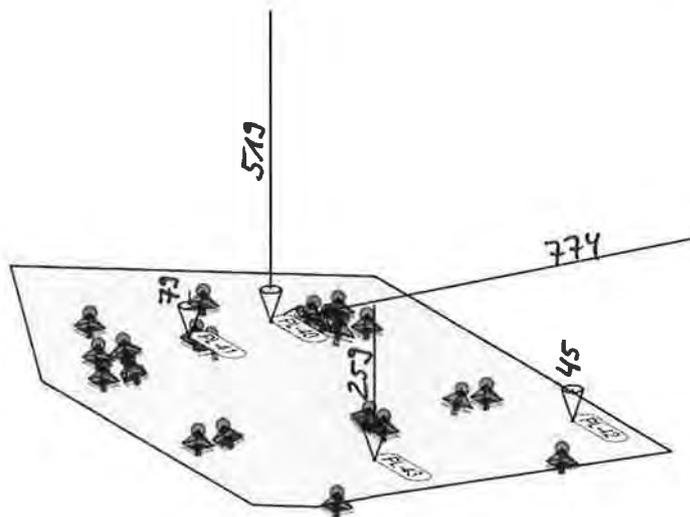
LF-8

Lasten im Lastfall LF-8

Lastplan

- Lasten siehe Auswertung aus Statik zur Deckbrücke (Auflagerlasten Lastkollektiv 3 „Eindruck“)
- Abprachegemäß werden die dort angegebenen Bemessungslasten als charakteristische Lasten angesetzt, mit Ausnahme der Horizontallast.

Diese wird um $\gamma = 1,50$ reduziert, da sonst die Bemessung zu sehr auf der sicheren Seite liegt $\Rightarrow H_{1k} = 1161 / 1,50 = \underline{\underline{774 \text{ kN}}}$



Punktlasten
global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-40	Lasten Brücke geschlossen LF8 LF-8	PZ	-519.00
PL-41	Lasten Brücke geschlossen LF8 LF-8	PZ	-79.00
PL-42	Lasten Brücke geschlossen LF8 LF-8	PZ	-45.00
PL-43	Lasten Brücke geschlossen LF8 LF-8	PZ	-259.00
PL-44	Lasten Brücke geschlossen LF8 LF-8	Py	-774.00

Koordinaten

Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-40	18.48	7.76	0.00
PL-41	18.48	6.11	0.00
PL-42	25.58	9.77	0.00
PL-43	25.57	5.76	0.00
PL-44	18.48	7.76	0.00

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung

Projekt: 17096

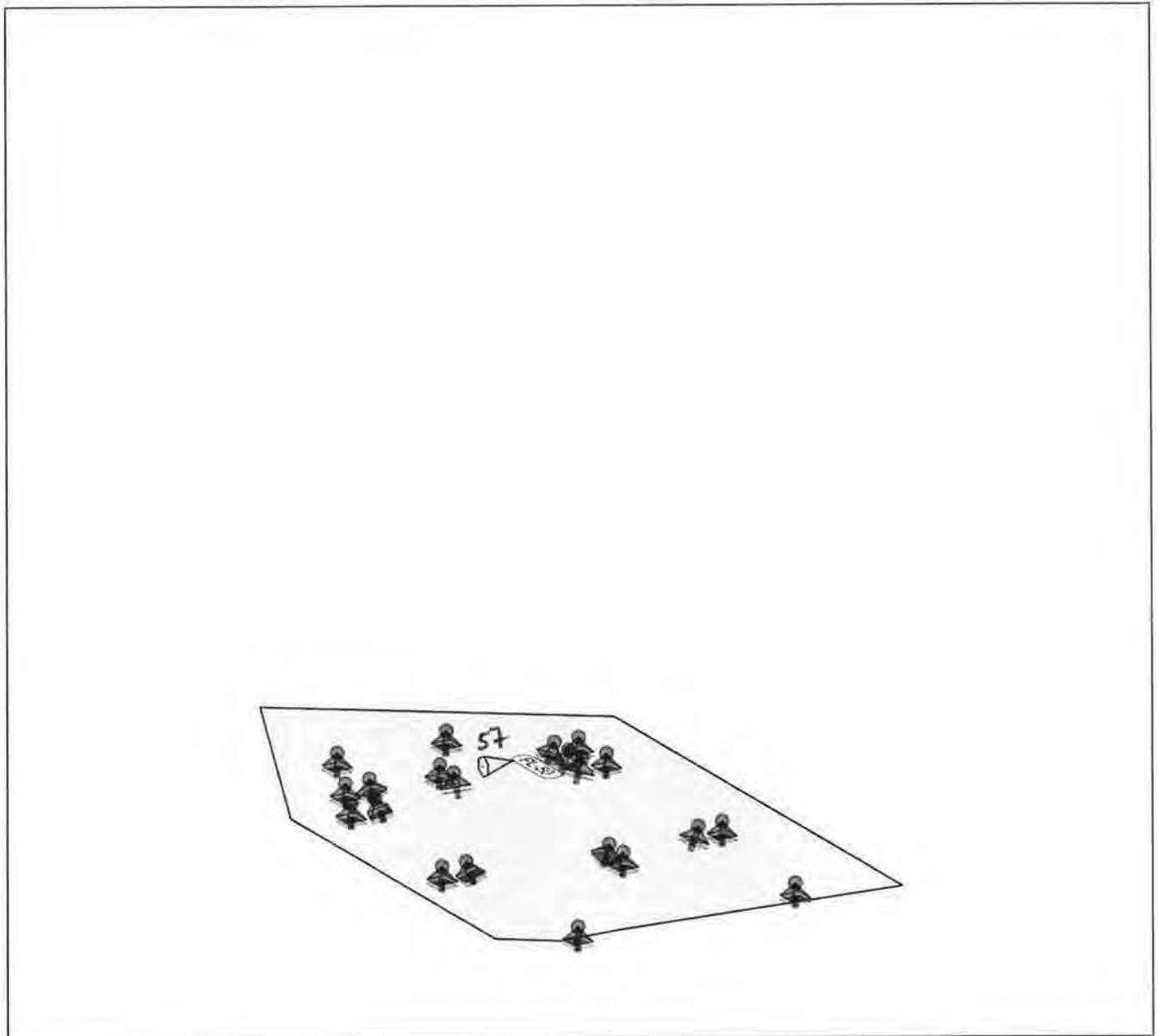
Pos.: 1.1

Seite: 59

LF-9

Lasten im Lastfall LF-9

Lastplan



Punktlasten
global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-50	windlasten LF9 LF-9	Py	57.00

Koordinaten

Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-50	18.48	7.76	0.00

Projekt: 17096

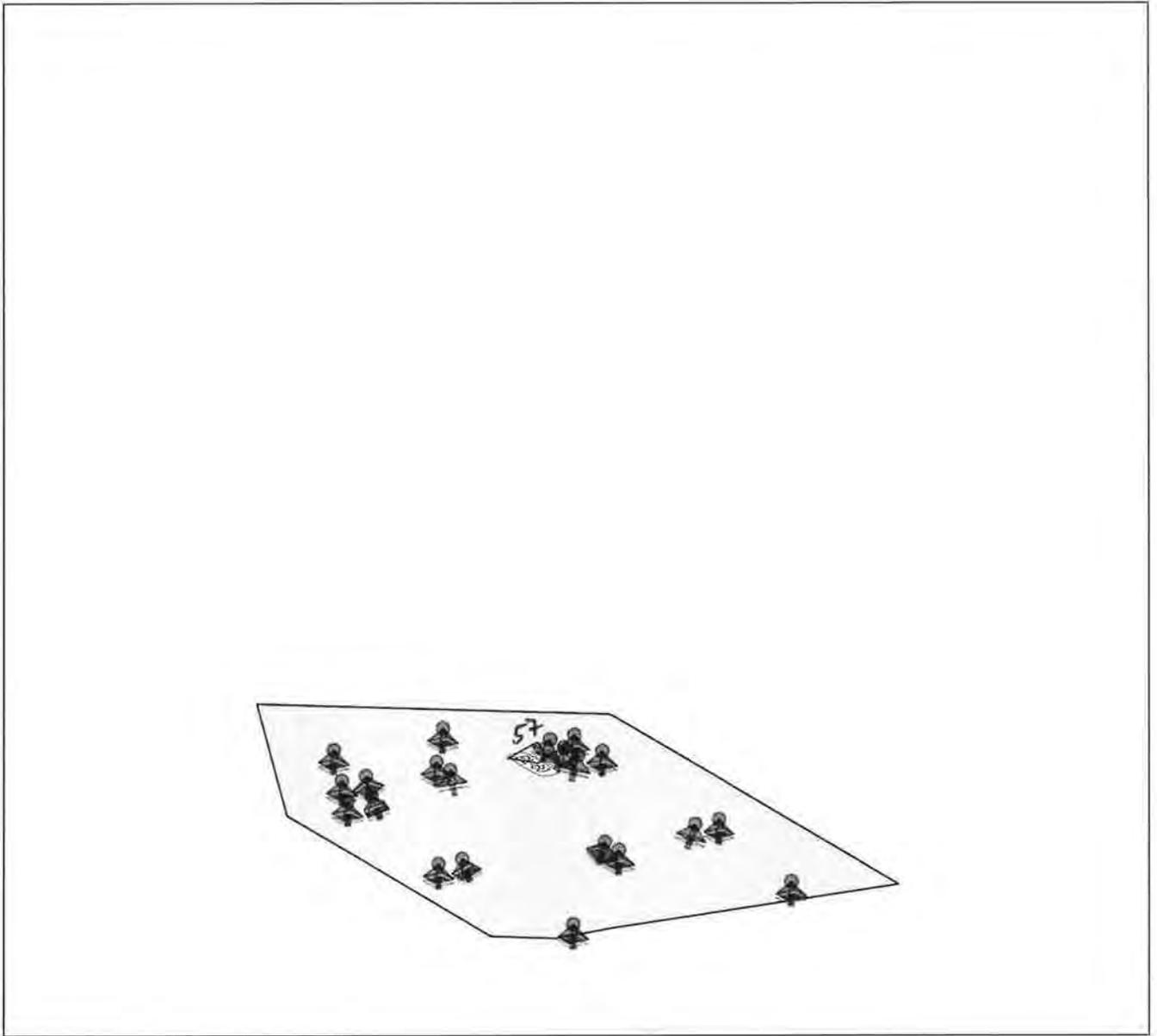
Pos.: 1.1

Seite: 60

LF-10

Lasten im Lastfall LF-10

Lastplan



Punktlasten
global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-60	windlasten LF10 LF-10	Py	-57.00

Koordinaten

Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-60	18.48	7.76	0.00

Projekt: 17096

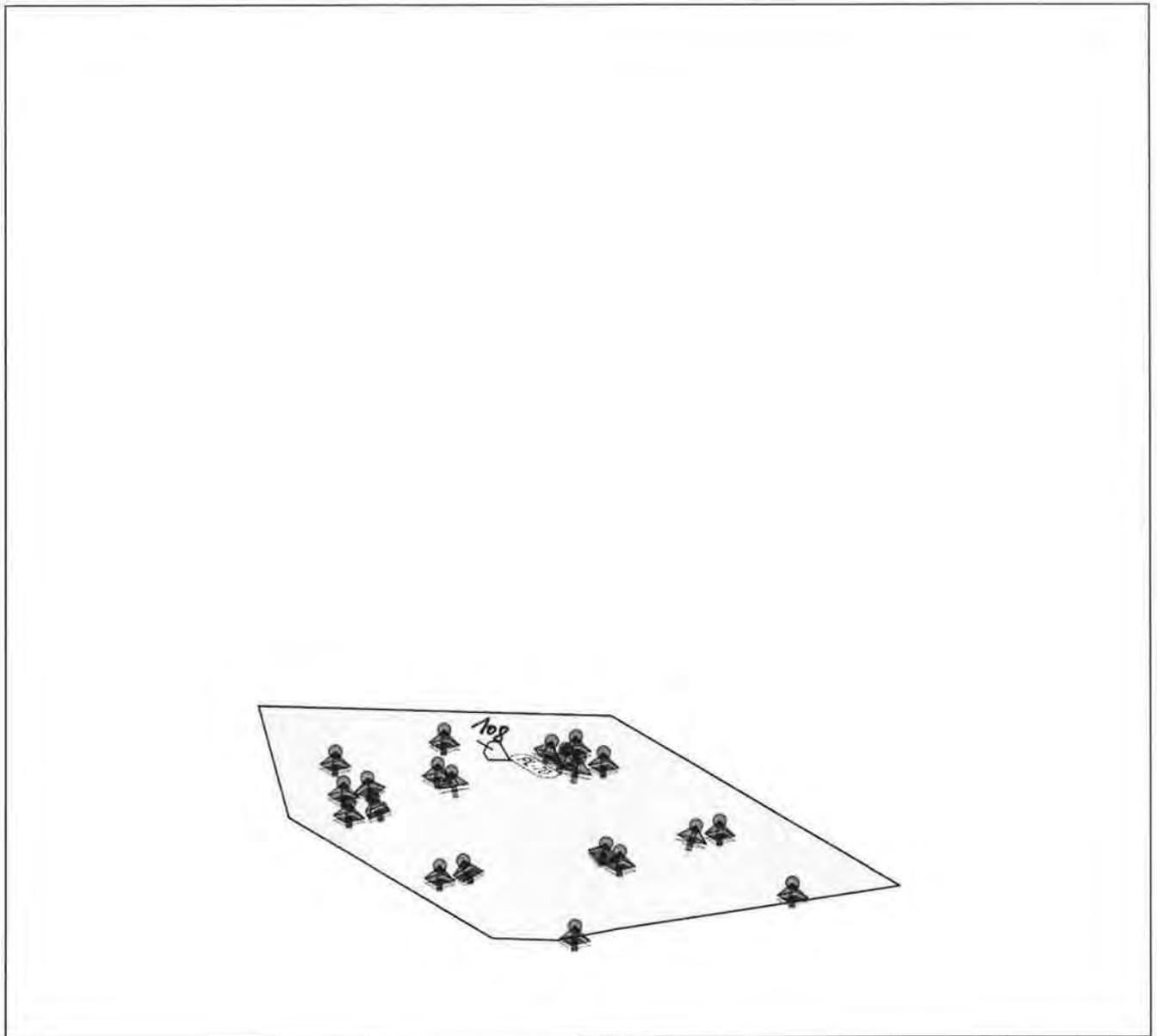
Pos.: 1.1

Seite: 61

LF-11

Lasten im Lastfall LF-11

Lastplan



Punktlasten
global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-70	Längsbelastung LF11 LF-11	PX	108.00

Koordinaten

Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-70	18.48	7.76	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 63

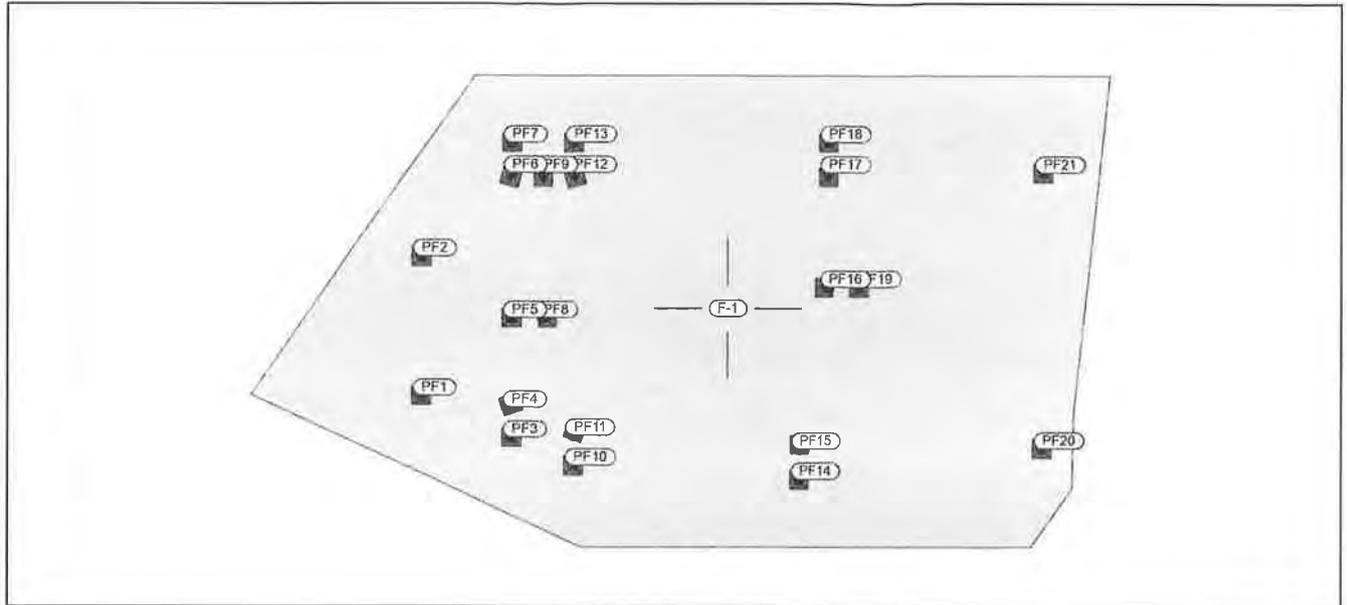
Pos. Punktlager

Punktlager-Auflager(EW)

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte des Modells

- charakteristische Punktlagerkräfte je Einwirkung
- min/max Überlagerung der Lastfälle je Einwirkung



Punktlager lokal	EW	$F_{r,min}$	$F_{s,min}$	$F_{t,min}$	$M_{r,min}$	$M_{s,min}$	$M_{t,min}$
		$F_{r,max}$	$F_{s,max}$	$F_{t,max}$			
		[kN]			[kNm]		
PF1	Gk	-	-	69.43	-	-	-
	Qk.N	-	-	0.00	-	-	-
	Qk.W	-	-	117.73	-	-	-
	Qk.L	-	-	-5.92	-	-	-
		-	-	5.92	-	-	-
PF2	Qk.L	-	-	-13.01	-	-	-
		-	-	13.01	-	-	-
	Gk.G	-	-	24.89	-	-	-
	Gk	-	-	66.98	-	-	-
	Qk.N	-	-	-118.8	-	-	-
PF3	Qk.W	-	-	155.09	-	-	-
	Qk.L	-	-	-12.37	-	-	-
		-	-	12.37	-	-	-
	Qk.L	-	-	-8.64	-	-	-
		-	-	8.64	-	-	-
PF4	Gk.G	-	-	29.34	-	-	-
	Gk	-	-	83.34	-	-	-
	Qk.N	-	-	0.00	-	-	-
	Qk.W	-	-	197.66	-	-	-
	Qk.L	-	-	-11.97	-	-	-
PF5	Qk.L	-	-	11.97	-	-	-
		-	-	-10.32	-	-	-
		-	-	10.32	-	-	-
	Gk.G	-	-	33.35	-	-	-
	Gk	-	-	96.54	-	-	-
PF6	Qk.N	-	-	-516.8	-	-	-
	Qk.W	-	-	145.21	-	-	-
	Qk.L	-	-	-41.86	-	-	-
		-	-	41.86	-	-	-
		-	-	-25.26	-	-	-
PF7		-	-	25.26	-	-	-
	Gk.G	-	-	44.78	-	-	-
	Gk	-	-	82.17	-	-	-

© 2011 IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 64

Punktlager lokal	EW	Fr,min	Fs,min	Ft,min	Mr,min	Ms,min	Mt,min
		Fr,max	Fs,max	Ft,max	Mr,max	Ms,max	Mt,max
		[kN]			[kNm]		
PF6	Qk.N	-	-	-2.36	-	-	-
		-	-	112.74	-	-	-
	Qk.W	-	-	-3.35	-	-	-
		-	-	3.35	-	-	-
	Qk.L	-	-	-7.49	-	-	-
		-	-	7.49	-	-	-
PF7	Gk.G	-	-	39.32	-	-	-
	Gk	-	-	44.90	-	-	-
	Qk.N	-	-	0.00	-	-	-
		-	-	707.59	-	-	-
	Qk.W	-	-	-42.74	-	-	-
		-	-	42.74	-	-	-
PF8	Qk.L	-	-	-59.92	-	-	-
		-	-	59.92	-	-	-
	Gk.G	-	-	69.48	-	-	-
	Gk	-	-	78.39	-	-	-
	Qk.N	-	-	-286.2	-	-	-
		-	-	225.03	-	-	-
PF9	Qk.W	-	-	-25.85	-	-	-
		-	-	25.85	-	-	-
	Qk.L	-	-	-1.31	-	-	-
		-	-	1.31	-	-	-
	Gk.G	-	-	44.45	-	-	-
	Gk	-	-	98.49	-	-	-
PF10	Qk.N	-	-	-143.8	-	-	-
		-	-	84.76	-	-	-
	Qk.W	-	-	-1.86	-	-	-
		-	-	1.86	-	-	-
	Qk.L	-	-	-135.1	-	-	-
		-	-	135.06	-	-	-
PF11	Gk.G	-	-	-33.79	-	-	-
	Gk	-	-	55.62	-	-	-
	Qk.N	-	-	0.00	-	-	-
		-	-	633.65	-	-	-
	Qk.W	-	-	-41.67	-	-	-
		-	-	41.67	-	-	-
PF12	Qk.L	-	-	-17.65	-	-	-
		-	-	17.65	-	-	-
	Gk.G	-	-	43.57	-	-	-
	Gk	-	-	95.50	-	-	-
	Qk.N	-	-	-14.29	-	-	-
		-	-	243.63	-	-	-
PF13	Qk.W	-	-	-15.49	-	-	-
		-	-	15.49	-	-	-
	Qk.L	-	-	-7.91	-	-	-
		-	-	7.91	-	-	-
	Gk.G	-	-	39.67	-	-	-
	Gk	-	-	110.89	-	-	-
PF14	Qk.N	-	-	-427.9	-	-	-
		-	-	107.79	-	-	-
	Qk.W	-	-	-32.92	-	-	-
		-	-	32.92	-	-	-
	Qk.L	-	-	-44.84	-	-	-
		-	-	44.84	-	-	-
PF15	Gk.G	-	-	29.26	-	-	-
	Gk	-	-	72.60	-	-	-
	Qk.N	-	-	-25.94	-	-	-
		-	-	430.89	-	-	-
	Qk.W	-	-	-29.42	-	-	-
		-	-	29.42	-	-	-
PF16	Qk.L	-	-	-31.88	-	-	-
		-	-	31.88	-	-	-
	Gk.G	-	-	15.66	-	-	-
	-	-	90.31	-	-	-	

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 65

Punkt lokal	EW	Fr,min	Fs,min	Ft,min	Mr,min	Ms,min	Mt,min
		Fr,max	Fs,max	Ft,max	Mr,max	Ms,max	Mt,max
		[kN]			[kNm]		
PF14	Qk.N	-	-	-267.4	-	-	-
		-	-	229.10	-	-	-
	Qk.W	-	-	-24.47	-	-	-
		-	-	24.47	-	-	-
	Qk.L	-	-	-0.68	-	-	-
		-	-	0.68	-	-	-
	Gk.G	-	-	54.85	-	-	-
PF15	Gk	-	-	146.19	-	-	-
	Qk.N	-	-	-34.10	-	-	-
		-	-	279.17	-	-	-
	Qk.W	-	-	-16.66	-	-	-
		-	-	16.66	-	-	-
	Qk.L	-	-	-5.04	-	-	-
		-	-	5.04	-	-	-
PF16	Gk.G	-	-	74.58	-	-	-
	Gk	-	-	137.08	-	-	-
	Qk.N	-	-	0.00	-	-	-
		-	-	196.24	-	-	-
	Qk.W	-	-	-3.19	-	-	-
		-	-	3.19	-	-	-
	Qk.L	-	-	-22.33	-	-	-
PF17		-	-	22.33	-	-	-
	Gk.G	-	-	126.30	-	-	-
	Gk	-	-	121.36	-	-	-
	Qk.N	-	-	0.00	-	-	-
		-	-	315.89	-	-	-
	Qk.W	-	-	-1.65	-	-	-
		-	-	1.65	-	-	-
PF18	Qk.L	-	-	-137.0	-	-	-
		-	-	137.01	-	-	-
	Gk.G	-	-	172.51	-	-	-
	Gk	-	-	140.52	-	-	-
	Qk.N	-	-	-47.52	-	-	-
		-	-	90.22	-	-	-
	Qk.W	-	-	-2.68	-	-	-
PF19		-	-	2.68	-	-	-
	Qk.L	-	-	-42.15	-	-	-
		-	-	42.15	-	-	-
	Gk.G	-	-	41.07	-	-	-
	Gk	-	-	146.42	-	-	-
	Qk.N	-	-	-167.8	-	-	-
		-	-	251.89	-	-	-
PF20	Qk.W	-	-	-17.06	-	-	-
		-	-	17.06	-	-	-
	Qk.L	-	-	-10.03	-	-	-
		-	-	10.03	-	-	-
	Gk.G	-	-	110.29	-	-	-
	Gk	-	-	156.30	-	-	-
	Qk.N	-	-	0.00	-	-	-
PF21		-	-	156.26	-	-	-
	Qk.W	-	-	-2.13	-	-	-
		-	-	2.13	-	-	-
	Qk.L	-	-	-10.89	-	-	-
		-	-	10.89	-	-	-
	Gk.G	-	-	104.93	-	-	-
	Gk	-	-	200.65	-	-	-
PF21	Qk.N	-	-	-66.71	-	-	-
		-	-	306.53	-	-	-
	Qk.W	-	-	-14.38	-	-	-
		-	-	14.38	-	-	-
	Qk.L	-	-	-14.80	-	-	-
		-	-	14.80	-	-	-
	Gk.G	-	-	135.46	-	-	-
Gk	-	-	197.74	-	-	-	

10/11/2011 10:00:00 AM C:\Users\mbo\Documents\IBZ\17096\17096_1.1.dwg

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 66

Punktlager
lokal

EW	$F_{r,min}$ $F_{r,max}$	$F_{s,min}$ $F_{s,max}$	$F_{t,min}$ $F_{t,max}$ [kN]	$M_{r,min}$ $M_{r,max}$	$M_{s,min}$ $M_{s,max}$	$M_{t,min}$ $M_{t,max}$ [kNm]
Qk.N	-	-	-60.53	-	-	-
Qk.W	-	-	280.49	-	-	-
	-	-	9.76	-	-	-
Qk.L	-	-	-16.43	-	-	-
	-	-	16.43	-	-	-
Gk.G	-	-	169.77	-	-	-

Zusammenstellung der Pfahllasten

Zusammenstellung der charakteristischen Pfahllasten (bezogen auf die einzelnen Lastfälle)

(Druck + bzw. Zug -)

Pfahl Nr.	LF1	LF2	LF3	LF4	LF5	LF6	LF7	LF8	LF9	LF10	LF11	LF12
1	69,4	24,9	11,9	41,2	31,8	72,4	57,2	105,8	-5,9	5,9	-13,0	13,0
2	67,0	29,3	15,2	124,7	130,0	139,9	120,8	-118,8	12,4	-12,4	-8,6	8,6
3	83,3	33,4	13,9	17,3	4,0	34,5	28,9	183,7	-12,0	12,0	-10,3	10,3
4	96,5	44,8	24,0	113,7	113,3	121,2	111,2	-516,8	41,9	-41,9	-25,3	25,3
5	82,2	39,3	19,4	93,3	91,6	93,4	85,8	-2,4	3,4	-3,4	-7,5	7,5
6	44,9	69,5	102,0	59,8	60,2	63,8	57,7	605,6	-42,7	42,7	-59,9	59,9
7	78,4	44,4	23,3	183,4	201,7	162,7	153,7	-286,2	25,9	-25,9	-1,3	1,3
8	98,5	-33,8	-143,8	84,8	84,1	52,3	53,3	66,4	-1,9	1,9	135,1	-135,1
9	55,6	43,6	42,8	52,7	52,1	48,1	45,9	590,9	-41,7	41,7	-17,7	17,7
10	95,5	39,7	14,5	1,3	-14,3	10,6	10,0	229,1	-15,5	15,5	-7,9	7,9
11	110,9	29,3	-29,3	106,9	107,8	82,5	81,7	-398,6	32,9	-32,9	44,8	-44,8
12	72,6	15,7	-25,9	65,3	66,0	48,4	49,4	430,9	-29,4	29,4	31,8	-31,8
13	90,3	54,8	29,0	182,3	200,1	146,3	143,8	-267,4	24,5	-24,5	0,7	-0,7
14	146,2	74,6	23,8	-0,1	-14,8	-34,1	-25,2	255,3	-16,7	16,7	5,0	-5,0
15	137,1	126,3	114,0	82,2	81,8	18,0	27,4	1,1	3,2	-3,2	-22,3	22,3
16	121,4	172,5	219,1	96,8	96,6	48,8	53,6	25,0	1,7	-1,7	-137,0	137,0
17	140,5	41,1	-47,5	90,2	90,0	25,5	34,2	10,6	2,7	-2,7	42,2	-42,2
18	146,4	110,3	61,3	176,8	190,6	72,7	83,6	-167,8	17,1	-17,1	10,0	-10,0
19	156,3	104,9	49,4	105,7	106,9	19,5	30,3	25,4	2,1	-2,1	10,9	-10,9
20	200,6	135,5	57,8	35,3	24,4	-66,7	-55,3	248,7	-14,4	14,4	14,8	-14,8
21	197,7	169,8	95,3	175,7	185,2	12,6	25,2	-60,5	9,8	-9,8	16,4	-16,4

Zusammenstellung der Bemessungs-Pfahllasten, Ermittlung der maximalen Bemessungs-Pfahllasten

(Druck + bzw. Zug -)

Pfahl Nr.	ED_1	ED_2	ED_3	ED_4	max. Fd	min. Fd
1	282,1	286,0	34,1	62,5	286,0	34,1
2	394,2	-48,2	28,8	-117,9	394,2	-117,9
3	263,6	433,1	41,5	75,0	433,1	41,5
4	509,4	-584,4	-14,0	-688,4	509,4	-688,4
5	349,6	160,4	57,6	70,4	349,6	57,6
6	557,0	1062,8	-113,5	40,4	1062,8	-113,5
7	544,1	-263,5	29,8	-358,7	544,1	-358,7
8	204,3	186,9	-378,2	43,0	204,3	-378,2
9	366,3	1020,3	-39,1	50,0	1020,3	-39,1
10	255,3	526,2	29,4	86,0	526,2	29,4
11	423,6	-408,6	-60,7	-498,1	423,6	-498,1
12	271,2	765,6	-65,3	65,3	765,6	-65,3
13	577,3	-205,2	43,5	-319,8	577,3	-319,8
14	366,2	681,0	47,9	131,6	681,0	47,9
15	688,1	357,2	85,1	123,4	688,1	85,1
16	1078,7	434,3	-98,8	109,3	1078,7	-98,8
17	376,6	261,1	-12,2	126,5	376,6	-12,2
18	765,0	94,8	91,1	-119,9	765,0	-119,9
19	606,6	390,7	121,2	140,7	606,6	121,2
20	637,2	826,8	36,7	180,5	826,8	36,7
21	956,2	405,4	138,6	87,2	956,2	87,2

maximale Pfahllast: Fed = 1078,7 kN

maximale Pfahllast: Fed = -688,4 kN

Für die Bemessung der Pfähle sind die hier ermittelten Pfahllasten um 10% zu erhöhen! Diese Erhöhung ist hier noch nicht berücksichtigt!

Alle Pfähle sind konstruktiv als Pfähle mit Wechselbelastung (Druck / Zug) auszubilden!

- ED_1 max. ED = 1,35x(LF1+LF2)+1,50xLF3+1,50x(LF4 od. LF5 od. LF6 od. LF7)+1,50x(LF9 od. LF10)+1,50x(LF11 od. LF12)
- ED_2 max. ED = 1,35x(LF1+LF2)+1,50xLF8
- ED_3 min. ED = 0,90xLF1+alle negativen Lasten mit Y = 1,35(g) bzw. Y = 1,50(q), ohne Berücksichtigung von LF8
- ED_4 min. ED = 0,90xLF1+1,50xLF8 wenn LF8 < 0,0

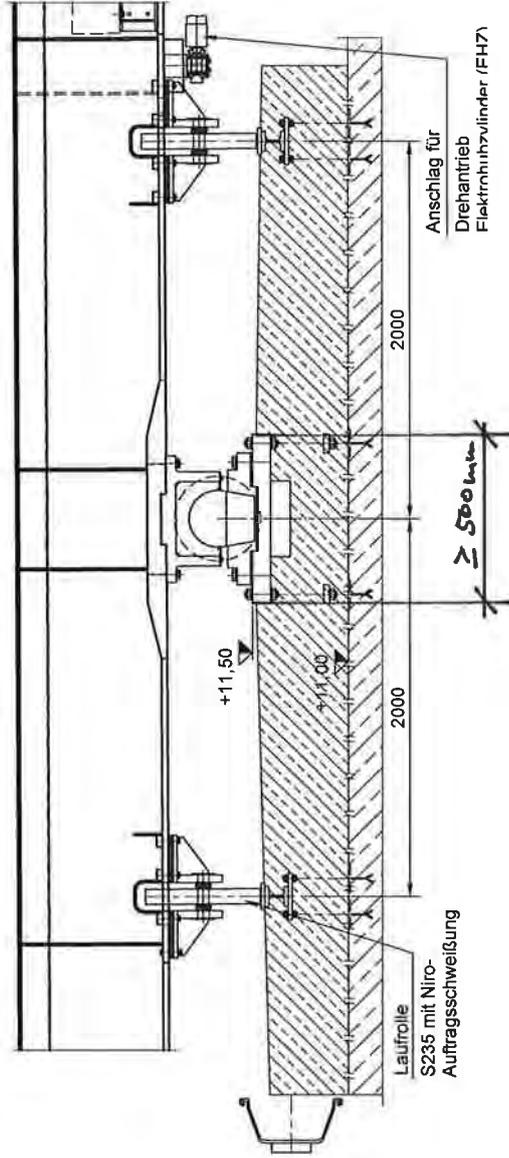
Lastfälle

- LF1 Eigengewicht der Platte
- LF2 Aufbeton Platte, Eigenl. Sockelw., ständige Erddruckl. auf die Sockelw., Hinterfüllung Sockelw.
- LF3 Verkehr Platte, Verkehr Hinterfüllung Sockelw., veränderliche Erddruckl.
- LF4 Brückenlasten Brücke geschlossen, Laststellung 1 (alternativ zu LF4 bis 8)
- LF5 Brückenlasten Brücke geschlossen, Laststellung 2 (alternativ zu LF4 und 6 bis 8)
- LF6 Brückenlasten Brücke offen, Laststellung 1 (alternativ zu LF4, 5 und 7 bis 8)
- LF7 Brückenlasten Brücke offen, Laststellung 2 (alternativ zu LF4 bis 6 und 8)
- LF8 Brückenlasten Brücke geschlossen mit Eisdruck (alternativ zu LF4 bis 7)
- LF9 Windlasten auf Brücke geschlossen, Laststellung 1 (alternativ zu LF10)
- LF10 Windlasten auf Brücke geschlossen, Laststellung 2 (alternativ zu LF9)
- LF11 Brückenlasten Brücke geschlossen, Längslasten, Laststellung 1 (alternativ zu LF12)
- LF12 Brückenlasten Brücke geschlossen, Längslasten, Laststellung 2 (alternativ zu LF11)

Stanzachse Drehtage (Lasteinleitung in Platte)

(Die übrigen Lasteinleitungspunkte werden wegen der geringen Lasten nicht nachgezeichnet)

Detail "E" ~~M 1:20~~ M 1:40
Drehlager, Laufrollen



; Lastübertragung durch den Auflager wird auf der sicheren Seite gemacht.

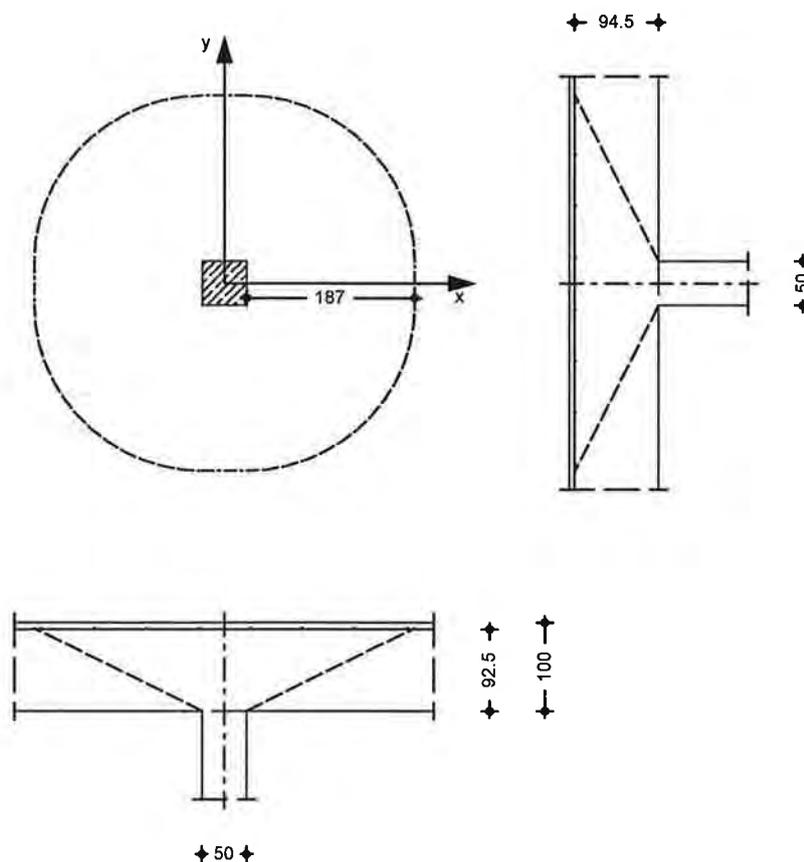
Pos. 1.1 Stanznachweis Drehlager

Gemäß dem Auszug aus der Planung der Drehbrücke (siehe vorherige Seite) wird eine Lasteinleitungsfläche von mindestens 50x50 cm angesetzt. Eine Lastausbreitung in der Aufbetonschicht wird vernachlässigt.

Es wird die Mindestbewehrung gemäß Nachweis der Rissweite unter Gebrauchslast angesetzt.

Lastzusammenstellung: gemäß Auszug aus Statik Drehbrücke
 $V_k = 1178 \text{ kN} \Rightarrow V_{Ed} = 1,40 \times 1178 = 1649 \text{ kN}$

System M 1:85 Innenstütze, Deckenplatte ohne Öffnungen



Deckenplatte	Dicke	$h = 100.00$		cm
	vorh. Biegebew.	$a_{sx} / a_{sy} =$	12.14 / 11.88	cm ² /m
	Achsabstände	$d'_x / d'_y =$	7.50 / 5.50	cm
	mittlere statische Nutzhöhe	$d =$	93.50	cm
Rechteckstütze	Breite	$c_x =$	50.00	cm
	Höhe	$c_y =$	50.00	cm
<u>Belastungen</u>	Einwirkung	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
	Ed	1649.00	0.00	0.00
<u>Bemessung (GZT)</u>	nach DIN EN 1992-1-1:2011-01, 6.4			
	Beton	C 35/45	Betonstahl	B 500SA

Projekt: 17096

Pos.: 1.1

Seite: 70

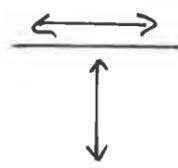
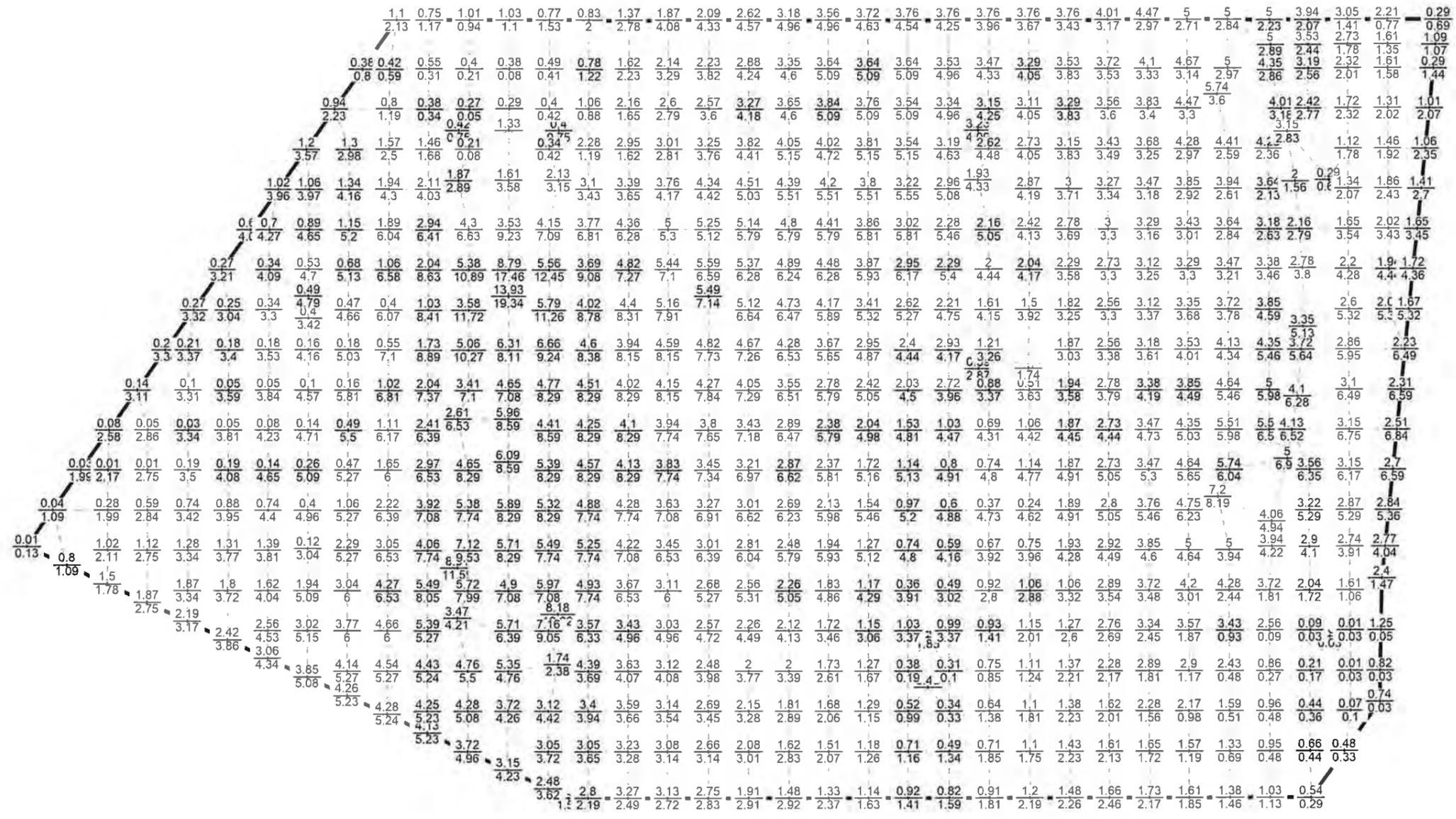
<u>Bemessung (GZT)</u>	nach DIN EN 1992-1-1:2011-01, 6.4		
	Beton C 35/45	Betonstahl	B 500SA
	Bemessungswert Querkraft	$V_{Ed} = 1649.0$	kN
	Lasterhöhungsfaktor für ausmittige Lasten		
	nach 6.4.3(6), Bild 6.21N	$\beta = 1.10$	-
	Beiwert Einfluss Plattendicke	$k = 1.46$	-
	mittl. Längsbewehrungsgrad	$\rho_l = 0.13$	%

Nachweis	Rund- schnitt	Abst. [cm]	u [m]	V_{Ed} [N/mm ²]	$V_{Rd,c}$ [N/mm ²]	$V_{Rd,max}$ [N/mm ²]
	U_{crit}	187.0	13.75	$0.141 \leq$ $0.141 \leq$	0.262	0.366

keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

Mindestbewehrung NCI Zu 6.4.5	zur Sicherstellung der Querkrafttragfähigkeit					
	Platten- seite	Rich- tung	η [-]	m_{Ed} [kNm/m]	min a_s [cm ² /m]	anzusetzende Breite
	oben	x	0.125	206.13	4.94	$b_y = 0.3 l_y$
		y	0.125	206.13	4.83	$b_x = 0.3 l_x$
	unten	x	0.000	0.00	0.00	-
		y	0.000	0.00	0.00	-

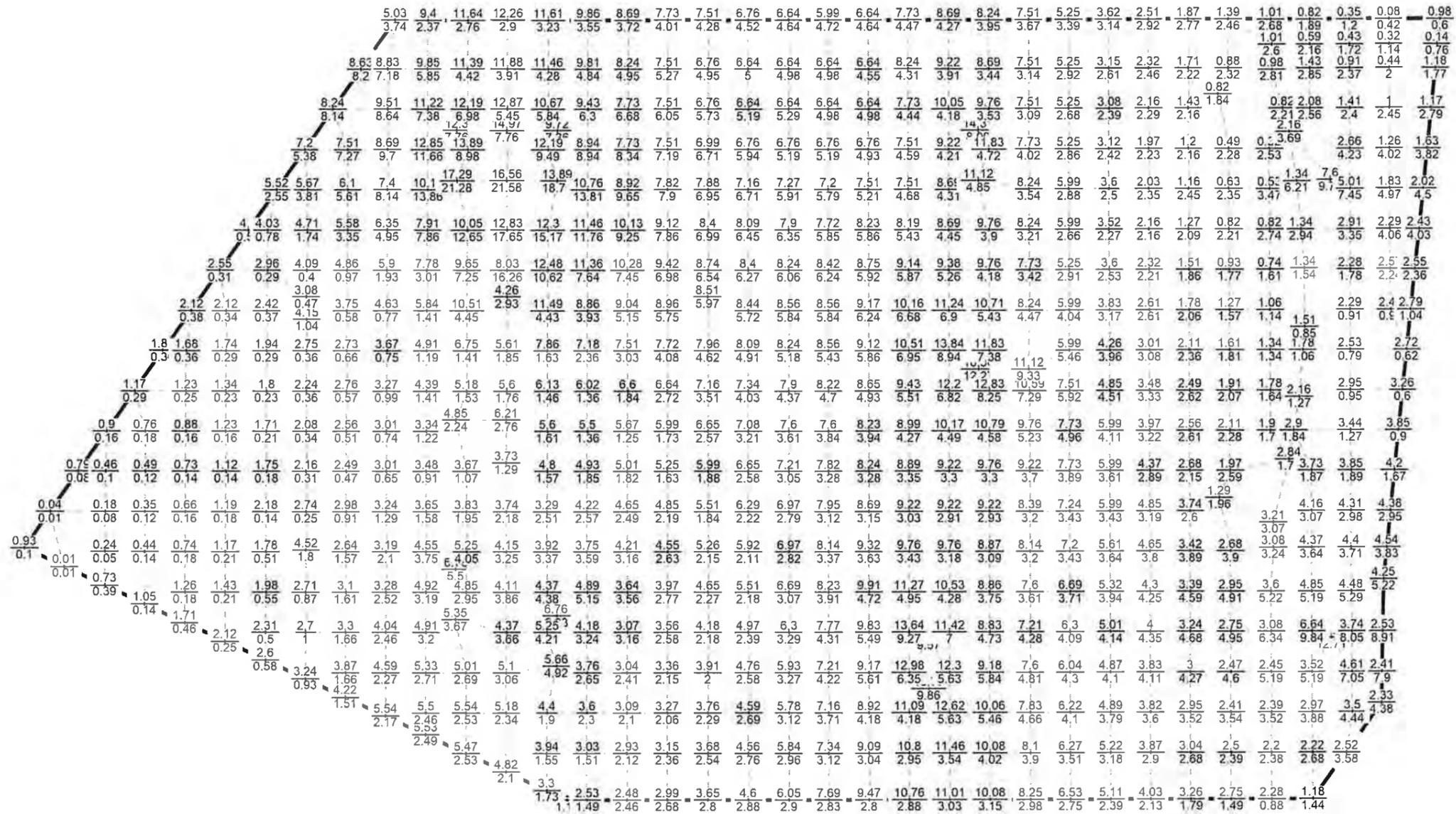
Kollapsbewehrung NCI Zu 9.4.1(3)	zur Vermeidung fortschreitenden Versagens ist im Bereich der Lasteinleitungsfläche anzuordnen		
	Bemessungsw. Querkraft ($\gamma_F=1.0$)	$V_{Ed} = 1177.9$	kN
	min. untere Bewehrung	min $A_{su} = 23.56$	cm ²



gew.: (Bewehrung) $\varnothing 20-7,5\text{cm} \# \Rightarrow 41,87 \text{ cm}^2/\text{m} > \text{verh. as} = 19,94 \text{ cm}^2/\text{m}$

cf. as unten

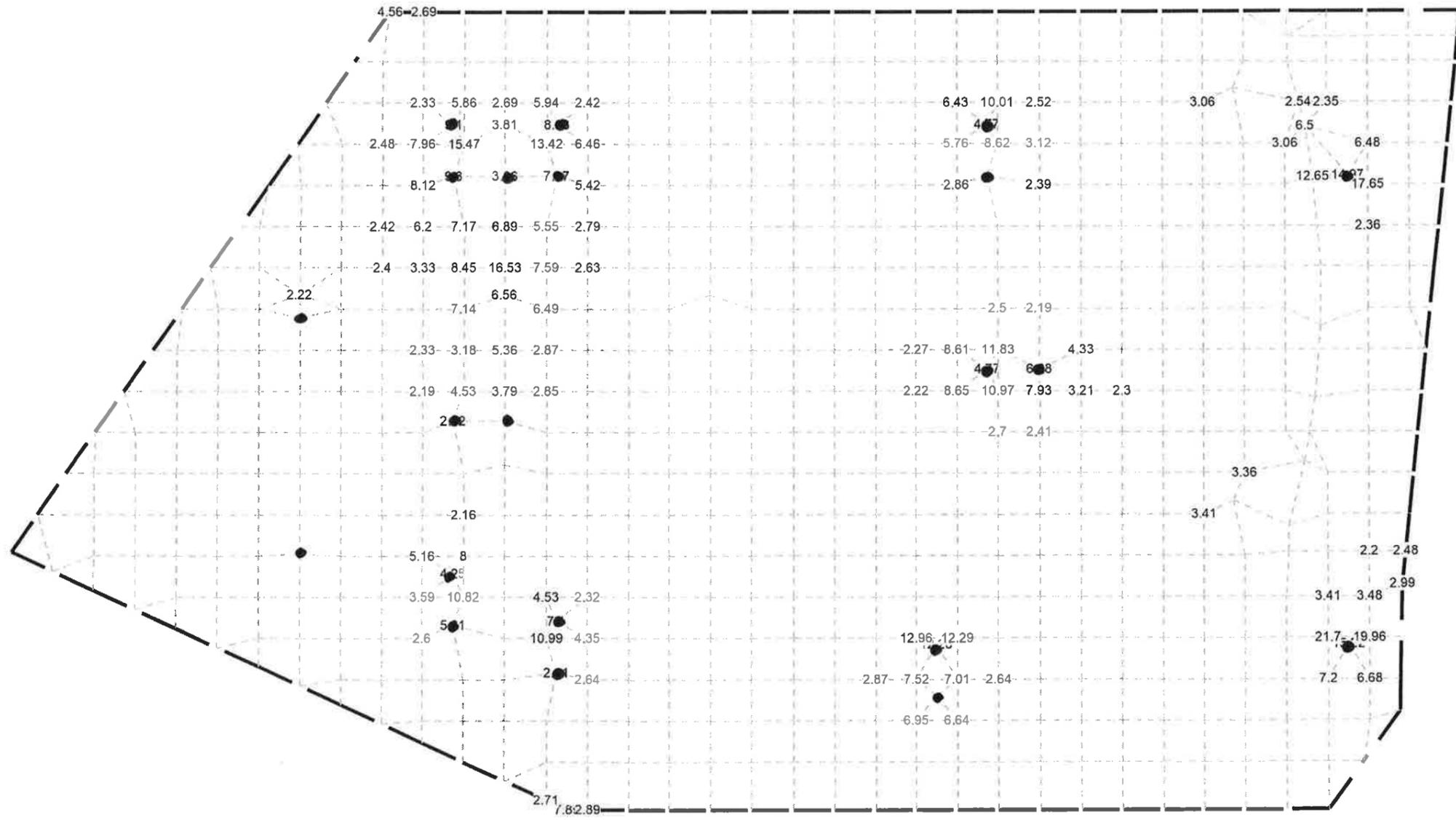
Flächenbemessung		Erforderliche Bewehrung as, erf	Maßstab: 1:50
r/s: Min = 0 / 0, Max = 13.93 / 19.34			Projekt: 17096
Beton C 35/45		aus allen Nachweisen	Pos.: 1.1
r/s: Bew.-Abstand d' = 7.5 / 5.5 cm		Unterseite in [cm ² /m]	Bezeichnung: Stb.-Platte h=100cm, C35/45
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co KG			Seite:



gew.: (Reinbewehrung) $\phi 20 - 7,5 \text{ cm} \# \Rightarrow 4,87 \text{ cm}^2/\text{m} > \text{vorh. as} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m}$

ed. as oben

Flächenbemessung		Erforderliche Bewehrung as, erf	Maßstab: 1:50
r/s: Min = 0.01 / 0.01, Max = 17.29 / 21.58	Beton C 35/45	aus allen Nachweisen	Projekt: 17096
r/s: Bew.-Abstand d' = 7.5 / 5.5 cm		Oberseite in [cm ² /m]	Pos.: 1.1
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co KG			Bezeichnung: Stb.-Platte h=100cm, C35/45
			Seite:



Schlub- / Stauwasserbewehrung
gem. Bewehrungsplanung

ef. asz

Querkräftbemessung	Querkräftbewehrung asw/sw aus allen Nachweisen in [cm²/m²]	Maßstab: 1:50
Projekt: 17096		
Pos.: 1.1		
Bezeichnung: Stb.-Platte h=100cm, C35/45		
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co KG		Seite:

POS. 1.2 Stb.-Sockelwand d = 50 cm, C35/45

(VP3-System EC Programm K.0001 Version 1.0000 2017/06/13)
 (EN 1990 B.3.2 Zuverlässigkeitsklasse RC 2 EN 1990 B.3.3 K_{Fi} 1.00)

Lastzusammenstellung: Annahmen: Anschüttung mit $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$, Ruhedruck mit $k_0 = 0.50$
 Wasserdruck wird nicht angesetzt

Erddruck
 $g_{k, \text{unten}} = 19.00 \times 1.78 \times 0.50 = 16.91 \text{ kN/m}^2$
 $g_{k, \text{oben}} = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast
 $q_k = 30.77 \times 0.50 = 15.39 \text{ kN/m}^2$

Eigenlast programmintern

Stahlbeton C 35/ 45 EN 1992-1-1/NA(DE)
 EN 1992-1-1 Tab. 4.4 Anforderungsklasse S 3 Nutzungsdauer 50 Jahre

Expositionsklassen EN 1992-1-1 Tab. 4.1

unten XC XD XS XF XA XM oben XC XD XS XF XA XM

Betondeckung und Besonderheiten 4.4.1

b.B. : bes. Beschichtung EN 1992-1-1 4.4.1.2 (8) ue : betonieren gegen unebene Flächen 4.4.1.3 (4)
 ds_B : max. Bügeldurchmesser ds_L : max. Längsstabdurchmesser

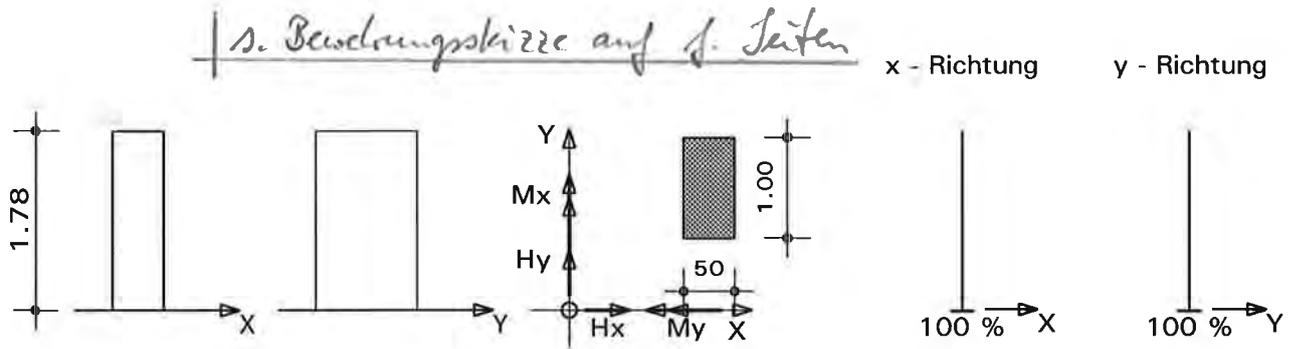
Stab	b.B.	ue	ds_B	ds_L	$c_{min, b}$	$c_{min, dur}$	$\Delta c_{dur, y}$	$\Delta c_{dur, add}$	c_{min}	Δc_{dev}	c_{nom}	d_1
		k	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm
unten	nein	0	12	12	12.0	30.0	0.0	0.0	40.0	15.0		55.0

Systemwerte

Querschnittsart 1 = Rechteck, 2 = Kreis/Ellipse, 3 = Wand, 4 = H-Stütze (a_x, a_y = Einkämmung)
 Endbedingungen 0 = frei, 1 = verschieblich -, 2 = starr gehalten, 3 = Feder
 BS Anzahl Bewehrungsstaffeln je Stab

Stab	Länge l_{col} m	Art	Querschnitte				Aufl. Bed.				Feder oben		Einspanngrade % BS					
			h_x cm	h_y cm	a_x cm	a_y cm	oben	unten	x	y	x	y	oben	unten	x	y		
unten	1.780	3	50.0					0	0	2	2			0	0	100	100	0

Ansichten, Querschnitte und Systemskizzen M. 1 / 75

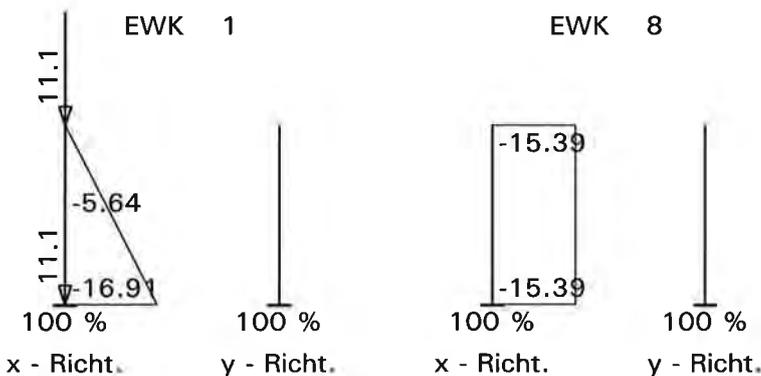


Charakteristische Einwirkungen

EWK Einwirkungskategorie (alle Kombinationen nach EN 1990 in Lastsituationen automatisch)
 Art N = Vertikallast, H = Horizontallast, STR = Streckenlast, MOM = Moment
 Richt. die Richtung gibt auch bei Momenten immer die Wirkungsrichtung an
 ex/ey Exzentrizität Vertikallasten
 a/c Einwirkungsbeginn ab Fußpunkt / Einwirkungslänge

aus	EWK	Art	Richt.	e_x cm	e_y cm	a/c m	F_{kli}/F_{kre} kN/kN/m	in Lastsituation 1234567890123456
Eigengewicht	1	N		0.0	0.0	0.000	11.12	10000000000000000
Eigengewicht	1	N		0.0	0.0	1.780	11.12	10000000000000000
g Erddruck	1	STR	x			0.000	-16.91	10000000000000000
						1.780	0.00	
q Verkehr	8	STR	x			0.000	-15.39	10000000000000000
						1.780	-15.39	

Lastsituation 1 M. 1 / 75



charakteristische Auflagerkräfte

EWK Einwirkungskategorie nach EN 1991, x und y geben immer die Wirkungsrichtung an

EWK	x m	N kN	M _x kNm	H _x kN	M _y kNm	H _y kN
-----	--------	---------	-----------------------	----------------------	-----------------------	----------------------

Lastsituation 1 Vollast

1	0.000	22.24	-8.93	-15.05	0.00	0.00
8	0.000	0.00	-24.38	-27.39	0.00	0.00

Ersatzlängen, Schlankheiten

die Ersatzlängen werden mit den wirksamen Steifigkeiten und den charakteristischen Normalkräften der Lastsituationen gerechnet, bei gestaffelter Bewehrung wird β um 10% erhöht
 KN erf. : Knicknachweis erforderlich

LS	Stab	I _{xy} dm ⁴	β_x	l _{0x} m	λ_x	KN erf.	I _{yw} dm ⁴	β_y	l _{0y} m	λ_y	KN erf.
1	unten	12.76	2.0	3.578	24.8	ja	53.99	2.0	3.578	12.4	ja

Bemessung (Mindestbewehrungsgrad nach EN 1992-1-1 kontrolliert)

RH relative Luftfeuchtigkeit ZFK Zementfestigkeitsklasse
 LEW Leiteinwirkung MAKO maßgebende Kombination

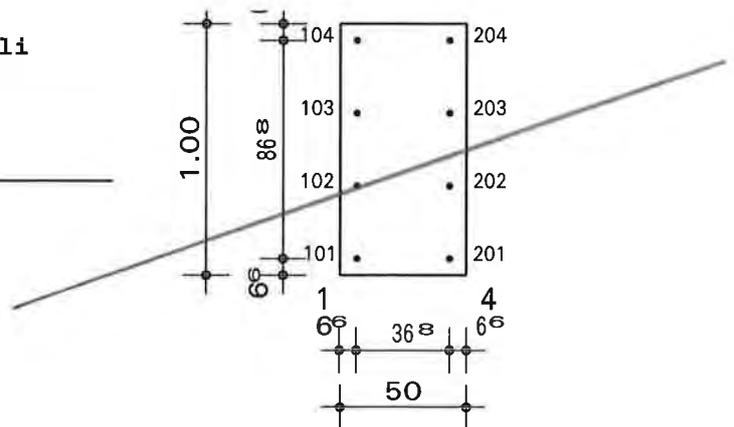
Beton C 35/ 45 Betonstahl B500B(S)

$\gamma_{c,PT}$	$\alpha_{cc,PT}$	$\gamma_{c,A}$	$\alpha_{cc,A}$	$\gamma_{s,PT}$	$\gamma_{s,A}$	t ₀ Tage	RH %	ZFK	Stab	$\varphi(\infty)$	d _{1x} cm	d _{1y} cm
1.50	0.85	1.30	1.00	1.15	1.00	28	80	2	unten	1.49	6.6	6.6

LS	Stab	Ort	LEW	MAKO	M _{Ix} M _{IIx} kNm	M _{Iy} M _{IIy} kNm	N kN	e ₀ /h _x e _i /h	e ₀ /h _y e _φ /h	e ₂ /h	ρ %	A _{s ges} cm ²
1	unten	0.000	14	1000	48.63 48.92	0.00 0.00	-30.02	3.239 0.018	0.000 0.000	0.001	0.15	7.50

Bewehrungsbild x/y bezogen auf Ecke un/li

Nr	x cm	y cm	d _g mm	θ °C
101	6.6	6.6	12	
102	6.6	35.5	12	
103	6.6	64.5	12	
104	6.6	93.4	12	
201	43.4	6.6	12	
202	43.4	35.5	12	
203	43.4	64.5	12	
204	43.4	93.4	12	



charakteristische Einwirkungen II. Ordnung (zur Weiterleitung in angrenzende Bauteile)

Die Anteile aus ständigen Einwirkungen werden mit einer eigenen Berechnung II. Ordnung ermittelt. Für weitere Einwirkungen wird die Differenz II. - I. Ordnung im Verhältnis der Normalkräfte verteilt. Momente aus getrennten Nachweisen müssen in Folgebauteilen nicht gleichzeitig angesetzt werden.

