

Statische Berechnungen

Hochwasserschutz Wittenberge

Umgestaltung Elbstraße

Deich-km 16,87 – 17,38

Bauherr Landesamt für Umwelt, Brandenburg
Seeburger Chaussee 2
14476 Potsdam, OT Groß Glienicke

Entwurf Ing.-Büro Rauchenberger GmbH
Perleberger Straße 34
19322 Wittenberge

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

in bautechnischer Hinsicht geprüft
☒ Standsicherheit
☐ Tragende und aussteifende Bauteile
bei Brandbeanspruchung
Prüf-Nr. 18 C 006 des Prüfverzeichnisses
Wittenberge, - 5. April 2018
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Rug
Prüfingenieur für Standsicherheit
Holz- und Massivbau
Wilhelmstr. 25 • 19322 Wittenberge
Tel. +49 (0) 3877 79694 - 95 • Fax +49 (0) 3877 60325
info@holzbau-statik.de • www.holzbau-statik.de

Stat. Vorbemessung Seite 1 – 185
Anlagen (Seiten 186 - 228)

Sachbearbeiter Mark Lyczynski

Lüneburg, 22.01.2018
Auftr.- Nr. 17014



INHALTSVERZEICHNIS

Auftragsnr.:17014

Pos.	Bauteil	Seite
	TITELBLATT	1
	INHALTSVERZEICHNIS	2
	VORBEMERKUNG	3
	Übersichtsplan (Bau-km 0+000 bis 0+230)	4
	Übersichtsplan (Bau-km 0+230 bis 0+505)	5
	Allgemeines + Grundlagen	6
	Lastannahmen	7
	Einwirkungen	8
	Bemessungssituationen	8
	Bodenmodelle	9 – 10
	Bodenkennwerte für die geotechnischen Nachweise	11 – 12
1.1	<u>Deich (Bau-km 0+00 bis 0+180)</u>	14
1.1.1	Spundwand	15 – 19
1.1.2	Deichkörper	20 – 27
1.2	<u>Schart 3 (Bau-km 0+180 bis 0+194)</u>	28
1.2.1	Mobile Hochwasserschutzwand	29 – 37
1.2.2	Stb.-Bodenplatte	38 – 71
1.2.3	Stb.-Endpfeiler	72 – 73
1.2.4	Spundwandschürze	74 – 82
1.3	<u>Spundwand (Bau-km 0+194 bis 0+355)</u>	81 – 98
1.4	<u>Spundwand (Bau-km 0+355 bis 0+500)</u>	99 – 113
1.5	<u>Spundwand (Bau-km 0+500)</u>	114 – 117
1.6	<u>Schart 1 (Bau-km 0+020)</u>	118
1.6.1	Mobile Hochwasserschutzwand	119 – 121
1.6.2	Stb.-Kopfbalken	122 – 138
1.6.3	Spundwandschürze	139 – 145
1.7	<u>Schart 2 (Bau-km 0+065)</u>	146
1.7.1	Mobile Hochwasserschutzwand	147 – 148
1.7.2	Stb.-Kopfbalken	149 – 151
1.8	<u>Mobile HWA-Wand & Stb.-Kopfbalken (Bau-km 0+000 bis 0+180)</u>	152
1.8.1	Mobile Hochwasserschutzwand	153
1.8.2	Stb.-Kopfbalken	154 – 159
1.9	<u>Mobile HWS-Wand & Stb.-Kopfbalken (Bau-km 0+194 bis 0+500)</u>	160
1.9.1	Mobile Hochwasserschutzwand	161
1.9.2	Stb.-Kopfbalken	162 – 173
1.9.3	Mobile Hochwasserschutzwand (vor dem Krankenhaus)	174
1.9.4	Stb.-Kopfbalken	175 – 185
	Anlagen	
	Zur Pos. 1.1	186 – 190
	Zur Pos. 1.3	191 – 211
	Zur Pos. 1.4	212 – 228

Vorbemerkungen

Auftr.-Nr. 17014

In Wittenberge wird die Elbstraße (Deich-km 16,87 - 17,38) saniert und umgestaltet. Im diesem Zuge dieser Maßnahmen soll auch der Hochwasserschutz an die heutigen Anforderungen angepasst werden. Die Hochwasserschutzmaßnahmen lassen sich hierbei grob in zwei Abschnitte unterteilen.

1. Abschnitt (Bau-km 0+000 bis 0+180):

In diesem Abschnitt ist ein vorhandener Deichkörper statisch nachzuweisen. Im Zuge der Sanierungsarbeiten, werden die Böschungen auf der Land- und Wasserseite auf eine Neigung von 1:3 oder flacher angepasst. Die Deichoberkante liegt bei +25,15mNN. Damit zukünftig höhere Hochwasser (BHW= +24,65mNN) aufgenommen werden können, wird auf der Deichkrone eine mobile Hochwasserschutzwand vorgesehen, deren OK bei +25,65mNN liegen soll. Die mobile HWS-Wand soll hierbei auf einem Stb.-Balken montiert werden können. Zur Stabilisierung und zum Lastabtrag des Stb.-Betonbalkens sowie zur Verbesserung der Dichtheit des Deichkörpers, wird dieser auf eine Spundwandschürze aufgesetzt! Im Bereich der Deichscharte 1 bis 3 ergeben sich Sonderbereiche.

2. Abschnitt (Bau-km 0+180 bis 0+510):

In dem zweiten Abschnitt geht der Deichkörper in das Gelände über. Die Geländeoberkante liegt auf der Landseite bei ca. +24,00mNN. Der Hochwasserschutz wird in diesem Bereich durch einen Stb.-Kopfbalken (OK = +25,15mNN) auf einer Spundwandschürze realisiert. Zusätzlich ist eine mobile Hochwasserschutzwand mit einer OK von +25,65mNN vorgesehen. Im Bereich des „Alten Kranhauses“ verläuft die Hochwasserschutzwand zwischen Straße und dem Gebäude, so dass dieses nicht durch die Hochwasserschutzmaßnahme gesichert wird.

ÜBERSICHTSKARTE:



BAUSTOFFE:

Spundwandprofil:

Larssen 601 + 602

Stahlgüte:

S 240 GP

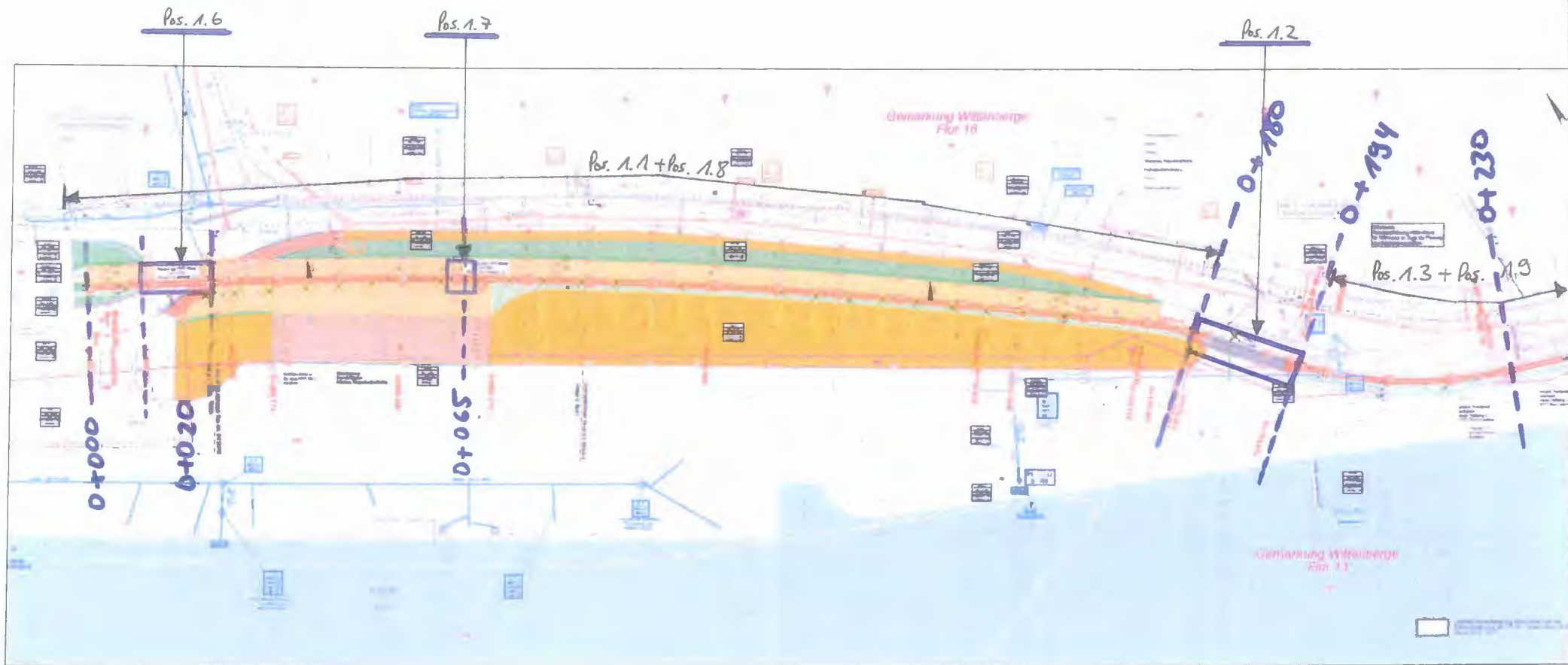
Stahlbeton:

C30/37 (LP)

Betonstahl:

B500 B

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Übersichtsplan: Bau-km 0+000 bis 0+230Positionierungsübersicht:

Pos. 1.1	Spundwand + Deichquerschnitt (Bau-km 0+000 bis 0+180)
Pos. 1.2	Deichschart 3 (Bau-km 0+180 bis 0+194)
Pos. 1.3	Spundwand (Bau-km 0+194 bis 0+355)
Pos. 1.4	Spundwand (Bau-km 0+355 bis 0+500)
Pos. 1.5	Spundwand (Bau-km 0+500)
Pos. 1.6	Deichschart 1 (Bau-km 0+020)
Pos. 1.7	Deichschart 1 (Bau-km 0+065)
Pos. 1.8	Mobile HWS-Wand & Stb.-Kopfbalken (Bau-km 0+000 bis 0+180)
Pos. 1.9	Mobile HWS-Wand & Stb.-Kopfbalken (Bau-km 0+194 bis 0+500)

BAUSTOFFE:

Spundwandprofil:	Larssen 601 + 602
Stahlgüte:	S 240 GP
Stahlbeton:	C30/37 (LP)
Betonstahl:	B500 B

ÜBERSICHTSPLAN

Hochwasserschutz Wittenberge
Umgestaltung Elbstraße
Deich-km 16,87 - 17,83

Bau-km 0+000 bis 0+230

Für die Statik:

IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung

Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG
Bei der St. Johanniskirche 14 • 21335 Lüneburg
Telefon (04131) 7494-0 • Telefax (04131) 45425
e-mail: ibz@ibz-lueneburg.de

Unterschrift:

Ralf Zabiegay

Maßstab ohne Auftr.-Nr.: 1:014

Lüneburg, den 27. Januar 2018

Übersichtsplan: Bau-km 0+230 bis 0+510



Positionierungsübersicht:

Pos. 1.1	Spundwand + Deichquerschnitt (Bau-km 0+000 bis 0+180)
Pos. 1.2	Deichschart 3 (Bau-km 0+180 bis 0+194)
Pos. 1.3	Spundwand (Bau-km 0+194 bis 0+355)
Pos. 1.4	Spundwand (Bau-km 0+355 bis 0+500)
Pos. 1.5	Spundwand (Bau-km 0+500)
Pos. 1.6	Deichschart 1 (Bau-km 0+020)
Pos. 1.7	Deichschart 1 (Bau-km 0+065)
Pos. 1.8	Mobile HWS-Wand & Stb.- Kopfbalken (Bau-km 0+000 bis 0+180)
Pos. 1.9	Mobile HWS-Wand & Stb.- Kopfbalken (Bau-km 0+194 bis 0+500)

BAUSTOFFE:

Spundwandprofil:	Larssen 601 + 602
Stahlgüte:	S 240 GP
Stahlbeton:	C30/37 (LP)
Betonstahl:	B500 B

ÜBERSICHTSPLAN

Hochwasserschutz Wittenberge
Umgestaltung Elbstraße
Deich-km 16,87 - 17,83

Bau-km 0+230 bis 0+510

Für die Statik:
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung

Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG
Bei der St. Johanniskirche 14 • 21335 Lüneburg
Telefon (04131) 7494-0 • Telefax (04131) 45425
e-mail: ibz@ibz-lueneburg.de

Unterschrift: *Ralf Zabiegay*

Maßstab ohne Auftr.-Nr.: 1:7014
Lüneburg, den 22. Januar 2018

Allgemeines + Grundlagen:

Entwurfspläne:

1. Lagepläne (Anlage 5, Blatt 1- 2, M.: 1:250, Bearbeitungsstand 15.12.2017)
2. Querprofile (Anlage 9.1, Blatt 1-4, M.: 1:100, Bearbeitungsstand 15.12.2017)

Aufgestellt durch:

Ingenieurbüro Rauchenberger GmbH
Perleberger Straße 34
19322 Wittenberge

Baugrundgutachten:

1. „Geotechnischer Bericht“ vom 05.12.2016
2. „Ergänzung zum Geotechnischen Bericht“ vom 21.11.2017 (Idealisierte Baugrundmodelle)

Aufgestellt durch:

Ing.- Büro Geo Modenbach
Eschenstraße 1A
12621 Berlin

Vorschriften, Normen und Regelwerke:

DIN EN 1991:	Einwirkungen auf Tragwerke
DIN EN 1993-5:	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 5: Pfähle und Spundwände
DIN EN 1997-1:	Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN 19712:	Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern (Januar 2013)
DIN 4085:	Baugrund - Berechnung des Erddrucks
EAB 2012:	Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“
EAU 2012:	Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“



Baustoffe:

Spundbohlen:	Stahlgüte S 240 GP
Beton:	C30/37 (LP)
Betonstahl:	B 500 B

Lastannahmen:

Bemessungswasserstände:

Gemäß dem Bodengutachten sind folgende Wasserstände zu berücksichtigen:

Mittlere Hochwasser	MHW = +22,32 m ü. NN
Bemessungshochwasser	BHW = +24,65 m ü. NN

Wellendruck:

Da gemäß "Wellenaufbauermittlung für die Deich im LK Prignitz" (TU DD, 2009) bei Ansatz der Gesamtwasserfläche von mittleren Wellenhöhen 0,30 bis 0,34 m auszugehen ist, ist eine Wellenersatzlast von 20 kN/m in Höhe BHW anzusetzen.

Anpralllasten aus Treibgut und Eisstoß:

In Anlehnung an die EAU 2012, E 165 sind Stoßlasten aus treibenden Gegenständen und/oder Anpralllasten in Höhe von $P_k = 30,0 \text{ kN}$ anzunehmen. Die Anpralllasten können hierbei ohne weitere Nachweise auf eine Breite von 3,00m verteilt werden. Die Angriffshöhe und Wirkrichtung wird sinnvoll angesetzt. Die Anpralllasten werden daher wie folgt berücksichtigt:

Anpralllasten: $P_k = \pm 10,0 \text{ kN/m}$

Windlasten:

Windlasten auf die Hochwasserspundwand sind nicht maßgebend und können für die Vorbemessung vernachlässigt werden!



Verkehrslasten:

Gemäß Vorgabe des LfU sind folgende Verkehrslasten zu berücksichtigen (siehe auch Anlagen)!

Vertikale Lasten:

Straße:	$g_k = 33,0 \text{ kN/m}^2$
Gehweg:	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Horizontale Lasten:

Straße: (Ansatz 1,20m über GOK)	$g_k = 5,0 \text{ kN/m}$
Gehweg:	$q_k = 0,5 \text{ kN/m}$

Einwirkungen:

Gemäß DIN 19712:2013-01 werden folgende Einwirkungen definiert:

<u>Ständige Einwirkungen:</u>	Erddruck, Auflasten, <i>Wasserdruck, Strömungskräfte</i>
<u>Veränderliche Einwirkungen:</u>	Deichbefestigungsweg, Bahnverkehr, Anpralllasten, Bemessungshochwasser (BHW), Beanspruchungen aus schnell fallenden BHW
<u>Außergewöhnliche Einwirkungen:</u>	Wasserstand „bordvoll“, Ausfall von Dichtungen, Ausfall von Dräns.

Hinweis:

Wasserdruck- und Strömungskräfte sind gemäß DIN 19712:2013-01 für geotechnische Nachweise nach DIN EN 1997-1 mit den Teilsicherheitsbeiwerten von ständigen Einwirkungen zu belegen!

Bemessungssituationen:

Gemäß DIN 19712:2013-01, Tabelle 5 sind folgende Bemessungssituationen zu untersuchen.

<u>Ständige Bemessungssituation:</u>	<u>BS-P (Hochwasserzustand)</u>	
<u>Lastfall 1:</u>	Eigenlasten + Verkehrslasten + BHW	→ BS-P.1
<u>Lastfall 2:</u>	Eigenlasten + Verkehrslasten + fallendes BHW	→ BS-P.2
 <u>Vorübergehende Bemessungssituation:</u>	 <u>BS-T (Bau- und Revisionszustand)</u>	
<u>Lastfall 3:</u>	Eigenlasten + Verkehrslasten + BauHW	→ BS-T.1
 <u>Außergewöhnliche Bemessungssituation:</u>	 <u>BS-A (Besondere Belastungen und Situationen)</u>	
<u>Lastfall 4:</u>	Eigenlasten + Verkehrslasten + Wasserstand „bordvoll“	→ BS-A.1
<u>Lastfall 5:</u>	Eigenlasten + Verkehrslasten + BHW + Versagen von Dräns	→ BS-A.2
<u>Lastfall 6:</u>	Eigenlasten + Verkehrslasten + Bau HW + Versagen von Dräns	→ BS-A.3



Hinweis für die Bemessung:

Für die geplante Baumaßnahme werden lediglich die Lastfälle 1+2+4 untersucht!

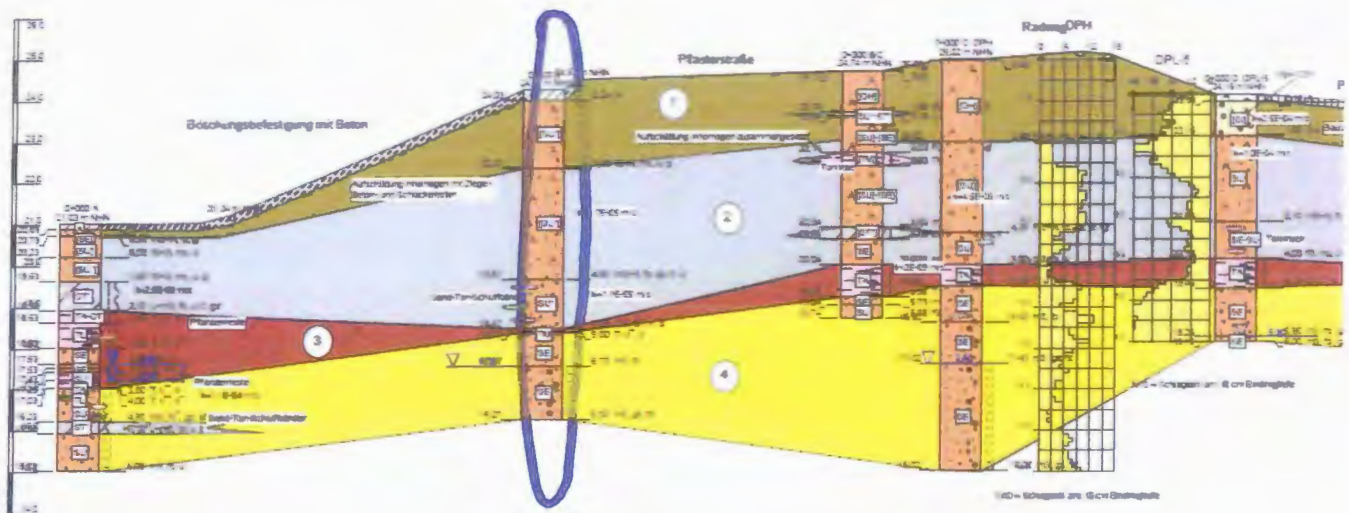
Die Lastfälle 3+5+6 werden nicht weiter untersucht, da die Zustände als Bemessungssituation nicht zutreffend sind, bzw. ausgeschlossen werden können!

Bodenmodelle:

Mit dem „Ergänzenden Geotechnischen Bericht“ mit Datum vom 21.11.2017 werden vereinfachte /idealisierte Baugrundmodelle als Grundlage für Geotechnische Nachweise genannt. Charakteristisch sind hierbei folgende 2 Bodenmodelle:

Modell 1: Bau-km 0+000 bis 0+280 und 0+500 bis 0+525

Prinzipschnitt:



Bodenkennwerte:

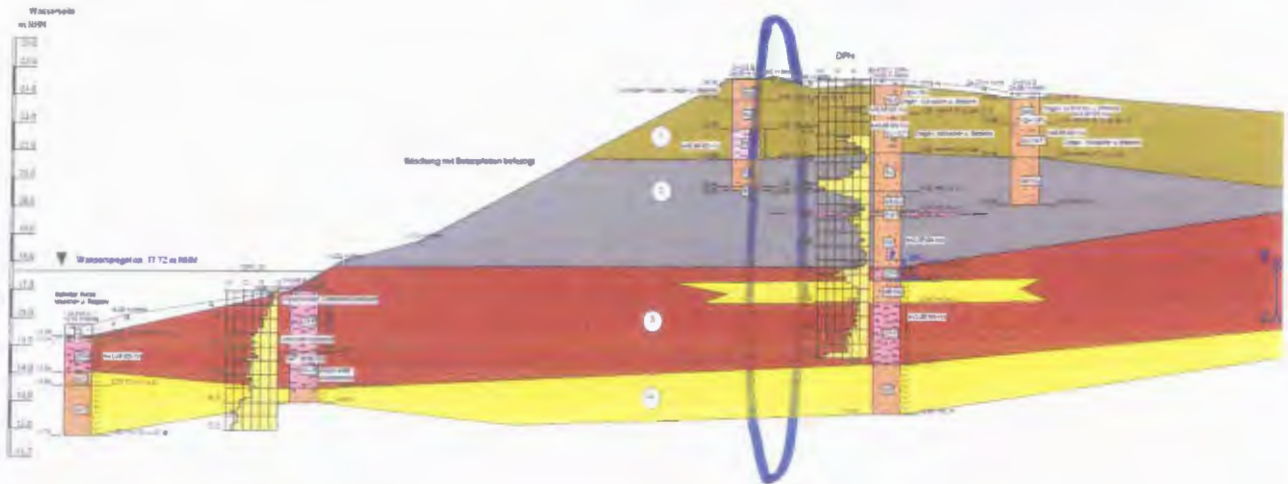
HB	Modellschichten		Bodengruppe	Lagerungsdichte Konsistenz	cal γ kN/m ³	cal γ' kN/m ³	cal ϕ' Grad	cal c' kN/m ²	cal E_s MN/m ²
1A-1D	Modellschicht 1		OH-[SU],[SE] [SU],[ST] GI	lo	15,0-20,0	8,0-10,0	15,0-35,0	0	0,4-50
2	Modellschicht 2		SE-SU	md-d	18,0-19,0	10,0-11,0	33,0-36,0	0	30-50
3A+3B	Modellschicht 3		TL,TM,TA,OT F,OU,F,HZ-F	wh-hf	11,0-19,0	1,0-9,0	15,0-20,0	0-30	0,5-4
4	Modellschicht 4		SE-SU	md-d	18,0-19,0	10,0-11,0	35,5-37,5	0	30-80

bre = breiig; wh = weich; stf = steif; hf = halbfest; fe = fest; slo = sehr locker; lo = locker; md = mitteldicht; d = dicht
 ws DF = wasserseitiger Deichfuß

Hinweis: * = stark

Modell 2: Bau-km 0+280 bis 0+500

Prinzipschnitt:



Bodenkennwerte:

HB	Modellschichten		Bodengruppe	Lagerungsdichte Konsistenz	cal γ kN/m ³	cal γ' kN/m ³	cal ψ Grad	cal c' kN/m ²	cal E _s MN/m ²
1A-1D	Modellschicht 1		OH-[SU][SE] [SU][ST] [GU]	lo	15,0-20,0	8,0-10,0	15,0-35,0	0	0,4-50
2	Modellschicht 2		SE-SU	md-d	18,0-19,0	10,0-11,0	33,0-36,0	0	30-50
3A+3B	Modellschicht 3		TL, TM, TA, OT F, OU-F, HZ-F	wh-hf	11,0-19,0	1,0-9,0	15,0-20,0	0-30	0,5-4
4	Modellschicht 4		SE-SU	md-d	18,0-19,0	10,0-11,0	35,5-37,5	0	30-80

bre = breiig; wh = weich; stf = steif; hf = halbfest; fe = fest; slo = sehr locker; lo = locker; md = mitteldicht; d = dicht
 ws DF = wasserseitiger Deichfuß

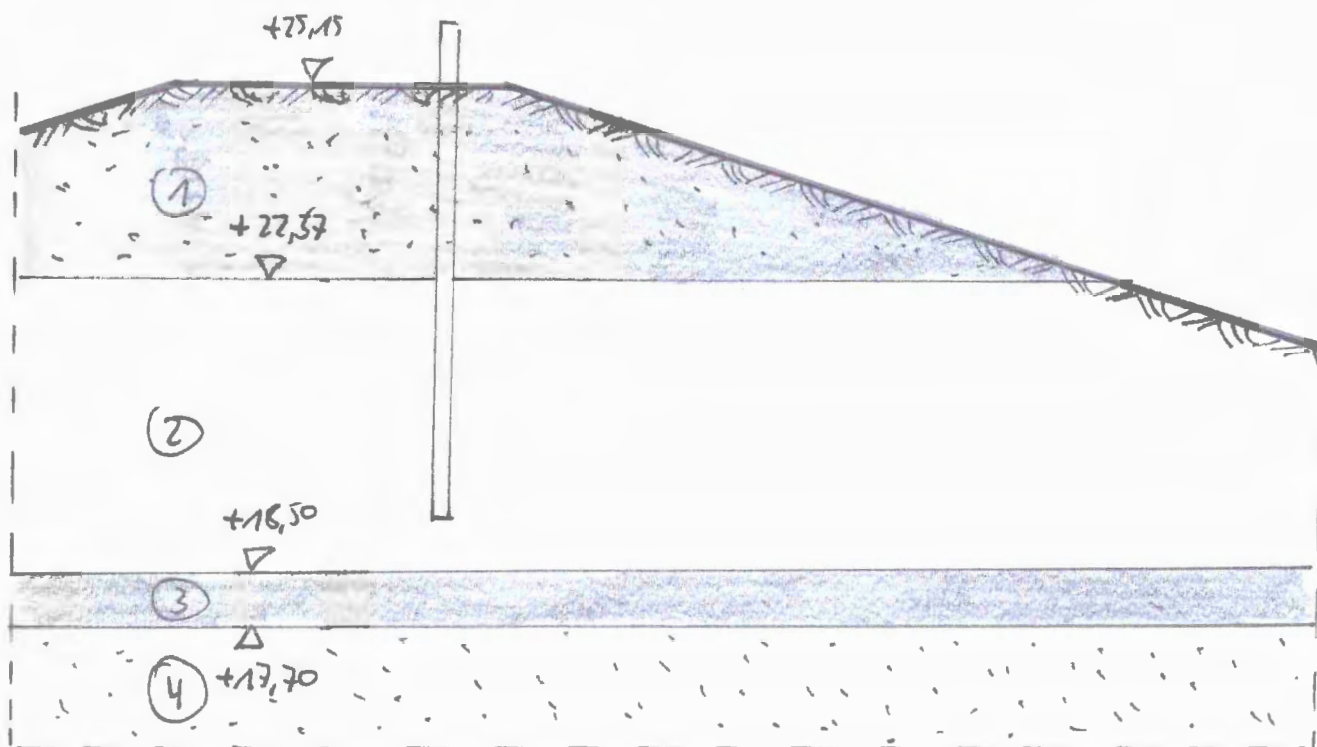
Hinweis: * = stark

Bodenkennwerte für die Geotechnischen Nachweise:

Aus den idealisierten Bodenmodellen 1+2 und den vorliegenden Geotechnischen Unterlagen werden die nachfolgend beschriebenen Bodenparameter als Berechnungsgrundlage abgeleitet. Die Bodenkennwerte werden auf Basis von Erfahrungswerten konservativ abgeleitet.

Modell 1: Bau-km 0+000 bis 0+280 und 0+500 bis 0+525

Prinzipschnitt:

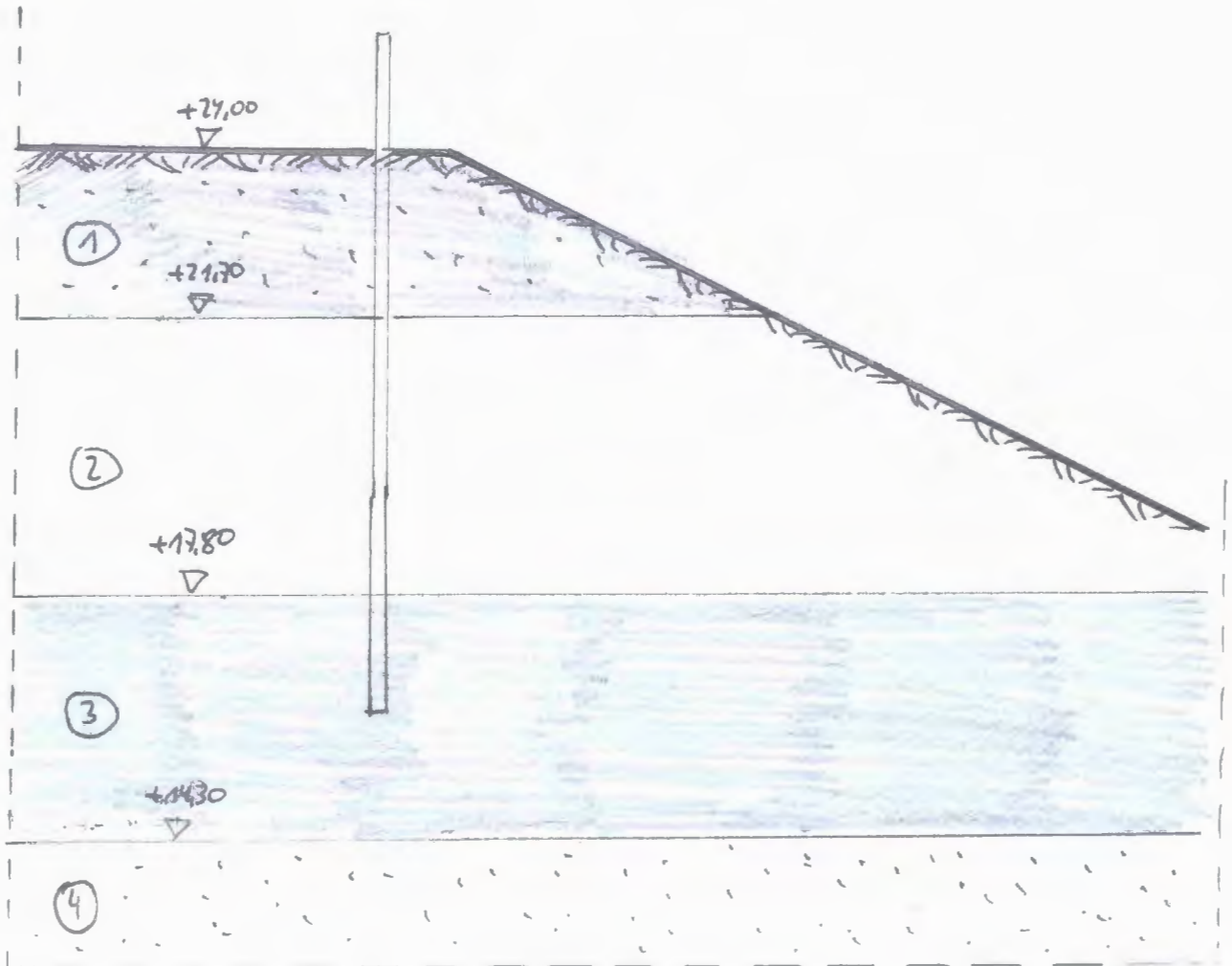


Bodenkennwerte:

Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:							
Modellschicht	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	cal c [kN/m ²]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]
1	18,0	10,0	32,5	0,0	7,5	/	20,0
2	19,0	11,0	35,0	0,0	10,0	/	30,0
3	14,0	4,0	17,5	7,5	/	30,0	10,0
4	19,0	11,0	37,5	0,0	15,0	/	50,0

Modell 2: Bau-km 0+280 bis 0+500

Prinzipschnitt:



Bodenkennwerte:

Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:							
Modellschicht	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	cal c [kN/m ²]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]
1	18,0	10,0	32,5	0,0	7,5	—	20,0
2	19,0	11,0	35,0	0,0	10,0	—	30,0
3	14,0	4,0	17,5	7,5	—	30,0	10,0
4	19,0	11,0	37,5	0,0	15,0	—	50,0

⇒ Die Seite 13 entfällt!

Statische Berechnung

Pos. 1.1 - Deich

Bau-km 0+00 bis 0+180

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.1.1

Spundwand (Bau-km 0+000 bis 0+180)

Vorbemerkungen:

Nachfolgend wird der Bauabschnitt Station 0+000 bis 0+180 exemplarisch am maßgebenden Querprofil von Bau-km 0+110 nachgewiesen. Diesem Abschnitt ist gemäß Baugrundgutachten (Ergänzung zum Geotechnischen Bericht, Ing. Modenbach) der Bereich 1 zugeordnet.

Der Fahrradweg neben der HWS-Wand dient gleichzeitig als Deichverteidigungsweg.

Das allgemeine Befahren des Deichverteidigungsweges ist jedoch zu unterbinden. Hierfür sind abschließbare Poller als dauerhafte Absperrung vorzusehen!

Das Befahren des Deichverteidigungsweges (z.B. mit Dienstfahrzeugen, Rettungswagen, etc.) erfolgt in Schrittgeschwindigkeit. Eine entsprechende Beschilderung ist vorzusehen!

Außergewöhnliche Lasten (wie Anprall an den Stb.-Kopfbalken/Spundwand) werden aus den oben aufgeführten Gründen nicht weiter berücksichtigt!

Berechnungsergebnisse:

Spundwandprofil:	Larssen 601 (Doppelbohle), <u>L=3,50m</u>
Stahlgüte:	S 240 GP
OK Mobile HWS-Wand:	+ 25,65 mNN
OK Stahlbetonholm:	+ 25,15 mNN
Ok Spundwand:	+ <u>24,70 mNN</u> (40cm Einbindung in den Stb.-Holm)
UK Spundwand:	+ <u>20,20 mNN</u>

Berechnungsgrundlagen:

Grundlage für die Berechnungsprofile und Bodenmodell aus der 1. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht vom Ing.-Geo Modenbach mit Datum vom 21.11.2017.

