

Berlin 03-2019

GENEHMIGUNGSSTATIK

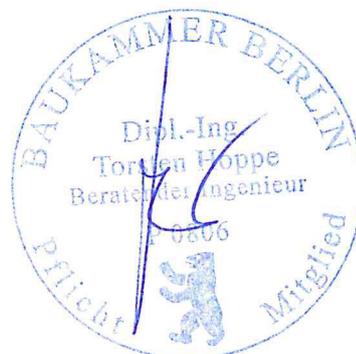
**Bernkasteler Straße 79
13088 Berlin**

Bauvorhaben: Rückbau Radschleifstand
BVG Betriebshof Weißensee
Bernkasteler Str. 79
13088 Berlin

Bauherr: Berliner Verkehrsbetriebe
Anstalt des öffentlichen Rechts
Holzmarktstraße 15-17
10179 Berlin

**Planung /
Statik / Bauphysik:** Planungs und Statikbüro HW1959 GmbH
Dipl.-Ing. & Architekten
Schönhauser Allee 74
10437 Berlin

Inhalt: Inhaltsverzeichnis Seiten 1 - 2
Nachweis Seiten 11 - 45
Anlagen 1 - 4



Bauvorhaben: Rückbau Radschleifstand
BVG Betriebshof Weißensee
Bernkasteler Straße 79, 13088 Berlin

Seite 1

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Inhaltsverzeichnis	1
Vorbemerkungen	2
Statisches System und Geometrie	11 – 12
Lastzusammenstellung	13 – 14
Prinzipdetail Anschluß Steife an Bohlträger	15
Pos. TBW-1-S	Trägerbohlwand, einfach gestützt 21 – 36
Pos. St-12	Stahlsteife 37 – 40
Pos. A-1	Anschluß der Steife an den Bohlträger 41 – 45
Anlage 1	Übersichtsplan
Anlage 2	Darstellung der Gleisanlage mit Angaben zum Betrieb
Anlage 3	Angaben zur Lage der Geländesprungsicherung
Anlage 4	Auszug aus dem Geotechnischen Bericht

Bauvorhaben: Rückbau Radschleifstand
BVG Betriebshof Weißensee
Bernkasteler Straße 79, 13088 Berlin

Grundlagen:

- Geotechnischer Bericht nach DIN 4020
Büro für Umweltfragen GmbH, Starnberger Str. 22 in 82131 Gauting
- Angaben der BVG zu Lasten aus Straßenbahnzügen in Berlin
- Angaben zu Weiterbetrieb bzw. Sperrung von Gleisen während der Baumaßnahme

Angaben zur Konstruktion

- Ausbildung einer Geländesprungsicherung zum Abbruch des Radschleifstandes auf dem BVG-Gelände in Berlin- Weißensee
- Aufgrund des Betriebes von Gleisen während des Abbruchs sowie des Weiterbetriebes von Gleisanlagen nach Beendigung der Baumaßnahme wurde eine möglichst verformungsarme Konstruktion ausgebildet, um mögliche Setzungen des umgebenden Geländes zu minimieren bzw. auszuschließen
- Zwei gegenüberliegende, einfach gestützte Trägerbohlwände, im Boden voll eingespannt
- freie Standhöhe $z = 3,56$ m (Annahme der Tiefe bis Unterkante der Fundamente des abzubrechenden Radschleifstandes, da keine Angaben zur Gründung vorlagen),
Höhe der Steife 50 cm unter OK Wand
- Bohlträger HEB 260 mit $L = 8,25$ m sowie Steifen HEB 180 zwischen den Bohlträgern
- sollte eine größere freie Standhöhe als nachgewiesen erforderlich sein, sind weitere Nachweise erforderlich

Achtung:

Verformungen der Stabachsen der Steifen HEB 180 sind unbedingt zu vermeiden !

Sollten dennoch Beschädigungen an den Steifen auftreten, sind die betreffenden Bauteile unverzüglich auszutauschen, bis zur Wiederherstellung des Ausgangszustandes sind die Arbeiten in diesem Bereich einzustellen !

Die Oberkante der **Baugrubensohle ist nach Entfernen der Massivbauteile **gegen Aufweichen durch Versiegelung mittels Magerbeton o. glw. zu schützen, andernfalls ist die Standsicherheit der Geländesprungsicherung nicht gewährleistet****

Stabiles System und Geometrie

- Tragwandsystem

- einfach gestützt und im Boden voll eingespannt
- Stützung durch Stife, die an gegenüberliegenden TBC angeschlossen sind
- Balken HE B 200 mit $a \approx 1,75 \text{ m}$
- Verbindung NH C 2 E $h = 10 \text{ cm}$

→ siehe Prinzipskizze = "Schnitt" auf der folgenden Seite

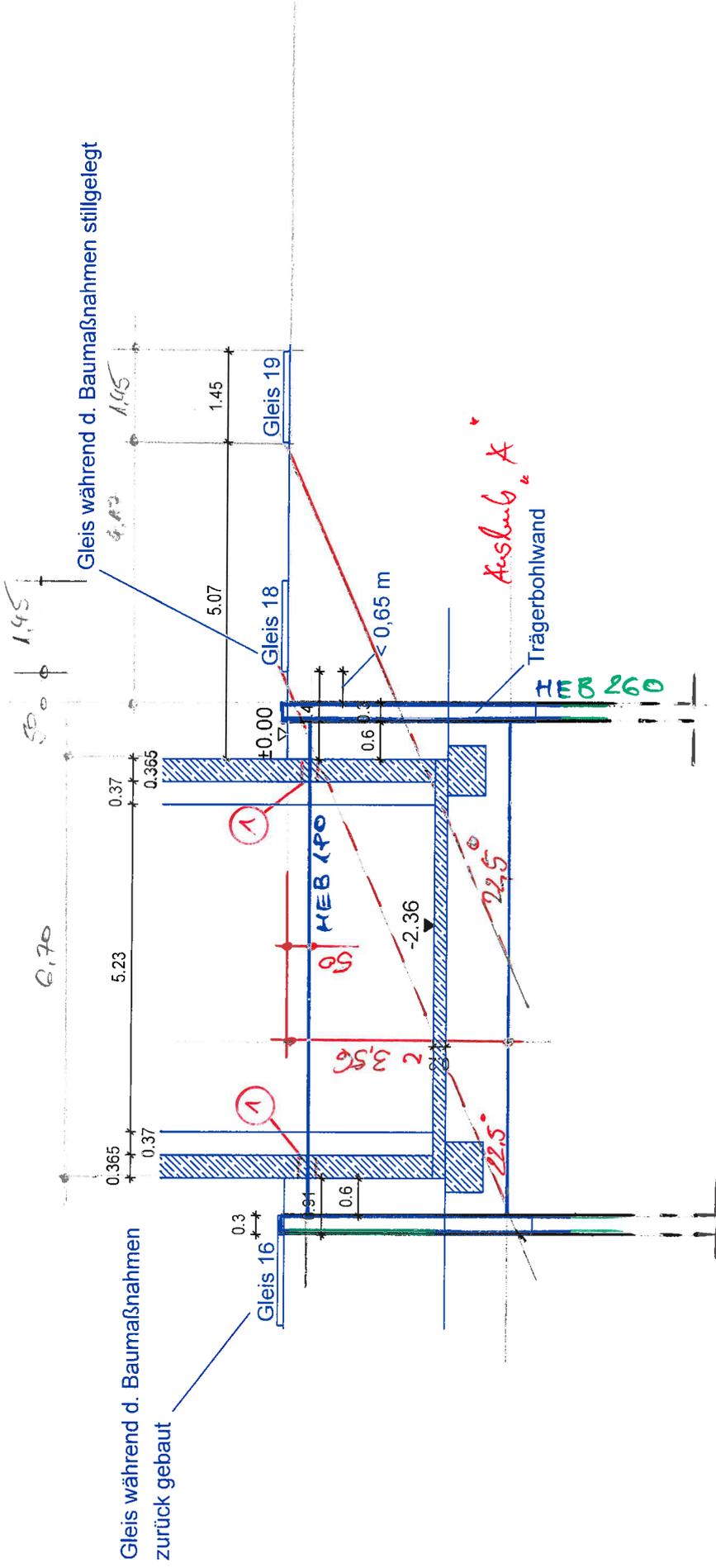
- Stife HE B 150 an jedem Balkenanschluss an Balken - siehe Seite 15!

↳ Futterblech zum Ausfüllen der Balkenanschlussstellen in gleicher Geometrie wie Kopfplatte verwenden!

→ Zum Stifen einbauen sind in den Seitenwänden entsprechende Öffnungen herzustellen!

→ Empfehlung: Anordnung von Bewehrungen $\phi 30$

① Öffnungen zum Einbau der Stiften herstellen
z.B. Kernbohrung $\Phi 360$



Schnitt Radsatzschleißstand Rückbaustatik

BVG - Weissensee

M 1:100

Lastzusammensetzung

- aus ständigen Lasten

• Gleisbett Schaden

$$q_1 \approx 0,18 + 0,25 \times 1,40 \times 25,0 \times \frac{1}{10,75}$$

$$\leq 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Schienen

$$q_2 \approx \left(\frac{5,8}{100} + \frac{13,0}{100} + \frac{8,90}{100} + \frac{6,0}{100} \right) \times 78,5$$

$$\leq 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

↓

$$q' \leq 2,70 + 2 \times 1,02 = 4,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_1 \leq \frac{4,74}{1,45} = 3,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

• Oberflächenverriegelung

$$q_2 \leq 0,20 \times \leq 25,0 = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- aus Verkehrslasten

- Begrenzung der Verkehrslasten neben der Geländeplanung -
 übertragung analog EAB EB 56 $p_1 = 10,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

• aus Straßenbahnverkehr

auf Gleis Nr. 19

- je Drehgestell max. 10t (Leergewicht)

auf $L \approx 1,20 \text{ m}$

$$p_2 = \frac{100}{1,20} = 83,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