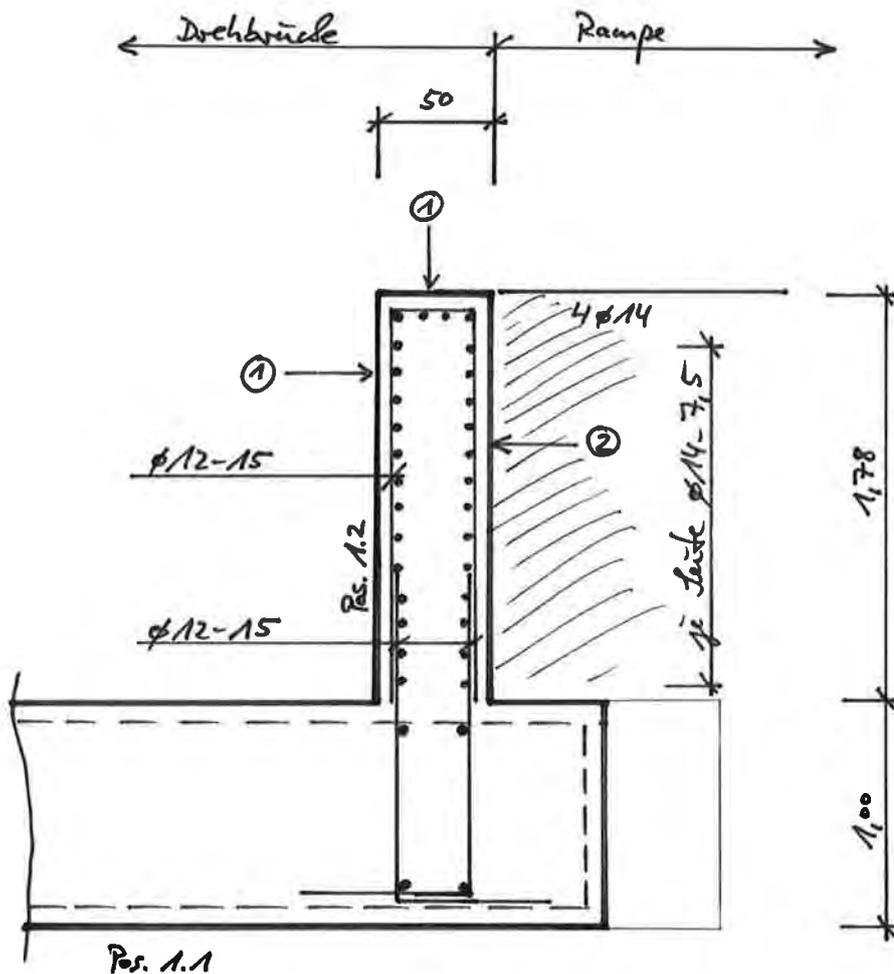
Kombinationen maximale Momente Theorie II. Ordnung

Ri : Richtung des Stabilitätsnachweises

LS	Stab	Ort m	Ri	LEW	MAKO	N_{II} kN	M_{Ix} kNm	M_{Iy} kNm	M_{IIx} kNm	M_{IIy} kNm
1	unten	0.000		g	1000	15.01			12.33	0.00
			x	14	1000	30.02	48.63		48.92	

charakteristische Momente II. Ordnung zur Weiterleitung

LS	Stab	Ort m	EWK	M_{IIx} kNm	M_{IIy} kNm	Nachweis
1	unten	0.000	1	9.14	0.00	Richtungen getrennt
			8	24.39	0.00	Richtungen getrennt



① nom $c = 5,5$ cm

② nom $c = 5,5$ cm

Systemdaten

Pos. 1.3 Schmeiderlagerung

-78-

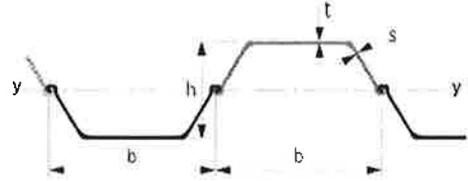
Spundwandprofil

Spundwandprofil

Profiltyp
Profil

~~PU
PU 32-0.5~~

Larssen
607n



Querschnittswerte

Querschnittswerte

B [mm]	600	600
h _P [mm]	452	452
A [cm ² /m]	237,8	241,7
t _F [mm]	19,0	13,0
t _W [mm]	10,8	10,6
W [cm ³ /m]	3130	3200

gewählte Spundwand:

Larssen 607n - 5240gp

Bemessungskennwerte

Ohne Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte	
F _{Rd,m} [kN/m]	2830,0
M _{RD,S} [kNm/m]	186,2
M _{RD,K} [kNm/m]	29,4
H _{RD,K} [kN/m]	222,0
K _{LF} [cm ² /(MN/m)]	4,91
K _{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	8,45
K _{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
K _{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,064
K _{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,230
K _{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
K _{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,275

Bemessungskennwerte (modifiziert)

Mit Berücksichtigung der Umrechnungsfakt. nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte (modifiziert)	
F _{Rd,m} [kN/m]	2830,0
M _{RD,S} [kNm/m]	186,2
M _{RD,K} [kNm/m]	43,1
H _{RD,K} [kN/m]	222,0
K _{LF} [cm ² /(MN/m)]	4,91
K _{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	8,45
K _{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
K _{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,064
K _{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,157
K _{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
K _{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,264

Systemdaten

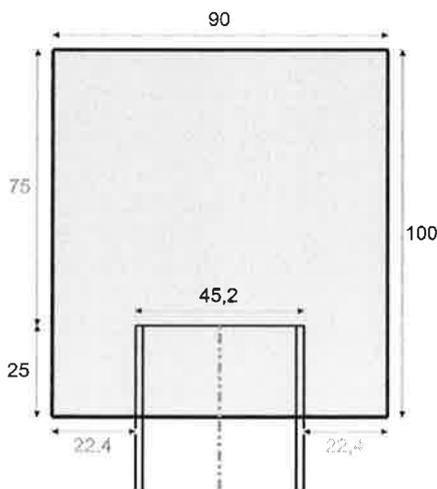
Systemdaten	mit Konsoleneinspannung
System	
b [cm]	90
h [cm]	100
L _E [cm]	25

Beton

Beton	
Betonfestigkeit	C35/45
f _{ck} [N/mm ²]	35
Betondeckung c _{nom} [mm]	45
Expositionsklasse	

Nach AbZ Z-15.6-235 Abschnitt 2.2 wird rechnerisch maximal die Betonfestigkeitsklasse C30/37 (f_{ck} = 30,0 N/mm²) angesetzt.

Querschnitt



Draufsicht (Keine Grafikdaten für das Profil vorhanden)



Belastung (gem. Lastermittlung im Anschluss an den Nachweis)

-79-

Ständige Lasten

Ständige Vertikallasten

Belastung	G kN/m	e _x cm
EG	22,5	0
aus Pos. 1.1	83,5	0

Das Eigengewicht des Balkens wird automatisch mit $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ im Lastfall EG berücksichtigt.

Veränderliche Lasten

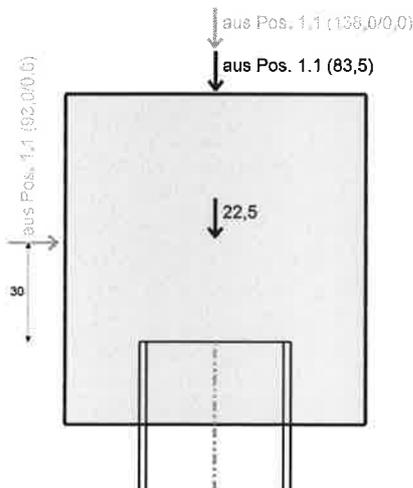
Veränderliche Vertikallasten

Belastung	Q kN/m	Q NR kN/m	e _x cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
aus Pos. 1.1	138,0	0,0	0	1,0	1,0	1,0

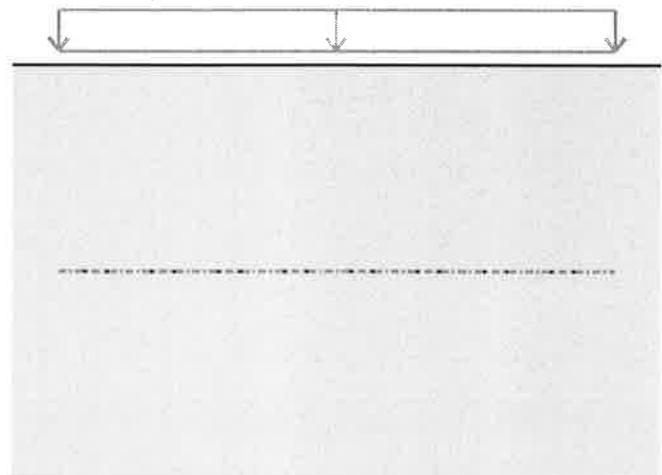
Veränderliche Horizontallasten

Belastung	Q kN/m	e _y cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
aus Pos. 1.1	93,0	30	1,0	1,0	1,0

Querschnitt



Draufsicht (Keine Grafikdaten für das Profil vorhanden)



Lastfallkombinationen

Lastfall	F kN/m	H kN/m	M kN/m
Ständige und vorübergehende Kombinationen			
0001 1.0 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1	106,0	0,0	0,0
0002 1.35 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1	113,9	0,0	0,0
0003 1.0 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1	135,2	0,0	0,0
0004 1.35 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1	143,1	0,0	0,0
0005 1.0 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	313,0	0,0	0,0
0006 1.35 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	320,9	0,0	0,0
0007 1.0 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	342,2	0,0	0,0
0008 1.35 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	350,1	0,0	0,0
0009 1.0 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	106,0	139,5	41,9
0010 1.35 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	113,9	139,5	41,9
0011 1.0 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	135,2	139,5	41,9
0012 1.35 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	143,1	139,5	41,9
0013 1.0 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	313,0	139,5	41,9
0014 1.35 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	320,9	139,5	41,9
0015 1.0 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	342,2	139,5	41,9
0016 1.35 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	350,1	139,5	41,9
0017 1.0 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1	106,0	0,0	0,0
0018 1.35 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1	113,9	0,0	0,0
0019 1.0 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1	135,2	0,0	0,0
0020 1.35 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1	143,1	0,0	0,0
0021 1.0 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	313,0	0,0	0,0
0022 1.35 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	320,9	0,0	0,0
0023 1.0 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	342,2	0,0	0,0
0024 1.35 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1	350,1	0,0	0,0
0025 1.0 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	106,0	139,5	41,9
0026 1.35 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	113,9	139,5	41,9
0027 1.0 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	135,2	139,5	41,9
0028 1.35 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	143,1	139,5	41,9
0029 1.0 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	313,0	139,5	41,9
0030 1.35 * EG + 1.0 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	320,9	139,5	41,9
0031 1.0 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	342,2	139,5	41,9
0032 1.35 * EG + 1.35 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * 1,00 * aus Pos. 1.1 + 1.5 * aus Pos. 1.1	350,1	139,5	41,9

Häufige Kombinationen

Häufige Kombinationen der nichtruhenden Lastanteile

EG = Eigengewicht, Gk = charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen

Nachweise

Die Bemessungskennwerte der Profile werden gemäß Anl. 1 der AbZ modifiziert und für die Berechnung der weiteren Widerstandswerte übernommen:

$$F_{Rd,m} = 2830,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,S} = 186,2 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,K} = 43,1 \text{ kNm/m}$$

$$H_{RD,K} = 222,0 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Tragfähigkeit (gem. Abschnitt 3.2.1 der AbZ)

$$F_d = 350,1 \text{ kN/m (0008 } 1.35 * EG + 1.35 * \text{ aus Pos. 1.1} + 1.5 * \text{ aus Pos. 1.1)}$$

$$F_{Rd,m} = 2830,0 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 139,5 \text{ kN/m (0009 } 1.0 * EG + 1.0 * \text{ aus Pos. 1.1} + 1.5 * 1,00 * \text{ aus Pos. 1.1)}$$

$$H_{RD,K} = 222,0 \text{ kN/m}$$

LFK	F_d kN/m	M_d kNm/m	$M_{Rd,K}(F_d)$ kNm/m	$M_{Rd,S}(F_d)$ kNm/m	$M_{Rd}(F_d)$ kNm/m	$M_d / M_{Rd}(F_d)$
0001	106,0	0,0	41,5	13,9	55,5	0,00
0002	113,9	0,0	41,4	15,0	56,4	0,00
0003	135,2	0,0	41,1	17,8	58,9	0,00
0004	143,1	0,0	40,9	18,8	59,8	0,00
0005	313,0	0,0	38,4	41,2	79,5	0,00
0006	320,9	0,0	38,2	42,2	80,5	0,00
0007	342,2	0,0	37,9	45,0	82,9	0,00
0008	350,1	0,0	37,8	46,1	83,9	0,00
0009	106,0	41,9	41,5	13,9	55,5	0,75
0010	113,9	41,9	41,4	15,0	56,4	0,74
0011	135,2	41,9	41,1	17,8	58,9	0,71
0012	143,1	41,9	40,9	18,8	59,8	0,70
0013	313,0	41,9	38,4	41,2	79,5	0,53
0014	320,9	41,9	38,2	42,2	80,5	0,52
0015	342,2	41,9	37,9	45,0	82,9	0,50
0016	350,1	41,9	37,8	46,1	83,9	0,50
0017	106,0	0,0	41,5	13,9	55,5	0,00
0018	113,9	0,0	41,4	15,0	56,4	0,00
0019	135,2	0,0	41,1	17,8	58,9	0,00
0020	143,1	0,0	40,9	18,8	59,8	0,00
0021	313,0	0,0	38,4	41,2	79,5	0,00
0022	320,9	0,0	38,2	42,2	80,5	0,00
0023	342,2	0,0	37,9	45,0	82,9	0,00
0024	350,1	0,0	37,8	46,1	83,9	0,00
0025	106,0	41,9	41,5	13,9	55,5	0,75
0026	113,9	41,9	41,4	15,0	56,4	0,74
0027	135,2	41,9	41,1	17,8	58,9	0,71
0028	143,1	41,9	40,9	18,8	59,8	0,70
0029	313,0	41,9	38,4	41,2	79,5	0,53
0030	320,9	41,9	38,2	42,2	80,5	0,52
0031	342,2	41,9	37,9	45,0	82,9	0,50
0032	350,1	41,9	37,8	46,1	83,9	0,50

NachweisergebnisseTragfähigkeitsnachweis

$$F_d \leq F_{Rd,m}$$

$$350,10 \leq 2830,00 \quad \alpha = 0,12 < 1,00$$

$$H_d \leq H_{Rd,K}$$

$$139,50 \leq 222,00 \quad \alpha = 0,63 < 1,00$$

$$M_d \leq M_{Rd}(F_d)$$

$$41,85 \leq 55,45 \quad \alpha = 0,75 < 1,00$$

X

Ermüdungsnachweis

$$F_{d,freq} \leq F_{Rd,m,fat}$$

Nachweis nicht erforderlich

$$M_{d,freq}(F_{d,freq}) \leq M_{Rd,fat}(F_{d,freq})$$

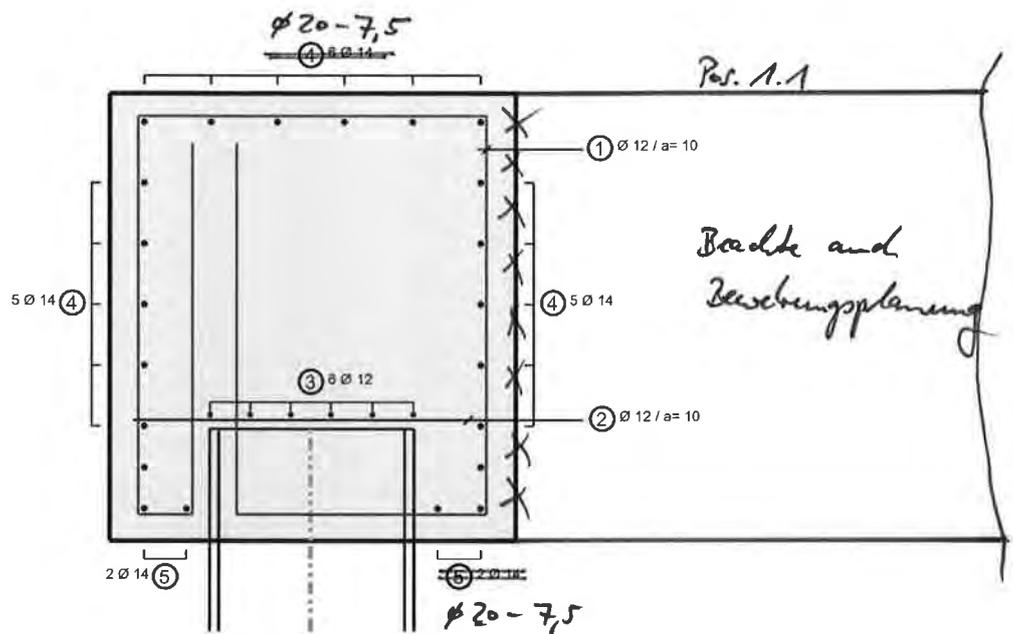
Nachweis nicht erforderlich

Bewehrungswahl

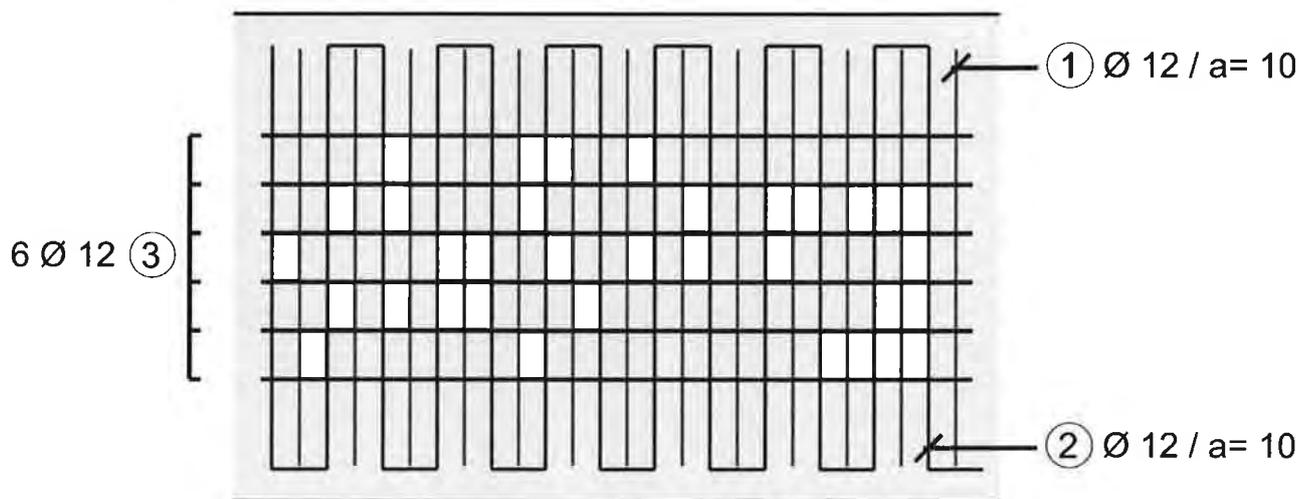
	erforderliche Bewehrung	gewählte Bewehrung	gewählt [cm ² /m], [cm ²]	[kg/m]
Pos. 1 [cm ² /m]	9,19	Ø12/10	11,31	43,3
Pos. 2 [cm ² /m]	9,37	Ø12/10	11,31	7,9
Pos. 3 [cm ²]	2,36	6 Ø 12	6,79	5,3
Pos. 4 [cm ²]	konstruktiv	16 Ø 14	24,63	19,3
Pos. 5 [cm ²]	konstruktiv	4 Ø 14	6,16	4,8

Hinweis: Bei der Berechnung der Massen wurden für die in Längsrichtung verlaufenden Positionen noch keine Zuschläge für Übergreifungen berücksichtigt.

Bewehrungsquerschnitt



Bewehrungsdraufsicht (Keine Grafikdaten für das Profil vorhanden)



Ermittlung Lasten für Nachweis Schneidenlagerung

(VP3-System EC Programm E.0021 Version 1.0000 2017/07/13)
 (EN 1990 B.3.2 Zuverlässigkeitsklasse RC 2 EN 1990 B.3.3 K_{Fi} 1.00)

Beton C 35/ 45 EN 1992-1-1/NA(DE)
EN 1992-1-1 Tab. 4.4 Anforderungsklasse S 3 Nutzungsdauer 50 Jahre

Expositionsklassen EN 1991-1-1 Tab. 4.1

Position	unten	XC	XD	XS	XF	XA	XM	oben	XC	XD	XS	XF	XA	XM
konstant		4	1	0	2	1	0		4	1	0	2	1	0

Betondeckung und Besonderheiten 4.4.1

b.B. : bes. Beschichtung EN 1992-1-1 4.4.1.2 (8) ue : betonieren gegen unebene Flächen 4.4.1.3 (4)
 ds_L : max. Bewehrungsstabdurchmesser

Position	b.B.	ue	ds _L k	c _{min,b} mm	c _{min,dur} mm	Δc _{dur,y} mm	Δc _{dur,add} mm	c _{min} mm	Δc _{dev} mm	c _{nom} mm	d ₁ cm	
konstant	unten	nein	0	10	10.0	30.0	10.0	0.0	40.0	15.0	55.0	6.5
	oben	nein	0	10	10.0	30.0	10.0	0.0	40.0	15.0	55.0	6.5

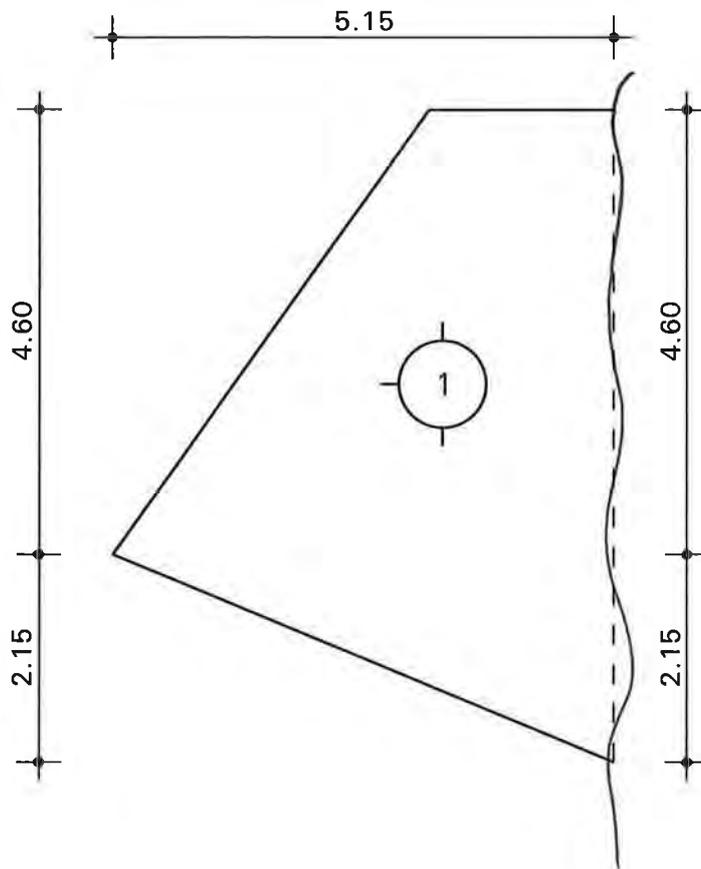
Systemwerte und Flächenlasten

Rand : 0 = frei, 1 = freidrehbar gelagert, 2 = angrenzende Platte, >2 = Einspannung in %
 EWK : Einwirkungskategorie

Platten- position	Definition				Dicke			Stützweiten		Einwirkungen			
	Ränder				h cm	lx m	ly m	ständig		veränderl.			
	un	li	ob	re				kN/m ²	EWK	kN/m ²	EWK		
1	1	1	1	0	100	3.53	5.68	12.50	1	5.00	7		

das Eigengewicht der Platten wird automatisch ermittelt und EWK 1 zugewiesen

Grundriss M. 1 / 75



Sonderlasten

Typ : E = Einzel- (kN), S = Streifen- (kN/m), T = Teilflächenlast (kN/m²)

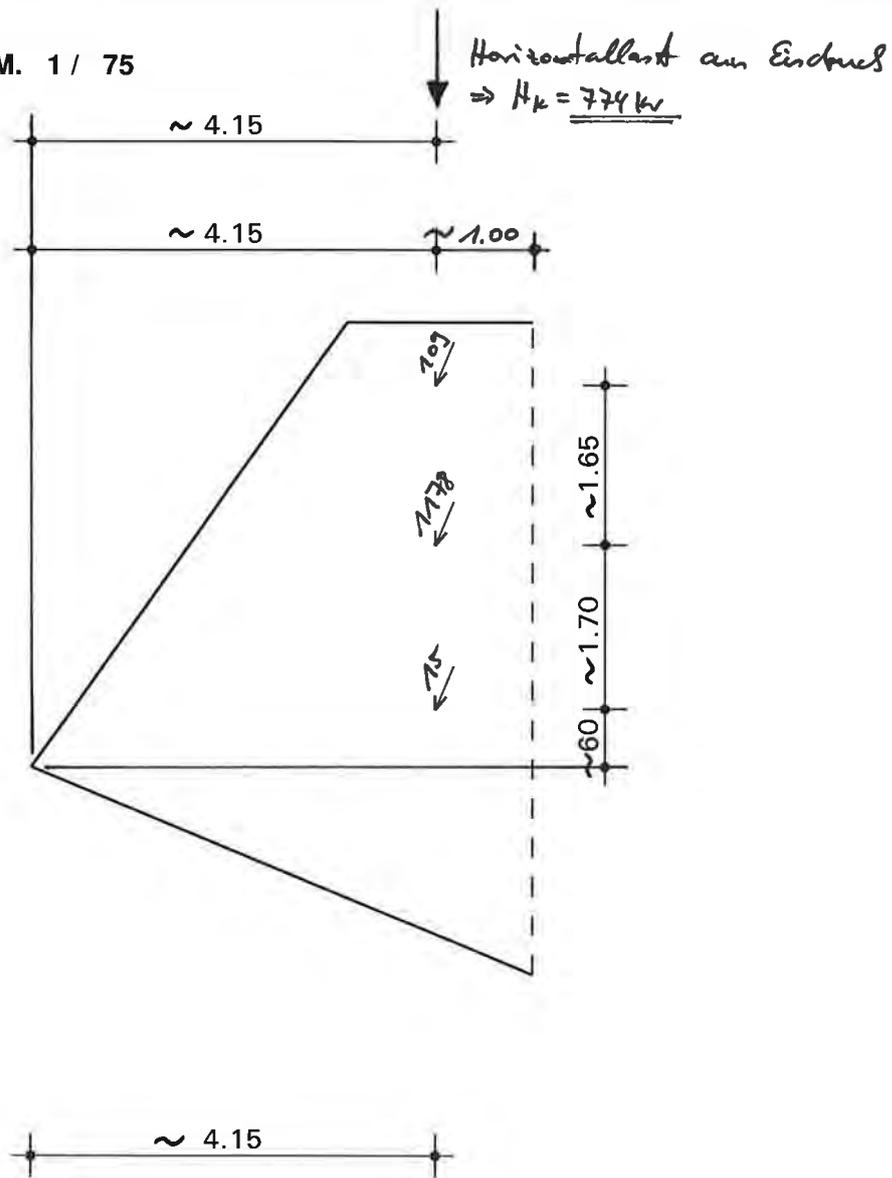
x/y/w : Lage zu Plattenecke un/li (bei E Zentrum, S Achse Lastbeginn, T Lastecke un/li), w Richtung

tx/ty : Lastaufstandsweiten (bei Streifenlasten tx in Lastlängs- und ty in Lastquerrichtung)

Position Bemerkung	Typ	x m	y m	w °	tx m	ty m	Ort	Einwirkung EWK kN, kN/m, kN/m ²	
auf Platte 1	E	4.150	3.950		0.000	0.000	mittig	109.00	7
auf Platte 1	E	4.150	2.300		0.000	0.000	mittig	1178.00	7
auf Platte 1	E	4.150	0.600		0.000	0.000	mittig	15.00	7

X

Sonderlasten M. 1 / 75



Schnittkräfte

Einzelplattenbetrachtung unter Berücksichtigung der Steifigkeiten angrenzender Platten über Federn
ständige Einwirkungen werden auf allen angrenzenden Platten gleichzeitig angesetzt
veränderliche Einwirkungen werden nur auf der betrachteten Platte (max M) bzw. nur auf den angrenzenden Platten (min M) angesetzt

Auflagerkräfte aus Flächenlasten charakteristisch

Laststrecken c von links bzw. unten aus betrachtet

Position	EWK	Rand	f_{li} kN/m	f_{re} kN/m	c_1 m	c_2 m	c_3 m
1	1	unten	106.41	106.41	2.838	0.688	0.000
		links	106.41	106.41	2.838	0.000	2.838
		oben	106.41	106.41	2.838	0.688	0.000
	7	unten	14.19	14.19	2.838	0.688	0.000
		links	14.19	14.19	2.838	0.000	2.838
		oben	14.19	14.19	2.838	0.688	0.000

Auflagerkräfte aus Sonderlasten charakteristisch

Einzellastgruppen der Ränder von unten bzw. links

EWK	Rand	Anz.	Abst.	F 1	F 2	F 3	F 4	F 5	F 6	F 7	F 8	F 9
			m	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Platte 1												
7	un	9	0.44	-185.1	1.3	8.1	12.7	21.3	33.2	45.6	54.8	623.6
	li	9	0.71	-185.1	51.3	95.5	121.2	123.6	105.0	73.9	37.0	-167.8
	ob	9	0.44	-167.8	2.1	8.6	12.5	18.5	24.9	30.7	34.8	467.7

=> Belastung für Nachweis Schneidenlagerung

vertikal:

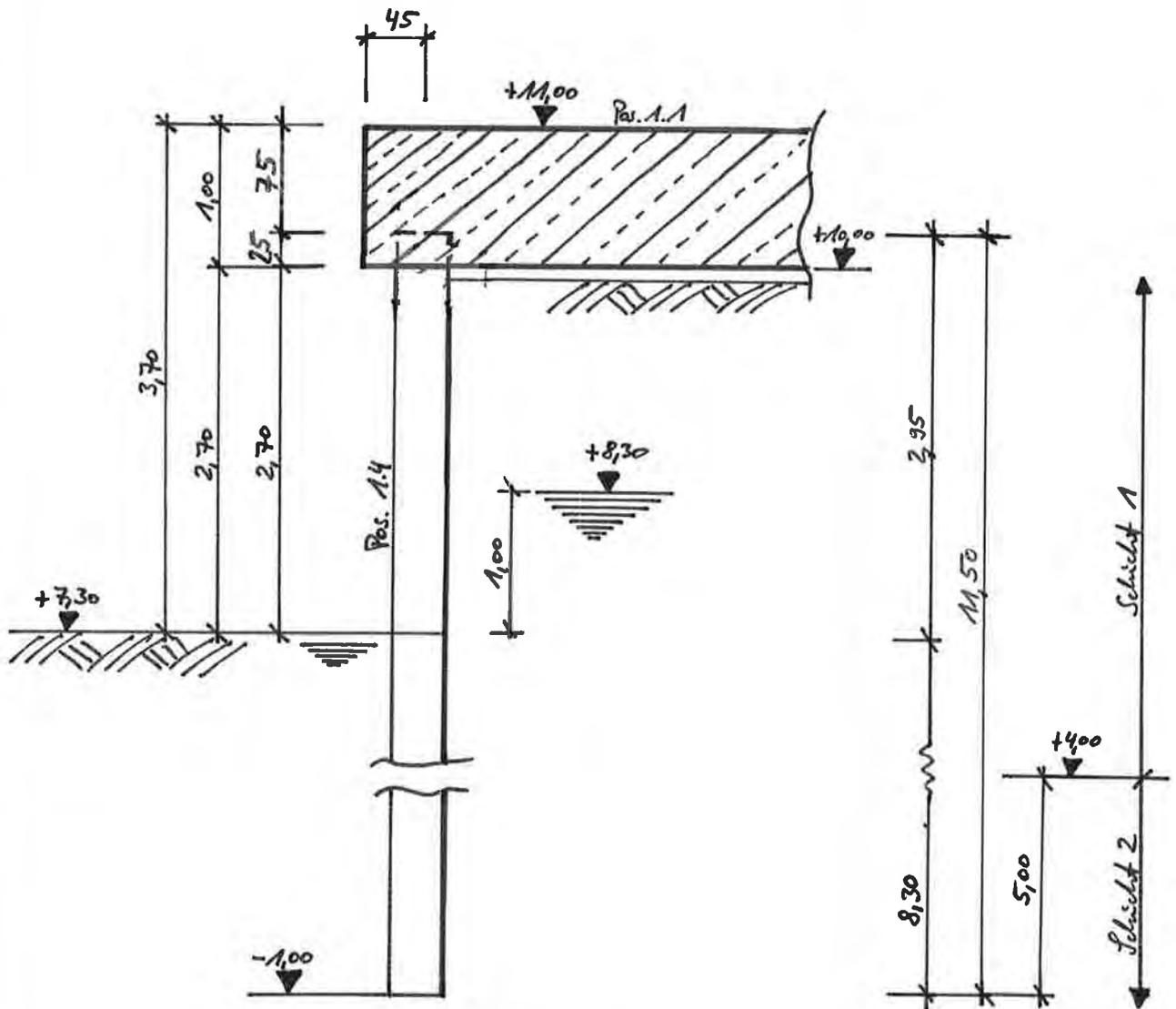
$$q_k = 106 \text{ kV/m}$$

$$q_k = 14 + 124 = 138 \text{ kV/m}$$

horizontal:

$$q_k \approx 774 / 8,30 = 93 \text{ kV/m}$$

Pos. 1.4 Nachweis Spundwände (Rinzipskizze)



	φ'	γ	γ'
Schicht 1	30°	18 kN/m ³	9 kN/m ³
Schicht 2	35°	19 kN/m ³	11 kN/m ³

Pos. 1.4 Nachweis Spundwände

Pos. 1.4.1 Nachweis Bauzustand 1

Bauzustand 1 => Spundwand bis 30 cm unter OK angeschüttet.

Nach setzen der GEWI-Pfähle => Anordnung von 5 cm Sauberkeitsschicht
 => OK Sauberkeitsschicht liegt 25 cm unter OK Spundwand.

Lastzusammenstellung:

<u>Qk.1 Verkehrslast Herstellung Bewehrung</u>	
Verlegemannschaft Bewehrung	0,75 kN/m ²
Bewehrung	2,00 kN/m ²

	qk = 2,75 kN/m ²

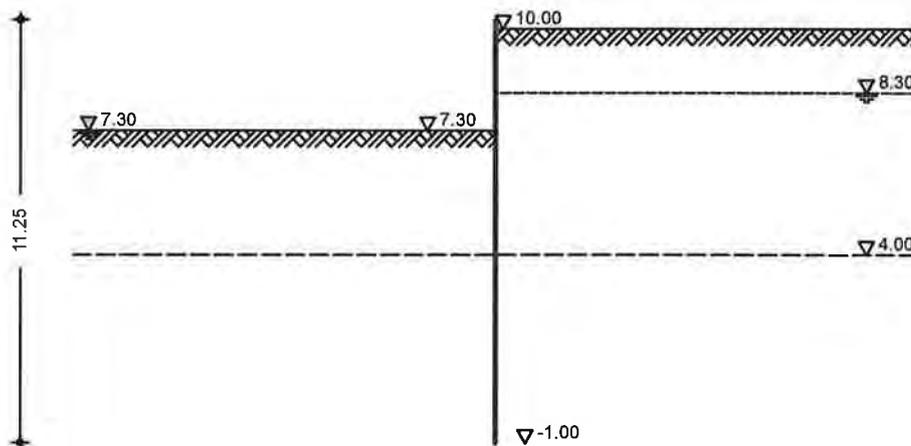
Qk.2 Verkehrslast Herstellung Pfähle
 qk = 20,00 kN/m²

Qk.1 und Qk.2 wirken alternativ

Anmerkung zum Ansatz des passiven wandreibungswinkel:

Bei Nachweis des vertikalen Gleichgewichtes mit einem passiven wandreibungswinkel von $-1/3 \times \Phi$ zeigt die resultierende Kraft nach oben, was mechanisch nicht möglich ist. Der passive wandreibungswinkel wird daher soweit reduziert, dass der Nachweis des vertikalen Gleichgewichtes gerade erfüllt ist. Dieses führt im Ergebnis zu einer Reduzierung des horizontalen passiven Erddruckes und damit zur Vergrößerung der Einbindelänge und der Schnittgrößen.

System
 M 1:200



<u>Bauzustände</u>	Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
	A	2.95	100.00	

Baugrund

Gelände erds. ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf z = 0.25 m

Boden	Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	$c_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ [°]
			γ_3		$c_{p,k}$	$\delta_{p,k}$	$\delta_{pc,k}$
	1	6.00	18.0	30.0	-	20.0	0.0
			9.0		-	-9.2	0.0
	2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

Seite: 90

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	$c_{a,k}$ $c_{p,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ $\delta_{p,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ $\delta_{pc,k}$ [°]
		11.0			-10.7	0.0

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E	Erddruck infolge Bodeneigenlast	
Gk.H	Ständige Einwirkungen	
Gk	Wasserdruck ständig	
Qk.1	Ständige Einwirkungen	
Qk.2	Verkehr Bewehrung	
	Kategorie E - Lagerräume	LG 1
	Verehr Pfahlsetzen	
	Kategorie E - Lagerräume	LG 1

Lastgruppen

LG 1 Einwirkungen, die nicht gleichzeitig wirken
 1 Qk.1 / Qk.2

Erläuterungen

Gruppen (LG)
 Einwirkungen, die der gleichen Lastgruppe zugeordnet werden, können nicht gleichzeitig auftreten.

Belastungen

Flächenlasten

Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
1	Qk.1	GLe				2.75
2	Qk.2	GLe				20.00

GLe: erdseitige Gleichlast

Linienlasten an Wand

Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	Gk	0.00	0.00	0.01	0.00
2	Qk	0.00	0.00	0.01	0.00

Erddruck

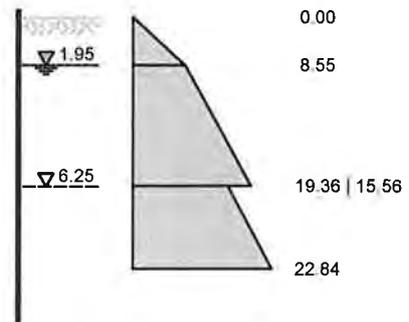
Belastender Erddruck (bis 9.20 m)

EW Gk.E

aktiver Erddruck
 Grundwasser

Z_{gw} = 1.95 m

M 1:270



Erddruckspannungen

z [m]	K_{agh} [-]	K_{ach}	K_{aph}	e_{agh} [kN/m ²]	e_{ach}	e_{aph}	Σe_h
0.25	0.279	0.922	0.279	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	0.279	0.922	0.279	8.5	0.0	0.0	8.55
6.25	0.279	0.922	0.279	19.4	0.0	0.0	19.36

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

Seite: 91

Z [m]	$K_{a gh}$ [-]	$K_{a ch}$	$K_{a ph}$	$e_{a gh}$ [kN/m ²]	$e_{a ch}$	$e_{a ph}$	Σe_h
6.25	0.224	0.813	0.224	15.6	0.0	0.0	15.56
9.20	0.224	0.813	0.224	22.8	0.0	0.0	22.84

Resultierende Erddruckspannungen

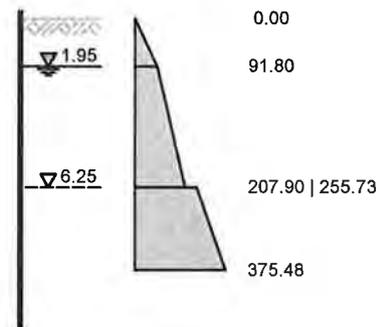
Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.25	0.00
1.95	8.55
6.25	19.36
6.25	15.56
9.20	22.84

aktive Erddruckkraft $E_{a h} = 123.91$ kN/m
 $E_{a v} = 48.88$ kN/m

EW #BodenEc

passiver Erddruck $E_{p c}$ für den Nachweis der Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser $Z_{g w} = 1.95$ m

M 1:270



Erddruckspannungen

Z [m]	$K_{p gh}$ [-]	$K_{p ch}$	$K_{p ph}$	$e_{p gh}$ [kN/m ²]	$e_{p ch}$	$e_{p ph}$	Σe_h
0.25	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	3.000	3.464	3.000	91.8	0.0	0.0	91.80
6.25	3.000	3.464	3.000	207.9	0.0	0.0	207.90
6.25	3.690	3.842	3.690	255.7	0.0	0.0	255.73
9.20	3.690	3.842	3.690	375.5	0.0	0.0	375.48

Resultierende Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.25	0.00
1.95	91.80
6.25	207.90
6.25	255.73
9.20	375.48

Erdwiderstand $E_{p ch} = 1653.41$ kN/m
 $E_{p cv} = 0.00$ kN/m

Bauzustand: A

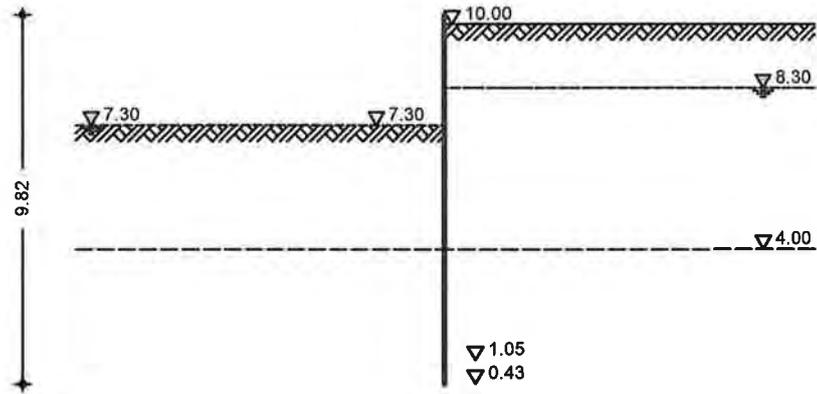
Lagerung des Wandfußes: im Boden voll eingespannt
 Aushubniveau $z = 2.95$ m
 theoretische Einbindetiefe $t_1 = 6.25$ m
 Rammtiefenzuschlag ($0.10 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.63$ m
 erforderliche Wandtiefe $T_{er f} = 9.82$ m

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

Seite: 92

System
 M 1:200



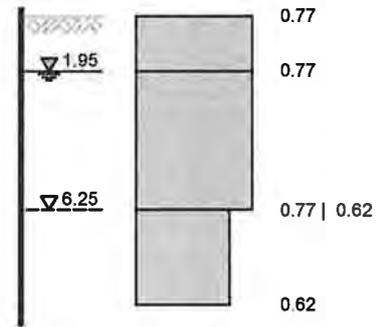
Gelände luft.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 2.95$ m

Erddruck
 EW Qk.1

Gleichlast erdseitig $p = 2.75$ kN/m²

M 1:235



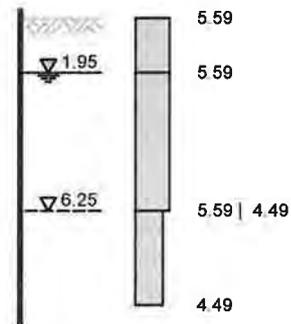
z [m]	$K_{a p h}$ [-]	$e_{a p h}$ [kN/m ²]
0.25	0.2794	0.77
1.95	0.2794	0.77
6.25	0.2794	0.77
9.20	0.2245	0.62

aktive Erddruckkraft
 $E_{a h} = 6.43$ kN/m
 $E_{a v} = 2.46$ kN/m

EW Qk.2

Gleichlast erdseitig $p = 20.00$ kN/m²

M 1:235



Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

Seite: 93

Z [m]	$K_{a\ p\ h}$ [-]	$e_{a\ p\ h}$ [kN/m ²]
0.25	0.2794	5.59
1.95	0.2794	5.59
6.25	0.2794	5.59
9.20	0.2245	4.49

aktive Erddruckkraft

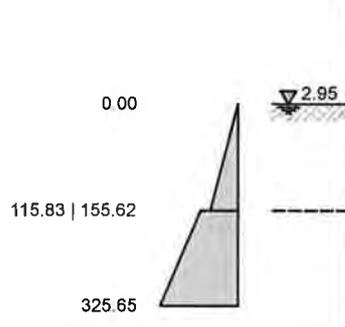
$E_{a\ h} = 46.77$ kN/m
 $E_{a\ v} = 17.91$ kN/m

EW #BodenL

passiver Erddruck
 Grundwasser

$Z_{g\ w} = 2.95$ m

M 1:235



Erddruckspannungen

Z [m]	$K_{p\ g\ h}$ [-]	$K_{p\ c\ h}$	$K_{p\ p\ h}$	$e_{p\ g\ h}$ [kN/m ²]	$e_{p\ c\ h}$	$e_{p\ p\ h}$	Σe_h
2.95	3.900	4.413	3.822	0.0	0.0	0.0	0.00
6.25	3.900	4.413	3.822	115.8	0.0	0.0	115.83
6.25	5.240	5.298	5.089	155.6	0.0	0.0	155.62
9.20	5.240	5.298	5.089	325.7	0.0	0.0	325.65

Resultierende
 Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
2.95	0.00
6.25	115.83
6.25	155.62
9.20	325.65

Erdwiderstand

$E_{p\ h} = 901.01$ kN/m
 $E_{p\ v} = -164.99$ kN/m

Wasserdruck

Belastender Wasserdruck

luftseitig

Grundwasserstand: 2.95 m

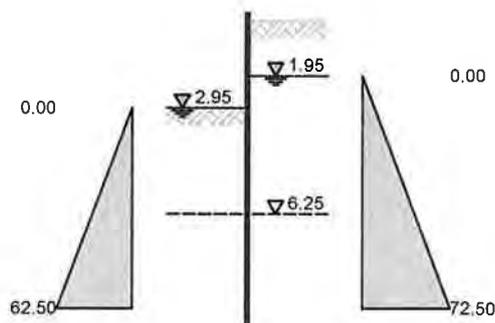
$W_h = 195.31$ kN/m

erdseitig

Grundwasserstand: 1.95 m

$W_h = 262.81$ kN/m

M 1:235



Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

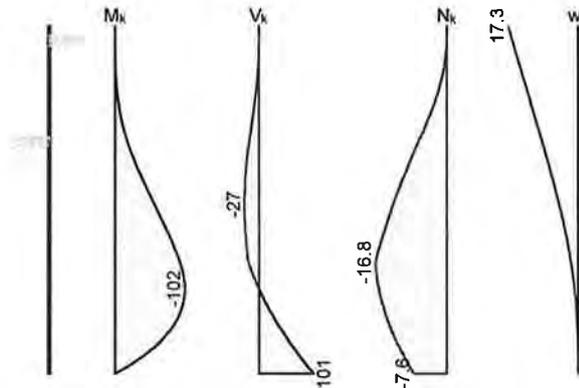
Seite: 94

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B		C	
	[kN/m]		[kN/m]	
Gk.E	225.24		-101.33	
Gk.H	121.12		-53.62	
Gk	-0.00		-0.00	
Qk.1	15.98		-9.55	
Qk.2	116.23		-69.46	

Char. Schnittgrößen

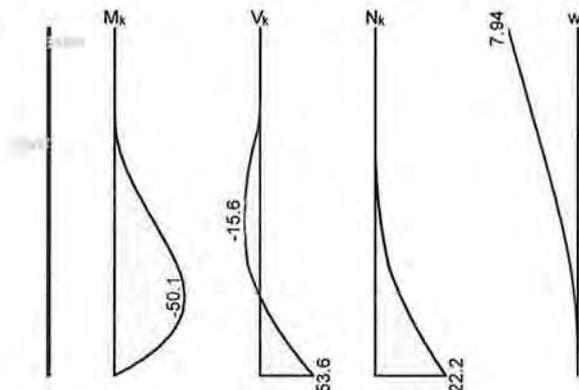
Einwirkung Gk.E
 M 1:200



Einwirkung Gk.E

Z [m]	Mk [kNm/m]	Vk [kN/m]	Nk [kN/m]	Wk [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	17.33
4.72	-57.77	-26.85	-12.55	4.73
6.25	-95.16	-19.50	-16.77	1.78
6.90	-102.36	-1.80	-16.00	0.95
6.96	-102.41	0.00	-15.90	0.89
9.20	0.00	101.33	-7.63	0.00

Einwirkung Gk.H
 M 1:200



Einwirkung Gk.H

Z [m]	Mk [kNm/m]	Vk [kN/m]	Nk [kN/m]	Wk [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	7.94
5.07	-27.24	-15.60	1.71	1.96
6.90	-49.69	-3.57	7.03	0.48
7.11	-50.08	0.00	8.10	0.38
9.20	0.00	53.62	22.18	0.00

Einwirkung Gk

Z [m]	Mk [kNm/m]	Vk [kN/m]	Nk [kN/m]	Wk [mm]
0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00
6.90	0.00	0.00	-0.01	0.00

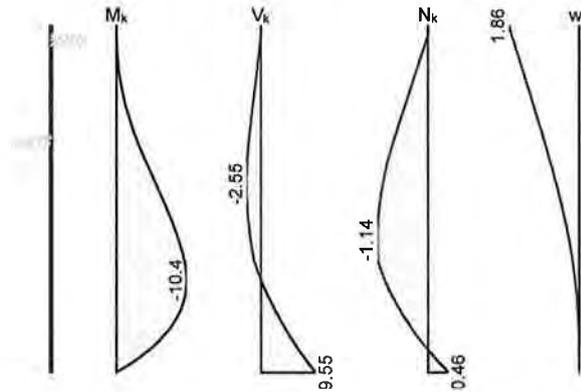
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH&Co.KG

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

Seite: 95

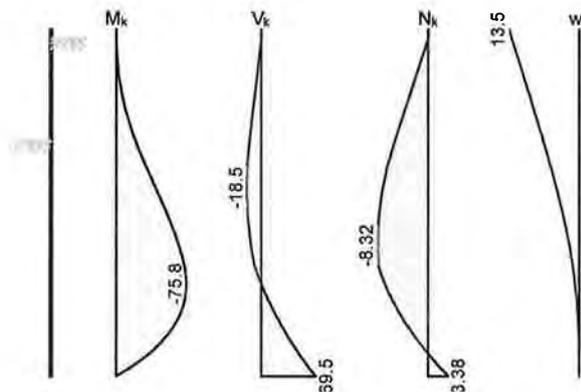
Einwirkung Qk.1
 M 1:200



Einwirkung Qk.1

Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	1.86
4.18	-5.75	-2.55	-1.02	0.61
5.70	-9.25	-1.83	-1.14	0.27
6.76	-10.42	0.00	-0.98	0.11
6.90	-10.39	0.39	-0.92	0.09
9.20	0.00	9.55	0.46	0.00

Einwirkung Qk.2
 M 1:200



Einwirkung Qk.2

Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	13.53
4.18	-41.82	-18.53	-7.44	4.42
5.73	-67.71	-13.10	-8.32	1.90
6.76	-75.79	0.00	-7.10	0.78
6.90	-75.59	2.83	-6.72	0.67
9.20	0.00	69.46	3.38	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	Σ (γ * ψ * EW)
2	BS-P	1.35 * G _{k.E} + 1.35 * G _{k.H} + 1.35 * G _k + 1.50 * Q _{k.2}

Charakteristische Kombinationen

Ek	Typ	Σ (γ * ψ * EW)
3	CK	1.00 * G _{k.E} + 1.00 * G _{k.H} + 1.00 * G _k + 1.00 * Q _{k.2}

Kombinationen nach DIN EN 1990

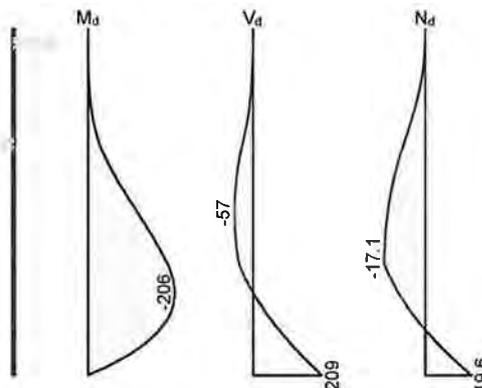
Ek	Typ	Σ (γ * ψ * EW)
1	GK	1.35 * G _{k.E} + 1.35 * G _{k.H} + 1.35 * G _k
3	GK	1.35 * G _{k.E} + 1.35 * G _{k.H} + 1.35 * G _k + 1.50 * Q _{k.2}

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

Seite: 96

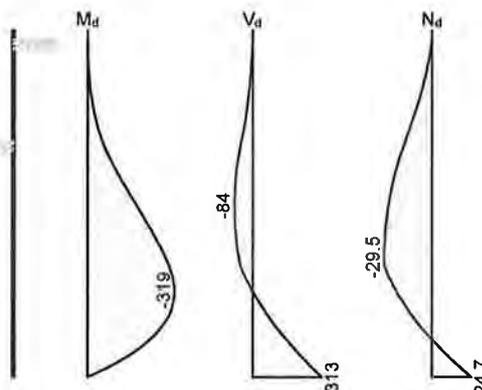
Bem.-schnittgrößen
 Kombination: Ek 1
 M 1:200



Kombination: Ek 1

z [m]	Md [kNm/m]	Vd [kN/m]	Nd [kN/m]
0.00	0.00	0.00	-0.01
4.90	-117.81	-57.07	-15.76
6.10	-181.69	-45.84	-17.07
6.90	-205.27	-7.25	-12.13
7.00	-205.67	-0.76	-11.21
9.20	0.00	209.18	19.62

Kombination: Ek 3
 M 1:200



Kombination: Ek 3

z [m]	Md [kNm/m]	Vd [kN/m]	Nd [kN/m]
0.00	0.00	0.00	-0.01
4.70	-183.33	-83.76	-27.20
6.00	-283.46	-64.19	-29.49
6.90	-318.66	-3.01	-22.20
9.20	0.00	313.37	24.69

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
 nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek2
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 641.93$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 643.58$ kN/m

$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ $641.93 \leq 643.58$

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

Seite: 97

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
 nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek2
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Einbindetiefenzuschlag $\Delta t \quad 0.10 * t = 0.63 \quad m$
 Ersatzkraft C $C_{h,d} = 313.37 \quad kN/m$
 Erdwiderstand $E_{phc,d} = 335.25 \quad kN/m$

$C_{h,d} \leq E_{phc,d} \quad 313.37 \leq 335.25$ X

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands
 nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek3

Vertikalkomp. Auflagerkraft $B_{v,k} = 84.71 \quad kN/m$

Eigengewicht der Wand $G_k = 18.66 \quad kN/m$
 Auflasten $P_k = 0.01 \quad kN/m$
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,k} = 66.78 \quad kN/m$
 $V_k = 85.46 \quad kN/m$

$B_{v,k} \leq V_k \quad 84.71 \leq 85.46$ X

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils
 nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek2
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$
 TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand $\gamma_b = 1.10$

tatsächliche Einbindetiefe $t = 8.30 \quad m$

Eigengewicht der Wand $G_d = 28.85 \quad kN/m$
 Auflasten $P_d = 0.01 \quad kN/m$
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,d} = 92.84 \quad kN/m$
 $V_d = 121.71 \quad kN/m$

Widerstände auf Grundlage von Probelastungen
 Mantelreibung $q_{s,k} = 20.00 \quad kN/m^2$
 Mantelfläche $A_s = 12.16 \quad m^2/m$
 Spitzenwiderstand $q_{b,k} = 850.00 \quad kN/m^2$
 wirksame Aufstandsfläche $A_b = 0.29 \quad m^2/m$
 Gesamtwiderstand $R_d = 397.24 \quad kN/m$

$V_d \leq R_d \quad 121.71 \leq 397.24$ X

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN
 1993-5

Material

Material $f_{yk} \quad E$
 $[N/mm^2] \quad [N/mm^2]$
 S 240GP 240 210000

Querschnitt

Profil QK $W_{e1} \quad A_v \quad N_{p1,Rd} \quad V_{p1,Rd} \quad M_{c,Rd}$
 $[cm^3/m] \quad [cm^2/m] \quad [kN/m] \quad [kN/m] \quad [kNm/m]$
 Larssen 607n 2 3200 76 5808.0 1060.0 768.0

Nachweis E-E
 Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit
 nach DIN EN 1993-5

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.1

Seite: 98

Z	EK	N _{Ed}	V _{Ed}	β _B	M _{Ed}	η
[m]		N _{p1,Rd} [kN/m]	V _{p1,Rd} [kN/m]	[-]	M _{V/N,Rd} [kNm/m]	[-]
6.90	3	-22.2	-3.0	1.00*	-318.7	0.41
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP Zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{Ed}/N_{cr} = 22.2/4427.3 = 0.01 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Nachweis wandtiefe

Nachweis der vorhandenen wandtiefe
 Wandtiefe erf. $T_{erf} = 9.82$ m
 Wandtiefe vorh. $T_{vorh} = 11.25$ m
 $T_{erf} \leq T_{vorh}$ $9.82 \leq 11.25$

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	η
	[-]
Erdwiderlager	OK 1.00
Ersatzkraft C	OK 0.93
Vertikalkraft	OK 0.99
Versinken	OK 0.31
Spundwandprofil	OK 0.41
Wandtiefe	OK 0.87

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

Seite: 99

Pos. 1.4.2

Nachweis Bauzustand 2

Bauzustand 2 => Betonage Stb.-Platte Pos. 1.1

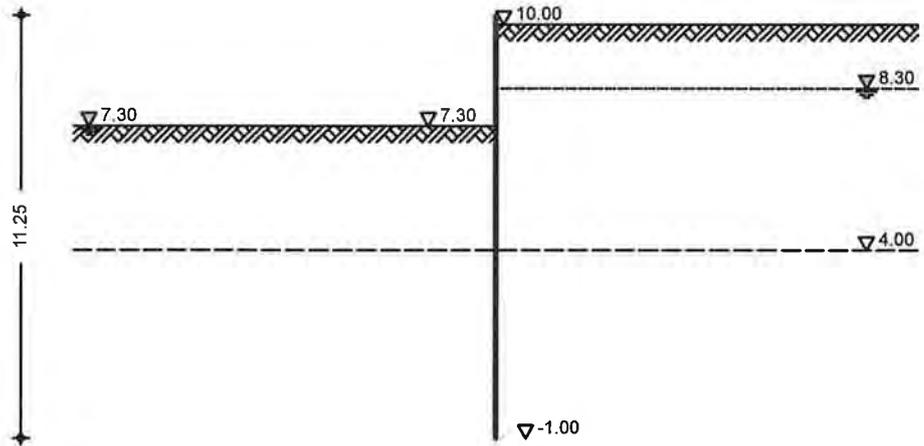
<u>Lastzusammenstellung:</u>	Frischbeton (bewehrt)	25,00 kN/m ²
	Anhäufung	1,75 kN/m ²

	gk =	26,75 kN/m ²
	Betoniermannschaft	qk = 0,75 kN/m ²
	Zusatzlasten aus Betonierdruck (siehe f. s.)	
	Hg,k =	16,00 kN/m
	Vg,k =	17,00 kN/m
	Mg,k =	4,00 kNm/m

Anmerkung zum Ansatz des passiven wandreibungswinkel:

Bei Nachweis des vertikalen Gleichgewichtes mit einem passiven wandreibungswinkel von $-1/3 \times \Phi$ zeigt die resultierende Kraft nach oben, was mechanisch nicht möglich ist. Der passive wandreibungswinkel wird daher soweit reduziert, dass der Nachweis des vertikalen Gleichgewichtes gerade erfüllt ist. Dieses führt im Ergebnis zu einer Reduzierung des horizontalen passiven Erddruckes und damit zur Vergrößerung der Einbindelänge und der Schnittgrößen.