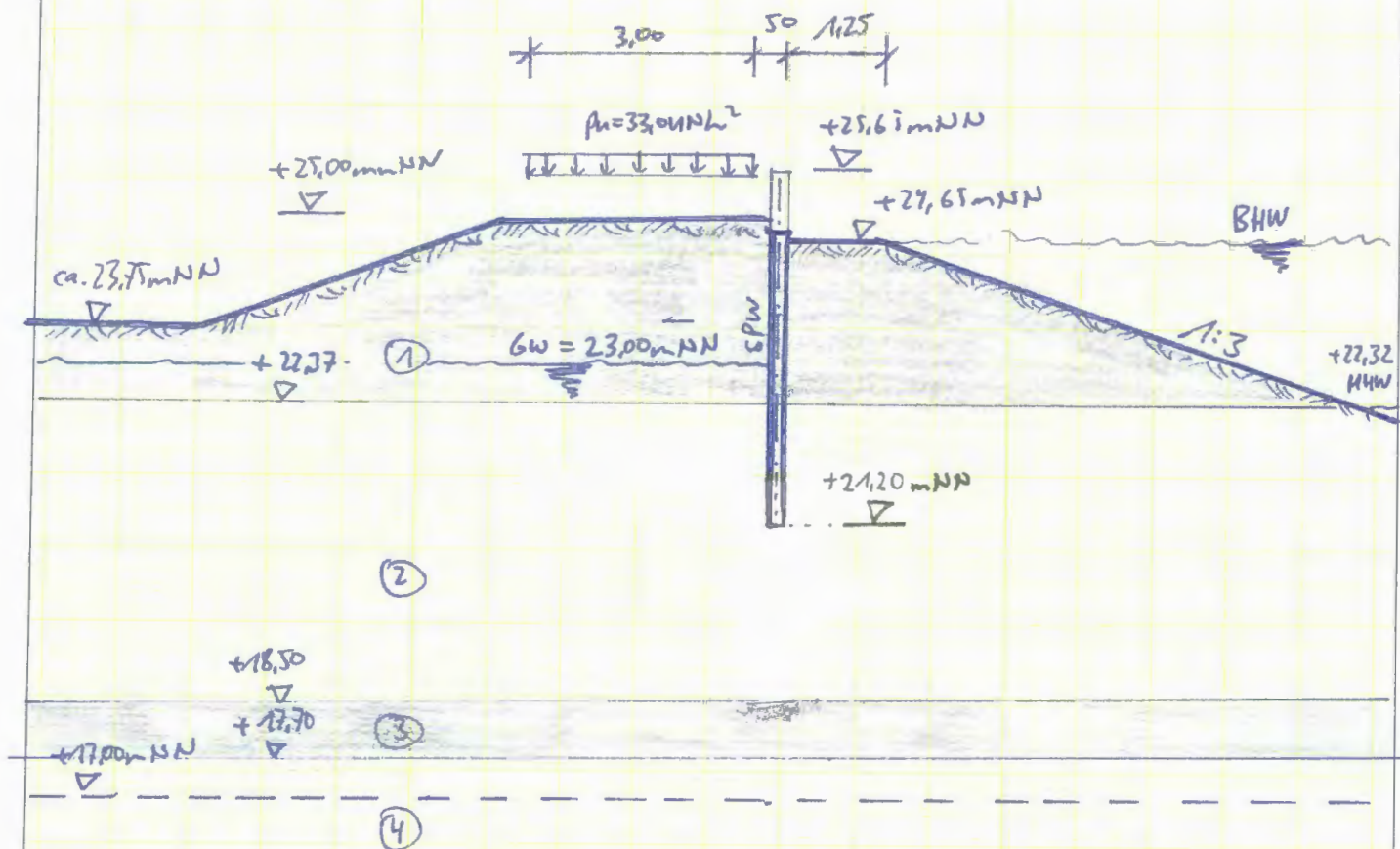


Bemessungssituationen:

<u>Lastfall 1:</u>	Eigenlasten + Verkehr + BHW	→ BS-P.1	LF entfällt für SPW
<u>Lastfall 2:</u>	Eigenlasten + Verkehr + fallendes BHW	→ BS-P.2	LF entfällt für SPW
<u>Lastfall 4:</u>	Eigenlasten + Verkehr + Wasserstand „bordvoll“	→ BS-A.1	siehe EDV-Ausdruck

BS-P (Hochwasserzustand).

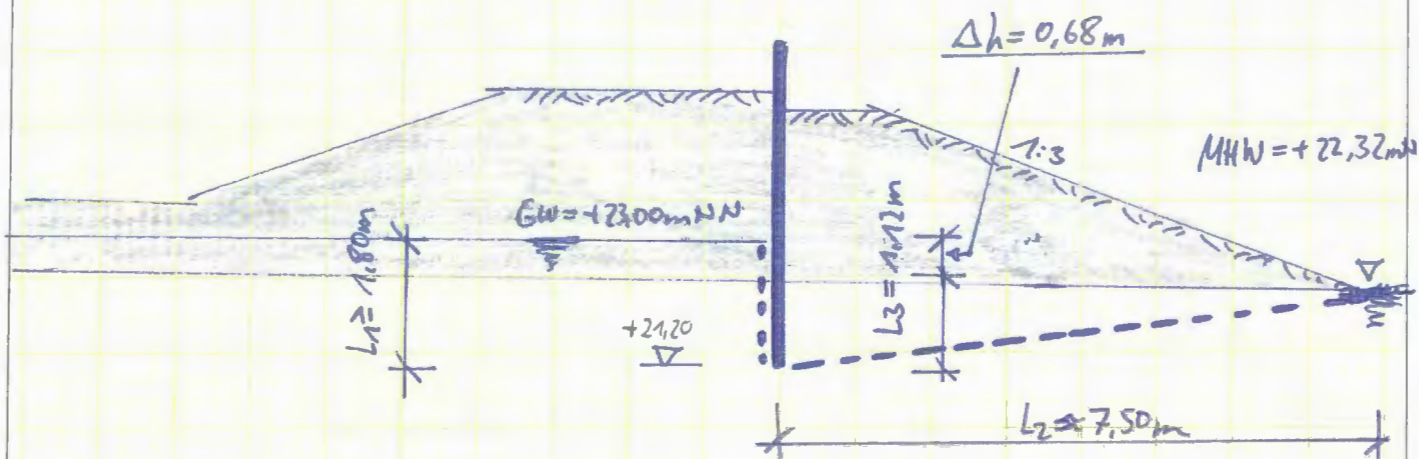
BS-A (Besondere Belastungen und Situationen)

Querschnitt: 0+170

M. 1:100

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug**Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:**

Modellschicht	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	cal c [kN/m²]
1	18	10	32,5	—
2	19	11	35,0	—
3	14	4	17,5	7,5
4	19	11	37,5	—

Querschnitt: 0 + 110Nachweis Schwung - LF 2:

$$\text{erl. } L = 3 \cdot 0.68 \text{ m} = 2.04 \text{ m}$$

$$\text{vorh. } L = L_1 + \sqrt{0.5 \cdot (L_2)^2 + (L_3)^2} \geq 5.71 \text{ m}$$

↳ Nachweis erfüllt!

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüg

0+110 LF4

Norm: EC 7

Spundwand

Larssen 601

Aktiver Erddruck nach: DIN 4085

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\phi = 40^\circ$

Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011

Erf. Profillänge = 4,33 m

Erf. Einbindetiefe = 3,18 m

Verlängerung (ΣV) = 1,50 m

BS: DIN 1054: BS-A

$\gamma_G = 1,10$

$\gamma_Q = 1,10$

$\gamma_{EP} = 1,20$

mob. Ep erfüllt / $\mu = 0,43$

μ (Vert. Tragfähigkeit) = 0,94

Bemessungswerte:

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max M,qg

$M_{Ed} = 8,0 \text{ kN-m/m}$

$V_{Ed} = 0,3 \text{ kN/m}$

$N_{Ed} = -88,7 \text{ kN/m}$ (Druck)

Profil: Larssen 601 Stahlgüte: S 240 GP

$b = 600,0 \text{ mm} / b_f = 249,0 \text{ mm}$

$t_f = 7,5 \text{ mm} / t_w = 6,4 \text{ mm} / A = 98,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

$h = 310,0 \text{ mm} / \alpha = 42,5^\circ$

$W_{pl} = 745,0 \text{ cm}^3/\text{m} / I = 11520,0 \text{ cm}^4/\text{m}$

U-Bohle ist eine Doppelbohle

$\gamma_{M0} = 1,00 / \gamma_{M1} = 1,10$

$\epsilon = 0,990 \rightarrow b_f / t_f / \epsilon = 33,5$

Querschnittsklasse: 2

$\beta_B = 1,000 / \beta_D = 1,000$

$f_{y,Rd} = 240,0 \text{ N/mm}^2$

$M_{c,Rd} = 178,8 \text{ kN-m/m}$

$V_{pl,Rd} = 447,1 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0,001$)

$N_{pl,Rd} = 2359,2 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0,038$)

Querkraft-Interaktion

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$ keine Abm.

Normalkraft-Interaktion

keine Abm.

Nachweis M_{Rd}

$M_{c,Rd} = 178,8 \text{ kN-m/m}$

$\mu = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,045$

Knicklänge = 3,96 m

$N_{Ed} = 15225,8 \text{ kN/m}$

$N_{Ed} / N_{cr} = 0,006 \leq 0,04$

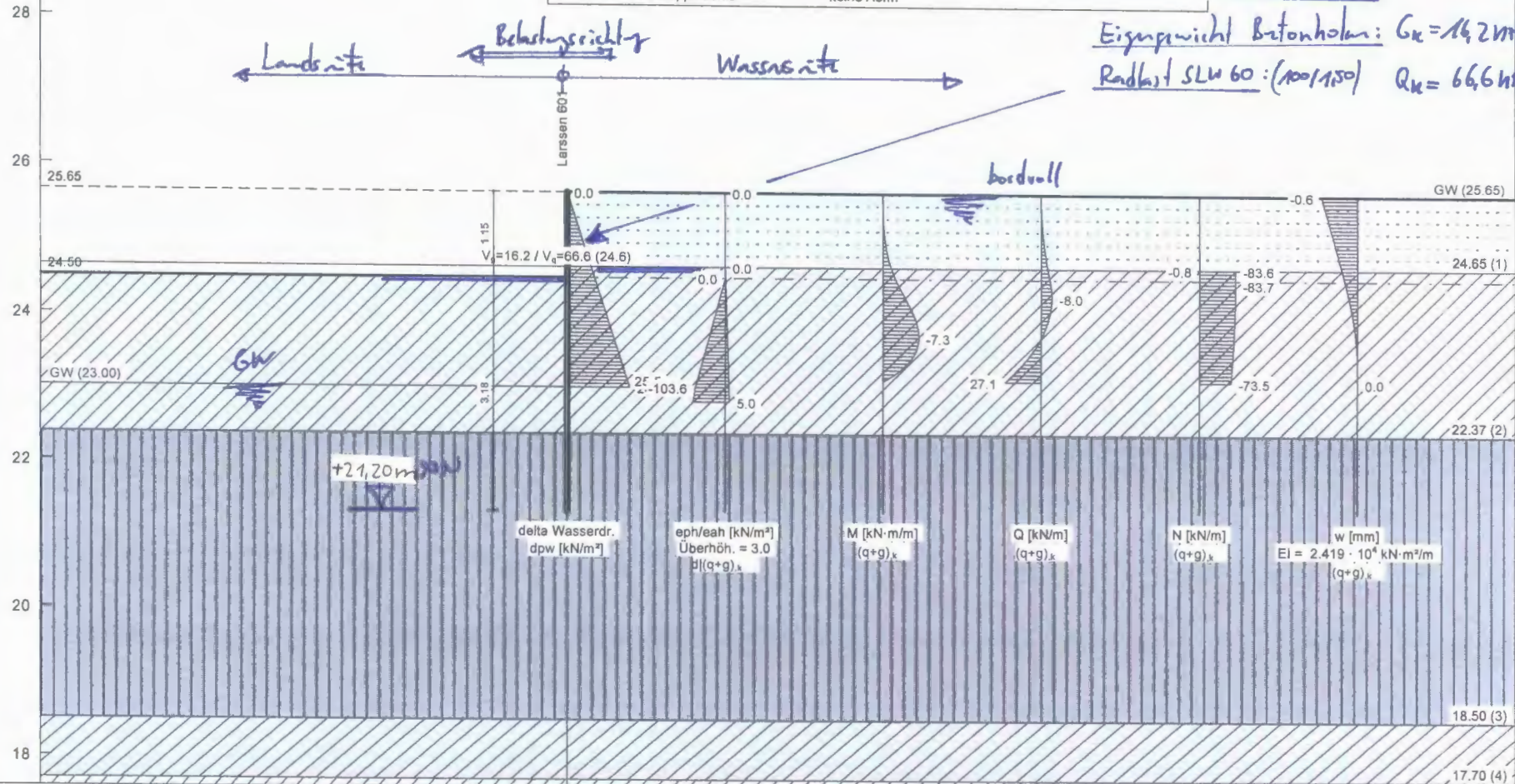
$\rightarrow$ Kein Knicknachweis

max $\mu = 0,045$

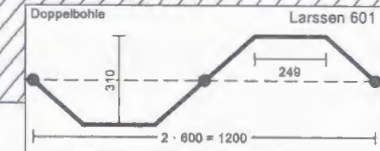
V-Lasten:

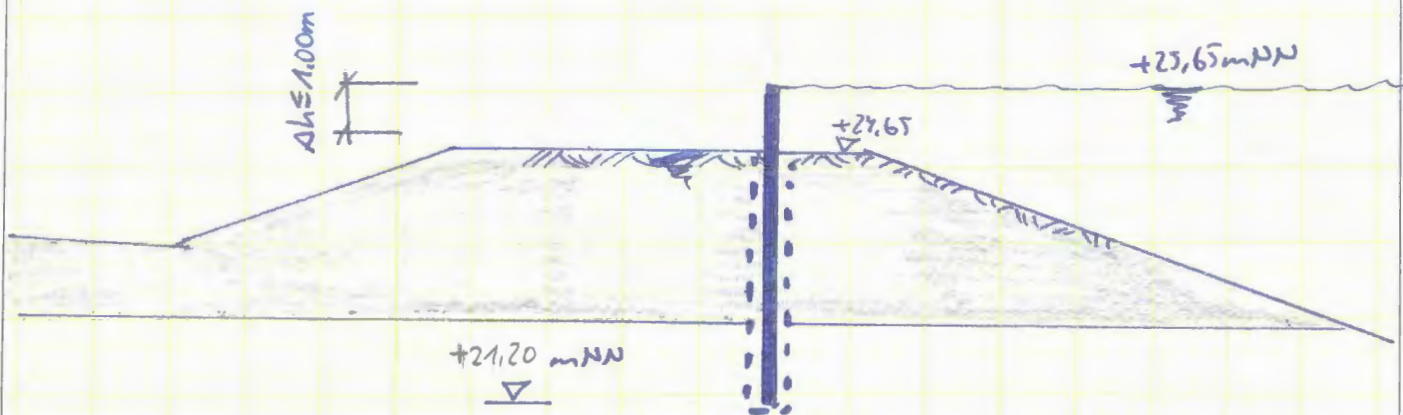
Eigengewicht Betonbohle: $G_k = 14,2 \text{ kN/m}$

Radlast SLU 60: (100/150) $Q_k = 66,6 \text{ kN/m}$



Boden	γ_k [kN/m³]	γ'_{k1} [kN/m³]	ϕ_k [°]	$c(p)_k$ [kN/m²]	$c(a)_k$ [kN/m²]	δ/ϕ passiv	δ/ϕ aktiv	$q_{b,k1}$ [MN/m²]	$q_{a,k2}$ [kN/m²]	Bezeichnung
0.0	0.0	32.5	0.0	0.0	0.0	-0.330	0.330	0.00	0.00	Fiktiver Boden
18.0	10.0	32.5	0.0	0.0	0.0	-0.330	0.330	0.00	0.00	Modellschicht 1
19.0	11.0	35.0	0.0	0.0	0.0	-0.330	0.330	7.50	10.00	Modellschicht 2
14.0	4.0	17.5	7.5	7.5	7.5	-0.330	0.330	0.00	0.00	Modellschicht 3
19.0	11.0	37.5	0.0	0.0	0.0	-0.330	0.330	0.00	0.00	Modellschicht 4



Querprofil: 0+110Nachweis Sicherung - LF4:

$$\text{erf. } L = 4 \cdot 1,00 \text{ m} = \underline{4,00 \text{ m}}$$

$$\text{vorh. } L = 3,45 + 3,45 = \underline{6,90 \text{ m}}$$

Nachweis erfüllt!

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.1.2 Deichkörper (Bau-km 0+000 bis 0+180)

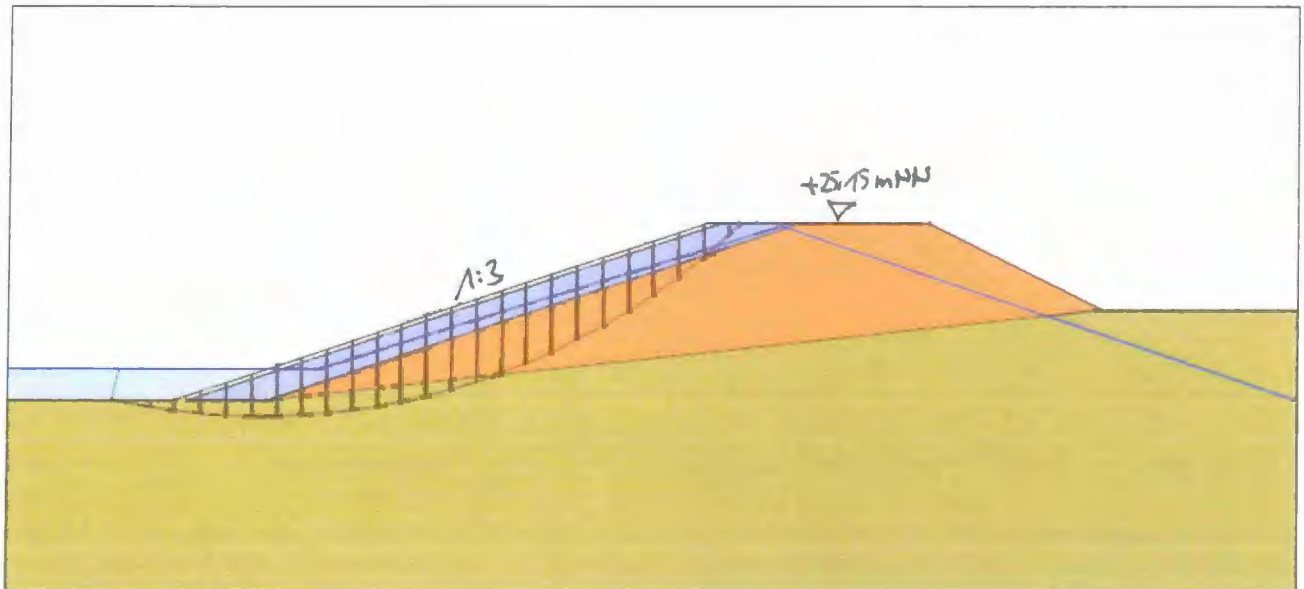
Vorbemerkungen:

Der vorhandene Deichkörper soll umgestaltet bzw. saniert werden.

Die Deichkrone (OK Deichverteidigungsweg) liegt hierbei auf +25,15mNN. Auf gleicher Höhe wird ein Stb.-Balken (siehe Pos. 1.8.2) angeordnet. Auf dem Stb.-Balken kann eine 50cm hohe mobile HWS-Wand (siehe Pos. 1.8.1) angeordnet werden, dass zukünftig Hochwasser bis +25,65mNN aufgenommen werden können. Der Stb.-Balken bindet hierbei in eine Spundwand ein.

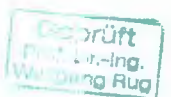
Auf der sicheren Seite liegend wird die Spundwandschürze für die Standsicherheitsuntersuchung des Deichkörpers nicht berücksichtigt!

Prinzipskizze:



Lastfälle + Nachweise:

- Sickerlinienberechnung, Lastfall: BHW = +24,65mNN
- Sickerlinienberechnung, Lastfall: BHW = +25,65mNN (bordvoller Wasserstand)
- Böschungsbruchnachweis, Lastfall: BHW = +24,65mNN
- Böschungsbruchnachweis, Lastfall: Sunk: von BHW auf +22,30mNN
- Böschungsbruchnachweis, Lastfall: MHW = +22,30mNN
- Böschungsbruchnachweis, Lastfall: BHW = +25,65mNN (bordvoller Wasserstand)
-



Bemessungssituation:

Vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend werden alle Nachweise für eine BS-P geführt!

Ergebnisse der Sickerlinienberechnung:

Die möglichen Sickerlinien, die sich im Hochwasserfall einstellen können, werden für das bisherige BHW auf NHN +24,65mNN untersucht. Dazu werden anhand der im Baugrundgutachten genannten Durchlässigkeiten Berechnungen mittels SSFLOW 2D (GGU) ausgeführt. Die Durchlässigkeiten der anstehenden Sande sind in Größenordnungen von 1×10^{-4} bis 5×10^{-5} m/s angegeben. Die teils angetroffenen bindigen Einlagerungen bzw. Bodenbestandteile weisen geringere bis ähnliche Werte auf. Daher werden in die Berechnungen für den Sandkörper einheitlich $k_f = 5 \times 10^{-5}$ m/s eingeführt.

Die erste Berechnung wird zum Vergleich für das bisherige BHW (+24,65mNN) für den geplanten Deichquerschnitt durchgeführt. Die Eingabedaten und die für stationäre Verhältnisse, also länger andauernde Hochwässer ermittelte Potential- bzw. Sickerlinie sind den nachfolgenden Seiten zu entnehmen. Danach würde sich die Sickerlinie so einstellen, dass auf der Landseite des sanierten Deichkörpers kein Wasseraustritt ergäbe. Die Sickerlinie verläuft dann weit unter dem landseitigen Gelände.

Mit einem bordvollen Wasserstand (+25,65mNN) stellt sich bei lang andauerndem Hochwasser erwartungsgemäß eine höher liegende Sickerlinie ein, die aber rechnerisch immer noch unter dem landseitigen Gelände liegt und mithin ebenfalls nicht zum Wasseraustritt führt.

Ergebnisse der Böschungsbruchnachweise:

Ausgehend von den berechneten Sickerlinien ist anzunehmen, dass sich der Deichquerschnitt bei lang andauerndem Hochwasser entsprechend aufsättigt. Dabei kann es bei entsprechender Abdichtung zwar zu etwas günstigeren, also tieferen Sickerlinien kommen, aber mit Blick auf den großräumig vorhandenen Sandkörper ist zumindest im wasserseitigen Bereich mit einer Aufsättigung des Deichkörpers zu rechnen. Auf der sicheren Seite liegend wird für die Geländebruchuntersuchungen so gerechnet. Des Weiteren werden eine Filterschicht von rd. 0,50m und eine Deckschicht von 0,30m angesetzt!

Im Kennzeichnenden Lastfall „Sunk“ lässt sich die Geländebruchsicherheit mit meiner Ausnutzung von $\mu = 1,00$ für eine „Ständige Bemessungssituation“ (BS-P) führen. Alle anderen untersuchten Lastfälle führen zu einer deutlich geringeren Nachweisausnutzung und sind somit nicht maßgebend!

Spundwandschürze:

Die einbindende Spundwandschürze (Pos. 1.1.1) endet bei ca. +21,20mNN. In Hinblick auf das Bodenmodell liegt die dichtende Schicht bei ca. +18,50mNN. Somit bleibt der Baugrund im Abschnitt weiterhin gut durchlässig, bzw. durchströmbar (z.B. in Hinblick auf abfließendes Grundwasser).

Statische Funktionen der Spundwand sind zum einen der Abtrag der vertikalen Lasten aus dem Stb.-Balkenlift (Lagesicherung und Stabilisierung). Zum anderen muss er die Biegemomente aus der mobilen HWS-Wand aufnehmen und in den Baugrund ableiten können.

Für den Deichkörper ergibt sich aus der Spundwandschürze kaum eine hydraulische Verbesserung. Dies ist aus den durchgeführten Sickerlinienberechnungen gut zu erkennen. Hier liegen die Sickerlinien auf der Landseite immer deutlich unter dem vorhandenen Gelände.

Landseitiger Fußfilter:

Aus den Berechnungen der Sickerlinien geht hervor, dass infolge von Hochwässern nicht mit dem landseitigen Austritt von Wasser zu rechnen ist. Mit Blick auf die heterogen zusammengesetzten Auffüllungen besteht abder die Möglichkeit, dass sich aufgrund gleichzeitig anfallender niederschlagsbedingter Sickerwasser von oben örtlich höhere Aufstauungen einstellen. Zur Fassung und Ableitung dieser Sickerwässer sollte in der landseitigen Böschung konstruktiv ein Fußfilter angeordnet werden.

Sickulinien:

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$1.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0,20	Sandkörper vorhanden
	$1.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0,20	
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0,20	
	$1.000 \cdot 10^{-9}$	$1.000 \cdot 10^{-9}$	0,20	Schluffband

$$BHW = +24,65 \text{ mNN}$$

$\Rightarrow$ ohne Berücksichtigung einer
SPW-Schürze!

Isolinien Potentiale

Pos. 1.1.1
SPW

Pos. 1.1.2

1:3

+24,65 mNN

24.50

24.00

23.50

23.00

22.50

22.00

21.50

21.00

20.50

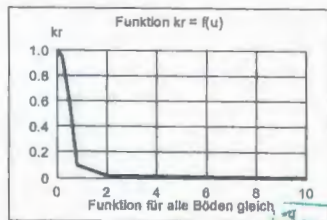
20.00

19.50

19.00

18.50

18.00

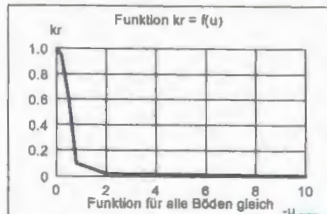
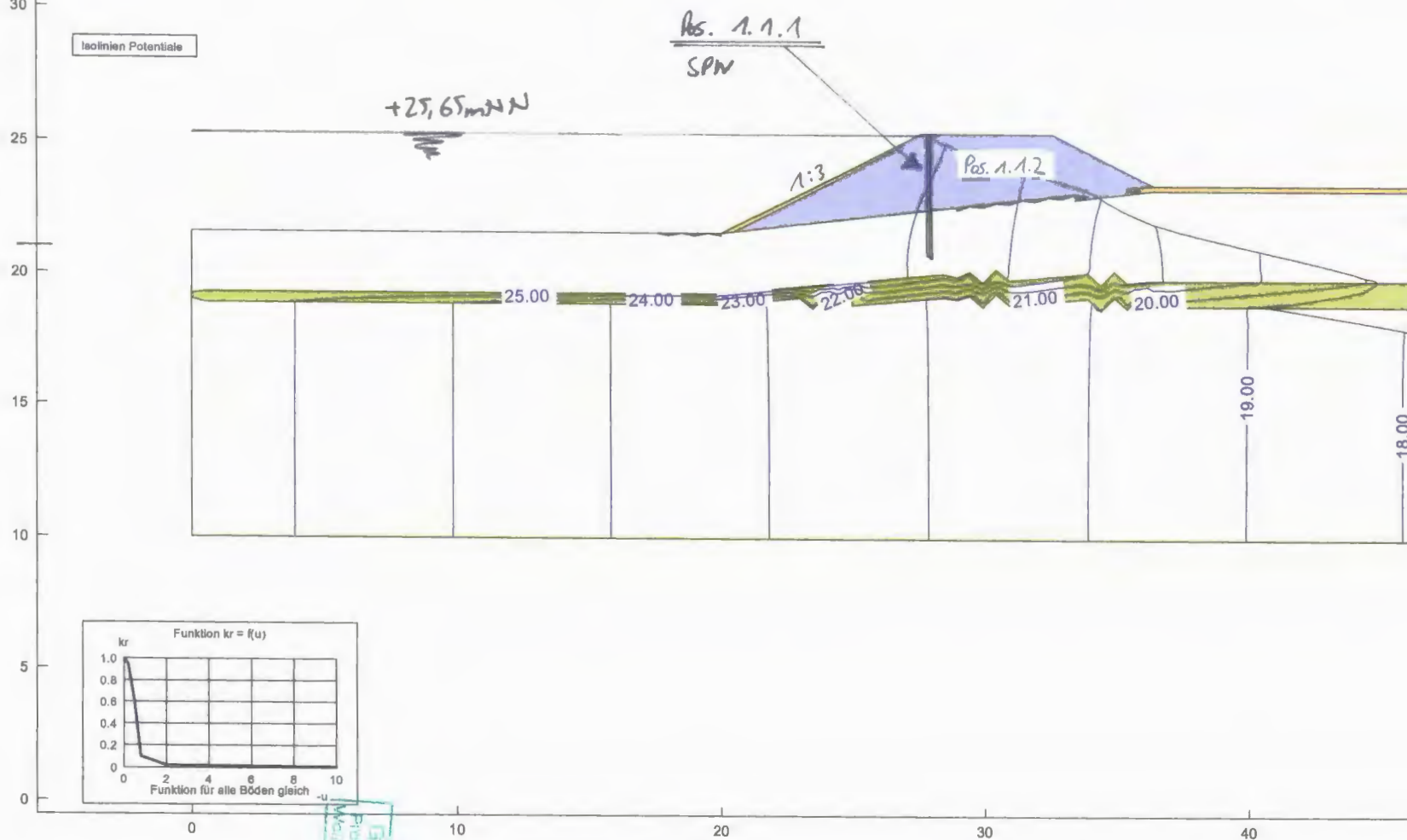


Sickelinien:

Boden	k_x [m/s]	k_y [m/s]	n_{eff} [-]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.20	Sandkörper vorhanden
	$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.20	Deichkörper
	$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.20	Filterschichten
	$1.000 \cdot 10^{-9}$	$1.000 \cdot 10^{-9}$	0.20	Schluffband

Wasserstand = boid voll = +25,65mNN

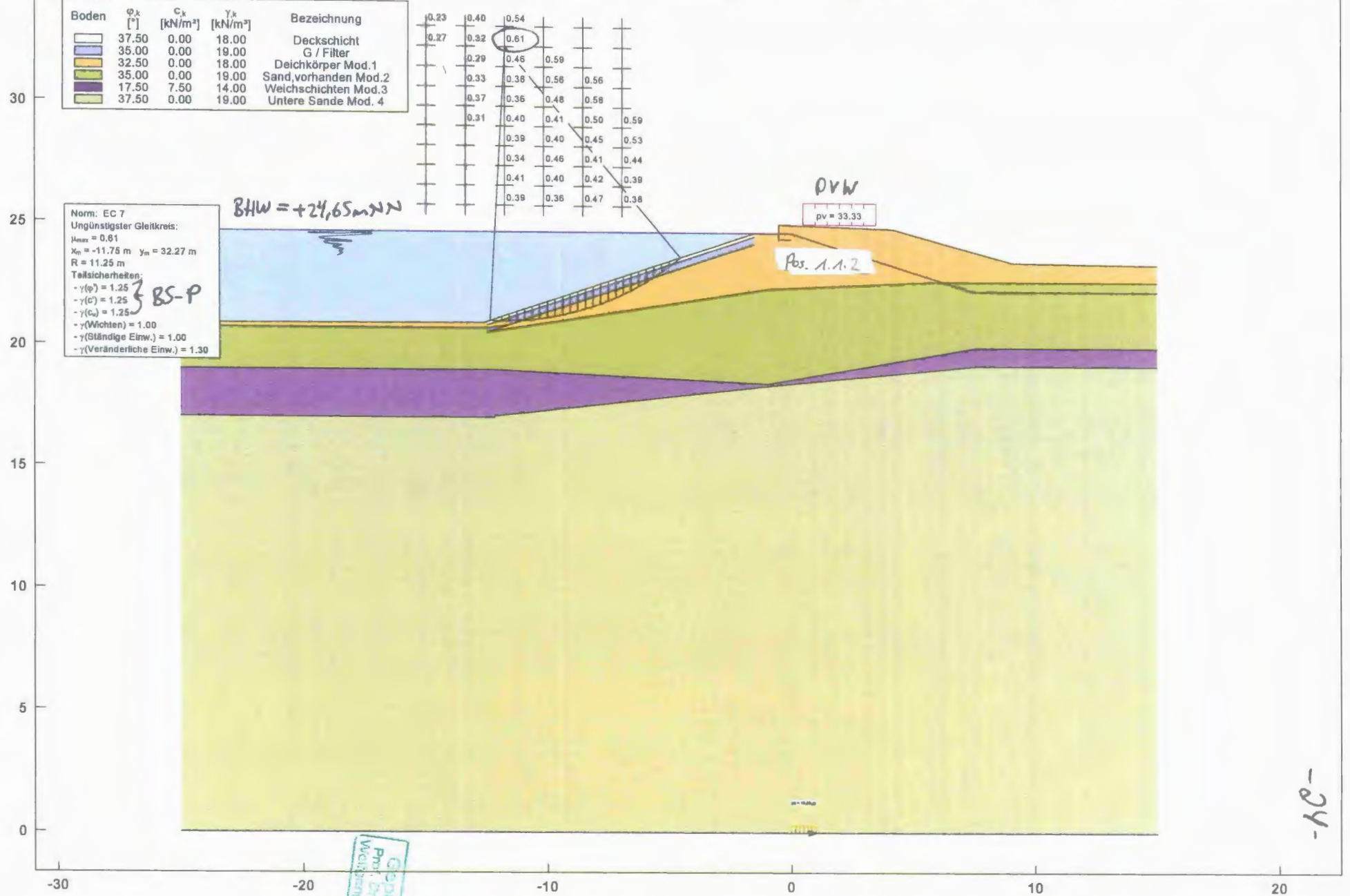
⇒ ohne Ansatz einer SPW-Schürze!