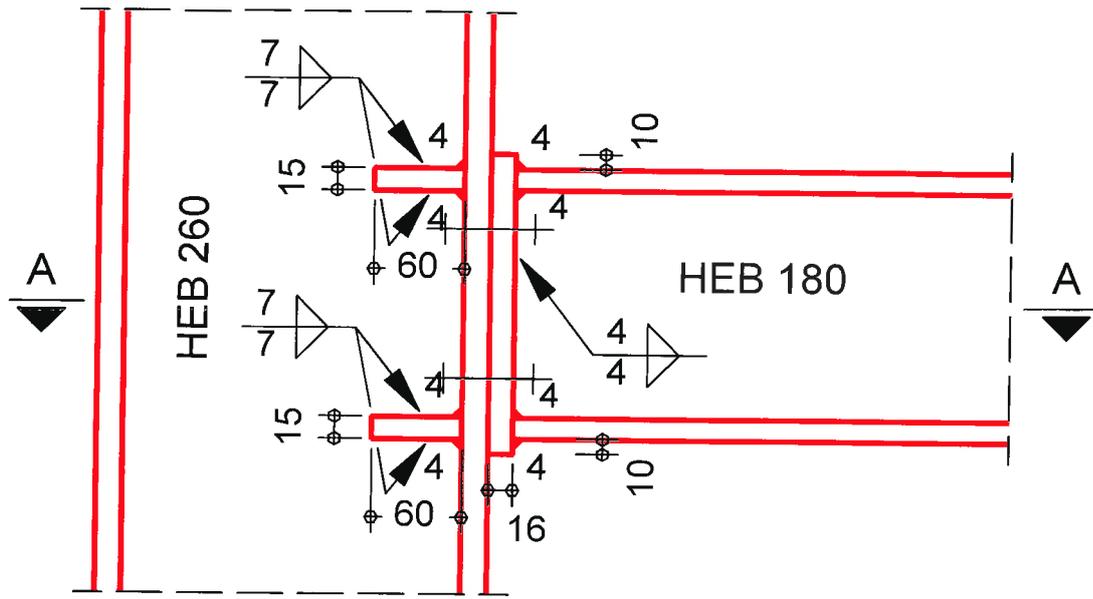
→ ursprünglich an innerer Gleiskante angelegt

- aus ausfrierendem Erdstoff

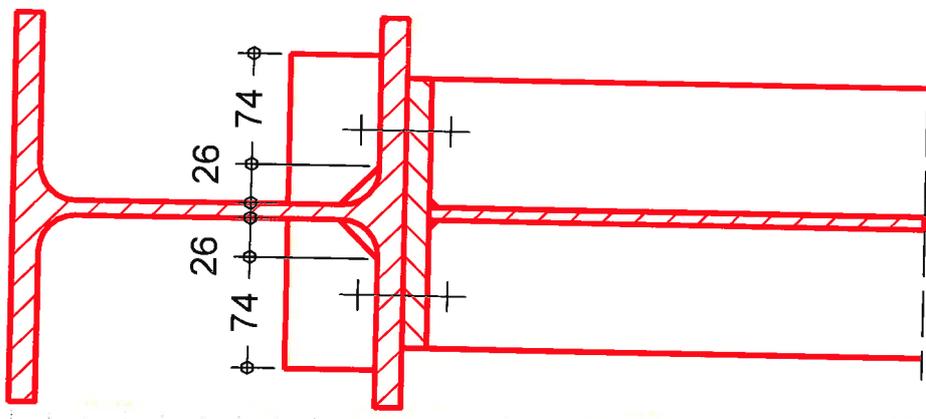
gemäß „Geotechnischer Bericht nach DIN 4020“,
 Seite 13, Tab. 4

$$\frac{\sigma'_k}{\sigma'_k} = 21 / 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

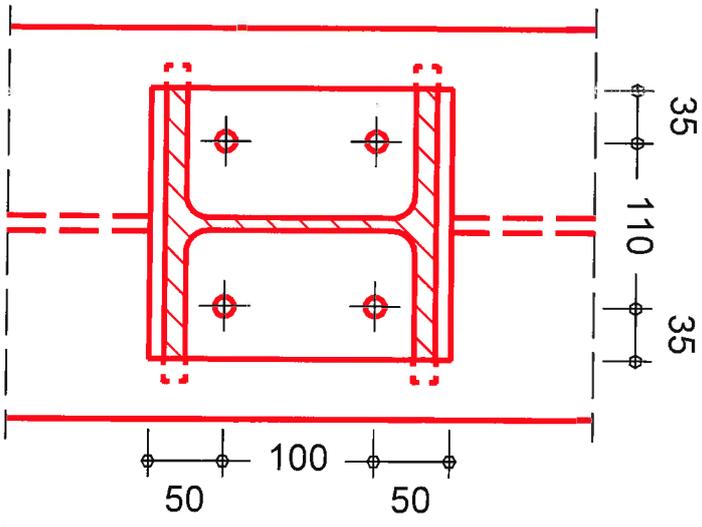
$$\varphi'_k / \varphi'_a / \varphi'_p = 22,5^\circ / 15^\circ / -7,5^\circ$$



Schnitt A-A



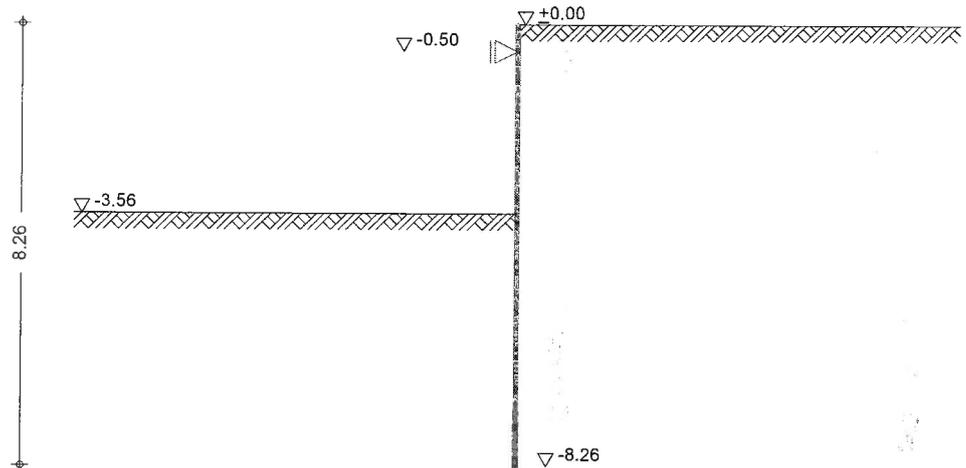
4xM12(4.6)



- Riegel HEB 180 b x h = 180 x 180 mm
- Stiel HEB 260 b x h = 260 x 260 mm
- Rippe Stiel 4 x b x h x t = 100 x 60 x 15 mm, c = 26 mm
- Stirnplatte Riegel b x l x t = 180 x 200 x 16 mm
- Schrauben 4 x SL, FK4.6, M12

Pos. TBW-1-S
Trägerbohlwand rechts, mit Steife
System

M 1:140



Bohlträger gerammt

Achsabstand der Bohlträger

a = 1.75 m

Ausfachung aus Holz

Bauzustände

Name	z [m]	Lagerung [%]	Kommentar
A	3.56	100.00	Endaushub

Baugrund

Gelände erds.

ebenes Gelände

Boden

Schicht	h [m]	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	$C_{a,k}$ [kN/m ²]	$\delta_{a,k}$ [°]	$\delta_{0,k}$ [°]
E1	999.00	21.0	22.5	-	15.0	0.0
		11.0		-	-7.5	0.0

Stützungen

Steife

Name	z [m]
S1	0.50

Einwirkungen

Gk.E

Erddruck infolge Bodeneigenlast

Gk

Ständige Einwirkungen

Qk

Ständig

Ständige Einwirkungen

Verkehr

 Kategorie G - Fahrzeuglast
zwischen 30 kN und 160 kN

Belastungen

Flächenlasten

Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	le [m]	p [kN/m ²]
1	Gk	GLe					5.00
2	Qk	GLe					10.00
3	Gk	BL	0.50		1.45	25.00	3.30