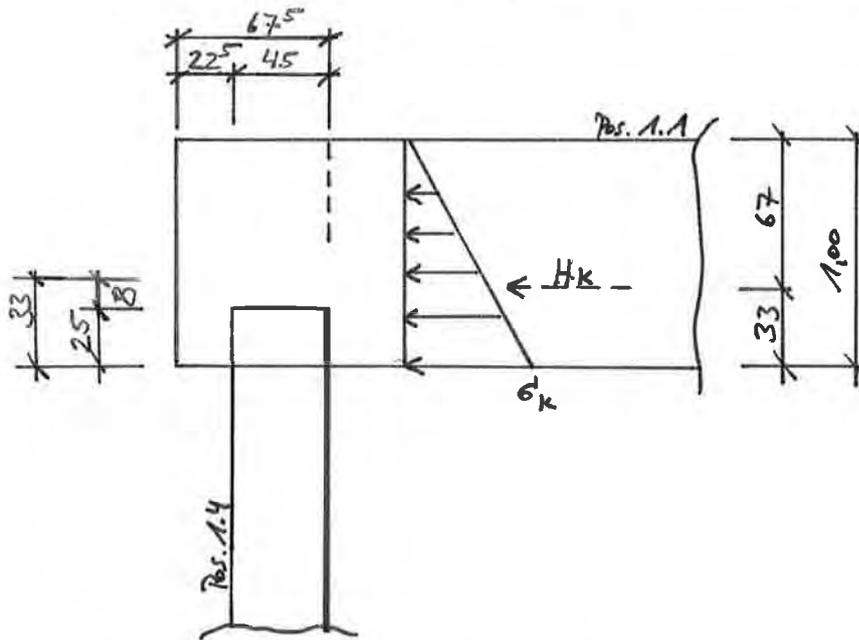
System
M 1:200



Bauzustände	Name	z[m]	Lagerung[%]	Kommentar
	A	2.95	100.00	

Baugrund

Gelände erds.	ebenes Gelände		Abstand OK Gelände-wandkopf		z =	0.25	m
Boden	Schicht	h	γ	ϕ_k	$C_{a,k}$	$\delta_{a,k}$	$\delta_{o,k}$
		[m]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[°]	[°]
	1	6.00	18.0	30.0	-	20.0	0.0
			9.0		-	-9.6	0.0
	2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
			11.0		-	-11.2	0.0

Ermittlung Belastung aus Frischbetondruck

- Ermittlung Frischbetondruck (horizontal)

Annahmen: $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$; Konsistenz F3

Erstarrungende $t_0 = 5 \text{ h}$; Betoniergeschwindigkeit

$v \approx 0,50 \text{ m/h}$

$$\Rightarrow \delta_k = (14 \times 0,50 + 18) \times 1,00 = 25 \text{ kN/m}^2$$

gewählt: $\delta_k = \underline{32 \text{ kN/m}^2}$ (auf d. r. Seite,
entspricht $v = 1,00 \text{ m/h}$)

$$\Rightarrow H_k = 32 \times 1,00 / 2 = \underline{16 \text{ kN/m}}$$

- Ermittlung Frischbetondruck (vertikal)

$$V_k = 0,68 \times 1,00 \times 25,00 = \underline{17 \text{ kN/m}}$$

$$e \approx 0,12 \text{ m}$$

$$M_k = 17,00 \times 0,12 \approx \underline{2 \text{ kNm/m}} \quad (\text{aus } V_k)$$

$$M_k = 16 \times 0,08 \approx \underline{2 \text{ kNm/m}} \quad (\text{aus } H_k)$$

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

Seite: 101

Einwirkungen Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E	Erddruck infolge Bodeneigenlast
Gk.H	Ständige Einwirkungen
Gk	Wasserdruck ständig
Qk	Ständige Einwirkungen
	Verkehr
	Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten	Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
	1	Gk	GLe				26.75
	2	Qk	GLe				0.75

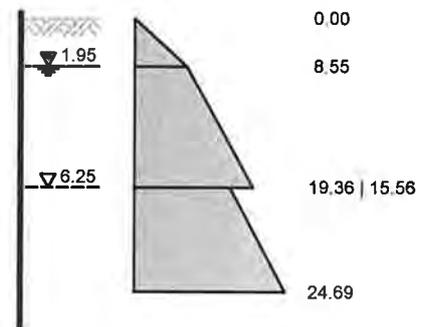
GLe: erdseitige Gleichlast

Linienlasten an wand	Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
	1	Gk	0.00	16.00	17.00	-4.00

Erddruck Belastender Erddruck (bis 9.95 m)

EW Gk.E aktiver Erddruck
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

M 1:270



Erddruckspannungen	Z [m]	K_{agh} [-]	K_{ach}	K_{aph}	e_{agh} [kN/m ²]	e_{ach}	e_{aph}	Σe_h
	0.25	0.279	0.922	0.279	0.0	0.0	0.0	0.00
	1.95	0.279	0.922	0.279	8.5	0.0	0.0	8.55
	6.25	0.279	0.922	0.279	19.4	0.0	0.0	19.36
	6.25	0.224	0.813	0.224	15.6	0.0	0.0	15.56
	9.95	0.224	0.813	0.224	24.7	0.0	0.0	24.69

Resultierende Erddruckspannungen	Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
	0.25	0.00
	1.95	8.55
	6.25	19.36
	6.25	15.56
	9.95	24.69

aktive Erddruckkraft

$E_{ah} = 141.73$ kN/m
 $E_{av} = 56.55$ kN/m

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

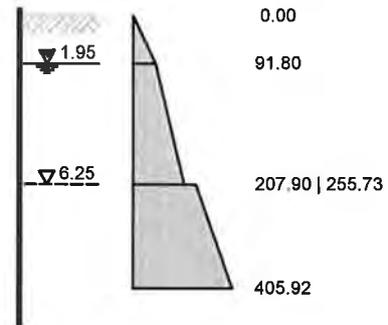
Seite: 102

EW #BodenEc

passiver Erddruck E_{pC} für den Nachweis der
 Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser

$Z_{gw} = 1.95$ m

M 1:270



Erddruckspannungen

Z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
0.25	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	3.000	3.464	3.000	91.8	0.0	0.0	91.80
6.25	3.000	3.464	3.000	207.9	0.0	0.0	207.90
6.25	3.690	3.842	3.690	255.7	0.0	0.0	255.73
9.95	3.690	3.842	3.690	405.9	0.0	0.0	405.92

Resultierende Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.25	0.00
1.95	91.80
6.25	207.90
6.25	255.73
9.95	405.92

Erdwiderstand

$E_{pch} = 1946.43$ kN/m
 $E_{pcv} = 0.00$ kN/m

Bauzustand: A

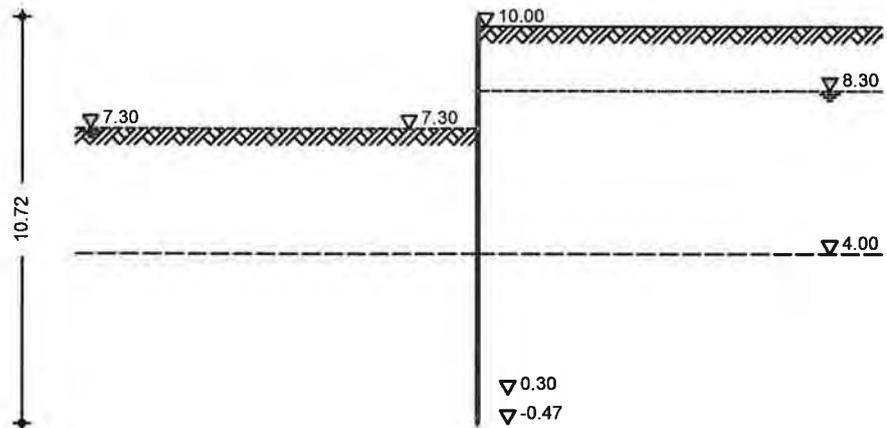
Lagerung des Wandfußes: im Boden voll eingespannt
 Aushubniveau $z = 2.95$ m
 theoretische Einbindetiefe $t_1 = 7.00$ m
 Rammtiefenzuschlag ($0.11 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.77$ m
 erforderliche Wandtiefe $T_{erf} = 10.72$ m

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

Seite: 103

System
 M 1:200



Gelände luft.

ebenes Gelände

Abstand OK Gelände-wandkopf

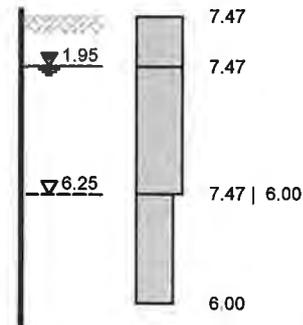
$z = 2.95 \text{ m}$

Erddruck
 EW Gk

Gleichlast erdseitig

$p = 26.75 \text{ kN/m}^2$

M 1:255



z [m]	$K_{a,ph}$ [-]	$e_{a,ph}$ [kN/m ²]
0.25	0.2794	7.47
1.95	0.2794	7.47
6.25	0.2794	7.47
9.95	0.2245	6.00

aktive Erddruckkraft

$E_{a,h} = 67.06 \text{ kN/m}$

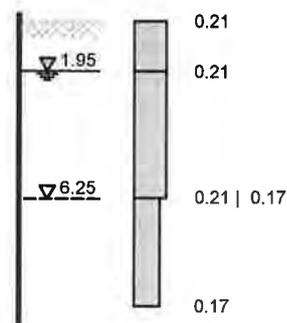
$E_{a,v} = 25.89 \text{ kN/m}$

EW Qk

Gleichlast erdseitig

$p = 0.75 \text{ kN/m}^2$

M 1:255



Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

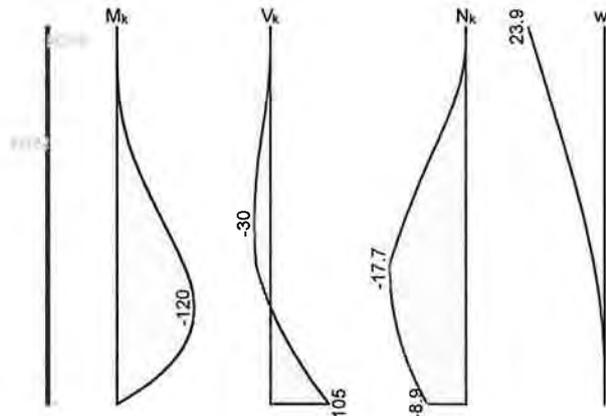
Seite: 105

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B [kN/m]	C [kN/m]
Gk.E	246.64	-104.91
Gk.H	132.59	-57.59
Gk	237.59	-154.53
Qk	4.51	-2.63

Char. Schnittgrößen

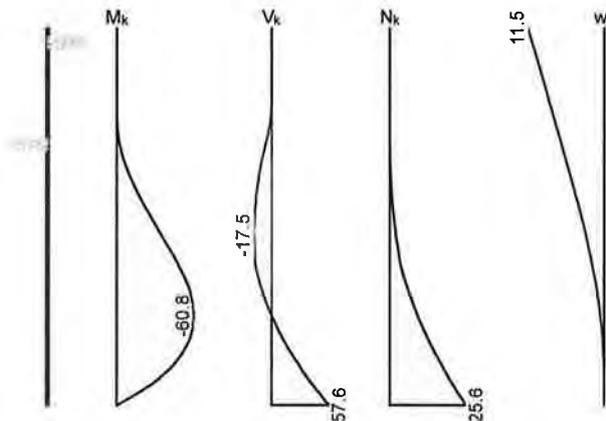
Einwirkung Gk.E
 M 1:200



Einwirkung Gk.E

Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	w _k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	23.89
5.20	-73.16	-29.52	-14.41	6.14
6.36	-106.09	-24.79	-17.65	3.20
7.16	-119.15	-6.72	-17.21	1.69
7.41	-119.98	0.00	-16.90	1.34
9.95	0.00	104.91	-8.89	0.00

Einwirkung Gk.H
 M 1:200



Einwirkung Gk.H

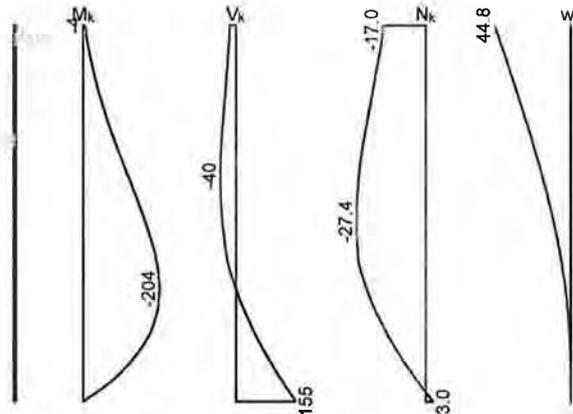
Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	w _k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	11.48
5.45	-35.07	-17.52	2.12	2.81
7.16	-59.45	-6.39	7.44	0.90
7.59	-60.84	0.00	9.54	0.59
9.95	0.00	57.59	25.62	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

Seite: 106

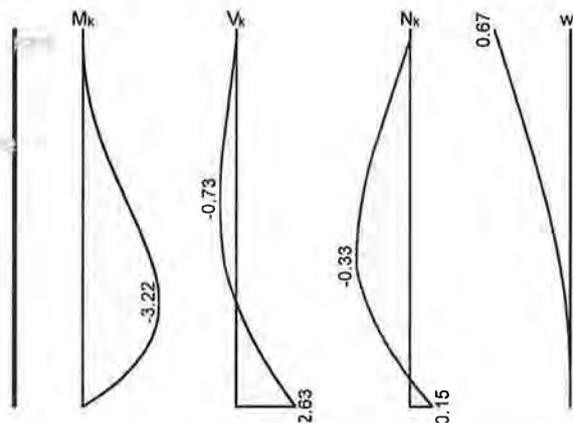
Einwirkung Gk
 M 1:200



Einwirkung Gk

Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	-4.00	-16.00	-17.00	44.84
3.99	-118.92	-40.08	-26.52	16.74
5.20	-165.04	-34.90	-27.40	10.06
6.98	-203.95	0.00	-23.41	3.12
7.16	-203.33	6.69	-22.35	2.63
9.95	0.00	154.53	3.03	0.00

Einwirkung Qk
 M 1:200



Einwirkung Qk

Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.67
4.48	-1.79	-0.73	-0.30	0.22
6.25	-2.96	-0.52	-0.33	0.09
7.16	-3.22	-0.03	-0.27	0.04
7.20	-3.22	0.00	-0.27	0.04
9.95	0.00	2.63	0.15	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Charakteristische Kombinationen

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
2	CK	1.00 * Gk.E + 1.00 * Gk.H + 1.00 * Gk + 1.00 * Qk

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

Seite: 107

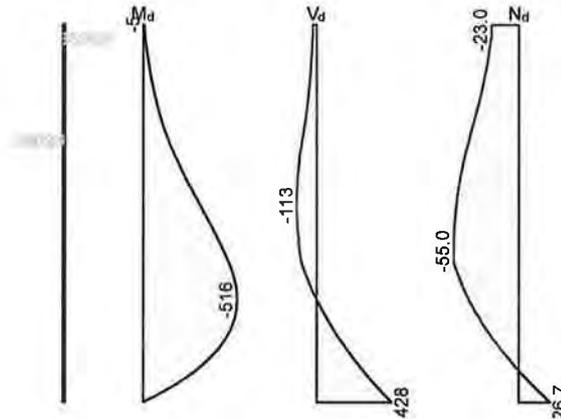
Kombinationen nach DIN EN 1990

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * E_w)$
1	GK	$1.35 * G_k.E + 1.35 * G_k.H + 1.35 * G_k$
2	GK	$1.35 * G_k.E + 1.35 * G_k.H + 1.35 * G_k + 1.50 * Q_k$

Bem.-schnittgrößen

Kombination: Ek 1

M 1:200

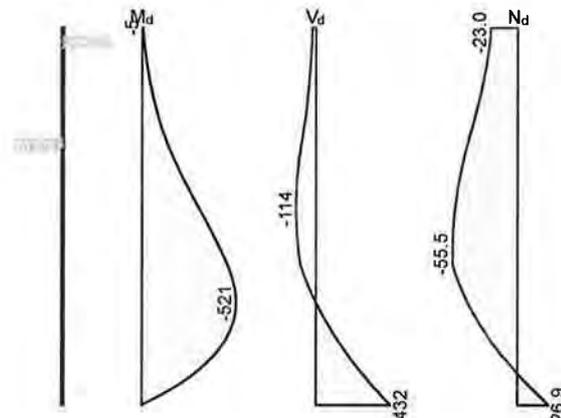


Kombination: Ek 1

Z [m]	M_d [kNm/m]	V_d [kN/m]	N_d [kN/m]
4.68	-304.43	-112.82	-52.50
5.97	-443.43	-96.05	-55.04
7.16	-515.61	-8.66	-43.37
7.26	-515.95	1.85	-41.77
9.95	0.00	427.98	26.69

Kombination: Ek 2

M 1:200



Kombination: Ek 2

Z [m]	M_d [kNm/m]	V_d [kN/m]	N_d [kN/m]
4.68	-307.34	-113.91	-52.95
5.97	-447.63	-96.92	-55.54
7.16	-520.44	-8.70	-43.77
7.26	-520.78	1.91	-42.16
9.95	0.00	431.93	26.91

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
 nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)

Ek1

Bemessungssituation BS-P

TS-Beiwert Erdwiderstand

$\gamma_{R,e} = 1.40$

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

Seite: 108

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 839.47$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 841.40$ kN/m

$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ 839.47 ≤ 841.40 X

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
 nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Einbindetiefenzuschlag Δt $0.11 * t = 0.77$ m
 Ersatzkraft C $C_{h,d} = 431.93$ kN/m
 Erdwiderstand $E_{phC,d} = 446.51$ kN/m

$C_{h,d} \leq E_{phC,d}$ 431.93 ≤ 446.51 X

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands
 nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek2

Vertikalkomp. Auflagerkraft $B_{v,k} = 120.08$ kN/m

Eigengewicht der Wand $G_k = 20.36$ kN/m
 Auflasten $P_k = 17.00$ kN/m
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,k} = 83.17$ kN/m
 $V_k = 120.53$ kN/m

$B_{v,k} \leq V_k$ 120.08 ≤ 120.53 X

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils
 nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$
 TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand $\gamma_b = 1.10$

tatsächliche Einbindetiefe $t = 8.30$ m

Eigengewicht der Wand $G_d = 28.85$ kN/m
 Auflasten $P_d = 22.95$ kN/m
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,d} = 112.39$ kN/m
 $V_d = 164.19$ kN/m

Widerstände auf Grundlage von Probelastungen
 Mantelreibung $q_{s,k} = 20.00$ kN/m²
 Mantelfläche $A_s = 12.16$ m²/m
 Spitzenwiderstand $q_{b,k} = 850.00$ kN/m²
 wirksame Aufstandsfläche $A_b = 0.29$ m²/m
 Gesamtwiderstand $R_d = 397.24$ kN/m

$V_d \leq R_d$ 164.19 ≤ 397.24 X

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN
 1993-5

Material

Material

f_{yk} E
 [N/mm²] [N/mm²]
 240 210000

X S 240GP

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.2

Seite: 109

Querschnitt

Profil	QK	W_{e1} [cm ³ /m]	A_v [cm ² /m]	$N_{p1,Rd}$ [kN/m]	$V_{p1,Rd}$ [kN/m]	$M_{c,Rd}$ [kNm/m]
Larsen 607n	2	3200	76	5808.0	1060.0	768.0

Nachweis E-E
Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

z	EK	N_{ed} $N_{p1,Rd}$ [kN/m]	V_{ed} $V_{p1,Rd}$ [kN/m]	β_B	M_{ed} $M_{v/N,Rd}$ [kNm/m]	η
[m]				[-]		[-]
7.26	2	-42.2 5808.0	1.9 1060.0	1.00*	-520.8 768.0	0.68

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP Zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{Ed}/N_{Cr} = 43.8/3785.0 = 0.01 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen Wandtiefe

Wandtiefe erf.	$T_{erf} =$	10.72	m
Wandtiefe vorh.	$T_{vorh} =$	11.25	m
$T_{erf} \leq T_{vorh}$		10.72	\leq 11.25

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis

		η [-]
Erdwiderlager	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	0.97
Vertikalkraft	OK	1.00
Versinken	OK	0.41
Spundwandprofil	OK	0.68
Wandtiefe	OK	0.95

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: 110

Pos. 1.4.3

Nachweis Endzustand

Endzustand => widerlager fertiggestellt

Zum Zeitpunkt der Fertigstellung der Stb.-Platte Pos. 1.1 wirken folgende Lasten auf die Spundwand:

- Eigenlast Platte (Frischbetondruck auf die Oberkante der Anschüttung)
- Anschüttung
- Differenzwasserdruck

In diesem Zustand wirkt die Spundwand als Kragssystem ohne Halterung am Wandkopf, da zum Zeitpunkt der Lastaufbringung der Beton der Stb.-Platte noch nicht abgebunden hatte und keine Horizontallasten aufnehmen konnte.

Der überwiegende Anteil der Vertikallasten aus der Stb.-Platte (mit Ausnahme des Eigengewichtes) wird über die GEWI-Pfähle abgetragen. Ein geringer Anteil der Vertikallasten wird durch die Spundwände aufgenommen. Auf der sicheren Seite wird für die nachfolgenden Nachweise von einer Vertikallast am Spundwandkopf ausgegangen, die 50% der für den Nachweis der Schneidenlagerung angesetzten Last beträgt.

Vertikallasten am Spundwandkopf

$$v_{gk} = 106/2 = 53,00 \text{ kN/m}$$

$$v_{qk} = 138/2 = 69,00 \text{ kN/m}$$

Die am Spundwandkopf eingeleiteten Vertikallasten bewirken eine zusätzliche Verformung der Spundwand, und führen zu einer Aktivierung der Stb.-Platte Pos. 1.1 als horizontale Halterung am Wandkopf. Auf der sicheren Seite wird auf den Ansatz einer horizontalen Halterung am Wandkopf bei Ansatz von Auflasten aus der Stb.-Platte Pos. 1.1 verzichtet.

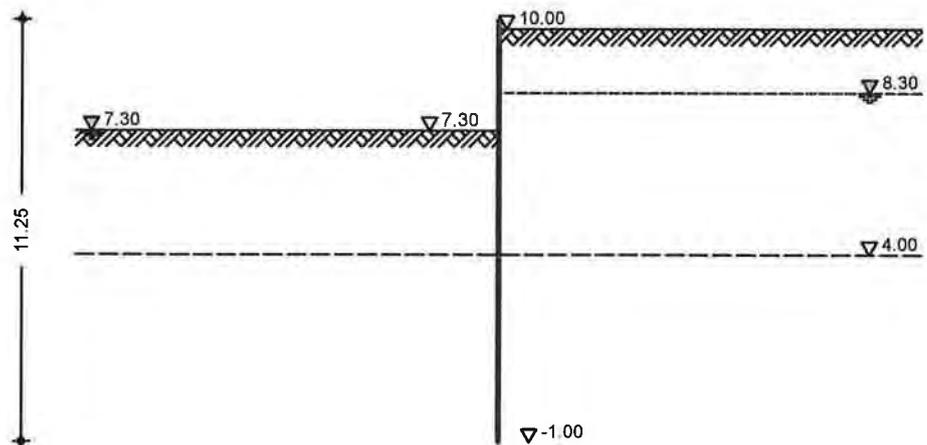
Horizontallasten am Spundwandkopf werden nicht angesetzt, da hier davon ausgegangen wird, dass die Spundwände gegenüber den geneigten Pfählen erheblich nachgiebiger auf Horizontallasten reagieren.

Abtrag der Vertikallasten über Spitzendruck

Im Baugrundgutachten (Seite 40, Tabelle 7) sind Mantelreibungswerte und Spitzendruckwerte angegeben. Für die Mantelreibung wird der angegebene Mindestwert von 20 kN/m² (Mantelreibung) berücksichtigt, für den Spitzendruck der angegebene Wert von 850 kN/m² (Spitzendruck).

System

M 1:200



Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	2.95	100.00	Ständig

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: *111*

Baugrund

Gelände erds. ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf z = 0.25 m

Boden	Schicht	h [m]	γ_1 [kN/m ³]	ϕ_k [°]	$C_{a,k}$ $C_{p,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ $\delta_{p,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ $\delta_{p,c,k}$ [°]
	1	6.00	18.0	30.0	-	20.0	0.0
	2	999.00	9.0 19.0 11.0	35.0	-	-13.5 23.3 -15.8	0.0 0.0 0.0

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E	Erddruck infolge Bodeneigenlast
Gk.H	Ständige Einwirkungen
Gk	Wasserdruck ständig
Qk	Ständige Einwirkungen
	Verkehr
	Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten	Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
	1	Gk	GLe				26.75
	2	Qk	GLe				0.75

GLe: erdseitige Gleichlast

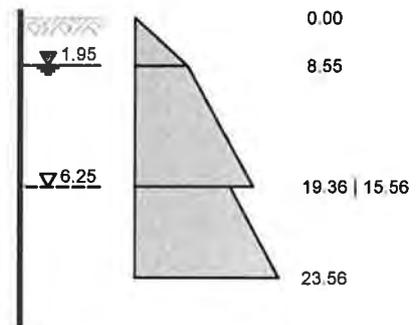
Linienlasten an wand	Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
	1	Gk	0.00	16.00	17.00	-4.00
	2	Gk	0.00	0.00	53.00	0.00
	3	Qk	0.00	0.00	69.00	0.00

Erddruck

Belastender Erddruck (bis 9.49 m)

EW Gk.E aktiver Erddruck
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

M 1:270



Erddruckspannungen

Z [m]	K_{agh} [-]	K_{ach}	K_{aph}	e_{agh} [kN/m ²]	e_{ach}	e_{aph}	Σeh
0.25	0.279	0.922	0.279	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	0.279	0.922	0.279	8.5	0.0	0.0	8.55
6.25	0.279	0.922	0.279	19.4	0.0	0.0	19.36

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: *M2*

Z [m]	K_{agh} [-]	K_{ach}	K_{aph}	e_{agh} [kN/m ²]	e_{ach}	e_{aph}	Σe_h
6.25	0.224	0.813	0.224	15.6	0.0	0.0	15.56
9.49	0.224	0.813	0.224	23.6	0.0	0.0	23.56

Resultierende Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.25	0.00
1.95	8.55
6.25	19.36
6.25	15.56
9.49	23.56

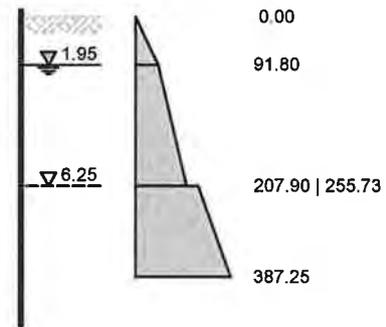
aktive Erddruckkraft

$E_{ah} = 130.64$ kN/m
 $E_{av} = 51.77$ kN/m

EW #BodenEc

passiver Erddruck E_{pc} für den Nachweis der Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

M 1:270



Erddruckspannungen

Z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
0.25	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	3.000	3.464	3.000	91.8	0.0	0.0	91.80
6.25	3.000	3.464	3.000	207.9	0.0	0.0	207.90
6.25	3.690	3.842	3.690	255.7	0.0	0.0	255.73
9.49	3.690	3.842	3.690	387.2	0.0	0.0	387.25

Resultierende Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.25	0.00
1.95	91.80
6.25	207.90
6.25	255.73
9.49	387.25

Erdwiderstand

$E_{pch} = 1764.01$ kN/m
 $E_{pcv} = 0.00$ kN/m

Bauzustand: A

Ständig

Lagerung des wandfußes: im Boden voll eingespannt

Aushubniveau $z = 2.95$ m

theoretische Einbindetiefe $t_1 = 6.54$ m

Rammtiefenzuschlag ($0.12 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.78$ m

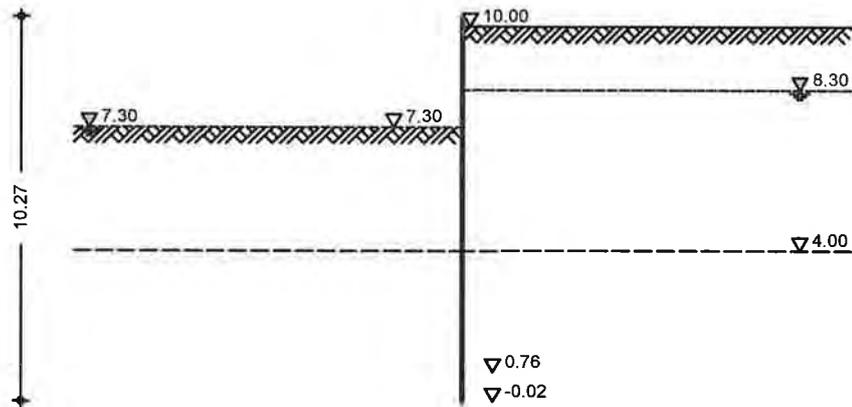
erforderliche wandtiefe $T_{erf} = 10.27$ m

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: 113

System
 M 1:200



Gelände luft.

ebenes Gelände

Abstand OK Gelände-wandkopf

$z = 2.95 \text{ m}$

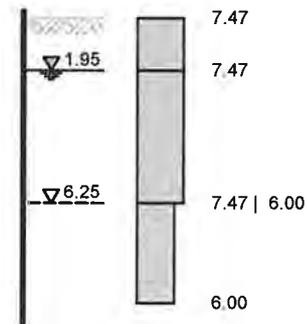
Erddruck

EW Gk

Gleichlast erdseitig

$p = 26.75 \text{ kN/m}^2$

M 1:245



z [m]	$K_{ap h}$ [-]	$e_{ap h}$ [kN/m ²]
0.25	0.2794	7.47
1.95	0.2794	7.47
6.25	0.2794	7.47
9.49	0.2245	6.00

aktive Erddruckkraft

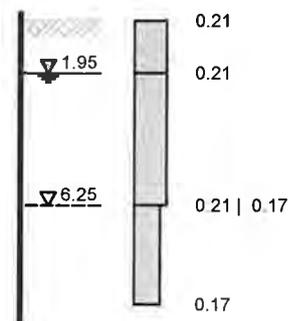
$E_{a h} = 64.30 \text{ kN/m}$
 $E_{a v} = 24.70 \text{ kN/m}$

EW Qk

Gleichlast erdseitig

$p = 0.75 \text{ kN/m}^2$

M 1:245



Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: 114

Z [m]	$K_{a\ p\ h}$ [-]	$e_{a\ p\ h}$ [kN/m ²]
0.25	0.2794	0.21
1.95	0.2794	0.21
6.25	0.2794	0.21
9.49	0.2245	0.17

aktive Erddruckkraft

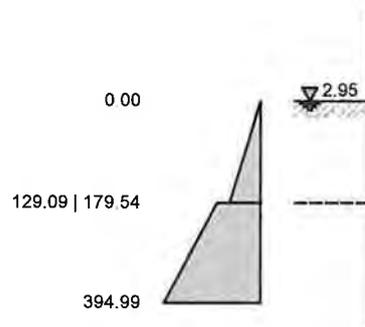
$E_{a\ h} = 1.80$ kN/m
 $E_{a\ v} = 0.69$ kN/m

EW #BodenL

passiver Erddruck
 Grundwasser

$Z_{g\ w} = 2.95$ m

M 1:245



Erddruckspannungen

Z [m]	$K_{p\ g\ h}$ [-]	$K_{p\ c\ h}$	$K_{p\ p\ h}$	$e_{p\ g\ h}$ [kN/m ²]	$e_{p\ c\ h}$	$e_{p\ p\ h}$	Σe_h
2.95	4.346	4.832	4.185	0.0	0.0	0.0	0.00
6.25	4.346	4.832	4.185	129.1	0.0	0.0	129.09
6.25	6.045	5.958	5.723	179.5	0.0	0.0	179.54
9.49	6.045	5.958	5.723	395.0	0.0	0.0	394.99

Resultierende
 Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
2.95	0.00
6.25	129.09
6.25	179.54
9.49	394.99

Erdwiderstand

$E_{p\ h} = 1143.75$ kN/m
 $E_{p\ v} = -314.67$ kN/m

Wasserdruck

Belastender Wasserdruck

luftseitig

Grundwasserstand: 2.95 m

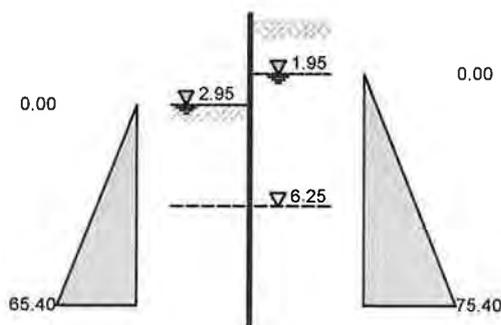
$W_h = 213.86$ kN/m

erdseitig

Grundwasserstand: 1.95 m

$W_h = 284.26$ kN/m

M 1:245



Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

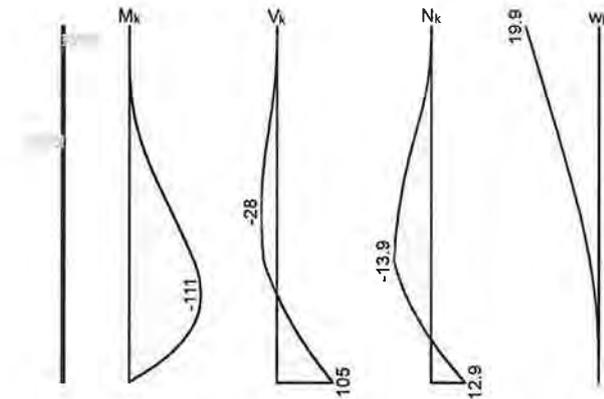
Seite: 115

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B		C	
	[kN/m]		[kN/m]	
Gk.E	235.17		-104.53	
Gk.H	126.53		-56.13	
Gk	238.14		-157.84	
Qk	4.45		-2.65	

Char. Schnittgrößen

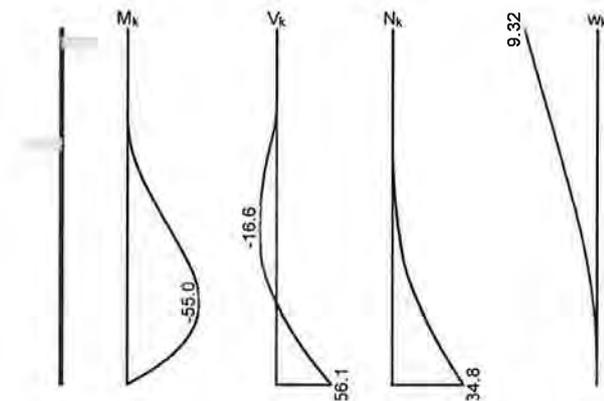
Einwirkung Gk.E
 M 1:200



Einwirkung Gk.E

Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	19.92
4.95	-65.01	-28.14	-12.23	5.21
6.25	-99.55	-23.48	-13.94	2.38
6.89	-109.73	-7.44	-10.95	1.36
7.14	-110.67	0.00	-9.48	1.05
9.49	0.00	104.53	12.93	0.00

Einwirkung Gk.H
 M 1:200



Einwirkung Gk.H

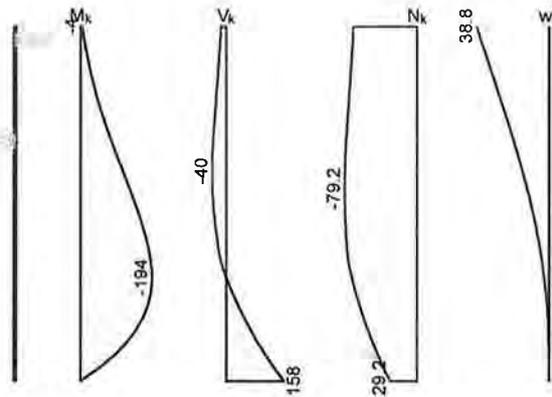
Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	9.32
5.26	-31.02	-16.55	2.78	2.25
6.89	-53.61	-6.58	9.72	0.71
7.30	-55.00	0.00	12.74	0.45
9.49	0.00	56.13	34.81	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: 116

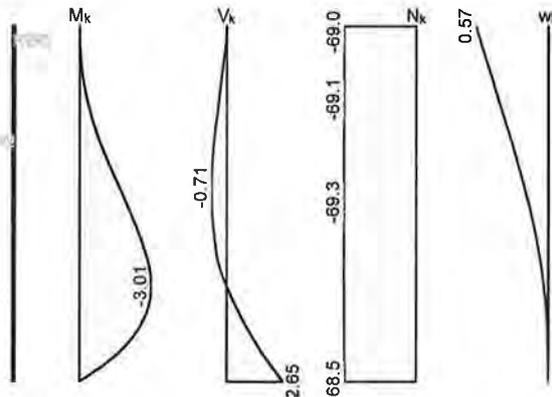
Einwirkung Gk
 M 1:200



Einwirkung Gk

Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	w _k [mm]
0.00	-4.00	-16.00	-70.00	38.81
3.87	-113.74	-39.61	-79.01	14.24
4.34	-132.18	-38.70	-79.23	11.75
6.73	-193.79	0.00	-71.39	2.56
6.89	-193.25	6.53	-69.70	2.17
9.49	0.00	157.84	-29.18	0.00

Einwirkung Qk
 M 1:200



Einwirkung Qk

Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	w _k [mm]
0.00	0.00	0.00	-69.00	0.57
4.30	-1.65	-0.71	-69.28	0.19
4.99	-2.14	-0.68	-69.29	0.14
6.89	-3.01	-0.03	-69.16	0.04
9.49	0.00	2.65	-68.47	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	Σ (γ * ψ * EW)
1	BS-P	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Charakteristische Kombinationen

Ek	Typ	Σ (γ * ψ * EW)
1	CK	1.00 * Gk.E + 1.00 * Gk.H + 1.00 * Gk

Kombinationen nach DIN EN 1990

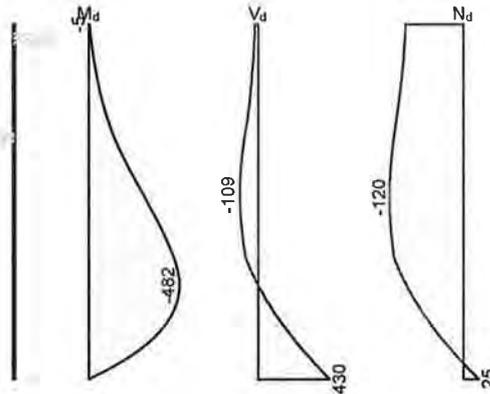
Ek	Typ	Σ (γ * ψ * EW)
1	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk
2	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: *117*

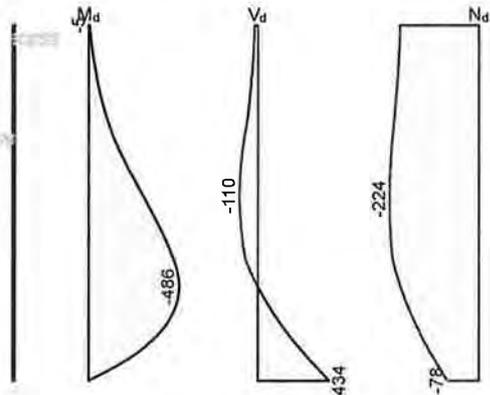
Bem.-schnittgrößen
 Kombination: Ek 1
 M 1:200



Kombination: Ek 1

Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
4.50	-282.42	-109.16	-120.39
4.60	-293.33	-109.13	-120.43
6.89	-481.40	-10.10	-95.76
6.99	-481.84	1.37	-92.59
9.49	0.00	429.98	25.05

Kombination: Ek 2
 M 1:200



Kombination: Ek 2

Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
4.50	-285.11	-110.22	-224.31
4.60	-296.12	-110.19	-224.36
6.89	-485.92	-10.15	-199.50
6.99	-486.36	1.43	-196.31
9.49	0.00	433.95	-77.65

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
 nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)

Ek1

Bemessungssituation BS-P

TS-Beiwert Erdwiderstand

$$\gamma_{R,e} = 1.40$$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 816.45 \text{ kN/m}$

Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 816.96 \text{ kN/m}$

$$B_{h,d} \leq E_{ph,d} \quad 816.45 \leq 816.96$$



Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: 118

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
 nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$
 Einbindetiefenzuschlag $\Delta t = 0.12 * t = 0.78$ m
 Ersatzkraft C $C_{h,d} = 433.95$ kN/m
 Erdwiderstand $E_{phc,d} = 434.16$ kN/m
 $C_{h,d} \leq E_{phc,d}$ $433.95 \leq 434.16$ X

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands
 nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek1
 Vertikalkomp. Auflagerkraft $B_{v,k} = 165.03$ kN/m
 Eigengewicht der wand $G_k = 19.52$ kN/m
 Auflasten $P_k = 70.00$ kN/m
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,k} = 76.47$ kN/m
 $V_k = 165.99$ kN/m
 $B_{v,k} \leq V_k$ $165.03 \leq 165.99$ X

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils
 nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$
 TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand $\gamma_b = 1.10$
 tatsächliche Einbindetiefe $t = 8.30$ m
 Eigengewicht der wand $G_d = 28.85$ kN/m
 Auflasten $P_d = 198.00$ kN/m
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,d} = 104.28$ kN/m
 $V_d = 331.13$ kN/m
 Widerstände auf Grundlage von Probelastungen
 Mantelreibung (auf d. r. Seite) $q_{s,k} = 20.00$ kN/m²
 Mantelfläche $A_s = 12.16$ m²/m
 Spitzenwiderstand $q_{b,k} = 850.00$ kN/m²
 wirksame Aufstandsfläche $A_b = 0.29$ m²/m
 Gesamtwiderstand $R_d = 397.24$ kN/m
 $V_d \leq R_d$ $331.13 \leq 397.24$ X

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN
 1993-5

Material

Material

	f_{yk}	E
	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X <u>S 240GP</u>	240	210000

Querschnitt

Profil

	QK	W_{el}	A_v	$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$	$M_{c,Rd}$
		[cm ³ /m]	[cm ² /m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
X <u>Larssen 607n</u>	2	3200	76	5808.0	1060.0	768.0

Nachweis E-E
 Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit
 nach DIN EN 1993-5

© Ingenieurbüro IBZ - Lüneburg 2017, alle Rechte vorbehalten

Projekt: 17096

Pos.: 1.4.3

Seite: 119

Z	EK	N _{ed}	V _{ed}	β _B	M _{ed}	η
[m]		N _{p1,Rd} [kN/m]	V _{p1,Rd} [kN/m]	[-]	M _{V/N,Rd} [kNm/m]	[-]
6.99	2	-196.3	1.4	1.00*	-486.4	0.63
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5

Z	EK	N _{ed}	l _{cr}	M _{ed}	β _B	χ	η
[m]		N _{cr} [kN/m]	[m]	M _{c,Rd} [kNm/m]	β _D [-]	[-]	[-]
6.89	2	-199.5	18.98	-485.9	1.00*	0.384	0.90
		4160.9		768.0	1.00*		

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen Wandtiefe

Wandtiefe erf.	T _{erf} = 10.27	m
Wandtiefe vorh.	T _{vorh} = 11.25	m
T _{erf} ≤ T _{vorh}	10.27 ≤ 11.25	

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

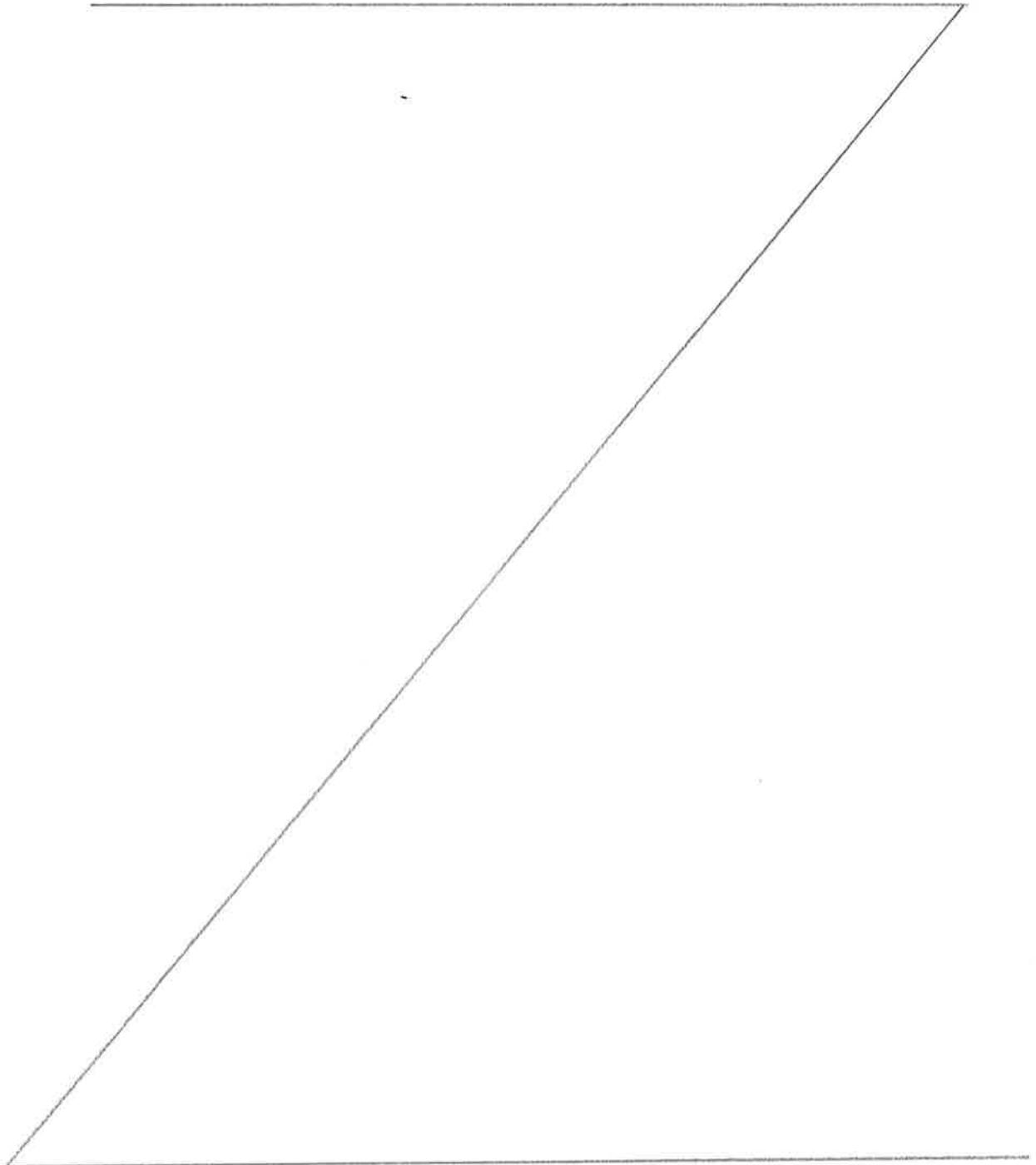
Nachweis

		η
		[-]
Erdwiderlager	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	1.00
Vertikalkraft	OK	0.99
Versinken	OK	0.83
Spundwandprofil	OK	0.90
Wandtiefe	OK	0.91

Pos. 1.5 Vorhandene Spundwände (altes Brückenwiderlager)

Die vorhandenen Spundwände des alten Brückenwiderlagers sind deart tief abzubrennen, dass die Stb.-Platte Pos. 1.1 sich nicht auf diese auflegen kann.

Es werden daher keine statischen Nachweise zu den vorhandenen Spundwänden geführt.



Pos. 2.0 Widerlager Spitzenriegel

Pos. 2.1 Stb.-Platte h = 100 cm, C35/45 (mit Aufweitung auf h = 175 cm)

Lagerung gemäß Übersichtsskizze auf der folgenden Seite.

Geometrie

Plattenstärke: h = 100 cm bzw. h = 175 cm
Betongüte: C35/45
Expositionsklassen: XC4, XD1, XF2, XA1, WA
Betondeckung: nom c = 4.5 cm, allseitig

Ständige Lasten

Eigenlast: $g_k = 1.00 \times 25.00 = 25.00 \text{ kN/m}^2$ (programmintern berücks.)
 $g_k = 0.75 \times 25.00 = 18.75 \text{ kN/m}^2$ (Zusatzlast für $\Delta h = 75 \text{ cm}$)
Aufbaulast: $g_k = 0.50 \times 25.00 = 12.50 \text{ kN/m}^2$ (max. 50 cm Aufbeton)
Sockelwand: $g_k = 0.50 \times 1.78 \times 25.00 = 22.25 \text{ kN/m}$ (analog Pos. 1.1)
Hinterfüllung: $g_k = (1.78 - 0.25) \times 19.00 = 29.07 \text{ kN/m}^2$ (analog Pos. 1.1)
Belag: $g_k = 0.25 \times 25.00 = 6.25 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslasten

Verkehr Platte: $q_k,1 = 5.00 \text{ kN/m}^2$
Verkehr Hinterfüllung: $q_k,2 = 120.00 / (3.00 \times 1.30) = 30.77 \text{ kN/m}^2$ *)

*) Ansatz der Verkehrslast auf der Hinterfüllung analog zur statischen Berechnung der Drehbrücke (Außergewöhnliche Belastung durch Dienstfahrzeug gem. DIN EN 1991-2, 5.6.3 => Gesamtlast 120 kN, Achslasten 80/40 kN. Als Flächenlast auf $3.00 \times 1.30 = 3.90 \text{ m}^2$ verteilt.

Lasten aus Drehbrücke

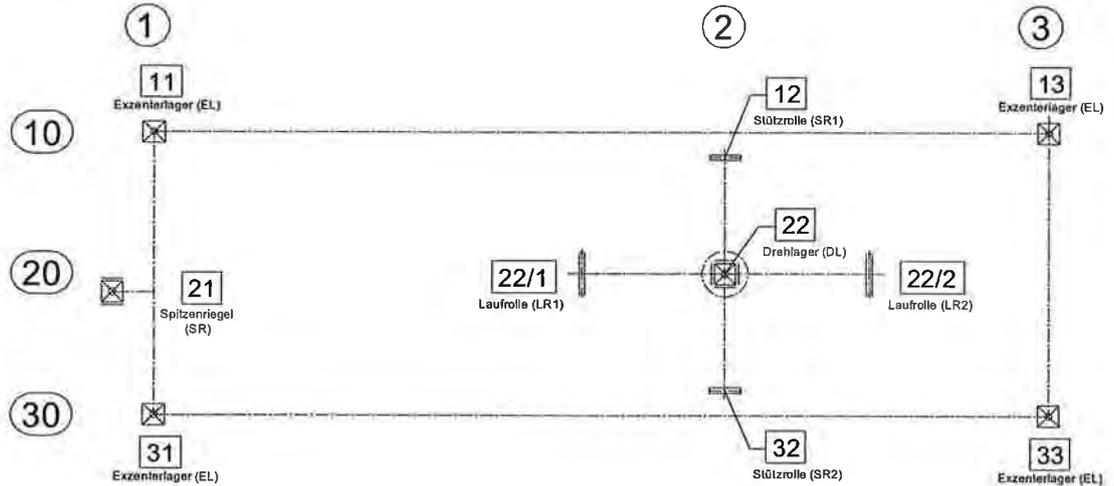
Siehe Auszüge aus Statik Brücke auf den folgenden Seiten. Angegeben sind dort die Bemessungswerte der Lasten. Gemäß Absprache mit dem Auftraggeber sollen diese auf der sicheren Seite als charakteristische Werte angesetzt werden. Eine Ausnahme wird hierbei für die Horizontallast aus Eisdruck gemacht. Hier wird der tatsächliche charakteristische Wert der Horizontallast angesetzt, da die Betrachtung sonst erheblich unwirtschaftlich ist.

(Siehe auch Auszüge aus Statik Drehbrücke)
- max. HE_d = 1161 kN (aus Lastkollektiv 3 "Eisdruck")
- beteiligte Lastfälle: LF1 (Eigenlasten), LF6 (Eislasten) und LF7 (Eisdruck). Die max. Bemessungs-Horizontallast stammt aus LF7, dieser wird im Lastkollektiv 3 mit $Y = 1.50$ berücksichtigt
=> HE_k = $1161 / 1.50 = 774 \text{ kN}$ (für Pos. 1.0)
=> HE_k = $428 / 1.50 = 286 \text{ kN}$ (für Pos. 2.0)

4.3.7 Zusammenfassung Ergebnisse „Verkehrslage“

max. Lagerkräfte: [kN] (Bemessungswerte, gerundet)

Lagerschema:



Angegeben sind die maximalen Lagerkräfte, die nicht alle gleichzeitig wirken. Die Angaben zu den einzelnen EWK's sind der Anlage A2 zu entnehmen. Die Lagerkräfte in den Achsen 10 und 30 können wechselseitig wirken, d.h. die maximalen Kräfte der Achse 10 können auch an der Achse 30 wirken und umgekehrt.

Anweisung am Statik Board

Lager-Nr.	X	Y	Z
<u>Exzenterlager</u>			
11 (Knoten 135)	-	-	-227
13 (Knoten 136)	-	-	-273
31 (Knoten 137)	-	-	-222
33 (Knoten 138)	-	-	-265
<u>Drehlager</u>			
22 (Knoten 141)	-108	-161 -774	-1178
<u>Rollenlager</u>			
12 (Knoten 149)	-	-	-15
32 (Knoten 150)	-	-	-109
22/1 (Knoten 139)	-	-	-
22/2 (Knoten 140)	-	-	-
<u>Spitzenriegel</u>			
22 (Knoten 76)	-	-428 -286	-

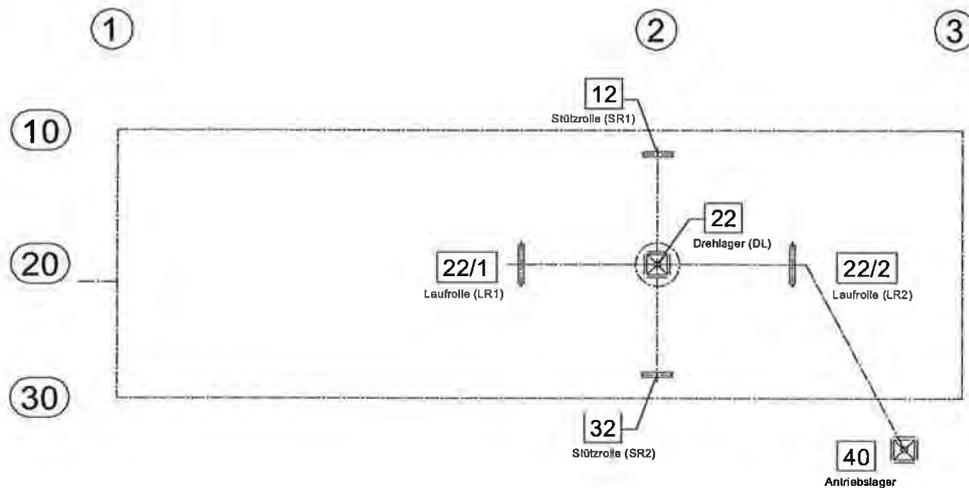
s. vorherige Seiten
(hier: charakteristischer Wert)

Bis 132
handschriftliche Änderungen:

4.4.7 Zusammenfassung Ergebnisse „Lage - Öffnen“

max. Lagerkräfte: [kN] (Bemessungswerte, gerundet)

Lagerschema:



Auswertung am Statik Büro

Angegeben sind die maximalen Lagerkräfte, die nicht alle gleichzeitig wirken. Die Angaben zu den einzelnen EWK's sind der Anlage A3 zu entnehmen. Die Lagerkräfte in den Rollen können wechselseitig wirken, d.h. die maximalen Kräfte der Stützrolle 1 können auch an der Stützrolle 2 wirken und umgekehrt. Die Laufrollenkräfte LR1 und LR2 wirken entweder an LR1 (22/1) oder an LR2 (22/2). Die Klammerwerte ergeben sich aus der EWK Ö1 (nur Eigenlasten und Gegengewicht wirken) und sind informativ angegeben. In der Regel (nur Eigenlasten wirken) wird die Laufrolle LR2 belastet. Treten die nach Norm angenommenen Belastungen auf, kippt der Überbau zur Spitze auf die Laufrolle 1. Die Laufrolle 2 hebt von der Laufschiene ab.