Böschungbruch nachweis

IHW = NHN+ 24,65 m

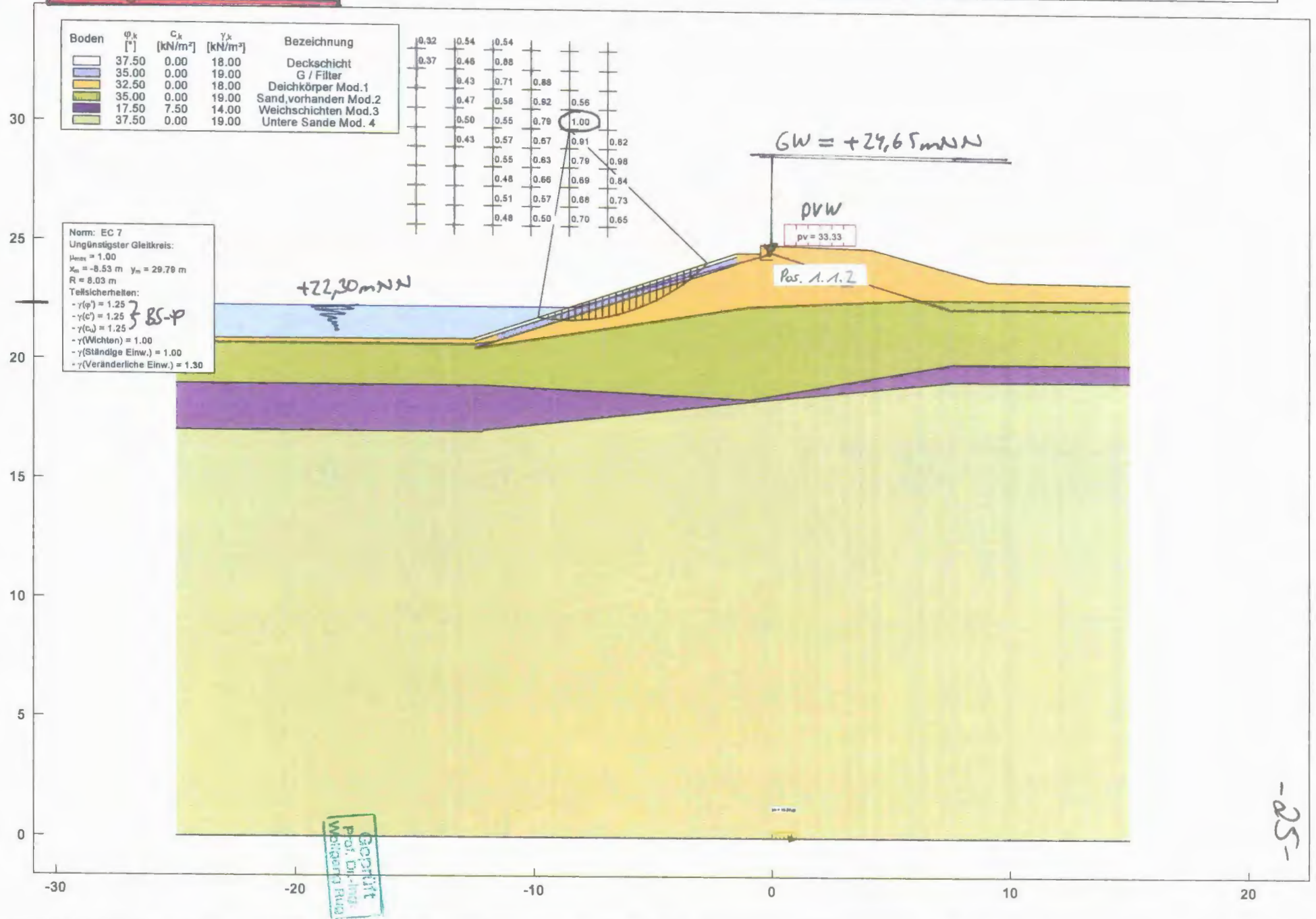
Filterschicht berücksichtigt 0,5 m; Deckschicht 0,3 m



Böschungbruchnachweis:

3HW = NHN + 24,65 m (Sunk)

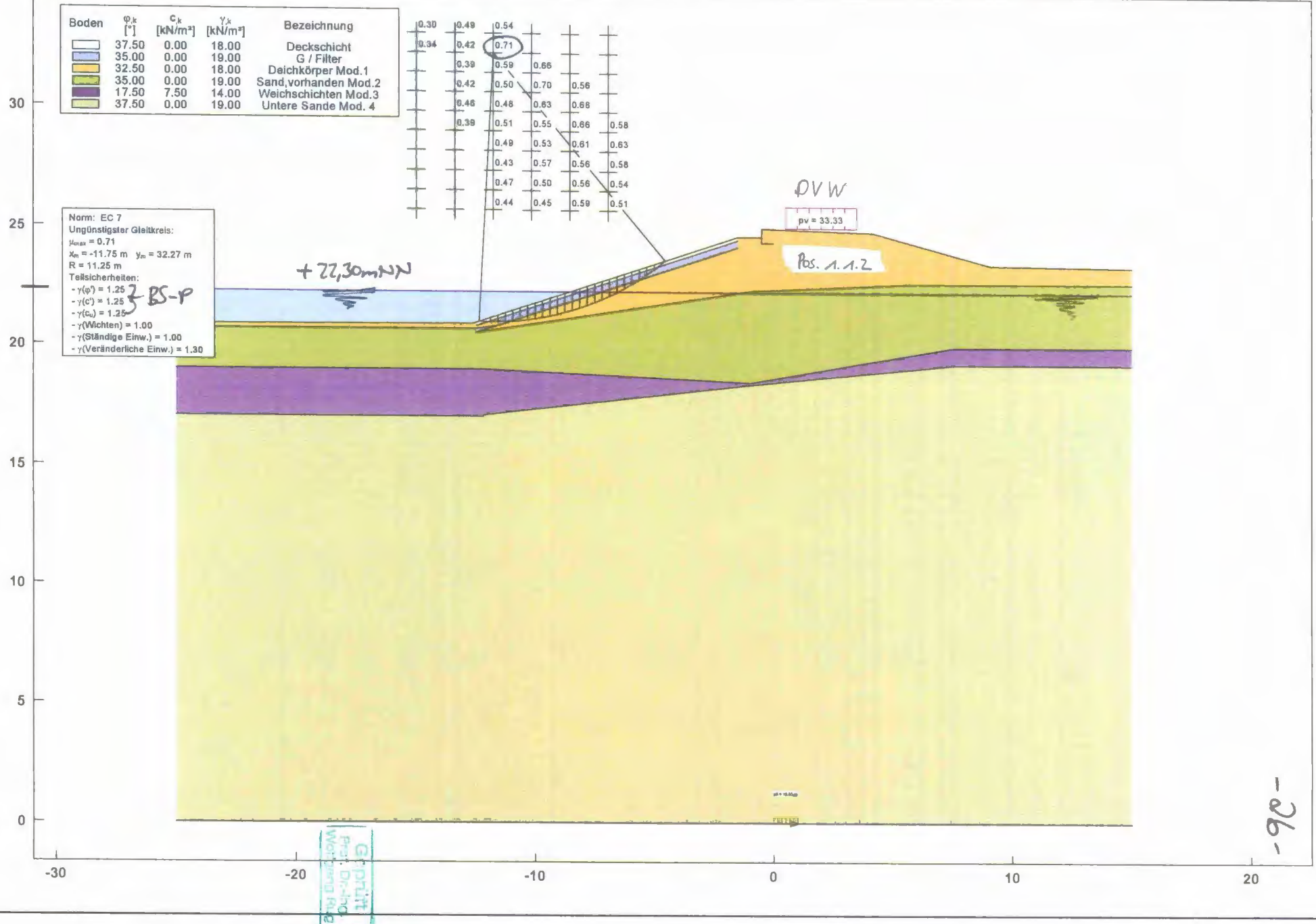
Filterschicht berücksichtigt 0,5 m; Deckschicht 0,3 m



Böschungsbruchnachweis:

IHW= NHN+ 22,30m

Filterschicht berücksichtigt 0,5 m; Deckschicht 0,3 m



Böschungsbrechnachweis!

JHW+1m = NHN+ 25,65 m

Filterschicht berücksichtigt 0,5 m; Deckschicht 0,3 m

Aufbau Spundwand bis NN+ 25,65

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
Deckschicht	37.50	0.00	18.00	Deckschicht
G / Filter	35.00	0.00	19.00	G / Filter
Deichkörper Mod.1	32.50	0.00	18.00	Deichkörper Mod.1
Sand, vorhanden Mod.2	35.00	0.00	19.00	Sand, vorhanden Mod.2
Weichschichten Mod.3	17.50	7.50	14.00	Weichschichten Mod.3
Untere Sande Mod. 4	37.50	0.00	19.00	Untere Sande Mod. 4

0.23	0.40	0.54	kS	kS	kS
0.27	0.32	0.61	kS	kS	kS
	0.29	0.46	0.59	kS	kS
kS	0.33	0.38	0.56	0.56	kS
kS	0.37	0.36	0.48	0.58	kS
kS	0.31	0.40	0.41	0.50	0.59
kS		0.39	0.40	0.45	0.53
kS		0.34	0.46	0.41	0.44
kS		0.41	0.40	0.43	0.39
kS	kS	0.40	0.36	0.47	0.38

Norm: EC 7
Ungünstigster Gleitkreis:
 $\gamma_{max} = 0.61$
 $x_{00} = -11.75$ m $y_m = 32.27$ m
 $R = 11.25$ m
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\varphi) = 1.25$
- $\gamma(c) = 1.25$
- $\gamma(c_u) = 1.25$
- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$

11 bordvoll
+25,65mNN

BS-P

SPW (Pos. 1.1)

PVW

PV = 33.33

Pos. 1.1.2

Statische Berechnung

Pos. 1.2 - Schart 3

Bau-km 0+180 bis 0+194

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Projekt: 17014

Pos.: 1.2.1

Seite: 29

Pos. 1.2 Schart 3

Pos. 1.2.1 Mobile Hochwasserschutzwand

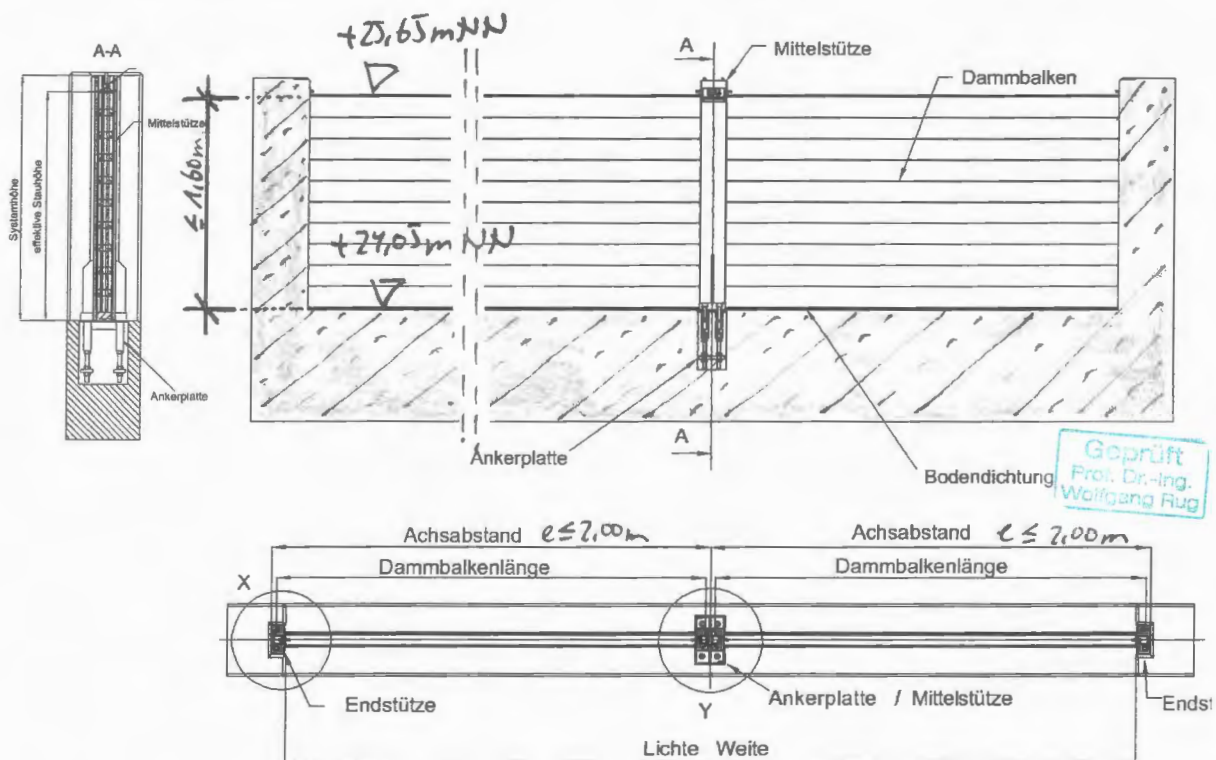
Vorbemerkungen: Im Bereich des Deichschart muss eine mobile HWS-Wand realisiert werden. Die Anstauhöhe beträgt hierbei ca. 1,60m gemessen ab OK Stb.-Betonbalken.

Die Öffnungsbreite des Deichschart beträgt ca. 14,00m. Daher werden insgesamt 6 Mittelstützen (Systemabstand 2,00m) vorgesehen, die im Bedarfsfall am Fußpunkt mit dem Stb.-Balken verschraubt werden können.

Nachfolgend wird sich beispielhaft auf das HWS-System der Firma „IBS Technics GmbH“ mit Sitz in Thierhaupten bezogen. Die Wesentlichen statischen Bauteile sind hierbei:

<u>Systembauteile:</u>	Dammbalken:	DBAL 100x150-2,5	oder DBAL 100x200-2,5
	Mittelstütze:	MS 100L-T51-1745	oder größer
	Endstütze:	E100L	Montage in Zweitbeton
	Ankerplatte:	AP100L-T50	Montage in Erstbeton

Skizze:



Nachweise:

Nachfolgend wird lediglich ein Schnittgrößenermittlung für die Mittelstütze durchgeführt, so dass die Anschlusskräfte für die Betonbauteile bekannt sind (siehe nachfolgende Seiten).

Statische Nachweis für die o.g. Bauteile erfolgen im Zuge der Ausführungsplanung durch Lieferfirma!

Projekt:

Seite: 30

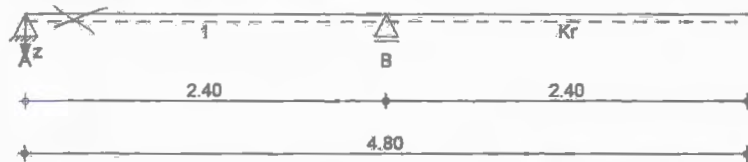
Lasten aus der Mittelstütze (mobile HWS)

System

Durchlaufträger, 1-achsige Biegung (Ersatzsystem)

M 1:50

System z-Richtung



Belastungen

Belastungen auf das System

Einwirkbreite $\leq 2.00\text{m}$

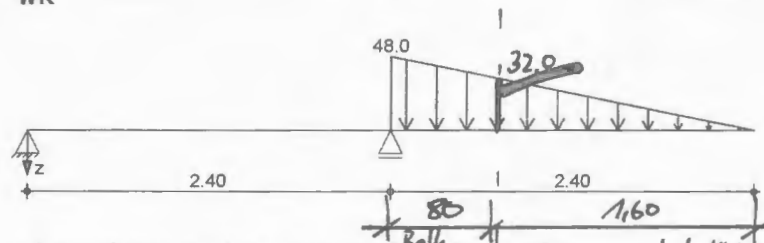
Grafik

Belastungsgrafiken (Einwirkungsbezogen)

Einwirkung

$w_k = 2.40\text{m} \cdot 10.0\text{NNH}^3 \cdot 2.00\text{m} = 48.0\text{NNH/m}$

"Wasserdurch"
Lastfall "bordvoll"



Char. Schnittgrößen

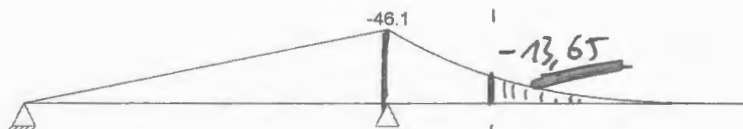
charakteristische Schnittgrößen mobile HWS

Grafik

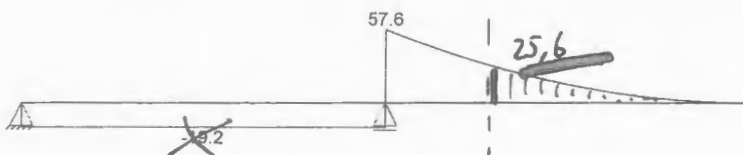
Schnittgrößen (je Einwirkung)

Einw. w_k

Moment $M_{y,k}$ [kNm]



Querkraft $V_{z,k}$ [kN]



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Auflagerkräfte

Charakteristische Auflagerkräfte

Char. Auflagerkr.

Aufl.

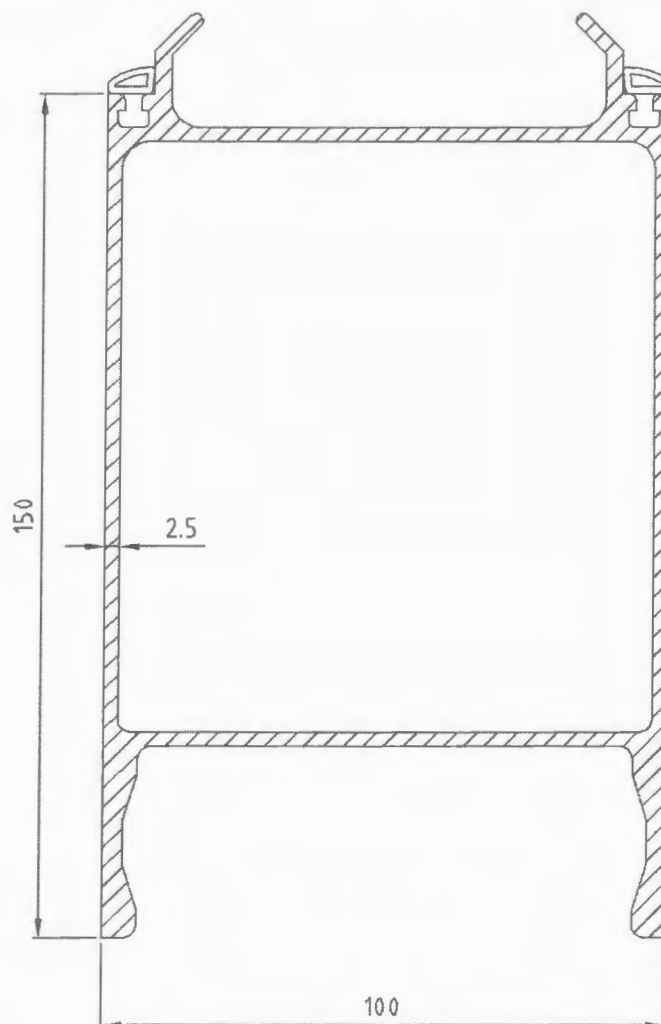
Einw. w_k

A
B

$F_{z,k}$
[kN]
-19.20
76.80

2.3 Dammbalken

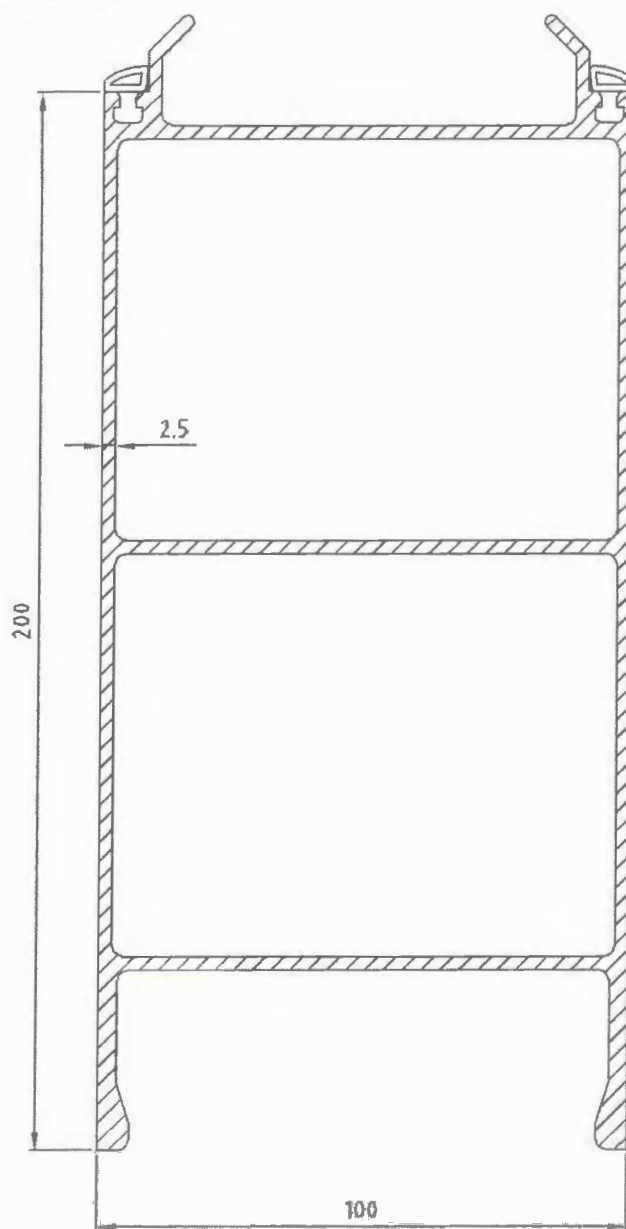
2.3.1 DBAL100x150-2.5



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

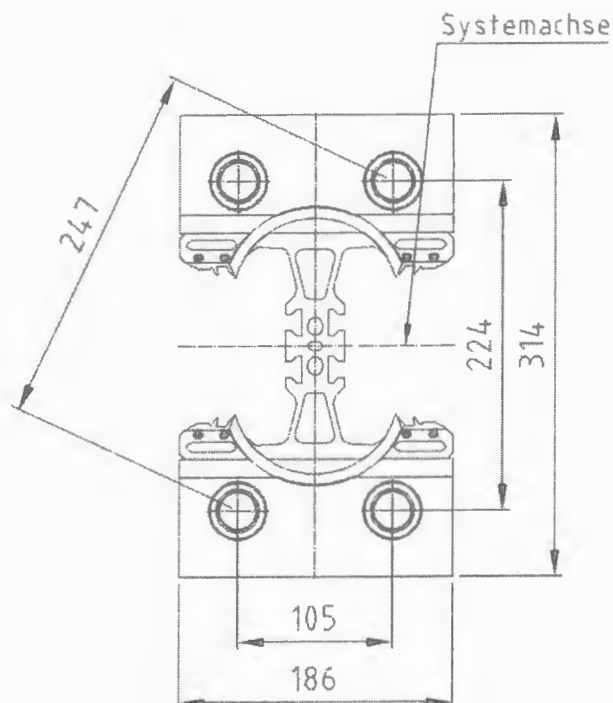
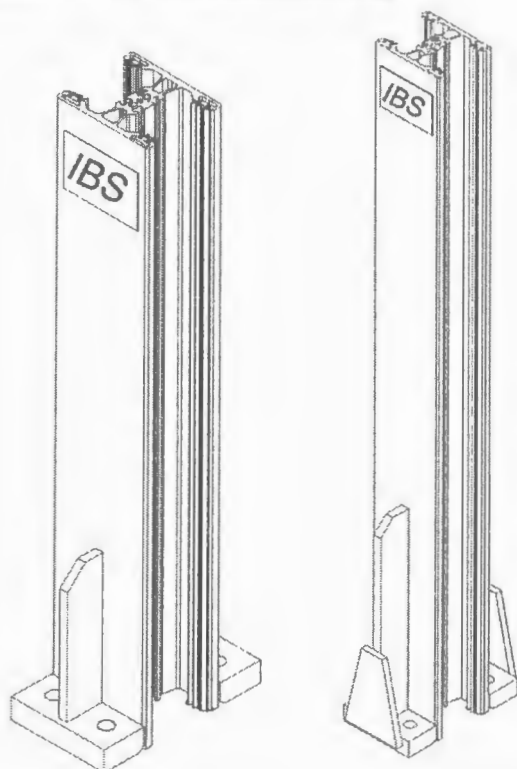
PROFILKENNDATEN		
Wirksame Höhe	mm	150
Breite	mm	100
Dicke	mm	2,5
Querschnittsfläche	cm ²	15,5
Gewicht	kg/m	4,2
Material	-	EN AW-6063-T66
Trägheitsmoment	cm ⁴	274
E-Modul	N/mm ²	70.000

2.3.3 DBAL100x200-2.5



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

PROFILKENNDATEN		
Wirksame Höhe	mm	200
Breite	mm	100
Stegbreite	mm	2,5
Querschnittsfläche	cm ²	19,7
Gewicht	kg/m	5,3
Material	-	EN AW-6063-T66
Trägheitsmoment	cm ⁴	339,5
E-Modul	N/mm ²	70.000

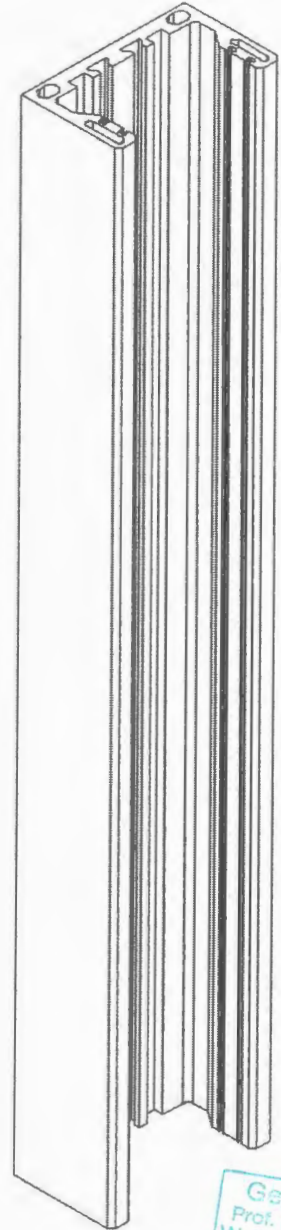
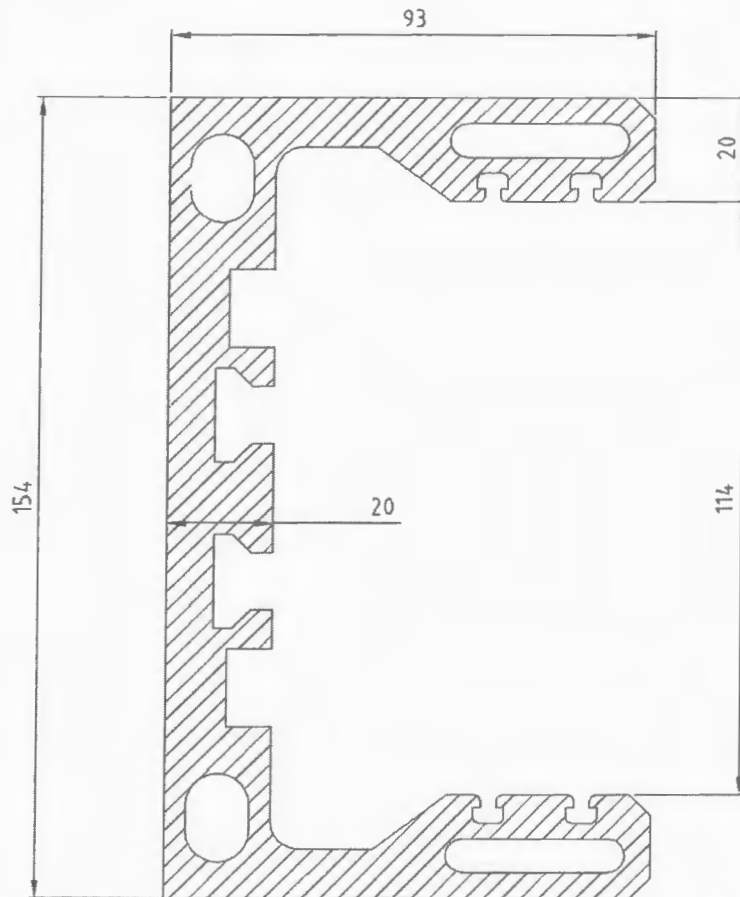
2.7 Mittelstützen
2.7.1 MS100L-T50 / T51


LEGENDE				
Bezeichnung	Stauhöhe [mm]	Max. Achsabstand a [mm]	Gewicht [kg]	Material
MS100L-T50-280	150	6000	9,4	En AW 6063 T66
MS100L-T50-330	200	6000	10,3	
MS100L-T50-425	300	6000	12,1	
MS100L-T50-525	400	5500	13,9	
MS100L-T50-580	450	5500	15,5	
MS100L-T50-735	600	5000	18,4	
MS100L-T50-885	750	4500	21,2	
MS100L-T50-935	800	4500	22,1	
MS100L-T50-1040	900	4000	24,0	
MS100L-T50-1135	1000	4000	26,3	
MS100L-T50-1190	1050	4000	27,3	
MS100L-T50-1345	1200	3800	30,2	
MS100L-T50-1500	1350	3700	33,1	
MS100L-T50-1540	1400	3700	33,8	
MS100L-T50-1650	1500	3000	35,8	
MS100L-T51-1745	1600	3000	37,6	
MS100L-T51-1805	1650	3000	42,7	
MS100L-T51-1955	1800	3000	45,5	

 Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

2 Systemkomponenten

2.1 Endstütze E100L



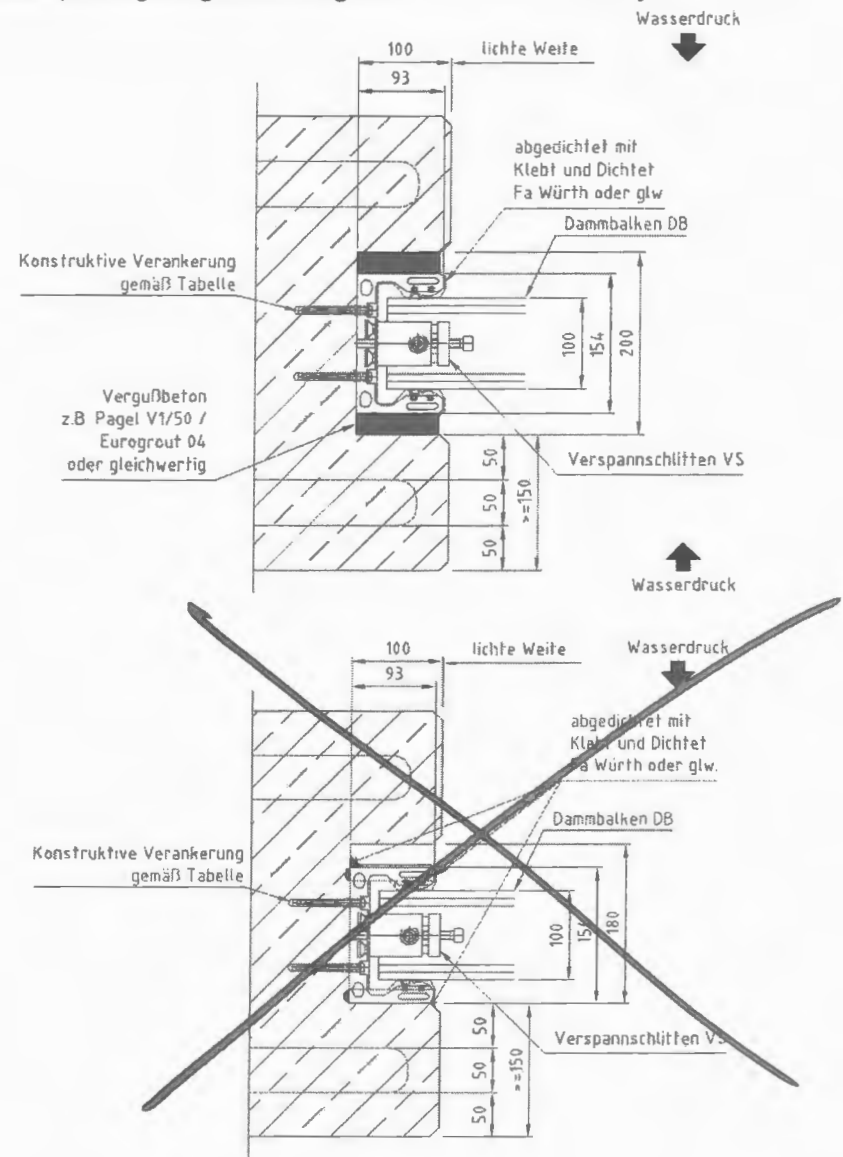
Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

PROFILKENNDATEN		
Höhe	mm	154
Breite	mm	93
Stegbreite	mm	20
Querschnittsfläche	cm ²	39,7
Gewicht	kg/m	10,5
Material	-	EN AW-6063-T66
Trägheitsmoment	cm ⁴	328
E-Modul	N/mm ²	70.000

4 Montagesituationen für Endprofile

4.1 Montagesituation in Aussparung / Erstbeton

4.1.1 Typ 1 in Aussparung vergossen/angelehnt – E100L T01-Systemhöhe



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Toleranzangaben:

Einbau Endprofil

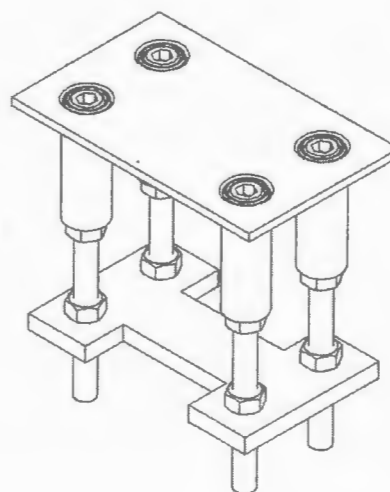
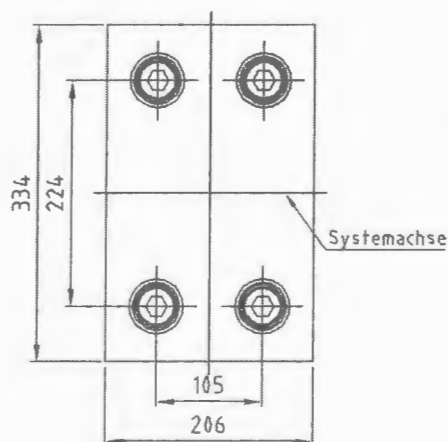
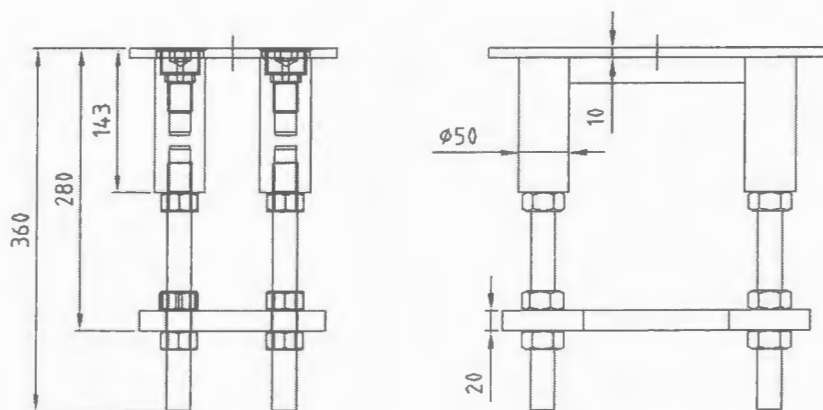
- im Grundriss + / - 3mm
- in der Lotrechten in Summe 6mm

Dimensionierung

Wand	Fläche	Höhe	Breite	Verankerung
Beton	Nach Dammbalkentabelle			Fischerdübel SX 8 x 65, Holzschraube DIN 571 M5 x 60 A2, Scheibe DIN 9021 5.3 A2

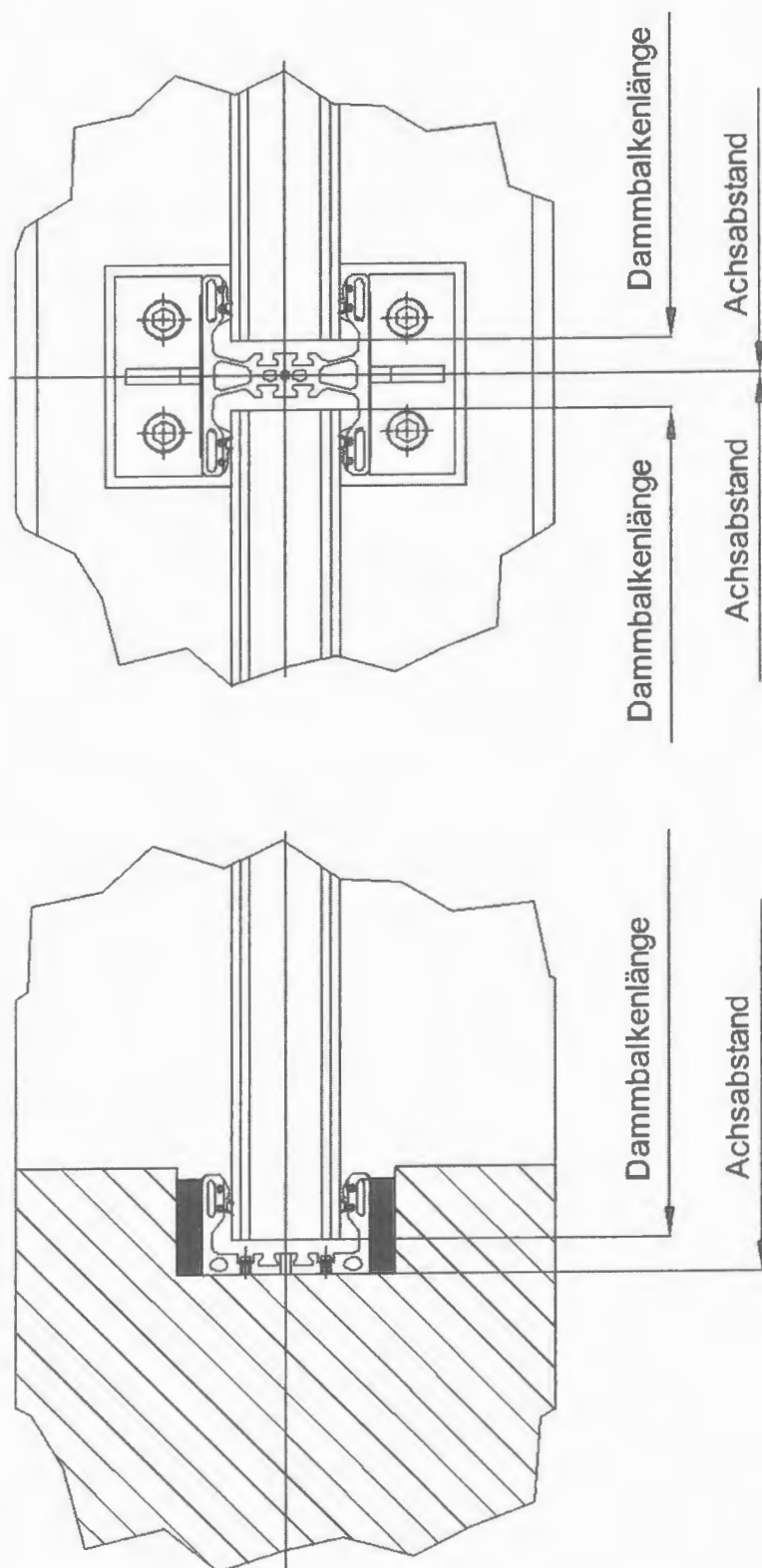
2.6 Ankerplatten

X 2.6.1 AP100L-T50



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Deckplatte	Edelstahl V2A, Werkstoffnr.: 1.4301
Buchsen	Edelstahl V2A, Werkstoffnr.: 1.4301
Gewindestange	Schwarzstahl S235, Festigkeitsklasse: 8.8 blank
Rückhängeplatte	Schwarzstahl S235
Sechskantmutter	Schwarzstahl S235, Festigkeitsklasse: 8.8
Blindschrauben (Zylinderschraube)	DIN912 M24x40 A4-70