Nr.	EW	Typ	ah [m]	av [m]	s [m]	le [m]	p [kN/m ²]
4	Gk	BL	4.17		1.45	25.00	3.30

GL: erdseitige Gleichlast
 BL : Blocklast

Linienlasten

Nr.	EW	Typ	ah [m]	P v/h [kN/m]
1	QK	LL,v	4.17	83.33

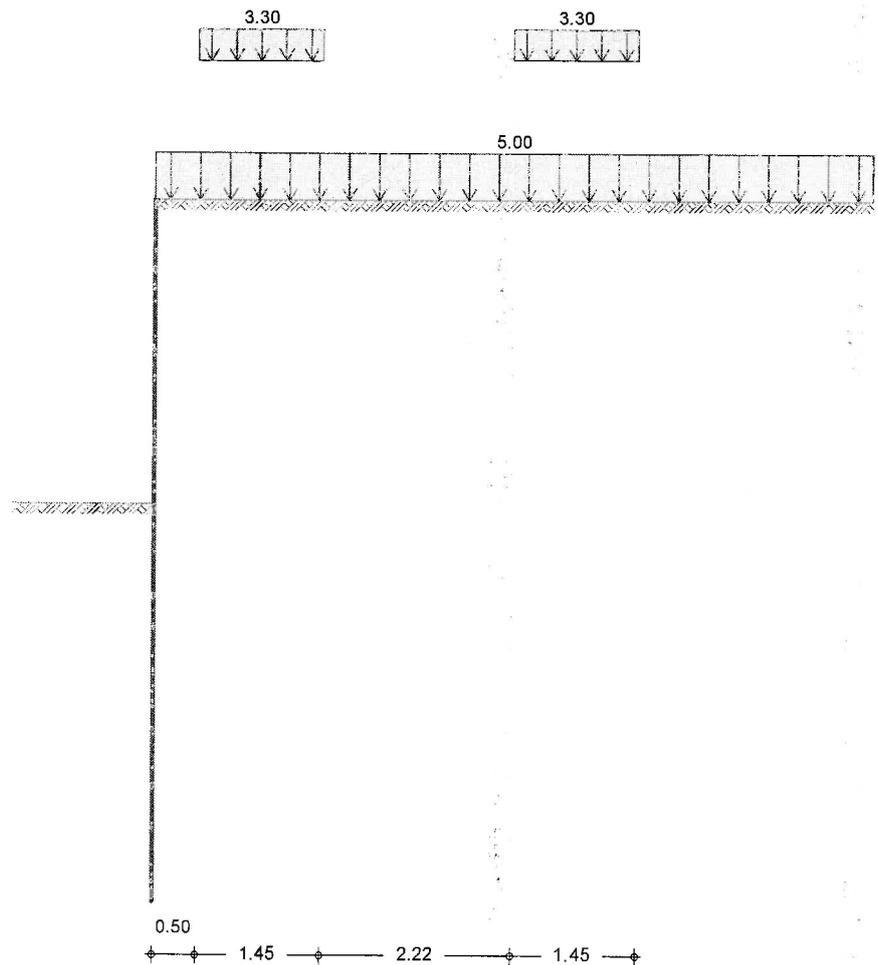
LL,v: vertikale Linienlast

Grafik

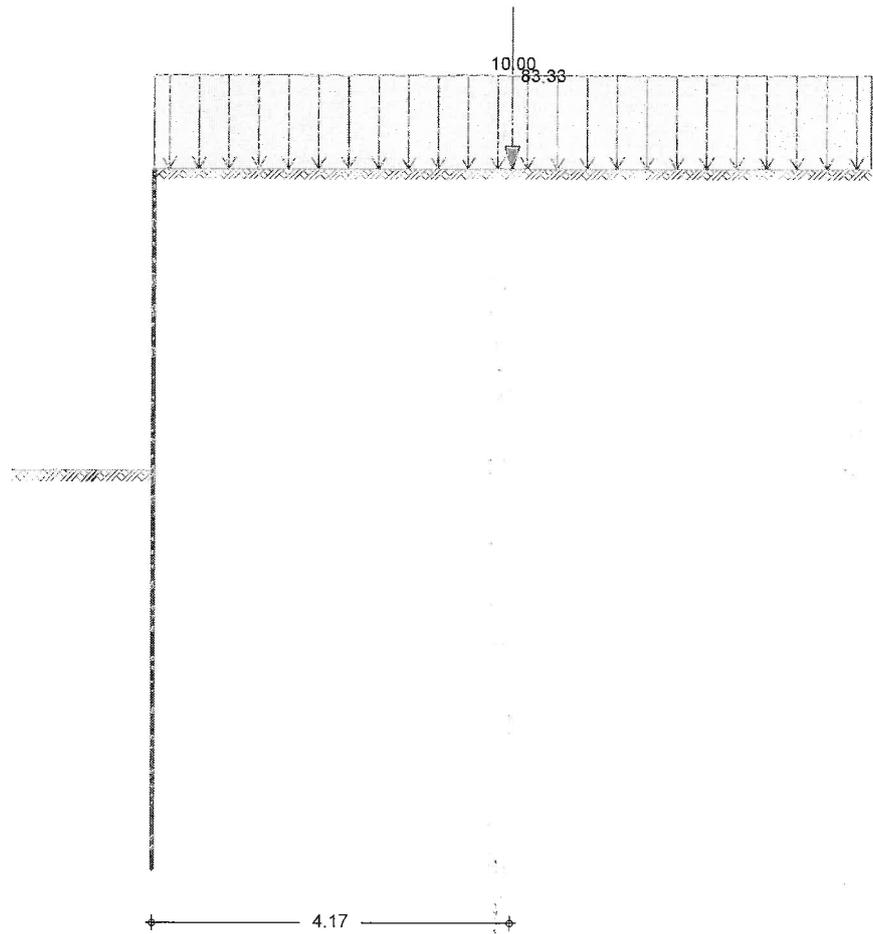
Belastungsgrafiken (Einwirkungsbezogen)

Einwirkung

Gk



Qk



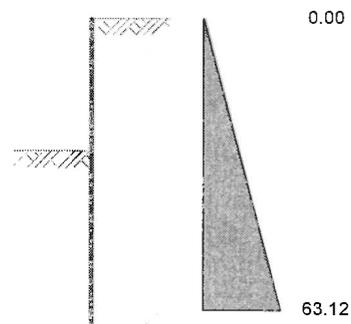
Erddruck

EW Gk.E

M 1:200

Belastender Erddruck (bis 7.83 m)

aktiver Erddruck



Erddruckspannungen

Z [m]	K _{agh} [-]	K _{ach}	K _{aph}	e _{agh} [kN/m ²]	e _{ach}	e _{aph}	Σe _h
0.00	0.384	1.109	0.384	0.0	0.0	0.0	0.00
7.83	0.384	1.109	0.384	63.1	0.0	0.0	63.12

Resultierende
Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.00	0.00
7.83	63.12

aktive Erddruckkraft

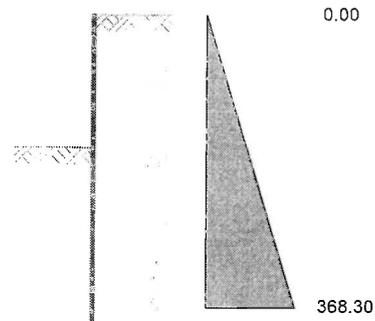
$$E_{a h} = 247.13 \text{ kN/m}$$

$$E_{a v} = 66.22 \text{ kN/m}$$

EW #BodenEc

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

M 1:200



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
0.00	2.240	2.993	2.240	0.0	0.0	0.0	0.00
7.83	2.240	2.993	2.240	368.3	0.0	0.0	368.30

 Resultierende
Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
0.00	0.00
7.83	368.30

Erdwiderstand

$$E_{p ch} = 1441.88 \text{ kN/m}$$

$$E_{p cv} = - \text{ kN/m}$$

Bauzustand: A

Endaushub

Lagerung des wandfußes: im Boden voll eingespannt

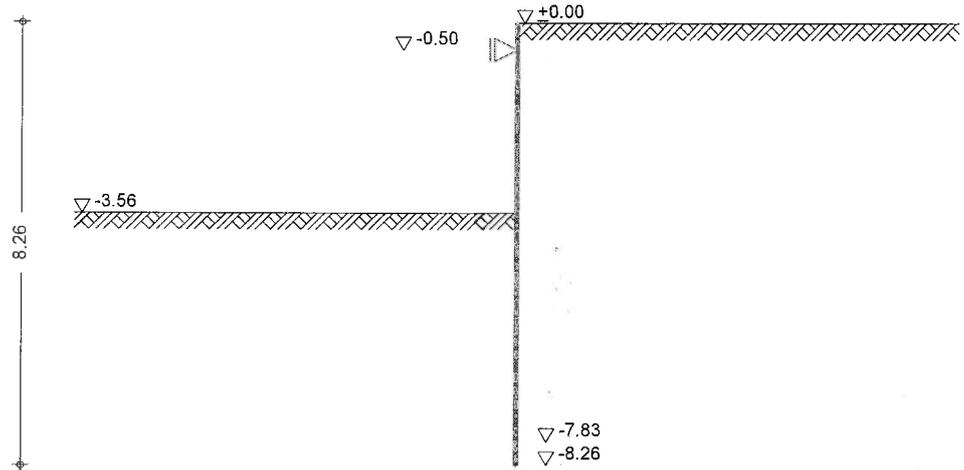
 Aushubniveau $z = 3.56 \text{ m}$

 theoretische Einbindetiefe $t_1 = 4.27 \text{ m}$

 Rammtiefenzuschlag ($0.10 \cdot t_1$) $\Delta t_1 = 0.43 \text{ m}$

 erforderliche Wandtiefe $T_{erf} = 8.26 \text{ m}$

System
M 1:140



Gelände luft.

ebenes Gelände

Abstand OK Gelände-wandkopf

$$z = 3.56 \text{ m}$$

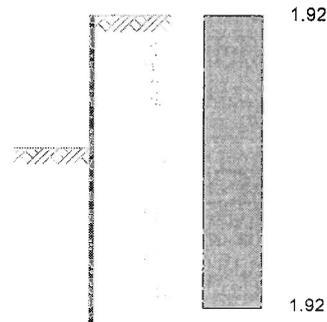
Erddruck

EW Gk

Gleichlast erdseitig

$$p = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

M 1:200



z [m]	$K_{ap h}$ [-]	$e_{ap h}$ [kN/m ²]
0.00	0.3839	1.92
7.83	0.3839	1.92

aktive Erddruckkraft

$$E_{a h} = 15.03 \text{ kN/m}$$

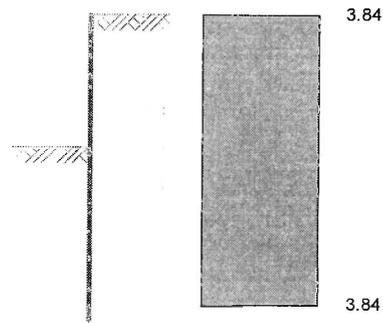
$$E_{a v} = 4.03 \text{ kN/m}$$

EW Qk

Gleichlast erdseitig

$$p = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

M 1:200



Z [m]	$K_{a\phi h}$ [-]	$e_{a\phi h}$ [kN/m ²]
0.00	0.3839	3.84
7.83	0.3839	3.84

aktive Erddruckkraft

$$E_{a h} = 30.06 \text{ kN/m}$$

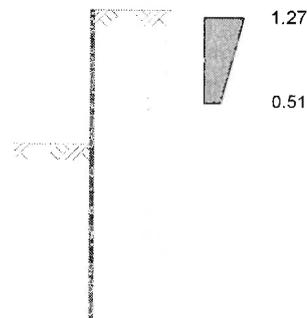
$$E_{a v} = 8.05 \text{ kN/m}$$

EW Gk

Blocklast

$$v_e = 3.30 \text{ kN/m}^2$$

M 1:200



z_{ϕ} [m]	z_{θ} [m]	θ [°]	$K_{a\phi h}$ [-]	$e_{a\phi h, o}$ [kN/m ²]	$e_{a\phi h, u}$ [kN/m ²]
0.21	2.45	51.51	0.4828	1.27	0.51

aktive Erddruckkraft

$$E_{a h} = 2.00 \text{ kN/m}$$

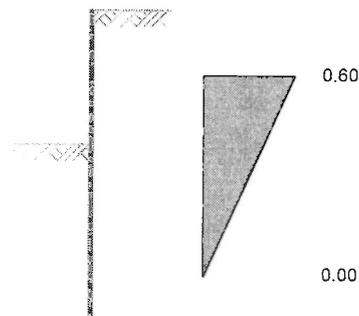
$$E_{a v} = 0.54 \text{ kN/m}$$

EW Gk

Blocklast

$$v_e = 3.30 \text{ kN/m}^2$$

M 1:200



$Z\varphi$ [m]	$Z\vartheta$ [m]	ϑ [°]	K_{avh} [-]	$e_{aph,o}$ [kN/m ²]	$e_{aph,u}$ [kN/m ²]
1.73	7.07	51.51	0.4828	0.60	0.00

aktive Erddruckkraft

$$E_{ah} = 1.59 \text{ kN/m}$$

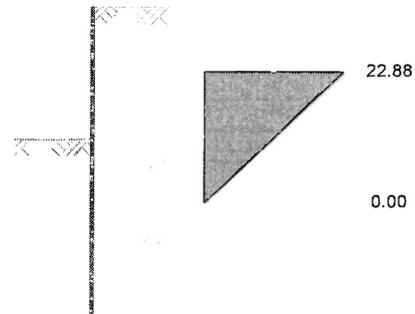
$$E_{av} = 0.43 \text{ kN/m}$$

EW Qk

Vert. Linienlast

$$v_e = 83.33 \text{ kN/m}$$

M 1:200



$Z\varphi$ [m]	$Z\vartheta$ [m]	ϑ [°]	K_{avh} [-]	$e_{aph,o}$ [kN/m ²]	$e_{aph,u}$ [kN/m ²]
1.73	5.24	51.51	0.4828	22.88	0.00

aktive Erddruckkraft

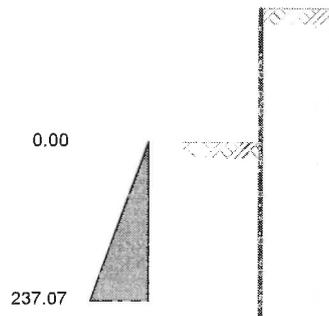
$$E_{ah} = 40.23 \text{ kN/m}$$

$$E_{av} = 10.78 \text{ kN/m}$$

EW #BodenL

passiver Erddruck

M 1:200



Erddruckspannungen

Z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m ²]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
3.56	2.644	3.490	2.612	0.0	0.0	0.0	0.00
7.83	2.644	3.490	2.612	237.1	0.0	0.0	237.07