Büro IBZ
handschriftliche Änderungen

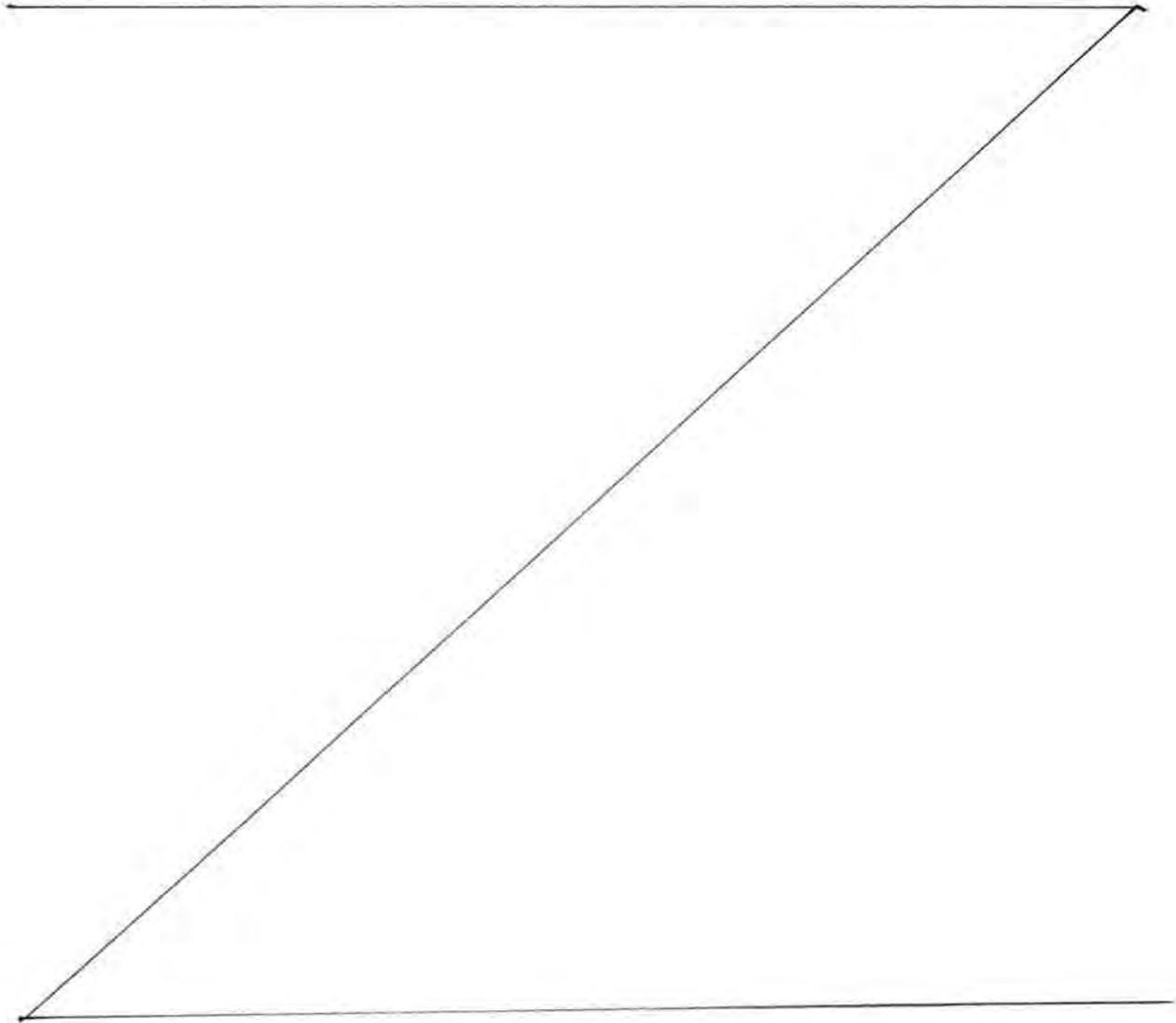
Lager-Nr.	X	Y	Z
<i>Antriebslasten</i>			
<u>Drehlager</u> 22 (Knoten 143)	63 (-)	-138 (-)	-945 (-900)
<u>Rollenlager</u> 12 (Knoten 152)	-	-	-35 (-10)
32 (Knoten 153)	-	-	-27 (-10)

22/1 (Knoten 141)	-	-	-131 (-)
22/2 (Knoten 142)	-	-	-75 (-74)
<u>Antriebslager</u> 40 (Knoten 145)	Antriebslasten 63 (-) 120 (-)		-

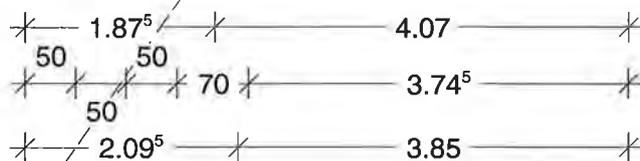
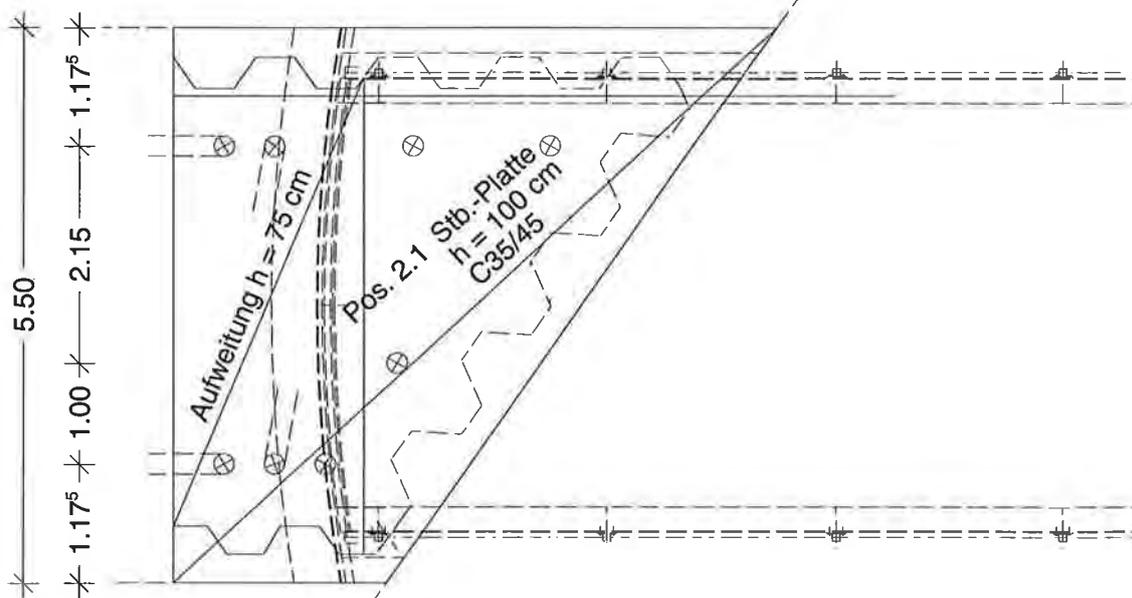
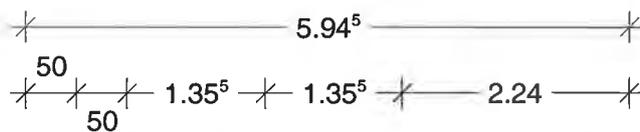
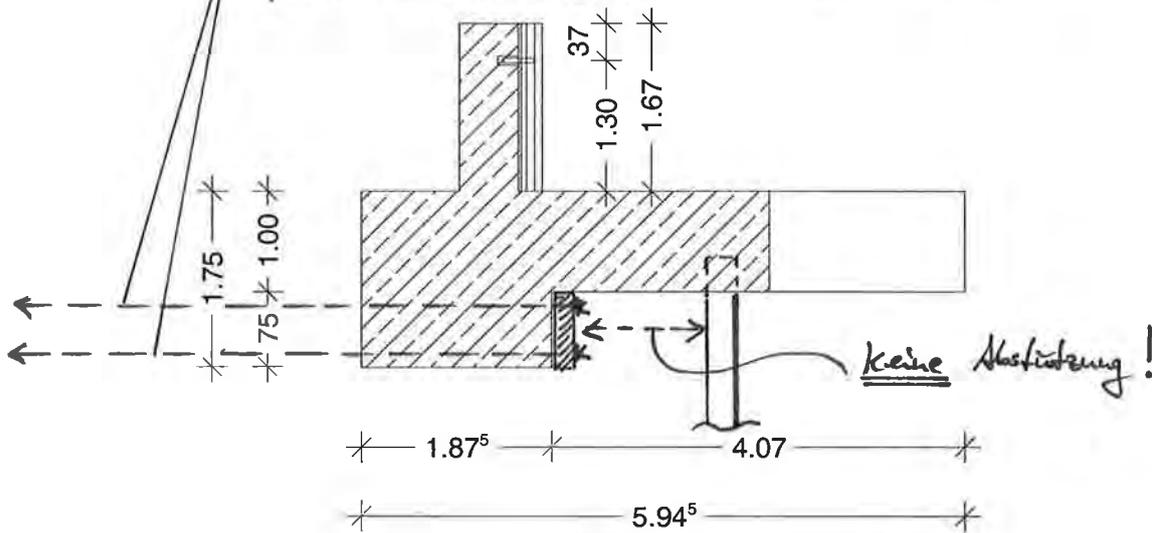
handschriftl. Annahmen:
 310 I 32

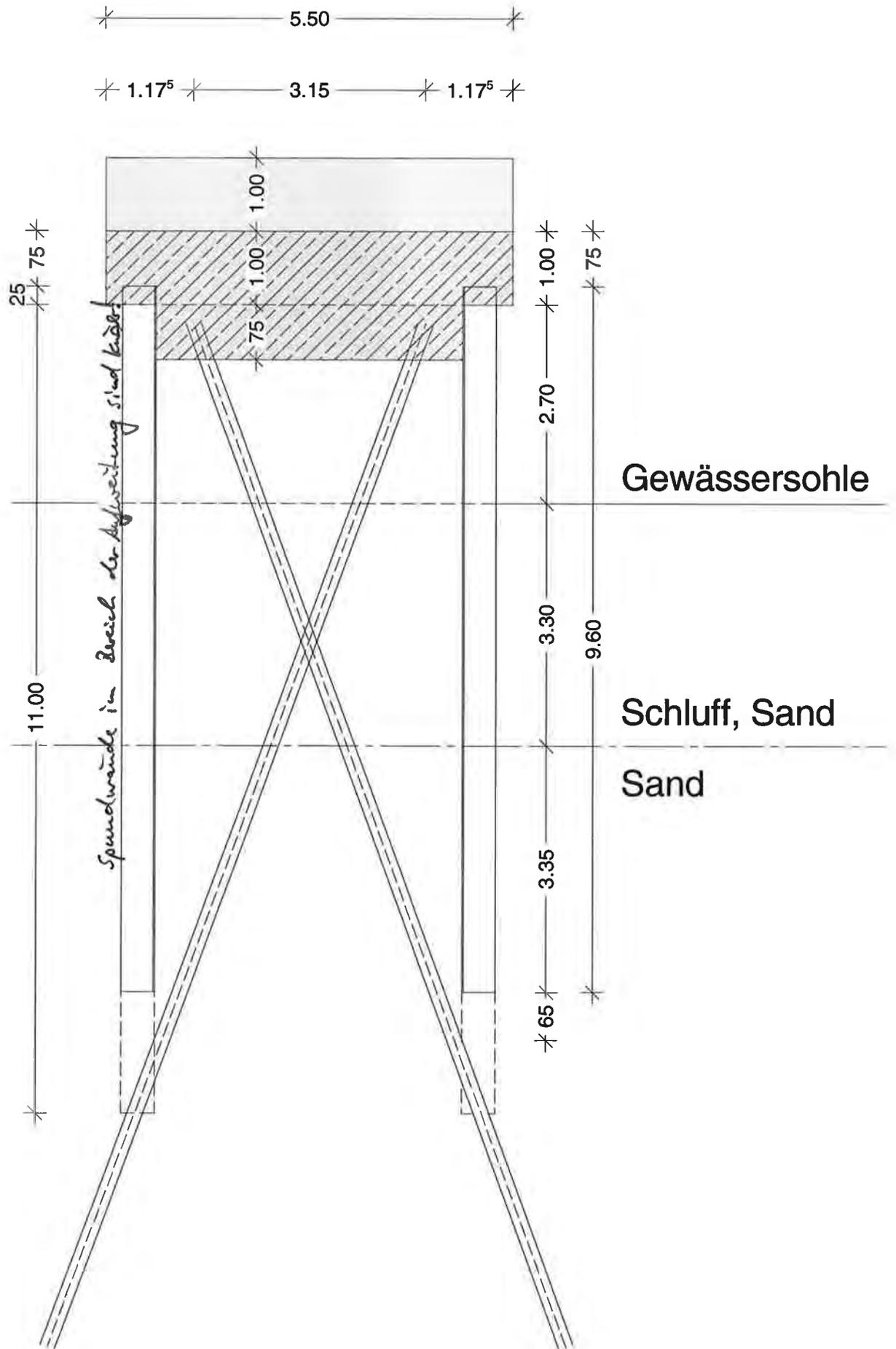
Annahme „Antriebslasten“:

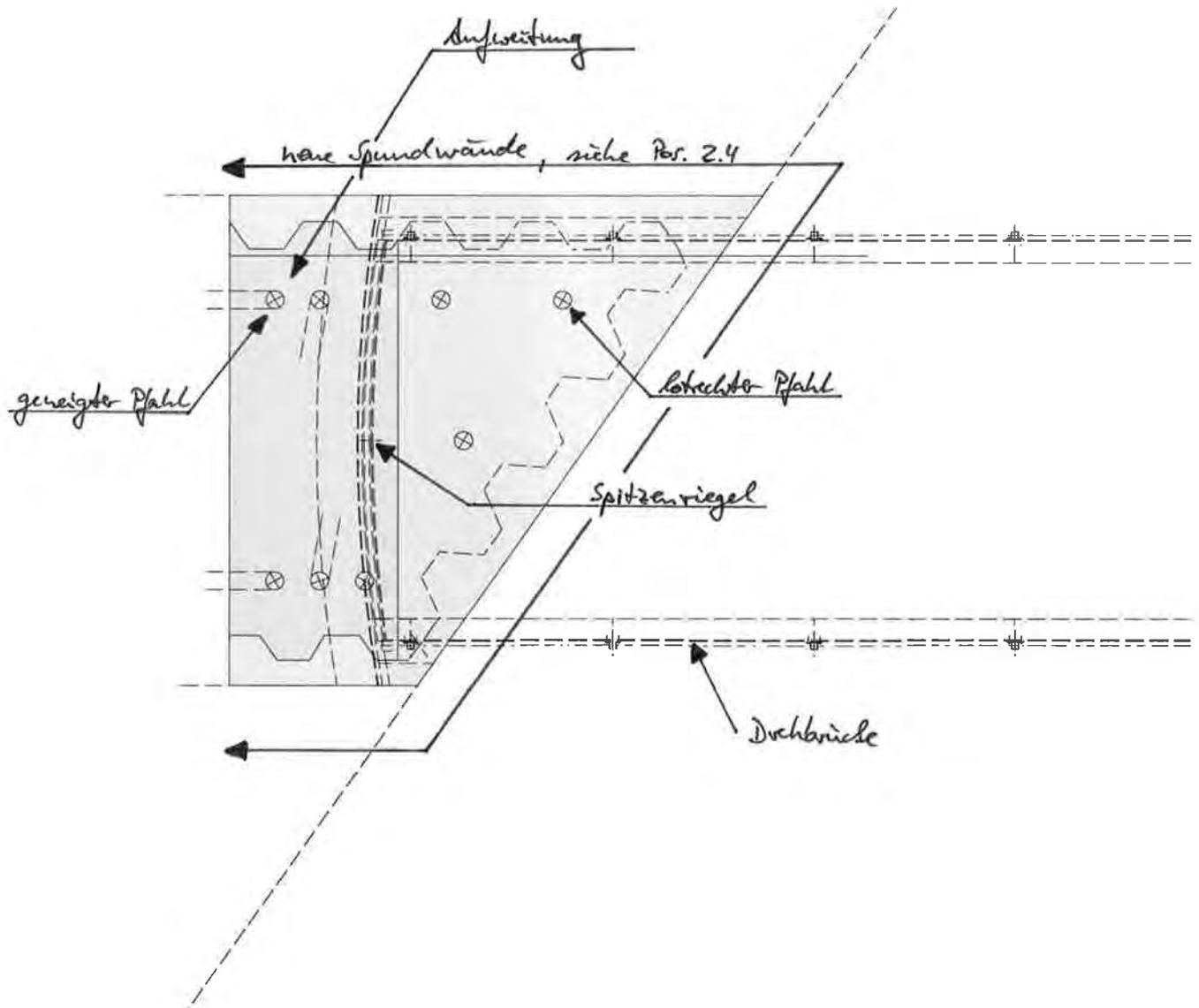
Die Antriebslasten sind „innere Lasten“ und heben sich gegeneinander nahezu auf. Antriebslasten werden daher nicht berücksichtigt.



Seitliche Schalung der Aufweitung nicht gegen Sprundwand abstützen!

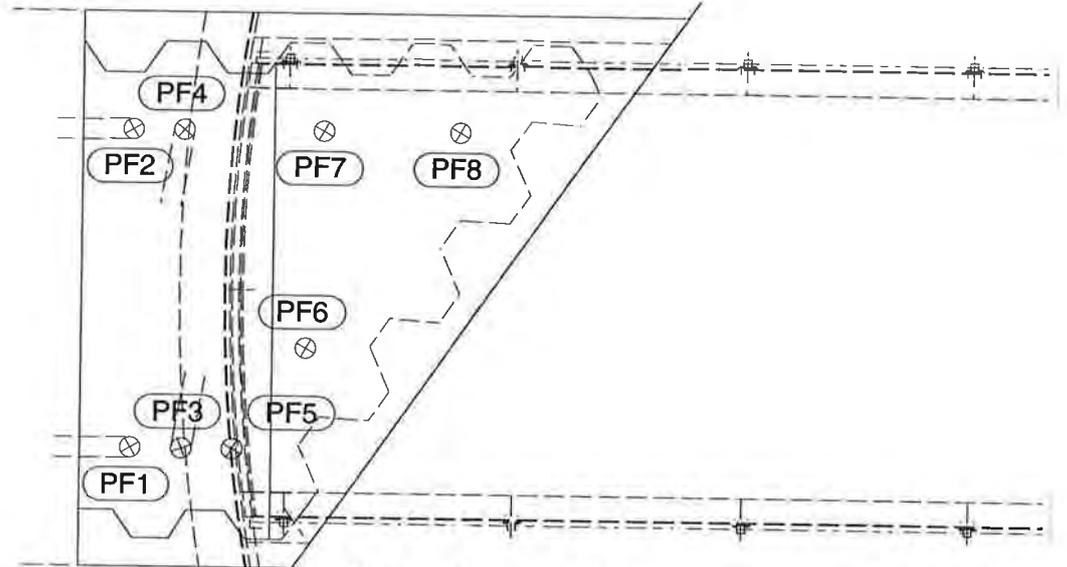






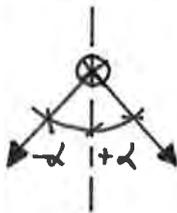
Pfahlgeometrie

-128-

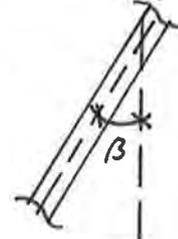


- Mitte Ankerplatte = Mitte Stb.-Platte $l = 100\text{cm}$
PF1, PF2, PF5 bis PF8
- Mitte Ankerplatte = 50 cm über UK Aufweitung
PF3, PF4

Definition Neigung im Grundriss

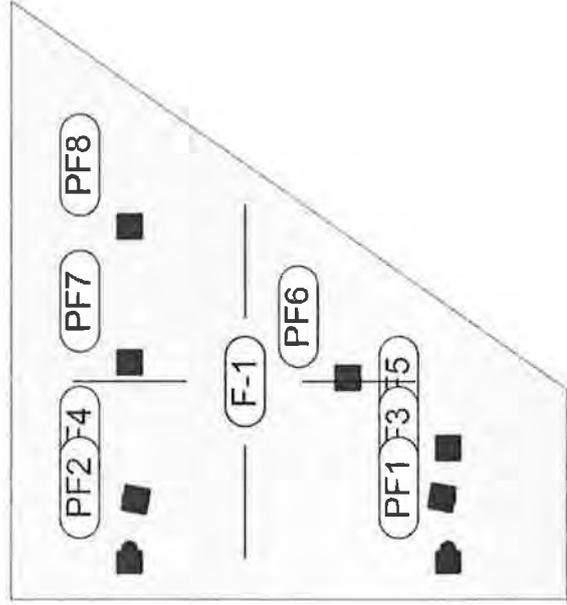


Definition Neigung im Schnitt



Pfahl	PF1	PF2	PF3	PF4
α	-90°	-90°	170°	-10°
β	45°	45°	20°	20°

alle anderen Pfähle sind lotrecht



Bauteil-Positionen	Maßstab: 1:75
Projekt: 17096	
Pos.:	
Bezeichnung: Stb.-Platte h=100cm, C35/45	
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiégay GmbH & Co KG	
Seite:	

Projekt: 17096

Pos.:

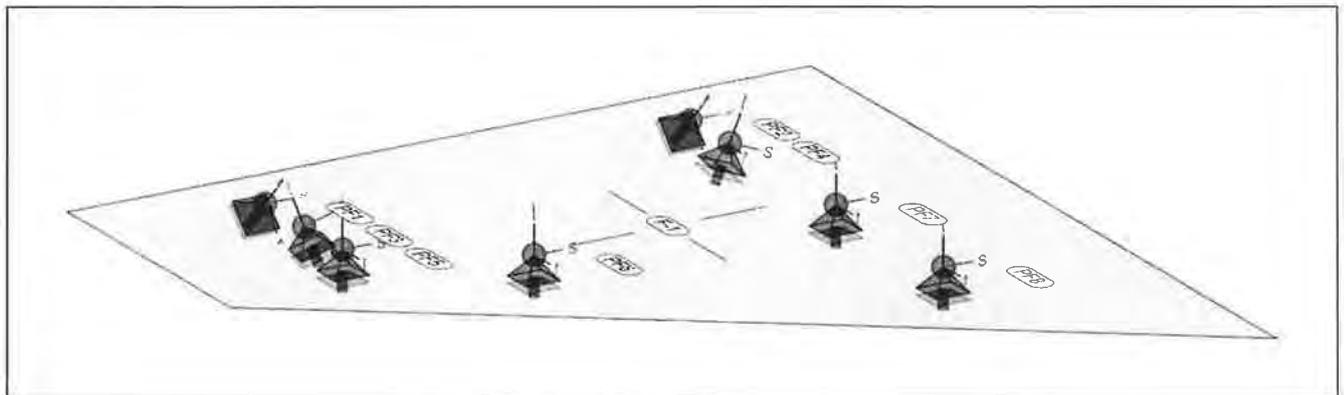
Seite: 130

Pos.System

Positionsplan(3D)

System

Übersicht der Bauteil-Positionen



Flächen

Pos.	Material	Ges.	Art	e [cm]	h [cm]
F-1	C 35/45	Q	iso	0.0	100.00

iso : isotropes Material
 Q : Quarzit

Koordinaten

Position	Koordinaten in [m]				
F-1	x	0.71	6.66	2.80	0.71
	y	10.51	10.51	5.01	5.01
	z	0.00	0.00	0.00	0.00

Auflager

Übersicht der Auflager-Positionen

Punktlager

Pf1..PF8	K _T , x/r K _R , x/r [kNm/rad/m]		K _T , y/s K _R , y/s [kNm/rad/m]		K _T , z/t K _R , z/t [kNm/rad/m]
	frei	frei	frei	frei	+/- 1.09E+005 frei
To	frei	frei	frei	frei	frei

To : Lokales Punktlager

Koordinaten

	X [m]	Y [m]	Z [m]	α [°]	β [°]	γ [°]
PF1	1.21	6.19	0.00	0.00	45.00	0.00
PF2	1.21	9.34	0.00	0.00	45.00	0.00
PF3	1.71	6.19	0.00	-10.00	0.00	20.00
PF4	1.71	9.34	0.00	-10.00	0.00	-20.00
PF5	2.21	6.19	0.00	0.00	0.00	0.00
PF6	2.91	7.19	0.00	0.00	0.00	0.00
PF7	3.07	9.34	0.00	0.00	0.00	0.00
PF8	4.42	9.34	0.00	0.00	0.00	0.00

Mat./Querschnitt

Material- und Querschnittswerte

Stahlbeton

DIN EN 1992-1-1

Material	μ	γ [kN/m ³]	G-Modul [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
C 35/45	0.20	25.00	14200	34000

Betonstahl

DIN EN 1992-1-1

Material	μ	γ [kN/m ³]	G-Modul [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
B 500MA	0.30	78.50	77000	200000
B 500SA	0.30	78.50	77000	200000

Projekt: 17096

Pos.:

Seite: 131

Auswertung

Auswertung des Modells

Stahlbeton-Flächen

Position

	d	A	V
	[cm]	[m ²]	[m ³]
F-1	100.0	22.10	22.10

Pos. 2.1 Querkraftnachweis nach EC 2, 6.2 für unterschiedliche Bewehrungsgrade tabellarisch

Beton: C35/45

Betondeckung: 4,5 cm

Dicke: 1,00 m

Nr.	V _{Ed} [kN/m]	Beton C.../...	b _w [m]	h [m]	c _{nom} [cm]	d [m]	z [m]	f _{ek} [N/mm ²]	a _{sl} [qcm/m]	κ	ρ _l	V _{Rd,c} [kN/m]	κ _l	V _{min}	V _{Rd,c,min} [kN/m]	Θ	f _{yd} [N/mm ²]	erf a _{sw} [qcm/m]	Tab29	min a _{sw} [qcm/m]	V _{Rd,s} [kN/m]	V _{Rd,max} [kN/m]	E _d /R _d		
-	-	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1	256,87	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	18,00	1,46	0,00195	256,87	0,053	0,36716	339,62	X									
2	266,05	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	20,00	1,46	0,00216	266,05													
3	274,64	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	22,00	1,46	0,00238	274,64													
4	282,72	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	24,00	1,46	0,00259	282,72													
5	290,36	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	26,00	1,46	0,00281	290,36													
6	297,62	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	28,00	1,46	0,00303	297,62													
7	304,55	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	30,00	1,46	0,00324	304,55													
8	311,17	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	32,00	1,46	0,00346	311,17													
9	317,52	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	34,00	1,46	0,00368	317,52													
10	323,63	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	36,00	1,46	0,00389	323,63													
11	329,52	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	38,00	1,46	0,00411	329,52													
12	335,20	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	40,00	1,46	0,00432	335,20													
13	340,31	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	41,86	1,46	0,00453	340,31													
14	340,31	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35	41,86	1,46	0,00453	340,31													
17	V _{Ed}	Beton	b _w	h	c _{nom}	d	z	f _{ek}		κ			α	V _{Rd,cc}	cot Θ	Θ	f _{yd}	erf a _{sw}	Tab29	min a _{sw}	V _{Rd,s}	V _{Rd,max}	E _d /R _d		
18	[kN/m]	C.../...	[m]	[m]	[cm]	[m]	[m]	[N/mm ²]		-			Grad	[kN/m]	-	Grad	[N/mm ²]	[qcm/m]	-	[qcm/m]	[kN/m]	[kN/m]	-		
19	339,62	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	3,32	1,02	7,21	339,62	4953,38	0,07		
20	500,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	4,88	1,02	7,21	500,00	4953,38	0,10		
21	600,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	5,86	1,02	7,21	600,00	4953,38	0,12		
22	700,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	6,83	1,02	7,21	700,00	4953,38	0,14		
23	750,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	7,32	1,02	7,21	750,00	4953,38	0,15		
24	800,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	7,81	1,02	7,21	800,00	4953,38	0,16		
25	850,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	8,30	1,02	7,21	850,00	4953,38	0,17		
26	900,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	8,79	1,02	7,21	900,00	4953,38	0,18		
27	950,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	9,27	1,02	7,21	950,00	4953,38	0,19		
28	1000,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	9,76	1,02	7,21	1000,00	4953,38	0,20		
29	1050,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	10,25	1,02	7,21	1050,00	4953,38	0,21		
30	1089,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			45,00	653,56	3,00	18,43	435,00	10,63	1,02	7,21	1089,00	4953,38	0,22		
31	339,62	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	3,13	1,02	10,20	339,62	3715,03	0,09		
32	500,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	5,06	1,02	10,20	500,00	3715,03	0,15		
33	700,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	6,44	1,02	10,20	700,00	3715,03	0,19		
34	800,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	7,36	1,02	10,20	800,00	3715,03	0,22		
35	900,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	8,28	1,02	10,20	900,00	3715,03	0,24		
36	1000,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	9,20	1,02	10,20	1000,00	3715,03	0,27		
37	1089,00	C35/45	1,00	1,00	4,50	0,925	0,833	35		1,46			90,00	653,56	3,00	18,43	435,00	10,02	1,02	10,20	1089,00	3715,03	0,29		

Pos.: 2.1

Begrenzung der Rissbreite nach EC2 (DIN EN 1992-1-1)

Zwangseinwirkung - Zentrischer Zug

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C35/45**
 Betonstahl: **B500**
 Betondeckung: $c_v =$ **4,5** cm
 Bauteildicke: $h =$ **100,0** cm
 Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq$ **0,20** mm
 Annahme der Betonzugfestigkeit: **100%** f_{ctm}
 Nachweis nach der WU- Richtlinie: **nein**

(äußere Lage)

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 35,0$ MN/m²
 Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 3,20$ MN/m²
 Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 3,20$ MN/m²
 Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone: (zentrischer Zwang) $k_c = 1,00$
 Faktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung: $k = 0,50$
 Betonquerschnitt: $A_{ct} = 10000,0$ cm²
 Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

Statische Höhe: $d = h - d_1 - d_g/2$
 Grenzdurchmesser: $\phi_s^* = \phi_s * 2,9 / f_{ct,eff}$
 Zulässige Stahlspannung: $\sigma_s = \sqrt{w_k * 3,48 * 10^6 / \phi_s^*}$
 Wirkungsbereich der Bewehrung: h_{eff} und $A_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE

Mindestbewehrung:

$$A_{s,min} = f_{ct,eff} * A_{c,eff} / \sigma_s \geq k * f_{ct,eff} * A_{ct} / f_{yk} \quad (NA.7.5.1)$$

Ø	d	ϕ_s^*	σ_s	h / d ₁	h _{eff}	A _{c,eff}	A _{s,min} (Gesamt)		A _s Gesamt	A _s je Seite
							GL. A [cm ²]	GL. B [cm ²]		
6	95,2	5,44	358	20,8	39,2	3920	35,06	39,30	35,06	17,53
7	95,2	6,34	331	20,6	39,4	3940	38,06	42,45	38,06	19,03
8	95,1	7,25	310	20,4	39,6	3960	40,90	45,79	40,90	20,45
9	95,1	8,16	292	20,2	39,8	3980	43,60	48,90	43,60	21,80
10	95,0	9,06	277	20,0	40,0	4000	46,19	51,82	46,19	23,09
12	94,9	10,88	253	19,6	40,4	4040	51,10	57,22	51,10	25,55
14	94,8	12,69	234	19,2	40,8	4080	55,74	62,44	55,74	27,87
16	94,7	14,50	219	18,9	41,2	4120	60,18	67,26	60,18	30,09
20	94,5	18,13	196	18,2	42,0	4200	68,59	76,71	68,59	34,29
25	94,3	22,66	175	17,4	43,0	4300	78,51	87,47	78,51	39,25

Gl. A: Mit Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung, z.B. bei dicken Bauteilen

Gl. B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Pos.: 2.1

Begrenzung der Rissbreite nach EC2 (DIN EN 1992-1-1)

Zwangseinwirkung - Zentrischer Zug

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C35/45**
 Betonstahl: **B500**
 Betondeckung: $c_v =$ **6,5** cm
 Bauteildicke: $h =$ **100,0** cm
 Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq$ **0,20** mm
 Annahme der Betonzugfestigkeit: **100%** f_{ctm}
 Nachweis nach der WU- Richtlinie: **nein**

(innere Lage) X

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 35,0$ MN/m²
 Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 3,20$ MN/m²
 Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 3,20$ MN/m²
 Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone: (zentrischer Zwang) $k_c = 1,00$
 Faktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung: $k = 0,50$
 Betonquerschnitt: $A_{ct} = 10000,0$ cm²
 Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

Statische Höhe: $d = h - d_1 - d_g/2$
 Grenzdurchmesser: $\phi_s^* = \phi_s * 2,9 / f_{ct,eff}$
 Zulässige Stahlspannung: $\sigma_s = \sqrt{w_k * 3,48 * 10^6 / \phi_s^*}$
 Wirkungsbereich der Bewehrung: h_{eff} und $A_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE

Mindestbewehrung:

$$A_{s,min} = f_{ct,eff} * A_{c,eff} / \sigma_s \geq k * f_{ct,eff} * A_{ct} / f_{yk} \quad (NA.7.5.1)$$

Ø	d	ϕ_s^*	σ_s	h / d ₁	h _{eff}	A _{c,eff}	A _{s,min} (Gesamt)		A _s Gesamt	A _s je Seite
							GL A [cm ²]	GL B [cm ²]		
6	93,2	5,44	358	14,7	47,2	4720	42,22	44,72	42,22	21,11
7	93,2	6,34	331	14,6	47,4	4740	45,79	48,30	45,79	22,90
8	93,1	7,25	310	14,5	47,6	4760	49,16	51,64	49,16	24,58
9	93,1	8,16	292	14,4	47,8	4780	52,36	54,77	52,36	26,18
10	93,0	9,06	277	14,3	48,0	4800	55,43	57,74	55,43	27,71
12	92,9	10,88	253	14,1	48,4	4840	61,22	63,25	61,22	30,61
14	92,8	12,69	234	13,9	48,8	4880	66,67	68,31	66,67	33,34
16	92,7	14,50	219	13,7	49,2	4920	71,86	73,03	71,86	35,93
20	92,5	18,13	196	13,3	50,0	5000	81,65	81,65	81,65	40,82
25	92,3	22,66	175	12,9	51,0	5100	93,11	91,29	91,29	45,64

GL A: Mit Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung, z.B. bei dicken Bauteilen

GL B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

-135-

Pos. 2.1 Stb.-Platte h = 100 cm, C35/45

Nachweis der Rißbreitenbeschränkung unter Gebrauchslast

Expositionsklasse XC4, XD1, XF2, WA
 Betondeckung $c_{nom} = 45$ mm, zul $w_k = 0.20$ mm

äußere Lage

Bauteildicke h	=	100,0	cm	zul w_k	=	0,20	mm
Statische Höhe d	=	94,5	cm	c_{nom}	=	4,5	cm

Belastung		ständig gk=		verändl. qk=		ϕ	Summe
		1,35		1,50			
1.) 100 cm Stahlbetonplatte 1,00x25,00	=	25,00 kN/qm		kN/qm			25,00 kN/qm
2.) Verkehrslast	=	kN/qm		45,00 kN/qm		1,00	45,00 kN/qm
3.)	=	kN/qm		kN/qm			0,00 kN/qm
4.)	=	kN/qm		kN/qm			0,00 kN/qm
5.)	=	kN/qm		kN/qm			0,00 kN/qm
	Summe $\gamma=1.0$	25,00 kN/qm		45,00 kN/qm			70,00 kN/qm
	Summe γ -fach	33,75 kN/qm		67,50 kN/qm			101,25 kN/qm
	quasi-ständig	25,00 kN/qm		45,00 kN/qm		1,00	70,00 kN/qm

h = 100,0 cm d = 94,5 cm

	max M_{Ed}	M	h	d	b	k_d	k_s		x/d	erf a_s	gewählt	min a_s	w_k	\emptyset
	[kNm/m]	quasi-ständig	[cm]	[cm]	[m]	-	-		-	qcm/m	qcm/m	qcm/m	mm	mm
1.	475,90	329,02	100,0	94,5	1,00	4,33	2,36	0,28	0,07	11,88	34,29	11,88	0,07	20
2.	480,00	331,85	100,0	94,5	1,00	4,31	2,36	0,28	0,07	11,99	34,29	11,88	0,07	20
3.	490,00	338,77	100,0	94,5	1,00	4,27	2,36	0,28	0,07	12,24	34,29	11,88	0,07	20
4.	495,00	342,22	100,0	94,5	1,00	4,25	2,36	0,28	0,07	12,36	34,29	11,88	0,07	20
5.	500,00	345,68	100,0	94,5	1,00	4,23	2,36	0,28	0,07	12,49	34,29	11,88	0,07	20
6.	505,00	349,14	100,0	94,5	1,00	4,21	2,36	0,28	0,07	12,61	34,29	11,88	0,07	20
7.	510,00	352,59	100,0	94,5	1,00	4,18	2,36	0,28	0,07	12,74	34,29	11,88	0,08	20
8.	515,00	356,05	100,0	94,5	1,00	4,16	2,36	0,28	0,07	12,86	34,29	11,88	0,08	20
9.	520,00	359,51	100,0	94,5	1,00	4,14	2,36	0,28	0,07	12,99	34,29	11,88	0,08	20
10.	525,00	362,96	100,0	94,5	1,00	4,12	2,36	0,28	0,07	13,11	34,29	11,88	0,08	20
11.	530,00	366,42	100,0	94,5	1,00	4,10	2,36	0,28	0,07	13,24	34,29	11,88	0,08	20
12.	535,00	369,88	100,0	94,5	1,00	4,09	2,36	0,28	0,07	13,36	34,29	11,88	0,08	20
13.	540,00	373,33	100,0	94,5	1,00	4,07	2,36	0,28	0,07	13,49	34,29	11,88	0,09	20
14.	545,00	376,79	100,0	94,5	1,00	4,05	2,36	0,28	0,07	13,61	34,29	11,88	0,09	20
15.	550,00	380,25	100,0	94,5	1,00	4,03	2,36	0,28	0,07	13,74	34,29	11,88	0,09	20
16.	575,00	397,53	100,0	94,5	1,00	3,94	2,36	0,28	0,07	14,36	34,29	11,88	0,09	20
17.	600,00	414,81	100,0	94,5	1,00	3,86	2,36	0,28	0,07	14,98	34,29	11,88	0,10	20
18.	625,00	432,10	100,0	94,5	1,00	3,78	2,36	0,28	0,07	15,61	34,29	11,88	0,10	20
19.	650,00	449,38	100,0	94,5	1,00	3,71	2,36	0,28	0,07	16,23	34,29	11,88	0,11	20
20.	675,00	466,67	100,0	94,5	1,00	3,64	2,36	0,28	0,07	16,86	34,29	11,88	0,11	20
21.	700,00	483,95	100,0	94,5	1,00	3,57	2,36	0,28	0,07	17,48	34,29	11,88	0,12	20
22.	725,00	501,23	100,0	94,5	1,00	3,51	2,36	0,28	0,07	18,11	34,29	11,88	0,13	20

Pos. 2.1 Stb.-Platte h = 100 cm, C35/45

Nachweis der Rißbreitenbeschränkung unter Gebrauchslast

Expositionsklasse XC4, XD1, XF2, WA

Betondeckung $c_{nom} = 45$ mm, zul $w_k = 0.20$ mm

innere Lage

Bauteildicke h = 100,0 cm

Statische Höhe d = 92,5 cm

zul $w_k = 0,20$ mm

$c_{nom} = 6,5$ cm

Belastung		ständig $g_k =$	verändl. $q_k =$	ϕ	Summe
		1,35	1,50		
1.) 100 cm Stahlbetonplatte 1,00x25,00	=	25,00 kN/qm	kN/qm		25,00 kN/qm
2.) Verkehrslast	=	kN/qm	45,00 kN/qm	1,00	45,00 kN/qm
3.)	=	kN/qm	kN/qm		0,00 kN/qm
4.)	=	kN/qm	kN/qm		0,00 kN/qm
5.)	=	kN/qm	kN/qm		0,00 kN/qm
	Summe $\gamma = 1.0$	25,00 kN/qm	45,00 kN/qm		70,00 kN/qm
	Summe γ -fach	33,75 kN/qm	67,50 kN/qm		101,25 kN/qm
	quasi-ständig	25,00 kN/qm	45,00 kN/qm	1,00	70,00 kN/qm

h = 100,0 cm

d = 92,5 cm

	max M_{Ed}	M	h	d	b	k_d	k_s		x/d	erf a_s	gewählt	min a_s	w_k	\emptyset
	[kNm/m]	quasi-ständig	[cm]	[cm]	[m]	-	-		-	qcm/m	qcm/m	qcm/m	mm	mm
1.	475,90	329,02	100,0	92,5	1,00	4,24	2,36	0,28	0,07	12,14	40,82	12,14	0,05	20
2.	480,00	331,85	100,0	92,5	1,00	4,22	2,36	0,28	0,07	12,25	40,82	12,14	0,05	20
3.	490,00	338,77	100,0	92,5	1,00	4,18	2,36	0,28	0,07	12,50	40,82	12,14	0,05	20
4.	495,00	342,22	100,0	92,5	1,00	4,16	2,36	0,28	0,07	12,63	40,82	12,14	0,05	20
5.	500,00	345,68	100,0	92,5	1,00	4,14	2,36	0,28	0,07	12,76	40,82	12,14	0,05	20
6.	505,00	349,14	100,0	92,5	1,00	4,12	2,36	0,28	0,07	12,88	40,82	12,14	0,05	20
7.	510,00	352,59	100,0	92,5	1,00	4,10	2,36	0,28	0,07	13,01	40,82	12,14	0,06	20
8.	515,00	356,05	100,0	92,5	1,00	4,08	2,36	0,28	0,07	13,14	40,82	12,14	0,06	20
9.	520,00	359,51	100,0	92,5	1,00	4,06	2,36	0,28	0,07	13,27	40,82	12,14	0,06	20
10.	525,00	362,96	100,0	92,5	1,00	4,04	2,36	0,28	0,07	13,39	40,82	12,14	0,06	20
11.	530,00	366,42	100,0	92,5	1,00	4,02	2,36	0,28	0,07	13,52	40,82	12,14	0,06	20
12.	535,00	369,88	100,0	92,5	1,00	4,00	2,36	0,28	0,07	13,65	40,82	12,14	0,06	20
13.	540,00	373,33	100,0	92,5	1,00	3,98	2,36	0,28	0,07	13,78	40,82	12,14	0,06	20
14.	545,00	376,79	100,0	92,5	1,00	3,96	2,36	0,28	0,07	13,90	40,82	12,14	0,06	20
15.	550,00	380,25	100,0	92,5	1,00	3,94	2,36	0,28	0,07	14,03	40,82	12,14	0,07	20
16.	575,00	397,53	100,0	92,5	1,00	3,86	2,36	0,28	0,07	14,67	40,82	12,14	0,07	20
17.	600,00	414,81	100,0	92,5	1,00	3,78	2,36	0,28	0,07	15,31	40,82	12,14	0,08	20
18.	625,00	432,10	100,0	92,5	1,00	3,70	2,36	0,28	0,07	15,95	40,82	12,14	0,08	20
19.	650,00	449,38	100,0	92,5	1,00	3,63	2,36	0,28	0,07	16,58	40,82	12,14	0,09	20
20.	675,00	466,67	100,0	92,5	1,00	3,56	2,36	0,28	0,07	17,22	40,82	12,14	0,10	20
21.	700,00	483,95	100,0	92,5	1,00	3,50	2,36	0,28	0,07	17,86	40,82	12,14	0,11	20
22.	725,00	501,23	100,0	92,5	1,00	3,44	2,36	0,28	0,07	18,50	40,82	12,14	0,11	20

Projekt: 17096

Pos.: 2.1

Seite: 137

Bemessungsparameter - Schalenpositionen

Schalenbemessung nach DIN EN 1992-1-1

Beton C 35/45, Betonstahl B 500MA

Gesteinskörnung Quarzit

Bew.-Abstände $d', ru/su = 7.5 / 5.5$ cm

$d', ro/so = 7.5 / 5.5$ cm

Grundbewehrung $asg, ru/su = 0.00 / 0.00$ cm²/m

$asg, ro/so = 0.00 / 0.00$ cm²/m

Bemessungswinkel $w, ru/su = 0.0 / 90.0$ °

$w, ro/so = 0.0 / 90.0$ °

Mindestbewehrung (9.2.1.1) wurde nicht ermittelt.

Dicke konstant $h = 100.00$ cm

Einwirkungen

Gk
 Gk.G
 Qk.N Qk.L
 Qk.W

Einwirkungen nach DIN EN 1990

Ständige Einwirkungen

Ausbaukosten

Kategorie E - Lagerräume

Windlasten

Lastfälle

Gk
 Qk.N
 Qk.W
 Qk.L
 Gk.G

Lastfälle und deren Zuordnung zu den Einwirkungen

LF-1

LF-3

LG-1 (LF-4 LF-5 LF-6 LF-7 LF-8)

LG-2 (LF-9 LF-10)

LG-3 (LF-11 LF-12)

LF-2



*Lasten in Lastgruppen wirken
 alternativ*

Projekt: 17096

Pos.: 2.1

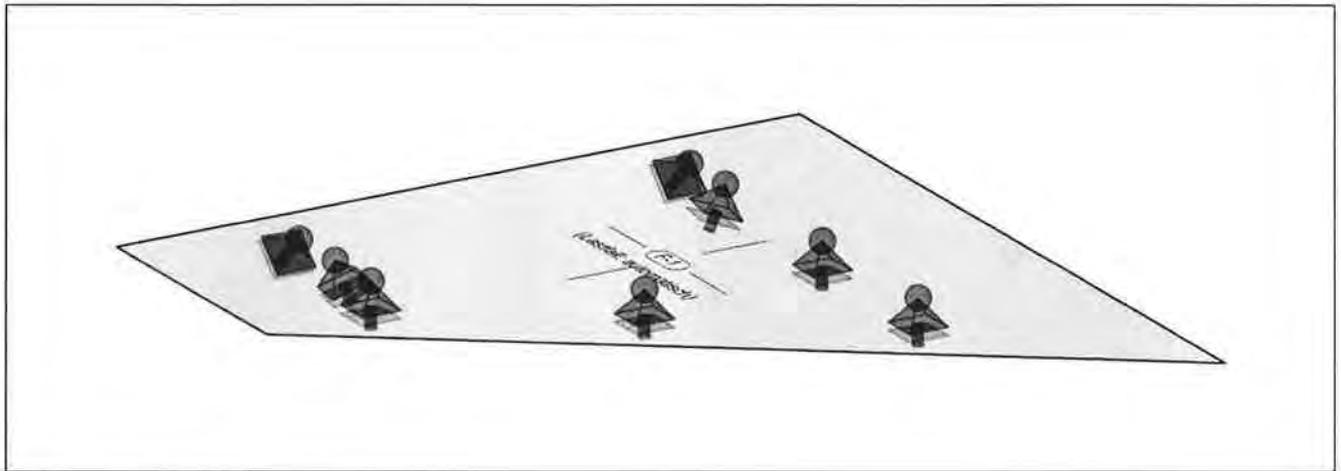
Seite: 138

Belastungen

Belastungen im Modell

Positionslasten

Positionsbezogene Flächen- und Linienlasten



Flächenpositionen

Position

Lastfall

F-1

LF-1

Eg

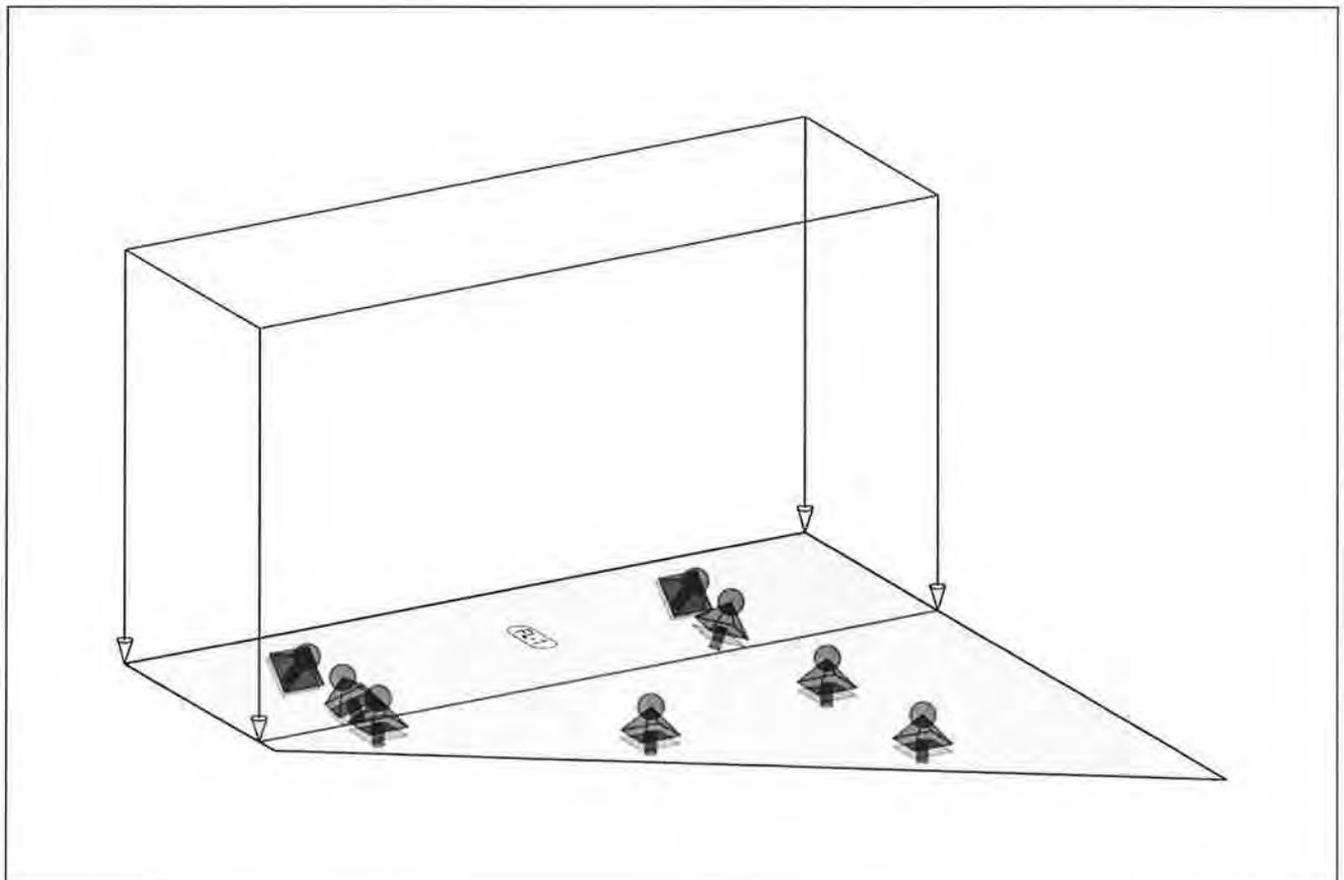
$\frac{p}{[kN/m^2]}$
-25.00

Eg : Eigengewicht

LF-1

Lasten im Lastfall LF-1

Lastplan



www.ibz-lueneburg.de

Projekt: 17096

Pos.: 2.1

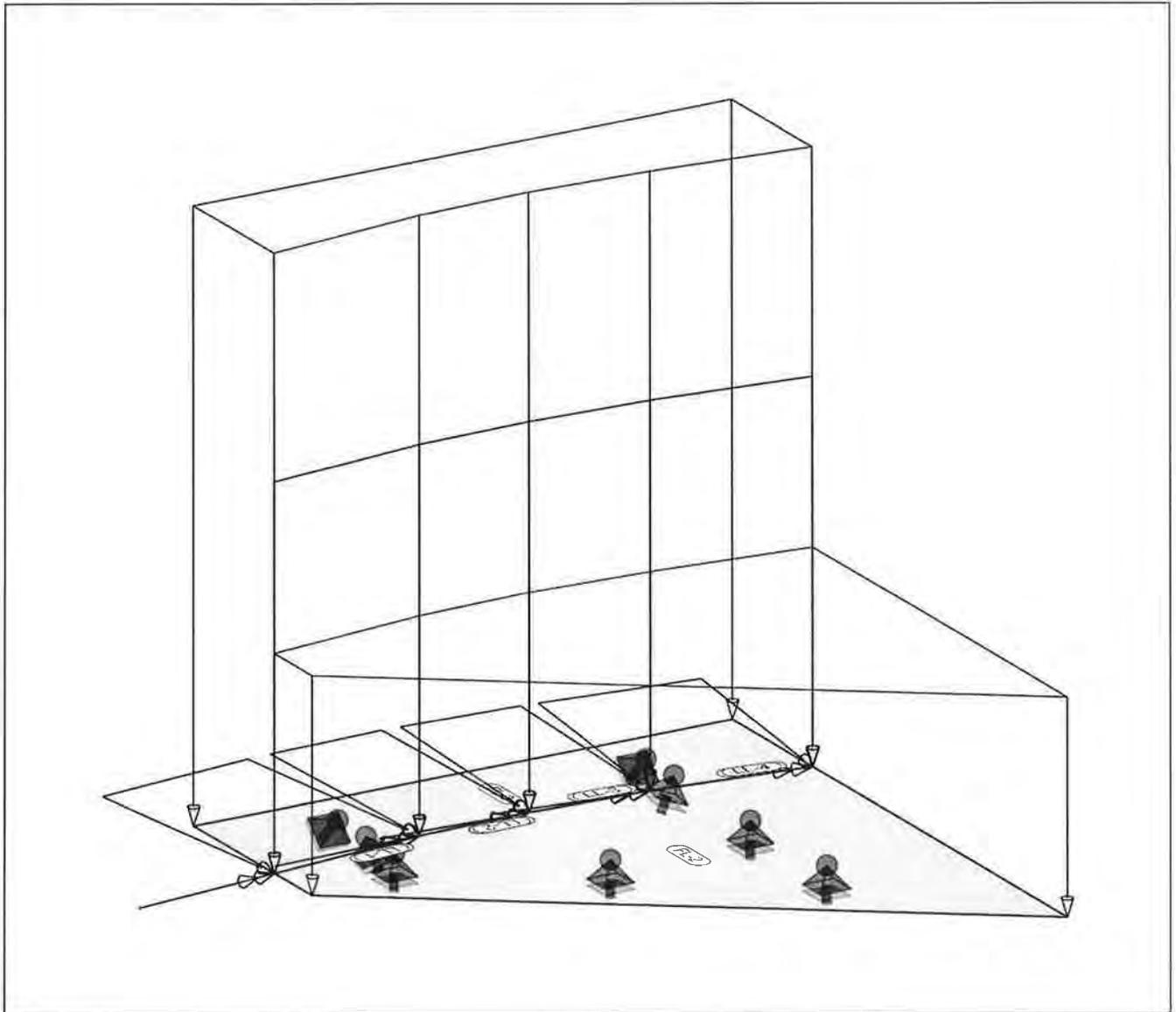
Seite: 139

<u>Flächenlasten</u> Lokal, t-Richt.	Position	Lastfall	[kN/m ²]
	FL-1	<i>Eigenlast Aufweitung</i> LF-1	-18.75

<u>Koordinaten</u>	Position	Koordinaten in [m]				
	FL-1	x	0.71	2.59	2.59	0.71
		y	5.01	5.01	10.51	10.51
		z	0.00	0.00	0.00	0.00

LF-2 Lasten im Lastfall LF-2

Lastplan



<u>Linienlasten</u> Lokal	Position	Lastfall	Art	F _A /M _A [kN/m] / [kNm/m]	F _E /M _E [kN/m] / [kNm/m]
	LL-1	<i>Eigenlast Sockelwand</i> LF-2	pt	-22.25	-22.25
	LL-2	<i>Eigenlast Sockelwand</i> LF-2	pt	-22.25	-22.25
	LL-3	<i>Eigenlast Sockelwand</i> LF-2	pt	-22.25	-22.25
	LL-4	<i>Eigenlast Sockelwand</i> LF-2	pt	-22.25	-22.25
	LL-10	<i>Einspannmoment Sockelwand</i>		-22.25	-22.25

Projekt: 17096

Pos.: 2.1

Seite: 140

lokal	Position	Lastfall	Art	FA/MA		FE/ME	
				[kN/m] / [kNm/m]			
		LF-2	mr	9.00		9.00	
LL-11		<i>Einspannmoment</i>	<i>Sockelwand</i>				
		LF-2	mr	9.00		9.00	
LL-12		<i>Einspannmoment</i>	<i>Sockelwand</i>				
		LF-2	mr	9.00		9.00	
LL-13		<i>Einspannmoment</i>	<i>Sockelwand</i>				
		LF-2	mr	9.00		9.00	
LL-20		<i>Horizontallast</i>	<i>Sockelwand</i>				
		LF-2	ps	-15.00		-15.00	
LL-21		<i>Horizontallast</i>	<i>Sockelwand</i>				
		LF-2	ps	-15.00		-15.00	
LL-22		<i>Horizontallast</i>	<i>Sockelwand</i>				
		LF-2	ps	-15.00		-15.00	
LL-23		<i>Horizontallast</i>	<i>Sockelwand</i>				
		LF-2	ps	-15.00		-15.00	

Koordinaten

Position	Koordinaten in [m]		
	x	y	z
LL-1	x	2.14	1.93
	y	5.01	6.61
	z	0.00	0.00
LL-2	x	1.93	1.89
	y	6.61	7.76
	z	0.00	0.00
LL-3	x	1.89	1.95
	y	7.76	8.95
	z	0.00	0.00
LL-4	x	1.95	2.14
	y	8.95	10.51
	z	0.00	0.00
LL-10	x	2.14	1.93
	y	5.01	6.61
	z	0.00	0.00
LL-11	x	1.93	1.89
	y	6.61	7.76
	z	0.00	0.00
LL-12	x	1.89	1.95
	y	7.76	8.95
	z	0.00	0.00
LL-13	x	1.95	2.14
	y	8.95	10.51
	z	0.00	0.00
LL-20	x	2.14	1.93
	y	5.01	6.61
	z	0.00	0.00
LL-21	x	1.93	1.89
	y	6.61	7.76
	z	0.00	0.00
LL-22	x	1.89	1.95
	y	7.76	8.95
	z	0.00	0.00
LL-23	x	1.95	2.14
	y	8.95	10.51
	z	0.00	0.00

Flächenlasten
lokal, t-Richt.