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.2.2

Stb.- Bodenplatte, h = 1,20m

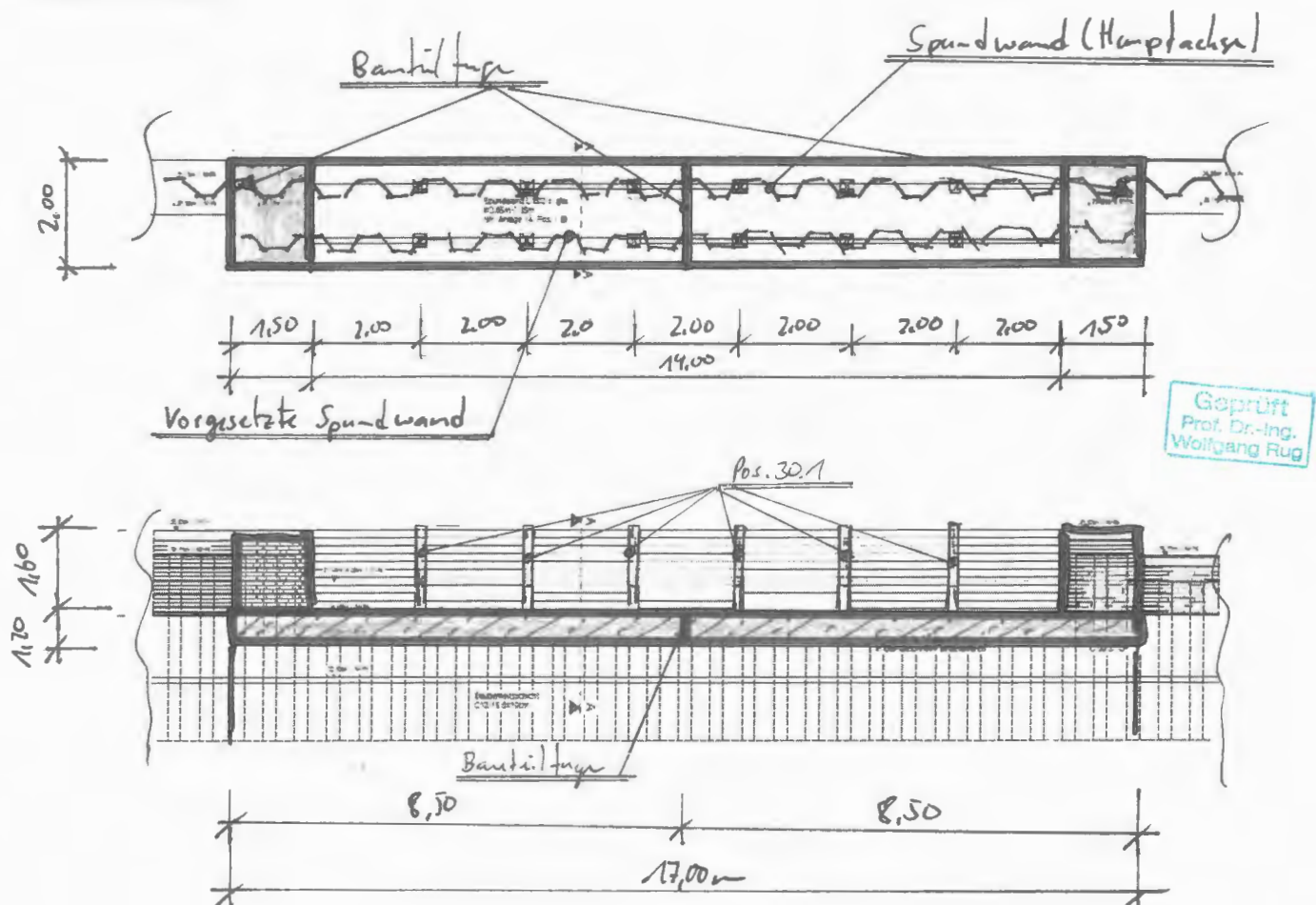
Vorbemerkungen:

Die Stb.- Bodenplatte ist überfahrbar. Es wird ein SLW 60 als Berechnungsgrundlage definiert. Ungünstige Radstellungen werden untersucht. Die Bodenplatte trägt ihre Lasten über die Spundwände in den Baugrund ab.

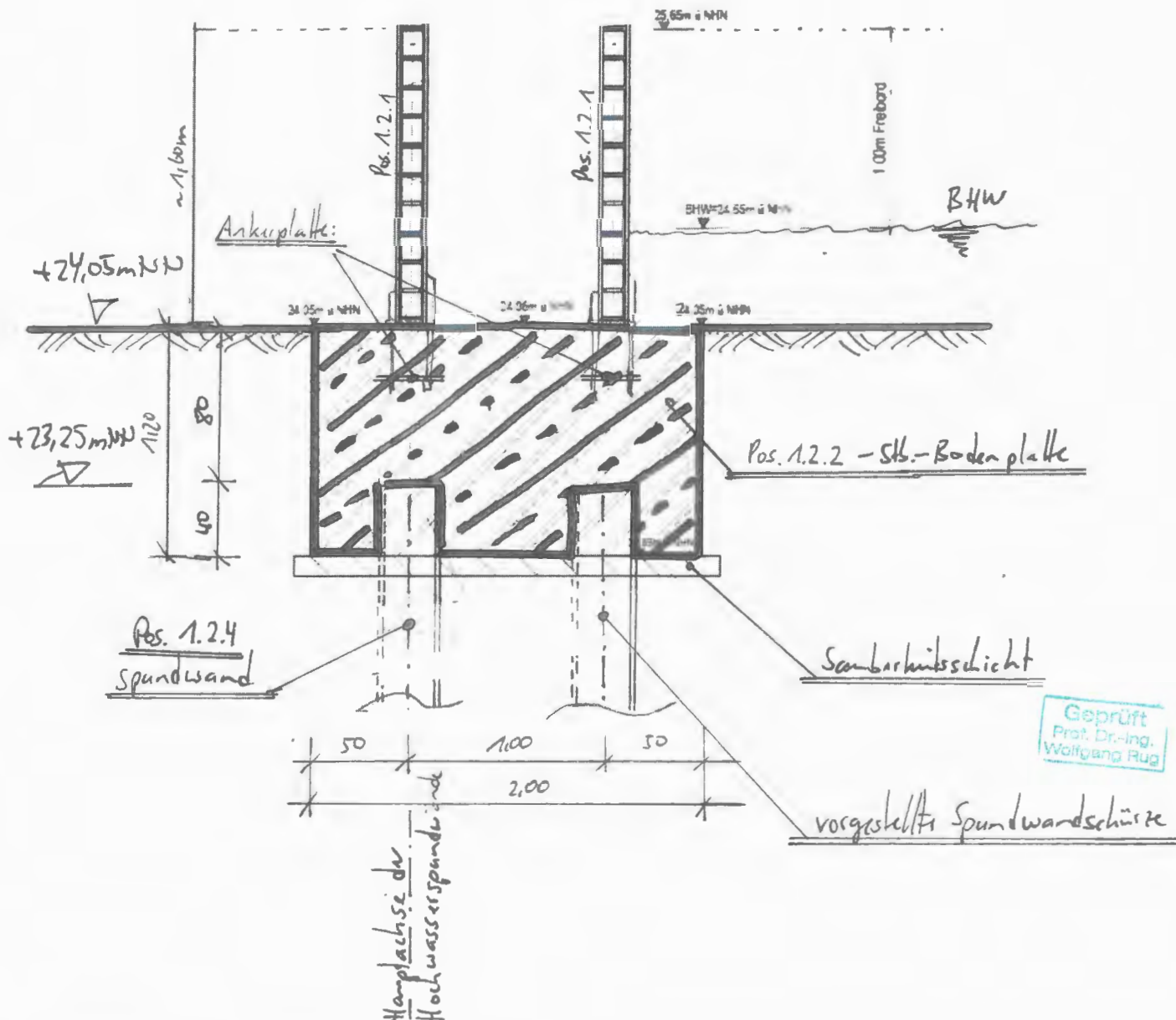
Mat./Querschnitt:

Abmessungen: h = 1,20 m
 Beton: C30/37 (LP)
 Rissbreite: $w_k \leq 0,25 \text{ mm}$
 Betonstahl: B500B
 Expositionsklassen: XD3, XS3, XA3, WA
 Betondeckung: 5,5 cm

Übersichtsskizze:



Schnitt:



Rissnachweis: siehe EDV-Ausdruck

Biegebemessung: siehe EDV-Ausdruck

Schneidenlagerung: siehe EDV-Ausdruck

Projekt: 17014

Pos.: 1.2.2

Seite: 40

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

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C30/37** (LP)
Betonstahl: **B500**
Betondeckung: $c_v = 6,7$ cm
Bauteildicke: $h = 80,0$ cm
Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq 0,25$ mm
Annahme der Betonzugfestigkeit: **70%** f_{ctm}
Nachweis nach der WU- Richtlinie: **nein**

Bewehrung in Längsrichtung

(2. Lage)

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 30,0$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 2,90$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 2,03$ 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: $A_{ct} = 8000,0$ cm²
Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

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

Mindestbewehrung:

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

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

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	GL B		
[mm]	[cm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
6	73,0	8,57	319	11,4	44,0	4400	28,04	25,49	25,49	12,74
7	73,0	10,00	295	11,3	44,2	4420	30,42	27,53	27,53	13,76
8	72,9	11,43	276	11,3	44,4	4440	32,67	29,43	29,43	14,72
9	72,9	12,86	260	11,2	44,6	4460	34,81	31,22	31,22	15,61
10	72,8	14,29	247	11,1	44,8	4480	36,85	32,90	32,90	16,45
12	72,7	17,14	225	11,0	45,2	4520	40,73	36,04	36,04	18,02
14	72,6	20,00	209	10,8	45,6	4560	44,38	38,93	38,93	19,47
16	72,5	22,86	195	10,7	46,0	4600	47,86	41,62	41,62	20,81
20	72,3	28,57	174	10,4	46,8	4680	54,44	46,53	46,53	23,27
25	72,1	35,71	156	10,1	47,8	4780	62,17	52,03	52,03	26,01

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

Gl. B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Gewählte Bewehrung: ϕ 14 mm, s = 7,5 cm # mit vorh. $A_s = 20,53$ cm²/m

Projekt:

Pos.: 1.2.2

Seite: 41

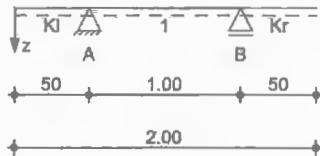
Stb.-Bodenplatte

System

Durchlaufträger, 1-achsige Biegung

M 1:50

System z-Richtung



Belastungen

Belastungen auf das System

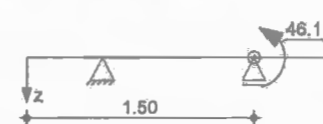
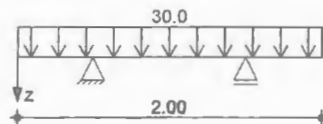
Grafik

Belastungsgrafiken (Einwirkungsbezogen)

Einwirkungen

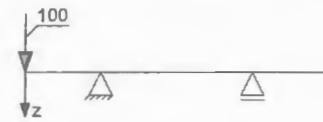
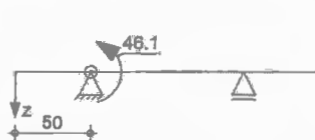
Gk $g_n = 1,20 \cdot 25,0$

Wk1 aus Pos. 30.1



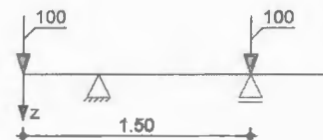
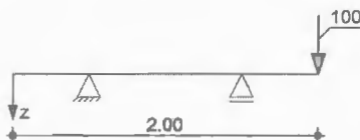
Wk2 aus Pos. 30.1

Qk1 Radlast 1



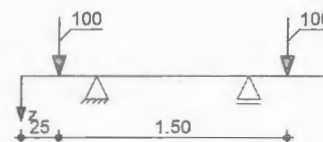
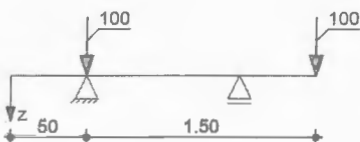
Qk2 Radlast 2

Qk3 Radlast 3



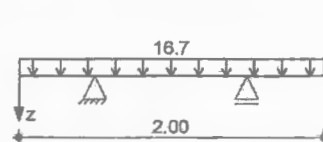
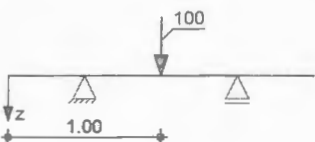
Qk4 Radlast 4

Qk5 Radlast 5



Qk6 Radlast 6

Qk7 Radlast 7



Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Kombinationen

Kombinationsbildung nach DIN EN 1990
 Darstellung der maßgebenden Kombinationen

ständig/vorüberg.

Ek	$\Sigma (\gamma \cdot \psi \cdot EW)$	
1	$1.35 \cdot Gk$	$+1.50 \cdot Qk1$
3	$1.00 \cdot Gk$	$+1.50 \cdot Qk1$
5	$1.35 \cdot Gk$	
8	$1.35 \cdot Gk$	$+1.50 \cdot Qk2$

Projekt:

Pos.: 1.2.2

Seite: 42

	Ek	$\Sigma (\gamma \cdot \psi \cdot EW)$	
	13	1.00 * Gk	
	14	1.00 * Gk	+1.50 * wk1
	16	1.00 * Gk	+1.50 * Qk2
	19	1.00 * Gk	+1.50 * Qk6
quasi-ständig	21	1.00 * Gk	
	22	1.00 * Gk	+0.50 * wk1
	25	1.00 * Gk	+0.50 * Qk1
	26	1.00 * Gk	+0.50 * Qk2

Bem.-schnittgrößen

Bemessungsschnittgrößen

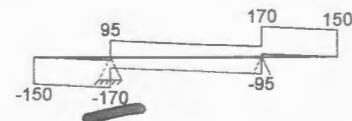
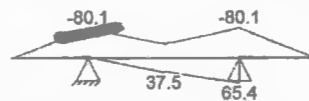
Grafik

Schnittgrößen (Umhüllende)

Kombinationen

$M_{y,d}$ [kNm]

$V_{z,d}$ [kN]



Auflagerkräfte

Charakteristische Auflagerkräfte

Char. Auflagerkr.

Aufl.

		$F_{z,k}$ [kN]
Einw. Gk	A	30.00
	B	30.00
Einw. wk1	A	46.10
	B	-46.10
Einw. wk2	A	46.10
	B	-46.10
Einw. Qk1	A	150.00
	B	-50.00
Einw. Qk2	A	-50.00
	B	150.00
Einw. Qk3	A	150.00
	B	50.00
Einw. Qk4	A	50.00
	B	150.00
Einw. Qk5	A	100.00
	B	100.00
Einw. Qk6	A	50.00
	B	50.00
Einw. Qk7	A	16.70
	B	16.70

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Projekt: 17014

Pos.: 1.2.2

Seite: 43

Biegebemessung
und direkte Berechnung der Rissbreite unter Gebrauchslast
gemäß EC2 (DIN EN 1992-1-1)

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C30/37** (LP)
Betonstahl: **B500**
Bauteildicke: $h =$ **80,0** cm
Statische Höhe: $d =$ **73,0** cm
Betondeckung: $c_v =$ **5,5** cm
Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq$ **0,25** mm
Nachweis nach der WU-Richtlinie: **nein**

Einwirkungen:

Ständige Lasten: $g_k =$ **60,00** %
Nutzlast: A (Wohnen) $q_k =$ **40,00** %

Kombinationsbeiwerte		
ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,7	0,5	0,3

Bemessungswerte der Einwirkungen:

Grundkombination: $E_d = 141,00$ kN/m²
häufige Kombination: $E_{d,frequ} = 80,00$ kN/m²
quasi-ständige Kombination: $E_{d,perm} = 72,00$ kN/m²

Umrechnungsfaktor:

$$f = E_d / E_{d,perm} = 0,511 \quad M_{Ed,perm} = f * M_{Ed}$$

Nr.:	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,perm}$ [kNm]	k_d [-]	k_s [-]	x [cm]	z [cm]	erf. A_s [cm ² /m]	gew. $\emptyset$ [mm]	s [cm]	vorh. A_s [cm ² /m]	σ_s [N/mm ²]	w_k [mm]
1	$\leq 100,0$	51,10	7,30	2,34	3,5	71,8	3,21	12	10,0	11,31	63	0,01
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Projekt: 17014

Pos.: 1.2.2

Seite: 44

**Stb.- Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung
 gemäß EC2-1-1, 6.2.2**

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit:

C30/37 (LP)

Betonstahl:

B500

Bauteildicke:

h = 80,0 cm

Bauteilbreite:

b = 100,0 cm

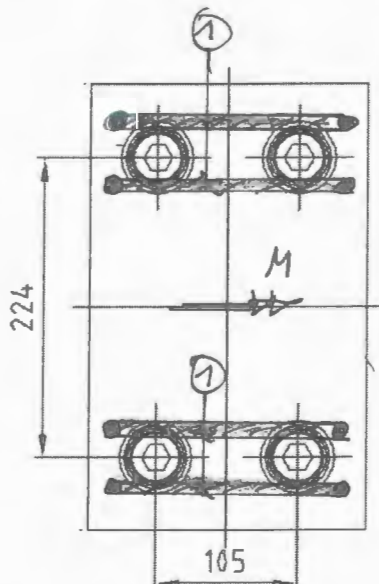
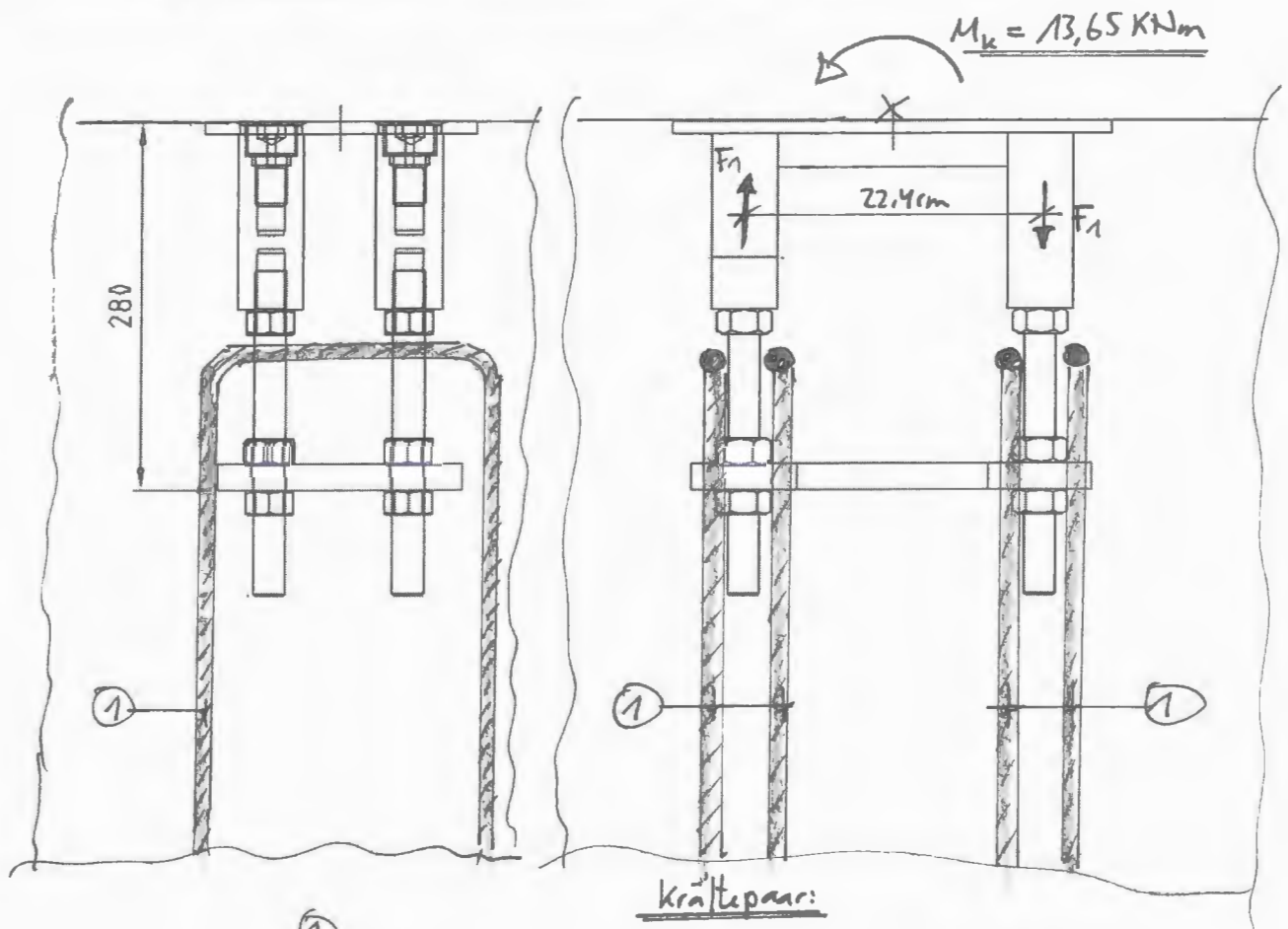
Statische Höhe:

d = 73,0 cm

Nr.:	V_{Ed} [kN/m]	a_{sl} [cm ² /m]	b [m]	h [m]	d [m]	f_{ck} [MN/m ²]	k [-]	p/l [-]	V_{min} [-]	$V_{Rd,ct}^{1)}$ [kN/m]	$V_{Rd,ct,min}^{2)}$ [kN/m]	$V_{Ed} / V_{Rd,ct}$ [-]
1	≤ 170,0	11,31	1,00	0,80	0,730	30,0	1,5234	0,0015	0,25747	185,6	188,0	0,90
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												

¹⁾ nach Gl. 6.2a ²⁾ nach Gl. 6.2b (Mindestwert)

Bewehrungszulagen im Bereich der Ankerplatten für die Mittelstützen:



Kräftepaar:

$$F_{1,d} = 1,5 \cdot 13,65 \text{ kNm} / 0,224 \text{ m}$$

$$F_{1,d} = 91,4 \text{ kN}$$

Rückhängebewehrung:

$$\text{erf. } A_s = 91,4 \text{ kN} / 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

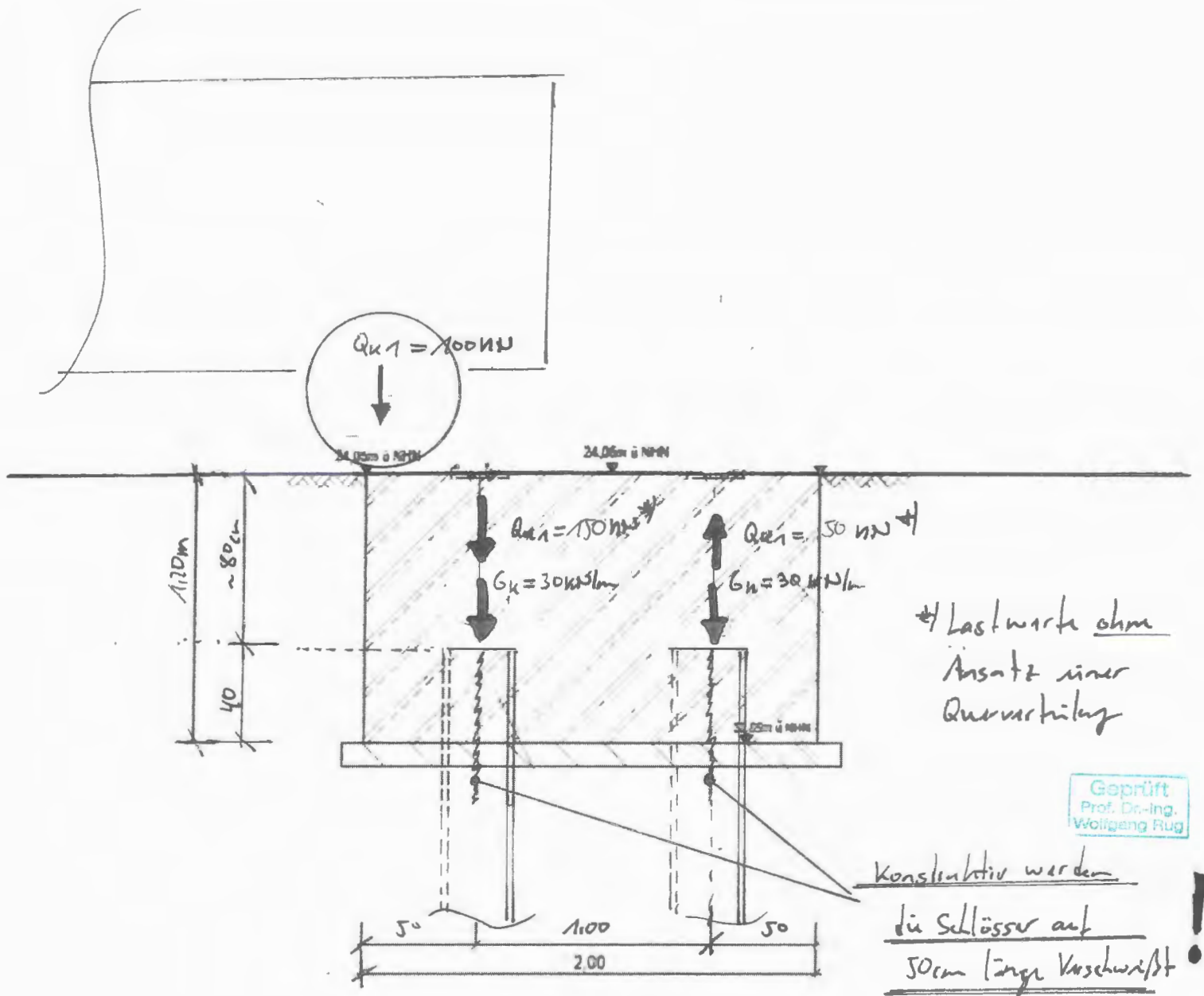
$$\text{erf. } A_s = 2,10 \text{ cm}^2$$

Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug



① gew. 2 Stecker $\varnothing 10 \text{ mm}$ je Anker
 bzw. 4 Stecker je Ankerplatte
 vorh. $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,10 \text{ cm}^2$

Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Qk1 (Radlast am Rand)



Systemdaten

Spundwandprofil

Spundwandprofil	
Profiltyp	GU
Profil	GU 8S

Querschnittswerte

Querschnittswerte	
B [mm]	600
h_p [mm]	313
A [cm ² /m]	107,8
t_f [mm]	8,0
t_w [mm]	7,5
W [cm ³ /m]	820

Bemessungskennwerte

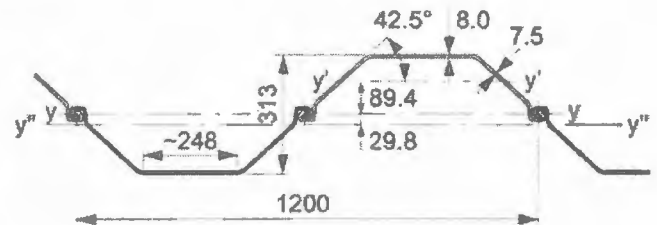
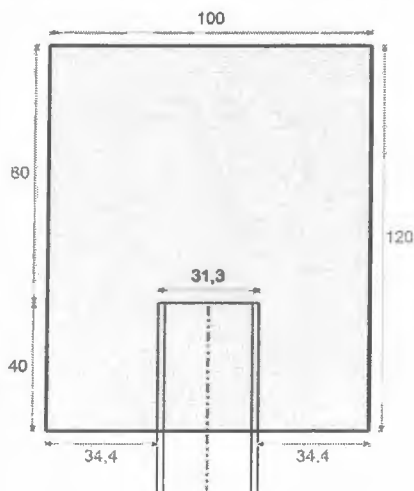
Ohne Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte	
$F_{Rd,m}$ [kN/m]	1283,0
$M_{RD,S}$ [kNm/m]	48,6
$M_{RD,K}$ [kNm/m]	26,6
$H_{RD,K}$ [kN/m]	222,0
k_{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
k_{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
k_{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k_{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
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

Systemdaten

Systemdaten	
System	mit Konsoleneinspannung
b [cm]	100
h [cm]	120
L_E [cm]	40

Querschnitt



Bemessungskennwerte (modifiziert)

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

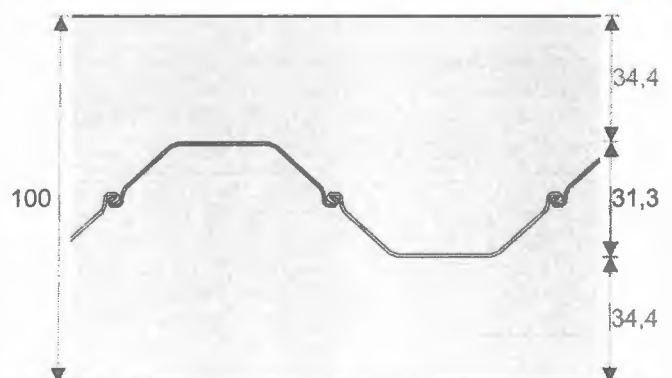
Bemessungskennwerte (modifiziert)	
$F_{Rd,m}$ [kN/m]	1283,0
$M_{RD,S}$ [kNm/m]	48,6
$M_{RD,K}$ [kNm/m]	53,2
$H_{RD,K}$ [kN/m]	222,0
k_{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
k_{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
k_{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k_{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
k_{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,115
k_{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
k_{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,252

Beton

Beton	
Betonfestigkeit	C35/45
f_{ck} [N/mm ²]	35
Betondeckung c_{nom} [mm]	55
Expositionsklasse	XC4 / XD3 / XS3 / XF3

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

Draufsicht



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Belastung

Ständige Lasten

Ständige Vertikallasten

Belastung	G kN/m	e _x cm
EG	30,0	0
	0,0	0

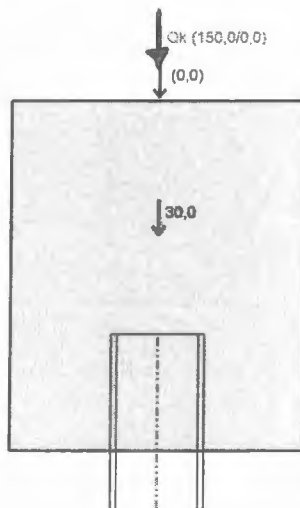
Das Eigengewicht des Balkens wird automatisch mit $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ im Lastfall EG berücksichtigt.