 Resultierende
Erddruckspannungen

Z [m]	Σe_h [kN/m ²]
3.56	0.00
7.83	237.07

Erdwiderstand

$$E_{ph} = 506.15 \text{ kN/m}$$

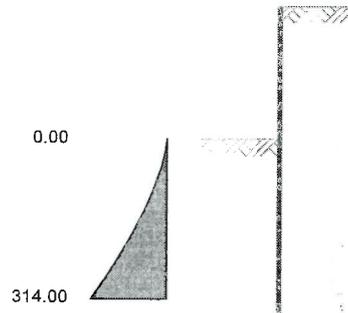
$$E_{pv} = -66.64 \text{ kN/m}$$

EW #BodenL

 räumlicher Erdwiderstand
 Länge der Belastungsfläche
 Höhe der Belastungsfläche
 Abstand der Systemachsen

 $l = 0.26 \text{ m}$
 $h = 4.27 \text{ m}$
 $a = 1.75 \text{ m}$

M 1:200



Erddruckspannungen e_{rph}	Z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
	3.56	2.644	3.490	2.612	0.0	0.0	0.0	0.00
	7.83	2.644	3.490	2.612	314.0	0.0	0.0	314.00

Erddruckspannungen $e_{I_p}^I$	Z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
	3.56	2.240	2.993	2.240	0.0	0.0	0.0	0.00
	7.83	2.240	2.993	2.240	299.3	0.0	0.0	299.26

Erddruckspannungen $e_{I_p}^{II}$	Z [m]	K_{pgh} [-]	K_{pch}	K_{pph}	e_{pgh} [kN/m]	e_{pch}	e_{pph}	Σe_h
	3.56	2.644	3.490	2.612	0.0	0.0	0.0	0.00
	7.83	2.644	3.490	2.612	61.6	0.0	0.0	61.64

Resultierende Erddruckspannungen	Z [m]	e_{rph} [kN/m]	$e_{I_p}^I$ [kN/m]	$e_{I_p}^{II}$ [kN/m]	e_{durchg_p} [kN/m]	e_{mass_g} [kN/m]
	3.56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	7.83	314.0	299.3	61.6	360.9	314.0

räumlicher Erdwiderstand

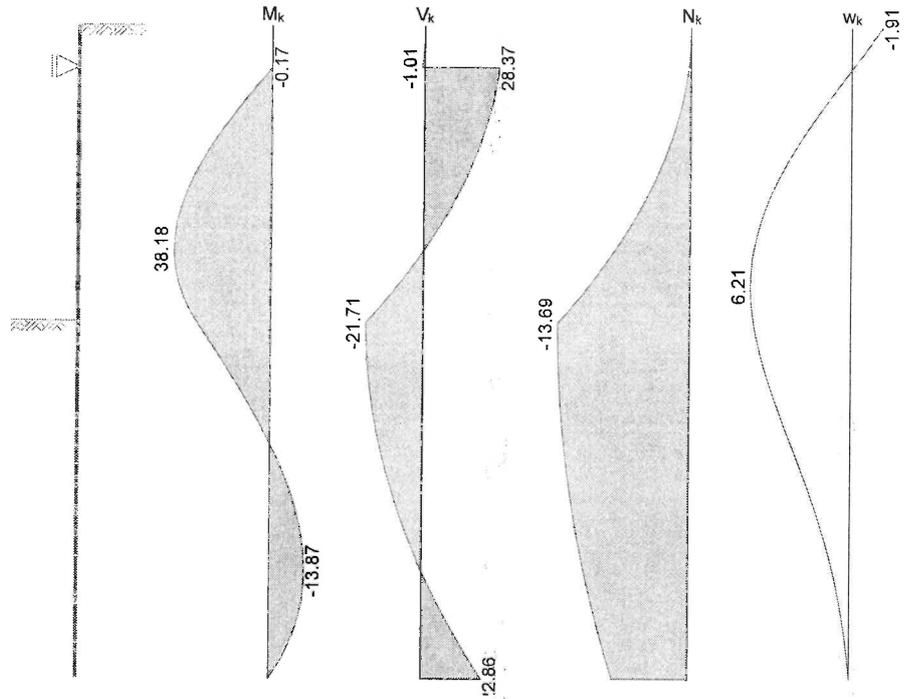
$E_{ph} = 536.37$	kN
$E_{pv} = -70.61$	kN

Char. Auflagerkr.

Einwirkung	B [kN/m]	C [kN/m]	S1 [kN/m]
Gk.E	44.58	-22.86	29.37
Gk	5.69	-2.95	7.00
Qk	37.97	-19.59	26.30

Char. Schnittgrößen
Bohlträger

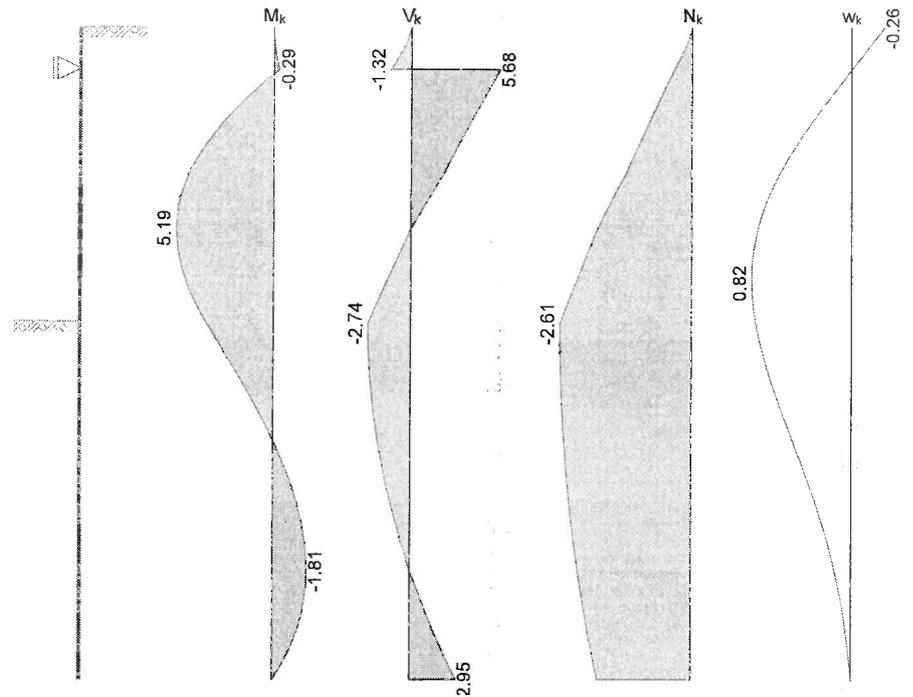
Einwirkung Gk.E
M 1:90



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	-1.91
0.50	-0.17	28.37	-0.27	0.00
2.70	38.18	0.00	-7.87	6.03
3.10	36.28	-9.49	-10.41	6.21
3.56	29.26	-21.71	-13.69	6.01
6.54	-13.87	0.00	-10.83	1.04

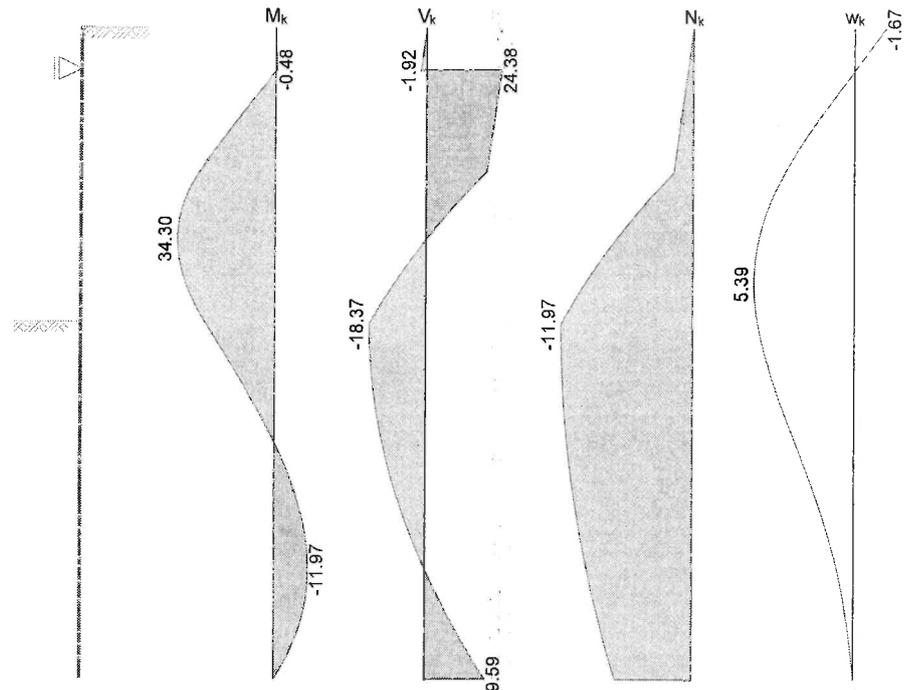
Einwirkung Gk
M 1:90



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	-0.26
0.50	-0.29	5.68	-0.35	0.00
2.42	5.19	0.00	-1.88	0.77
3.08	4.65	-1.60	-2.31	0.82
3.56	3.60	-2.74	-2.61	0.79
6.52	-1.81	0.00	-2.25	0.14

Einwirkung Qk
M 1:90

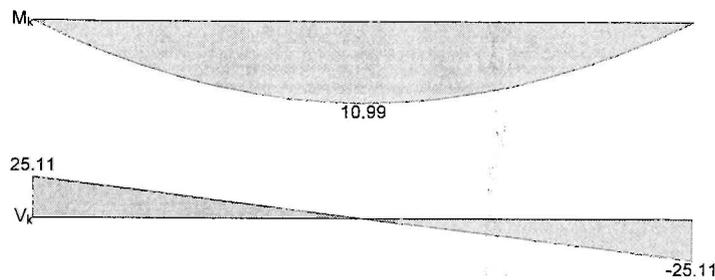


Einwirkung Qk

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	-1.67
0.50	-0.48	24.38	-0.51	0.00
2.54	34.30	0.00	-7.05	5.14
3.07	31.53	-10.28	-9.80	5.39
3.56	24.41	-18.37	-11.97	5.19
6.53	-11.97	0.00	-9.55	0.90