Position	Lastfall	p
		[kN/m ²]
FL-2	<i>Aufbeton</i>	
	LF-2	-12.50
FL-3	<i>Überschüttung (hintere Sockelwand)</i>	
	LF-2	-35.32

Koordinaten

Position	Koordinaten in [m]				
	x	y	z		
FL-2	x	2.14	6.66	2.80	2.14
	y	10.51	10.51	5.01	5.01
	z	0.00	0.00	0.00	0.00

01/2009 (19.01.2011) - 2011/09/2011 - 2011/09/2011 - 2011/09/2011

Projekt: 17096

Pos.: 2.1

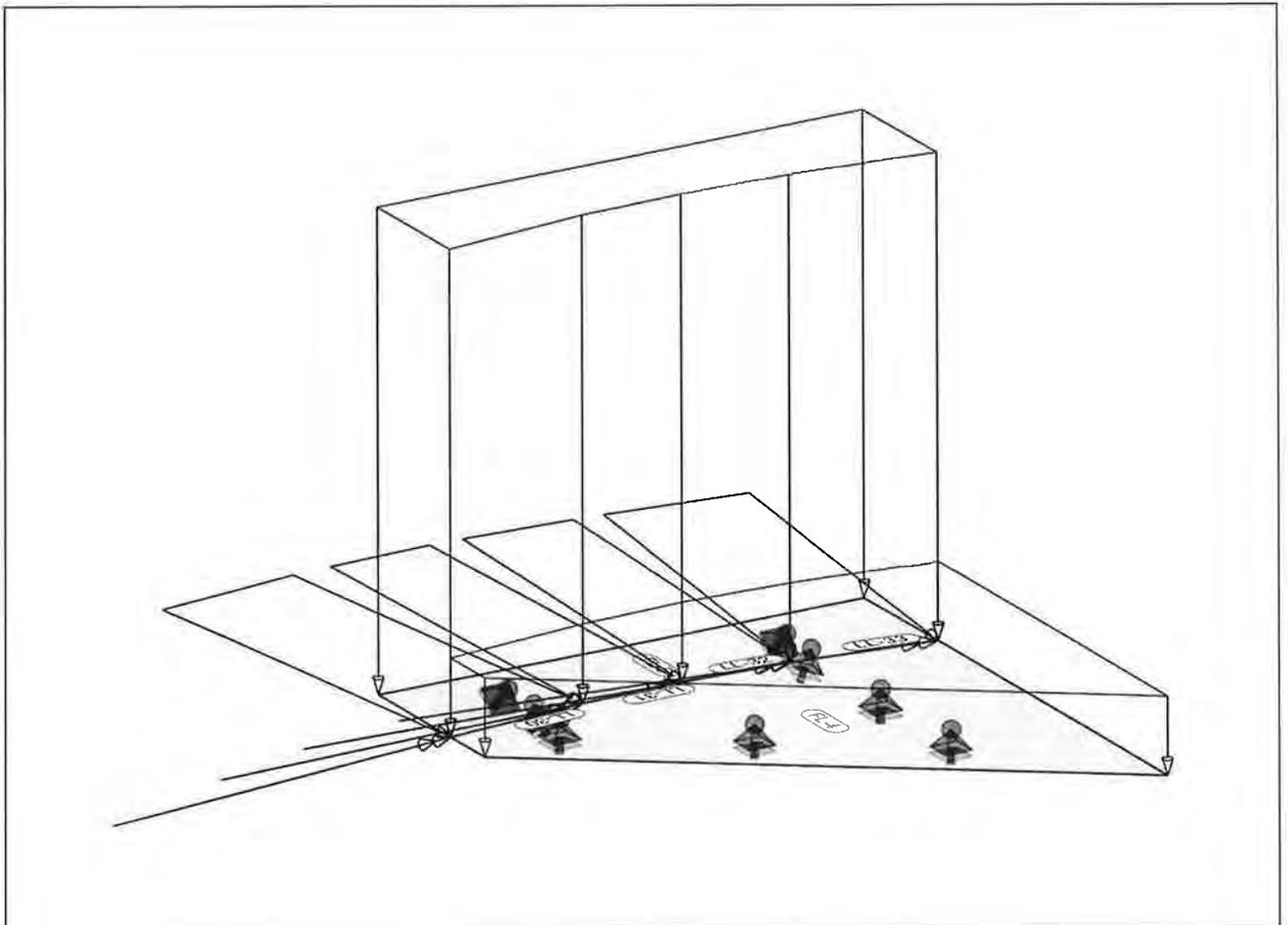
Seite: 1/1

Position	Koordinaten in [m]				
	x	y	z		
FL-3	x	1.93	1.89	1.95	
	y	6.61	7.76	8.95	
	z	0.00	0.00	0.00	
	x	0.71	2.14	1.93	1.89
	y	5.01	5.01	6.61	7.76
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	1.95	2.14	0.71	
	y	8.95	10.51	10.51	
	z	0.00	0.00	0.00	

LF-3

Lasten im Lastfall LF-3

Lastplan



Linienlasten
 Lokal

Position	Lastfall	Art	F_A/M_A [kN/m]	F_E/M_E [kNm/m]
LL-30	Linienmoment LF-3	mr	25.00	25.00
LL-31	Linienmoment LF-3	mr	25.00	25.00
LL-32	Linienmoment LF-3	mr	25.00	25.00
LL-33	Linienmoment LF-3	mr	25.00	25.00
LL-40	Horizontallast Sockelwand LF-3	ps	-28.00	-28.00
LL-41	Horizontallast Sockelwand LF-3	ps	-28.00	-28.00
LL-42	Horizontallast Sockelwand LF-3	ps	-28.00	-28.00
LL-43	Horizontallast Sockelwand LF-3	ps	-28.00	-28.00

Projekt: 17096

Pos.: 2.1

Seite: 142

lokal	Position	Lastfall	Art	F _A /M _A [kN/m]	F _E /M _E [kNm/m]
		LF-3	ps	-28.00	-28.00

<u>Koordinaten</u>	Position	Koordinaten in [m]		
LL-30	x	2.14	1.93	
	y	5.01	6.61	
	z	0.00	0.00	
LL-31	x	1.93	1.89	
	y	6.61	7.76	
	z	0.00	0.00	
LL-32	x	1.89	1.95	
	y	7.76	8.95	
	z	0.00	0.00	
LL-33	x	1.95	2.14	
	y	8.95	10.51	
	z	0.00	0.00	
LL-40	x	2.14	1.93	
	y	5.01	6.61	
	z	0.00	0.00	
LL-41	x	1.93	1.89	
	y	6.61	7.76	
	z	0.00	0.00	
LL-42	x	1.89	1.95	
	y	7.76	8.95	
	z	0.00	0.00	
LL-43	x	1.95	2.14	
	y	8.95	10.51	
	z	0.00	0.00	

<u>Flächenlasten</u>	Position	Lastfall	[kN/m ²]
lokal, t-Richt.	FL-4	<i>Verkehr Platte</i> LF-3	-5.00
	FL-5	<i>Verkehr Hinterfüllung</i> LF-3	-30.77

<u>Koordinaten</u>	Position	Koordinaten in [m]			
FL-4	x	2.14	1.93	1.89	1.95
	y	5.01	6.61	7.76	8.95
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	2.14	6.66	2.80	
	y	10.51	10.51	5.01	
	z	0.00	0.00	0.00	
FL-5	x	0.71	0.71	2.14	1.95
	y	5.01	10.51	10.51	8.95
	z	0.00	0.00	0.00	0.00
	x	1.89	1.93	2.14	
	y	7.76	6.61	5.01	
	z	0.00	0.00	0.00	

Projekt: 17096

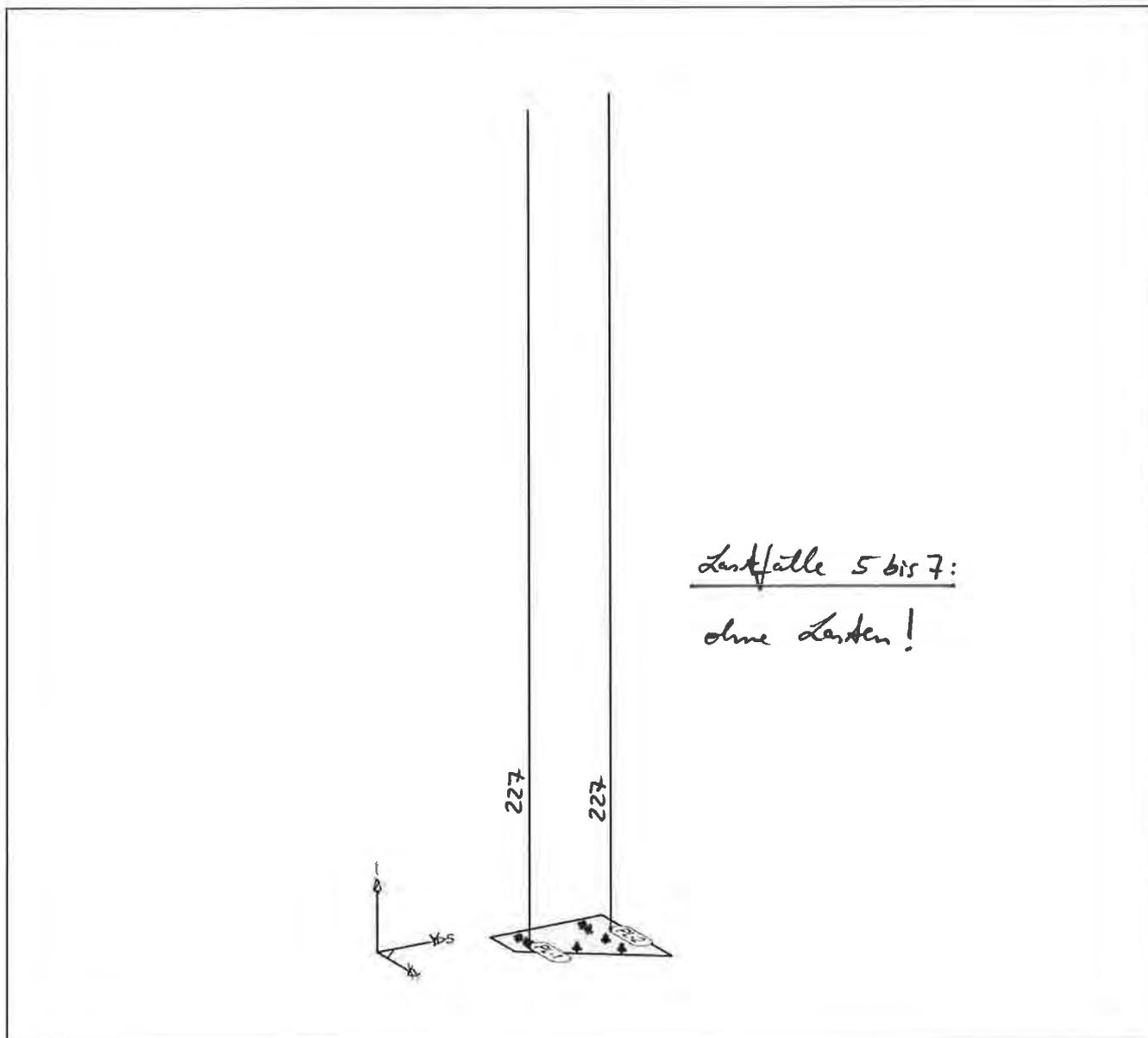
Pos.: 2.1

Seite: 143

LF-4

Lasten im Lastfall LF-4

Lastplan



Punktlasten global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-1	Lasten Brücke geschlossen LF4 LF-4	PZ	-227.00
PL-2	Lasten Brücke geschlossen LF4 LF-4	PZ	-227.00

Koordinaten

Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-1	2.73	5.76	0.00
PL-2	2.73	9.76	0.00

Projekt: 17096

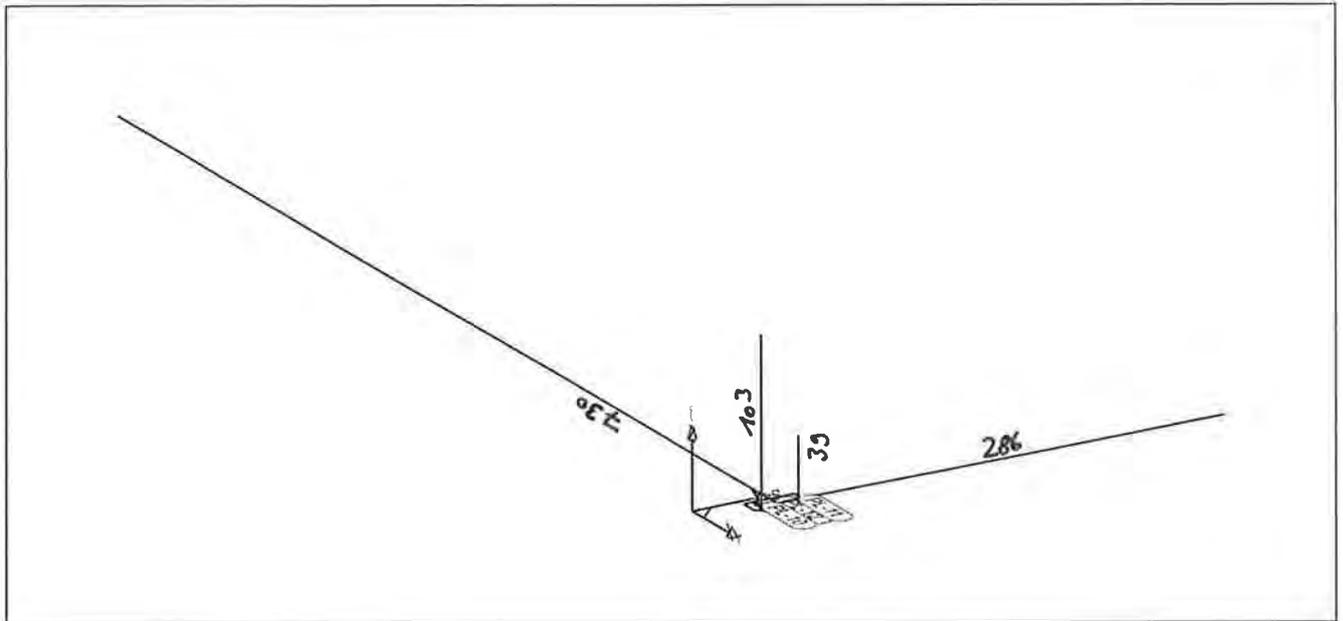
Pos.: 2.1

Seite: 144

LF-8

Lasten im Lastfall LF-8

Lastplan



Punktlasten global

Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
PL-10	Lasten Brücke geschlossen LF8	Pz	-103.00
PL-11	Lasten Brücke geschlossen LF8	Pz	-39.00
PL-12	Lasten Brücke geschlossen LF8	Py	-286.00
PL-13	Lasten Brücke geschlossen LF8	Mx	730.00

Koordinaten

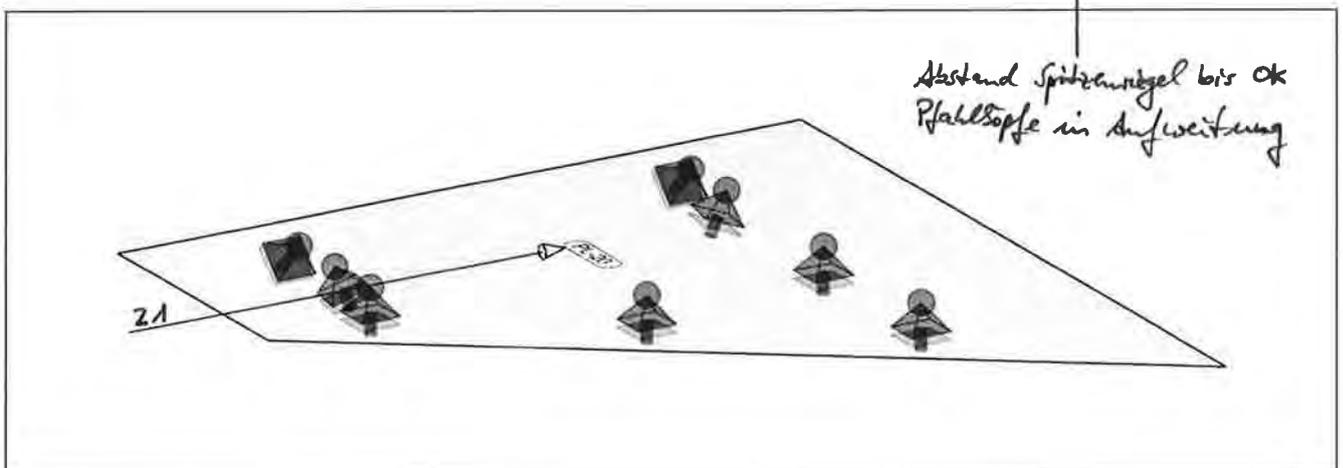
Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
PL-10	2.73	5.76	0.00
PL-11	2.73	9.76	0.00
PL-12	2.17	7.76	0.00
PL-13	2.17	7.76	0.00

LF-9

Lasten im Lastfall LF-9

$$M_x = 286 \times 2,55 \approx 730 \text{ kNm}$$

Lastplan



Projekt: 17096

Pos.: 2.1

Seite: 145

<u>Punktlasten</u> global	Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
------------------------------	----------	----------	-----	-------------------

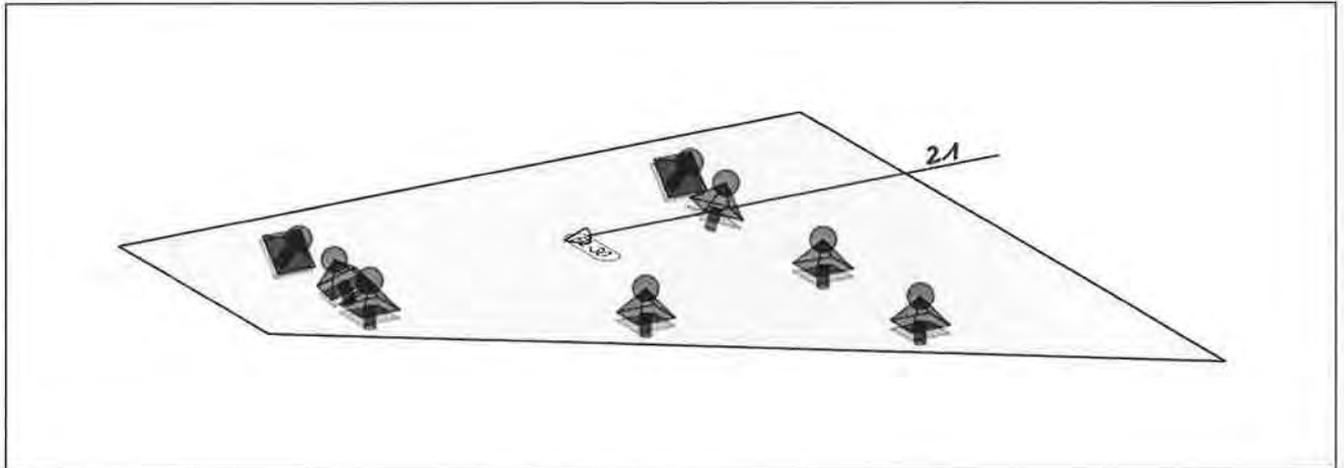
PL-20		<i>windlasten LF9</i> LF-9	Py	21.00
-------	--	-------------------------------	----	-------

<u>Koordinaten</u>	Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
--------------------	----------	----------	----------	----------

PL-20		2.17	7.76	0.00
-------	--	------	------	------

LF-10 Lasten im Lastfall LF-10

Lastplan



<u>Punktlasten</u> global	Position	Lastfall	Art	F/M [kN]/[kNm]
------------------------------	----------	----------	-----	-------------------

PL-30		<i>windlasten LF10</i> LF-10	Py	-21.00
-------	--	---------------------------------	----	--------

<u>Koordinaten</u>	Position	X [m]	Y [m]	Z [m]
--------------------	----------	----------	----------	----------

PL-30		2.17	7.76	0.00
-------	--	------	------	------

Lastfälle 11 und 12:
ohne Lasten!

Projekt: 17096

Pos.:

Seite: 146

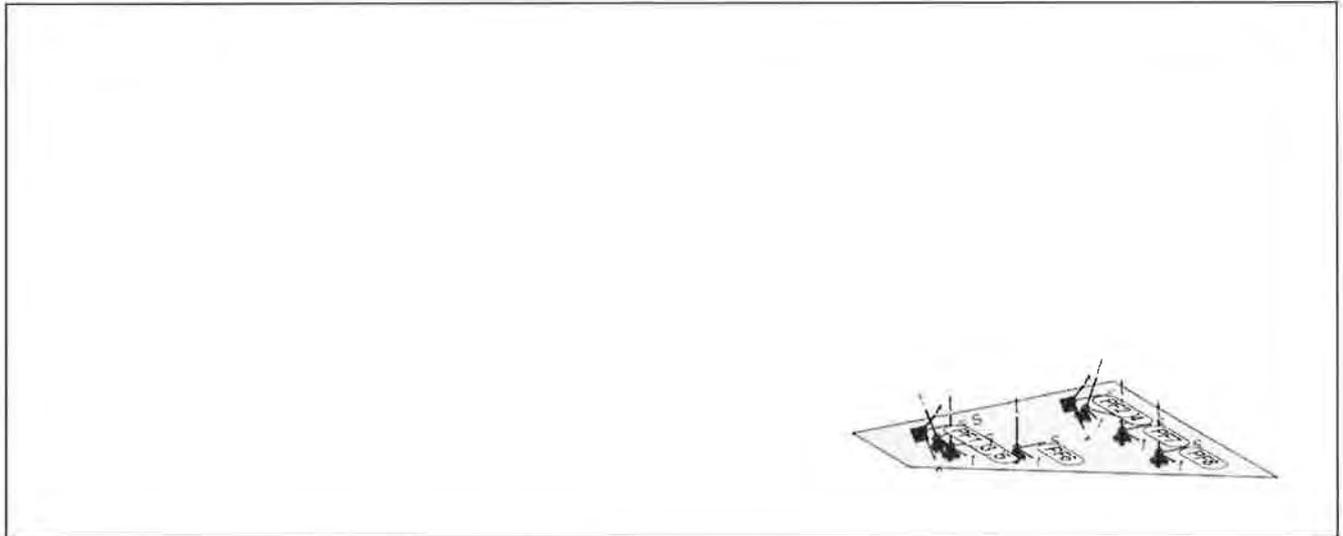
Pos. Punktlager

Punktlager-Auflager(EW)

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte des Modells

- charakteristische Punktlagerkräfte je Einwirkung
- min/max Überlagerung der Lastfälle je Einwirkung



Punktlager lokal	EW	F_r		F_s		F_t		M_r		M_s		M_t	
		min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
[kN]													
PF1	Gk	-	-	-	-	14.29	-	-	-	-	-	-	-
	Qk.N	-	-	-	-	-95.40	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	7.71	-	-	-	-	-	-	-
	Qk.W	-	-	-	-	-1.08	-	-	-	-	-	-	-
PF2	Gk.G	-	-	-	-	-41.35	-	-	-	-	-	-	-
	Gk	-	-	-	-	-14.29	-	-	-	-	-	-	-
	Qk.N	-	-	-	-	-201.5	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-
PF3	Qk.W	-	-	-	-	-6.31	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	6.31	-	-	-	-	-	-	-
	Gk.G	-	-	-	-	-75.35	-	-	-	-	-	-	-
	Gk	-	-	-	-	-170.16	-	-	-	-	-	-	-
PF4	Qk.N	-	-	-	-	-614.5	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	224.46	-	-	-	-	-	-	-
	Qk.W	-	-	-	-	-39.04	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	39.04	-	-	-	-	-	-	-
PF5	Gk.G	-	-	-	-	202.35	-	-	-	-	-	-	-
	Gk	-	-	-	-	-170.16	-	-	-	-	-	-	-
	Qk.N	-	-	-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	395.56	-	-	-	-	-	-	-
PF6	Qk.W	-	-	-	-	-23.31	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	23.31	-	-	-	-	-	-	-
	Gk.G	-	-	-	-	-202.43	-	-	-	-	-	-	-
	Gk	-	-	-	-	72.06	-	-	-	-	-	-	-
PF6	Qk.N	-	-	-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	665.07	-	-	-	-	-	-	-
	Qk.W	-	-	-	-	-24.98	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	24.98	-	-	-	-	-	-	-
	Gk.G	-	-	-	-	54.18	-	-	-	-	-	-	-
PF6	Gk	-	-	-	-	-78.79	-	-	-	-	-	-	-
	Qk.N	-	-	-	-	0.00	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	434.19	-	-	-	-	-	-	-
	Qk.W	-	-	-	-	-16.03	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	16.03	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-37.66	-	-	-	-	-	-	-	

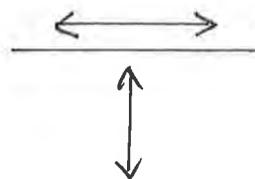
Projekt: 17096

Pos.:

Seite: 147

Punkt lokal	EW	Fr,min	Fs,min	Ft,min	Mr,min	Ms,min	Mt,min
		Fr,max	Fs,max	Ft,max	Mr,max	Ms,max	Mt,max
		[kN]			[kNm]		
PF7	Gk	-	-	181.17	-	-	-
	Qk.N	-	-	-481.5	-	-	-
	Qk.W	-	-	180.48	-	-	-
		-	-	-20.24	-	-	-
	Gk.G	-	-	20.24	-	-	-
PF8	Gk	-	-	166.60	-	-	-
	Qk.N	-	-	94.05	-	-	-
	Qk.W	-	-	-44.29	-	-	-
		-	-	79.86	-	-	-
	Gk.G	-	-	-2.29	-	-	-
		-	-	2.29	-	-	-
		-	-	2.86	-	-	-

0.57	0.21	0.73	0.9	0.69	0.77	0.36	0.77	0.97	0.9	0.67	0.5	0.36	0.36	0.34	0.25	0.12	0.05
0.64	0.56	0.54	0.29	0.3	0.6	0.5	0.48	0.78	0.73	0.73	0.6	0.55	0.43	0.31	0.2	0.1	0.06
0.79	0.73	1.19	0.97	0.84	0.88	0.58	0.93	1.04	0.81	0.5	0.34	0.24	0.25	0.24	0.12	0.05	
0.47	0.68	0.53		0.37	0.58	0.66	0.81	0.92	0.97	0.87	0.78	0.7	0.6	0.48	0.32	0.22	
1.48	1.76	2.5	1.19	1.41	0.47	1.36	1.29	1.27	0.73	0.42	0.2	0.12	0.15	0.09	0.0	0.03	
2.06	1.85	1.19		0.66	0.68	1.13	0.88	1.36	1.07	0.83	0.73	0.64	0.6	0.55	0.4	0.24	
0.65	1.88	5.1	2.72	2.06	0.6	0.31	3.03	0.68	0.57	0.31	0.12	0.12	0.05	0.01	0.01		
2.5	2.5	3.15	1.19	2.06	1.01	1.52	2.94	1.28	0.8	0.61	0.43	0.6	0.6	0.48	0.41		
1.53	1.55	2.5	2.28	1.63	0.88	0.8	1.12	0.8	0.38	0.16	0.1	0.05	0.01	0.03			
2.5	2.06	2.5	5.1	3.15	1.63	0.92	0.38	0.38	0.31	0.43	0.55	0.6	0.58	0.55			
0.76	0.9	0.92	1.41	1.08	0.49	0.27	0.42	0.46	0.28	0.12	0.08	0.03		0.03			
1.7	2.09	2.53	4.24	3.58	2.06	0.99	0.45	0.18	0.08	0.29	0.48	0.58		0.55			
0.71	0.67	0.73	1.19	0.79	0.14	0.34	0.55	0.45	0.24	0.16	0.03	0.01	0.09				
1.96	2.5	2.74	3.58	4.45	2.06	1.29	0.91	0.62	0.46	0.48	0.58	0.58	0.41				
0.84	0.72	0.55	1.76	1.03	0.73	1.88	0.5	0.18	0.12	0.1	0.03	0.12					
2.2	2.66	2.85	2.72	4.02	2.5	1.68	1.17	0.82	0.63	0.58	0.6	0.58					
1.41	1.07	0.78	1.05	12.47	2.18	0.54	0.03	0.03	0.03	0.09	0.16						
2.08	2.5	2.74	2.91	23.38	12.87	3.51	1.13	0.78	0.6	0.6	0.6						
1.53	1.36	1.45	3.08	7.37	2.79		0.1	0.09	0.16	0.2	0.45						
1.96	2.34	3.63	6.53	4.53	3.25		0.0	0.55	0.54	0.51	0.6	0.65					
							0.77										
1.65	1.85	2.79	4.32	3.2	0.37	0.21	0.12	0.28	0.36	0.45							
2.52	2.74	3.3	3.32	2.69	1.71	0.96	0.45	0.34	0.43	0.58							
1.75	2.49	3.38	3.48	1.26	0.66	0.64	0.4	0.49	0.51								
3.13	2.64	2.14	3.58	2.06	1.19	0.62	0.29	0.22	0.41								
1.17	2.09	4.01	5.17														
2.92	2.46	2.5	2.6	1.41	0.89	1.11	0.81	0.5	0.68								
				1.15	0.66	0.38	0.12	0.2	0.43								
1.19	1.91	2.39	1.19	0.94	0.46	2.42	1.1	1.07									
1.85	1.6	1.41	1.19	0.4	0.45	1.16	0.29	0.25									
0.58	1.17	1.19	0.79	0.64	0.31	1.85	1.6										
1.12	0.87	0.6	0.49	0.29	0.53	0.9	1.11										
0.36	0.73	0.77	0.9	0.66	0.58	0.45											
0.53	0.53	0.45	0.23	0.16	0.6	0.32											



(Rissbewehrung)

gew.:

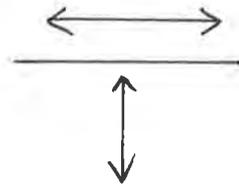
Ø 20-7,5 cm # ⇒ 4,87 cm²/m

> nach as = 23,38 cm²/m

erf. as unten

Flächenbemessung	Erforderliche Bewehrung as,erf	Maßstab: 1:50
r/s: Min = 0.01 / 0, Max = 12.47 / 23.38		
Beton C 35/45	aus allen Nachweisen	
r/s: Bew.-Abstand d' = 7.5 / 5.5 cm	Unterseite in [cm ² /m]	

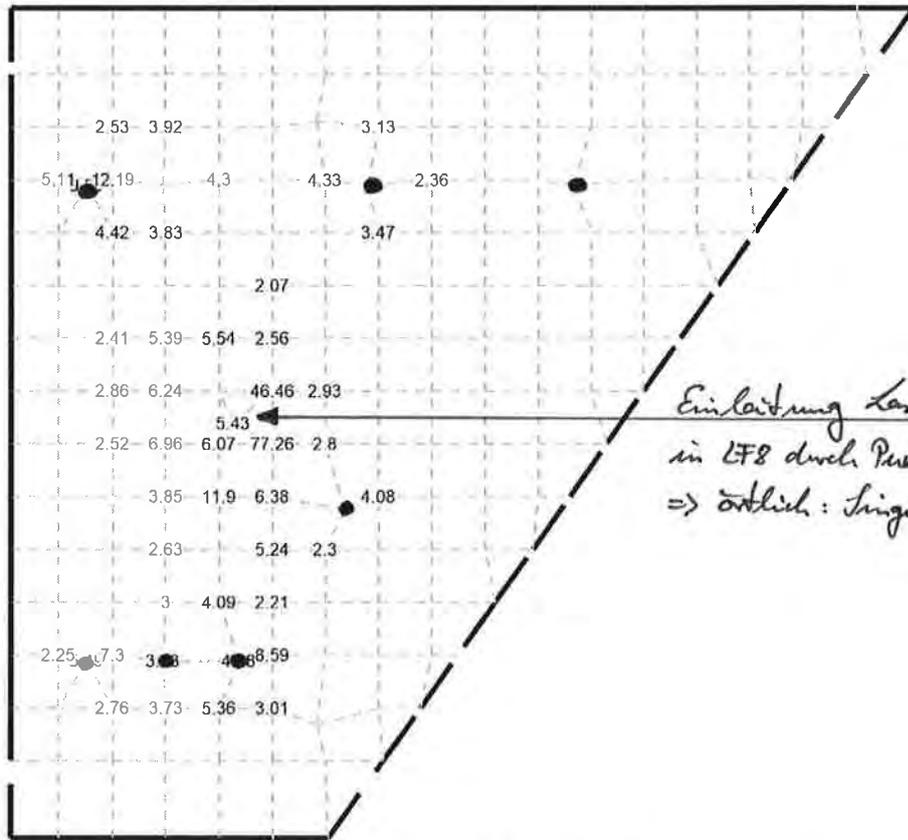
0.44	2.35	4.22	5.25	4.65	2.8	2.93	3.04	2.79	2.31	1.91	1.45	0.97	0.61	0.32	0.12	0.05	0.12
0.38	0.82	1.03	0.82	0.96	0.64	0.75	0.75	0.78	0.72	0.68	0.58	0.51	0.4	0.27	0.18	0.02	0.02
1.12	2.91	5.36	5.97	5.03	3.18	3.19	3.25	2.96	2.17	1.86	1.47	0.98	0.62	0.43	0.22	0.06	
2.96	2.95	2.52	1.48	1.05	1.22	1.14	0.97	0.89	0.82	0.7	0.57	0.43	0.38	0.18	0.08	0.02	
2.02	3.45	7.56	7.51	6.15	3.61	3.8	4.01	3.24	2.02	1.81	1.57	1.06	0.77	0.55	0.3	0.32	
5.52	5.58	5.61	2.55	3.13	2.44	2.07	1.4	2.18	1.69	1.19	0.94	0.94	0.52	0.37	0.2	0.22	
1.34	2.41	9.37	14.72	6.9	4.61	3.38	7.03	2.52	2.17	1.9	2.53	1.24	0.99	0.74	0.62		
6.69	6.1	9.02	11.29	7.23	4.32	3.9	6.59	3.05	2.13	2.07	2.54	1.25	0.88	0.72	0.52		
2.34	2.96	6.32	10.57	8.51	6.16	4.3	4.58	3.54	2.39	2.17	1.98	1.59	1.2	1.06			
7.24	7.38	8.12	10.18	9.02	6.22	4.23	3.12	2.61	1.99	1.67	1.48	1.56	1.22	1			
1.63	2.38	4.79	8.84	8.31	6.84	5.01	3.78	3.23	2.79	2.46	2.16	1.87	1.57				
5.38	6.64	8.12	10.32	9.2	7.23	5.54	4.26	3.14	2.32	1.76	1.43	1.43	1.39				
1.47	1.77	3.43	7.11	10.52	8.08	4.92	4.81	4.13	3.41	2.9	2.54	2.24	2.29				
4.75	5.29	7.83	11.29	12.14	8.73	7.62	5.33	3.87	2.96	2.29	1.81	1.43	1.43				
1.34	1.44	2.19	3.03	17.21	6.61	7.31	6.38	4.92	3.95	3.37	2.96	2.82					
3.59	3.78	4.69	8.12	30.45	16.73	7.95	5.53	4.32	3.53	2.84	2.31	1.76					
1.34	1.53	1.81	4.25	1.19	9.35	8.9	7.15	5.23	4.3	3.8	3.48						
2.28	2.1	2.25	2.63	2.42	2.21	5.27	4.98	4.61	4.05	3.41	2.67						
1.47	1.81	3.15	4.47	1.53	1.91		6.84	5.46	4.68	4.21	4.29						
2.13	2.36	2.53	3.23	3.23	3.32	10.7	5.26	4.98	4.45	3.91	3.59						
1.59	1.8	2.99	3.65	2.68	2.94	5.46	6.84	5.46	4.86	4.86							
2.58	2.9	3.18	4.32	4.25	4.27	3.33	4.47	4.98	4.98	4.38							
1.72	1.59	2.15	5.32	4.23	3.75	3.77	5.07	5.07	4.6	5.04							
3.79	3.84	4.15	6.06	5.46	4.61	3.29	3.59	4.6		5.06							
1.13	0.85	2.8	8.6	10.7	3.27	3.34	3.96	4.5	4.7								
4.37	3.85	4.85	8.33	8.46	5.26	3.73	3.73	4.3	4.77								
1.06	1.55	5.1	5.78	4.31	4.95	2.9	3.58	3.72									
4.12	4.17	5.09	2.45	2.44	2.98	3.07	3.4	4.04									
0.82	1.88	3.76	3.89	2.67	3.08	2.6	2.71										
2.32	2.41	2.1		0.46	1.1	1.97	2.82										
0.26	1.53	2.82	3.27	2.16	1.64	1.27											
0.29	0.59	0.67	0.34	0.65	0.29	0.96											



(Rissbewehrung)
 gew.: $\phi 20 - 7,5 \text{ cm} \# \Rightarrow 41,87 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $> \text{vorh. } a_s = 39,45 \text{ cm}^2/\text{m}$

ff. a_s oben

Flächenbemessung	Erforderliche Bewehrung $a_{s, \text{erf}}$	Maßstab: 1:50
r/s: Min = 0.05 / 0.02, Max = 17.21 / 30.45		
Beton C 35/45	aus allen Nachweisen	
r/s: Bew.-Abstand $d' = 7.5 / 5.5 \text{ cm}$	Oberseite in $[\text{cm}^2/\text{m}]$	



Einleitung Lasten
 in LF8 durch Punktlasten
 => örtlich: Singularknoten

Schub- / Stanzbewehrung
 gem. Bewehrungsplanung

258 St

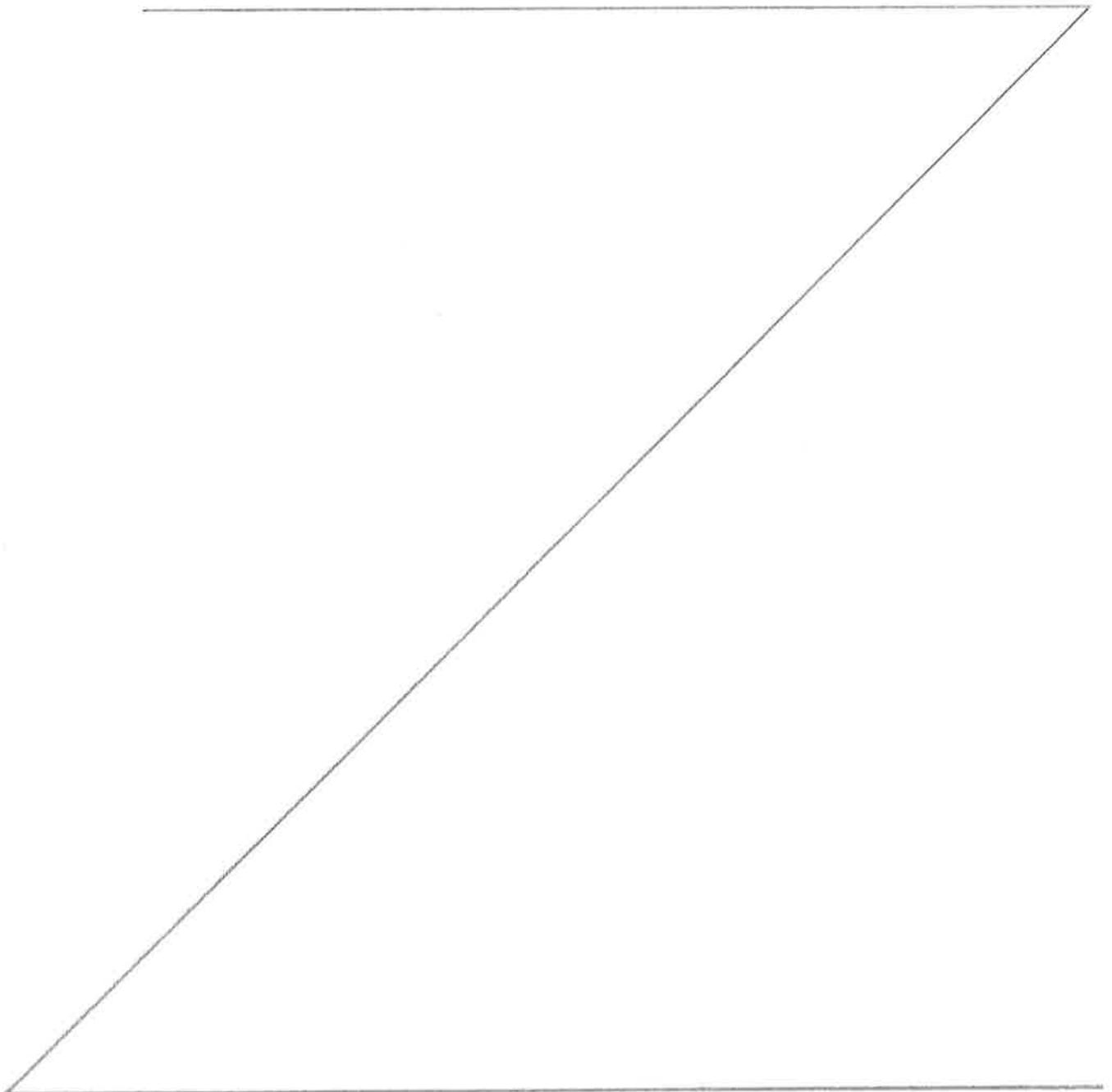
Querkraftbemessung	Querkräftbewehrung asw/sw aus allen Nachweisen in [cm ² /m ²]	Maßstab: 1:50

Pos. 2.2 Stb.-Sockelwand d = 50 cm, C35/45

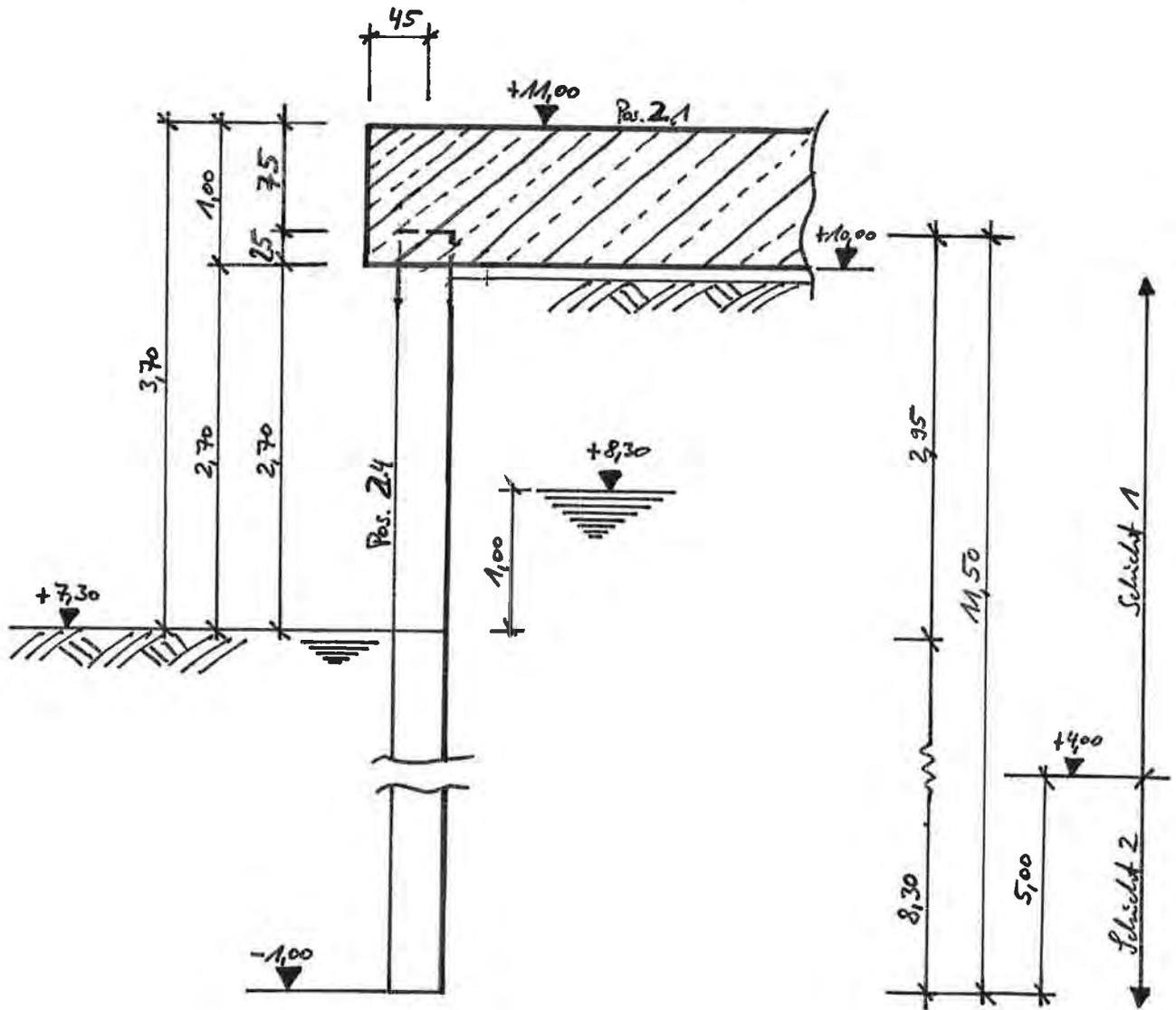
Ohne weiteren Nachweis Ausführung analog Pos. 1.2. Beachte Zusatzbewehrung im Bereich des Spitzenriegels (siehe Bewehrungsplanung).

Pos. 2.3 Schneidenlagerung

Ohne weiteren Nachweis Ausführung analog Pos. 1.3.



Pos. 2.4 Nachweis Spundwände (Prinzipkizze)



	γ'	γ	γ''
Schicht 1	30°	18 kN/m ³	9 kN/m ³
Schicht 2	35°	19 kN/m ³	11 kN/m ³

Ermittlung Lasten aus FrischbetonbruchAnnahmen:

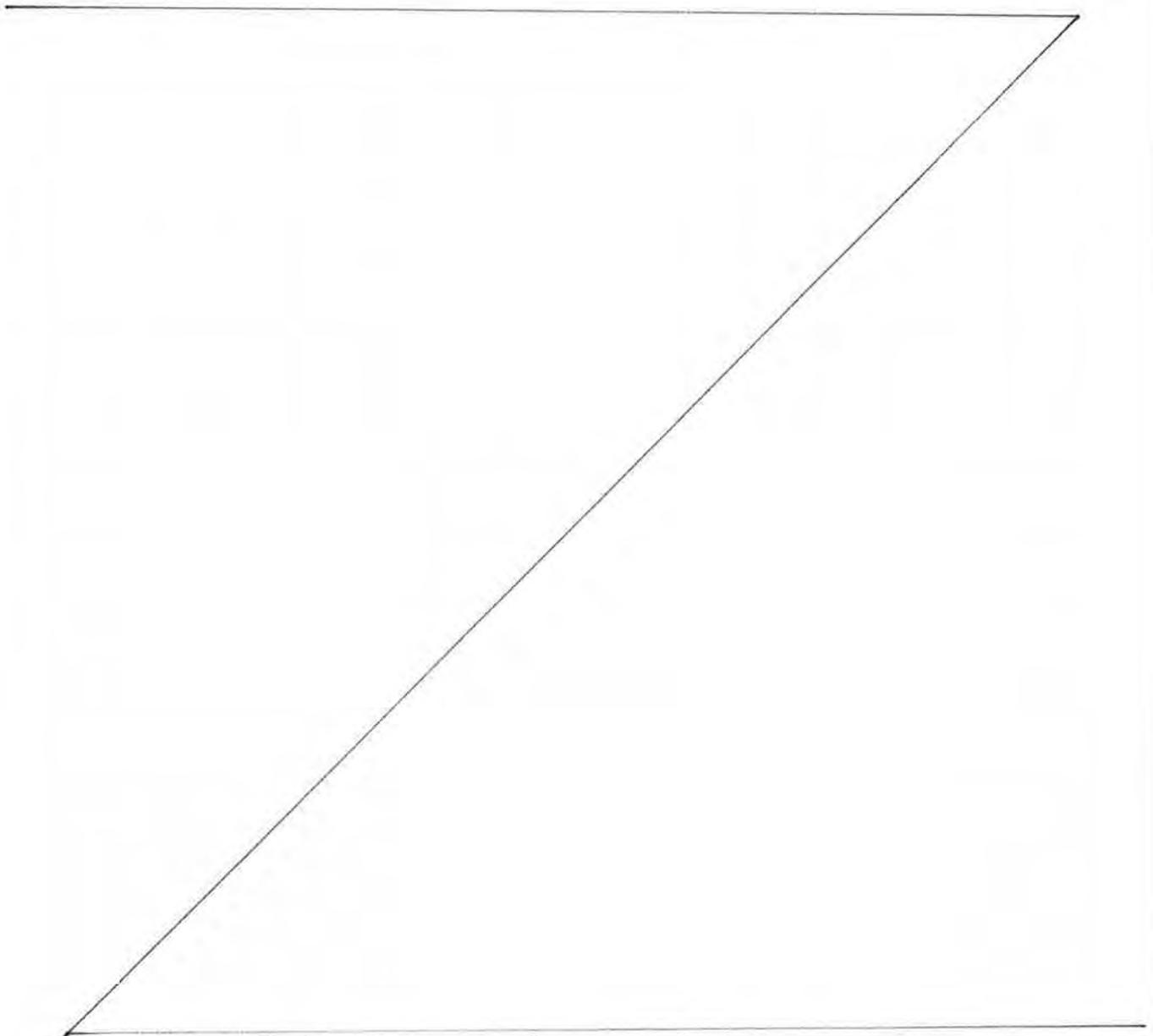
$$f = 25,00 \text{ kV/m}^2, \text{ Konsistenz: F3}$$

$$\text{Erstarrungszeit: } t_e = 5 \text{ h}$$

$$\text{Betongeschwindigkeit: } v = 2,5 \text{ m/h}$$

$$\Rightarrow s_k = (14 \times 2,5 + 18) \times 1,00 = \underline{\underline{53,00 \text{ kV/m}^2}}$$

$$\Rightarrow \text{Resultierende: } H_k = \frac{53,00 \times 0,75}{2} \approx \underline{\underline{20,00 \text{ kV/m}}}$$



Projekt: 17096

Pos.: 2.4.1

Seite: 156

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E	Erddruck infolge Bodeneigenlast
Gk.H	Ständige Einwirkungen
Gk	Wasserdruck ständig
Qk	Ständige Einwirkungen
	Verkehr
	Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten

Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
1	Gk	GLe				20.50
2	Qk	GLe				0.75

GLe: erdseitige Gleichlast

Linienlasten an wand

Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	Gk	0.75	20.00	0.00	0.00

Erddruck

Belastender Erddruck (bis 7.86 m)

EW Gk.E

Erdruhedruck
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

Erddruckspannungen

z [m]	K_{ogh} [-]	K_{och}	K_{oph}	e_{ogh} [kN/m ²]	e_{och}	e_{oph}	Σe_h
1.00	0.500	0.000	0.500	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	0.500	0.000	0.500	8.6	0.0	0.0	8.55
6.25	0.500	0.000	0.500	27.9	0.0	0.0	27.90
6.25	0.426	0.000	0.426	23.8	0.0	0.0	23.79
7.86	0.426	0.000	0.426	31.3	0.0	0.0	31.35

Resultierende Erddruckspannungen

z [m]	Σe_h [kN/m ²]
1.00	0.00
1.95	8.55
6.25	27.90
6.25	23.79
7.86	31.35

Erdruhedruckkraft $E_{oh} = 126.82$ kN/m
 $E_{ov} = 0.00$ kN/m

EW #BodenEc

passiver Erddruck E_{pc} für den Nachweis der Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

Erddruckspannungen

z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
1.00	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	3.000	3.464	3.000	51.3	0.0	0.0	51.30
6.25	3.000	3.464	3.000	167.4	0.0	0.0	167.40
6.25	3.690	3.842	3.690	205.9	0.0	0.0	205.91
7.86	3.690	3.842	3.690	271.3	0.0	0.0	271.26

Resultierende Erddruckspannungen

z [m]	Σe_h [kN/m ²]
1.00	0.00
1.95	51.30

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.1

Seite: 159

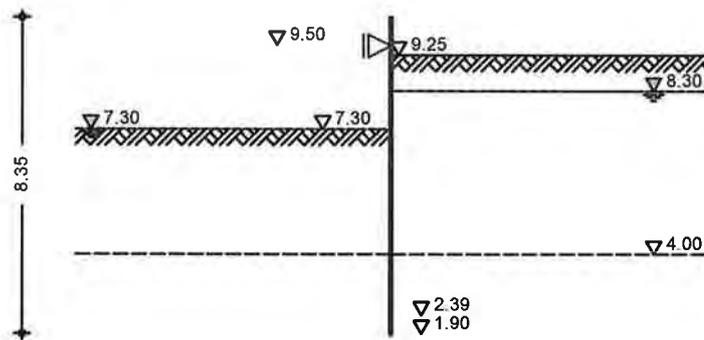
Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
6.25	167.40
6.25	205.91
7.86	271.26

Erdwiderstand $E_{p\ ch} = 878.70$ kN/m
 $E_{p\ cv} = 0.00$ kN/m

Bauzustand: A

Lagerung des Wandfußes: im Boden voll eingespannt
 Aushubniveau $z = 2.95$ m
 theoretische Einbindetiefe $t_1 = 4.91$ m
 Rammtiefenzuschlag ($0.10 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.49$ m
 erforderliche Wandtiefe $T_{er\ f} = 8.35$ m

System
 M 1:200



Gelände luft.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 2.95$ m

Erddruck
 EW Gk.E

Erdruhedruck
 Umlagerung nach DIN 4085:2011-05, EAB EB 70-1 a)
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

Resultierende
 Erddruckspannungen

Z [m]	$e_{umg\ e\ l.}$ [kN/m ²]
1.00	7.62
1.95	7.62
2.95	7.62
6.25	27.90
6.25	23.79
7.86	31.35

Erdruhedruckkraft $E_{0\ h} = 126.82$ kN/m
 $E_{0\ v} = 0.00$ kN/m

EW Gk

Gleichlast erdseitig $p = 20.50$ kN/m²

Z [m]	$K_{0\ p\ h}$ [-]	$e_{0\ p\ h}$ [kN/m ²]
1.00	0.5000	10.25
1.95	0.5000	10.25
6.25	0.5000	10.25
7.86	0.4264	8.74

Erdruhedruckkraft $E_{0\ h} = 67.89$ kN/m
 $E_{0\ v} = 0.00$ kN/m

EW Qk

Gleichlast erdseitig $p = 0.75$ kN/m²

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.1

Seite: 158

Z [m]	K_{0ph} [-]	e_{0ph} [kN/m ²]
1.00	0.5000	0.38
1.95	0.5000	0.38
6.25	0.5000	0.38
7.86	0.4264	0.32

Erdruehdrukkraft $E_{0h} = 2.48$ kN/m
 $E_{0v} = 0.00$ kN/m

EW #BodenL passiver Erddruck Grundwasser $Z_{gw} = 2.95$ m

Z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
2.95	3.328	3.826	3.314	0.0	0.0	0.0	0.00
6.25	3.328	3.826	3.314	98.8	0.0	0.0	98.85
6.25	4.242	4.389	4.216	126.0	0.0	0.0	125.98
7.86	4.242	4.389	4.216	201.1	0.0	0.0	201.10

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
2.95	0.00
6.25	98.85
6.25	125.98
7.86	201.10

Erdwiderstand $E_{ph} = 426.39$ kN/m
 $E_{pv} = -28.19$ kN/m

Wasserdruck Belastender Wasserdruck

luftseitig Grundwasserstand: 2.95 m $W_h = 120.54$ kN/m

erdseitig Grundwasserstand: 1.95 m $W_h = 174.64$ kN/m

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B [kN/m]	C [kN/m]	S1 [kN/m]
Gk.E	118.21	-12.71	21.32
Gk.H	55.03	-10.00	9.06
Gk	62.41	-15.04	40.52
Qk	2.28	-0.55	0.75

Char. Schnittgrößen

Z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	W_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.37
0.75	0.00	21.32	0.00	0.00
3.28	33.84	2.32	0.03	0.93
3.49	34.09	0.00	0.07	0.96
3.91	33.15	-4.32	0.23	0.98
6.25	5.43	-15.90	2.71	0.52
7.28	-3.54	0.00	5.72	0.18
7.86	0.00	12.71	7.81	0.00

Einwirkung Gk.H

Z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	W_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.19
3.28	19.09	0.95	0.01	0.48
3.39	19.15	0.00	0.02	0.49
3.81	18.48	-3.11	0.09	0.50
5.54	6.49	-8.87	0.78	0.36
7.13	-3.44	0.00	2.43	0.10
7.86	0.00	10.00	3.64	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.1

Seite: 159

Einwirkung Gk	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.27
	0.75	0.00	20.52	0.00	0.00
	3.00	25.67	0.00	0.00	0.60
	3.28	25.28	-2.64	0.01	0.62
	3.61	23.96	-5.31	0.06	0.63
	5.29	8.22	-11.45	0.72	0.47
	7.02	-6.01	0.00	2.56	0.14
	7.86	0.00	15.04	4.13	0.00

Einwirkung Qk	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
	0.75	0.00	0.75	0.00	0.00
	3.00	0.94	0.00	0.00	0.02
	3.28	0.92	-0.10	0.00	0.02
	3.61	0.88	-0.19	0.00	0.02
	5.29	0.30	-0.42	0.03	0.02
	7.02	-0.22	0.00	0.09	0.00
	7.86	0.00	0.55	0.15	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	1.20 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Charakteristische Kombinationen

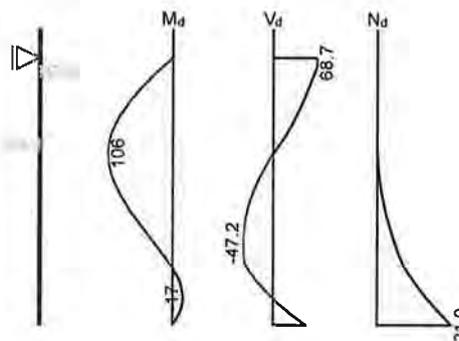
Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
2	CK	1.00 * Gk.E + 1.00 * Gk.H + 1.00 * Gk + 1.00 * Qk

Kombinationen nach DIN EN 1990

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk
2	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Bem.-schnittgrößen

Kombination: Ek 1
M 1:200



Kombination: Ek 1

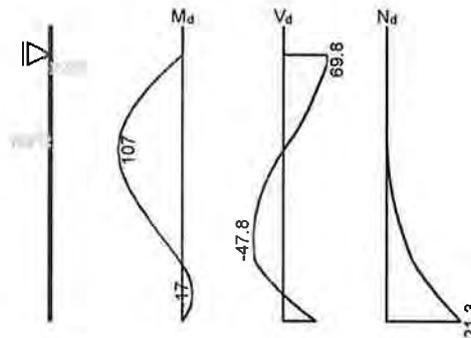
Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
0.75	0.00	68.71	0.00
3.28	105.58	0.86	0.08
3.32	105.63	-0.50	0.09
5.69	31.08	-47.17	5.02
7.17	-17.10	0.79	14.36
7.86	0.00	50.96	21.03

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.1

Seite: 160

Kombination: Ek 2
 M 1:200



Kombination: Ek 2

z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
0.75	0.00	69.84	0.00
3.28	106.97	0.71	0.08
3.32	107.01	-0.67	0.09
5.69	31.28	-47.78	5.07
7.17	-17.42	0.92	14.51
7.86	0.00	51.79	21.26

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
 nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 303.83$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 304.57$ kN/m