Veränderliche Lasten

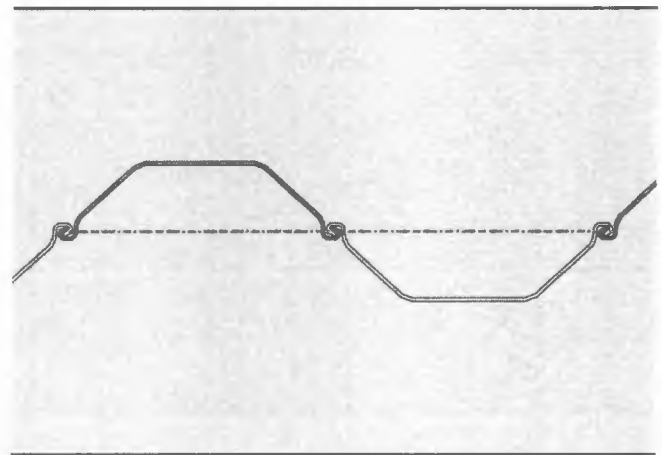
Veränderliche Vertikallasten

Belastung	Q kN/m	Q NR kN/m	e _x cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Qk	150,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0

Querschnitt



Draufsicht



Gepüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweise

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

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,S} = 48,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,K} = 53,2 \text{ kNm/m}$$

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

Nachweis der Tragfähigkeit (gem. Abschnitt 3.2.1 der AbZ)

$$F_d = 265,5 \text{ kN/m (0006 } 1.35 * EG + 1.0 * + 1.5 * Q_k)$$

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 0,0 \text{ kN/m (0001 } 1.0 * EG + 1.0 *)$$

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

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	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0002	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0003	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0004	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0005	255,0	0,0	42,6	19,3	61,9	0,00
0006	265,5	0,0	42,2	20,1	62,3	0,00
0007	255,0	0,0	42,6	19,3	61,9	0,00
0008	265,5	0,0	42,2	20,1	62,3	0,00

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweisergebnisse

-SD-

Tragfähigkeitsnachweis

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

$$265,50 \leq 1283,00$$

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

$$0,00 \leq 222,00$$

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

$$0,00 \leq 54,23$$

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

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Hauptbewehrung

Erforderliche Bügelbewehrung Pos. 1 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.2 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s = 15cm, entspricht 5,24 cm²/m 1-schnittig

Erforderliche Spaltzugbewehrung quer Pos. 2 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.3 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s = 15cm, entspricht 5,24 cm²/m

Erforderliche Spaltzugbewehrung längs Pos. 3 [cm²] (gem. Abschnitt 3.3.3.4 der AbZ)

Mindestbewehrung 3 Ø 10mm, entspricht 2,36 cm²

Konstruktive Bewehrung

Erforderliche Randlängsbewehrung Pos. 4 (gem. Abschnitt 3.3.3.5 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s ≤ 15cm, mindestens 3 Stäbe je Balkenseite und 5 Stäbe an Balkenoberseite

Erforderliche Konsollängsbewehrung Pos. 5 (gem. Abschnitt 3.3.3.6 der AbZ)

Mindestbewehrung 2 x Ø 10mm je Konsolenseite

Hinweis

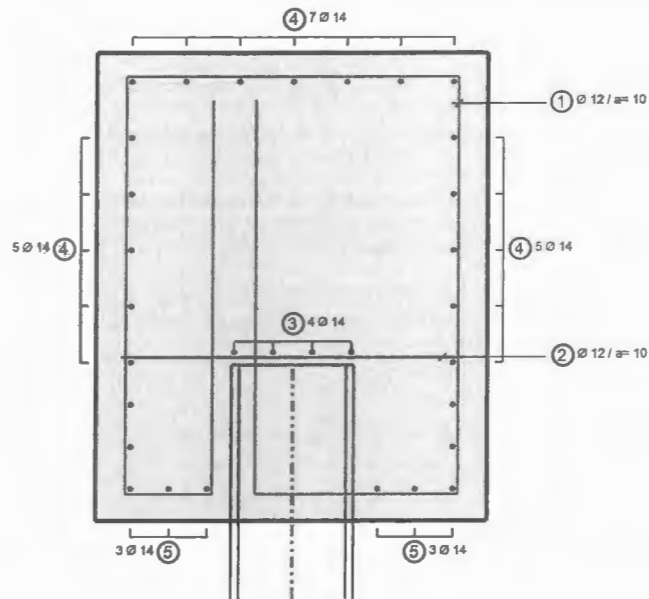
Die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-15.6-235

Bewehrungswahl

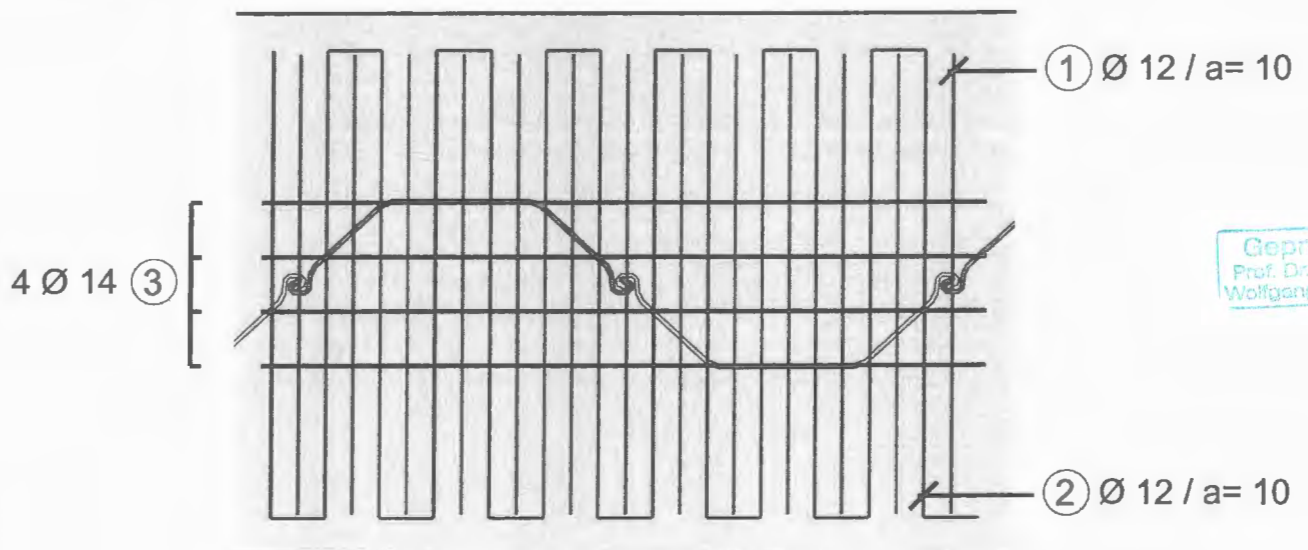
	erforderliche Bewehrung	gewählte Bewehrung	gewählt [cm²/m], [cm²]	[kg/m]
Pos. 1 [cm²/m]	5,24	Ø12/10	11,31	51,0
Pos. 2 [cm²/m]	5,24	Ø12/10	11,31	8,6
Pos. 3 [cm²]	2,36	4 Ø 14	6,16	4,8
Pos. 4 [cm²]	konstruktiv	17 Ø 14	26,17	20,5
Pos. 5 [cm²]	konstruktiv	6 Ø 14	9,24	7,3

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

Bewehrungsquerschnitt

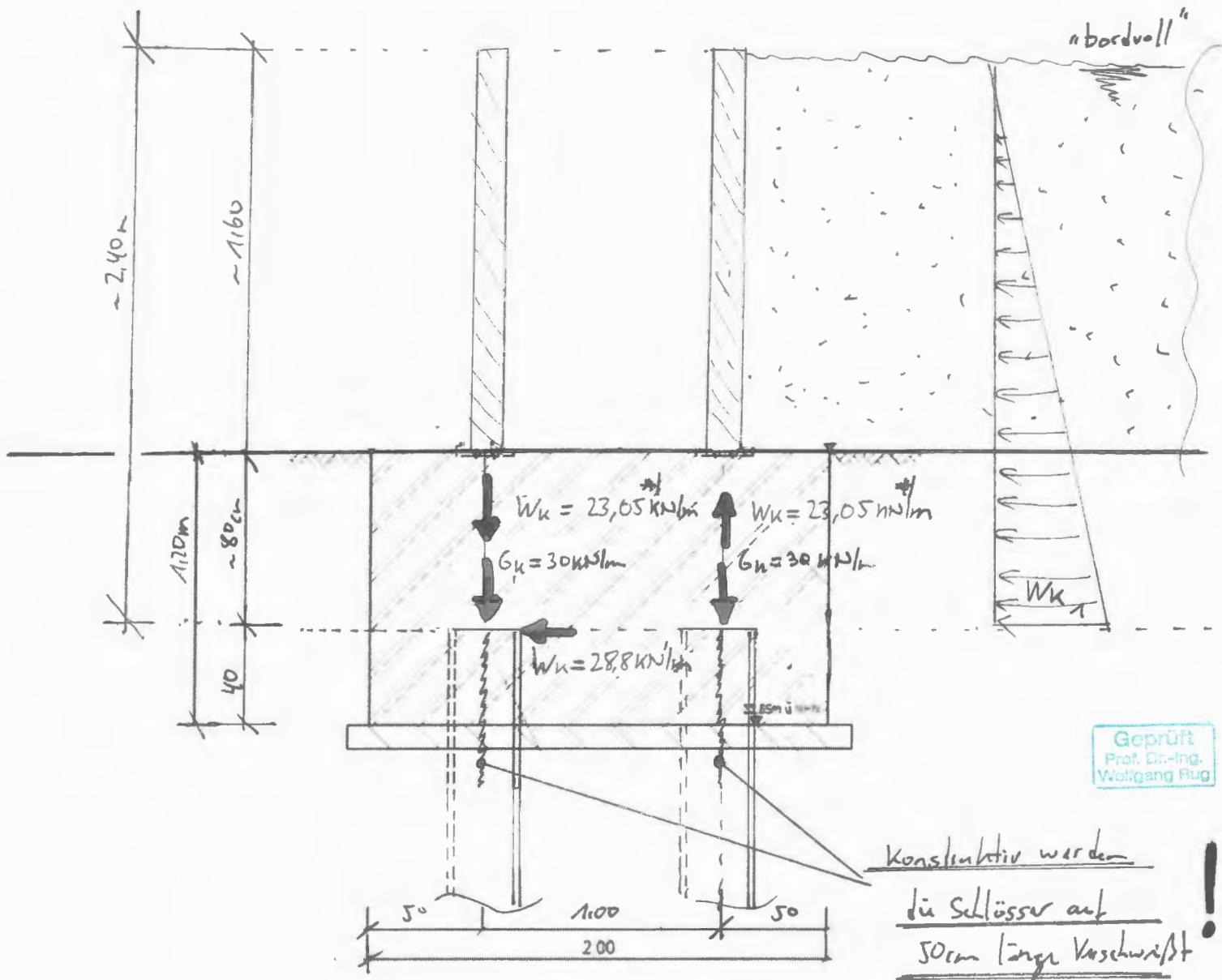


Bewehrungsdraufsicht



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall W_k (Lastfall „bordvoll“)



* Lastwerte wurden auf eine Breite von $2,00\text{m}$ verteilt!

Systemdaten

Spundwandprofil

Spundwandprofil	
Profiltyp	GU
Profil	GU 8S

Querschnittswerte

Querschnittswerte	
B [mm]	600
h_P [mm]	313
A [cm ² /m]	107,8
t_F [mm]	8,0
t_W [mm]	7,5
W [cm ³ /m]	820

Bemessungskennwerte

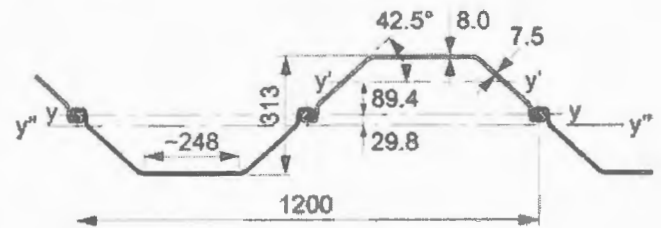
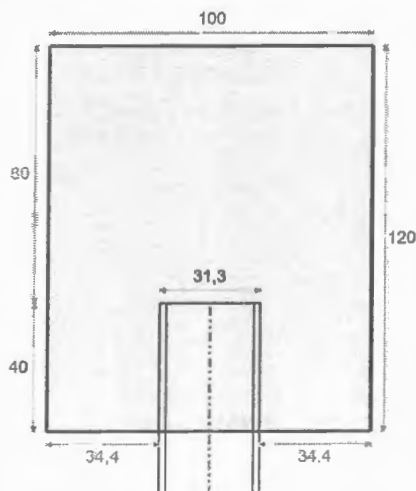
Ohne Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte	
$F_{RD,m}$ [kN/m]	1283,0
$M_{RD,S}$ [kNm/m]	48,6
$M_{RD,K}$ [kNm/m]	26,6
$H_{RD,K}$ [kN/m]	222,0
k_{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
k_{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
k_{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k_{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
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

Systemdaten

Systemdaten	
System	mit Konsoleneinspannung
b [cm]	100
h [cm]	120
L_E [cm]	40

Querschnitt



Bemessungskennwerte (modifiziert)

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

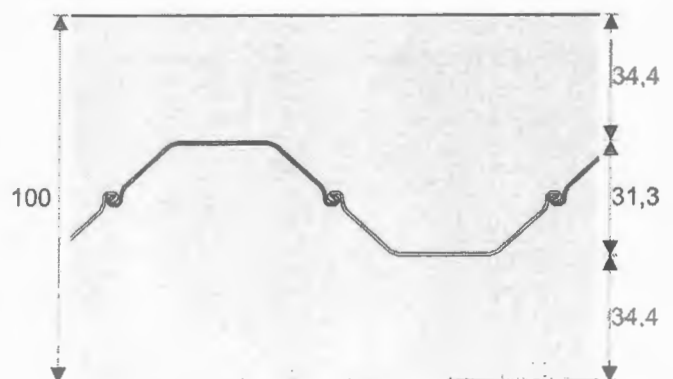
Bemessungskennwerte (modifiziert)	
$F_{RD,m}$ [kN/m]	1283,0
$M_{RD,S}$ [kNm/m]	48,6
$M_{RD,K}$ [kNm/m]	53,2
$H_{RD,K}$ [kN/m]	222,0
k_{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
k_{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
k_{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k_{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
k_{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,115
k_{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
k_{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,252

Beton

Beton	
Betonfestigkeit	C35/45
f_{ck} [N/mm ²]	35
Betondeckung c_{nom} [mm]	55
Expositionsklasse	XC4 / XD3 / XS3 / XF3

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

Draufsicht



Belastung

Ständige Lasten

Ständige Vertikallasten

Belastung	G kN/m	e _x cm
EG	30,0	0
	0,0	0

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

Veränderliche Lasten

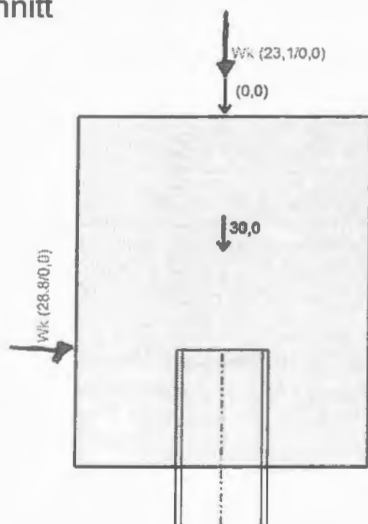
Veränderliche Vertikallasten

Belastung	Q kN/m	Q NR kN/m	e _x cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wk	23,1	0,0	0	0,0	0,0	0,0

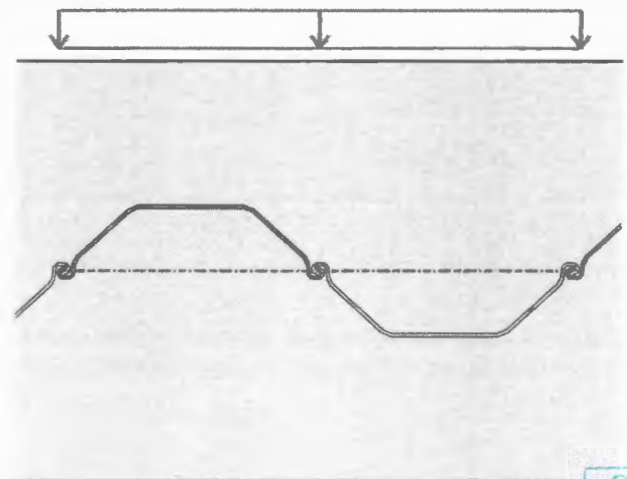
Veränderliche Horizontallasten

Belastung	Q kN/m	e _y cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wk	28,8	0	0,0	0,0	0,0

Querschnitt



Draufsicht



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweise

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

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,S} = 48,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,K} = 53,2 \text{ kNm/m}$$

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

Nachweis der Tragfähigkeit (gem. Abschnitt 3.2.1 der AbZ)

$$F_d = 75,1 \text{ kN/m (0006 } 1.35 * EG + 1.0 * + 1.5 * Wk)$$

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 43,2 \text{ kN/m (0025 } 1.0 * EG + 1.0 * + 1.5 * Wk)$$

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

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	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0002	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0003	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0004	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0005	64,6	0,0	50,5	4,9	55,4	0,00
0006	75,1	0,0	50,1	5,7	55,8	0,00
0007	64,6	0,0	50,5	4,9	55,4	0,00
0008	75,1	0,0	50,1	5,7	55,8	0,00
0009	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0010	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0011	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0012	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0013	64,6	0,0	50,5	4,9	55,4	0,00
0014	75,1	0,0	50,1	5,7	55,8	0,00
0015	64,6	0,0	50,5	4,9	55,4	0,00
0016	75,1	0,0	50,1	5,7	55,8	0,00
0017	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0018	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0019	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0020	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0021	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0022	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0023	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0024	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0025	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0026	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0027	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0028	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0029	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0030	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00
0031	30,0	0,0	52,0	2,3	54,2	0,00
0032	40,5	0,0	51,5	3,1	54,6	0,00

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweisergebnisse

-57-

Tragfähigkeitsnachweis

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

$$75,08 \leq 1283,00$$

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

$$43,20 \leq 222,00$$

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

$$0,00 \leq 54,23$$

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

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Bewehrungsmengen

-- 58 --

Hauptbewehrung

Erforderliche Bügelbewehrung Pos. 1 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.2 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s = 15cm, entspricht 5,24 cm²/m 1-schnittig

Erforderliche Spaltzugbewehrung quer Pos. 2 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.3 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s = 15cm, entspricht 5,24 cm²/m

Erforderliche Spaltzugbewehrung längs Pos. 3 [cm²] (gem. Abschnitt 3.3.3.4 der AbZ)

Mindestbewehrung 3 Ø 10mm, entspricht 2,36 cm²

Konstruktive Bewehrung

Erforderliche Randlängsbewehrung Pos. 4 (gem. Abschnitt 3.3.3.5 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s ≤ 15cm, mindestens 3 Stäbe je Balkenseite und 5 Stäbe an Balkenoberseite

Erforderliche Konsollängsbewehrung Pos. 5 (gem. Abschnitt 3.3.3.6 der AbZ)

Mindestbewehrung 2 x Ø 10mm je Konsolenseite

Hinweis

**Die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-15.6-235
sind zu beachten.**

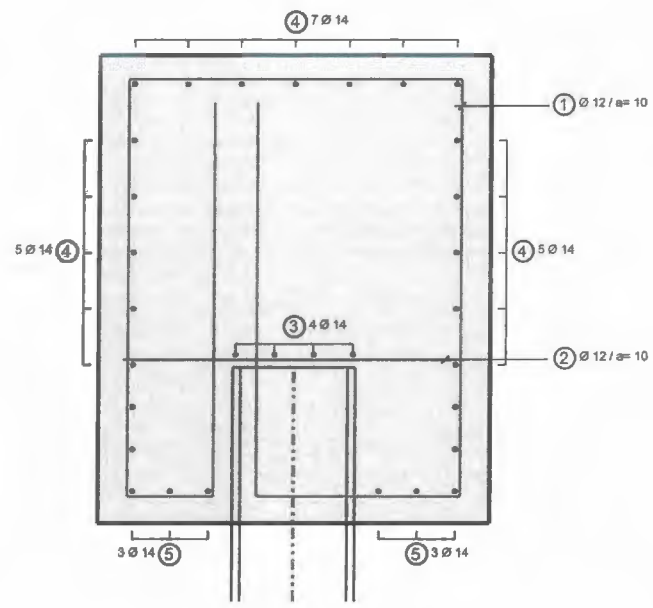
Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Bewehrungswahl

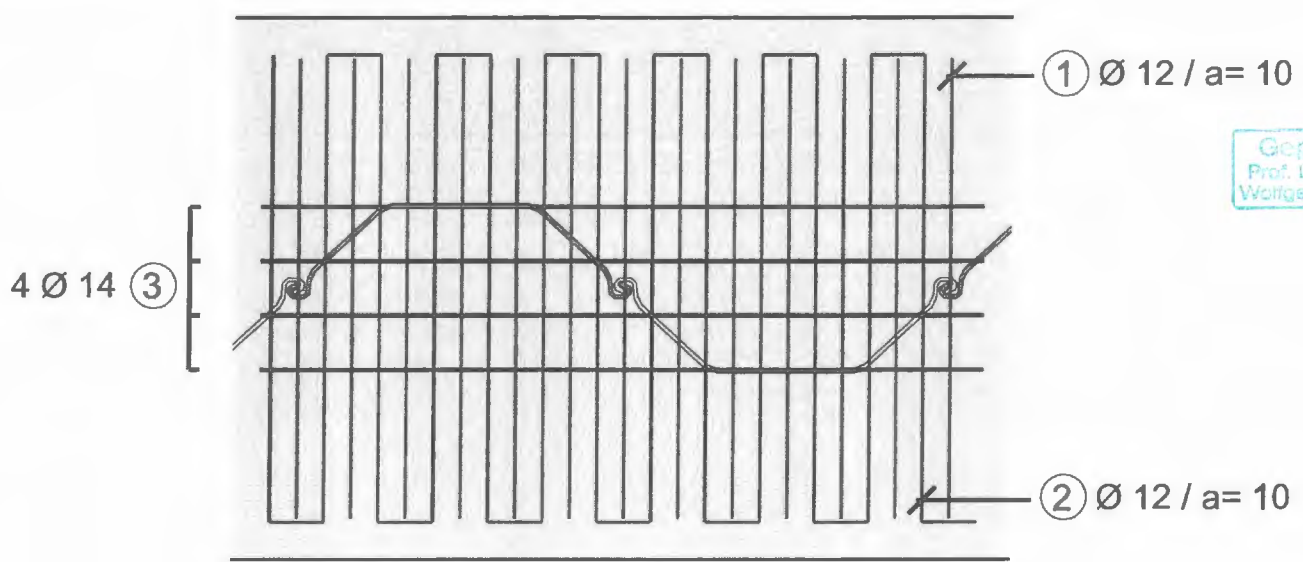
	erforderliche Bewehrung	gewählte Bewehrung	gewählt [cm ² /m], [cm ²]	[kg/m]
Pos. 1 [cm ² /m]	5,24	Ø12/10	11,31	51,0
Pos. 2 [cm ² /m]	5,24	Ø12/10	11,31	8,6
Pos. 3 [cm ²]	2,36	4 Ø 14	6,16	4,8
Pos. 4 [cm ²]	konstruktiv	17 Ø 14	26,17	20,5
Pos. 5 [cm ²]	konstruktiv	6 Ø 14	9,24	7,3

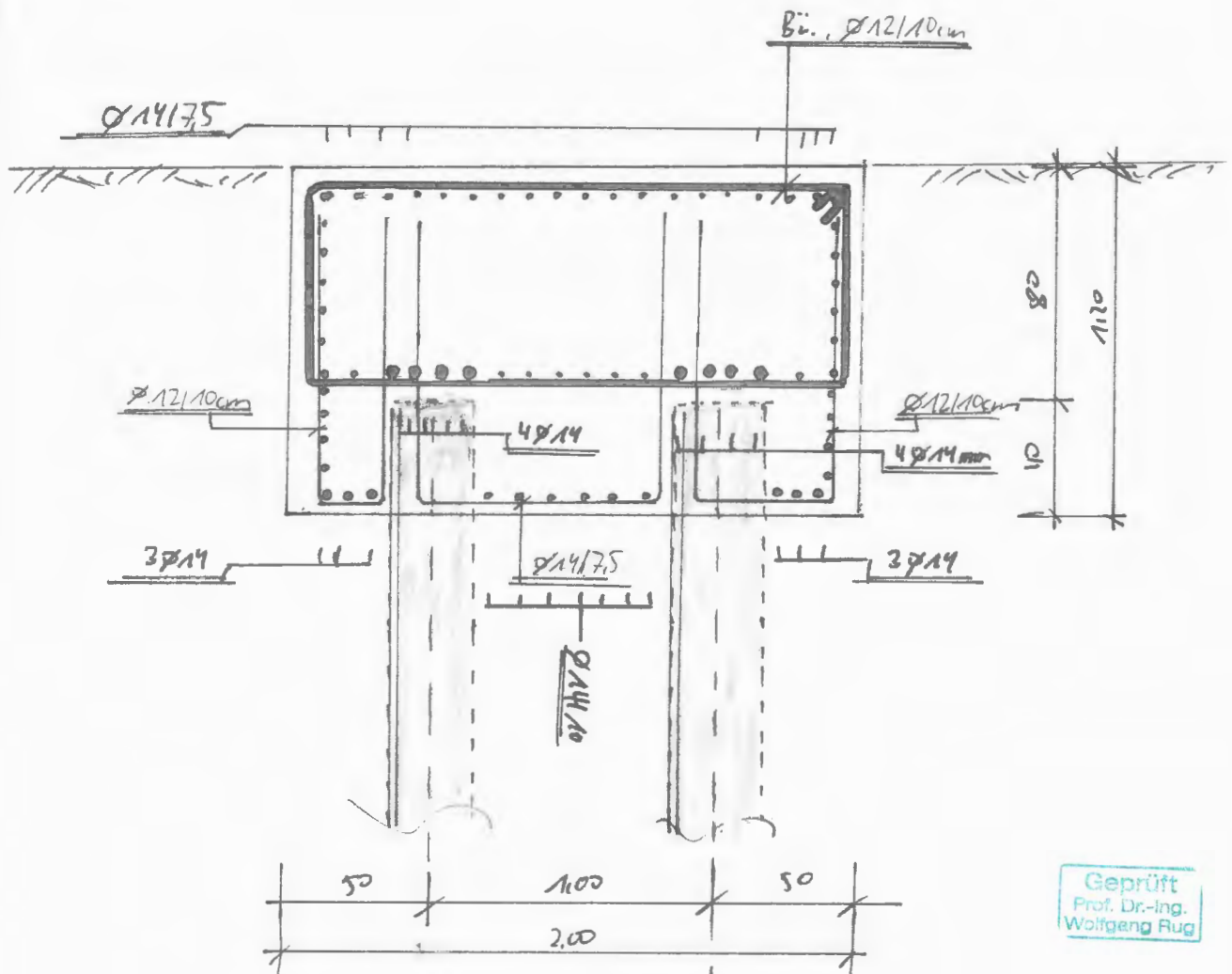
Hinweis: Bei der Berechnung der Massen wurden für die in Längsrichtung verlaufenden Positionen noch keine Zuschläge für Übergreifungen berücksichtigt.

Bewehrungsquerschnitt



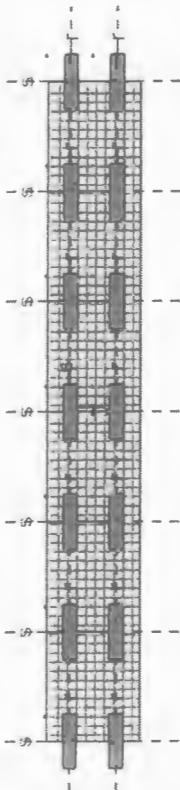
Bewehrungsdraufsicht



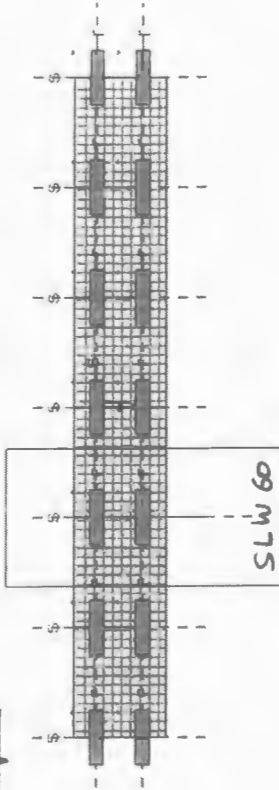
Bewehrungsstütze:

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

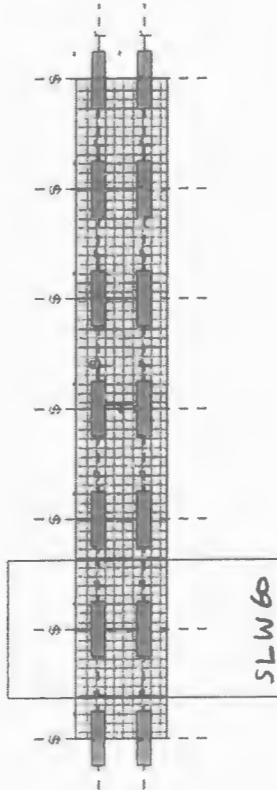
Eigenprofil:



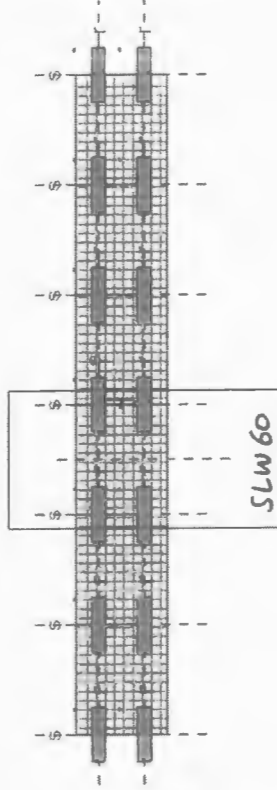
Laststellung 3:



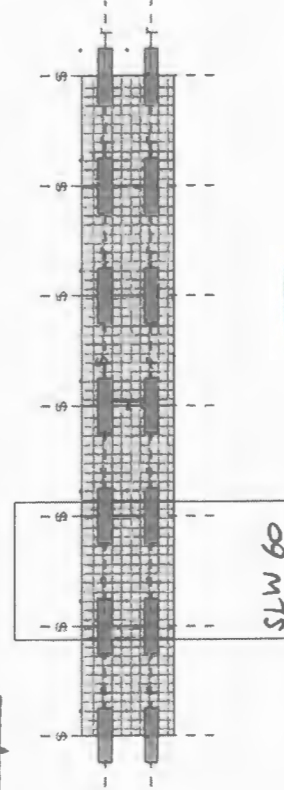
Laststellung 1:



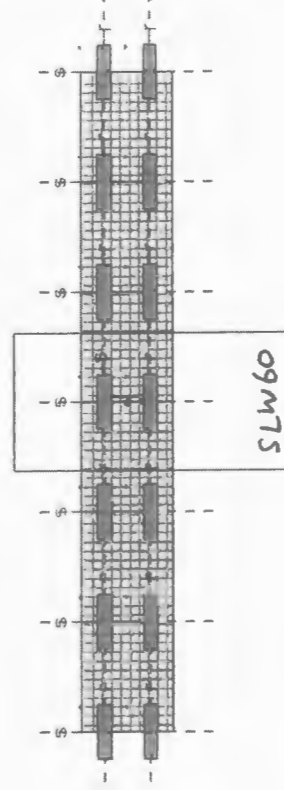
Laststellung 4:



Laststellung 2:



Laststellung 5:



①

Untersuchung → Maximale Gründungslasten

Bauteil-Positionen

Untersuchte Laststellungen:

Projekt: 1.165

Pos.: 1.2.2

Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)

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

Seite:

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

-61-

FE-Modell:



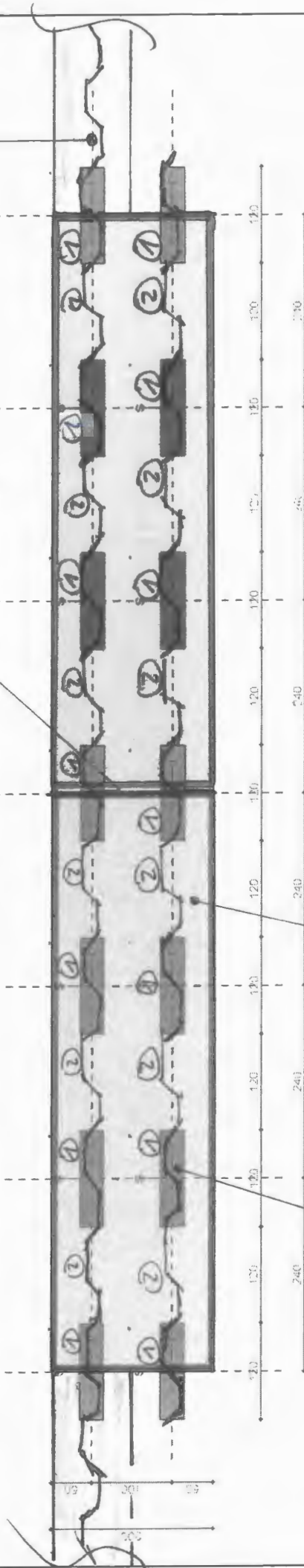
Hauptachse

1400 cm

700 cm

700 cm

Fuge $\hat{=}$ Membrangeleite



Platte: $h = 80 \text{ cm}$
C30/37 / B500

Anlagen/Stützen
① Tragbohle (Doppelbohle)
 $2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$
 $k = 50.000 \text{ N/m}$

② Füllbohle

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Maßstab: 1:70

Projekt:

Pos.: 1.2.2

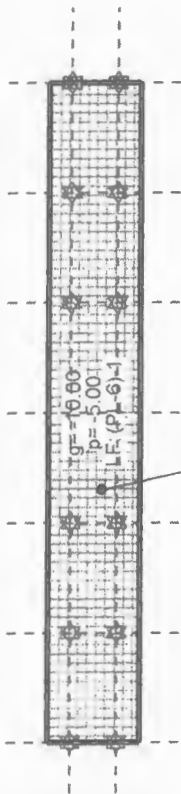
Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)

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

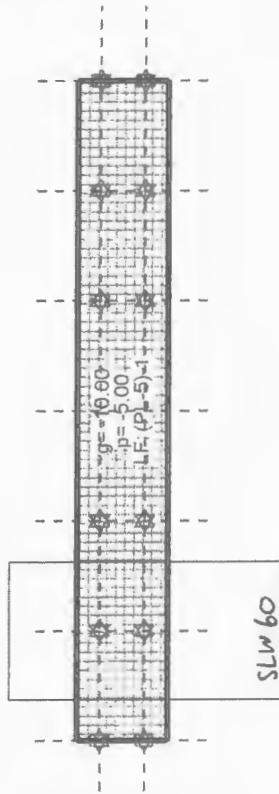
Seite:

-62-

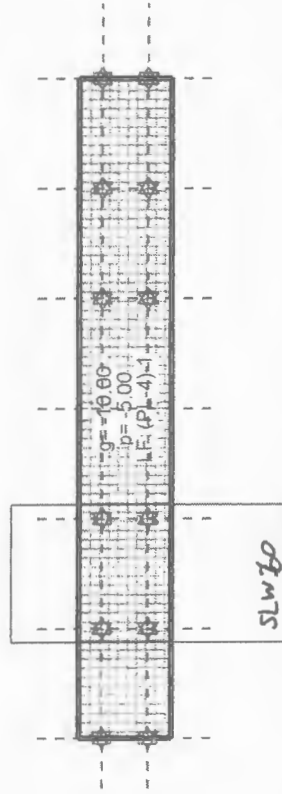
Eigengewicht:



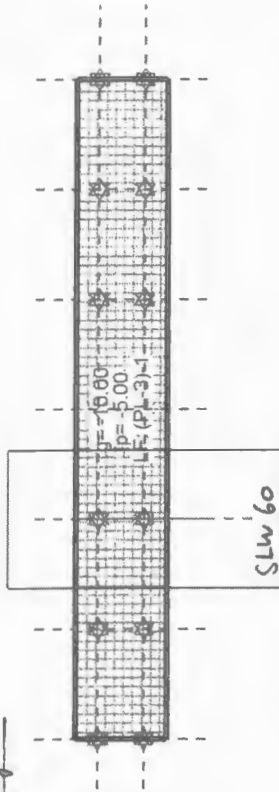
Laststellung 1:



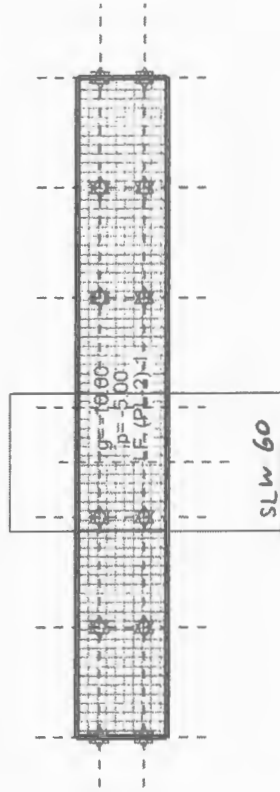
Laststellung 2:



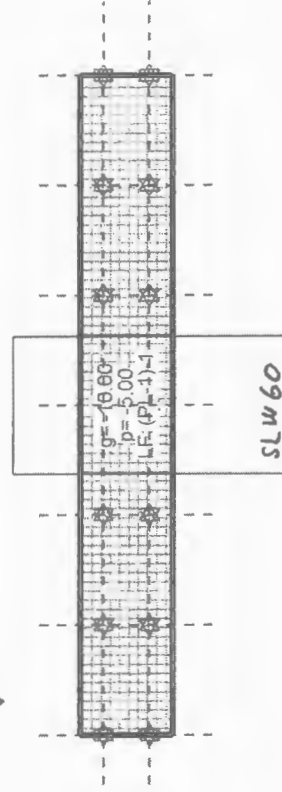
Laststellung 3:



Laststellung 4:



Laststellung 5:



Eigengewicht der Platte wird automatisch berücksichtigt!

g = Ausbaulast auf der Platte
 p = Verkehrslast auf der Platte

Flächenlasten

Globale Flächenlasten

global definiert

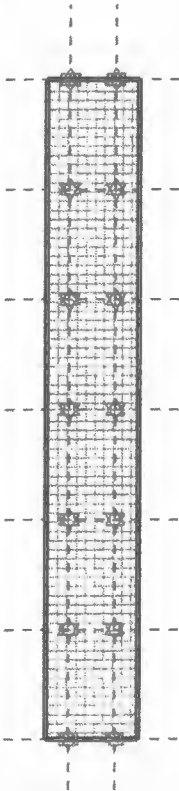
Flächenlasten in z-Richtung in [kN/m²] aus allen Lastfällen

Maßstab: 1:165
 Projekt: 1.2.2
 Pos.: Bodenplatte (Schart 3)
 Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)
 Seite: 1

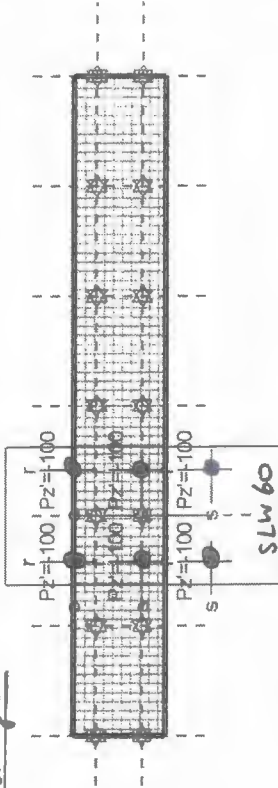
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zablegay GmbH & Co KG

Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Fug

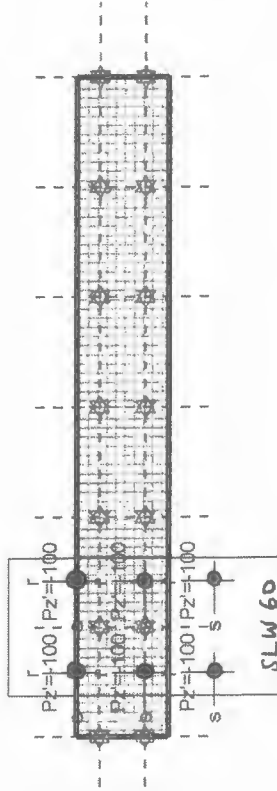
Eigengewicht:



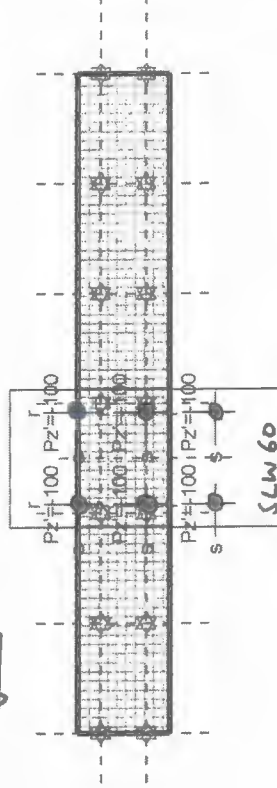
Laststellung 3:



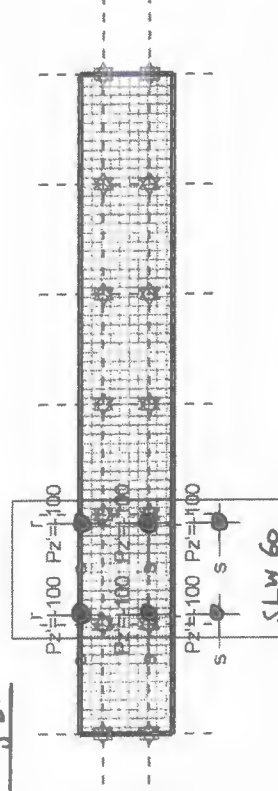
Laststellung 1:



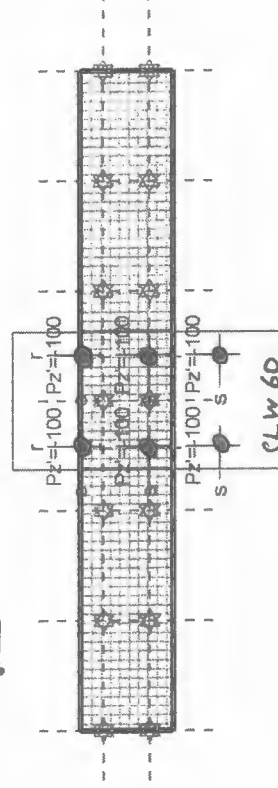
Laststellung 4:



Laststellung 2:



Laststellung 5:



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Punktlasten

Punktlasten in t-Richtung in [kN] aus Lastfall LF-2 (Lastfall)

Lokale Einzelasten

Maßstab: 1:165

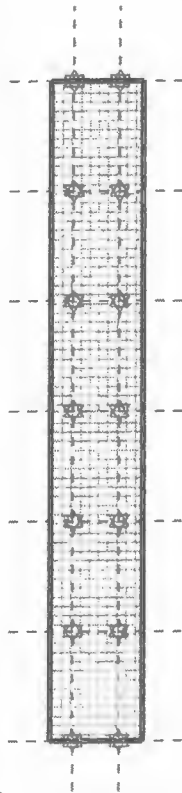
Projekt:
Pos.: 1.2.2

Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)

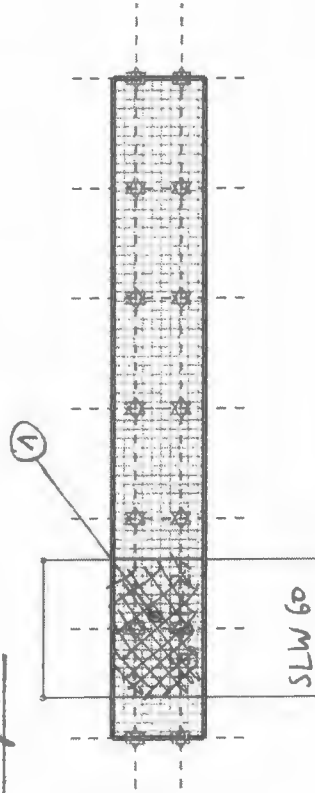
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co KG

Seite:

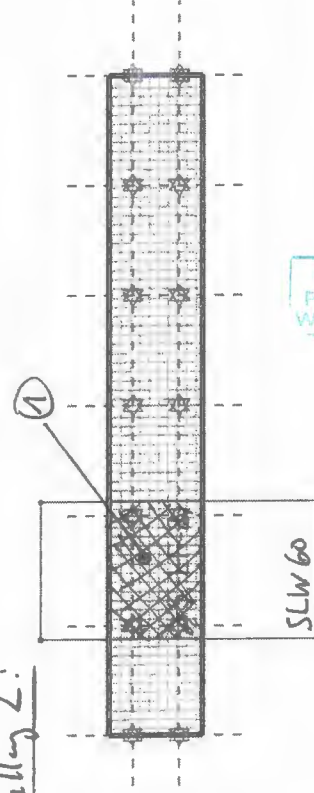
Eigenlast:



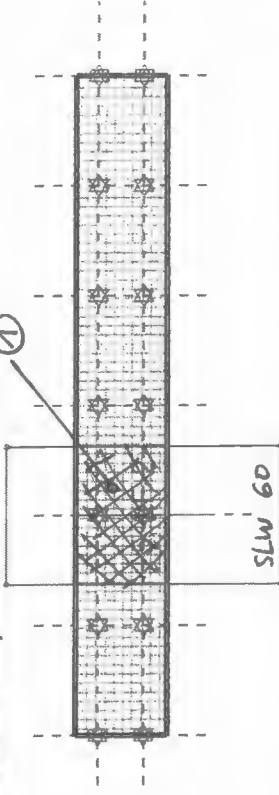
Laststellung 1:



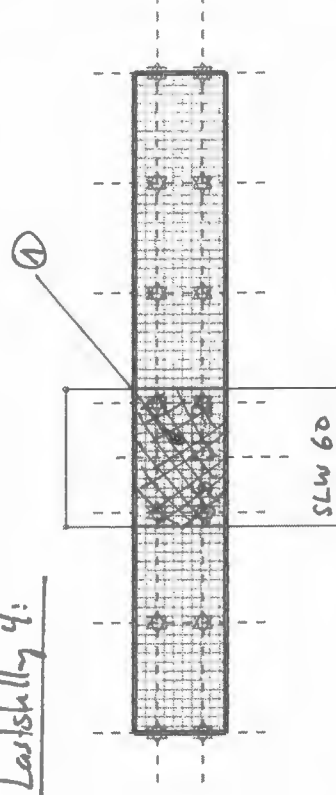
Laststellung 2:



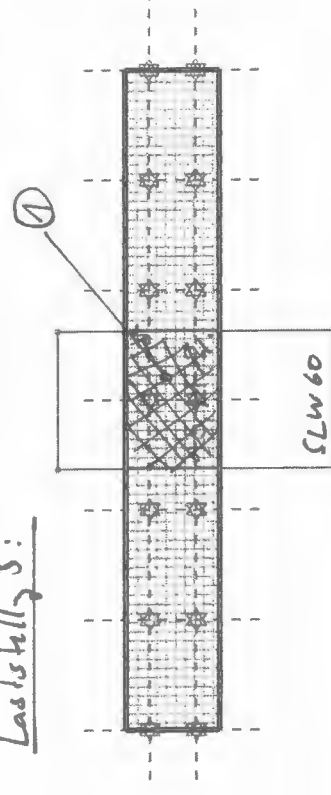
Laststellung 3:



Laststellung 4:



Laststellung 5:



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüg

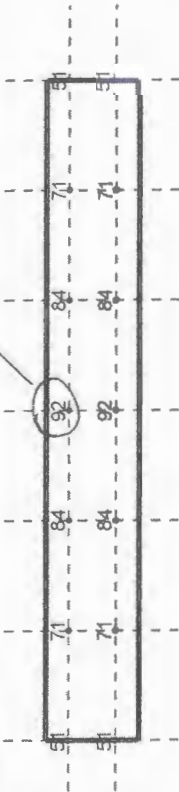
① Flächenlast $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ als
abgebende Last $\rightarrow$ SLW 60 Fläche

Flächenlasten in t-Richtung in $[\text{kN/m}^2]$ aus allen Lastfällen

Flächenlasten	Projekt: 1.165	Maßstab: 1:165
lokal definiert	Pos.: 1.2.2	Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zablögg GmbH & Co KG		
		Seite:

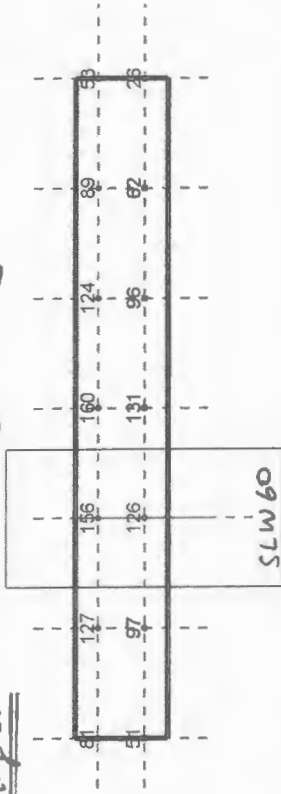
Eigengewicht: $[G_k + Q_k]$

$G_k = 79 \text{ kN}$
 $Q_k = 13 \text{ kN}$

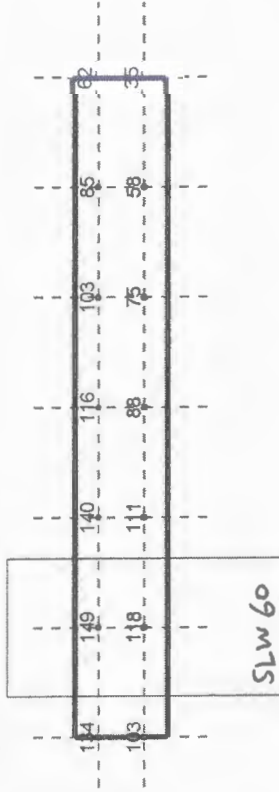


Laststellung 3:

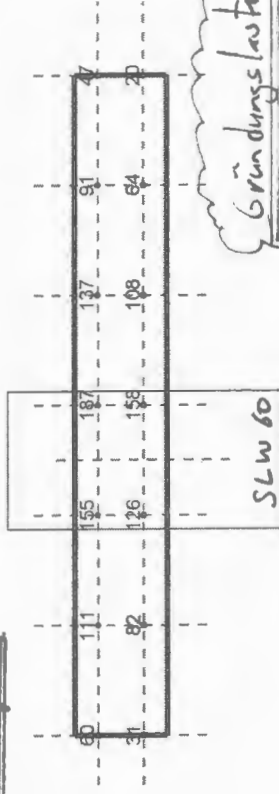
$[G_k + Q_k]$



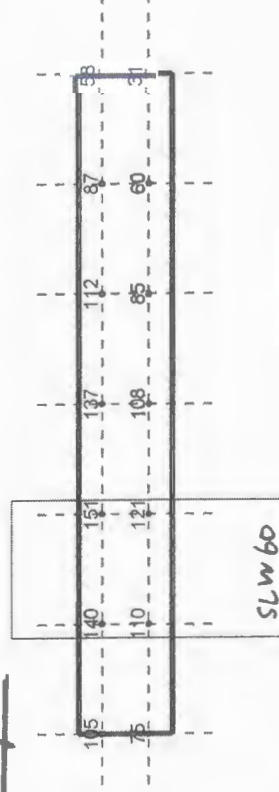
Laststellung 1: $[G_k + Q_k]$



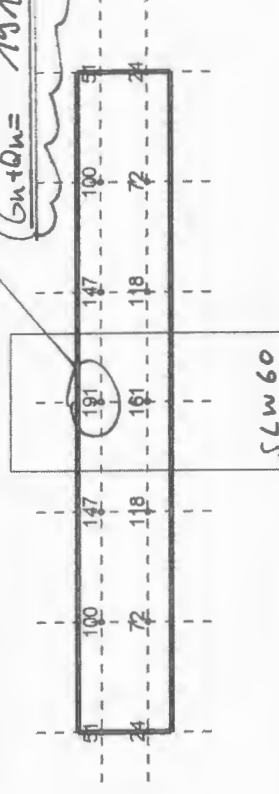
Laststellung 4: $[G_k + Q_k]$



Laststellung 2: $[G_k + Q_k]$



Laststellung 5: $[G_k + Q_k]$



Gründungslasten:

$G_k = 79 \text{ kN}$

$Q_k = 13 \text{ kN}$

$G_k + Q_k = 191 \text{ kN}$

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Stützenkräfte

Lagerkraft in t-Richtung in [kN] Max = 191, Min = 20

lastkombinationsweise dargestellt
aus Lastkombination LK-1

Anlagenkräfte $[G_k + Q_k]$

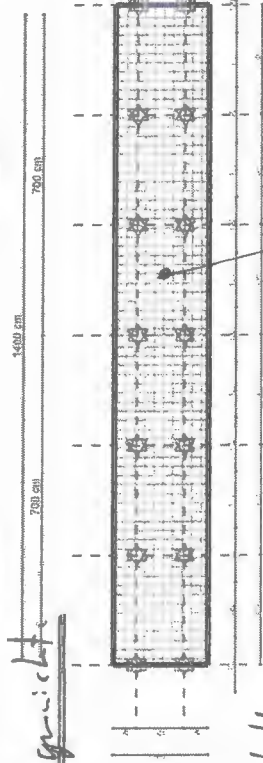
Projekt: 1.2.2
Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)

Maßstab: 1:165

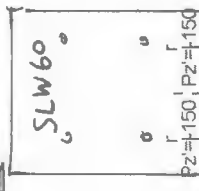
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zablegay GmbH & Co KG

Seite:

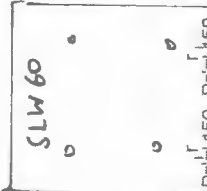
Eigenlasten:



Lastfall 6:



Lastfall 7:



1) Flächenlasten:

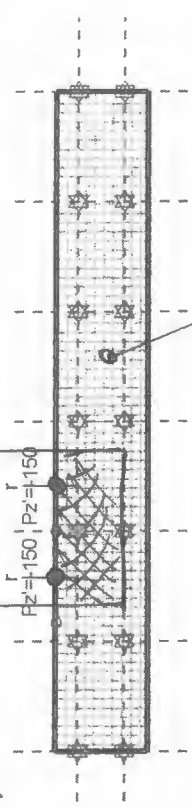
$$q_k = 0,40 \cdot 250 = 100 \text{ N/m}^2$$

und

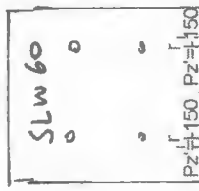
$$q_k = 900 \text{ N/m}^2$$

→ Eigenlasten automatisch berücksichtigt!

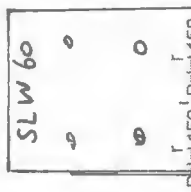
Lastfall 8:



Lastfall 9:



Lastfall 10:



2) Untersuchung → Minimale Gründungslasten:

Punktlasten in t-Richtung in [kN] aus Lastfall LF-2 (Lastfall)

Punktlasten

Maßstab: 1:165

Projekt:

Pos.:

1.2.2_

Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)

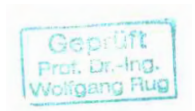
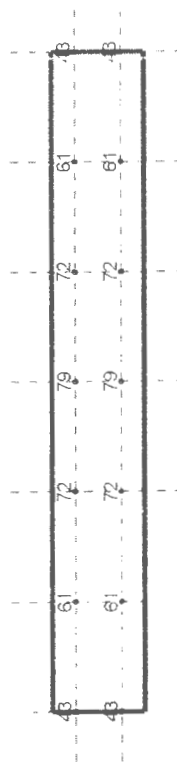
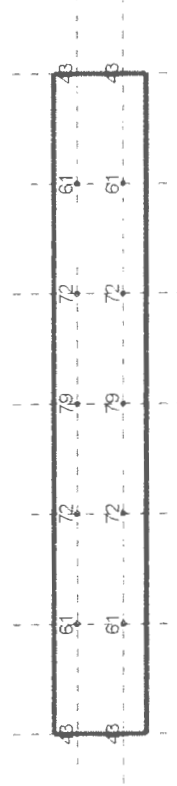
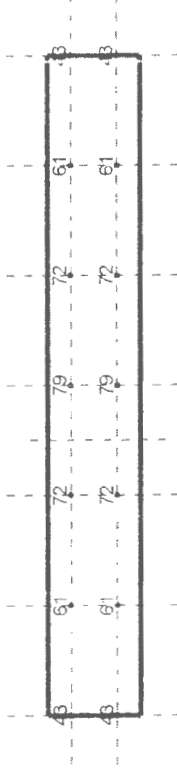
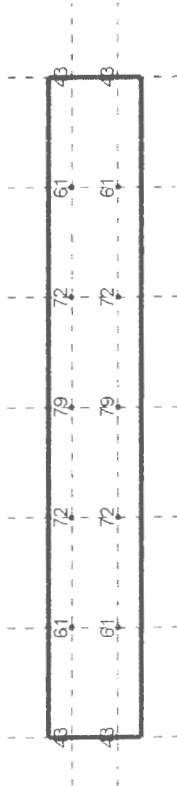
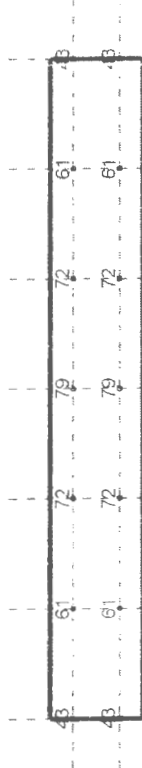
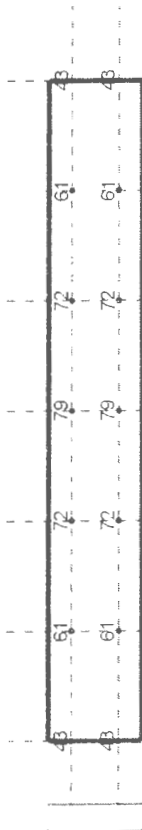
IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zbiegay GmbH & Co KG

Seite:

Lokale Einzellasten

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüg

Ständige Lasten:



Stützenkräfte

Lagerkraft in t-Richtung in [kN] Max = 79, Min = 43

lastkombinationsweise dargestellt
aus Lastkombination LK-2

Lgn.

Projekt:
Pos.:
Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)

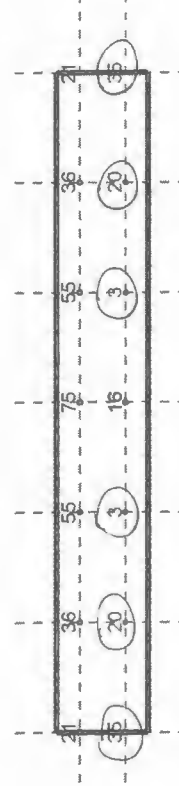
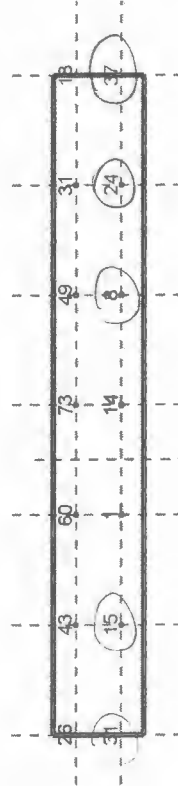
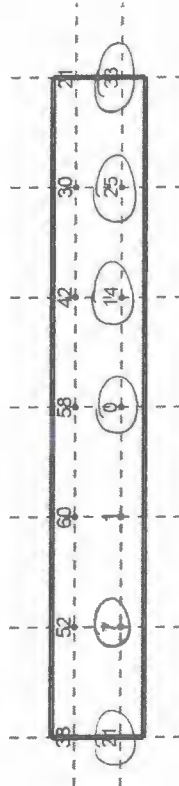
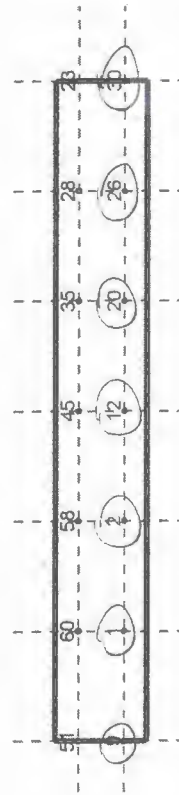
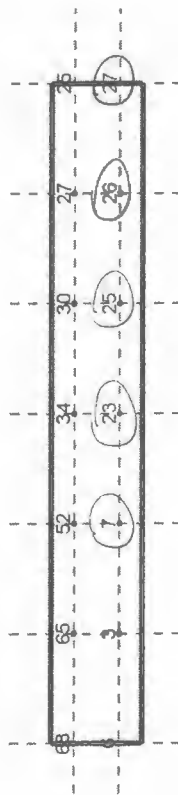
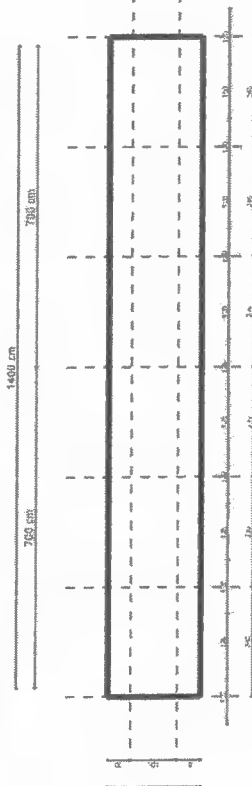
Maßstab: 1:165

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

Seite:

-68-

Vierfeldkasten:



Gepüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

03 Abgebende Lasten

Stützenkräfte

lastkombinationsweise dargestellt
aus Lastkombination LK-3

Lagerkraft in t-Richtung in [kN] Max = 75, Min = -37

[9u]

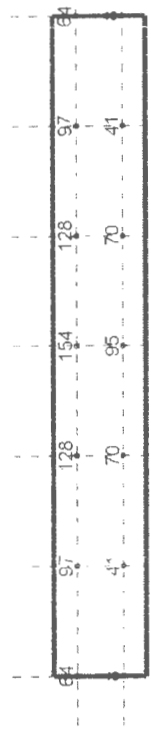
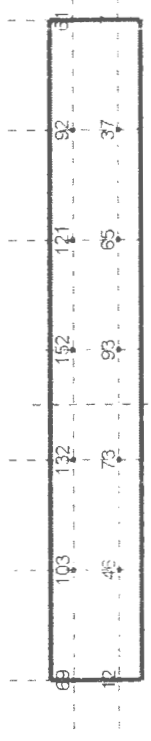
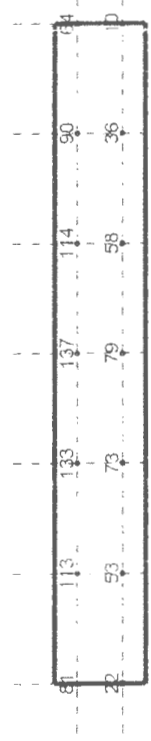
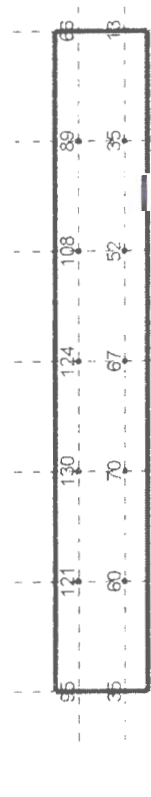
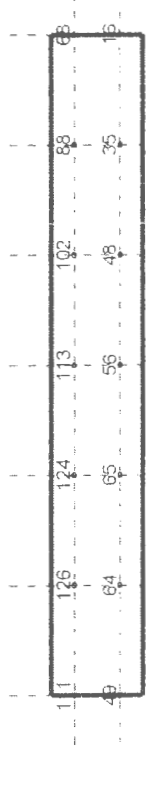
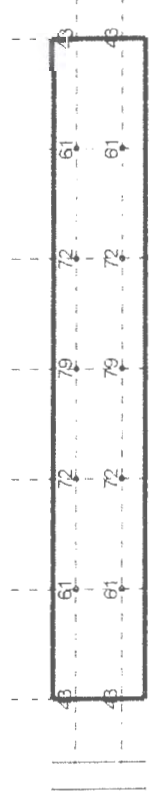
Projekt: 1.2.2_
Pos.:
Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)

Maßstab: 1:165

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

Seite:

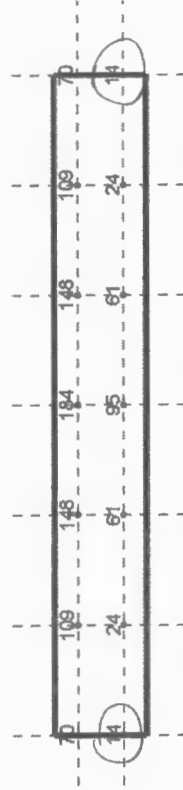
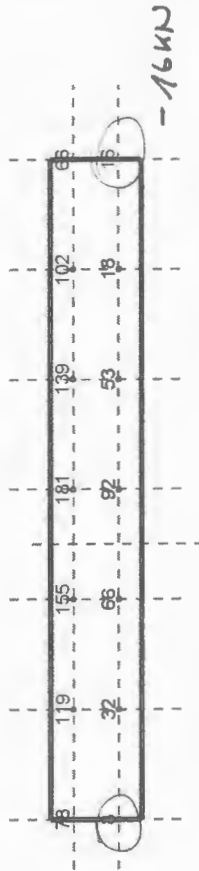
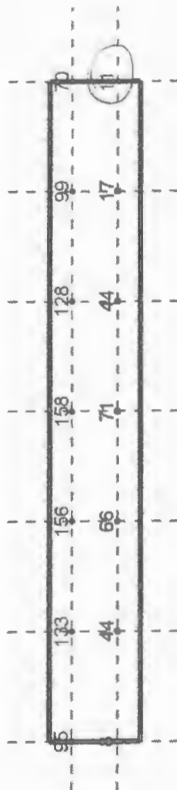
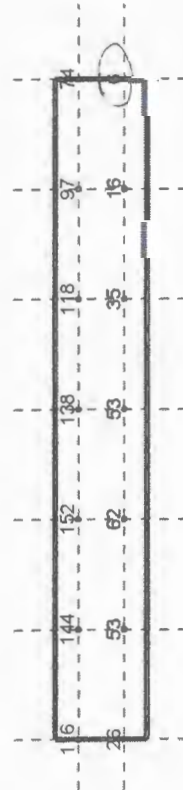
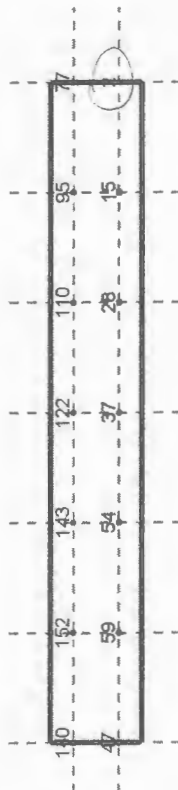
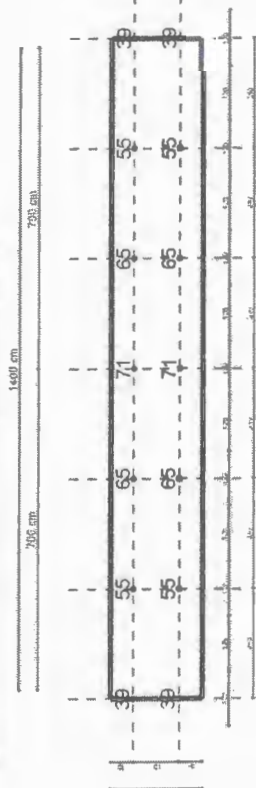
Charakteristische Lasten:



Stützenkräfte		Lagerkraft in t-Richtung g in [kN] Max = 154, Min = 7	
lastkombinationsweise dargestellt aus Lastkombination LK-1	Projekt: Pos.: 1.2.2_		Maßstab: 1:165
	Bezeichnung: Bodenplatte (Schart 3)		
	IBZ Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co KG		Seite:

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüdiger

Nachweis der Logisicherung:



$\hat{O} =$ abgebende Lasten

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Stützenkräfte

Lagerkraft in t-Richtung in [kN] Max = 184, Min = -16

lastkombinationsweise dargestellt
aus Lastkombination LK-4

$$[0, 90 \cdot g_k + 1,5 \cdot q_k]$$

Projekt:

Pos.: 1.2.2_
Bezeichnung: Bodeng

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

Seite:

Maßstab: 1:165

Pos. 1.2.3

Stb.- Endpfeiler, b/h $\geq$ 75/170 cm

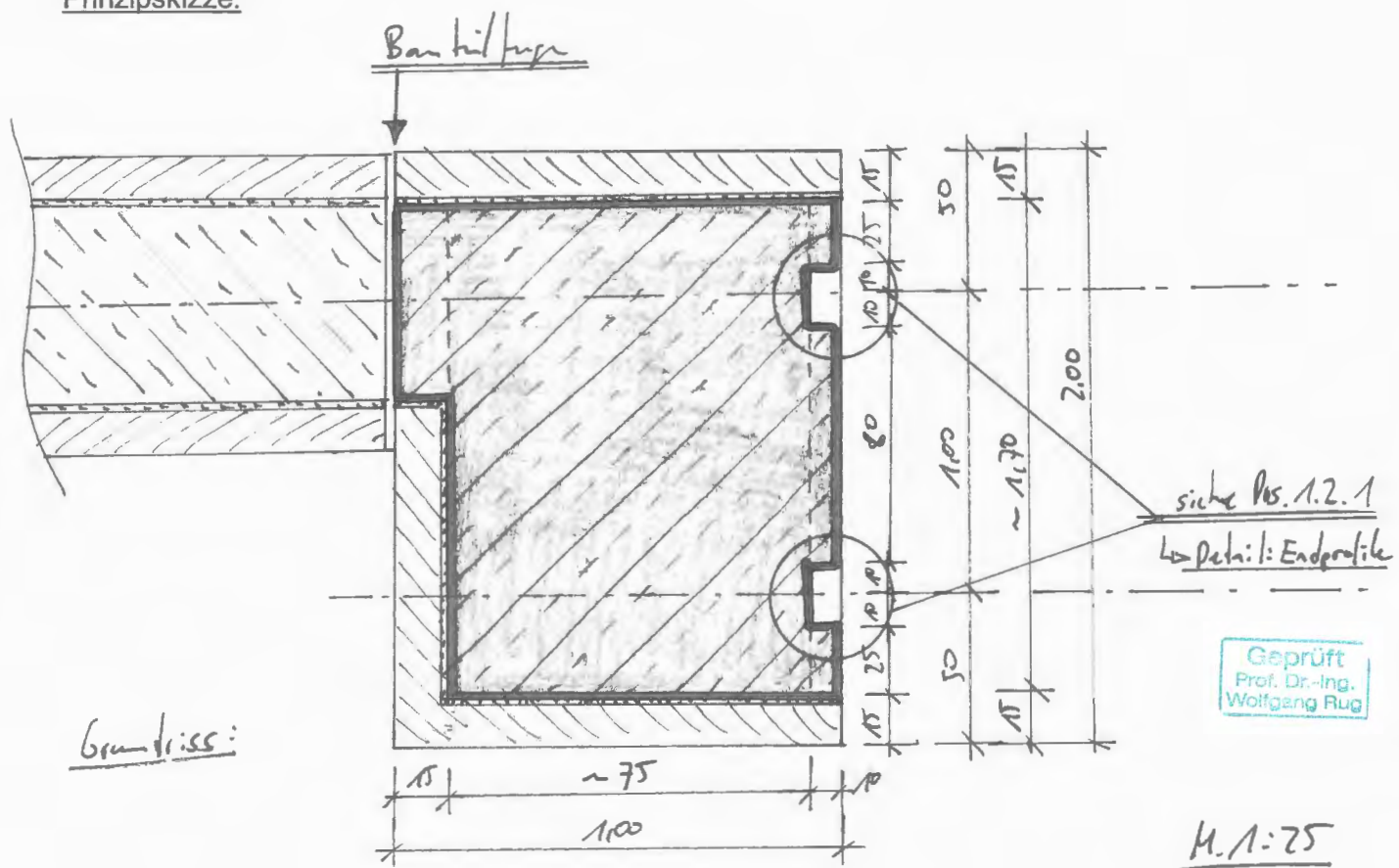
Vorbemerkungen:

Konstruktiv und ohne weitere Nachweise werden die Stb.- Endpfeiler für das Deichschart wie folgt ausgebildet. Der Rissbreitennachweis ist maßgebend!

Mat./Querschnitt:

Abmessungen: b/h $\geq$ 75/170 cm. Höhe ca. 1,60m (OK = +25,65mNN)
 Beton: C30/37 (LP)
 Rissbreite: $w_k \leq 0,30\text{mm}$
 Betonstahl: B500B
 Expositionsklassen: XD3, XS3, XA3, WA
 Betondeckung: 5,5 cm

Prinzipskizze:



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

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C30/37** (LP)
Betonstahl: **B500**
Betondeckung: $c_v =$ **5,5** cm
Bauteildicke: $h =$ **75,0** cm
Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq$ **0,25** mm
Annahme der Betonzugfestigkeit: **70%** f_{ctm}
Nachweis nach der WU-Richtlinie: **nein**

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 30,0$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 2,90$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 2,03$ MN/m²
Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone: (zentrischer Zwang) $k_c = 1,00$
Faktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung: $k = 0,53$
Betonquerschnitt: $A_{ct} = 7500,0$ cm²
Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

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

Mindestbewehrung:

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

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

$\emptyset$	d	ϕ_s^*	σ_s	h / d ₁	h _{eff}	A _{c,eff}	A _{s,min} (Gesamt)		A _s Gesamt	A _s je Seite
[mm]	[cm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[cm ²]	GL A [cm ²]	GL B [cm ²]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
6	69,2	8,57	319	12,9	38,2	3820	24,34	25,33	24,34	12,17
7	69,2	10,00	295	12,8	38,4	3840	26,43	27,36	26,43	13,21
8	69,1	11,43	276	12,7	38,6	3860	28,40	29,25	28,40	14,20
9	69,1	12,86	260	12,6	38,8	3880	30,28	31,02	30,28	15,14
10	69,0	14,29	247	12,5	39,0	3900	32,08	32,70	32,08	16,04
12	68,9	17,14	225	12,3	39,4	3940	35,50	35,82	35,50	17,75
14	68,8	20,00	209	12,1	39,8	3980	38,74	38,69	38,69	19,34
16	68,7	22,86	195	11,9	40,2	4020	41,83	41,36	41,36	20,68
20	68,5	28,57	174	11,5	41,0	4100	47,70	46,24	46,24	23,12
25	68,3	35,71	156	11,1	42,0	4200	54,63	51,70	51,70	25,85

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

GL B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Gewählte Bewehrung: $\emptyset$ 14 mm, s = 75 cm # mit vorh. A_s = 20,53 cm²/m

Pos. 1.2.4 Spundwandschürze

Vorbemerkungen:

Der Nachweis erfolgt für Doppelbohlen (Larssen 602, 2x600mm. Jede zweite Doppelbohle ist als Tragbohle auf den unteren tragfähigen Sanden abzusetzen (siehe nächste Seite).

Die Spundwände müssen hauptsächlich vertikale Lasten aus dem überfahrbaren Stb.-Kopfbalken (SLW60) aufnehmen und über die Tragbohlen in den tragfähigen Baugrund ableiten. Der Nachweis erfolgt auf der nächsten Seite.