Ausfachung
Einwirkung Gk.E
M 1:20

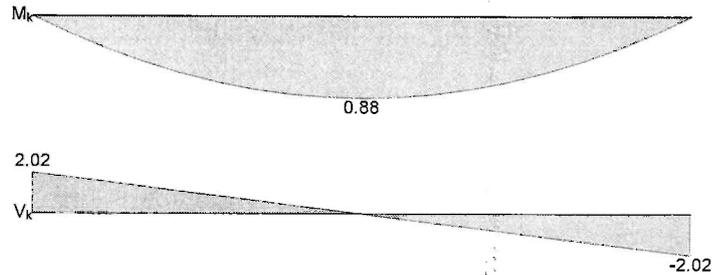
Ansatz des Erddrucks als Gleichlast



Einwirkung Gk.E

X [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	0.00	25.11	0.00
0.88	10.99	0.00	6.69
1.75	0.00	-25.11	0.00

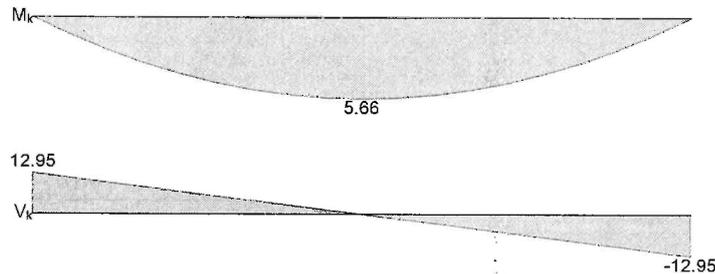
Einwirkung Gk
M 1:20



Einwirkung Gk

x [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	0.00	2.02	0.00
0.88	0.88	0.00	0.54
1.75	0.00	-2.02	0.00

Einwirkung Qk
M 1:20



Einwirkung Qk

x [m]	M _k [kNm/m]	V _k [kN/m]	W _k [mm]
0.00	0.00	12.95	0.00
0.88	5.66	0.00	3.45
1.75	0.00	-12.95	0.00

Kombinationen

GZ 1B: Grenzzustand Versagen von Bauwerken

Ek Typ $\Sigma (\gamma * EW)$

2 LF 2 1.20*Gk.E+1.20*Gk+1.30*Qk

GZ 1C: Grenzzustand Verlust Gesamtsicherheit

Ek Typ $\Sigma (\gamma * EW)$

2 LF 2 1.00*Gk.E+1.00*Gk+1.20*Qk

Charakteristische Kombinationen

Ek Typ $\Sigma (\gamma * EW)$

2 CK 1.00*Gk.E+1.00*Gk+1.00*Qk

Kombinationen nach DIN 1055-100

Ek Typ $\Sigma (\gamma * \psi * EW)$

2 GK 1.35*Gk.E+1.35*Gk+1.50*Qk

Bem.-schnittgrößen

Bohlträger

DIN 1055-100: Ek 2	z [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]	N _d [kN/m]
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.50	-1.34	82.54	-1.61
	2.58	109.71	1.74	-23.26
	3.56	80.97	-60.56	-39.96
	6.54	-39.13	0.23	-31.95

Ausfachung

DIN 1055-100: Ek 2	x [m]	M _d [kNm/m]	V _d [kN/m]
	0.00	0.00	56.05
	0.88	24.52	0.00
	1.75	0.00	-56.05

Nachweise (GZT)

Erdwiderlager

Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers nach EAB EB 80

Maßgebende Kombination (GZ 1B) Ek2

Lastfall LF2

TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{Ep} = 1.30$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 191.93$ kN

Horizontalkomp. Erdwiderst. $E_{ph,d} = 412.59$ kN

$B_{h,d} \leq E_{ph,d}$ 191.93 ≤ 412.59

Horizontalkräfte

Nachweis des Gleichgewichts der Horizontalkräfte nach EAB EB 15

Maßgebende Kombination (GZ 1B) Ek2

Lastfall LF2

TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{Ep} = 1.30$

Horizontalkomp. Auflagerkraft $B_{h,d} = 109.67$ kN/m

vernachlässigter Erddruck $\Delta E_{ah,d} = 279.22$ kN/m

Horizontalkomp. Erdwiderstand $E_{ph,d} = 389.35$ kN/m

$B_{h,d} + \Delta E_{ah,d} \leq E_{ph,d}$ 388.89 ≤ 389.35

Ersatzkraft C

Genauer Nachweis der Ersatzkraft C nach EAB EB 26

Maßgebende Kombination (GZ 1B) Ek2

Lastfall LF2

TS-Beiwert Erdwiderstand $\gamma_{Ep} = 1.30$

Einbindetiefenzuschlag $\Delta t = 0.10 * t = 0.43$ m

Ersatzkraft C $C_{h,d} = 56.45$ kN/m

Erdwiderstand $E_{phC,d} = 241.94$ kN/m

$C_{h,d} \leq E_{phC,d}$ 56.45 ≤ 241.94

Vertikalkraft

Nachweis der Vertikalkomponente des Erdwiderstands nach EAB EB 9

Maßgebende Kombination (charakteristisch) Ek2

Vertikalkomp. Auflagerkraft $B_{v,k} = 11.62$ kN/m

Eigengewicht der wand $G_k = 5.39$ kN/m

Vertikalkomp. Erddruck $E_{a v,k} = 28.27$ kN/m

$V_k = 33.66$ kN/m

$B_{v,k} \leq V_k$ 11.62 ≤ 33.66

Versinken

Nachweis gegen Versinken des Bauteils nach EAB EB 84

Maßgebende Kombination (GZ 1B) Ek2

Lastfall LF2

TS-Beiwert Pfahldruckwiderstand $\gamma_P = 1.40$

tatsächliche Einbindetiefe $t = 4.69$ m

Eigengewicht der wand $G_d = 11.31$ kN

Vertikalkomp. Erddruck $E_{a v,d} = 61.46$ kN

$V_d = 72.76$ kN

Widerstände auf Grundlage von Erfahrungswerten

Mantelreibung $q_{s,k} = 60.00$ kN/m²

Mantelfläche $A_s = 5.82$ m²

Spitzenwiderstand $q_{b,k} = 1102.80$ kN/m²

wirksame Aufstandsfläche $A_b = 0.07$ m²

Gesamtwiderstand $R_d = 302.49$ kN

$V_d \leq R_d$ 72.76 ≤ 302.49

Geländebruch

nach DIN 4084 (11/02), GZ 1C

Lamellenverfahren mit kreisförmiger Gleitlinie

Anzahl untersuchter Gleitkreise $n = 94$ -

maßgeb. Gleitkreismittelpunkt $x = -1.00$ m

$z = 0.50$ m

Halbmesser $r = 8.81$ m

TS-Beiwerte

maßgebende Kombination Ek 2, Lastfall LF 2

ständige Einwirkungen $\gamma_G = 1.00$ -

veränderliche Einwirkungen $\gamma_Q = 1.20$ -

Reibungsbeiwert des Bodens $\gamma_\phi = 1.15$ -

Kohäsion des Bodens $\gamma_c = 1.15$ -

Lamellenwerte

Nr.	x [m]	z [m]	b [m]	θ [°]	ϕ_d [°]	C_d [kN/m ²]
1	-4.41	-7.56	1.76	-22.9	19.8	0.0
2	-2.64	-8.11	1.76	-10.8	19.8	0.0
3	-0.88	-8.26	1.76	0.8	19.8	0.0
4	0.78	-8.09	1.56	11.7	19.8	0.0
5	2.34	-7.61	1.56	22.4	19.8	0.0
6	3.90	-6.76	1.56	34.0	19.8	0.0
7	5.45	-5.38	1.56	47.7	19.8	0.0
8	7.01	-2.26	1.56	71.0	19.8	0.0

Lasten	Nr.	G _d [kN/m]	P _{v, d} [kN/m]	(G+P)*sinθ [kN/m]	T [kN/m]
Tangentialkräfte	1	148.26	0.00	-57.71	63.88
	2	168.29	0.00	-31.59	64.41
	3	174.09	0.00	2.35	62.52
	4	264.73	11.29	55.99	97.12
	5	248.95	27.79	105.37	98.88
	6	221.24	128.16	195.37	132.26
	7	176.04	29.61	152.05	88.68
	8	74.02	26.50	95.03	67.94
	Σ			516.86	675.71

Momente aus Einwirkungen infolge Eigen- und Auflasten $M(G_i) = 4551.97$ kNm/m
 $E_M = 4551.97$ kNm/m

Momente aus Widerständen infolge Tangentialkräfte $M(T_i) = 5950.95$ kNm/m
 infolge Erdwiderstand $M(E_p) = 1477.79$ kNm/m
 infolge horiz. Steifenkräfte $M(Sh) = 62.68$ kNm/m
 $R_M = 7491.41$ kNm/m

Ausnutzung $\mu = 4551.97 / 7491.41 = 0.61 \leq 1.0$

Bemessung (GZT) gem. DIN 18800-1(11/1990)
 Berechnungsverfahren: Elastisch - Elastisch

Baustoff Stahlsorte S 235
 Streckgrenze $f_{y, k} = 240.00$ N/mm²
 Grenznormalspannung $\sigma_{R, d} = 218.18$ N/mm²
 Grenzs Schubspannung $\tau_{R, d} = 125.97$ N/mm²
 Elastizitätsmodul $E_s = 210000$ N/mm²

gewähltes Profil: HEB 260
 vorh. $W_y = 1150.0$ cm³ vorh. $I_y = 14920.0$ cm⁴

Spannungen	Ek	Z [m]	σ [N/mm ²]	τ [N/mm ²]	σ_v [N/mm ²]
	2	2.68	170.44	-	-
	2	0.50	-	62.06	-
	2	2.68	170.44	0.80	170.45

Normalspannung $\sigma / \sigma_{R, d} = 170.44 / 218.18 = 0.78 \leq 1.00$
 Schubspannung $\tau / \tau_{R, d} = 62.06 / 125.97 = 0.49 \leq 1.00$
 Vergleichsspannung $\sigma_v / \sigma_{R, d} = 170.45 / 218.18 = 0.78 \leq 1.00$

Ausfachung gem. DIN 1052 (12/08) und EAB EB 88
 Ansatz des Erddrucks als Gleichlast