$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ 303.83 ≤ 304.57

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
 nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Einbindetiefenzuschlag $\Delta t \cdot 0.10 * t = 0.49$ m
 Ersatzkraft C $Ch,d = 49.88$ kN/m
 Erdwiderstand $E_{phc,d} = 190.27$ kN/m

$Ch,d \leq E_{phc,d}$ 49.88 ≤ 190.27

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands
 nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek2

Vertikalkomp. Auflagerkraft $B_{v,k} = 15.73$ kN/m

Eigengewicht der Wand $G_k = 15.86$ kN/m
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,k} = 0.00$ kN/m
 $V_k = 15.86$ kN/m

$B_{v,k} \leq V_k$ 15.73 ≤ 15.86

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.1

Seite: 161

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1

Bemessungssituation BS-P

TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand $\gamma_b = 1.10$

tatsächliche Einbindetiefe $t = 6.65$ m

Eigengewicht der Wand $G_d = 21.88$ kN/m

Vertikalkomp. Erddruck $E_{a,v,d} = 0.00$ kN/m

$V_d = 21.88$ kN/m

Widerstände auf Grundlage von Probebelastungen

Mantelreibung $q_{s,k} = 20.00$ kN/m²

Mantelfläche $A_s = 9.74$ m²/m

Spitzenwiderstand $q_{b,k} = 850.00$ kN/m²

wirksame Aufstandsfläche $A_b = 0.29$ m²/m

Gesamtwiderstand $R_d = 362.71$ kN/m

$V_d \leq R_d$ 21.88 ≤ 362.71

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

Material

Material

f_{yk}	E
[N/mm ²]	[N/mm ²]
S 240GP	210000
240	

Querschnitt

Profil

QK	W_{el}	A_v	$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$	$M_{c,Rd}$
	[cm ³ /m]	[cm ² /m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
Larssen 607n 2	3200	76	5808.0	1060.0	768.0

Nachweis E-E
Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

Z	EK	N_{ed}	V_{ed}	β_B	M_{ed}	η
		$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$		$M_{v/N,Rd}$	
[m]		[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kNm/m]	[-]
3.28	2	0.1	0.7	1.00*	107.0	0.14
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP Zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{Ed}/N_{Cr} = 0.0/60512.1 = 0.00 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen Wandtiefe

Wandtiefe erf. $T_{erf} = 8.35$ m

Wandtiefe vorh. $T_{vorh} = 9.60$ m

$T_{erf} \leq T_{vorh}$ 8.35 ≤ 9.60

C:\Users\Wolke\Documents\IBZ\17096\2012\m21233\ibz-lueneburg.dwg

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.1

Seite: 162

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis

		η
		[-]
Erdwiderlager	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	0.26
Vertikalkraft	OK	0.99
Versinken	OK	0.06
Spundwandprofil	OK	0.14
Wandtiefe	OK	0.87

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.2

Seite: 163

Pos. 2.4.2

Nachweis Bauzustand 2 (Bereich mit Aufweitung)

Bauzustand 2 => Betonage Stb.-Platte (Betonierhöhe: 100 cm)

Lastzusammenstellung: 100 cm Frischbeton (bewehrt) 25,00 kN/m²
 Anhäufung 1,75 kN/m²

 $g_k = 26,75 \text{ kN/m}^2$

Betoniermannschaft $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Zusatzlasten aus Betonierdruck (s. Pos. 1.4.2)

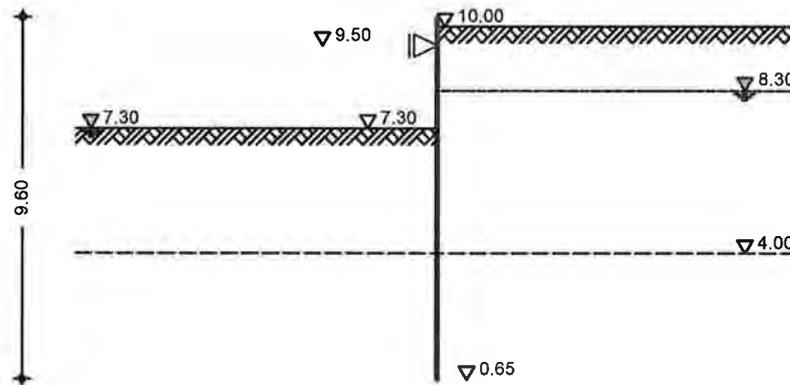
$H_{g,k} = 16,00 \text{ kN/m}$

$V_{g,k} = 17,00 \text{ kN/m}$

$M_{g,k} = 4,00 \text{ kNm/m}$

Sowie Lasten aus Pos. 2.4.1 (Bauzustand 1)

System
 M 1:200



Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	2.95	100.00	

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 0.25 \text{ m}$

Boden

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	φ_k [°]	$c_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ [°]
				$c_{p,k}$	$\delta_{p,k}$	$\delta_{pc,k}$
1	6.00	18.0	30.0	-	20.0	0.0
		9.0		-	-4.5	0.0
2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
		11.0		-	-5.3	0.0

Stützungen

Steife

Name	z [m]
S1	0.75

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E

Erddruck infolge Bodeneigenlast

Gk.H

Ständige Einwirkungen

Gk

Wasserdruck ständig

qk

Ständige Einwirkungen

Verkehr

Kategorie E - Lagerräume

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.2

Seite: 164

Belastungen

Flächenlasten	Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
	1	Gk	GLe				26.75
	2	Qk	GLe				0.75
	3	Gk	SF	0.00	1.00	4.15	18.75

GLe: erdseitige Gleichlast
 SF: Streifenfundamentlast

Linienlasten an Wand	Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
	1	Gk	0.00	16.00	17.00	-4.00
	2	Gk	0.75	20.00	0.00	0.00

Erddruck

Belastender Erddruck (bis 8.94 m)

EW Gk.E

Erdruhedruck
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

Erddruckspannungen	z [m]	K _{ogh} [-]	K _{och}	K _{oph}	e _{ogh} [kN/m ²]	e _{och}	e _{oph}	Σe _h
	0.25	0.500	0.000	0.500	0.0	0.0	0.0	0.00
	1.95	0.500	0.000	0.500	15.3	0.0	0.0	15.30
	6.25	0.500	0.000	0.500	34.7	0.0	0.0	34.65
	6.25	0.426	0.000	0.426	29.6	0.0	0.0	29.55
	8.94	0.426	0.000	0.426	42.2	0.0	0.0	42.17

Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	Σe _h [kN/m ²]
	0.25	0.00
	1.95	15.30
	6.25	34.65
	6.25	29.55
	8.94	42.17

Erdruhedruckkraft $E_{oh} = 216.86$ kN/m
 $E_{ov} = 0.00$ kN/m

EW #BodenEc

passiver Erddruck E_{pC} für den Nachweis der
 Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

Erddruckspannungen	z [m]	K _{pgh} [-]	K _{pch}	K _{p ph}	e _{pgh} [kN/m ²]	e _{pch}	e _{p ph}	Σe _h
	0.25	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	1.95	3.000	3.464	3.000	91.8	0.0	0.0	91.80
	6.25	3.000	3.464	3.000	207.9	0.0	0.0	207.90
	6.25	3.690	3.842	3.690	255.7	0.0	0.0	255.73
	8.94	3.690	3.842	3.690	364.9	0.0	0.0	364.92

Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	Σe _h [kN/m ²]
	0.25	0.00
	1.95	91.80
	6.25	207.90
	6.25	255.73
	8.94	364.92

Erdwiderstand $E_{pch} = 1557.16$ kN/m
 $E_{pcv} = 0.00$ kN/m

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH&Co.KG

Projekt: 17096

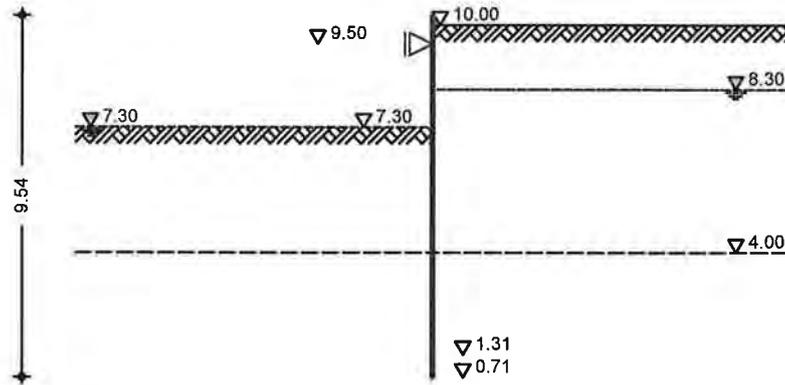
Pos.: 2.4.2

Seite: 165

Bauzustand: A

Lagerung des Wandfußes: im Boden voll eingespannt
 Aushubniveau $z = 2.95$ m
 theoretische Einbindetiefe $t_1 = 5.99$ m
 Rammtiefenzuschlag ($0.10 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.60$ m
 erforderliche Wandtiefe $T_{erf} = 9.54$ m

System
 M 1:200



Gelände luft.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-Wandkopf $z = 2.95$ m

Erddruck
 EW Gk.E

Erdruhedruck
 Umlagerung nach DIN 4085:2011-05, EAB EB 70-1 b)
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

Resultierende
 Erddruckspannungen

z [m]	$e_{umgcl.}$ [kN/m ²]
0.25	12.35
1.60	12.35
1.95	10.29
2.95	10.29
6.25	34.65
6.25	29.55
8.94	42.17

Erdruhedruckkraft $E_{0h} = 216.86$ kN/m
 $E_{0v} = 0.00$ kN/m

EW Gk

Gleichlast erdseitig $p = 26.75$ kN/m²

z [m]	K_{0ph} [-]	e_{0ph} [kN/m ²]
0.25	0.5000	13.38
1.95	0.5000	13.38
6.25	0.5000	13.38
8.94	0.4264	11.41

Erdruhedruckkraft $E_{0h} = 110.93$ kN/m
 $E_{0v} = 0.00$ kN/m

EW Qk

Gleichlast erdseitig $p = 0.75$ kN/m²

z [m]	K_{0ph} [-]	e_{0ph} [kN/m ²]
0.25	0.5000	0.38
1.95	0.5000	0.38
6.25	0.5000	0.38
8.94	0.4264	0.32

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.2

Seite: 166

Erdruchdruckkraft $E_{0h} = 3.11 \text{ kN/m}$
 $E_{0v} = 0.00 \text{ kN/m}$

EW Gk Streifenfundamentlast $v_e = 18.75 \text{ kN/m}^2$
 z_{φ} z_{ϑ} ϑ K_{0vh} $e_{0ph,o}$ $e_{0ph,u}$
 [m] [m] [°] [-] [kN/m²] [kN/m²]
 1.00 7.26 56.41 0.7366 9.17 9.15

Erdruchdruckkraft $E_{0h} = 57.32 \text{ kN/m}$
 $E_{0v} = 0.00 \text{ kN/m}$

EW #BodenL passiver Erddruck Grundwasser $z_{gw} = 2.95 \text{ m}$

Erddruckspannungen	z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
	2.95	3.437	3.942	3.414	0.0	0.0	0.0	0.00
	6.25	3.437	3.942	3.414	102.1	0.0	0.0	102.07
	6.25	4.429	4.567	4.387	131.5	0.0	0.0	131.53
	8.94	4.429	4.567	4.387	262.6	0.0	0.0	262.57

Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	Σe_h [kN/m ²]
	2.95	0.00
	6.25	102.07
	6.25	131.53
	8.94	262.57

Erdwiderstand $E_{ph} = 698.49 \text{ kN/m}$
 $E_{pv} = -62.55 \text{ kN/m}$

Wasserdruck Belastender Wasserdruck
 luftseitig Grundwasserstand: 2.95 m $W_h = 179.40 \text{ kN/m}$
 erdseitig Grundwasserstand: 1.95 m $W_h = 244.30 \text{ kN/m}$

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B [kN/m]	C [kN/m]	S1 [kN/m]
Gk.E	186.63	-16.75	46.98
Gk.H	63.19	-10.00	11.71
Gk	137.14	-34.82	101.93
Qk	2.48	-0.52	1.15

Char. Schnittgrößen

Einwirkung Gk.E

z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.83
0.75	-1.54	40.81	0.00	0.00
3.68	67.17	3.06	0.17	2.42
3.86	67.46	0.00	0.27	2.47
4.35	65.59	-7.54	0.64	2.53
6.25	29.19	-28.41	3.57	1.89
8.28	-5.36	0.00	12.66	0.47
8.94	0.00	16.75	16.71	0.00

Einwirkung Gk.H

z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.31
0.75	0.00	11.71	0.00	0.00
3.68	26.52	0.20	0.06	0.89
3.70	26.52	0.00	0.06	0.89
4.25	25.42	-3.90	0.19	0.92
6.25	8.56	-11.05	1.21	0.66
8.10	-3.98	0.00	3.95	0.19
8.94	0.00	10.00	5.66	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.2

Seite: 167

Einwirkung Gk	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	-4.00	-16.00	-17.00	-0.71
	0.75	-17.67	-22.69	-17.00	0.00
	0.75	-17.67	59.24	-17.00	0.00
	3.52	66.19	0.00	-16.92	2.10
	3.68	65.95	-2.81	-16.87	2.14
	4.17	62.42	-11.10	-16.64	2.19
	6.25	15.92	-29.35	-14.37	1.48
	8.94	0.00	34.82	-4.72	0.00

Einwirkung Qk	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
	0.75	-0.05	0.97	0.00	0.00
	3.35	1.20	0.00	0.00	0.04
	3.68	1.18	-0.10	0.00	0.04
	4.15	1.10	-0.23	0.01	0.04
	6.25	0.25	-0.50	0.05	0.03
	7.95	-0.24	0.00	0.14	0.01
	8.94	0.00	0.52	0.22	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	1.20 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Charakteristische Kombinationen

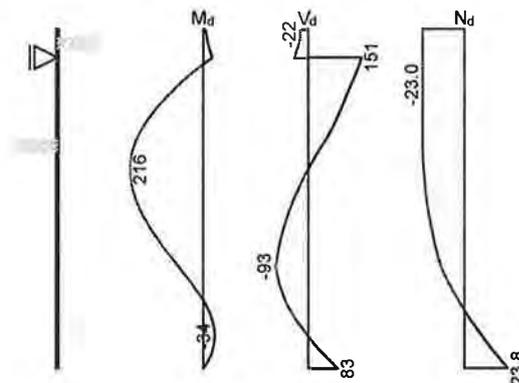
Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
2	CK	1.00 * Gk.E + 1.00 * Gk.H + 1.00 * Gk + 1.00 * Qk

Kombinationen nach DIN EN 1990

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk
2	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Bem.-schnittgrößen

Kombination: Ek 1
 M 1:200



Kombination: Ek 1

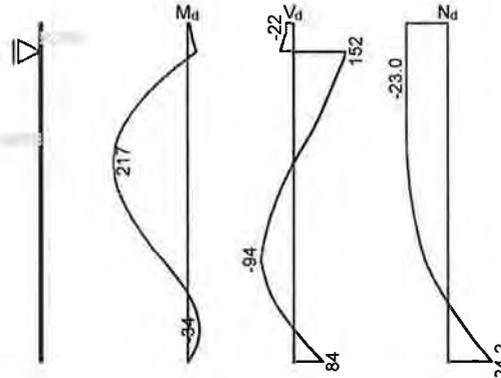
Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
0.00	-5.40	-21.60	-22.95
0.75	-25.94	150.88	-22.95
3.65	215.52	2.28	-22.50
3.68	215.51	0.61	-22.46
6.25	72.46	-92.90	-12.95
8.10	-33.70	0.89	9.72
8.94	0.00	83.12	23.83

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.2

Seite: 168

Kombination: Ek 2
 M 1:200



Kombination: Ek 2

z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
0.00	-5.40	-21.60	-22.95
0.75	-26.01	152.33	-22.95
3.65	217.30	2.14	-22.50
3.68	217.28	0.46	-22.46
6.25	72.84	-93.65	-12.88
8.10	-34.06	0.99	9.95
8.94	0.00	83.89	24.16

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
 nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 498.11$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 498.92$ kN/m

$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ 498.11 ≤ 498.92

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
 nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Einbindetiefenzuschlag $\Delta t = 0.10 * t = 0.60$ m
 Ersatzkraft C $C_{h,d} = 81.38$ kN/m
 Erdwiderstand $E_{phc,d} = 312.27$ kN/m

$C_{h,d} \leq E_{phc,d}$ 81.38 ≤ 312.27

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands
 nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek2

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.2

Seite: 169

Vertikalkomp. Auflagerkraft	$B_{v,k} =$	34.87	kN/m
Eigengewicht der Wand	$G_k =$	18.12	kN/m
Auflasten	$P_k =$	17.00	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{a v,k} =$	0.00	kN/m
	$V_k =$	35.12	kN/m
$B_{v,k} \leq V_k$		34.87	\leq 35.12

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)			Ek1
Bemessungssituation BS-P			
TS-Beiwert Erdwiderstand	$\gamma_{R,e} =$	1.40	
TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand	$\gamma_b =$	1.10	
tatsächliche Einbindetiefe	$t =$	6.65	m
Eigengewicht der Wand	$G_d =$	21.88	kN/m
Auflasten	$P_d =$	22.95	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{a v,d} =$	0.00	kN/m
	$V_d =$	44.83	kN/m

Widerstände auf Grundlage von Probebelastungen			
Mantelreibung	$q_{s,k} =$	20.00	kN/m ²
Mantelfläche	$A_s =$	9.74	m ² /m
Spitzenwiderstand	$q_{b,k} =$	850.00	kN/m ²
wirksame Aufstandsfläche	$A_b =$	0.29	m ² /m
Gesamtwiderstand	$R_d =$	362.71	kN/m
$V_d \leq R_d$		44.83	\leq 362.71

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

Material

Material		f_{yk}	E
		[N/mm ²]	[N/mm ²]
S 240GP		240	210000

Querschnitt

Profil	QK	W_{el}	A_v	$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$	$M_{c,Rd}$
		[cm ³ /m]	[cm ² /m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
Larssen 607n	2	3200	76	5808.0	1060.0	768.0

Nachweis E-E
Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

z	EK	N_{ed}	V_{ed}	β_B	M_{ed}	η
		$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$		$M_{v/N,Rd}$	
		[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kNm/m]	[-]
3.68	2	-22.5	0.5	1.00*	217.3	0.28
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP Zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{Ed}/N_{cr} = 22.5/45605.1 = 0.00 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.2

Seite: 170

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen wandtiefe
 Wandtiefe erf. $T_{erf} = 9.54$ m
 Wandtiefe vorh. $T_{vorh} = 9.60$ m
 $T_{erf} \leq T_{vorh}$ $9.54 \leq 9.60$ X

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis

		η [-]
Erdwiderlager	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	0.26
Vertikalkraft	OK	0.99
Versinken	OK	0.12
Spundwandprofil	OK	0.28
wandtiefe	OK	0.99

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.3

Seite: 171

Pos. 2.4.3

Nachweis Bauzustand 3 (Bereich ohne Aufweitung)

Bauzustand 2 => Betonage Stb.-Platte (Betonierhöhe: 100 cm)

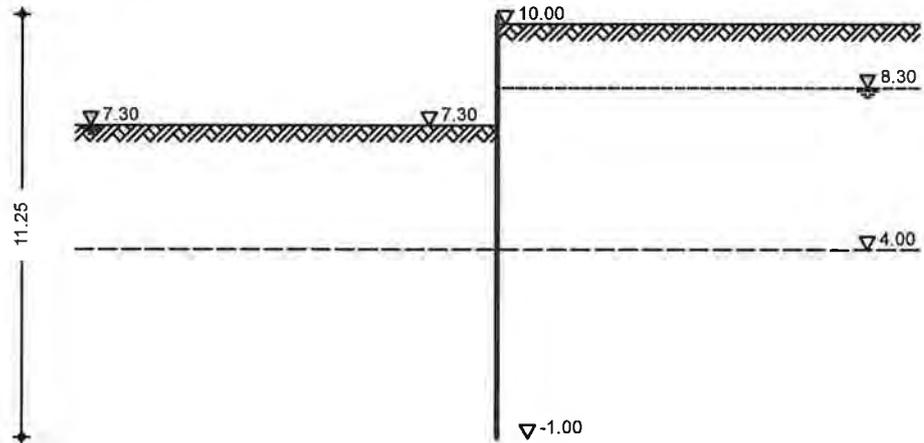
<u>Lastzusammenstellung:</u>	Frischbeton (bewehrt)	25,00 kN/m ²
	Anhäufung	1,75 kN/m ²

		g _k = 26,75 kN/m ²
	Betoniermannschaft	q _k = 0,75 kN/m ²
	Zusatzlasten aus Betonierdruck (s. Pos. 1.4.2)	
	H _{g,k} = 16,00 kN/m	
	V _{g,k} = 17,00 kN/m	
	M _{g,k} = 4,00 kNm/m	

Anmerkung zum Ansatz des passiven Wandreibungswinkel:

Bei Nachweis des vertikalen Gleichgewichtes mit einem passiven Wandreibungswinkel von $-1/3 \times \Phi$ zeigt die resultierende Kraft nach oben, was mechanisch nicht möglich ist. Der passive Wandreibungswinkel wird daher soweit reduziert, dass der Nachweis des vertikalen Gleichgewichtes gerade erfüllt ist. Dieses führt im Ergebnis zu einer Reduzierung des horizontalen passiven Erddruckes und damit zur Vergrößerung der Einbindelänge und der Schnittgrößen.

System
M 1:200



Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	2.95	100.00	

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf z = 0.25 m

Boden

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	$c_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ [°]
				$c_{p,k}$	$\delta_{p,k}$	$\delta_{pc,k}$
1	6.00	18.0	30.0	-	20.0	0.0
		9.0		-	-9.6	0.0
2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
		11.0		-	-11.2	0.0

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.3

Seite: 172

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E	Erddruck infolge Bodeneigenlast
Gk.H	Ständige Einwirkungen
Gk	Wasserdruck ständig
Qk	Ständige Einwirkungen
	Verkehr
	Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten

Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
1	Gk	GLe				26.75
2	Qk	GLe				0.75

GLe: erdseitige Gleichlast

Linienlasten an Wand

Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	Gk	0.00	16.00	17.00	-4.00

Erddruck

Belastender Erddruck (bis 9.95 m)

EW Gk.E

aktiver Erddruck
 Grundwasser

Z_{gw} = 1.95 m

Erddruckspannungen

z [m]	K _{agh} [-]	K _{ach}	K _{aph}	e _{agh} [kN/m ²]	e _{ach}	e _{aph}	Σe _h
0.25	0.279	0.922	0.279	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	0.279	0.922	0.279	8.5	0.0	0.0	8.55
6.25	0.279	0.922	0.279	19.4	0.0	0.0	19.36
6.25	0.224	0.813	0.224	15.6	0.0	0.0	15.56
9.95	0.224	0.813	0.224	24.7	0.0	0.0	24.69

Resultierende Erddruckspannungen

z [m]	Σe _h [kN/m ²]
0.25	0.00
1.95	8.55
6.25	19.36
6.25	15.56
9.95	24.69

aktive Erddruckkraft

E_{ah} = 141.73 kN/m
 E_{av} = 56.55 kN/m

EW #BodenEc

passiver Erddruck E_{pC} für den Nachweis der
 Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser

Z_{gw} = 1.95 m

Erddruckspannungen

z [m]	K _{pgh} [-]	K _{pch}	K _{p ph}	e _{pgh} [kN/m ²]	e _{pch}	e _{p ph}	Σe _h
0.25	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
1.95	3.000	3.464	3.000	91.8	0.0	0.0	91.80
6.25	3.000	3.464	3.000	207.9	0.0	0.0	207.90
6.25	3.690	3.842	3.690	255.7	0.0	0.0	255.73
9.95	3.690	3.842	3.690	405.9	0.0	0.0	405.92

Resultierende Erddruckspannungen

z [m]	Σe _h [kN/m ²]
0.25	0.00
1.95	91.80

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.3

Seite: 174

Erddruckspannungen	z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
	2.95	3.944	4.455	3.858	0.0	0.0	0.0	0.00
	6.25	3.944	4.455	3.858	117.1	0.0	0.0	117.13
	6.25	5.317	5.365	5.153	157.9	0.0	0.0	157.93
	9.95	5.317	5.365	5.153	374.3	0.0	0.0	374.34

Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	Σe_h [kN/m ²]
	2.95	0.00
	6.25	117.13
	6.25	157.93
	9.95	374.34

Erdwiderstand $E_{ph} = 1177.96$ kN/m
 $E_{pv} = -227.66$ kN/m

Wasserdruck

Belastender Wasserdruck

luftseitig Grundwasserstand: 2.95 m $W_h = 245.00$ kN/m

erdseitig Grundwasserstand: 1.95 m $W_h = 320.00$ kN/m

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B [kN/m]	C [kN/m]
Gk.E	246.64	-104.91
Gk.H	132.59	-57.59
Gk	237.59	-154.53
Qk	4.51	-2.63

Char. Schnittgrößen

Einwirkung Gk.E	z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	W_k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	23.89
	5.20	-73.16	-29.52	-14.41	6.14
	6.36	-106.09	-24.79	-17.65	3.20
	7.16	-119.15	-6.72	-17.21	1.69
	7.41	-119.98	0.00	-16.90	1.34
	9.95	0.00	104.91	-8.89	0.00

Einwirkung Gk.H	z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	W_k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	11.48
	5.45	-35.07	-17.52	2.12	2.81
	7.16	-59.45	-6.39	7.44	0.90
	7.59	-60.84	0.00	9.54	0.59
	9.95	0.00	57.59	25.62	0.00

Einwirkung Gk	z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	W_k [mm]
	0.00	-4.00	-16.00	-17.00	44.84
	3.99	-118.92	-40.08	-26.52	16.74
	5.20	-165.04	-34.90	-27.40	10.06
	6.98	-203.95	0.00	-23.41	3.12
	7.16	-203.33	6.69	-22.35	2.63
	9.95	0.00	154.53	3.03	0.00

Einwirkung Qk	z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	W_k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.67
	4.48	-1.79	-0.73	-0.30	0.22
	6.25	-2.96	-0.52	-0.33	0.09
	7.16	-3.22	-0.03	-0.27	0.04
	7.20	-3.22	0.00	-0.27	0.04
	9.95	0.00	2.63	0.15	0.00

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.3

Seite: 178

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	$1.35 * G_k.E + 1.35 * G_k.H + 1.35 * G_k + 1.50 * Q_k$

Charakteristische Kombinationen

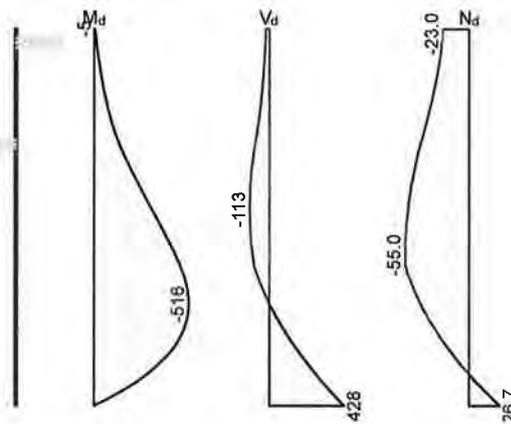
Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
2	CK	$1.00 * G_k.E + 1.00 * G_k.H + 1.00 * G_k + 1.00 * Q_k$

Kombinationen nach DIN EN 1990

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	GK	$1.35 * G_k.E + 1.35 * G_k.H + 1.35 * G_k$
2	GK	$1.35 * G_k.E + 1.35 * G_k.H + 1.35 * G_k + 1.50 * Q_k$

Bem.-schnittgrößen

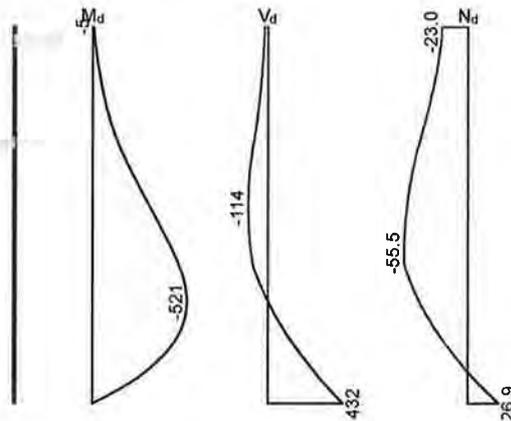
Kombination: Ek 1
M 1:200



Kombination: Ek 1

z [m]	M_d [kNm/m]	V_d [kN/m]	N_d [kN/m]
4.68	-304.43	-112.82	-52.50
5.97	-443.43	-96.05	-55.04
7.16	-515.61	-8.66	-43.37
7.26	-515.95	1.85	-41.77
9.95	0.00	427.98	26.69

Kombination: Ek 2
M 1:200



Kombination: Ek 2

z [m]	M_d [kNm/m]	V_d [kN/m]	N_d [kN/m]
4.68	-307.34	-113.91	-52.95
5.97	-447.63	-96.92	-55.54
7.16	-520.44	-8.70	-43.77
7.26	-520.78	1.91	-42.16
9.95	0.00	431.93	26.91

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.3

Seite: 177

Bemessung (GZT) im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

Material	Material	f_{yk}	E
		[N/mm ²]	[N/mm ²]
	S 240GP	240	210000

Querschnitt	Profil	QK	W_{el}	A_v	$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$	$M_{c,Rd}$
			[cm ³ /m]	[cm ² /m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
	Larssen 607n	2	3200	76	5808.0	1060.0	768.0

Nachweis E-E
Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

Z	EK	N_{ed}	V_{ed}	β_B	M_{ed}	η
		$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$		$M_{v/N,Rd}$	
[m]		[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kNm/m]	[-]
7.26	2	-42.2	1.9	1.00*	-520.8	0.68
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP Zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{Ed}/N_{Cr} = 43.8/3785.0 = 0.01 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen Wandtiefe

Wandtiefe erf.	$T_{erf} =$	10.72	m
Wandtiefe vorh.	$T_{vorh} =$	11.25	m
$T_{erf} \leq T_{vorh}$		10.72	\leq 11.25

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis		η
		[-]
Erdwiderlager	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	0.97
Vertikalkraft	OK	1.00
Versinken	OK	0.41
Spundwandprofil	OK	0.68
Wandtiefe	OK	0.95

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.4

Seite: 178

Pos. 2.4.4

Nachweis Endzustand

Endzustand => widerlager fertiggestellt

(Nachweis Bereich ohne Aufweitung. Bereich mit Aufweitung ist wegen der Ankerkonstruktion nicht maßgebend)

Zum Zeitpunkt der Fertigstellung der Stb.-Platte Pos. 2.1 wirken folgende Lasten auf die Spundwand:

- Eigenlast Platte (Frischbetondruck auf die Oberkante der Anschüttung)
- Anschüttung
- Differenzwasserdruck

In diesem Zustand wirkt die Spundwand als Kragssystem ohne Halterung am Wandkopf, da zum Zeitpunkt der Lastaufbringung der Beton der Stb.-Platte noch nicht abgebunden hatte und keine Horizontallasten aufnehmen konnte.

Der überwiegende Anteil der Vertikallasten aus der Stb.-Platte (mit Ausnahme des Eigengewichtes) wird über die GEWI-Pfähle abgetragen. Ein geringer Anteil der Vertikallasten wird durch die Spundwände aufgenommen. Auf der sicheren Seite wird für die nachfolgenden Nachweise von folgender Vertikallast am Spundwandkopf ausgegangen:

aus Stb.-Platte Pos. 2.1	1,00x25,00x0,90 (90 cm breiter Plattenstreifen)	= 22,50 kN/m
aus Sockelwand Pos. 2.2	0,50x1,67x25,00x0,90/3,00 (90 cm breiter Wandstreifen, Verteilung auf b = 3,00 m)	= 6,26 kN/m
aus Aufbeton	0,50x25,00x0,90	= 11,25 kN/m
aus Brückenlast	0,50x227/1,50/4,00 (Ansatz 50% vom charakteristischen Wert, Verteilung auf b = 4,00 m)	= 18,92 kN/m

- Verteilung Last aus Sockelwand auf b = 3,00 m
- Verteilung Last aus Brücke auf b = 4,00 m

Ansatz 50% der Lasten auf die Spundwände

$$\Rightarrow g_k = 22,50 + 6,26 + 11,25 = 40,00 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow q_k = 19,00 \text{ kN/m}$$

Die am Spundwandkopf eingeleiteten Vertikallasten bewirken eine zusätzliche Verformung der Spundwand, und führen zu einer Aktivierung der Stb.-Platte Pos. 2.1 als horizontale Halterung am Wandkopf. Dieses wird nachfolgend jedoch nicht angesetzt.

Horizontallasten aus äußeren Lasten am Spundwandkopf werden nicht angesetzt, da hier davon ausgegangen wird, dass die Spundwände gegenüber den geneigten Pfählen erheblich nachgiebiger auf Horizontallasten reagieren.

Abtrag der Vertikallasten über Spitzendruck

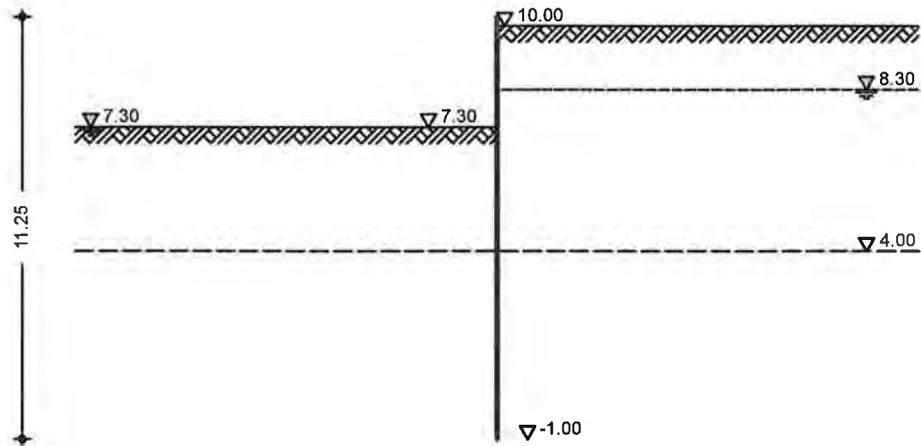
Im Baugrundgutachten (Seite 40, Tabelle 7) sind Mantelreibungswerte und Spitzendruckwerte angegeben. Für die Mantelreibung wird der angegebene Mindestwert von 20 kN/m² (Mantelreibung) berücksichtigt, für den Spitzendruck der angegebene Wert von 850 kN/m² (Spitzendruck).

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.4

Seite: 179

System
 M 1:200



Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	2.95	100.00	

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf z = 0.25 m

Boden

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	$C_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ [°]
				$C_{p,k}$	$\delta_{p,k}$	$\delta_{p,c,k}$
1	6.00	18.0	30.0	-	20.0	0.0
		9.0		-	-10.0	0.0
2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
		11.0		-	-11.7	0.0

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E

Erddruck infolge Bodeneigenlast

Gk.H

Ständige Einwirkungen

Gk

Wasserdruck ständig

Qk

Ständige Einwirkungen

Ständig

Verkehr
 Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten

Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
1	Gk	GLE				26.75
2	Qk	GLE				0.75

GLE: erdseitige Gleichlast

Linienlasten an wand

Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	Gk	0.00	16.00	17.00	-4.00
2	Gk	0.00	0.00	40.00	0.00
3	Qk	0.00	0.00	19.00	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.4

Seite: 180

Erddruck Belastender Erddruck (bis 9.89 m)

EW Gk.E aktiver Erddruck
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

Erddruckspannungen	Z [m]	K_{agh} [-]	K_{ach}	K_{aph}	e_{agh} [kN/m ²]	e_{ach}	e_{aph}	Σe_h
	0.25	0.279	0.922	0.279	0.0	0.0	0.0	0.00
	1.95	0.279	0.922	0.279	8.5	0.0	0.0	8.55
	6.25	0.279	0.922	0.279	19.4	0.0	0.0	19.36
	6.25	0.224	0.813	0.224	15.6	0.0	0.0	15.56
	9.89	0.224	0.813	0.224	24.5	0.0	0.0	24.54

Resultierende Erddruckspannungen	Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
	0.25	0.00
	1.95	8.55
	6.25	19.36
	6.25	15.56
	9.89	24.54

aktive Erddruckkraft $E_{ah} = 140.26$ kN/m
 $E_{av} = 55.92$ kN/m

EW #BodenEc passiver Erddruck E_{pc} für den Nachweis der Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser $Z_{gw} = 1.95$ m

Erddruckspannungen	Z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
	0.25	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	1.95	3.000	3.464	3.000	91.8	0.0	0.0	91.80
	6.25	3.000	3.464	3.000	207.9	0.0	0.0	207.90
	6.25	3.690	3.842	3.690	255.7	0.0	0.0	255.73
	9.89	3.690	3.842	3.690	403.5	0.0	0.0	403.48

Resultierende Erddruckspannungen	Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
	0.25	0.00
	1.95	91.80
	6.25	207.90
	6.25	255.73
	9.89	403.48

Erdwiderstand $E_{pch} = 1922.15$ kN/m
 $E_{pcv} = 0.00$ kN/m

Bauzustand: A Lagerung des wandfußes: im Boden voll eingespannt
 Aushubniveau $z = 2.95$ m
 theoretische Einbindetiefe $t_1 = 6.94$ m
 Rammtiefenzuschlag ($0.11 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.76$ m
 erforderliche Wandtiefe $T_{erf} = 10.65$ m

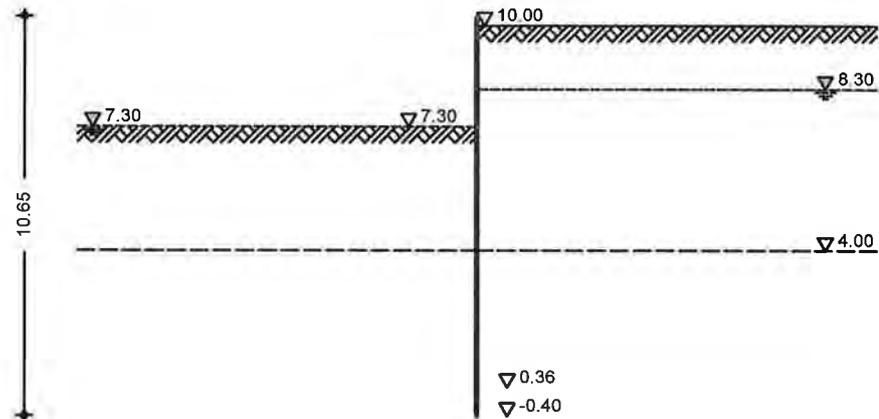
2011/01/10 10:00:00 - 2011/01/10 10:00:00

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.4

Seite: 181

System
 M 1:200



Gelände luft. ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 2.95 \text{ m}$

Erddruck
 EW Gk

Z [m]	Gleichlast erdseitig	
	$K_{a\ p h}$ [-]	$e_{a\ p h}$ [kN/m ²]
0.25	0.2794	7.47
1.95	0.2794	7.47
6.25	0.2794	7.47
9.89	0.2245	6.00

aktive Erddruckkraft $E_{a\ h} = 66.70 \text{ kN/m}$
 $E_{a\ v} = 25.73 \text{ kN/m}$

EW Qk

Z [m]	Gleichlast erdseitig	
	$K_{a\ p h}$ [-]	$e_{a\ p h}$ [kN/m ²]
0.25	0.2794	0.21
1.95	0.2794	0.21
6.25	0.2794	0.21
9.89	0.2245	0.17

aktive Erddruckkraft $E_{a\ h} = 1.87 \text{ kN/m}$
 $E_{a\ v} = 0.72 \text{ kN/m}$

EW #BodenL

passiver Erddruck
 Grundwasser $Z_{g\ w} = 2.95 \text{ m}$

Erddruckspannungen

Z [m]	$K_{p\ g\ h}$ [-]	$K_{p\ c\ h}$	$K_{p\ p\ h}$	$e_{p\ g\ h}$ [kN/m ²]	$e_{p\ c\ h}$	$e_{p\ p\ h}$	Σe_h
2.95	3.984	4.495	3.892	0.0	0.0	0.0	0.00
6.25	3.984	4.495	3.892	118.3	0.0	0.0	118.34
6.25	5.390	5.426	5.212	160.1	0.0	0.0	160.09
9.89	5.390	5.426	5.212	375.9	0.0	0.0	375.90

Resultierende
 Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
2.95	0.00
6.25	118.34
6.25	160.09
9.89	375.90

Erdwiderstand $E_{p\ h} = 1170.76 \text{ kN/m}$
 $E_{p\ v} = -235.85 \text{ kN/m}$

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.4

Seite: 182

Wasserdruck

Belastender Wasserdruck

luftseitig

Grundwasserstand: 2.95 m

$W_h = 240.82 \text{ kN/m}$

erdseitig

Grundwasserstand: 1.95 m

$W_h = 315.22 \text{ kN/m}$

Char. Auflagerkr.

Einwirkung

	B [kN/m]	C [kN/m]
Gk.E	245.08	-104.82
Gk.H	131.78	-57.38
Gk	237.59	-154.89
Qk	4.50	-2.63

Char. Schnittgrößen

Einwirkung Gk.E

z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	23.34
5.17	-72.03	-29.33	-14.14	6.02
6.25	-102.76	-26.40	-17.28	3.29
7.19	-118.28	-5.06	-16.41	1.55
7.37	-118.74	0.00	-16.09	1.30
9.89	0.00	104.82	-6.55	0.00

Einwirkung Gk.H

z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	11.18
5.43	-34.52	-17.39	2.19	2.73
7.19	-59.05	-5.50	7.99	0.82
7.55	-60.05	0.00	9.86	0.57
9.89	0.00	57.38	26.55	0.00

Einwirkung Gk

z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	-4.00	-16.00	-57.00	44.02
3.98	-118.22	-40.02	-66.46	16.40
5.07	-160.36	-35.66	-67.23	10.35
6.94	-202.61	0.00	-62.88	3.05
7.19	-201.49	9.10	-61.34	2.41
9.89	0.00	154.89	-34.87	0.00

Einwirkung Qk

z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	0.00	0.00	-19.00	0.66
4.50	-1.80	-0.73	-19.29	0.21
6.09	-2.86	-0.54	-19.33	0.09
7.17	-3.19	0.00	-19.26	0.04
7.19	-3.19	0.02	-19.25	0.04
9.89	0.00	2.63	-18.82	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	$1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk$

Charakteristische Kombinationen

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	CK	$1.00 * Gk.E + 1.00 * Gk.H + 1.00 * Gk$

Kombinationen nach DIN EN 1990

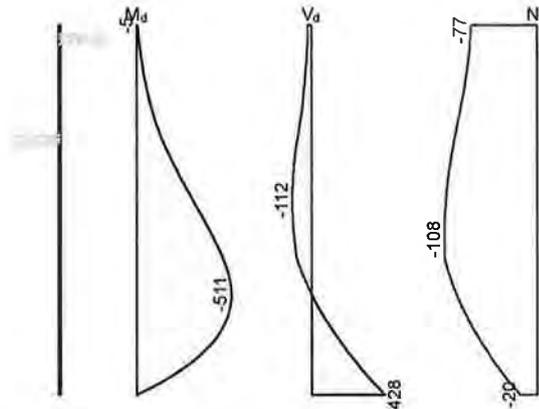
Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	GK	$1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk$
2	GK	$1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk$

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.4

Seite: 183

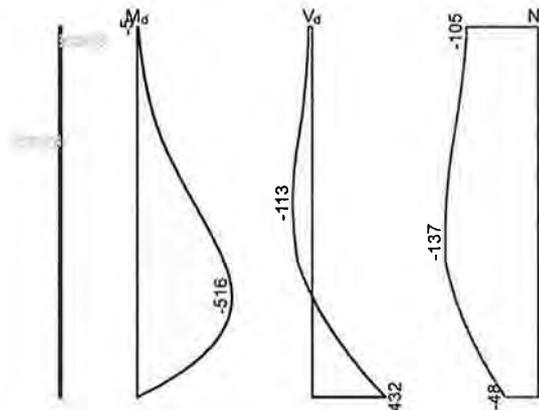
Bem.-schnittgrößen
 Kombination: Ek 1
 M 1:200



Kombination: Ek 1

z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
4.70	-306.27	-112.35	-106.21
5.79	-424.92	-99.18	-108.04
7.19	-511.41	-1.97	-94.17
9.89	0.00	428.07	-20.07

Kombination: Ek 2
 M 1:200



Kombination: Ek 2

z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
4.70	-309.19	-113.43	-135.16
5.79	-428.96	-100.09	-137.02
7.19	-516.20	-1.94	-123.05
9.89	0.00	432.01	-48.30

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 836.25$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 836.26$ kN/m

$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ 836.25 ≤ 836.26

www.ibz-lueneburg.de



Projekt: 17096

Pos.: 2.4.4

Seite: 184

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
 nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$
 Einbindetiefenzuschlag $\Delta t = 0.11 * t = 0.76$ m
 Ersatzkraft C $Ch,d = 432.01$ kN/m
 Erdwiderstand $E_{phc,d} = 440.03$ kN/m
 $Ch,d \leq E_{phc,d}$ 432.01 ≤ 440.03 X

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands
 nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek1
 Vertikalkomp. Auflagerkraft $B_{v,k} = 123.78$ kN/m
 Eigengewicht der Wand $G_k = 20.24$ kN/m
 Auflasten $P_k = 57.00$ kN/m
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,k} = 81.65$ kN/m
 $V_k = 158.89$ kN/m
 $B_{v,k} \leq V_k$ 123.78 ≤ 158.89 X

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils
 nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$
 TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand $\gamma_b = 1.10$
 tatsächliche Einbindetiefe $t = 8.30$ m
 Eigengewicht der Wand $G_d = 28.85$ kN/m
 Auflasten $P_d = 105.45$ kN/m
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,d} = 111.31$ kN/m
 $V_d = 245.61$ kN/m
 Widerstände auf Grundlage von Probelastungen
 Mantelreibung $q_{s,k} = 20.00$ kN/m²
 Mantelfläche $A_s = 12.16$ m²/m
 Spitzenwiderstand $q_{b,k} = 850.00$ kN/m²
 wirksame Aufstandsfläche $A_b = 0.29$ m²/m
 Gesamtwiderstand $R_d = 397.24$ kN/m
 $V_d \leq R_d$ 245.61 ≤ 397.24 X

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN
 1993-5

Material

Material f_{yk} E
 [N/mm²] [N/mm²]
 S 240GP 240 210000

Querschnitt

Profil QK W_{el} A_v $N_{p1,Rd}$ $V_{p1,Rd}$ $M_{c,Rd}$
 [cm³/m] [cm²/m] [kN/m] [kN/m] [kNm/m]
 Larssen 607n 2 3200 76 5808.0 1060.0 768.0

Nachweis E-E
 Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit
 nach DIN EN 1993-5

21.03.2013 10:00:00 IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung

Projekt: 17096

Pos.: 2.4.4

Seite: 185

Z	EK	N _{Ed}	V _{Ed}	β _B	M _{Ed}	η
[m]		N _{p1,Rd} [kN/m]	V _{p1,Rd} [kN/m]	[-]	M _{v/N,Rd} [kNm/m]	[-]
7.19	2	-123.0 5808.0	-1.9 1060.0	1.00*	-516.2 768.0	0.67

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{Ed}/N_{cr} = 123.0/3831.1 = 0.03 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen Wandtiefe

Wandtiefe erf. $T_{erf} = 10.65$ m
 Wandtiefe vorh. $T_{vorh} = 11.25$ m

$T_{erf} \leq T_{vorh}$ $10.65 \leq 11.25$

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

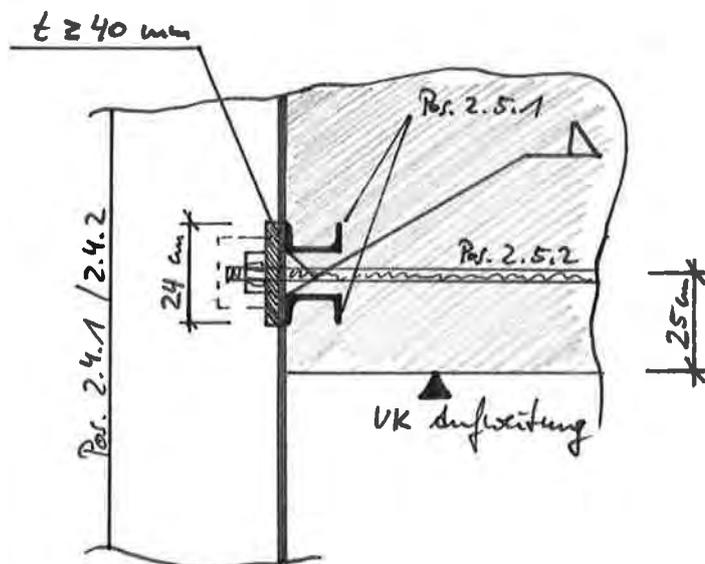
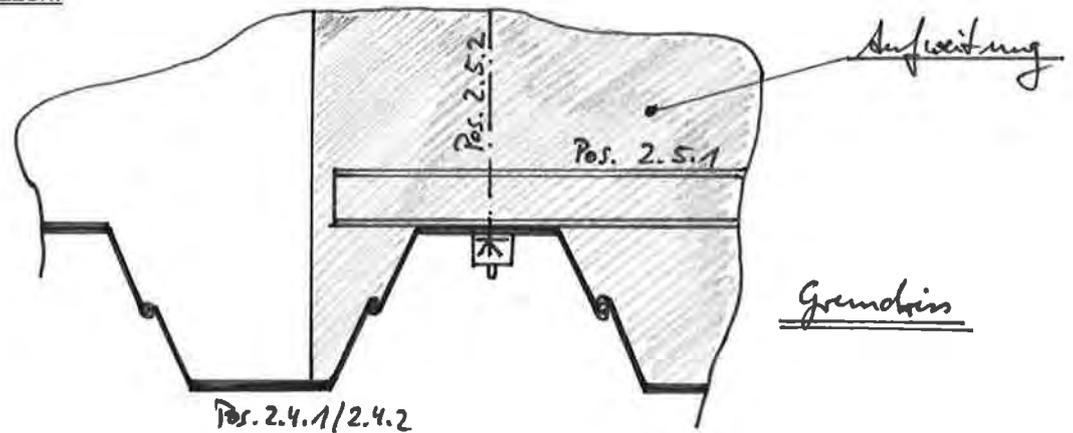
Nachweis

	η
	[-]
Erdwiderlager	OK 1.00
Ersatzkraft C	OK 0.98
Vertikalkraft	OK 0.78
Versinken	OK 0.62
Spundwandprofil	OK 0.67
wandtiefe	OK 0.95

Pos. 2.5 Ankerkonstruktion

Die Spundwände im Bereich der Aufweitung $h = 75$ cm unterhalb der Stb.-Platte Pos. 2.1 sind gegeneinander anhand durchgeführter Anker abzustützen. Zweck der Abstützung ist die Aufnahme von Betonierlasten aus der Herstellung der Aufweitung. Die Anker werden in der Aufweitung kraftschlüssig einbetoniert und sind dauerhaft erforderlich.

Prinzipischnitten:



Projekt: 17096

Pos.: 2.5.1

Seite: 187

POS. 2.5.1 Riegel

(VP3-System EC Programm G.0021 Version 1.0000 2017/06/21)
 (EN 1990 B.3.2 Zuverlässigkeitsklasse RC 2 EN 1990 B.3.3 K_{Fi} 1.00)

Baustahl S 235 Stahl EN 10025-2 ~~X~~

Querschnitte/Profile

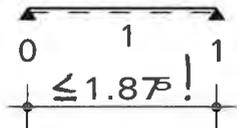
Nullpunkt Gesamthüllende unten/links, Art 1 = genormt, 2 = zusammengesetzt

	Stelle	Art	Bezeichnung	t	l	dx	dy	Winkel
	m			mm	mm	mm	mm	°
Feld 1		1	<u>2 x U 220</u> X					0.00

Systemwerte

	Stelle	Stützw.	Trägheitsmomente		End- einsp.	Auflager links starr Wegfeder
			I_H	I_N		
	x	l	cm^4	cm^4	%	kN/m
	m	m				
Feld 1		1.875	5380.00	394.00		ja ja

Systemskizze M. 1 / 75



Die Riegel sind vollständig in die Aufweitung einzubetonieren (Betondeckung $\geq 5cm$) \Rightarrow Korrosionsschutz

Charakteristische Lasten

EWK = Einwirkungskategorie

a = Abstand vom linken Auflager, c = Lastlänge, LA = Lastangriff ab OK Querschnitt (999 = UK)

aus	EWK	Grup	Art	Ort	a	c	F_{kli}	F_{kre}	LA
					m	m	kN/kN/m	kN/kN/m	cm
g Gk.E	Pos. 2.4.2	1	STR	Feld 1	0.000	1.875	46.98	46.98	0.0
g Gk.H	Pos. 2.4.2	1	STR	Feld 1	0.000	1.875	11.71	11.71	0.0
g Gk	Pos. 2.4.2	1	STR	Feld 1	0.000	1.875	101.93	101.93	0.0
q Qk	Pos. 2.4.2	7	STR	Feld 1	0.000	1.875	1.15	1.15	0.0

Projekt: 17096

Pos.: 2.5.1

Seite: 188

Grenzl意思 GZT ständig/vorübergehende Kombination

LEW = Leiteinwirkung, MAKO = maßgebende Kombination EN 1990-1

	Stelle m	LEW MAKO		M _{max} kNm	Q _{zug} kN	LEW MAKO		M _{min} kNm	Q _{zug} kN
		gqAA				gqAA			
Feld 1	0.000	10	1100	0.00	204.90	10	1100	0.00	204.90
	0.938	10	1100	96.05	0.00				
	1.875	10	1100	0.00	-204.90	10	1100	0.00	-204.90

charakteristische Auflagerkräfte

EWK = Einwirkungskategorie

EWK	Art	S0 kN	S1 kN	S2 kN	S3 kN	S4 kN	S5 kN	S6 kN	S7 kN
1	max	150.58	150.58						
	min	150.58	150.58						
7	max	1.08	1.08						
	min	0.00	0.00						
ges	max	151.66	151.66						
	min	150.58	150.58						

Bemessung Tragfähigkeitszustand elastisch (EN 1993 6.2.1 (5) Gl. 6.1)

Je Schnitt werden alle Kombinationen nach EN 1990-1 untersucht. Die maßgebende wird ausgedrückt. In der 1. Zeile wird die Hauptrichtung der Schnittkräfte bzw. Querschnitte und in der 2. Zeile die Nebenrichtung ausgedrückt. Dies ist bei gedrehten Querschnitten zu beachten.