Zur Querverteilung werden die Spundwände am Kopf auf einer Länge von 50 cm miteinander verschweißt!

Berechnungsannahmen für den vertikalen Lastabtrag:

Für den Lastabtrag der vertikalen Lasten werden folgende Annahmen getroffen

- Modellschicht 1: Mantelreibung: *nicht vernachlässigt!*
- Modellschicht 2: Mantelreibung: $q_{s,k} = 30,0 \text{ kN/m}^2$
- Modellschicht 3: Mantelreibung: *nicht vernachlässigt!*
- Modellschicht 4: Mantelreibung: $q_{s,k} = 50,0 \text{ kN/m}^2$, Spitzendruck: $q_{b,k} = 15.000 \text{ kN/m}^2$

Diese Annahmen sind vor Baubeginn durch einen Bodengutachter schriftlich zu bestätigen!

Querschnitt/Material:

Spundwandprofil: Larssen 602 (Doppelbohlen)

Stahlgüte: S 240 GP

1. Tragbohlen: $L = 6,50 \text{ m}$

Ok Spundwand: + 23,25 mNN

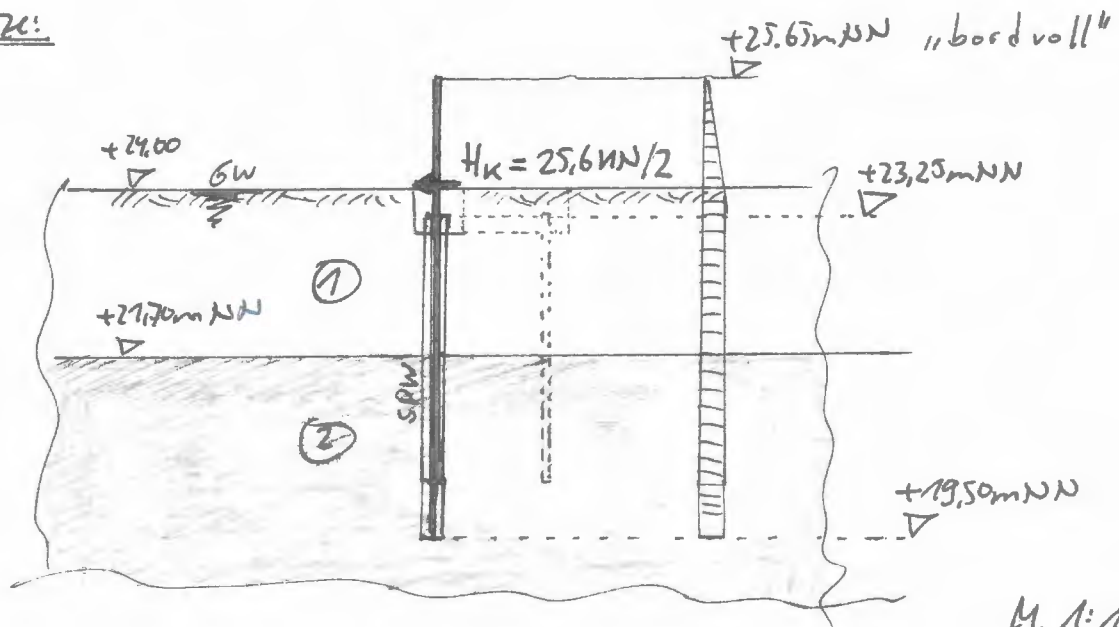
Absetztiefe: + 16,75 mNN (aus Vertikallastabtrag)

2. Füllbohlen: $L = 4,00 \text{ m}$

Ok Spundwand: + 23,25 mNN

Absetztiefe: + 19,25 mNN (aus Biegebemessung)



Biegebemessung ↓ SpundwandSkizze:Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:

Modellschicht	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\gamma' \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\varphi \text{ [}^\circ\text{]}$	cal c [kN/m ²]
1	18	10	32,5	—
2	19	11	35,6	—

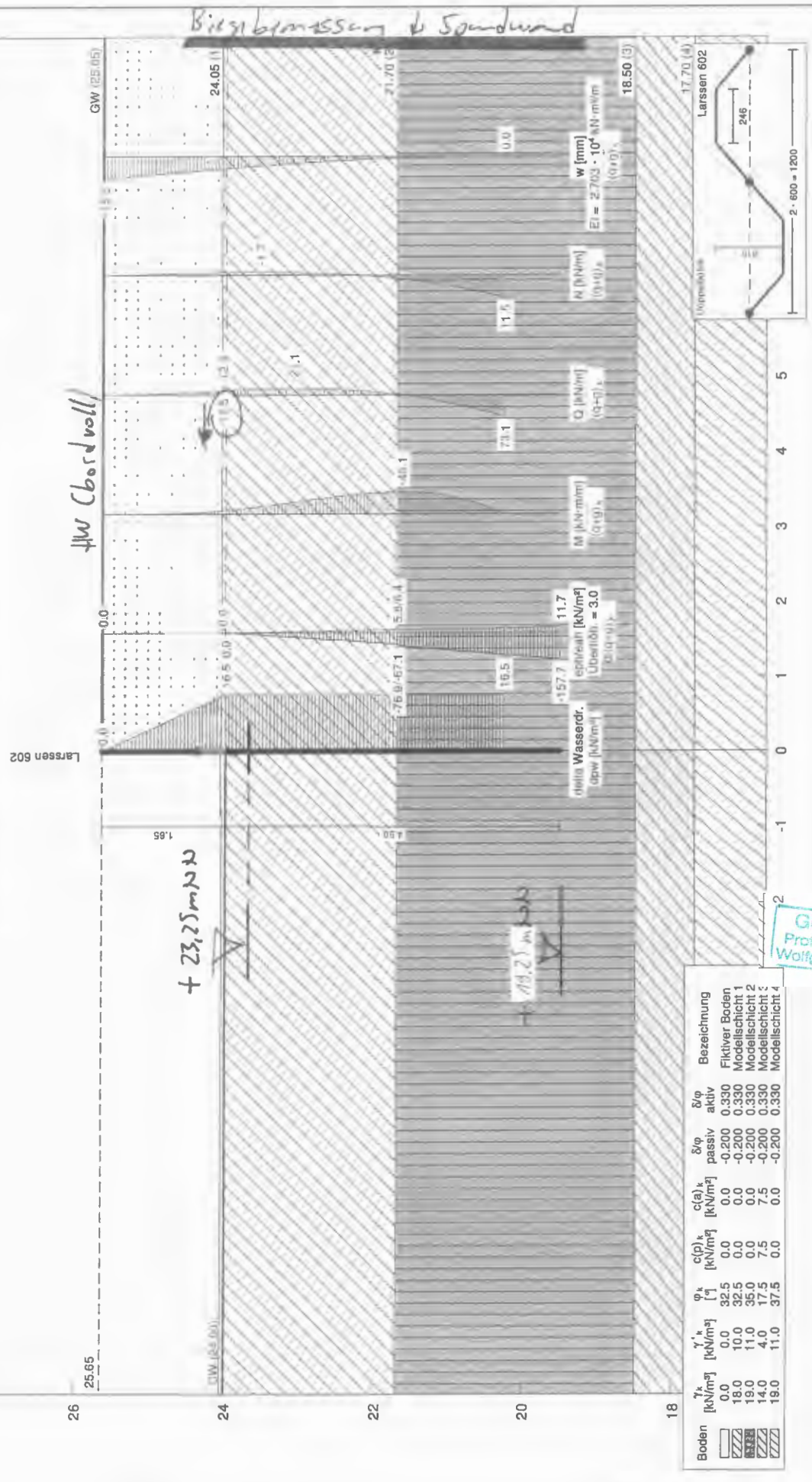
Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

0+180 LF4
Norm. EC 7
Spundwand
Larsen 602
Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
Ersatzerddruck-Belast mit $\varphi = 40^\circ$
Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
Erf. Profillänge = 6.15 m
Erf. Einbindetiefe = 4.50 m

BS: DIN 1054: BS-P
 $\gamma_0 = 1.35$
 $\gamma_0 = 1.50$
 $\gamma_{Ed} = 1.40$
mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.93$

Bemessungswerte:
Bemessung nach EC 3 (el.-el.)
Bemessungssituation: max M, gq
 $M_{Ed} = 60.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{Ed} = 0.9 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} = 2.4 \text{ kN/m}$ (Zug)
Profil: Larsen 602, Stahlgüte: S 240 GP
 $b = 600.0 \text{ mm}$ / $b_f = 246.0 \text{ mm}$
 $t_f = 8.2 \text{ mm}$ / $t_w = 8.0 \text{ mm}$ / $A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310.0 \text{ mm}$ / $\alpha = 42.5^\circ$
 $W_{pl} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$ / $I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
U-Bohle ist eine Doppelbohle

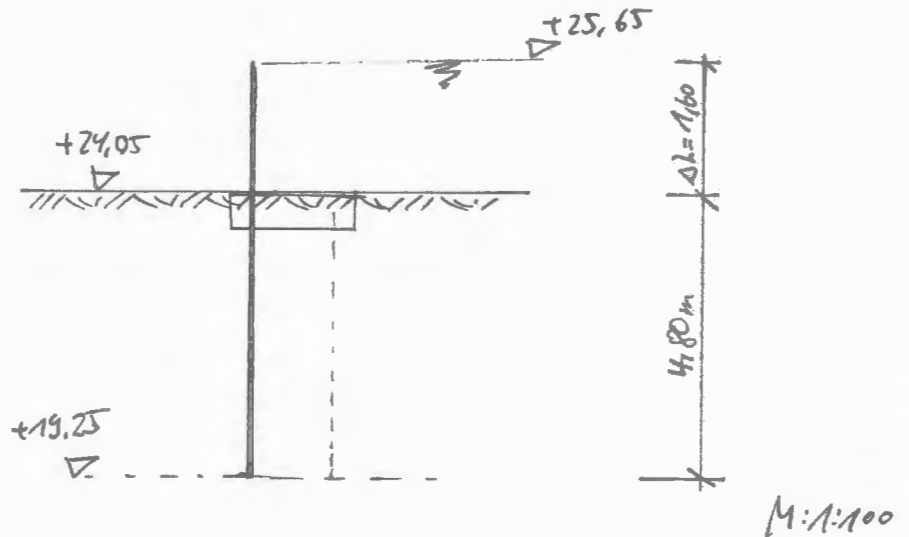
Nachweis M_{Ed}
 $M_{Ed} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 0.306$
 $N_{Ed} > 0.0$ (Zug)
-> Kein Knicknachweis
max $\mu = 0.306$



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweis des Sicherungsweges für die Füllbohle:

gemäß EAU 7012; E165

Prinzipskizze:Nachweis:

$$\text{erf. } L = 4 \cdot 1,60 \text{ m} = \underline{6,40 \text{ m}}$$

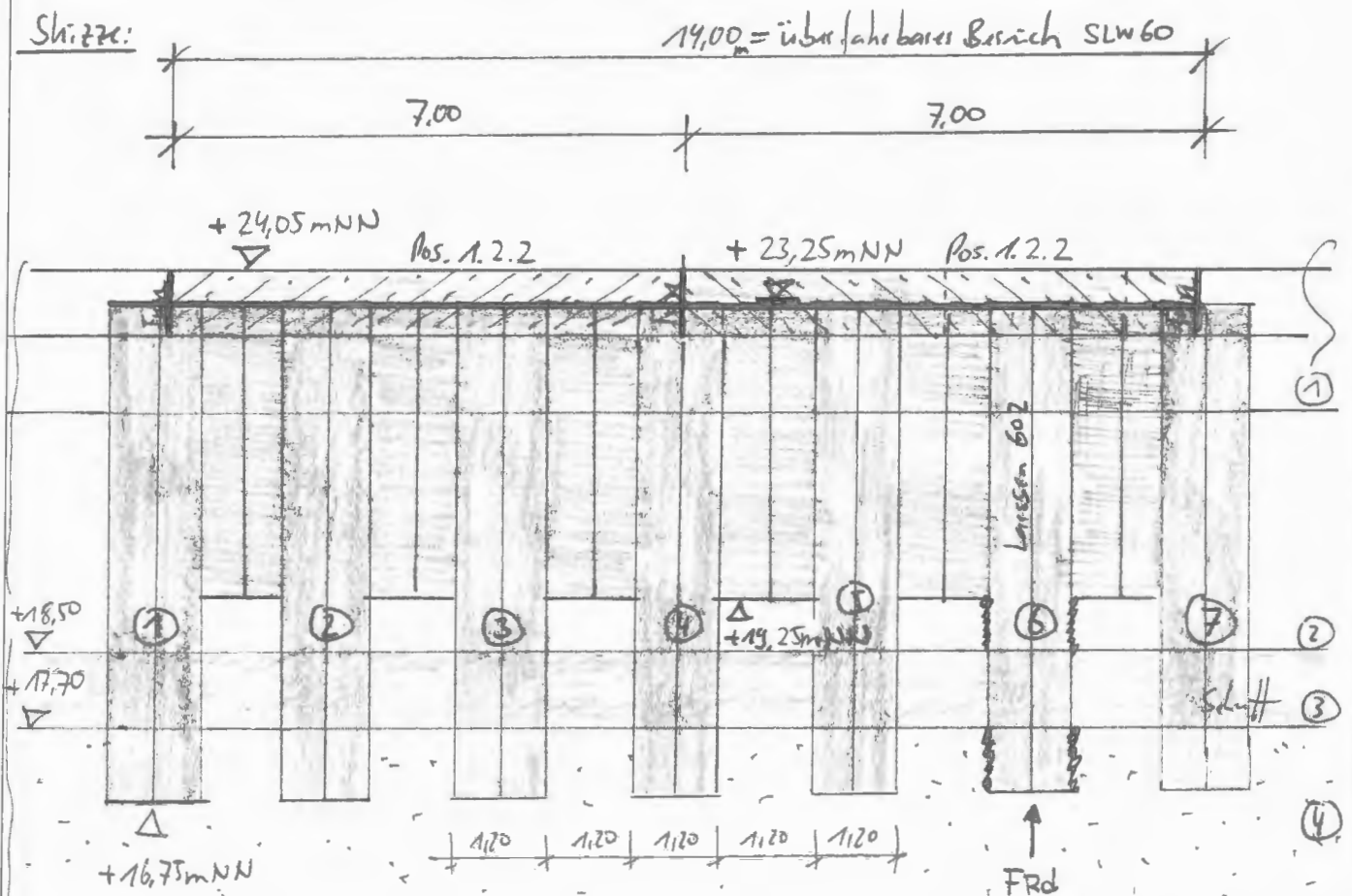
$$\text{vorh. } L = 4,80 + 4,80 = \underline{9,60 \text{ m}}$$

$\Rightarrow$ Nachweis erfüllt!

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Abtrag der vertikalen Lasten im Bereich des Schanks 3:

Skizze:



Belastung:

$$\left. \begin{array}{l} G_k \leq 80 \text{ kN} \\ Q_k \leq 115 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{ aus Pos. 1.2.2}$$

$$F_d = 1,35 \cdot 80 \text{ kN} + 1,5 \cdot 115 \text{ kN} \leq 285 \text{ kN}$$

⇒ Das Eigengewicht der SPW bleibt vernachlässigbar!

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ablang der vertikalen Lasten (Schalt 3)Einwirkung:

$$F_d \leq 285 \text{ kN}$$

Profil: Laissen 602

$$A = 113,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$u = 2,45 \text{ m}^2/\text{m}$$

W: drucklast:1. Spitzenlast:

$$q_{b,d} = \frac{1,20 \text{ m} \cdot 113,3 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 15.000 \text{ N/m}^2}{100^2 \cdot 1,4} = \underline{145,7 \text{ kN}}$$

2. Mantelreibung: (Ansatz ab + 19,75 mmN)

$$\text{Schicht 2: } q_{s,d} \textcircled{2} = 2,45 \cdot 1,20 \cdot 0,75 \cdot 35 \text{ mmN}^2/1,4 = \underline{47,3 \text{ kN}}$$

Schicht 3: siehe Seite

$$\text{Schicht 4: } q_{s,d} \textcircled{4} = 2,45 \cdot 1,20 \cdot 0,95 \cdot 50 \text{ mmN}^2/1,4 = \underline{93,8 \text{ kN}}$$

$$F_{Rd} = 145,7 + 47,3 + 93,8 = 286,8 \text{ kN} \approx \underline{293 \text{ kN}}$$

Nachweis:

$$\frac{285 \text{ kN}}{293 \text{ kN}} = \underline{0,97 < 1,00}$$

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang RugNachweis erfüllt!

Statische Berechnung

Pos. 1.3 - Spundwand

Bau-km 0+194 bis 0+355

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.3

Spundwand (Bau-km 0+194 bis 0+355)

Vorbemerkungen:

Nachfolgend wird der Bauabschnitt Station 0+194 bis 0+355 exemplarisch am maßgebenden Querprofil von Bau-km 0+280 nachgewiesen. Diesem Abschnitt sind gemäß Baugrundgutachten (Ergänzung zum Geotechnischen Bericht, Ing. Modenbach) die Bereiche 1 und 2 zugeordnet, wobei nachfolgend nur mit ungünstigerer Modell 2 (siehe nächste Seite) gerechnet wird.

Der Fahrradweg neben der HWS-Wand dient gleichzeitig als Deichverteidigungsweg.

Das allgemeine Befahren des Deichverteidigungsweges ist jedoch zu unterbinden. Hierfür sind abschließbare Poller als dauerhafte Absperrung vorzusehen!

Das Befahren des Deichverteidigungsweges (z.B. mit Dienstfahrzeugen, Rettungswagen, etc.) erfolgt in Schrittgeschwindigkeit. Eine entsprechende Beschilderung ist vorzusehen!

Außergewöhnliche Lasten (wie Anprall an den Stb.-Kopfbalken/Spundwand) werden aus den oben aufgeführten Gründen nicht weiter berücksichtigt!

Berechnungsergebnisse:

Spundwandprofil:	Larssen 602 (Doppelbohle), L=8,70m
Stahlgüte:	S 240 GP
OK Mobile HWS-Wand:	+ 25,65 mNN
OK Stahlbetonholm:	+ 25,15 mNN
Ok Spundwand:	+ 24,70 mNN (40cm Einbindung in den Stb.-Holm)
UK Spundwand:	+ 16,00 mNN



Berechnungsgrundlagen:

Grundlage für die Berechnungsprofile und Bodenmodell aus der 1. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht vom Ing.-Geo Modenbach mit Datum vom 21.11.2017.

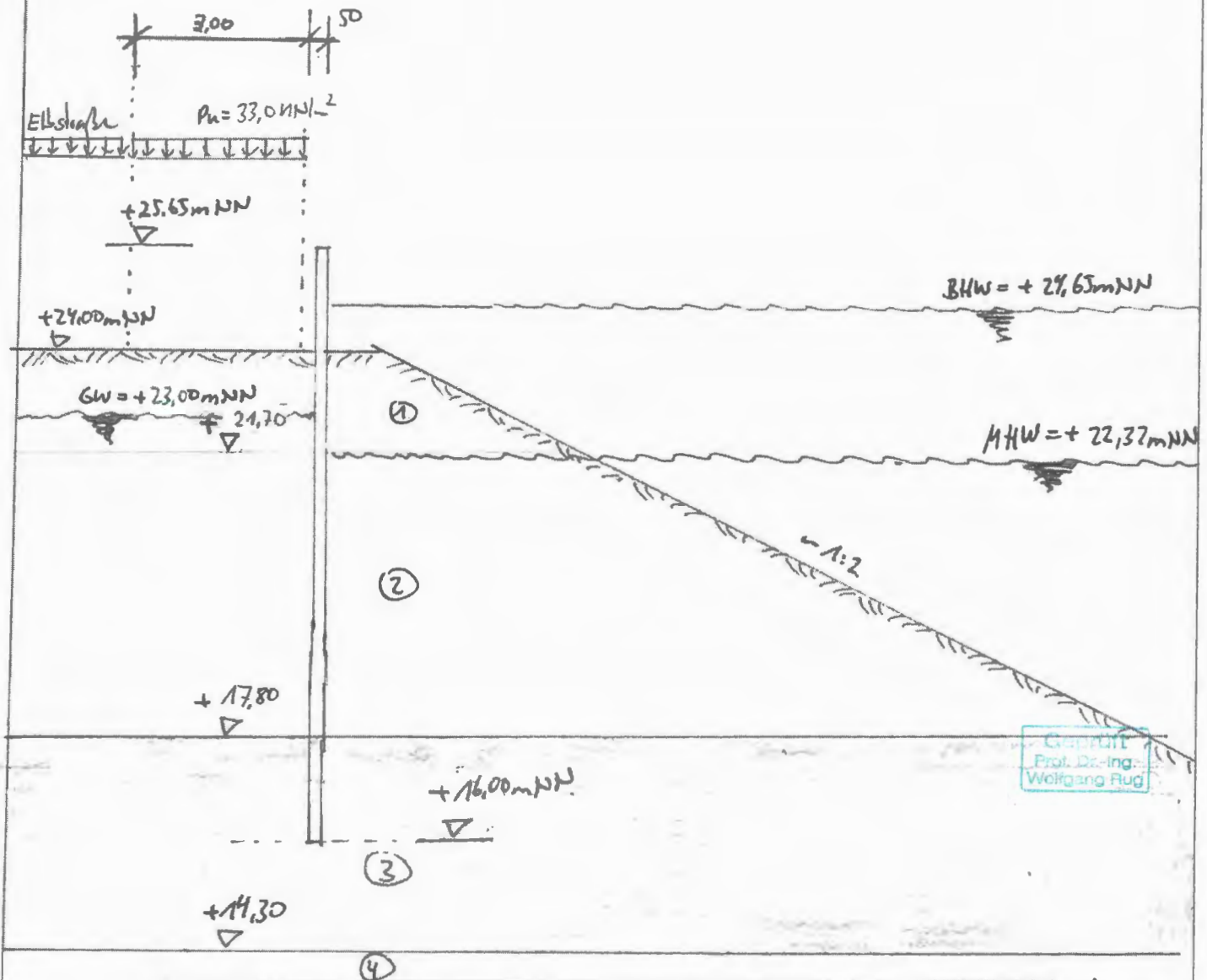
Bemessungssituationen:

<u>Lastfall 1:</u>	Eigenlasten + Verkehr + BHW	→ BS-P.1	siehe EDV-Ausdruck
<u>Lastfall 2:</u>	Eigenlasten + Verkehr + fallendes BHW	→ BS-P.2	siehe EDV-Ausdruck
<u>Lastfall 4:</u>	Eigenlasten + Verkehr + Wasserstand „bordvoll“	→ BS-A.1	siehe EDV-Ausdruck

BS-P (Hochwasserzustand).

BS-A (Besondere Belastungen und Situationen)

Querschnitt: 0+280



Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:

Modellschicht	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	cal c [kN/m ²]
1	18,0	10,0	32,5	—
2	19,0	11,0	35,0	—
3	14,0	4,0	17,5	7,5
4	19,0	11,0	37,5	—

M. 1:100

0x280 LFI
Norm: EC 7
Spundwand
Larssen 602
Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
Ersatzerddruck-Belwert mit $\varphi = 40^\circ$
Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
Erf. Profillänge = 5,57 m
Erf. Einbindetiefe = 3,91 m

Verlängerung (ΣV) = 0,50 m
BS; DIN 1054; BS-P
 $\gamma_0 = 1,35$
 $\gamma_0 = 1,50$
 $\gamma_{ep} = 1,40$
mob. Ep erfüllt / $\mu = 0,34$
 $\mu(\text{Vert. Tragfähigkeit}) = 0,74$

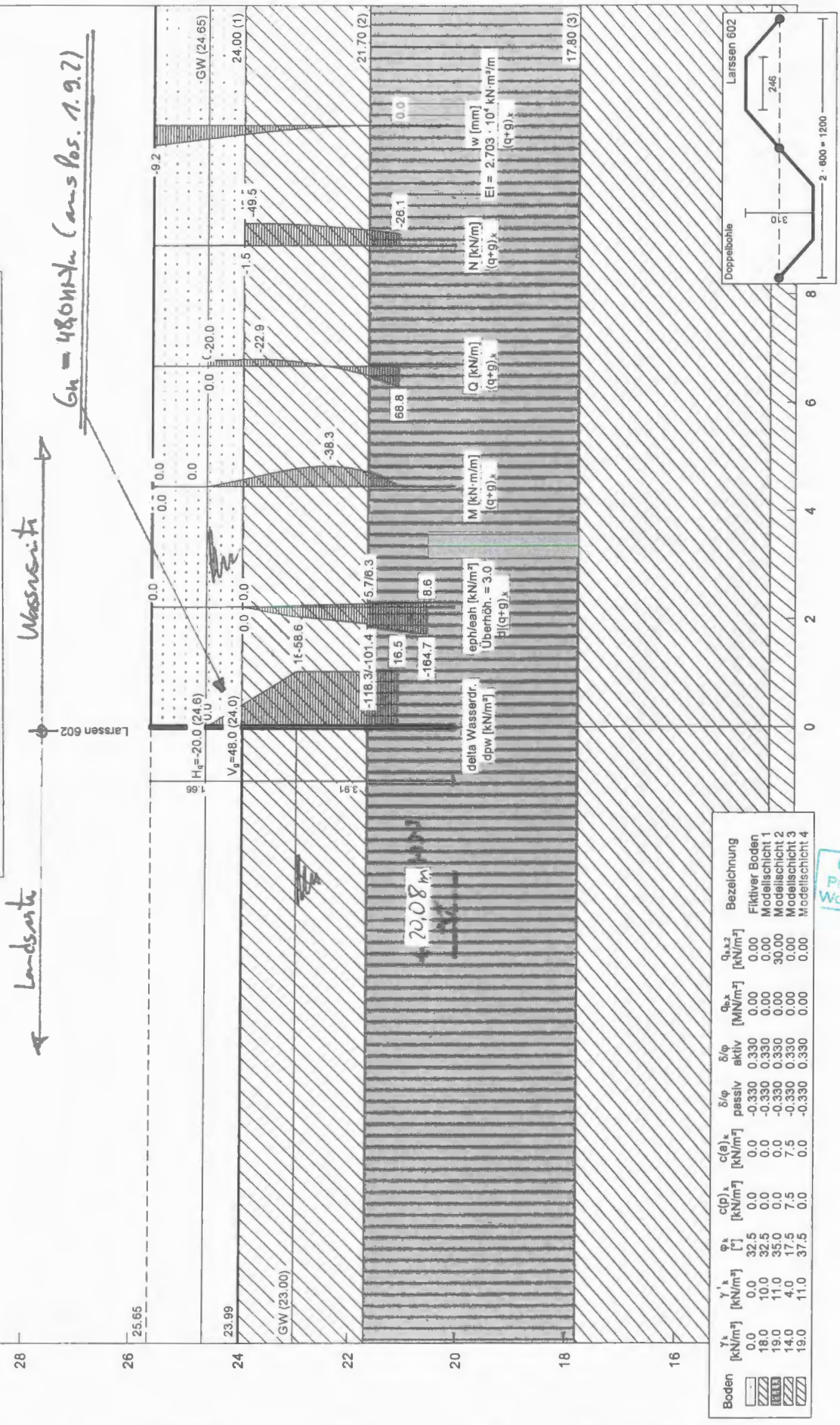
Bemessungswerte:
Bemessung nach EC 3 (el.-el.)
Querschnittssituation: max M,gq
 $M_{ed} = 56,5 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{ed} = 1,1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = -57,5 \text{ kN/m}$ (Druck)
Profil: Larssen 602, Stahlgüte: S 240 GP
 $b = 600,0 \text{ mm}$ / $b_f = 246,0 \text{ mm}$
 $t_f = 8,2 \text{ mm}$ / $t_w = 8,0 \text{ mm}$ / $A = 113,3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310,0 \text{ mm}$ / $a = 42,5^\circ$
 $W_{pl,y} = 830,0 \text{ cm}^3/\text{m}$ / $I_y = 12870,0 \text{ cm}^4/\text{m}$
U-Bohle ist eine Doppelbohle

Nachweis M_{ed}
 $M_{c,rd} = 199,2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\mu = M_{ed} / M_{c,rd} = 0,284$
Knicklänge = 7,10 m
 $N_{c,r} / N_{c,r} = 0,011 \leq 0,04$
→ Kein Knicknachweis
max $\mu = 0,284$

Landseite

Wasserseite

$G_u = 480 \text{ kN/m}$ (ans Pos. 1.9.7)



Boden	γ_a [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	φ_t [°]	$c(\varphi)$ [kN/m²]	$c(\varphi)_x$ [kN/m²]	δ/φ passiv	δ/φ aktiv	$q_{a,x}$ [kN/m²]	$q_{a,z}$ [kN/m²]	Bezeichnung
1	0,0	0,0	32,5	0,0	0,0	-0,330	0,330	0,00	0,00	Fiktiver Boden
2	18,0	10,0	32,5	0,0	0,0	-0,330	0,330	0,00	0,00	Modellschicht 1
3	19,0	11,0	35,0	0,0	0,0	-0,330	0,330	0,00	30,00	Modellschicht 2
4	14,0	4,0	17,5	7,5	7,5	-0,330	0,330	0,00	0,00	Modellschicht 3
5	19,0	11,0	37,5	0,0	0,0	-0,330	0,330	0,00	0,00	Modellschicht 4

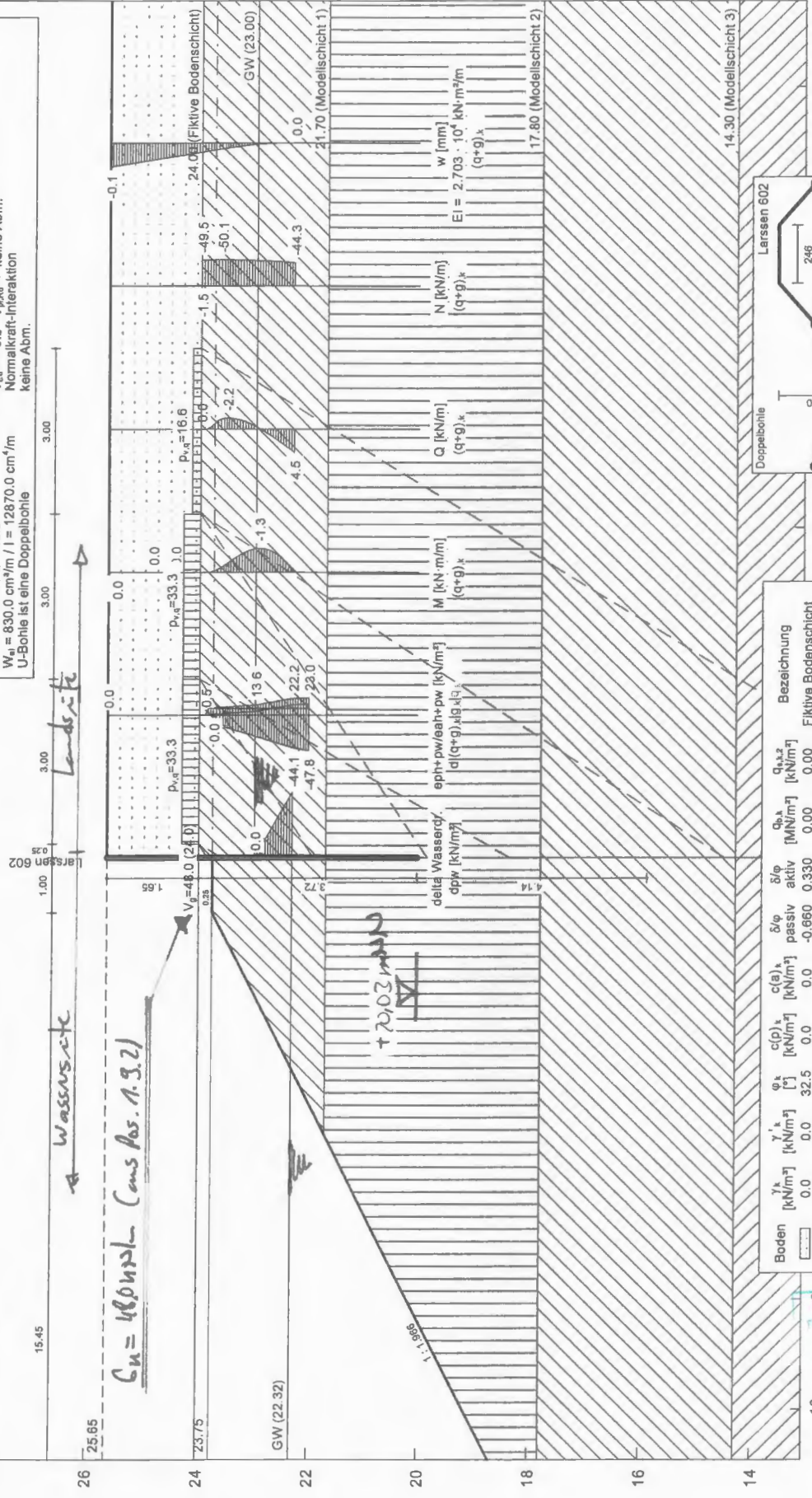
Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

0+280 Lastfall 2
Norm: EC 7
Spundwand
Larsen 602
Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
Ersatzerddruck-Belastung mit $\phi = 40^\circ$
Erf. Erddruck nach: DIN 4085:2011
Erf. Einbindeltiefe = 3.72 m

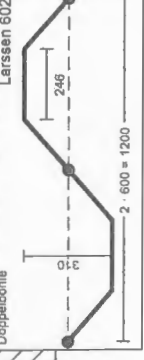
Verlängerung (ΣV) = 2.00 m
 $\gamma_0 = 1.35$
 $\gamma_0 = 1.50$
 $\gamma_{0p} = 1.40$
mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.17$
 μ (Vert. Tragfähigkeit) = 0.81

Bemessungswerte:
Bemessung nach EC 3 (el-el.)
Querschnittsklasse: 2
 $M_{Ed} = 0.4 \text{ kN-m/m}$
 $N_{Ed} = 2.9 \text{ kN/m}$
Profil: Larsen 602 (Druck)
 $b = 600.0 \text{ mm}$ / $b_0 = 246.0 \text{ mm}$
 $t_b = 8.2 \text{ mm}$ / $L_b = 8.0 \text{ mm}$ / $A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310.0 \text{ mm}$ / $\alpha = 42.5^\circ$
 $W_{pl} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$ / $I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
U-Bohle ist eine Doppelbohle

Nachweis M_{Ed}
 $M_{Ed} = 199.2 \text{ kN-m/m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 0.002$
Knicklänge = 5.06 m
 $N_{Ed} = 10418.3 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.006 \leq 0.04$
→ Kein Knicknachweis
max $\mu = 0.025$



Boden	γ_k [kN/m³]	γ'_k [kN/m³]	ϕ_k [°]	$c(p)_k$ [kN/m²]	$c(a)_k$ [kN/m²]	δ/ϕ passiv	δ/ϕ aktiv	$q_{a,2}$ [kN/m²]	Bezeichnung
	0.0	0.0	32.5	0.0	0.0	-0.860	0.330	0.00	Fiktive Bodenschicht
	18.0	10.0	32.5	0.0	0.0	-0.860	0.330	0.00	Modellschicht 1
	18.0	11.0	35.0	0.0	0.0	-0.860	0.330	30.00	Modellschicht 2
	14.0	4.0	17.5	7.5	7.5	-0.860	0.330	0.00	Modellschicht 3
	19.0	11.0	37.5	0.0	0.0	-0.860	0.330	0.00	Modellschicht 4



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Gang Rüg

Querschnitt: 0+280Nachweis Sickerweg - LF 2:mit

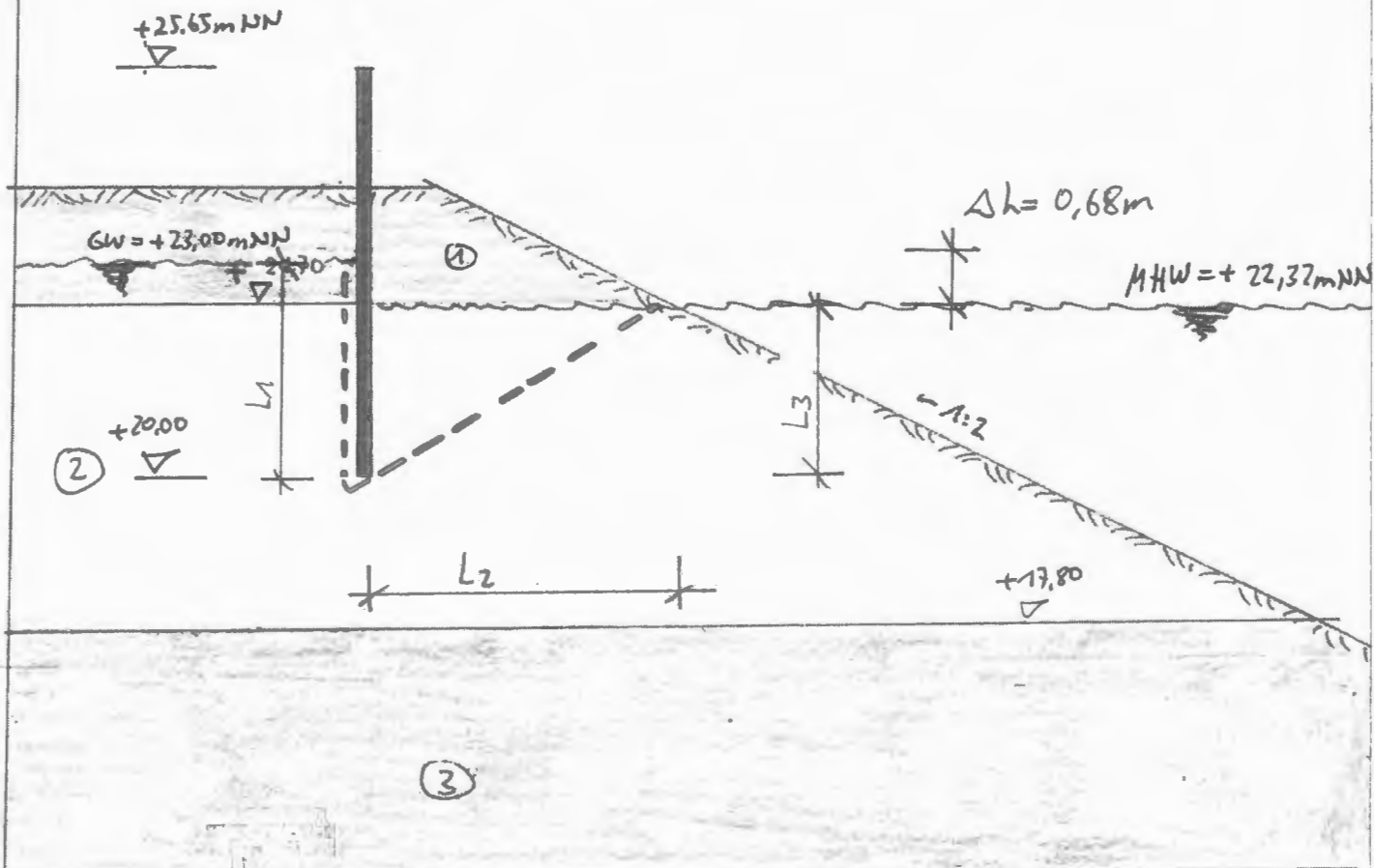
$$L_1 = 3,00\text{m}$$

$$L_2 \approx 4,00\text{m}$$

$$L_3 = 2,32\text{m}$$

$$\text{erf. } L = 3 \cdot 0,68\text{m} = \underline{2,04\text{m}}$$

$$\text{vorh. } L = L_1 + \sqrt{(0,5 \cdot L_2)^2 + L_3^2} = \underline{6,06\text{m}}$$

↳ Nachweis erfüllt!