Baustoff Nadelholz C24
 char. Biegefestigkeit $f_{m, k} = 24.00$ N/mm²
 char. Schubfestigkeit $f_{v, k} = 2.00$ N/mm²

gewählt Querschnittshöhe Bohlen $h = 10.0$ cm
 $W_y = 1666.7$ cm³/m

Biegespannung	Ek	x [m]	k_{mod} [-]	M_d [kNm]	σ_d [N/mm ²]	$f_{m, d}$ [N/mm ²]	μ [-]
DIN 1052, 10.2.6	2	0.88	1.00	24.52	14.71	18.46	0.80

Schubspannung	Ek	x [m]	k_{mod} [-]	V_d [kN]	τ_d [N/mm ²]	$f_{v, d}$ [N/mm ²]	μ [-]
DIN 1052, 10.2.9	2	1.75	1.00	-56.05	0.84	1.54	0.55

Nachweis wandtiefe

Nachweis der vorhandenen wandtiefe

Wandtiefe erf.	Terf =	8.26	m
Wandtiefe vorh.	Tvorh =	8.25	m

Terf ≤ Tvorh	8.26	>	8.25
--------------	------	---	------

**** FEHLER ****

Zusammenfassung

 Die vorh. wandtiefe ist nicht ausreichend
 Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis

		η
		[-]
Erdwiderlager	OK	0.47
Horizontalkräfte	OK	1.00
Ersatzkraft C	OK	0.23
Vertikalkraft	OK	0.35
Versinken	OK	0.24
Geländebruch	OK	0.61
Bohlträger	OK	0.78
Ausfachung	OK	0.80
wandtiefe	OK	1.00

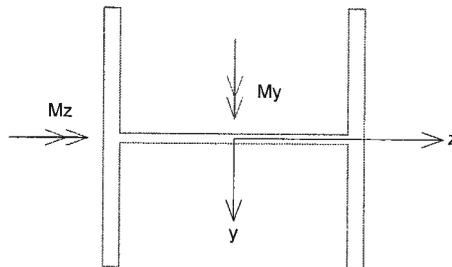
Pos. ST-12
Stahlstiefe

- aus Pos. TBW-1-S, Aufl. S1: $G_{k,E} + G_k = 36,37 \text{ kN/m}$
 $Q_k = 26,3 \text{ kN/m}$

- für Abstand 1,75m: $G/P = 63,7/46,0 \text{ KN}$

System

Pendelstütze
 Stablänge $l = 7.90 \text{ m}$
 Knicklängen $L_{cr,y} = 7.90 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 7.90 \text{ m}$
 $L_{cr,LT} = 7.90 \text{ m}$
 System ist unverschieblich in z- und y-Richtung


Einwirkungen

	Ständige Einwirkungen	
Gk	Kategorie A - Wohn- und Aufenthaltsräume	
Qk.N		
Qk.W	* windlasten	LG 98
	Qk.W (min/max werte)	
	* Qk.W.000 Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$	
	* Qk.W.090 Anströmrichtung $\theta = 90^\circ$	
	* Qk.W.180 Anströmrichtung $\theta = 180^\circ$	
	* Qk.W.270 Anströmrichtung $\theta = 270^\circ$	
Qk.S	* Schnee- und Eislasten für Orte bis NN + 1000 m	LG 99
	Qk.S (min/max werte)	
	* Qk.S.A Fall (i)	
	* Qk.S.B Fall (ii)	
	* Qk.S.C Fall (iii)	
	* Qk.S.D Fall (i) + Überhang	

* Der Einwirkung wurden keine Lasten zugeordnet.

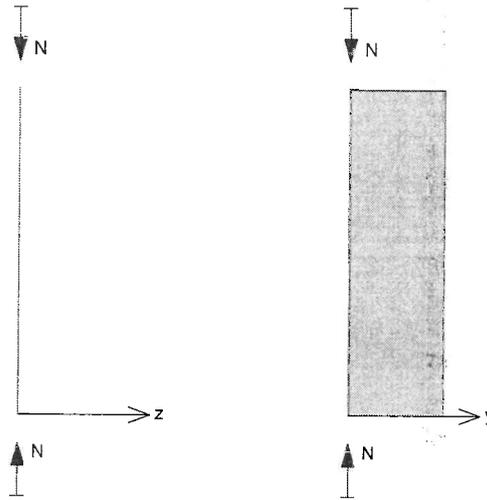
Erläuterungen

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

Belastungen

Einw. Gk

M 1:180



Vertikalkraft

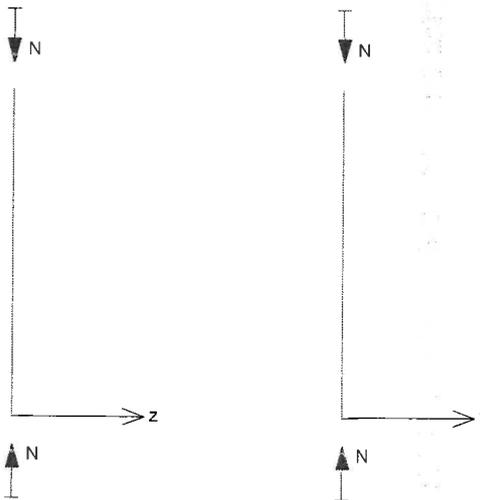
Fx [kN]
63.70

Gleichlasten

qz [kN/m] qy [kN/m]
0.00 1.05

Einw. Qk.N

M 1:180



Vertikalkraft

Fx [kN]
46.00

Kombinationen

Nr.	Kombinationstyp	x [m]	Einw.Nr. (Beiwert)
1	ext N, ext Mz	3.95	1 (1.35) 2 (1.50)
2	ext N, ext Vy	0.00	1 (1.35) 2 (1.50)
3	ext Mz	3.95	1 (1.35)
4	ext Vy	0.00	1 (1.35)

Nr.	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Mz [kNm]	Vy [kN]
1	155.00	0.00	0.00	-11.06	0.00
2	155.00	0.00	0.00	0.00	5.60
3	86.00	0.00	0.00	-11.06	0.00
4	86.00	0.00	0.00	0.00	5.60

Charakteristische Auflagerkräfte

EW	A [kN]	My [kNm]	Vz [kN]	Mz [kNm]	Vy [kN]
1	63.70	0.00	0.00	0.00	4.15
2	46.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Bemessung (GZT)

gemäß DIN EN 1993-1-1:2010-12

Berechnungsverfahren

Elastisch - Elastisch

Profilstahl S 235

Streckgrenze

 $f_{y,k} = 235.0$ N/mm²

Grenznormalspannung

 $\sigma_{R,d} = 235.0$ N/mm²

Grenzs Schubspannung

 $\tau_{R,d} = 135.7$ N/mm²

Elastizitätsmodul

 $E = 210000$ N/mm²

gewählt

Profil HEB 180

Profilwerte

Querschnittsfläche

 $A = 65.3$ cm²

Stabgewicht

 $G = 4.0$ kN

 $I_y = 3830.0$ cm⁴
 $I_z = 1360.0$ cm⁴
 $W_y = 426.0$ cm³
 $W_z = 151.0$ cm³
 $i_y = 7.7$ cm

 $i_z = 4.6$ cm

 $\lambda_y = 103.1$ -

 $\lambda_z = 172.9$ -

Spannungen

Nachweise gemäß DIN EN 1993-1-1:2010-12, 6.2.1 (5)

Kombinationen

Nachweis	x [m]	Einw.Nr.	(Beiwert)
vorh(c/t)/grenz(c/t)	0.00	1 (1.35)	2 (1.50)
Normalspannung	3.95	1 (1.35)	2 (1.50)
Schubspannung	0.00	1 (1.35)	2 (1.50)
Vergleichsspannung	3.95	1 (1.35)	2 (1.50)

 $\text{vorh}(c/t)/\text{grenz}(c/t) \quad 5.1 / 14.0 = 0.361 \leq 1$
 $\text{Normalspannung} \quad 97.0 / 235.0 = 0.413 \leq 1$
 $\text{Schubspannung} \quad 1.7 / 135.7 = 0.012 \leq 1$
 $\text{Vergleichsspannung} \quad 97.0 / 235.0 = 0.413 \leq 1$

Stabilität

gemäß DIN EN 1993-1-1:2010-12, 6.3.1 und 6.3.3

Kombinationen

Nachweis	Einw.Nr.	(Beiwert)
Stabilität um y-Achse	1 (1.35)	2 (1.50)
Stabilität um z-Achse	1 (1.35)	2 (1.50)

 $N_{Ed} = 155.00$ kN

 $N_{p1,Rd} = 1534.55$ kN

 $M_{z,Ed} = 11.06$ kNm

 $M_{p1z,Rd} = 54.29$ kNm

 $\chi_y = 0.536$
 $\chi_z = 0.226$
 $k_{yz} = 0.96$
 $k_{zz} = 1.60$

(6.61)

 $0.2072 + 0.2157$
 $= 0.423 \leq 1$

(6.62)

 $0.4918 + 0.3594$
 $= 0.851 \leq 1$

Zusammenfassung

Zusammenfassung der Nachweise

Nachweise (GZT)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nachweis

	x [m]		η [-]
Nachweis E-E	3.95	OK	0.41
Stabilität		OK	0.85

Pos. A-1
Stahl-Rahmenknoten, geschraubt

- aus Pos. St-12.

$$N_d = 1,35 \times 63,7 + 1,50 \times 46,0 = 155,0 \text{ kN}$$

System

Biegesteife Riegel-Stiel-Verbindung

Knotentyp: T-Rahmenknoten

 Der Riegel ist seitlich an den Stiel angeschlossen
 Die Verbindung wird geschraubt ausgeführt.

Riegel

Profil	h [mm]	b [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]
HEB 180	180	180	8.5	14.0	15.0

Stiel

Profil	h [mm]	b [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]
HEB 260	260	260	10.0	17.5	24.0

Einwirkungen

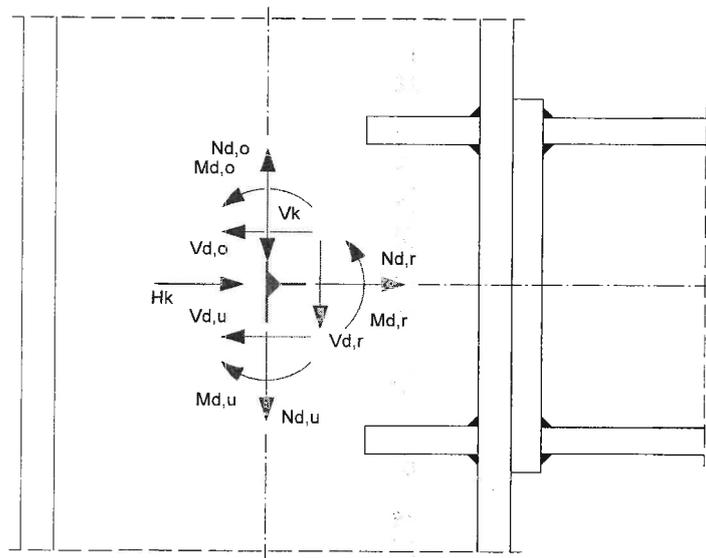
Kombinationen

ED1

 Bemessungslast
 Lasten aus Grundkomb.