Baustahl S 235 $f_y = 235.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.00$, $\epsilon = 1.00$

x m	LEW MAKO gqAA	M _{Ed} kNm	V _{Ed} kN	W cm ³	A _T cm ²	c/t		Klasse		σ_{Ed} N/mm ²	τ_{Ed} N/mm ²	Ausn.
						w	f	w	f			
Feld 1												
0.938	maxMH	10 1100	96.0	-0.1	490	37	19	5	1 1	196.0	0.0	0.70
0.000	maxVH	10 1100	0.0	204.9	490	37				0.0	54.9	0.16
0.938	maxMVH	10 1100	96.0	-0.1	490	37				196.0	0.0	0.70

charakteristische Verformungen Kombination selten

	Hauptrichtung			Nebenrichtung		
	f _{max}	f _{min}	f _{zul}	f _{max}	f _{min}	f _{zul}
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Feld 1	2.30	0.00	6.25			

Pos. 2.5.2 Anker

gewählt: GEWI \varnothing 32 mm, B500 S 

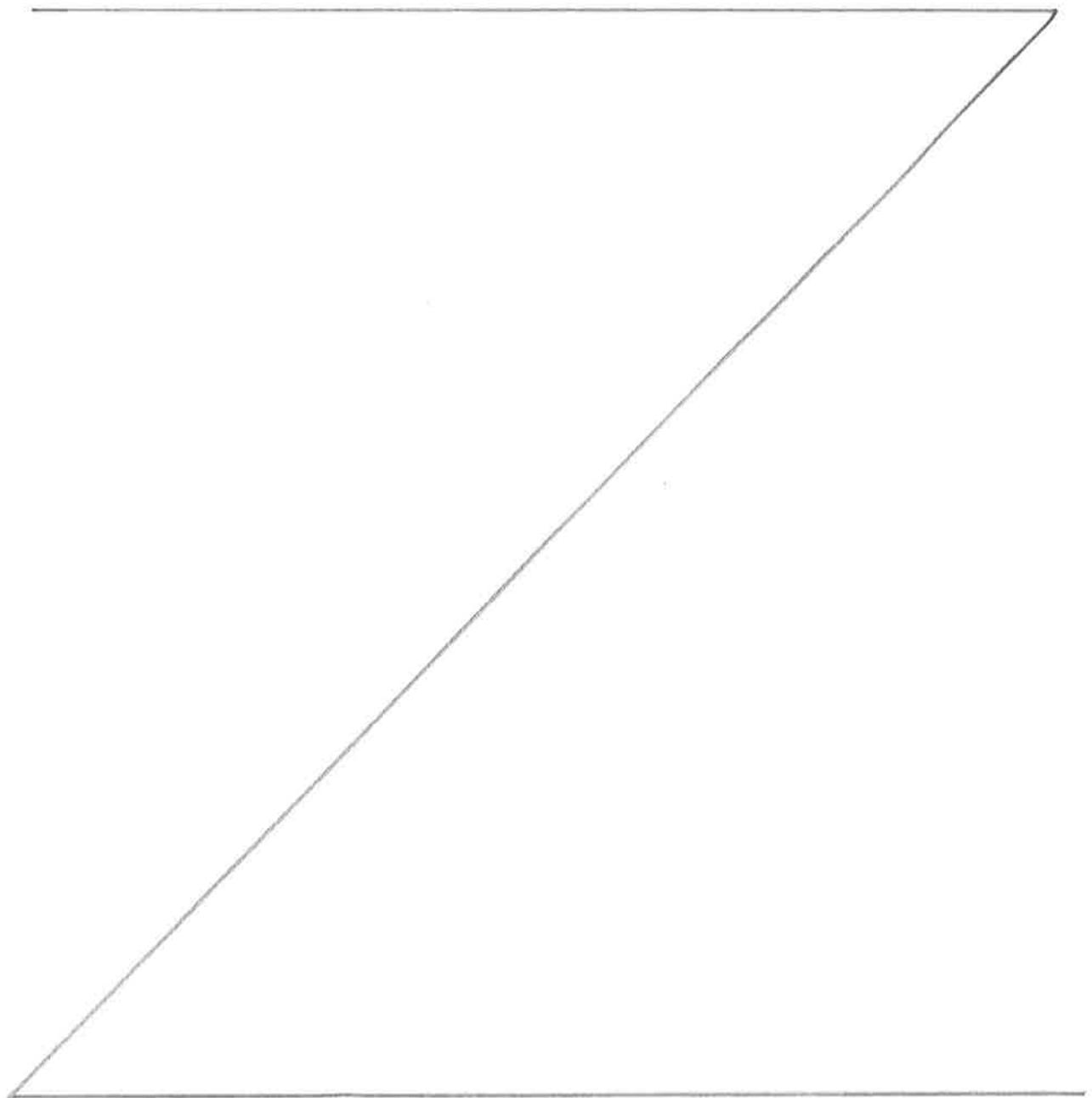
Belastung aus Ankerkonstruktion (auf der sicheren Seite):

$$F_{Ed} = 1.50 \times 151.66 = 227.49 \Rightarrow 230 \text{ kN}$$

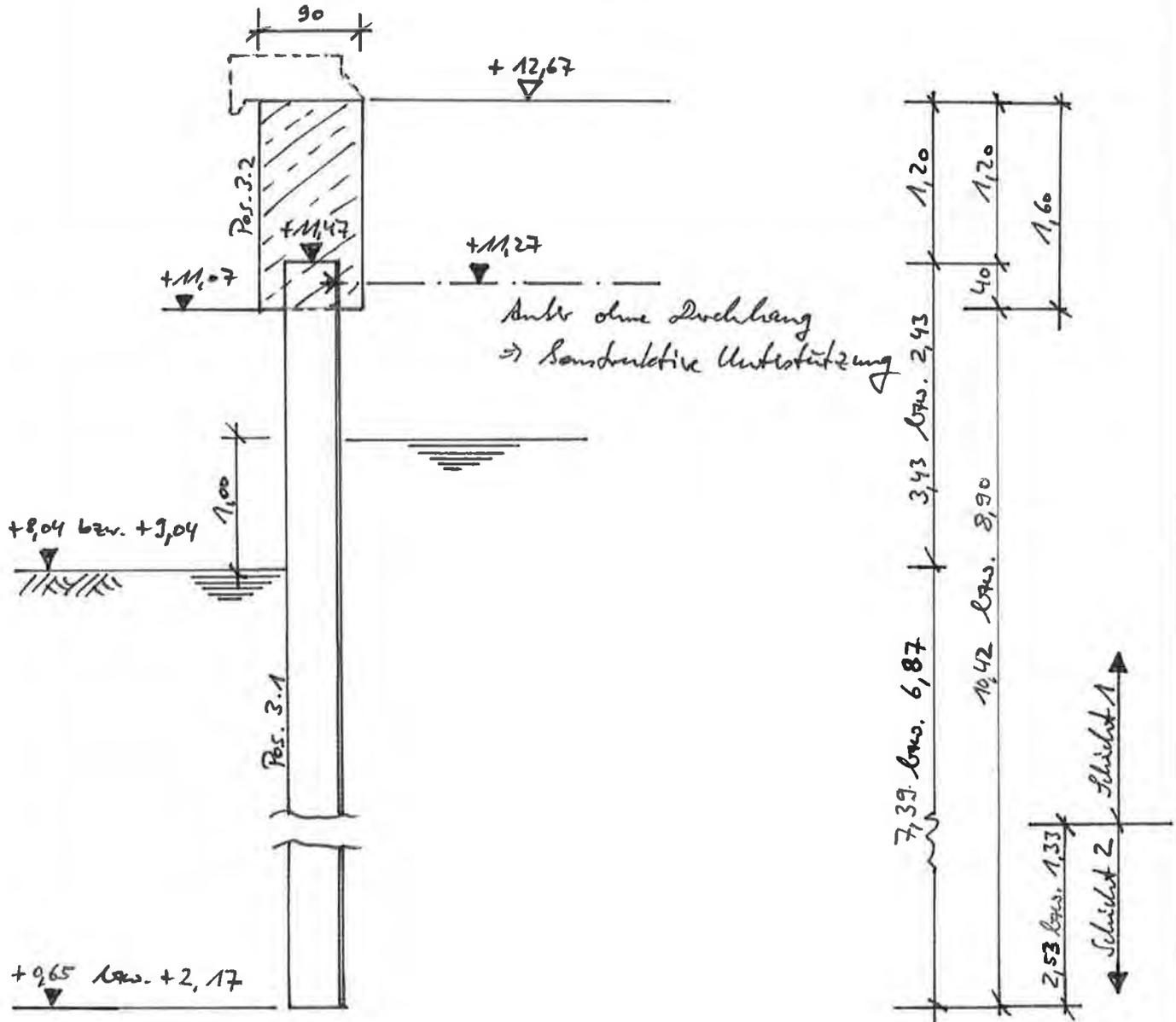
Widerstand Anker

$$F_{Rd} = 8.04 \times 43.50 \times 0.75 = 262.31 \Rightarrow 262 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{Ed} / F_{Rd} = 230 / 262 = 0.88 < 1.00$$

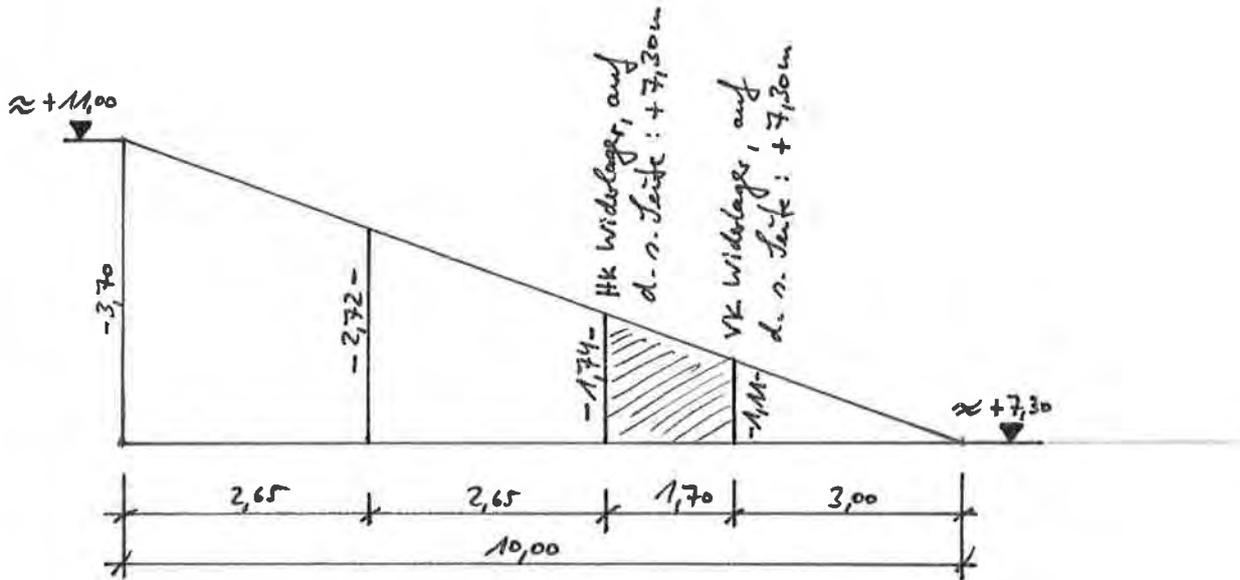


Pos. 3.0 Verketszwangung Widervlager (Prinzipskizze)
Spitzenverriegelung



	φ'	γ	γ'
Schicht 1	30°	18 kN/m ³	9 kN/m ³
Schicht 2	35°	19 kN/m ³	11 kN/m ³

Angesetzter Verlauf der Böschung



=> Ok Ausgrabung luftseite (inkl. 1,00 m Abgrabung)

=> Bereich 1 : $+7,30 + 1,74 - 1,00 = \underline{+8,04\text{ m}}$

=> Bereich 2 : $+7,30 + 2,72 - 1,00 = \underline{+9,02\text{ m}}$

=> Endpunkt : $7,30 + 3,70 - 1,00 = \underline{+10,00\text{ m}}$

} Berücksichtigung
1,00 m Ausgrabung
entlang Pos. 3.1

Pos. 3.1 Nachweis Spundwände

Pos. 3.1.1 B Nachweis Bauzustand (Bereich 1)

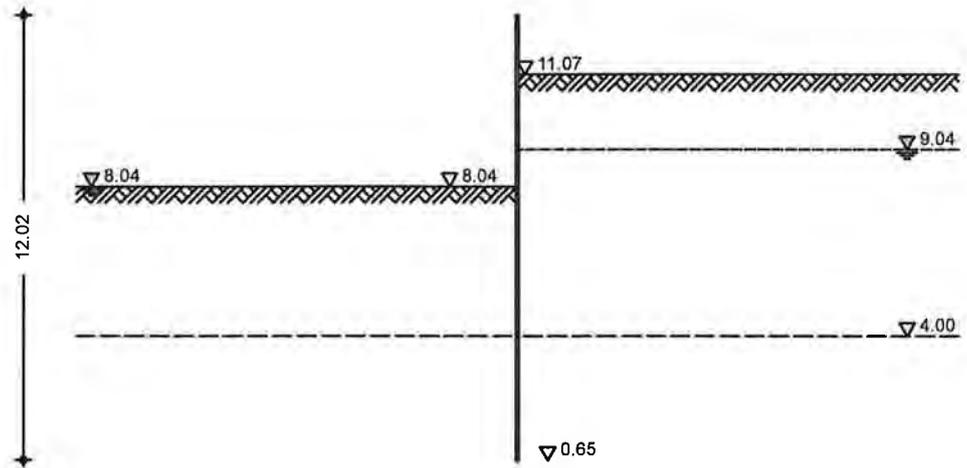
Bauzustand 1 => Betonage Holm, Anker noch nicht ansetzbar, da der lastaufnehmende Holm fehlt. Verkehrslastbegrenzung erdseitig auf $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$.

Lastzusammenstellung: Verkehrslast oberfläche $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$
 Eigenlast Holm
 $V_{g,k} = 0,80 \times 1,90 \times 25,00 = 18,00 \text{ kN/m}$

Abtrag der Vertikallasten

Im Baugrundgutachten (Seite 40, Tabelle 7) sind Mantelreibungswerte und Spitzendruckwerte angegeben. Für die Mantelreibung wird der angegebene Mindestwert von 20 kN/m^2 (Mantelreibung) berücksichtigt, für den Spitzendruck der auf 50% des angegebenen Wertes reduzierte Wert von 425 kN/m^2 (Spitzendruck). Die Reduzierung erfolgt pauschal ohne weiteren Nachweis wegen der geringer als $3,00 \text{ m}$ geplanten Einbindetiefe in die Schicht 2.

System
 M 1:205



Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	4.63	100.00	

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 1.60 \text{ m}$

Boden

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	φ_k [°]	$c_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ [°]
				$c_{p,k}$	$\delta_{p,k}$	$\delta_{p,c,k}$
1	7.07	18.0	30.0	-	20.0	0.0
		9.0		-	-10.0	0.0
2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
		11.0		-	-11.7	0.0

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_B

Seite: 193

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E	Erddruck infolge Bodeneigenlast
Gk.H	Ständige Einwirkungen
Gk	Wasserdruck ständig
Qk	Ständige Einwirkungen
	Verkehr
	Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten	Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
	1	Qk	GLe				5.00

GLe: erdseitige Gleichlast

Linienlasten an wand	Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
	1	Gk	1.30	0.00	18.00	0.00

Erddruck

Belastender Erddruck (bis 10.58 m)

EW Gk.E	aktiver Erddruck	Z _{gw} = 3.63 m
	Grundwasser	

Erddruckspannungen	z [m]	K _{agh} [-]	K _{ach}	K _{aph}	e _{agh} [kN/m ²]	e _{ach}	e _{aph}	Σe _h
	1.60	0.279	0.922	0.279	0.0	0.0	0.0	0.00
	3.63	0.279	0.922	0.279	10.2	0.0	0.0	10.21
	8.67	0.279	0.922	0.279	22.9	0.0	0.0	22.88
	8.67	0.224	0.813	0.224	18.4	0.0	0.0	18.38
	10.58	0.224	0.813	0.224	23.1	0.0	0.0	23.10

Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	Σe _h [kN/m ²]
	1.60	0.00
	3.63	10.21
	8.67	22.88
	8.67	18.38
	10.58	23.10

aktive Erddruckkraft E_{ah} = 133.37 kN/m
 E_{av} = 51.18 kN/m

EW #BodenEc	passiver Erddruck E _{pC} für den Nachweis der Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7	Z _{gw} = 3.63 m
	Grundwasser	

Erddruckspannungen	z [m]	K _{pgh} [-]	K _{pch}	K _{p ph}	e _{pgh} [kN/m ²]	e _{p ch}	e _{p ph}	Σe _h
	1.60	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
	3.63	3.000	3.464	3.000	109.6	0.0	0.0	109.62
	8.67	3.000	3.464	3.000	245.7	0.0	0.0	245.70
	8.67	3.690	3.842	3.690	302.2	0.0	0.0	302.23
	10.58	3.690	3.842	3.690	379.8	0.0	0.0	379.76

Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	Σe _h [kN/m ²]
	1.60	0.00
	3.63	109.62
	8.67	245.70

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_B

Seite: 195

Erdwiderstand $E_{ph} = 775.12 \text{ kN/m}$
 $E_{pv} = -151.22 \text{ kN/m}$

Wasserdruck Belastender Wasserdruck

Luftseitig Grundwasserstand: 4.63 m $W_h = 177.01 \text{ kN/m}$

erdseitig Grundwasserstand: 3.63 m $W_h = 241.51 \text{ kN/m}$

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B	C
	[kN/m]	[kN/m]
Gk.E	257.37	-124.00
Gk.H	117.12	-52.62
Gk	-0.00	-0.00
Qk	31.37	-19.35

Char. Schnittgrößen

Einwirkung Gk.E

Z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	23.62
5.98	-60.25	-30.45	-13.13	5.65
8.53	-111.93	0.00	-17.00	0.82
8.54	-111.92	0.23	-17.00	0.81
10.58	0.00	124.00	-0.97	0.00

Einwirkung Gk.H

Z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	8.31
6.48	-22.25	-14.23	1.63	1.75
8.53	-43.63	-2.78	7.27	0.34
8.73	-43.96	0.00	8.17	0.26
10.58	0.00	52.62	22.85	0.00

Einwirkung Gk

Z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
1.30	0.00	0.00	-18.00	0.00
8.53	0.00	0.00	-18.00	0.00

Einwirkung Qk

Z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	w_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
5.59	-10.92	-4.90	-1.91	1.15
6.62	-15.68	-4.14	-2.05	0.69
8.19	-19.42	0.00	-1.73	0.20
8.53	-19.19	1.36	-1.58	0.13
10.58	0.00	19.35	1.60	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	$1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk$

Charakteristische Kombinationen

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
2	CK	$1.00 * Gk.E + 1.00 * Gk.H + 1.00 * Gk + 1.00 * Qk$

Kombinationen nach DIN EN 1990

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	GK	$1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk$
2	GK	$1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk$

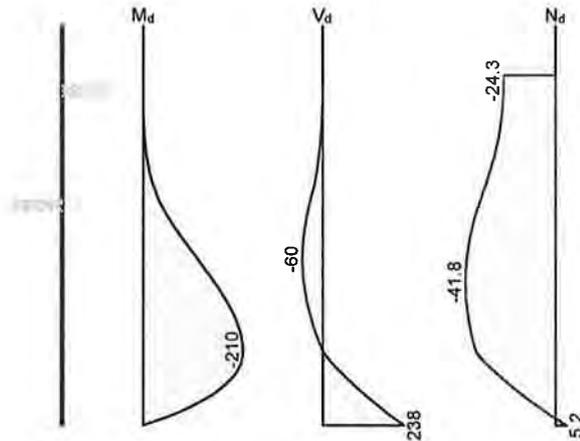
Bem.-schnittgrößen

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_B

Seite: 196

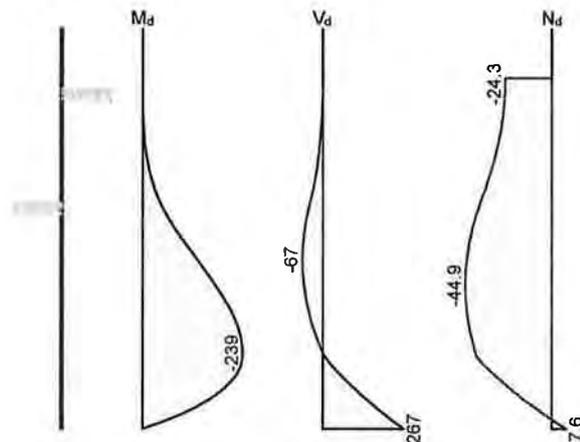
Kombination: Ek 1
 M 1:200



Kombination: Ek 1

Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
6.19	-114.23	-59.74	-41.26
6.79	-149.21	-55.87	-41.79
8.53	-210.01	-3.75	-37.43
8.58	-210.16	-1.22	-37.16
10.58	0.00	238.44	5.24

Kombination: Ek 2
 M 1:200



Kombination: Ek 2

Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
6.09	-128.25	-66.78	-44.09
6.79	-173.76	-61.67	-44.85
8.53	-238.79	-1.71	-39.80
8.58	-238.83	1.16	-39.49
10.58	0.00	267.47	7.64

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
 nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)

Ek1

Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand

$$\gamma_{R,e} = 1.40$$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 552.62$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 553.66$ kN/m

$$B_{h,d} \leq E_{ph,d} \quad 552.62 \leq 553.66$$



Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_B

Seite: 197

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
 nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)		Ek1
Bemessungssituation BS-P		
TS-Beiwert Erdwiderstand	$\gamma_{R,e} = 1.40$	
Einbindetiefenzuschlag Δt	$0.10 * t = 0.60$	m
Ersatzkraft C	$Ch,d = 267.47$	kN/m
Erdwiderstand	$E_{phc,d} = 322.79$	kN/m
$Ch,d \leq E_{phc,d}$	$267.47 \leq 322.79$	X

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands
 nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch)		Ek2
Vertikalkomp. Auflagerkraft	$B_{v,k} = 79.18$	kN/m
Eigengewicht der Wand	$G_k = 21.23$	kN/m
Auflasten	$P_k = 18.00$	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{av,k} = 55.70$	kN/m
	$V_k = 94.93$	kN/m
$B_{v,k} \leq V_k$	$79.18 \leq 94.93$	X

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils
 nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)		Ek1
Bemessungssituation BS-P		
TS-Beiwert Erdwiderstand	$\gamma_{R,e} = 1.40$	
TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand	$\gamma_b = 1.10$	
tatsächliche Einbindetiefe	$t = 7.39$	m
Eigengewicht der Wand	$G_d = 30.83$	kN/m
Auflasten	$P_d = 24.30$	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{av,d} = 75.88$	kN/m
	$V_d = 131.00$	kN/m
Widerstände auf Grundlage von Probelastungen		
Mantelreibung	$q_{s,k} = 20.00$	kN/m ²
Mantelfläche	$A_s = 10.83$	m ² /m
Spitzenwiderstand	$q_{b,k} = 425.00$	kN/m ²
wirksame Aufstandsfläche	$A_b = 0.29$	m ² /m
Gesamtwiderstand	$R_d = 266.43$	kN/m
$V_d \leq R_d$	$131.00 \leq 266.43$	X

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN
 1993-5

Material

Material		f_{yk}	E
		[N/mm ²]	[N/mm ²]
S 240GP		240	210000

Querschnitt

Profil	QK	W_{e1}	A_v	$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$	$M_{c,Rd}$
		[cm ³ /m]	[cm ² /m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
Larssen 607n	2	3200	76	5808.0	1060.0	768.0

Nachweis E-E
 Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit
 nach DIN EN 1993-5

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_B

Seite: 198

Z	EK	N _{Ed}	V _{Ed}	β _B	M _{Ed}	η
[m]		N _{p1,Rd} [kN/m]	V _{p1,Rd} [kN/m]	[-]	M _{V/N,Rd} [kNm/m]	[-]
8.58	2	-39.5	1.2	1.00*	-238.8	0.31
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{Ed}/N_{Cr} = 39.8/3347.7 = 0.01 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen Wandtiefe
 Wandtiefe erf. $T_{erf} = 11.18$ m
 Wandtiefe vorh. $T_{vorh} = 12.02$ m
 $T_{erf} \leq T_{vorh}$ $11.18 \leq 12.02$

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis	η
	[-]
Erdwiderlager	OK 1.00
Ersatzkraft C	OK 0.83
Vertikalkraft	OK 0.83
Versinken	OK 0.49
Spundwandprofil	OK 0.31
Wandtiefe	OK 0.93

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_E

Seite: 199

Pos. 3.1.1 E

Nachweis Endzustand (Bereich 1)

Endzustand, mit Ansatz Anker

Lastzusammenstellung: Verkehrslast oberfläche gemäß Statik Bestand

Lasten TS+UDL auf Fahrstreifen

Abstand Spundwand: ah = 0,00 m

Lastlänge: s = 3,00 m

Lastgröße: qk = 41,00 kN/m²

Lasten auf Restfläche

Abstand Spundwand: ah = 3,00 m

Lastlänge: s = 4,50 m

Lastgröße: qk = 2,50 kN/m²

Eigenlast Holm

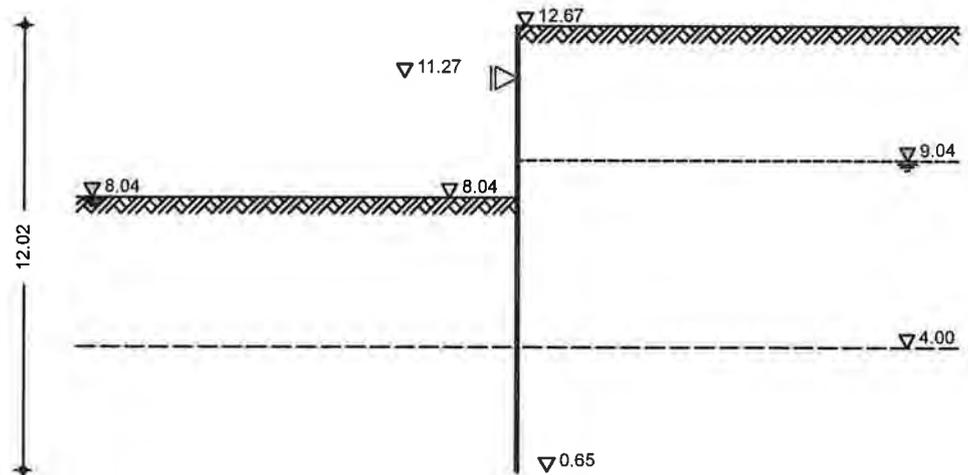
Vg,k = 0,80x1,90x25,00 = 18,00 kN/m

Abtrag der Vertikallasten

Im Baugrundgutachten (Seite 40, Tabelle 7) sind Mantelreibungswerte und Spitzendruckwerte angegeben. Für die Mantelreibung wird der angegebene Mindestwert von 20 kN/m² (Mantelreibung) berücksichtigt, für den Spitzendruck der auf 50% des angegebenen Wertes reduzierte Wert von 425 kN/m² (Spitzendruck). Die Reduzierung erfolgt pauschal ohne weiteren Nachweis wegen der geringer als 3,00 m geplanten Einbindetiefe in die Schicht 2.

System

M 1:205



Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	4.63	100.00	

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände

Boden

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	φ_k [°]	$c_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ [°]
				$c_{p,k}$	$\delta_{p,k}$	$\delta_{pc,k}$
1	8.67	18.0	30.0	-	20.0	0.0
		9.0		-	-4.3	0.0
2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
		11.0		-	-5.0	0.0

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_E

Seite: 200

Stützungen

Steife	Name	z [m]
	S1	1.40

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E	Erddruck infolge Bodeneigenlast
Gk.H	Ständige Einwirkungen
Gk	Wasserdruck ständig
Qk	Ständige Einwirkungen
	Verkehr
	Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten

Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
1	Qk	SL	0.00		3.00	41.00
2	Qk	SL	3.00		4.50	2.50

SL : Streifenlast

Linienlasten an Wand

Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	Gk	1.30	0.00	18.00	0.00

Erddruck

Belastender Erddruck (bis 11.27 m)

EW Gk.E

Erdruchedruck
 Grundwasser $Z_{gw} = 3.63$ m

Erddruckspannungen

z [m]	K_{ogh} [-]	K_{och}	K_{oph}	e_{ogh} [kN/m ²]	e_{och}	e_{oph}	Σe_h
0.00	0.500	0.000	0.500	0.0	0.0	0.0	0.00
3.63	0.500	0.000	0.500	32.7	0.0	0.0	32.67
8.67	0.500	0.000	0.500	55.4	0.0	0.0	55.35
8.67	0.426	0.000	0.426	47.2	0.0	0.0	47.21
11.27	0.426	0.000	0.426	59.4	0.0	0.0	59.40

Resultierende Erddruckspannungen

z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.00	0.00
3.63	32.67
8.67	55.35
8.67	47.21
11.27	59.40

Erdruchedruckkraft $E_{oh} = 419.69$ kN/m
 $E_{ov} = 0.00$ kN/m

EW #BodenEc

passiver Erddruck E_{pC} für den Nachweis der Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser $Z_{gw} = 3.63$ m

Erddruckspannungen

z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
0.00	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
3.63	3.000	3.464	3.000	196.0	0.0	0.0	196.02
8.67	3.000	3.464	3.000	332.1	0.0	0.0	332.10
8.67	3.690	3.842	3.690	408.5	0.0	0.0	408.50
11.27	3.690	3.842	3.690	514.0	0.0	0.0	514.04

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_E

Seite: 201

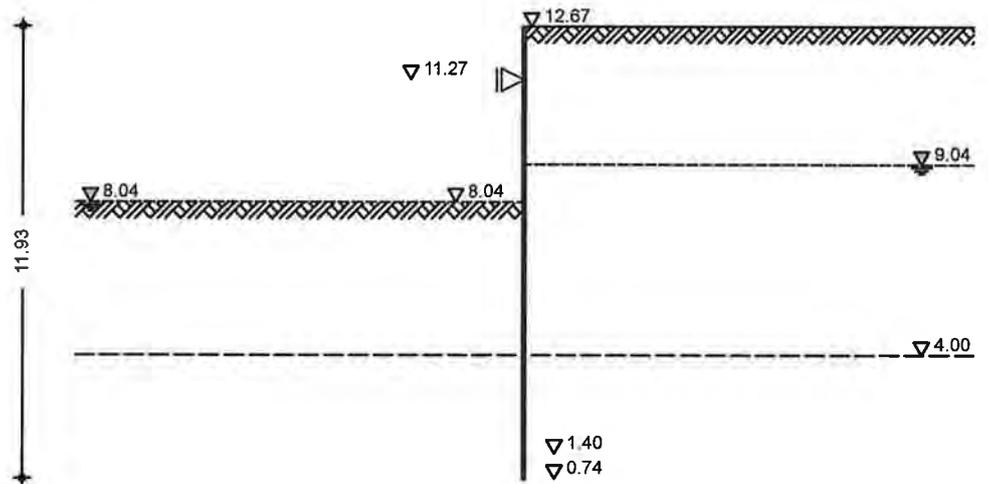
Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	Σe_h [kN/m ²]
	0.00	0.00
	3.63	196.02
	8.67	332.10
	8.67	408.50
	11.27	514.04

Erdwiderstand $E_{p\ ch} = 2885.94$ kN/m
 $E_{p\ cv} = 0.00$ kN/m

Bauzustand: A

Lagerung des Wandfußes: im Boden voll eingespannt
 Aushubniveau $z = 4.63$ m
 theoretische Einbindetiefe $t_1 = 6.64$ m
 Rammtiefenzuschlag ($0.10 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.66$ m
 erforderliche Wandtiefe $T_{erf} = 11.93$ m

System
 M 1:200



Gelände luft.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 4.63$ m

Erddruck
 EW Gk.E

Erdruhedruck
 Umlagerung nach DIN 4085:2011-05, EAB EB 5-1 k)
 Grundwasser $Z_{gw} = 3.63$ m

Resultierende Erddruckspannungen

z [m]	$e_{umgel.}$ [kN/m ²]
0.00	0.00
1.40	30.17
3.63	19.76
4.63	15.09
8.67	55.35
8.67	47.21
11.27	59.40

Erdruhedruckkraft $E_{0h} = 419.69$ kN/m
 $E_{0v} = 0.00$ kN/m

EW Qk

Streifenlast $ve = 41.00$ kN/m²

$z\varphi$ [m]	$z\vartheta$ [m]	ϑ [°]	K_{ovh} [-]	$e_{0ph,o}$ [kN/m ²]	$e_{0ph,u}$ [kN/m ²]
0.00	4.44	55.98	0.7408	20.50	20.50

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_E

Seite: 2/2

Erdruhedruckkraft $E_{0h} = 91.12 \text{ kN/m}$
 $E_{0v} = 0.00 \text{ kN/m}$

EW Qk

Streifenlast $ve = 2.50 \text{ kN/m}^2$
 z_{ϕ} z_{θ} θ K_{ovh} $e_{0ph,o}$ $e_{0ph,u}$
 [m] [m] [°] [-] [kN/m^2] [kN/m^2]
 1.73 11.27 56.70 0.7336 1.20 0.51

Erdruhedruckkraft $E_{0h} = 8.18 \text{ kN/m}$
 $E_{0v} = 0.00 \text{ kN/m}$

EW #BodenL

passiver Erddruck
 Grundwasser $z_{gw} = 4.63 \text{ m}$

Erddruckspannungen

z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m^2]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
4.63	3.412	3.916	3.391	0.0	0.0	0.0	0.00
8.67	3.412	3.916	3.391	124.1	0.0	0.0	124.07
8.67	4.385	4.526	4.348	159.4	0.0	0.0	159.44
11.27	4.385	4.526	4.348	284.9	0.0	0.0	284.86

Resultierende Erddruckspannungen

z [m]	Σe_h [kN/m^2]
4.63	0.00
8.67	124.07
8.67	159.44
11.27	284.86

Erdwiderstand $E_{ph} = 828.22 \text{ kN/m}$
 $E_{pv} = -69.33 \text{ kN/m}$

Wasserdruck

Belastender Wasserdruck

luftseitig

Grundwasserstand: 4.63 m $W_h = 220.45 \text{ kN/m}$

erdseitig

Grundwasserstand: 3.63 m $W_h = 291.85 \text{ kN/m}$

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B [kN/m]	C [kN/m]	S1 [kN/m]
Gk.E	366.15	-58.80	112.34
Gk.H	74.71	-13.92	10.61
Gk	-0.00	-0.00	-0.00
Qk	33.86	-15.65	81.10

Char. Schnittgrößen

Einwirkung Gk.E

z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	W_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	-4.26
1.40	-9.86	91.22	0.00	0.00
4.80	156.17	11.92	0.02	7.84
5.15	158.24	0.00	0.14	8.11
5.71	153.38	-16.75	0.60	8.27
8.67	23.28	-57.97	8.31	4.79
10.26	-28.31	0.00	20.46	1.75
11.27	0.00	58.80	30.65	0.00

Einwirkung Gk.H

z [m]	M_k [kNm/m]	V_k [kN/m]	N_k [kN/m]	W_k [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.85
4.80	33.42	3.95	0.00	1.61
5.24	34.28	0.00	0.04	1.68
5.79	33.12	-4.10	0.14	1.71
8.24	9.43	-12.44	1.35	1.15
10.23	-6.80	0.00	4.13	0.36
11.27	0.00	13.92	6.25	0.00

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_E

Seite: 203

Einwirkung Gk	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	1.30	0.00	0.00	-18.00	0.00
	4.80	0.00	0.00	-18.00	0.00

Einwirkung Qk	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.81
	1.40	-20.09	-28.70	0.00	0.00
	1.40	-20.09	52.40	0.00	0.00
	3.84	44.18	0.00	0.00	1.29
	4.80	35.55	-13.36	0.00	1.41
	11.27	0.00	15.65	2.83	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	1.20 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Charakteristische Kombinationen

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
2	CK	1.00 * Gk.E + 1.00 * Gk.H + 1.00 * Gk + 1.00 * Qk

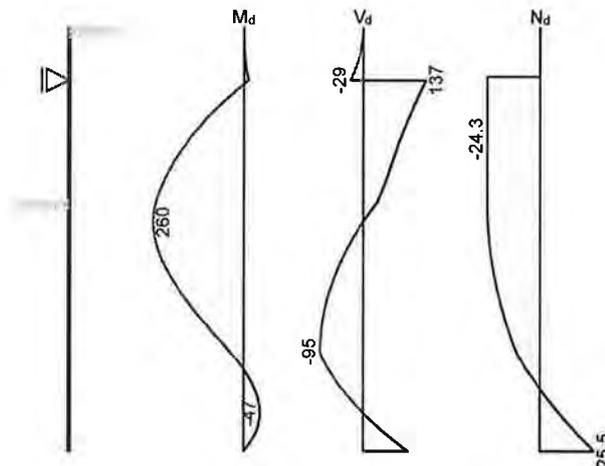
Kombinationen nach DIN EN 1990

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk
2	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Bem.-schnittgrößen

Kombination: Ek 1

M 1:200



Kombination: Ek 1

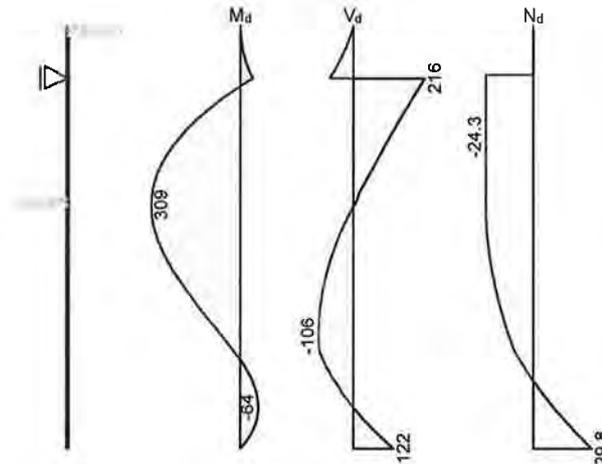
Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
1.30	-10.65	-24.59	-24.30
1.40	-13.31	137.48	-24.30
4.80	255.95	21.42	-24.28
5.19	259.85	-1.02	-24.04
8.63	40.96	-94.72	-11.07
10.26	-47.39	0.36	8.96
11.27	0.00	98.17	25.52

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_E

Seite: 204

Kombination: Ek 2
 M 1:200



Kombination: Ek 2

z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
1.30	-36.64	-64.56	-24.30
1.40	-43.44	216.08	-24.30
4.79	309.28	2.06	-24.28
4.80	309.27	1.39	-24.27
8.28	64.56	-105.83	-12.34
10.17	-63.51	0.47	10.44
11.27	0.00	121.65	29.77

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
 nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 591.02$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 591.58$ kN/m

$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ $591.02 \leq 591.58$ ✓

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
 nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Einbindetiefenzuschlag Δt $0.10 * t = 0.66$ m
 Ersatzkraft C $C_{h,d} = 112.83$ kN/m
 Erdwiderstand $E_{phC,d} = 487.60$ kN/m

$C_{h,d} \leq E_{phC,d}$ $112.83 \leq 487.60$ ✓

vertikalkraft

Nachweis der vertikalkomponente des Erdwiderstands
 nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek2

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_E

Seite: 205

Vertikalkomp. Auflagerkraft	$B_{v,k} = 39.74$	kN/m
Eigengewicht der wand	$G_k = 22.67$	kN/m
Auflasten	$P_k = 18.00$	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{av,k} = 0.00$	kN/m
	$V_k = 40.67$	kN/m

$B_{v,k} \leq V_k \quad 39.74 \leq 40.67$ ✓

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)		Ek1
Bemessungssituation BS-P		
TS-Beiwert Erdwiderstand	$\gamma_{R,e} = 1.40$	
TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand	$\gamma_b = 1.10$	

tatsächliche Einbindetiefe $t = 7.39$ m

Eigengewicht der wand	$G_d = 27.40$	kN/m
Auflasten	$P_d = 24.30$	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{av,d} = 0.00$	kN/m
	$V_d = 51.70$	kN/m

Widerstände auf Grundlage von Probebelastungen

Mantelreibung	$q_{s,k} = 20.00$	kN/m ²
Mantelfläche	$A_s = 10.83$	m ² /m
Spitzenwiderstand	$q_{b,k} = 425.00$	kN/m ²
wirksame Aufstandsfläche	$A_b = 0.29$	m ² /m
Gesamtwiderstand	$R_d = 266.43$	kN/m

$V_d \leq R_d \quad 51.70 \leq 266.43$ ✓

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

Material

Material		f_{yk}	E
		[N/mm ²]	[N/mm ²]
S 240GP		240	210000

Querschnitt

Profil	QK	W_{el}	A_v	$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$	$M_{c,Rd}$
		[cm ³ /m]	[cm ² /m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
Larssen 607n	2	3200	76	5808.0	1060.0	768.0

Nachweis E-E
Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

z	EK	N_{ed}	V_{ed}	β_B	M_{ed}	η
		$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$		$M_{v/N,Rd}$	
[m]		[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kNm/m]	[-]
4.80	2	-24.3	1.4	1.00*	309.3	0.40
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP Zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{ed}/N_{cr} = 24.3/31401.3 = 0.00 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.1_E

Seite: 206

Nachweis wandtiefe

Nachweis der vorhandenen wandtiefe

Wandtiefe erf. $T_{erf} = 11.93$ m
 Wandtiefe vorh. $T_{vorh} = 12.02$ m

$T_{erf} \leq T_{vorh}$ $11.93 \leq 12.02$ ✓

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis

		η [-]
Erdwiderlager	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	0.23
Vertikalkraft	OK	0.98
Versinken	OK	0.19
Spundwandprofil	OK	0.40
Wandtiefe	OK	0.99

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_B

Seite: 27

Pos. 3.1.2 B

Nachweis Bauzustand (Bereich 2)

Bauzustand 1 => Betonage Holm, Anker noch nicht ansetzbar, da der lastaufnehmende Holm fehlt. Verkehrslastbegrenzung erdseitig auf $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$.

Lastzusammenstellung: Verkehrslast oberfläche $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$

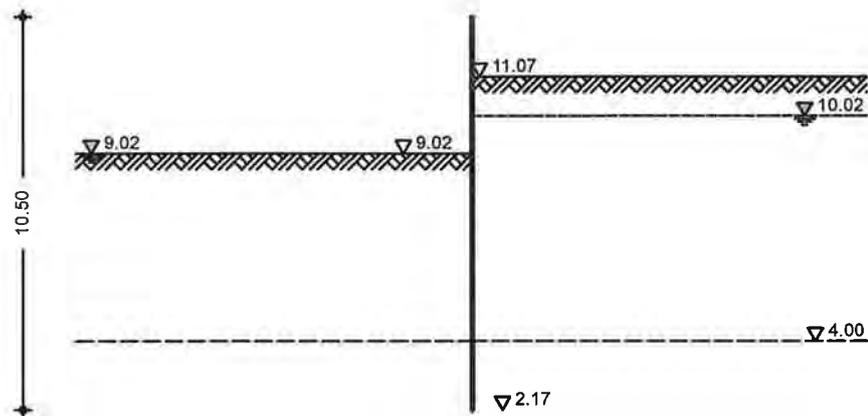
Eigenlast Holm
 $V_{g,k} = 0,80 \times 1,90 \times 25,00 = 18,00 \text{ kN/m}$

Abtrag der Vertikallasten

Im Baugrundgutachten (Seite 40, Tabelle 7) sind Mantelreibungswerte und Spitzendruckwerte angegeben. Für die Mantelreibung wird der angegebene Mindestwert von 20 kN/m^2 (Mantelreibung) berücksichtigt, für den Spitzendruck der auf 50% des angegebenen Wertes reduzierte Wert von 425 kN/m^2 (Spitzendruck). Die Reduzierung erfolgt pauschal ohne weiteren Nachweis wegen der geringer als $3,00 \text{ m}$ geplanten Einbindetiefe in die Schicht 2.

System

M 1:200



Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	3.65	100.00	

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 1.60 \text{ m}$

Boden

Schicht	h [m]	$\gamma' [\text{kN/m}^3]$	$\varphi_k [^\circ]$	$c_{a,k} [\text{kN/m}^2]$	$\delta_{a,k} [^\circ]$	$\delta_{o,k} [^\circ]$
1	7.07	18.0	30.0	-	20.0	0.0
		9.0		-	-10.0	0.0
2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
		11.0		-	-11.7	0.0

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E

Erddruck infolge Bodeneigenlast

Gk.H

Ständige Einwirkungen

Gk

Wasserdruck ständig
 Ständige Einwirkungen

Qk

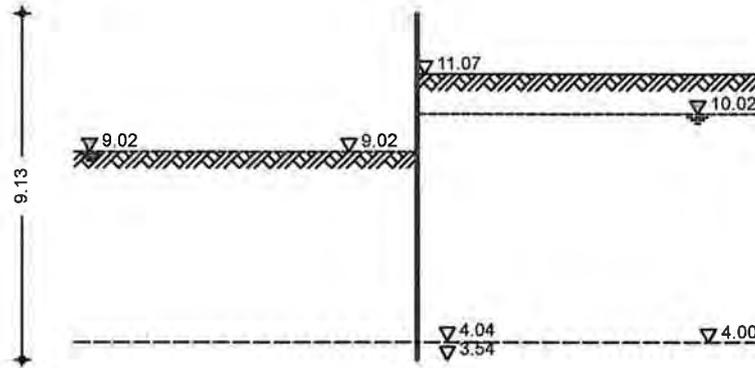
Ständig
 Ständige Einwirkungen
 Verkehr
 Kategorie E - Lagerräume

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_B

Seite: 209

System
 M 1:200



Gelände luft. ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 3.65$ m

Erddruck
 EW Qk Gleichlast erdseitig $p = 5.00$ kN/m²

Z [m]	$K_{a\ p\ h}$ [-]	$e_{a\ p\ h}$ [kN/m ²]
1.60	0.2794	1.40
2.65	0.2794	1.40
8.63	0.2794	1.40

 aktive Erddruckkraft $E_{a\ h} = 9.82$ kN/m
 $E_{a\ v} = 3.57$ kN/m

EW #BodenL passiver Erddruck
 Grundwasser $Z_{g\ w} = 3.65$ m

Erddruckspannungen

Z [m]	$K_{p\ g\ h}$ [-]	$K_{p\ c\ h}$	$K_{p\ p\ h}$	$e_{p\ g\ h}$ [kN/m ²]	$e_{p\ c\ h}$	$e_{p\ p\ h}$	Σe_h
3.65	3.984	4.495	3.892	0.0	0.0	0.0	0.00
8.63	3.984	4.495	3.892	178.6	0.0	0.0	178.58

Resultierende Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
3.65	0.00
8.63	178.58

Erdwiderstand $E_{p\ h} = 444.67$ kN/m
 $E_{p\ v} = -78.41$ kN/m

Wasserdruck Belastender Wasserdruck
 luftseitig Grundwasserstand: 3.65 m $W_h = 124.00$ kN/m
 erdseitig Grundwasserstand: 2.65 m $W_h = 178.80$ kN/m

Char. Auflagerkr. Einwirkung

	B [kN/m]	C [kN/m]
Gk.E	121.43	-42.13
Gk.H	90.70	-35.90
Gk	-0.00	-0.00
Qk	20.79	-10.97

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_B

Seite: 210

Char. Schnittgrößen

Einwirkung Gk.E	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	5.17
	4.72	-19.75	-13.48	-5.96	1.30
	6.65	-37.05	0.00	-8.25	0.25
	6.65	-37.05	0.00	-8.25	0.25
	7.15	-35.15	7.92	-8.35	0.12
	8.63	0.00	42.13	-7.45	0.00

Einwirkung Gk.H	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	3.78
	5.02	-14.73	-11.84	1.21	0.87
	6.65	-28.74	-2.13	5.79	0.21
	6.82	-28.93	0.00	6.47	0.16
	8.63	0.00	35.90	15.99	0.00

Einwirkung Gk	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	1.30	0.00	0.00	-18.00	0.00
	6.65	0.00	0.00	-18.00	0.00

Einwirkung Qk	Z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50
	4.48	-5.64	-3.45	-1.36	0.41
	5.37	-8.50	-2.79	-1.48	0.24
	6.51	-10.30	0.00	-1.29	0.08
	6.65	-10.27	0.48	-1.24	0.07
	8.63	0.00	10.97	0.09	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	1.35*Gk.E+1.35*Gk.H+1.35*Gk+1.50*Qk

Charakteristische Kombinationen

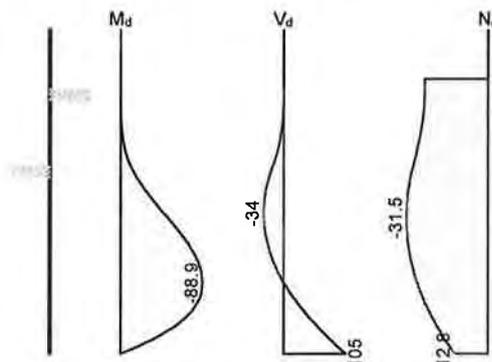
Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
2	CK	1.00*Gk.E+1.00*Gk.H+1.00*Gk+1.00*Qk

Kombinationen nach DIN EN 1990

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	GK	1.35*Gk.E+1.35*Gk.H+1.35*Gk
2	GK	1.35*Gk.E+1.35*Gk.H+1.35*Gk+1.50*Qk

Bem.-schnittgrößen

Kombination: Ek 1
M 1:200



Kombination: Ek 1	Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.86	-46.60	-33.96	-31.43

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH&Co.KG

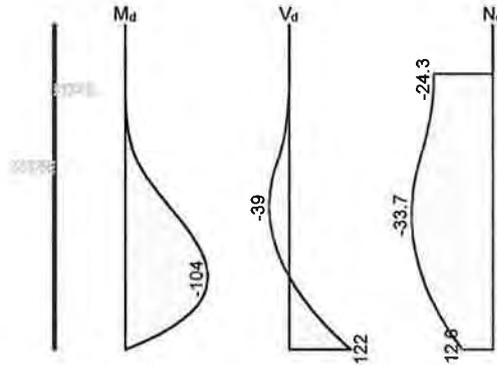
Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_B

Seite: *M*

Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
4.96	-49.96	-33.88	-31.46
6.65	-88.83	-2.87	-27.62
6.75	-88.94	0.70	-27.14
8.63	0.00	105.34	-12.77

Kombination: Ek 2
M 1:200



Kombination: Ek 2

Z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
0.00	0.00	0.00	0.00
4.86	-56.99	-38.95	-33.59
5.06	-64.67	-38.36	-33.65
6.65	-104.23	-2.15	-29.47
6.75	-104.24	1.97	-28.94
8.63	0.00	121.80	-12.63

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 317.58$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 317.62$ kN/m

$B_{h,d} \leq E_{ph,d} \quad 317.58 \leq 317.62$ ✓

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C
nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Einbindetiefenzuschlag $\Delta t \quad 0.10 * t = 0.50$ m
 Ersatzkraft C $C_{h,d} = 121.80$ kN/m
 Erdwiderstand $E_{phc,d} = 172.72$ kN/m

$C_{h,d} \leq E_{phc,d} \quad 121.80 \leq 172.72$ ✓

vertikalkraft

Nachweis der vertikalkomponente des Erdwiderstands
nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek2

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_B

Seite: 2

Vertikalkomp. Auflagerkraft	$B_{v,k} = 41.07$	kN/m
Eigengewicht der wand	$G_k = 17.34$	kN/m
Auflasten	$P_k = 18.00$	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{a v,k} = 32.44$	kN/m
	$V_k = 67.78$	kN/m
$B_{v,k} \leq V_k$	41.07	≤ 67.78

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)		Ek1
Bemessungssituation BS-P		
TS-Beiwert Erdwiderstand	$\gamma_{R,e} = 1.40$	
TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand	$\gamma_b = 1.10$	
tatsächliche Einbindetiefe	$t = 6.85$	m
Eigengewicht der wand	$G_d = 26.93$	kN/m
Auflasten	$P_d = 24.30$	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{a v,d} = 44.33$	kN/m
	$V_d = 95.56$	kN/m

Widerstände auf Grundlage von Probelastungen		
Mantelreibung	$q_{s,k} = 20.00$	kN/m ²
Mantelfläche	$A_s = 10.04$	m ² /m
Spitzenwiderstand	$q_{b,k} = 425.00$	kN/m ²
wirksame Aufstandsfläche	$A_b = 0.29$	m ² /m
Gesamtwiderstand	$R_d = 255.13$	kN/m
$V_d \leq R_d$	95.56	≤ 255.13

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

Material

Material	f_{yk}	E
	[N/mm ²]	[N/mm ²]
S 240GP	240	210000

Querschnitt

Profil	QK	W_{el}	A_v	$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$	$M_{c,Rd}$
		[cm ³ /m]	[cm ² /m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
Larsen 607n 2	2	3200	76	5808.0	1060.0	768.0

Nachweis E-E
Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

z	EK	N_{ed}	V_{ed}	β_B	M_{ed}	η
		$N_{p1,Rd}$	$V_{p1,Rd}$		$M_{v/N,Rd}$	
[m]		[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kNm/m]	[-]
6.75	2	-28.9	2.0	1.00*	-104.2	0.14
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP Zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5
 $N_{ed}/N_{cr} = 29.5/5031.5 = 0.01 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_B

Seite: 213

Nachweis wandtiefe

Nachweis der vorhandenen wandtiefe

Wandtiefe erf. $T_{erf} = 9.13$ m
 Wandtiefe vorh. $T_{vorh} = 10.50$ m

$T_{erf} \leq T_{vorh}$ $9.13 \leq 10.50$ ✓

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis

		η
		[-]
Erdwiderlager	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	0.71
Vertikalkraft	OK	0.61
Versinken	OK	0.37
Spundwandprofil	OK	0.14
Wandtiefe	OK	0.87

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_E

Seite: 24

Pos. 3.1.2 E

Nachweis Endzustand (Bereich 2)

Endzustand, mit Ansatz Anker

Lastzusammenstellung: Verkehrslast oberfläche gemäß Statik Bestand

Lasten TS+UDL auf Fahrstreifen

Abstand Spundwand: $ah = 0,00 \text{ m}$

Lastlänge: $s = 3,00 \text{ m}$

Lastgröße: $qk = 41,00 \text{ kN/m}^2$

Lasten auf Restfläche

Abstand Spundwand: $ah = 3,00 \text{ m}$

Lastlänge: $s = 4,50 \text{ m}$

Lastgröße: $qk = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Eigenlast Holm

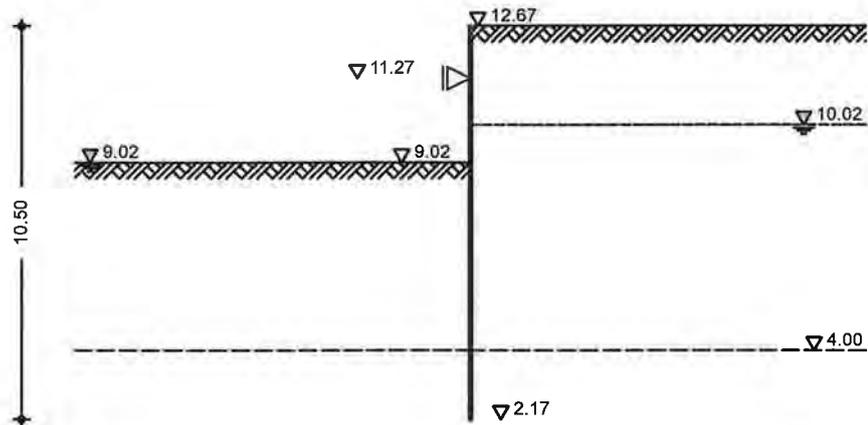
$V_{g,k} = 0,80 \times 1,90 \times 25,00 = 18,00 \text{ kN/m}$

Abtrag der Vertikallasten

Im Baugrundgutachten (Seite 40, Tabelle 7) sind Mantelreibungswerte und Spitzendruckwerte angegeben. Für die Mantelreibung wird der angegebene Mindestwert von 20 kN/m^2 (Mantelreibung) berücksichtigt, für den Spitzendruck der auf 50% des angegebenen Wertes reduzierte Wert von 425 kN/m^2 (Spitzendruck). Die Reduzierung erfolgt pauschal ohne weiteren Nachweis wegen der geringer als $3,00 \text{ m}$ geplanten Einbindetiefe in die Schicht 2.

System

M 1:200



Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	3.65	100.00	

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände

Boden

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	φ_k [°]	$c_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ [°]
1	8.67	18.0	30.0	-	20.0	0.0
		9.0		-	-6.0	0.0
2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
		11.0		-	-7.0	0.0

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_E

Seite: 2/5

Stützungen

Steife	Name	z [m]
	S1	1.40

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E	Erddruck infolge Bodeneigenlast
Gk.H	Ständige Einwirkungen
Gk	Wasserdruck ständig
Gk	Ständige Einwirkungen
Gk	Ständig
Gk	Ständige Einwirkungen
Qk	Verkehr
	Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten

Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	p [kN/m ²]
1	Qk	SL	0.00		3.00	41.00
2	Qk	SL	3.00		4.50	2.50

SL : Streifenlast

Linienlasten an wand

Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1	Gk	1.30	0.00	18.00	0.00

Erddruck

Belastender Erddruck (bis 9.48 m)

EW Gk.E

Erdruchdruck
 Grundwasser $Z_{gw} = 2.65$ m

Erddruckspannungen

z [m]	K_{ogh} [-]	K_{och}	K_{oph}	e_{ogh} [kN/m ²]	e_{och}	e_{oph}	Σe_h
0.00	0.500	0.000	0.500	0.0	0.0	0.0	0.00
2.65	0.500	0.000	0.500	23.9	0.0	0.0	23.85
8.67	0.500	0.000	0.500	50.9	0.0	0.0	50.94
8.67	0.426	0.000	0.426	43.4	0.0	0.0	43.44
9.48	0.426	0.000	0.426	47.2	0.0	0.0	47.24

Resultierende Erddruckspannungen

z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.00	0.00
2.65	23.85
8.67	50.94
8.67	43.44
9.48	47.24

Erdruchdruckkraft

$E_{oh} = 293.45$ kN/m
 $E_{ov} = 0.00$ kN/m

EW #BodenEc

passiver Erddruck E_{pC} für den Nachweis der Ersatzkraft 'C' gem. EB 26, Abs.7
 Grundwasser $Z_{gw} = 2.65$ m

Erddruckspannungen

z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
0.00	3.000	3.464	3.000	0.0	0.0	0.0	0.00
2.65	3.000	3.464	3.000	143.1	0.0	0.0	143.10
8.67	3.000	3.464	3.000	305.6	0.0	0.0	305.64
8.67	3.690	3.842	3.690	376.0	0.0	0.0	375.95
9.48	3.690	3.842	3.690	408.8	0.0	0.0	408.83

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_E

Seite: 216

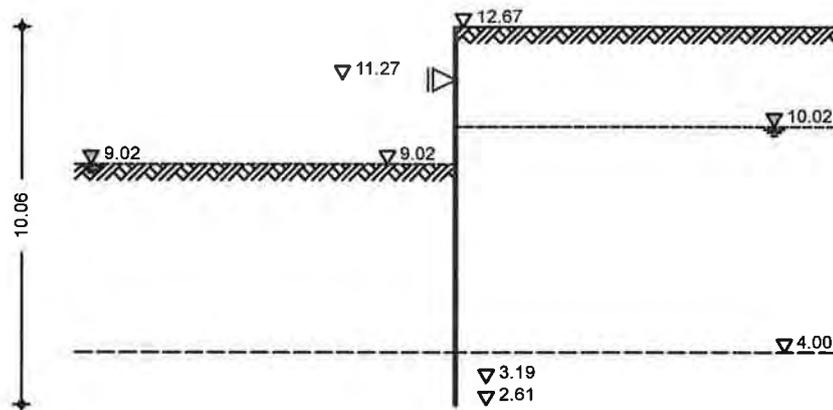
Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	Σe_h [kN/m ²]
	0.00	0.00
	2.65	143.10
	8.67	305.64
	8.67	375.95
	9.48	408.83

Erdwiderstand $E_{p\ ch} = 1858.15$ kN/m
 $E_{p\ cv} = 0.00$ kN/m

Bauzustand: A

Lagerung des wandfußes: im Boden voll eingespannt
 Aushubniveau $z = 3.65$ m
 theoretische Einbindetiefe $t_1 = 5.83$ m
 Rammtiefenzuschlag ($0.10 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.58$ m
 erforderliche wandtiefe $T_{er\ f} = 10.06$ m

System
 M 1:200



Gelände luft. ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf $z = 3.65$ m

Erddruck
 EW Gk.E

Erdruhedruck
 Umlagerung nach DIN 4085:2011-05, EAB EB 5-1 k)
 Grundwasser $Z_{gw} = 2.65$ m

Resultierende Erddruckspannungen	z [m]	$e_{umg\ el.}$ [kN/m ²]
	0.00	0.00
	1.40	24.17
	2.65	17.45
	3.65	12.08
	8.67	50.94
	8.67	43.44
	9.48	47.24

Erdruhedruckkraft $E_{0\ h} = 293.45$ kN/m
 $E_{0\ v} = 0.00$ kN/m

EW Qk

Streifenlast $ve = 41.00$ kN/m²

Z_{ϕ} [m]	Z_{θ} [m]	θ [°]	$K_{ov\ h}$ [-]	$e_{0\ ph,\ o}$ [kN/m ²]	$e_{0\ ph,\ u}$ [kN/m ²]
0.00	4.44	55.98	0.7408	20.50	20.50

Erdruhedruckkraft $E_{0\ h} = 91.12$ kN/m
 $E_{0\ v} = 0.00$ kN/m

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_E

Seite: 218

Einwirkung Gk	z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	1.30	0.00	0.00	-18.00	0.00
	4.09	0.00	0.00	-18.00	0.00

Einwirkung Qk	z [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	N _k [kN/m]	W _k [mm]
	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50
	1.40	-20.09	-28.70	0.00	0.00
	1.40	-20.09	48.88	0.00	0.00
	3.68	35.87	0.00	0.00	0.78
	4.09	34.05	-8.75	0.02	0.82
	4.29	31.87	-12.87	0.04	0.83
	9.48	0.00	14.99	3.92	0.00

Kombinationen

GZ GEO-2: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	BS-P	1.20 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Charakteristische Kombinationen

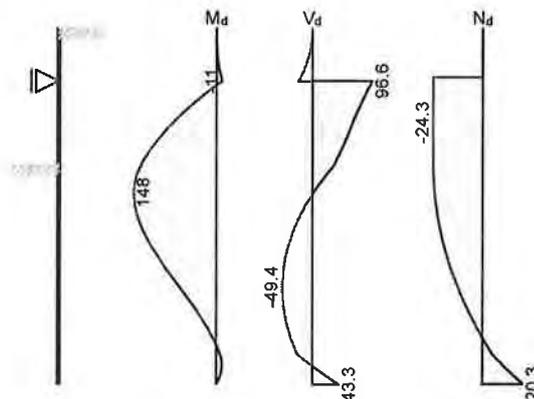
Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
2	CK	1.00 * Gk.E + 1.00 * Gk.H + 1.00 * Gk + 1.00 * Qk

Kombinationen nach DIN EN 1990

Ek	Typ	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$
1	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk
2	GK	1.35 * Gk.E + 1.35 * Gk.H + 1.35 * Gk + 1.50 * Qk

Bem.-schnittgrößen

Kombination: Ek 1
 M 1:200



Kombination: Ek 1

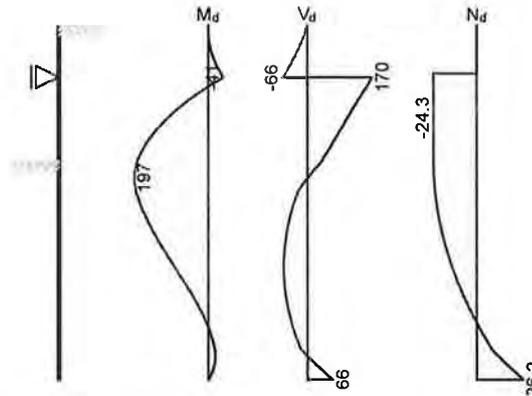
z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
1.30	-8.53	-19.69	-24.30
1.40	-10.66	-22.84	-24.30
1.40	-10.66	96.61	-24.30
4.09	146.19	13.50	-24.08
4.39	148.30	0.75	-23.67
6.89	67.08	-49.38	-12.27
9.48	0.00	43.27	20.27

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_E

Seite: 219

Kombination: Ek 2
 M 1:200



Kombination: Ek 2

z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
1.30	-34.52	-59.67	-24.30
1.40	-40.79	-65.89	-24.30
1.40	-40.79	169.93	-24.30
4.09	197.25	0.38	-24.05
4.09	197.26	0.23	-24.04
9.48	0.00	65.76	26.16

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 423.11$ kN/m
 Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 423.90$ kN/m

$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ 423.11 ≤ 423.90

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1
 Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

Einbindetiefenzuschlag $\Delta t = 0.10 * t = 0.58$ m
 Ersatzkraft C $C_{h,d} = 62.30$ kN/m
 Erdwiderstand $E_{ph,c,d} = 340.50$ kN/m

$C_{h,d} \leq E_{ph,c,d}$ 62.30 ≤ 340.50

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek2

Vertikalkomp. Auflagerkraft $B_{v,k} = 36.94$ kN/m

Eigengewicht der Wand $G_k = 19.12$ kN/m
 Auflasten $P_k = 18.00$ kN/m
 Vertikalkomp. Erddruck $E_{av,k} = 0.00$ kN/m
 $V_k = 37.12$ kN/m

$B_{v,k} \leq V_k$ 36.94 ≤ 37.12

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_E

Seite: 2/2

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils
 nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1

Bemessungssituation BS-P

TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{R,e} = 1.40$

TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand $\gamma_b = 1.10$

tatsächliche Einbindetiefe $t = 6.85$ m

Eigengewicht der Wand $G_d = 23.94$ kN/m

Auflasten $P_d = 24.30$ kN/m

Vertikalkomp. Erddruck $E_{a v, d} = 0.00$ kN/m

$V_d = 48.24$ kN/m

Widerstände auf Grundlage von Probebelastungen

Mantelreibung $q_{s, k} = 20.00$ kN/m²

Mantelfläche $A_s = 10.04$ m²/m

Spitzenwiderstand $q_{b, k} = 425.00$ kN/m²

wirksame Aufstandsfläche $A_b = 0.29$ m²/m

Gesamtwiderstand $R_d = 255.13$ kN/m

$V_d \leq R_d$ $48.24 \leq 255.13$ ✓

Bemessung (GZT)

im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-5

Material

Material

f_{yk} [N/mm²] E [N/mm²]
 S 240GP 240 210000

Querschnitt

Profil

QK

W_{e1} [cm³/m] A_v [cm²/m] $N_{p1, Rd}$ [kN/m] $V_{p1, Rd}$ [kN/m] $M_{c, Rd}$ [kNm/m]
 Larssen 607n 2 3200 76 5808.0 1060.0 768.0

Nachweis E-E
 Abs. 6.2

Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit
 nach DIN EN 1993-5

z	EK	$N_{e d}$	$V_{e d}$	β_B	$M_{e d}$	η
[m]		$N_{p1, Rd}$ [kN]	$V_{p1, Rd}$ [kN/m]	[-]	$M_{v/N, Rd}$ [kNm/m]	[-]
4.09	2	-24.0	0.4	1.00*	197.3	0.26
		5808.0	1060.0		768.0	

* : U-Bohlen müssen mindestens in jedem 2. Schloss schubfest verbunden sein, der Nachweis der Schubkraftübertragung ist gesondert zu führen (s. DIN EN 1993-5/NA, NDP zu 6.4(3)).

Der Nachweis des Schubbeulwiderstandes des Steges kann nach DIN EN 1993-5, 5.2.2 (6) entfallen.

Stabilität
 Gl. (5.13)

Nachweis der Knicksicherheit nach DIN EN 1993-5

$N_{Ed}/N_{cr} = 24.0/46855.3 = 0.00 \leq 0.04$, der Stabilitätsnachweis ist nach DIN EN 1993-5, Abs. 5.2.3 (1) nicht erforderlich.

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen Wandtiefe

Wandtiefe erf. $T_{erf} = 10.06$ m

wandtiefe vorh. $T_{vorh} = 10.50$ m

$T_{erf} \leq T_{vorh}$ $10.06 \leq 10.50$ ✓

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.2_E

Seite: 221

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis

		η
		[-]
Erdwiderlager	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	0.18
Vertikalkraft	OK	1.00
Versinken	OK	0.19
Spundwandprofil	OK	0.26
Wandtiefe	OK	0.96

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.3_E

Seite: 22

Pos. 3.1.3 E

Ermittlung Holmlast Endpunkt

Ermittlung Holmlast Endpunkt, Spundwand wie Bereich 2.

Lastzusammenstellung: Verkehrslast Oberfläche gemäß Statik Bestand

Lasten TS+UDL auf Fahrstreifen

Abstand Spundwand: ah = 0,00 m

Lastlänge: s = 3,00 m

Lastgröße: qk = 41,00 kN/m²

Lasten auf Restfläche

Abstand Spundwand: ah = 3,00 m

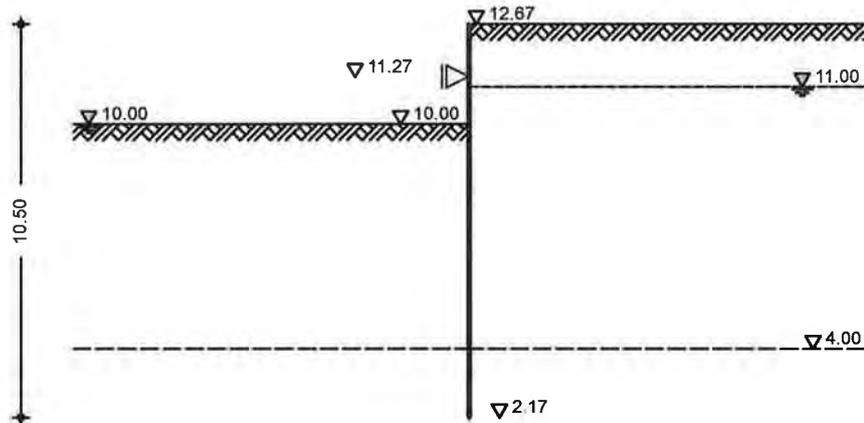
Lastlänge: s = 4,50 m

Lastgröße: qk = 2,50 kN/m²

Eigenlast Holm

Vg,k = 0,80x1,90x25,00 = 18,00 kN/m

System
M 1:200



Bauzustände

Name	z[m]	Lagerung[%]	Kommentar
A	2.67	100.00	

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände

Boden

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	φ_k [°]	$C_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{o,k}$ [°]
				$C_{p,k}$	$\delta_{p,k}$	$\delta_{pc,k}$
1	8.67	18.0	30.0	-	20.0	0.0
		9.0		-	-9.1	0.0
2	999.00	19.0	35.0	-	23.3	0.0
		11.0		-	-10.6	0.0

Stützungen

Steife

Name	z[m]
S1	1.40

Einwirkungen

Einwirkungen nach DIN EN 1990:2010-12

Gk.E

Erddruck infolge Bodeneigenlast

Gk.H

Ständige Einwirkungen

Gk

Wasserdruck ständig

Ständige Einwirkungen

Ständig

Ständige Einwirkungen

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.3_E

Seite: 223

Qk Verkehr
 Kategorie E - Lagerräume

Belastungen

Flächenlasten	Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	S [m]	p [kN/m ²]
	1	Qk	SL	0.00		3.00	41.00
	2	Qk	SL	3.00		4.50	2.50

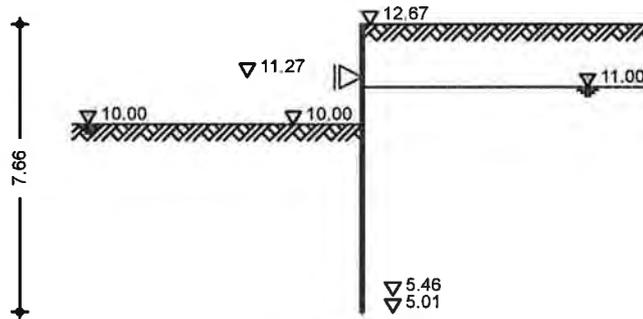
SL : Streifenlast

Linienlasten an Wand	Nr.	EW	av [m]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
	1	Gk	1.30	0.00	18.00	0.00

Bauzustand: A

Lagerung des wandfußes: im Boden voll eingespannt
 Aushubniveau z = 2.67 m
 theoretische Einbindetiefe t₁ = 4.54 m
 Rammtiefenzuschlag (0.10*t₁) Δt₁ = 0.45 m
 erforderliche wandtiefe T_{erf} = 7.66 m

System
 M 1:200



Gelände luft. ebenes Gelände
 Abstand OK Gelände-wandkopf z = 2.67 m

Wasserdruck Belastender wasserdruck

luftseitig Grundwasserstand: 2.67 m W_h = 103.06 kN/m

erdseitig Grundwasserstand: 1.67 m W_h = 153.46 kN/m

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B [kN/m]	C [kN/m]	S1 [kN/m]
Gk.E	117.61	2.00	45.26
Gk.H	43.09	-3.40	10.71
Gk	-0.00	-0.00	-0.00
Qk	38.82	-13.07	70.88

Nachweise (GZT)
Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers
 nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2) Ek1

Bemessungssituation BS-P
 TS-Beiwert Erdwiderstand γ_{R,e} = 1.40

Projekt: 17096

Pos.: 3.1.3_E

Seite: 224

Horizontalkomp. Auflagerkraft	$B_{h,d} = 257.54$	kN/m
Horizontalkomp. Erdwiderstand	$E_{ph,d} = 257.85$	kN/m
$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$	257.54	\leq 257.85

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)		Ek1
Bemessungssituation BS-P		
TS-Beiwert Erdwiderstand	$\gamma_{R,e} = 1.40$	
Einbindetiefenzuschlag Δt	$0.10 * t = 0.45$	m
Ersatzkraft C	$C_{h,d} = 21.79$	kN/m
Erdwiderstand	$E_{ph,c,d} = 155.50$	kN/m
$C_{h,d} \leq E_{ph,c,d}$	21.79	\leq 155.50

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch)		Ek2
Vertikalkomp. Auflagerkraft	$B_{v,k} = 31.92$	kN/m
Eigengewicht der Wand	$G_k = 14.56$	kN/m
Auflasten	$P_k = 18.00$	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{a v,k} = 0.00$	kN/m
	$V_k = 32.56$	kN/m
$B_{v,k} \leq V_k$	31.92	\leq 32.56

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ GEO-2)		Ek1
Bemessungssituation BS-P		
TS-Beiwert Erdwiderstand	$\gamma_{R,e} = 1.40$	
TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand	$\gamma_b = 1.10$	
tatsächliche Einbindetiefe	$t = 7.83$	m
Eigengewicht der Wand	$G_d = 23.94$	kN/m
Auflasten	$P_d = 24.30$	kN/m
Vertikalkomp. Erddruck	$E_{a v,d} = 0.00$	kN/m
	$V_d = 48.24$	kN/m
Widerstände auf Grundlage von Probelastungen		
Mantelreibung	$q_{s,k} = 20.00$	kN/m ²
Mantelfläche	$A_s = 11.47$	m ² /m
Spitzenwiderstand	$q_{b,k} = 425.00$	kN/m ²
wirksame Aufstandsfläche	$A_b = 0.29$	m ² /m
Gesamtwiderstand	$R_d = 275.64$	kN/m
$V_d \leq R_d$	48.24	\leq 275.64

Nachweis Wandtiefe

Nachweis der vorhandenen Wandtiefe		
Wandtiefe erf.	$T_{erf} = 7.66$	m
Wandtiefe vorh.	$T_{vorh} = 10.50$	m
$T_{erf} \leq T_{vorh}$	7.66	\leq 10.50

Systemdaten

Pos. 3.2 Scherwandlagerung

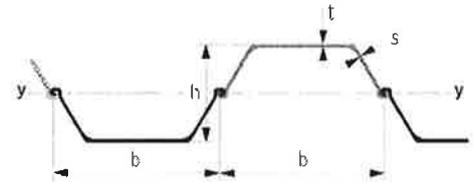
-225-

Spundwandprofil

Spundwandprofil	
Profiltyp	PU
Profil	PU 32-0.5

Querschnittswerte

Querschnittswerte		Larssen 607u
B [mm]	600	600
h _P [mm]	452	452
A [cm ² /m]	237,8	241,7
t _F [mm]	19,0	19,0
t _W [mm]	10,8	10,6
W [cm ³ /m]	3130	3200



gewählte Spundwand:
Larssen 607u - S240 gP

Bemessungskennwerte

Ohne Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte	
F _{RD,m} [kN/m]	2830,0
M _{RD,S} [kNm/m]	186,2
M _{RD,K} [kNm/m]	29,4
H _{RD,K} [kN/m]	222,0
k _{LF} [cm ² /(MN/m)]	4,91
k _{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	8,45
k _{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k _{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,064
k _{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,230
k _{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
k _{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,275

Bemessungskennwerte (modifiziert)

Mit Berücksichtigung der Umrechnungsfakt. nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte (modifiziert)	
F _{RD,m} [kN/m]	2830,0
M _{RD,S} [kNm/m]	186,2
M _{RD,K} [kNm/m]	58,8
H _{RD,K} [kN/m]	222,0
k _{LF} [cm ² /(MN/m)]	4,91
k _{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	8,45
k _{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k _{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,064
k _{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,115
k _{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
k _{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,252

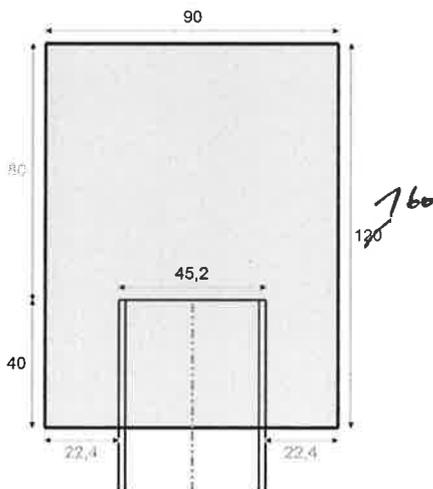
Systemdaten

Systemdaten	
System	mit Konsoleneinspannung
b [cm]	90
h [cm]	120 ¹⁶⁰
L _E [cm]	40

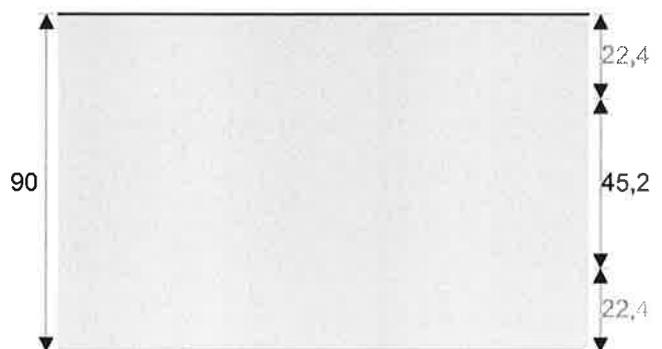
Beton

Beton	
Betonfestigkeit	C30/37
f _{ck} [N/mm ²]	30
Betondeckung c _{nom} [mm]	55
Expositionsklasse	

Querschnitt



Draufsicht (Keine Grafikdaten für das Profil vorhanden)



Belastung

Ständige Lasten

Ständige Vertikallasten

Belastung	G kN/m	e _x cm
EG	27,0	0
delta Eigenlast + Kappe	15,0	0

Das Eigengewicht des Balkens wird automatisch mit $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ im Lastfall EG berücksichtigt.

Ständige Horizontallasten

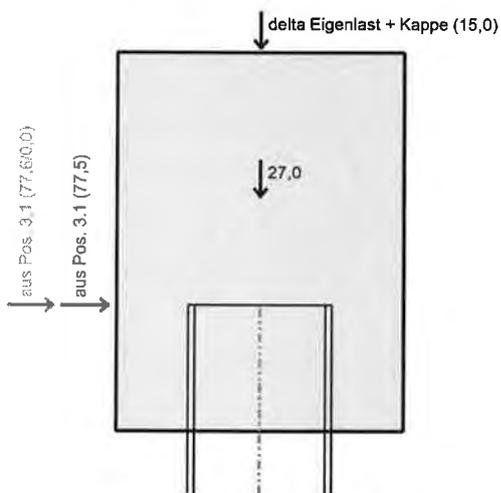
Belastung	G kN/m	e _y cm
aus Pos. 3.1	77,5	0

Veränderliche Lasten

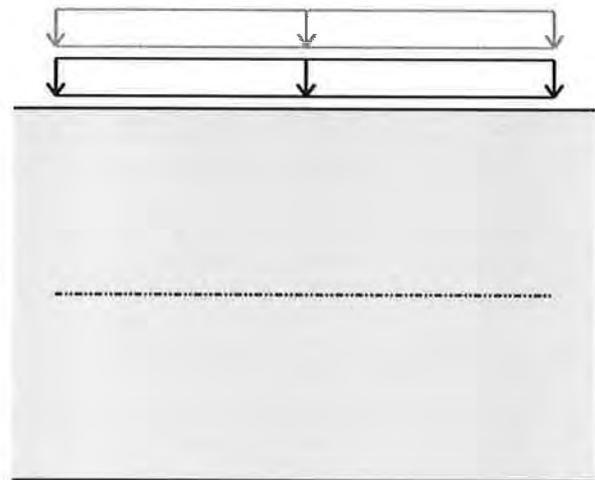
Veränderliche Horizontallasten

Belastung	Q kN/m	e _y cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
aus Pos. 3.1	77,6	0	1,0	1,0	1,0

Querschnitt



Draufsicht (Keine Grafikdaten für das Profil vorhanden)



Lastfallkombinationen

-227-

Lastfall	F kN/m	H kN/m	M kN/m
Ständige und vorübergehende Kombinationen			
0001 1.0 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1	42,0	77,5	0,0
0002 1.35 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1	51,5	77,5	0,0
0003 1.0 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1	47,3	77,5	0,0
0004 1.35 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1	56,7	77,5	0,0
0005 1.0 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1	42,0	104,6	0,0
0006 1.35 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1	51,5	104,6	0,0
0007 1.0 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1	47,3	104,6	0,0
0008 1.35 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1	56,7	104,6	0,0
0009 1.0 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1	42,0	193,8	0,0
0010 1.35 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1	51,5	193,8	0,0
0011 1.0 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1	47,3	193,8	0,0
0012 1.35 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1	56,7	193,8	0,0
0013 1.0 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1	42,0	220,9	0,0
0014 1.35 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1	51,5	220,9	0,0
0015 1.0 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1	47,3	220,9	0,0
0016 1.35 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1	56,7	220,9	0,0

Häufige Kombinationen

Häufige Kombinationen der nicht ruhenden Lastanteile

EG = Eigengewicht, Gk = charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen

Nachweise

Die Bemessungskennwerte der Profile werden gemäß Anl. 1 der AbZ modifiziert und für die Berechnung der weiteren Widerstandswerte übernommen:

- $F_{Rd,m} = 2830,0 \text{ kN/m}$
- $M_{Rd,S} = 186,2 \text{ kNm/m}$
- $M_{Rd,K} = 58,8 \text{ kNm/m}$
- $H_{RD,K} = 222,0 \text{ kN/m}$

Nachweis der Tragfähigkeit (gem. Abschnitt 3.2.1 der AbZ)

$F_d = 56,7 \text{ kN/m}$ (0004 1.35 * EG + 1.35 * delta Eigenlast + Kappe + 1.0 * aus Pos. 3.1)

$F_{Rd,m} = 2830,0 \text{ kN/m}$

$H_d = 220,9 \text{ kN/m}$ (0013 1.0 * EG + 1.0 * delta Eigenlast + Kappe + 1.35 * aus Pos. 3.1 + 1.5 * aus Pos. 3.1)

$H_{RD,K} = 222,0 \text{ kN/m}$

LFK	F_d kN/m	M_d kNm/m	$M_{Rd,K}(F_d)$ kNm/m	$M_{Rd,S}(F_d)$ kNm/m	$M_{Rd}(F_d)$ kNm/m	$M_d / M_{Rd}(F_d)$
0001	42,0	0,0	57,9	5,5	63,5	0,00
0002	51,5	0,0	57,7	6,8	64,5	0,00
0003	47,3	0,0	57,8	6,2	64,0	0,00
0004	56,7	0,0	57,6	7,5	65,1	0,00
0005	42,0	0,0	57,9	5,5	63,5	0,00
0006	51,5	0,0	57,7	6,8	64,5	0,00
0007	47,3	0,0	57,8	6,2	64,0	0,00
0008	56,7	0,0	57,6	7,5	65,1	0,00
0009	42,0	0,0	57,9	5,5	63,5	0,00
0010	51,5	0,0	57,7	6,8	64,5	0,00
0011	47,3	0,0	57,8	6,2	64,0	0,00
0012	56,7	0,0	57,6	7,5	65,1	0,00
0013	42,0	0,0	57,9	5,5	63,5	0,00
0014	51,5	0,0	57,7	6,8	64,5	0,00
0015	47,3	0,0	57,8	6,2	64,0	0,00
0016	56,7	0,0	57,6	7,5	65,1	0,00

Nachweisergebnisse

-229-

Tragfähigkeitsnachweis

$$F_d \leq F_{Rd,m}$$

$$56,70 \leq 2830,00 \quad \alpha = 0,02 < 1,00$$

$$H_d \leq H_{Rd,K}$$

$$220,94 \leq 222,00 \quad \alpha = 0,99 < 1,00$$

$$M_d \leq M_{Rd} (F_d)$$

$$0,00 \leq 63,45 \quad \alpha = 0,00 < 1,00$$



Ermüdungsnachweis

$$F_{d,freq} \leq F_{Rd,m,fat}$$

Nachweis nicht erforderlich

$$M_{d,freq} (F_{d,freq}) \leq M_{Rd,fat} (F_{d,freq})$$

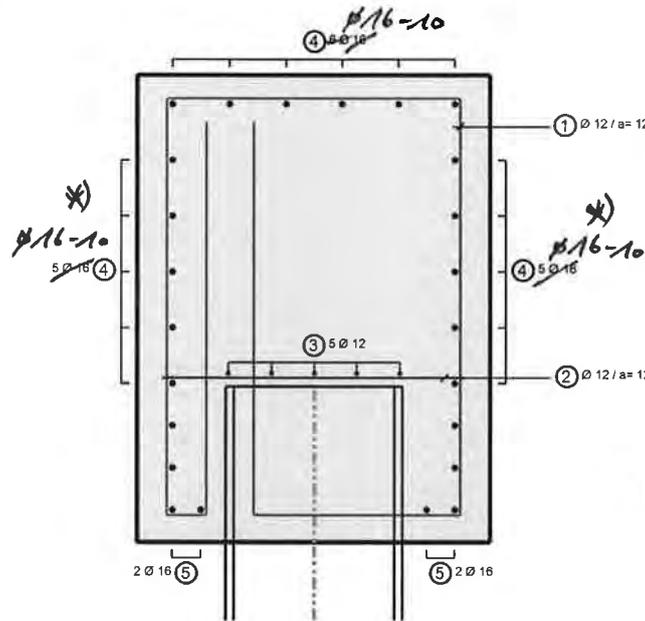
Nachweis nicht erforderlich

Bewehrungswahl

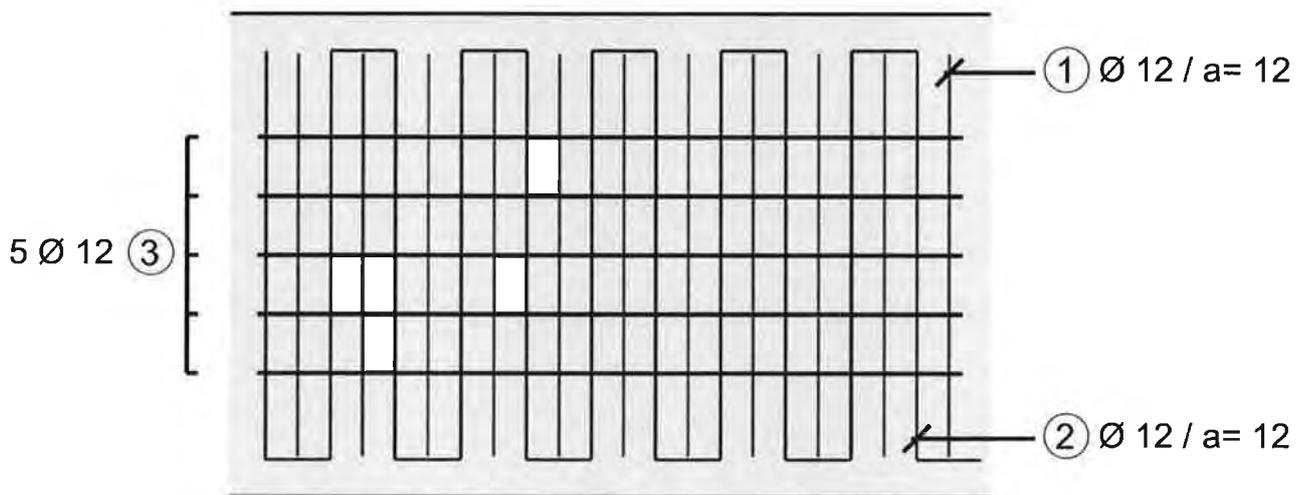
	erforderliche Bewehrung	gewählte Bewehrung	gewählt [cm ² /m], [cm ²]	[kg/m]
Pos. 1 [cm ² /m]	5,24	Ø12/12	9,42	41,0
Pos. 2 [cm ² /m]	5,56	Ø12/12	9,42	6,6
Pos. 3 [cm ²]	2,36	5 Ø 12	5,65	4,4
Pos. 4 [cm ²]	konstruktiv	16 Ø 16	32,17	25,3
Pos. 5 [cm ²]	konstruktiv	4 Ø 16	8,04	6,3

Hinweis: Bei der Berechnung der Massen wurden für die in Längsrichtung verlaufenden Positionen noch keine Zuschläge für Übergreifungen berücksichtigt.

Bewehrungsquerschnitt



Bewehrungsdraufsicht (Keine Grafikdaten für das Profil vorhanden)



Pos. 3.3 Stb.-Holm b/h = 90/160 cm, C30/37

POS. 3.3.1 Nachweis Seite 1

(VP3-System EC Programm G.0001 Version 1.0000 2017/06/21)
 (EN 1990 B.3.2 Zuverlässigkeitsklasse RC 2 EN 1990 B.3.3 K_{Fj} 1.00)

Beton C 30/ 37 EN 1992-1-1/NA(DE)

EN 1992-1-1 Tab. 4.4 Anforderungsklasse S 3 Nutzungsdauer 50 Jahre

Expositionsklassen EN 1992-1-1 Tab. 4.1

	unten	XC	XD	XS	XF	XA	XM	oben	XC	XD	XS	XF	XA	XM
konstant		4	3	0	3	1	0		4	3	0	3	1	0

Betondeckung und Besonderheiten 4.4.1

b.B. : bes. Beschichtung EN 1992-1-1 4.4.1.2 (8) ue : betonieren gegen unebene Flächen 4.4.1.3 (4)
 ds_B : max. Bügeldurchmesser ds_L : max. Längstabdurchmesser

	b.B.	ue	ds _B	ds _L	c _{min,b}	c _{min,dur}	Δc _{dur,y}	Δc _{dur,add}	c _{min}	Δc _{dev}	c _{nom}	d ₁
		k	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm
unten	nein	0	12	16	12.0	40.0	0.0	0.0	40.0	15.0	55.0	8.0
oben	nein	0	12	16	12.0	40.0	0.0	0.0	40.0	15.0	55.0	8.0

Querschnittswerte

a = Abstand OK Platte zu OK Steg

	Stelle	Steg		linke Platte			rechte Platte		
	x	bo	ho	bl	hl	a1	b2	h2	a2
	m	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Kragarm links		40.0	90.0						
Feld 1		40.0	90.0						
Feld 2	~	40.0	90.0						
Kragarm rechts		40.0	90.0						

Systemwerte (mitwirk. Plattenbreite nach EN 1992-1-1 5.3.2.1)

	Stelle	Stützw.	Trägh.	mitw. Plattenbreite		Endein- spannung %
	x	l	I	l _o	b _{eff,1} b _{eff,2}	
	m	m	dm ⁴	m	cm cm	
Kragarm lin		0.50	243.0			
Feld 1		3.13	243.0			
Feld 2		3.13	243.0			
Kragarm rec		0.50	243.0			

Projekt: 17096

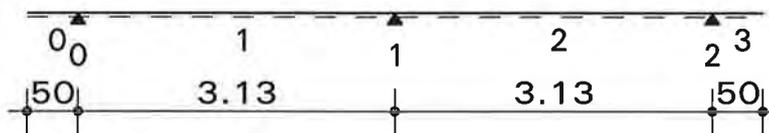
Pos.: 3.3.1

Seite: 232

Auflagerbedingungen

Stütze	t cm	Achse b/..	Lagerart	Abminderung	starr	Wegfeder kN/m
0	25.0	1/2	indirekt	keine	ja	
1	25.0	1/2	indirekt	Rundung	ja	
2	25.0	1/2	indirekt	keine	ja	

Systemskizze M. 1 / 75



charakteristische Lasten

EWK = Einwirkungskategorie

a = Abstand vom linken Auflager, c = Lastlänge, LA = Lastangriff ab OK Querschnitt (999 = UK)

aus	EWK	Grup	Art	Ort	a m	c m	F _{kli} kN/kN/m	F _{kre} kN/kN/m	LA cm
Gk.E	1		STR Krag li		0.000	4.610	78.00	78.00	0.0
Gk.H	1		STR Krag li		0.000	4.610	11.00	11.00	0.0
Gk	1		STR Krag li		0.000	4.610	0.01	0.01	0.0
Qk	7		STR Krag li		0.000	4.610	78.00	78.00	0.0
Gk.E	1		STR Feld 2		0.980	2.650	113.00	113.00	0.0
Gk.H	1		STR Feld 2		0.980	2.650	11.00	11.00	0.0
Gk	1		STR Feld 2		0.980	2.650	0.01	0.01	0.0
Qk	7		STR Feld 2		0.980	2.650	81.00	81.00	0.0

charakteristische Auflagerkräfte

EWK = Einwirkungskategorie

EWK	Art	S0 kN	S1 kN	S2 kN	S3 kN	S4 kN	S5 kN	S6 kN	S7 kN
1	max	149.73	371.21	218.03					
	min	149.73	371.21	218.03					
7	max	150.51	308.24	155.95					
	min	-15.68	-9.52	-15.26					
ges	max	300.24	679.45	373.97					
	min	134.04	361.68	202.77					

Biegebemessung Grenzzustand der Tragfähigkeit

Beton C 30/ 37

$\gamma_{c,PT} = 1.50$, $\alpha_{cc,PT} = 0.85$, $\gamma_{c,A} = 1.30$, $\alpha_{cc,A} = 1.00$, $\epsilon_{c2} = -.0020$, $\epsilon_{cu2} = -.0035$

Betonstahl B500B(S)

$\gamma_{s,PT} = 1.15$,

$\gamma_{s,A} = 1.00$,

$\epsilon_{ud} = 0.0250$

Ort	x m	GZT	M_{Ed} kNm	b _w cm	h cm	b _{eff} cm	h _p cm	d cm	x/d	z/d	A _{sy} cm ²	A _{sg} cm ²	ρ %
Krag li	0.500	PT	-29.6	40.0	90.0			82.0	0.024	0.99		0.8	0.02
Feld 1	0.000	PT	-29.7	40.0	90.0			82.0	0.024	0.99		0.8	0.02
	1.252	PT	179.1	40.0	90.0			82.0	0.065	0.98	4.9		0.14
	3.130	PT	-275.3	40.0	90.0			82.0	0.087	0.97		7.6	0.21
Feld 2	0.000	PT	-273.0	40.0	90.0			82.0	0.086	0.97		7.5	0.21
	1.878	PT	225.6	40.0	90.0			82.0	0.075	0.97	6.2		0.17
	3.130	PT	-36.1	40.0	90.0			82.0	0.026	0.99		1.0	0.03
Krag re	0.000	PT	-36.1	40.0	90.0			82.0	0.026	0.99		1.0	0.03

Querkraftbemessung EN 1992-1-1 6.2 und 6.5

Die Auflagerbereiche werden gemäß EN 1992-1-1 9.9 nach EN 1992-1-1 6.5 als D-Bereiche bemessen. Bei Zwischenauflägern bilden sich Druckknoten und bei freien Endauflägern Druck-Zugknoten aus. Die Einwirkungen über dem Auflager werden von einem senkrechter prismatischer Druckpfosten aufgenommen. Für die Auflagerdruckstrebe wird deshalb die Querkraft V_{Ed} am Lagerrand angesetzt und hierfür ein Knotennachweis geführt.

S. f. Seiten!

Beton C 30/ 37

$\nu' = 1.000$ $k_1 = 1.10$ $k_2 = 0.75$

Auflager D - Bereiche

l_b = angenommene Mindestverankerungslänge der Zugbewehrung an freien Endauflägern

Aufl.	V_{Ed} kN	z cm	l_b cm	θ °	$\sigma_{Rd,max}$ N/mm ²	a ₂ cm	F _{td} kN	A _{st} cm ²	F _{cd} kN	$\sigma_{cd,2}$ N/mm ²
S 0	Druckstrebe li	88.9	71.8		43.9	18.70	17.3		128.3	1.85
	Druckstrebe re	273.8	71.8		43.9	18.70	17.3		395.1	5.70
S 1	Druckstrebe li	433.9	71.8		43.9	18.70	17.3		626.1	9.03
	Druckstrebe re	470.3	71.8		43.9	18.70	17.3		678.5	9.79
S 2	Druckstrebe li	341.6	71.8		43.9	18.70	17.3		492.9	7.11
	Druckstrebe re	108.3	71.8		43.9	18.70	17.3		156.3	2.26

Querkraftbewehrung

ohne Aufhängebewehrung unten angreifender Lasten

Bereich m - m	V_{Ed} kN	θ °	$V_{Rd,max}$ kN	$s_{l,max}$ cm	a _I cm	ρ _w %	a _{SB} /m cm ² /m	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	Bügel schn.
------------------	----------------	--------	--------------------	-------------------	----------------------	---------------------	--	---------------------	-------------

Kragarm links $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung

0.00 - 0.13 88.9 30.0 1585.6 30 62 0.09 3.71 0.056 ~~12 / 30 2~~

Projekt: 17096

Pos.: 3.3.1

Seite: 234

Bereich m - m	V_{Ed} kN	θ °	$V_{Rd,max}$ kN	$s_{l,max}$ cm	a_I cm	ρ_w %	a_{sB}/m cm^2/m	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	Bügel schn.
Feld 1 links	$b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung								
0.00 - 0.13	273.8	30.0	1585.6	30	62	0.13	5.06	0.173	12 / 30 2
Feld 1 rechts	$b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm direkte Lagerung								
0.00 - 0.13	433.9	30.0	1585.6	30	62	0.20	8.03	0.274	12 / 28 2
0.13 - 0.95	214.7		1585.6	30	62	0.10	3.97	0.135	12 / 30 2
Feld 2 links	$b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung								
0.00 - 0.13	470.3	30.0	1585.6	30	62	0.22	8.70	0.297	12 / 26 2
0.13 - 0.95	251.7		1585.6	30	62	0.12	4.66	0.159	12 / 30 2
Feld 2 rechts	$b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm direkte Lagerung								
0.00 - 0.13	341.6	30.0	1585.6	30	62	0.16	6.32	0.215	12 / 30 2
Kragarm rechts	$b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung								
0.00 - 0.13	108.3	30.0	1585.6	30	62	0.09	3.71	0.068	12 / 30 2

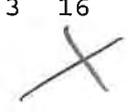
Rissbreitennachweis

Der Rissbreitennachweis wird indirekt über den Grenzdurchmesser der Bewehrung geführt.

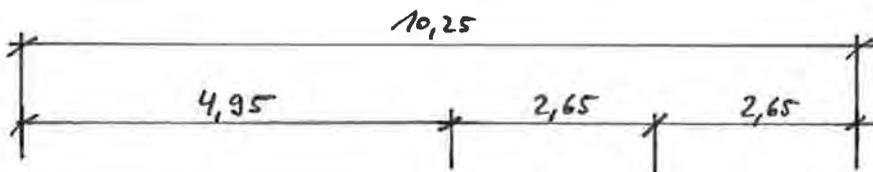
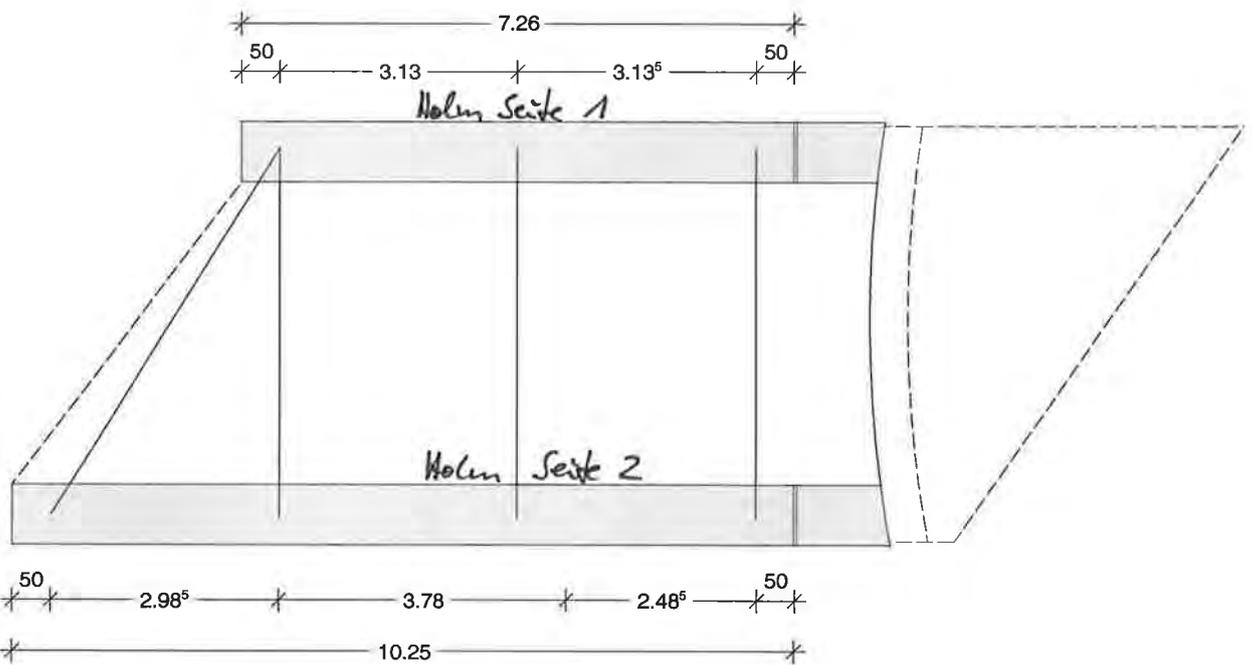
GZG : 1 = quasi ständig, 2 = häufig, 3 = selten

Ort	x m	w_k mm	GZG	MEd kNm	d_1 cm	A_s cm ²	σ_s N/mm ²	σ_s^* mm	$f_{ct,eff}$ N/mm ²	kc	hcr cm	σ_s mm
Krag li	0.500	oben	0.20 3	-20.9	8.0	1.2	209.9	16	2.9	0.4	45.0	16
Feld 1	0.000	oben	0.20 3	-20.9	8.0	1.2	209.9	16	2.9	0.4	45.0	16
	1.252	unten	0.20 3	124.5	8.0	7.6	211.4	16	2.9	0.4	45.0	16
	3.130	oben	0.20 3	-214.6	8.0	13.2	211.4	16	2.9	0.4	45.0	16
Feld 2	0.000	oben	0.20 3	-214.6	8.0	13.2	211.5	16	2.9	0.4	45.0	16
	1.878	unten	0.20 3	158.6	8.0	9.7	211.5	16	2.9	0.4	45.0	16
	3.130	oben	0.20 3	-25.6	8.0	1.5	211.4	16	2.9	0.4	45.0	16
Krag re	0.000	oben	0.20 3	-25.6	8.0	1.5	211.3	16	2.9	0.4	45.0	16

Die erf. Bewehrung wurde zum Erreichen des gewählten Durchmessers erhöht.



Zusammenstellung Lasten (Pos. 3.3.2)



$\zeta_k \cdot E$	$\zeta_k \cdot H$	ζ_k	Q_k
46	11	0	71
78	11	0	78
113	11	0	81

Projekt: 17096

Pos.: 3.3.2

Seite: 236

POS. 3.3.2 Nachweis Seite 2

(VP3-System EC Programm G.0001 Version 1.0000 2017/06/21)
 (EN 1990 B.3.2 Zuverlässigkeitsklasse RC 2 EN 1990 B.3.3 K_{Fi} 1.00)

Beton C 30/ 37 EN 1992-1-1/NA(DE)
EN 1992-1-1 Tab. 4.4 Anforderungsklasse S 3 Nutzungsdauer 50 Jahre

Expositionsklassen EN 1992-1-1 Tab. 4.1

	unten	XC	XD	XS	XF	XA	XM	oben	XC	XD	XS	XF	XA	XM
konstant		4	3	0	3	1	0		4	3	0	3	1	0

Befondeckung und Besonderheiten 4.4.1

b.B. : bes. Beschichtung EN 1992-1-1 4.4.1.2 (8) ue : betonieren gegen unebene Flächen 4.4.1.3 (4)
 ds_B : max. Bügeldurchmesser ds_L : max. Längstabdurchmesser

	b.B.	ue	ds _B	ds _L	c _{min,b}	c _{min,dur}	Δc _{dur,y}	Δc _{dur,add}	c _{min}	Δc _{dev}	c _{nom}	d ₁
		k	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm
unten	nein	0	12	16	12.0	40.0	0.0	0.0	40.0	15.0	55.0	8.0
oben	nein	0	12	16	12.0	40.0	0.0	0.0	40.0	15.0	55.0	8.0

Querschnittswerte

a = Abstand OK Platte zu OK Steg

	Stelle		Steg		linke Platte			rechte Platte		
	x	m	bo	ho	b1	h1	a1	b2	h2	a2
		m	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Kragarm links			40.0	90.0						
Feld 1			40.0	90.0						
Feld 2			40.0	90.0						
Feld 3			40.0	90.0						
Kragarm rechts			40.0	90.0						

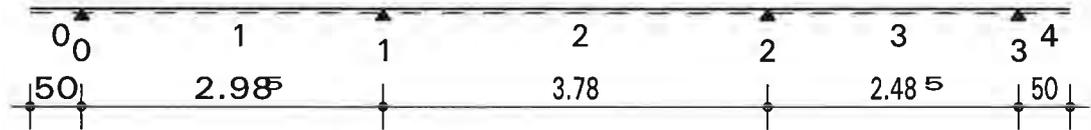
Systemwerte (mitwirk. Plattenbreite nach EN 1992-1-1 5.3.2.1)

	Stelle	Stützsw.	Trägh.	mitw. Plattenbreite		Endein- spannung %
	x	l	I	l _o	b _{eff,1}	
	m	m	dm ⁴	m	cm	
Kragarm lin		0.50	243.0			
Feld 1		2.99	243.0			
Feld 2		3.78	243.0			
Feld 3		2.49	243.0			
Kragarm rec		0.50	243.0			

Auflagerbedingungen

Stütze	t	Achse	Lagerart	Abminderung	starr	Wegfeder
	cm	b/..				kN/m
0	25.0	1/2	indirekt	keine	ja	
1	25.0	1/2	indirekt	Rundung	ja	
2	25.0	1/2	indirekt	Rundung	ja	
3	25.0	1/2	indirekt	keine	ja	

Systemskizze M. 1 / 75



charakteristische Lasten

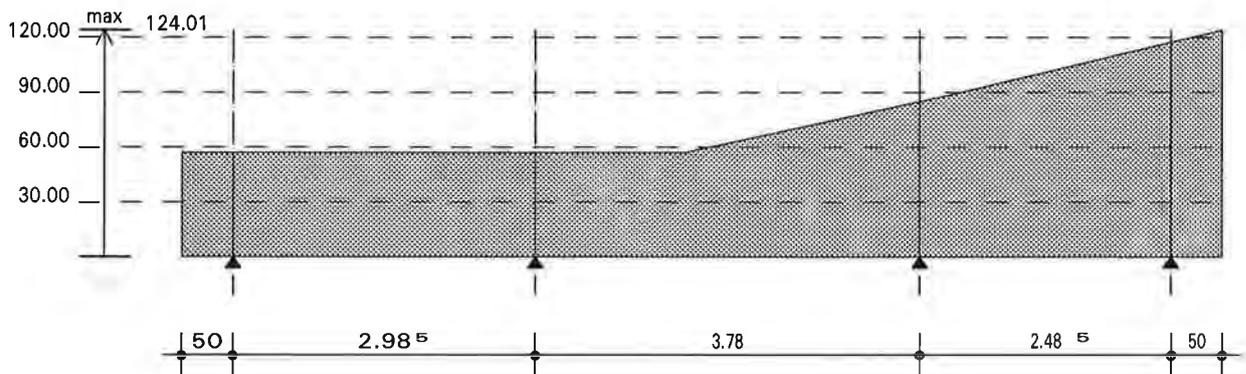
EWK = Einwirkungskategorie

a = Abstand vom linken Auflager, c = Lastlänge, LA = Lastangriff ab OK Querschnitt (999 = UK)

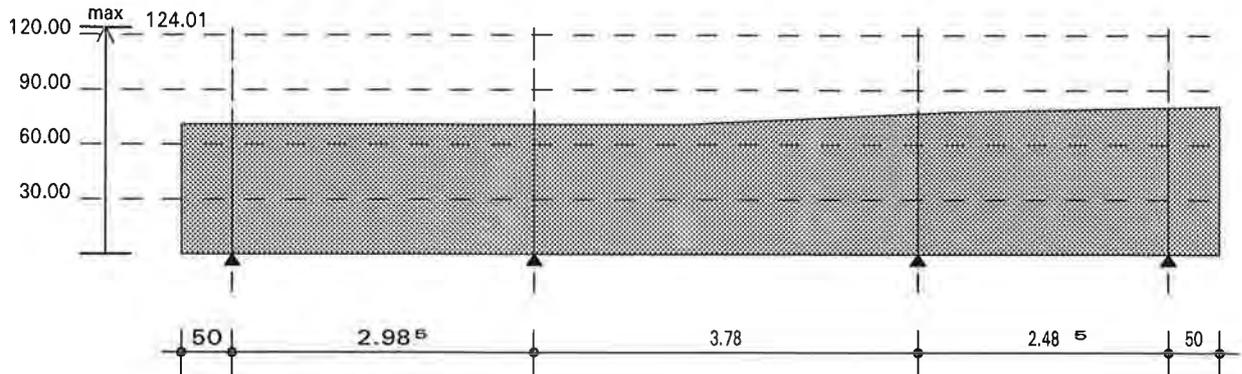
aus	EWK	Grup	Art	Ort	a m	c m	F _{kli} kN/kN/m	F _{kre} kN/kN/m	LA cm
Gk . E	1		STR Krag	li	0.000	4.950	46.00	46.00	0.0
Gk . E	1		STR Feld	2	1.465	2.650	46.00	78.00	0.0
Gk . E	1		STR Feld	3	0.335	2.650	78.00	113.00	0.0
Gk . H	1		STR Krag	li	0.000	4.950	11.00	11.00	0.0
Gk . H	1		STR Feld	2	1.465	2.650	11.00	11.00	0.0
Gk . H	1		STR Feld	3	0.335	2.650	11.00	11.00	0.0
Gk	1		STR Krag	li	0.000	4.950	0.01	0.01	0.0
Gk	1		STR Feld	2	1.465	2.650	0.01	0.01	0.0
Gk	1		STR Feld	3	0.335	2.650	0.01	0.01	0.0
Qk	7		STR Krag	li	0.000	4.950	71.00	71.00	0.0
Qk	7		STR Feld	2	1.465	2.650	71.00	78.00	0.0
Qk	7		STR Feld	3	0.335	2.650	78.00	81.00	0.0

Gesamteinwirkungen M. 1 / 75

Einwirkungskategorie 1



Einwirkungskategorie 7



charakteristische Auflagerkräfte

EWK = Einwirkungskategorie

EWK	Art	S0 kN	S1 kN	S2 kN	S3 kN	S4 kN	S5 kN	S6 kN	S7 kN
1	max	93.24	217.24	279.87	167.57				
	min	93.24	217.24	279.87	167.57				
7	max	134.86	284.98	284.66	138.08				
	min	-18.60	-15.83	-23.43	-25.17				
ges	max	228.10	502.22	564.54	305.65				
	min	74.64	201.41	256.44	142.40				

Biegebemessung Grenzzustand der Tragfähigkeit

Beton C 30/ 37

$\gamma_{c,PT} = 1.50$, $\alpha_{cc,PT} = 0.85$, $\gamma_{c,A} = 1.30$, $\alpha_{cc,A} = 1.00$, $\epsilon_{c2} = -.0020$, $\epsilon_{cu2} = -.0035$

Betonstahl B500B(S)

$\gamma_{s,PT} = 1.15$,

$\gamma_{s,A} = 1.00$,

$\epsilon_{ud} = 0.0250$

Ort	x	GZT	M_{Ed} kNm	bw cm	h cm	b_{eff} cm	h_p cm	d cm	x/d	z/d	A_{St} cm ²	A_{BQ} cm ²	ρ %
Krag li	0.500	PT	-22.9	40.0	90.0			82.0	0.021	0.99		0.6	0.02
Feld 1	0.000	PT	-22.9	40.0	90.0			82.0	0.021	0.99		0.6	0.02
	1.194	PT	135.3	40.0	90.0			82.0	0.055	0.98	3.7		0.10
	2.985	PT	-210.3	40.0	90.0			82.0	0.072	0.97		5.8	0.16
Feld 2	0.000	PT	-208.8	40.0	90.0			82.0	0.072	0.97		5.7	0.16
	1.890	PT	164.9	40.0	90.0			82.0	0.062	0.98	4.5		0.13
	3.780	PT	-212.4	40.0	90.0			82.0	0.072	0.97		5.8	0.16
Feld 3	0.000	PT	-213.4	40.0	90.0			82.0	0.073	0.97		5.9	0.16
	1.491	PT	126.9	40.0	90.0			82.0	0.053	0.98	3.5		0.10
	2.485	PT	-35.7	40.0	90.0			82.0	0.026	0.99		1.0	0.03
Krag re	0.000	PT	-35.7	40.0	90.0			82.0	0.026	0.99		1.0	0.03

s. f. Seiten!

Querkraftbemessung EN 1992-1-1 6.2 und 6.5

Die Auflagerbereiche werden gemäß EN 1992-1-1 9.9 nach EN 1992-1-1 6.5 als D-Bereiche bemessen. Bei Zwischenauflägern bilden sich Druckknoten und bei freien Endauflägern Druck-Zugknoten aus. Die Einwirkungen über dem Auflager werden von einem senkrechter prismatischer Druckpfosten aufgenommen. Für die Auflagerdruckstrebe wird deshalb die Querkraft V_{Ed} am Lagerrand angesetzt und hierfür ein Knotennachweis geführt.

Beton C 30/ 37 $\nu' = 1.000$ $k_1 = 1.10$ $k_2 = 0.75$

Auflager D - Bereiche

l_b = angenommene Mindestverankerungslänge der Zugbewehrung an freien Endauflägern

Aufl.		V_{Ed} kN	z cm	l_b cm	θ °	$\sigma_{Rd,max}$ N/mm ²	a_2 cm	F_{td} kN	A_{st} cm ²	F_{cd} kN	$\sigma_{cd,2}$ N/mm ²
S 0	Druckstrebe li	68.8	71.8		43.9	18.70	17.3			99.3	1.43
	Druckstrebe re	208.0	71.8		43.9	18.70	17.3			300.1	4.33
S 1	Druckstrebe li	325.4	71.8		43.9	18.70	17.3			469.5	6.77
	Druckstrebe re	349.5	71.8		43.9	18.70	17.3			504.2	7.28
S 2	Druckstrebe li	382.0	71.8		43.9	18.70	17.3			551.2	7.95
	Druckstrebe re	365.2	71.8		43.9	18.70	17.3			526.9	7.60
S 3	Druckstrebe li	249.2	71.8		43.9	18.70	17.3			359.5	5.19
	Druckstrebe re	107.0	71.8		43.9	18.70	17.3			154.3	2.23

Querkraftbewehrung

ohne Aufhängebewehrung unten angreifender Lasten

Bereich m - m	V_{Ed} kN	θ °	$V_{Rd,max}$ kN	$s_{l,max}$ cm	a_I cm	ρ_w %	a_{sB}/m cm ² /m	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	Bügel schn.
Kragarm links $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung									
0.00 - 0.13	68.8	30.0	1585.6	30	62	0.09	3.71	0.043	12 / 30 - 2
Feld 1 links $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung									
0.00 - 0.13	208.0	30.0	1585.6	30	62	0.10	3.85	0.131	12 / 30 - 2
Feld 1 rechts $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm direkte Lagerung									
0.00 - 0.13	325.4	30.0	1585.6	30	62	0.15	6.02	0.205	12 / 30 - 2
Feld 2 links $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung									
0.00 - 0.13	349.5	30.0	1585.6	30	62	0.16	6.46	0.220	12 / 30 - 2
Feld 2 rechts $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm direkte Lagerung									
0.00 - 0.13	382.0	30.0	1585.6	30	62	0.18	7.07	0.241	12 / 30 - 2
Feld 3 links $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung									
0.00 - 0.13	365.2	30.0	1585.6	30	62	0.17	6.75	0.230	12 / 30 - 2

Projekt: 17096

Pos.: 3.3.2

Seite: 240

Bereich m - m	V_{Ed} kN	θ °	$V_{Rd,max}$ kN	$s_{l,max}$ cm	a_I cm	ρ_w %	a_{sB}/m cm ² /m	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	Bügel schn.
------------------	----------------	---------------	--------------------	-------------------	-------------	---------------	----------------------------------	---------------------	-------------

Feld 3 rechts $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm direkte Lagerung

0.00 - 0.13 249.2 30.0 1585.6 30 62 0.12 4.61 0.157 ~~12 / 30 2~~

Kragarm rechts $b_w/h = 40.0 / 90.0$ cm indirekte Lagerung

0.00 - 0.13 107.0 30.0 1585.6 30 62 0.09 3.71 0.067 ~~12 / 30 2~~

Rissbreitennachweis

Der Rissbreitennachweis wird indirekt über den Grenzdurchmesser der Bewehrung geführt.

GZG : 1 = quasi ständig, 2 = häufig, 3 = selten

Ort	x m	w_k mm	GZG	MEd kNm	d_1 cm	A_s cm ²	σ_s N/mm ²	σ_s^* mm	$f_{ct,eff}$ N/mm ²	kc	hcr cm	σ_s mm
Krag li	0.500	oben	0.20 2	-15.1	8.0	0.9	209.2	16	2.9	0.4	45.0	16
Feld 1	0.000	oben	0.20 2	-15.1	8.0	0.9	209.2	16	2.9	0.4	45.0	16
	1.194	unten	0.20 2	86.8	8.0	5.2	211.2	16	2.9	0.4	45.0	16
	2.985	oben	0.20 2	-152.1	8.0	9.3	211.5	16	2.9	0.4	45.0	16
Feld 2	0.000	oben	0.20 2	-152.1	8.0	9.3	211.3	16	2.9	0.4	45.0	16
	1.890	unten	0.20 2	106.8	8.0	6.5	211.4	16	2.9	0.4	45.0	16
	3.780	oben	0.20 2	-157.6	8.0	9.6	211.5	16	2.9	0.4	45.0	16
Feld 3	0.000	oben	0.20 2	-157.6	8.0	9.6	211.3	16	2.9	0.4	45.0	16
	1.491	unten	0.20 2	82.9	8.0	5.0	211.3	16	2.9	0.4	45.0	16
	2.485	oben	0.20 2	-24.3	8.0	1.4	210.3	16	2.9	0.4	45.0	16
Krag re	0.000	oben	0.20 2	-24.3	8.0	1.4	210.3	16	2.9	0.4	45.0	16

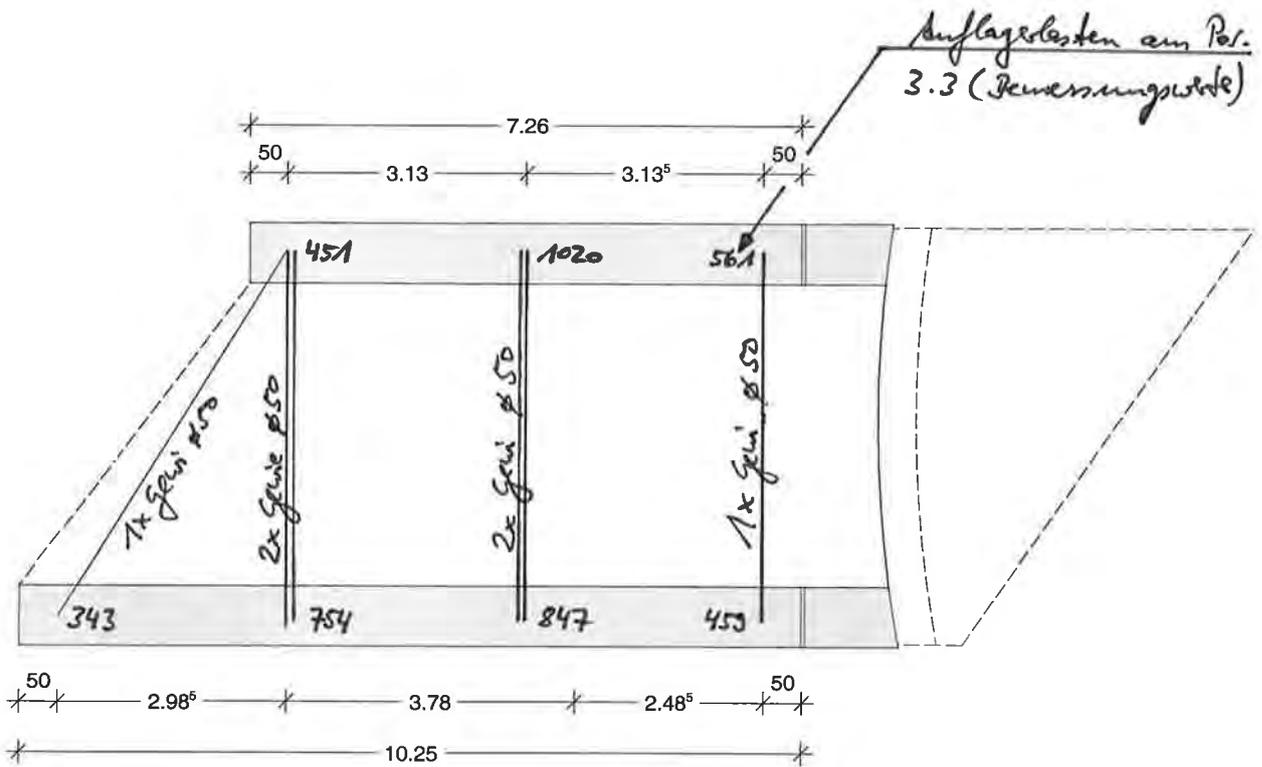
Die erf. Bewehrung wurde zum Erreichen des gewählten Durchmessers erhöht.



Pos. 3.4 Anker

-241-

gew.: Gewi ϕ 50 mm, B500S



$$\frac{N_d}{N_{Rd}} = \frac{561}{19,63 \times 43,5 \times 0,75} = \underline{\underline{0,88 < 1,00}}$$

Für die Statik:

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
 Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG
 Bei der St. Johanniskirche 14, 21335 Lüneburg
 Tel. (04131) 74 94-0, Fax 4 54 25, ibz@ibz-lueneburg.de

Lüneburg, den 25.09.2017