Belastungen

Schnittgrößen gelten für den ideellen Knotenpunkt.



Last		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	V _k [kN]	H _k [kN]
1	ED1					
	rechts	-155.00		4.15		
	oben	4.15		155.00		

Bemessung (GZT)

gemäß DIN EN 1993-1-1 und DIN EN 1993-1-8

Profilstahl S 235

Streckgrenze

$$f_y = 235.0 \text{ N/mm}^2$$

Grenznormalspannung

$$\sigma_{Rd} = 235.0 \text{ N/mm}^2$$

Grenzs Schubspannung

$$\tau_{Rd} = 135.7 \text{ N/mm}^2$$

Grenzsweißnahtspannung

$$\sigma_{w,Rd} = 207.8 \text{ N/mm}^2$$

Art der Schraubenverbindung

Kategorie A

Schraubenart

rohe Schrauben

Festigkeitsklasse

4.6

Schraubengröße

M 12

Lochdurchmesser

$$d_0 = 13 \text{ mm}$$

Scheibendurchmesser

$$D = 24 \text{ mm}$$

Grenzabscherkraft

$$F_{V,Rd} = 21.7 \text{ kN}$$

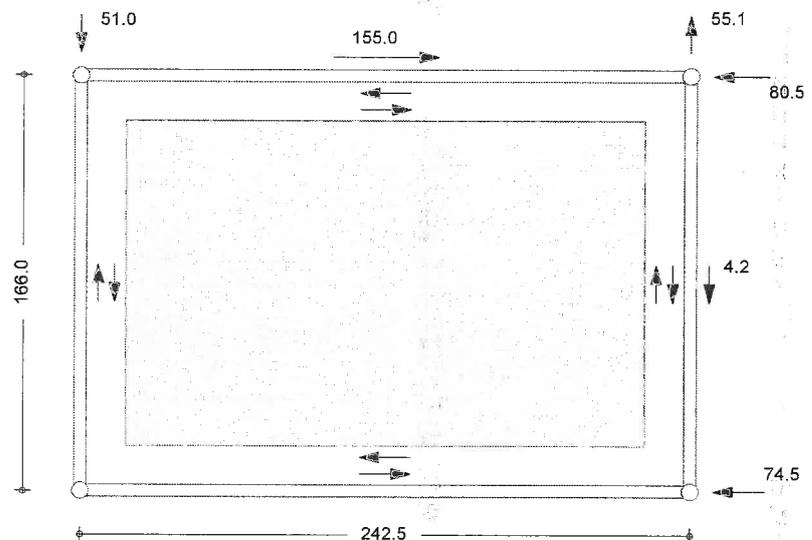
Grenzzugkraft

$$F_{T,Rd} = 24.3 \text{ kN}$$

Eckfeld

Nachweis wird gemäß Fachwerkanalogie durchgeführt.

Berechnungsmodell: Bemessungslast 1



Anschnittmomente

im Riegel	$0.0 + 4.2 * 0.121 =$	0.5	kNm
im Stiel ob	$-0.0 + 155.0 * 0.083 =$	12.9	kNm
im Stiel un	$0.0 + 0.0 * 0.083 =$	-0.0	kNm

maßg. Schubkräfte

Bemessungslast 1

oben, unten	$T_o = T_u =$	74.5	kN
links, rechts	$T_l = T_r =$	51.0	kN

Schubfluss

im Stielsteg	$\tau_s =$	307.1	N/mm
--------------	------------	--------------	-------------

Schubspannung

im Stielsteg	$30.7 / 135.7 =$	0.23	<= 1
--------------	------------------	-------------	----------------

maßg. Rippenkräfte

Stab	Rippenlage	F_o [kN]	F_u [kN]	F_l [kN]	F_r [kN]	BL
Stiel	oben			0.0	-80.5	1
Stiel	unten			-0.0	-74.5	1

Rippen des Stiels oben	Rippe	t [mm]	b [mm]	h [mm]	c [mm]	a _{f1} [mm]	a _{fr} [mm]	a _{w,w} [mm]
	1,2	15	100	60	26		4	6

Kräfte je Rippe	Rippe	F ₁ [kN]	F ₂ [kN]	e ₁ [mm]	e ₂ [mm]
	1,2	28.4	36.7	63.0	48.7

Spannungen	Rippe	σ _{vd,1} [N/mm ²]	σ _{vd,2} [N/mm ²]	σ _{vwd,1} [N/mm ²]	σ _{vwd,2} [N/mm ²]
	1,2	62.8	173.3	78.4	193.0

Spannungsnachweis	Rippen 1,2	Flanschnähte rechts	Stegnähte		
				173.3 / 235.0 =	0.74 ≤ 1
				78.4 / 207.8 =	0.38 ≤ 1
				193.0 / 207.8 =	0.93 ≤ 1

Rippen des Stiels unten	Rippe	t [mm]	b [mm]	h [mm]	c [mm]	a _{f1} [mm]	a _{fr} [mm]	a _{w,w} [mm]
	1,2	15	100	60	26		4	6

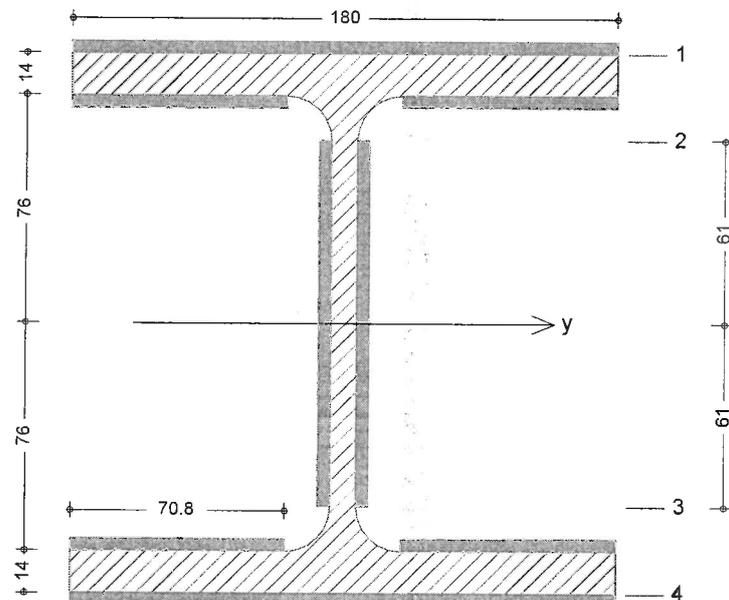
Kräfte je Rippe	Rippe	F ₁ [kN]	F ₂ [kN]	e ₁ [mm]	e ₂ [mm]
	1,2	26.2	34.0	63.0	48.7

Spannungen	Rippe	σ _{vd,1} [N/mm ²]	σ _{vd,2} [N/mm ²]	σ _{vwd,1} [N/mm ²]	σ _{vwd,2} [N/mm ²]
	1,2	58.0	160.3	72.5	178.5

Spannungsnachweis	Rippen 1,2	Flanschnähte rechts	Stegnähte		
				160.3 / 235.0 =	0.68 ≤ 1
				72.5 / 207.8 =	0.35 ≤ 1
				178.5 / 207.8 =	0.86 ≤ 1

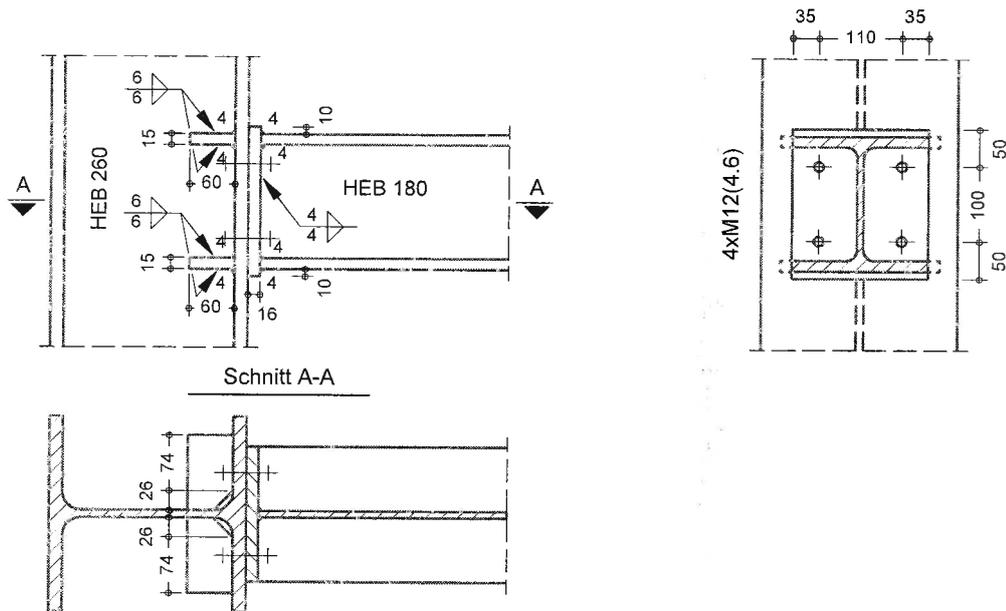
Anschluß des Riegels	Stelle	Nahtart	a [mm]
	Flansch oben	Doppelkehlnaht	4
	Flansch unten	Doppelkehlnaht	4
	Steg	Doppelkehlnaht	4

Schweißnahtbild



Flächenwerte	Fläche	A =	35.5	cm ²		
	Flächenmoment 2.Grades	I _y =	1941.3	cm ⁴		
	Fläche der Stegnähte	A _{w,w} =	9.8	cm ²		
Schnittgrößen	Abstand des Schnittes	a =	146	mm		
	Normalkraft	N _{Ed} =	-155.0	kN		
	Biegemoment	M _{Ed} =	0.6	kNm		
	Querkraft	V _{Ed} =	4.2	kN		
	Normalspannungen	σ _{wd,1} =	-46.5	N/mm ²		
		σ _{wd,2} =	-45.6	N/mm ²		
		σ _{wd,3} =	-41.8	N/mm ²		
		σ _{wd,4} =	-40.9	N/mm ²		
	Schubspannungen	τ _{wd,2,3} =	4.3	N/mm ²		
	Vergleichswerte	σ _{vwd,1} =	46.5	N/mm ²		
		σ _{vwd,2} =	45.8	N/mm ²		
		σ _{vwd,3} =	42.0	N/mm ²		
		σ _{vwd,4} =	40.9	N/mm ²		
Spannungsnachweis	Flanschnähte	46.5 / 207.8 =	0.22	<= 1		
	Stegnähte	45.8 / 207.8 =	0.22	<= 1		
Stirnplatte des Riegels	Art	t	b	h	ü _o	ü _u
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	bündig	16	180	200	10	10
	Anzahl der Schraubenreihen	m =	2			
	Anzahl der Schrauben in Reihe	n =	2			
Schraubenabstände	Nr.	Randabstand [mm]	Schraubenabstand [mm]			
	1	50				
	2	150				100
e ₂	Randabstand seitlich	=	35	mm		
Schnittgrößen	Abstand des Schnittes	a =	130	mm		
	Normalkraft	N _{Ed} =	-155.0	kN		
	Biegemoment	M _{Ed} =	0.5	kNm		
	Querkraft	V _{Ed} =	4.2	kN		
Nachweis Schrauben	auf Abscheren	1.0 / 21.7 =	0.05	<= 1		
Lochleibungsdruck	Randabstände	e ₁ > 3.0 * dL	e ₂ > 1.5 * dL			
	Lochabstände	p ₁ > 3.5 * dL	p ₂ > 3.0 * dL			
Nachweis	Faktor Lochleibungskraft	1.0 / 138.2 =	2.50	-		
			0.01	<= 1		

M 1:10



Stückliste

Riegel HEB 180 b x h = 180 x 180 mm

Stiel HEB 260 b x h = 260 x 260 mm

Rippe Stiel 4 x b x h x t = 100 x 60 x 15 mm, c=26 mm

Stirnplatte Riegel b x l x t = 180 x 200 x 16 mm

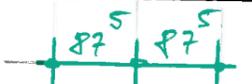
Schrauben 4 x SL, FK4.6, M12

M 1:75

A \triangleleft

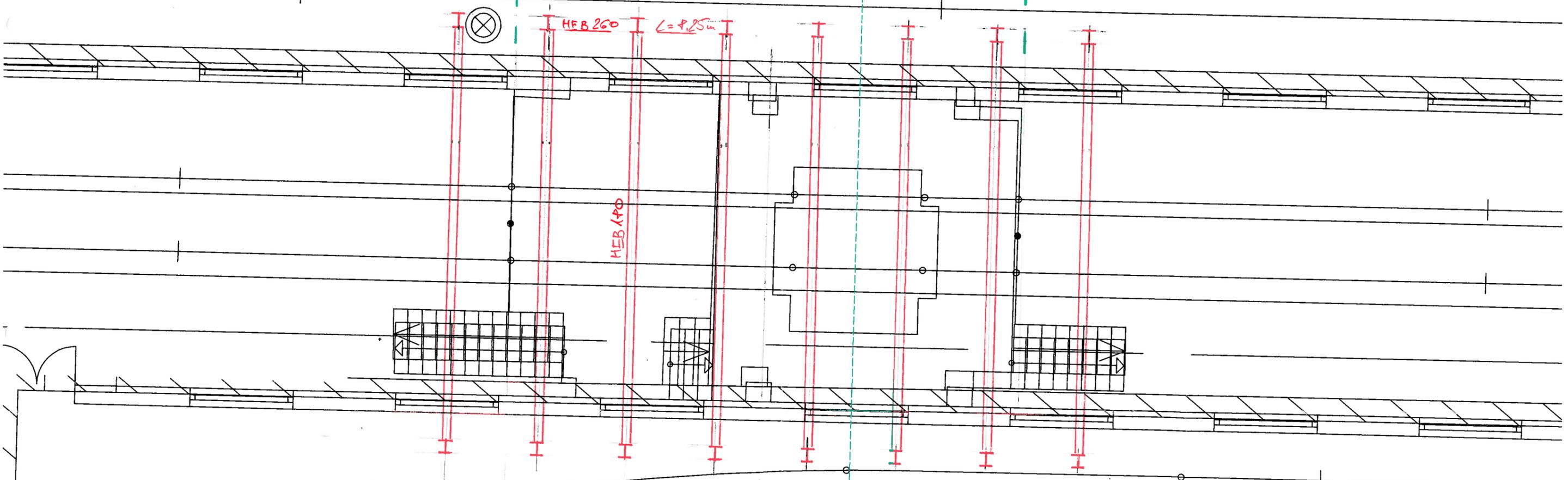
Rückbau Zusatzgleisband

Gleis 19, befahren!



$7 \times 1,75 = 12,25$

Gleis 18, gesperrt



HEB 260 $L = 4,25m$

HEB 170

Gleis 16, Rückbau

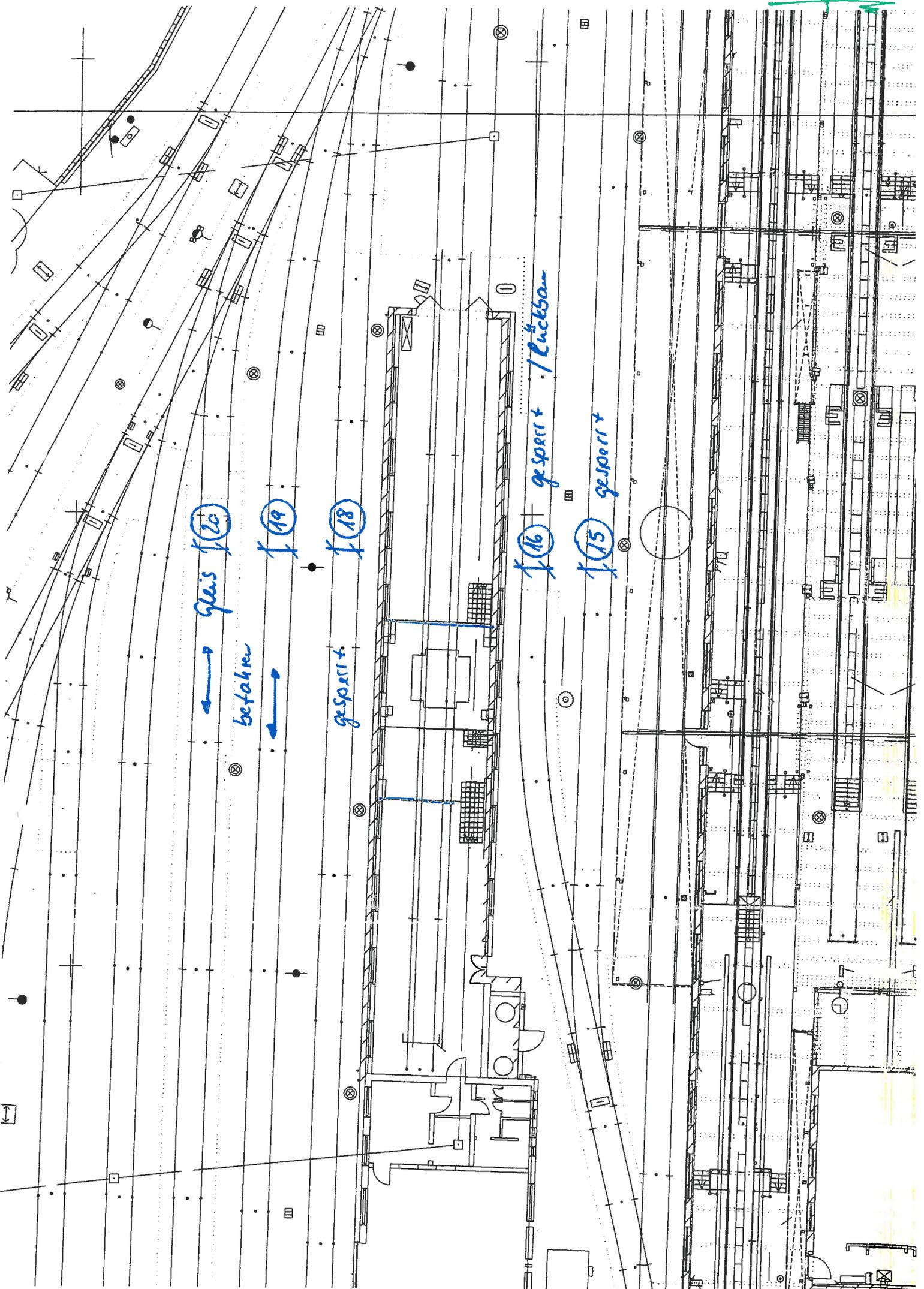
Übersichtsplan

A \triangleleft

Anlage 1

Gleis 15, gesperrt

09.03.19



20
↔
glas

betahren

19
↔

gesperrt

18
↔

16
↔ gesperrt / Lückbau

15
↔ gesperrt

Anlage 4

2.2 Auswertung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungen

2.2.1 Baugrundmodell

Anhand der durchgeführten direkten Aufschlüsse wurden die wesentlichen Baugrundschichten abgeleitet.

Entsprechend dem unter 2.1.5.1 beschriebenen Schichtaufbau ist das folgende Baugrundmodell anzusetzen:

- A** anthropogene Auffüllung
- Mg1** weicher Geschiebemergel
- Mg2** steifer Geschiebemergel

2.2.2 Charakteristische bodenmechanische Kennwerte

Nach DIN EN 1997-1:2014-03 sind auf Grundlage abgeleiteter Werte, anhand der Labor- und Feldversuche sowie örtlicher Erfahrung charakteristische Werte für die bodenmechanischen Bodenkennwerte festgelegt worden. Diese sind in Tabelle 4 aufgeführt.

Tabelle 4: Bodenkennwerte (charakteristische Werte k nach DIN EN 1997-1:2014-03 und DIN 1054:2010-12)

Boden-schichten	Wichte feucht γ_k [kN/m ³]	Wichte Auftrieb γ'_k [kN/m ³]	Reibungs-winkel ϕ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	Un-dränier-te Kohäsion $c_u'_k$ [kN/m ²]	Steife-modul $E_{s'_k}$ [MN/m ²]
Auffüllungen (A)	17-18	9,5-10,5	32,5	0	-	40
weicher Geschiebemergel (Mg)	19-20	9-10	22,5	0	0	3-5
steifer Geschiebemergel (Mg)	20-21	10-11	22,5	5	15	5-15

Die angegebenen Steifemodule gelten für die Erstbelastung.

Für Wiederbelastungen können vereinfacht die dreifachen Werte angesetzt werden.

2.2.3 Bodenklassifizierung

Die Tragfähigkeit der Baugrundschichten kann nach DIN 18196 anhand der durchgeführten Untersuchungen wie folgt für die infrage kommenden Bauverfahren abgeschätzt werden:

- A** brauchbar
- Mg1** nicht tragfähig
- Mg2** brauchbar