Böschungsbruchberechnung für den Lastfall 2

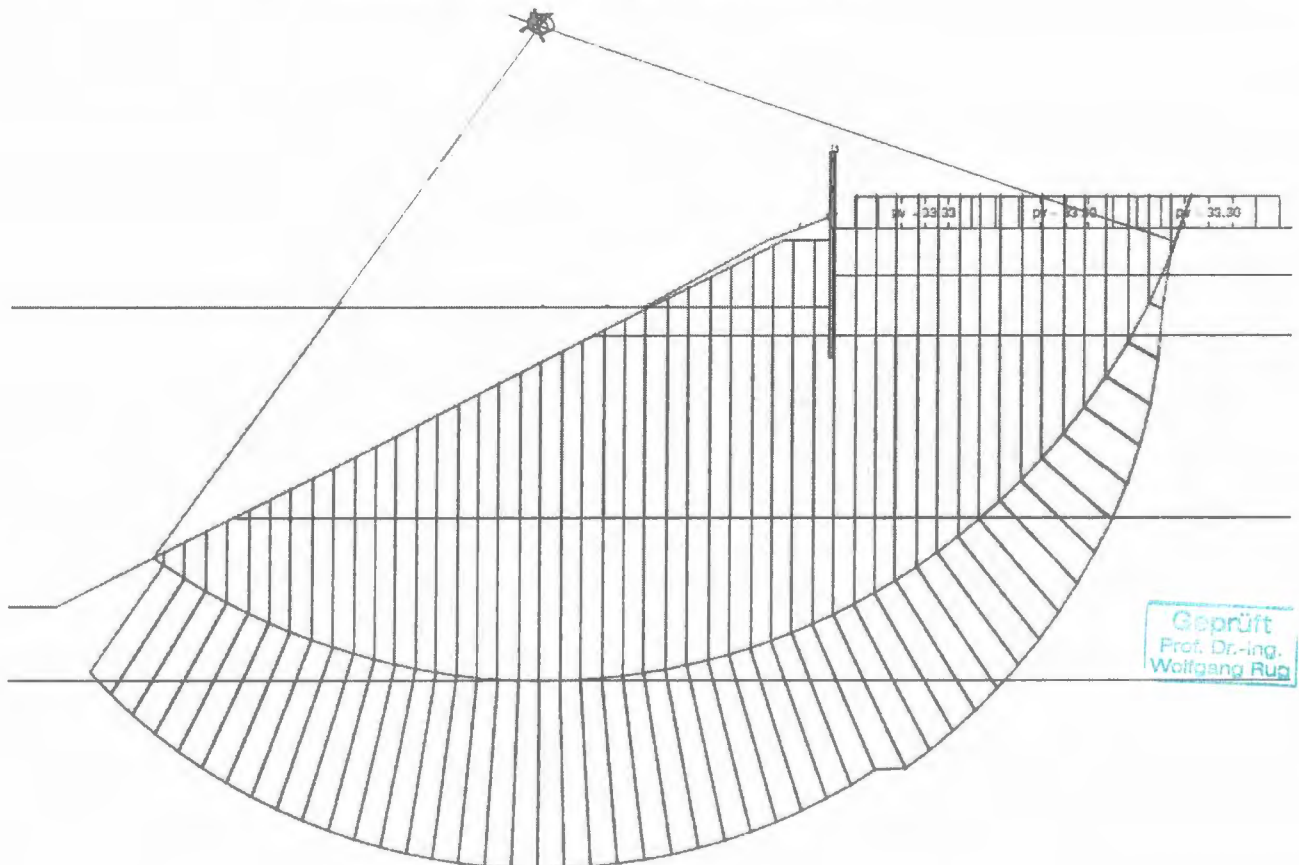
Die Gesamtstandsicherheit für die Spundwand und die Böschung wird mit dem Gleitkreisverfahren von Bishop (Böschungsbruchberechnung gemäß EC7) untersucht und nachgewiesen.

Untersucht wird nur der maßgebende Lastfall 2 (Eigenlasten + Verkehrslasten + fallendes BHW auf ein MHW). Dieser entspricht der Bemessungssituation BS: P.2 gemäß DIN 19712:

Im Bereich von Bau-km 0+320 beträgt die Neigung der wasserseitigen Böschung ca. 1:1,9. Diese Böschungsneigung wird für die Grundbruchuntersuchung herangezogen.

Nachfolgend werden 4 Rechendurchläufe durchgeführt:

1. Volle Verkehrslast auf der Landseite, Nachweis als BS-P
2. Volle Verkehrslast auf der Landseite, Nachweis als BS-T
3. Reduzierte Verkehrslast auf dem DVW, Nachweis als BS-P
4. Reduzierte Verkehrslast auf dem DVW, Nachweis als BS-T



1. Rechen durchlauf



0+320	Lastfall 2	- γ (Wichten) = 1,00
Norm EC7		- γ (Ständige Einw.) = 1,00
Ungünstigster Gleitkreis:		- γ (Veränderliche Einw.) = 1,30
$\mu_{red} = 1,09$		Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0,050
$X_m = 5,89$ m	$\gamma_m = 27,61$ m	
$R = 13,20$ m		
Teilsicherheiten:		
- $\gamma(g) = 1,25$		
- $\gamma(c) = 1,25$		
- $\gamma(\phi_s) = 1,25$		

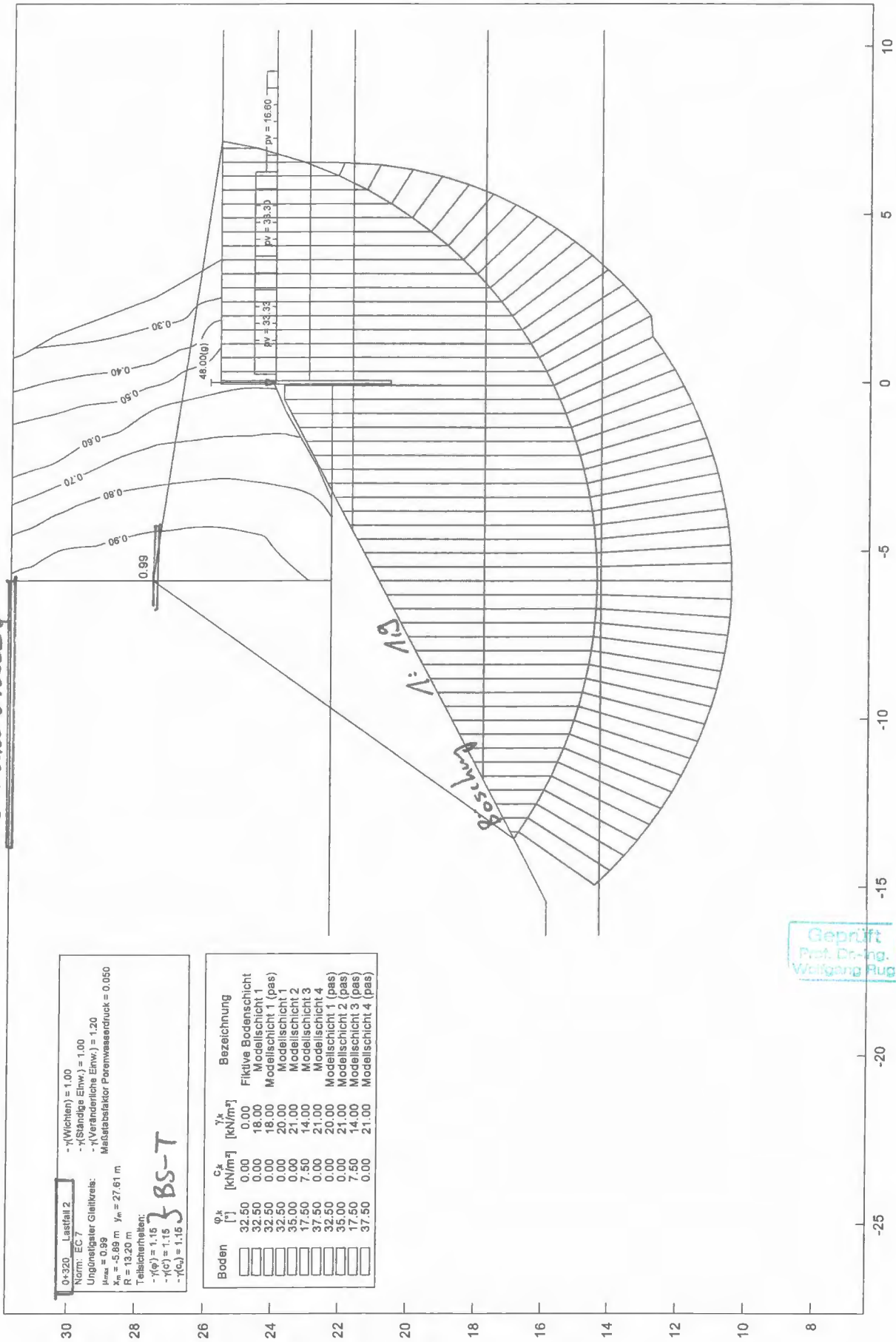
Boden	ϕ^k [°]	c_s^k [kN/m²]	γ_s^k [kN/m³]	Bezeichnung
	32,50	0,00	0,00	Fiktive Bodenschicht
	32,50	0,00	18,00	Modellschicht 1
	32,50	0,00	18,00	Modellschicht 1 (pas)
	32,50	0,00	20,00	Modellschicht 2
	35,00	0,00	21,00	Modellschicht 3
	17,50	7,50	14,00	Modellschicht 4
	37,50	0,00	21,00	Modellschicht 1 (pas)
	32,50	0,00	20,00	Modellschicht 2 (pas)
	35,00	0,00	21,00	Modellschicht 3 (pas)
	17,50	7,50	14,00	Modellschicht 4 (pas)
	37,50	0,00	21,00	Modellschicht 4 (pas)

2. Rechenbeispiel

0+320 Lastfall 2
 Norm: EC 7
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{\text{min}} = 0.99$
 $x_m = -5.89 \text{ m}$ $y_m = 27.61 \text{ m}$
 $R = 13.20 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 $\gamma(\varphi) = 1.15$
 $\gamma(c) = 1.15$
 $\gamma(q_s) = 1.15$

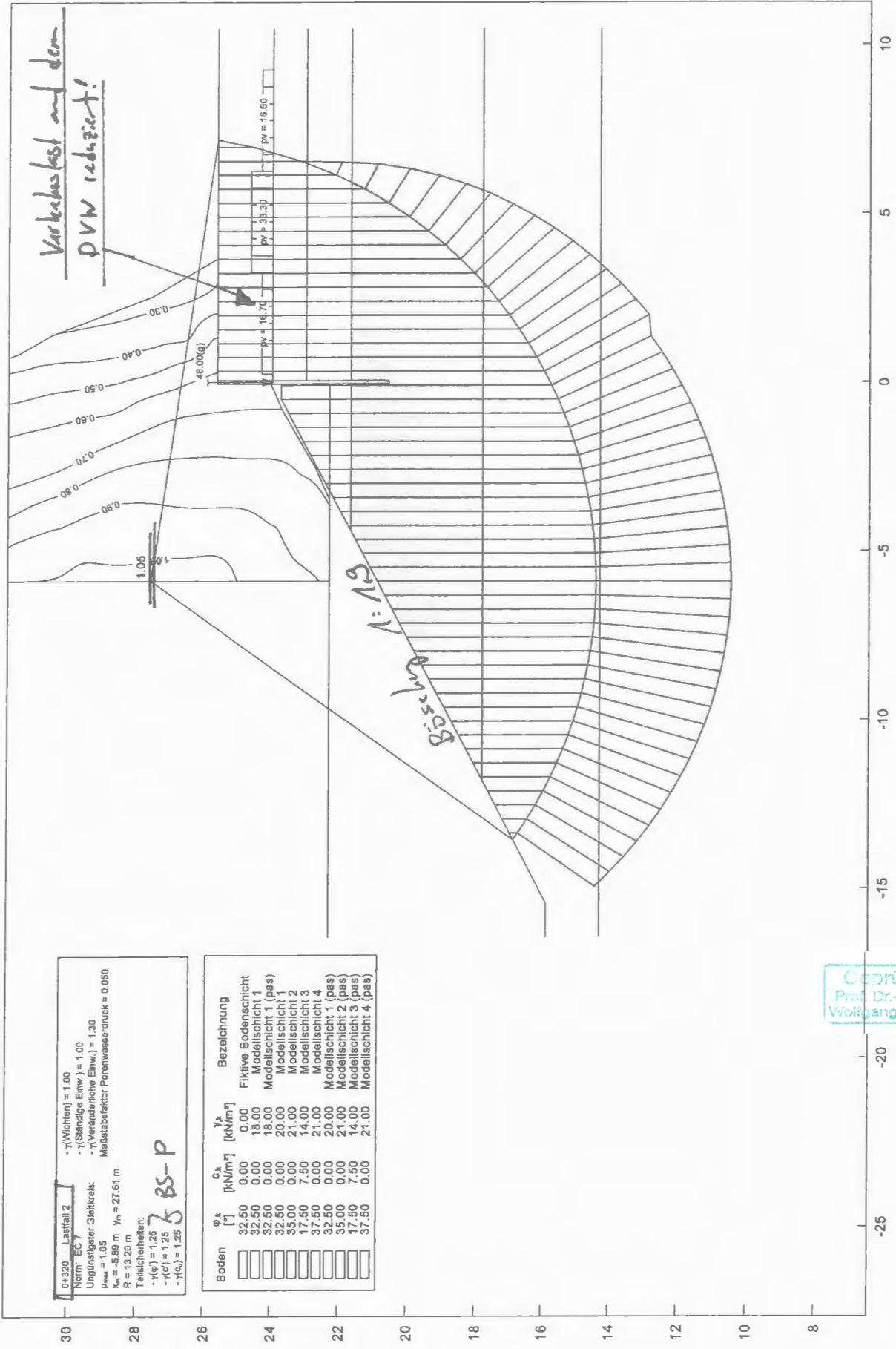
BS-7

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	0.00	Fiktive Bodenschicht
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 2
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 2 (pas)
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3 (pas)
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4 (pas)



Geprüft:
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

3. Rechenbeispiel



0+320 Lastfall 2		$\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$ $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$ $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$ Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.050		
Norm EC7 Ungünstigster Gleitkreis: $\mu_{red} = 1.05$ $x_{cr} = -5.89 \text{ m}$ $y_{cr} = 27.61 \text{ m}$ $R = 13.20 \text{ m}$ Teilsicherheiten: $\gamma(g) = 1.25$ $\gamma(c') = 1.25$ $\gamma(\phi_c) = 1.25$		3 BS-P		
Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
☐	32.50	0.00	0.00	Fiktive Bodenschicht
☐	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1
☐	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1 (pas)
☐	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 2
☐	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 3
☐	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 4
☐	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 1 (pas)
☐	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 2 (pas)
☐	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 3 (pas)
☐	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 4 (pas)
☐	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 1 (pas)

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

4. Rechenbeispiel

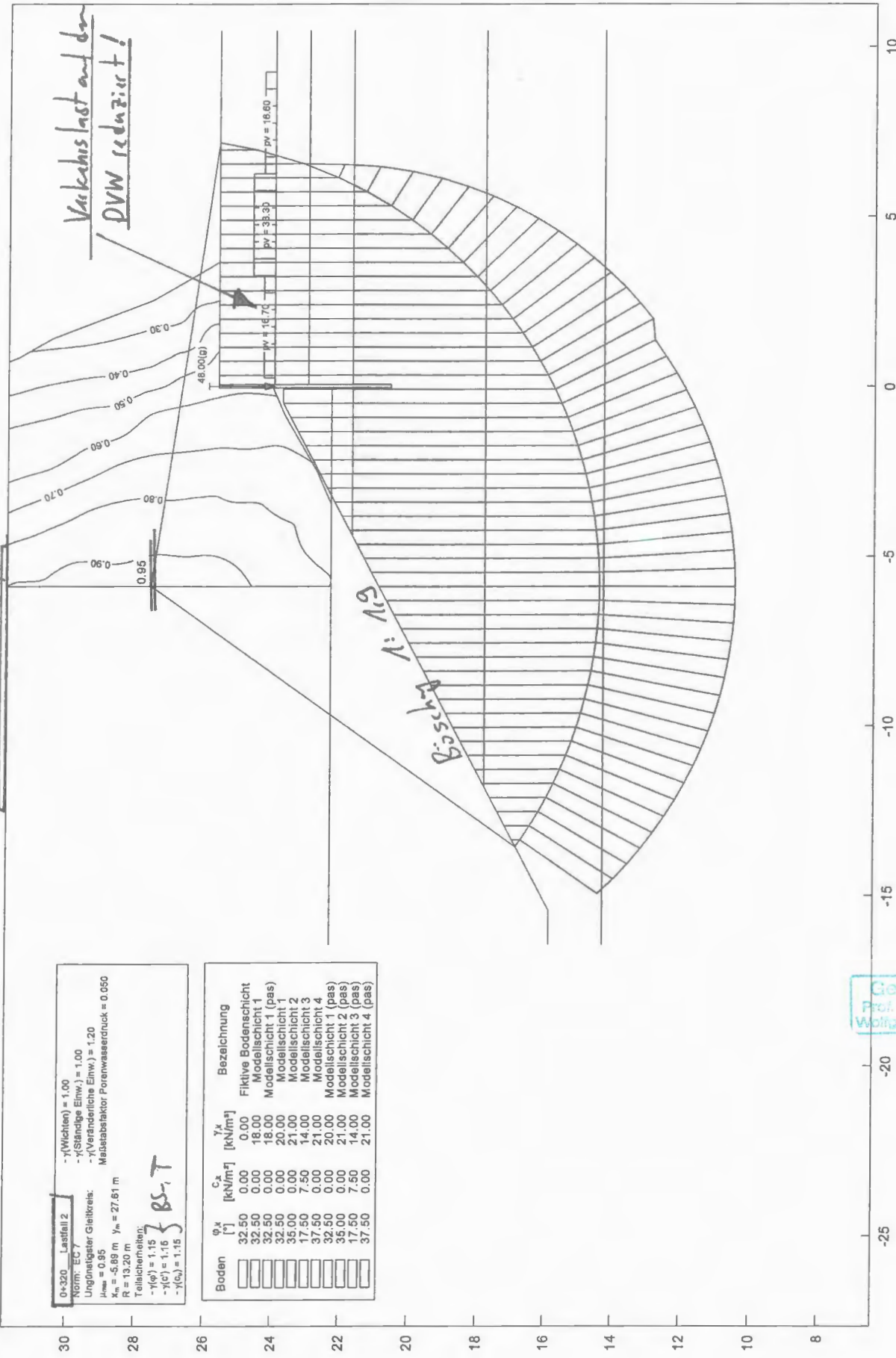
0+320 Lastfall 2

Norm: EC7
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{lim} = 0.95$
 $x_m = -5.89 \text{ m}$ $y_m = 27.61 \text{ m}$
 $R = 13.20 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 $\gamma_{(q)} = 1.15$
 $\gamma_{(c)} = 1.16$
 $\gamma_{(s)} = 1.15$

BS-T

Verschleisslast auf dem
 DVW reduziert!

Boden	ϕ_x [°]	c_x [kN/m²]	γ_x [kN/m³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	0.00	Fiktive Bodenschicht
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	20.00	Modellschicht 2
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 2 (pas)
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3 (pas)
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4 (pas)



Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Ergebnisse - Standsicherheit der wasserseitigen Böschung:

Rechendurchlauf 1:	BS-P:	Nachweis: $1,09 > 1,00$	Nachweis nicht erfüllt!
Rechendurchlauf 2:	BS-T:	Nachweis: $0,99 < 1,00$	Nachweis erfüllt!
Rechendurchlauf 3:	BS-P:	Nachweis: $1,05 > 1,00$	Nachweis nicht erfüllt!
Rechendurchlauf 4:	BS-T:	Nachweis: $0,95 < 1,00$	Nachweis erfüllt!

Gemäß DIN 19712 ist der Nachweis für den Lastfall 2 (Sunk) für eine ständige Bemessungssituation (BS-P) zu führen. Jedoch lässt sich der Nachweis aufgrund der steilen Böschung (Neigung 1:1.9) nicht erfolgreich führen. Je nach Ansatz der Verkehrslasten ergibt sich eine Nachweisüberschreitung von 5-9%.

Erst wenn die Sicherheiten auf eine temporäre Bemessungssituation (BS-T) herabgesetzt werden, kann der Grundbruchnachweis bei vollem Lastansatz mit einer Ausnutzung von 99% geführt werden.

Reduziert man zusätzlich die Verkehrslasten auf dem Deichverteidigungsweg auf $p_k=16,7\text{kN/m}^2$ (SLW30) kann die Nachweisausnutzung weiter auf 95% herabgesetzt werden.

Wie bereits in der Vorstatik vom 31.01.2017 unter Pkt. 5.3 beschrieben, ist für steile Böschung (steiler als 1:3) im maßgebenden Lastfall „Sunk“ mit dem Abrutschen der wasserseitigen Böschung zu rechnen. Die hier berechneten Nachweisausnutzungen bestätigen dieses Ergebnis nochmal.

Es wird daher an dieser Stelle empfohlen, mit dem AG das Bemessungsniveau für den Grundbruchnachweis im Lastfall „Sunk“ auf eine vorübergehende Bemessungssituation (BS-T) herabzusetzen. Gleichzeitig sollte auf dem Deichverteidigungsweg nur eine Verkehrslast von $q_k = 16,7\text{kN/m}^2$ (SLW30) vereinbart werden.

Für diese Situation kann der Grundbruchnachweis mit einer Ausnutzung von 95% erfolgreich geführt werden. Die Böschungsbruchgefahr kann hierdurch herabgesetzt, letztendlich aber nicht vollständig ausgeschlossen werden.

Aus diesem Grund wird im Anschluss an die normale Hochwasserlastfall-Bemessung eine Sonderbetrachtung durchgeführt. In dieser Sonderbetrachtung wird für die Spundwandbemessung eine abgerutschte wasserseitige Böschung angenommen.

0-280 LF4
 Norm: EC 7
 Spundwand
 Larssen 602
 Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
 Ersatzdruck-Belastung mit $\phi = 40^\circ$
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
 Erf. Profilänge = 5,67 m
 Erf. Einbindetiefe = 4,01 m

Verlängerung (ΔV) = 1,50 m
 BS: DIN 1054: BS-A
 $\gamma_0 = 1,10$
 $\gamma_{0a} = 1,10$
 $\gamma_{0b} = 1,20$
 mod. Ep erfüllt / $\mu = 0,31$
 μ (Vert. Tragfähigkeit) = 0,43

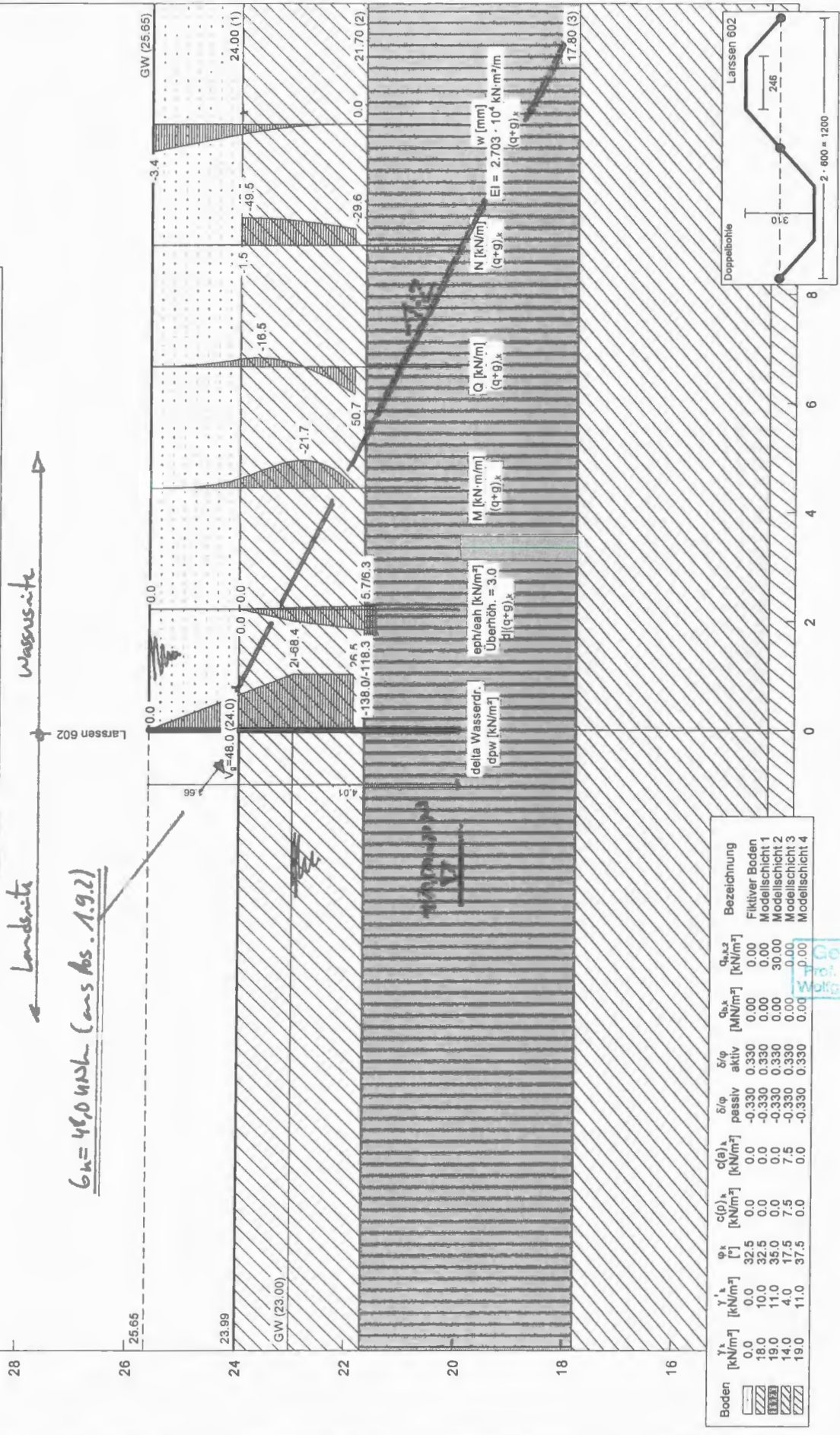
Bemessungswerte:
 Bemessung nach EC 3 (el.-el.)
 Querschnittsklasse: 2
 $M_{Ed} = 23,9 \text{ kN-m/m}$
 $V_{Ed} = 0,2 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} = 47,4 \text{ kN/m}$ (Druck)
 Profil: Larssen 602 - Stahlquerschnitt: S 240 GP
 $b = 600,0 \text{ mm}$ / $b_1 = 246,0 \text{ mm}$
 $t_f = 8,2 \text{ mm}$ / $t_w = 6,0 \text{ mm}$ / $A = 113,3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310,0 \text{ mm}$ / $\alpha = 42,5^\circ$
 $W_{pl} = 830,0 \text{ cm}^3/\text{m}$ / $I = 12870,0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U-Bohle ist eine Doppelbohle

Nachweis M_{Ed}
 $M_{Ed} = 199,2 \text{ kN-m/m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{Rd} = 0,120$
 Knicklänge = 5,84 m
 $N_{Ed} = 7821,2 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} / N_{Rd} = 0,008 \leq 0,04$
 -> Kein Knicknachweis
 max $\mu = 0,120$

Landseite

Wasserseite

$G_w = 48,0 \text{ kN/m}$ (ans Abs. 1.9.2)



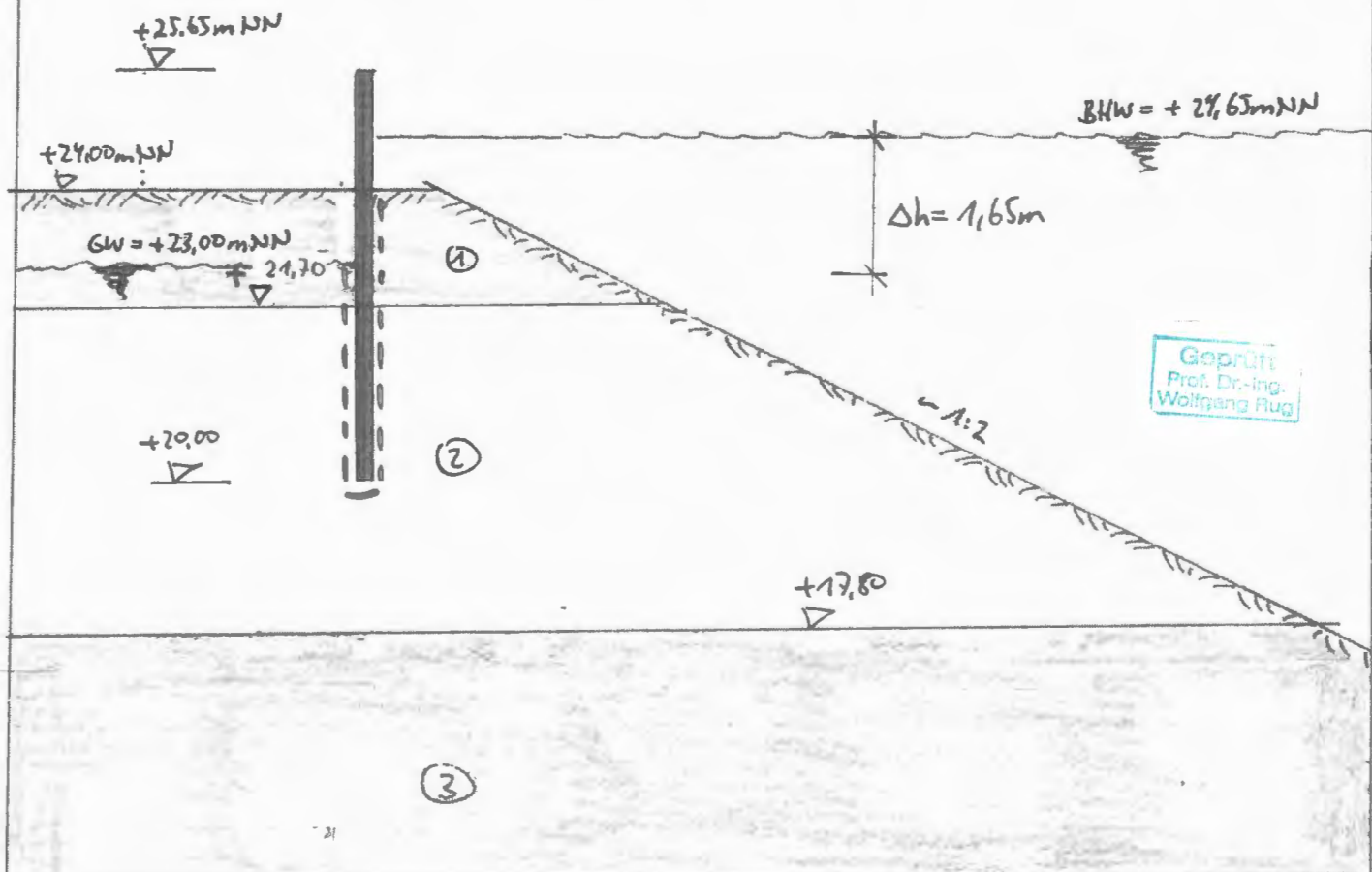
Boden	γ_k	γ'_{k1}	ϕ_k	$c(\phi)_k$	$c(\phi)_{k1}$	δ/ϕ	δ/ϕ	$q_{k,2}$	Bezeichnung
1	0,0	0,0	32,5	0,0	0,0	passiv	aktiv	0,00	Fiktiver Boden
2	18,0	10,0	32,5	0,0	0,0	-0,330	0,330	0,00	Modellschicht 1
3	19,0	11,0	35,0	0,0	0,0	-0,330	0,330	30,00	Modellschicht 2
4	14,0	4,0	17,5	7,5	7,5	-0,330	0,330	0,00	Modellschicht 3
5	19,0	11,0	37,5	0,0	0,0	-0,330	0,330	0,00	Modellschicht 4

Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Querschnitt: 0+280Nachweis Sicherweg - LF4:

$$\text{erf. } L = 4 \cdot 1,65 \text{ m} = 6,60 \text{ m}$$

$$\text{vorh. } L = 3,00 \text{ m} + 4,00 \text{ m} = 7,00 \text{ m}$$

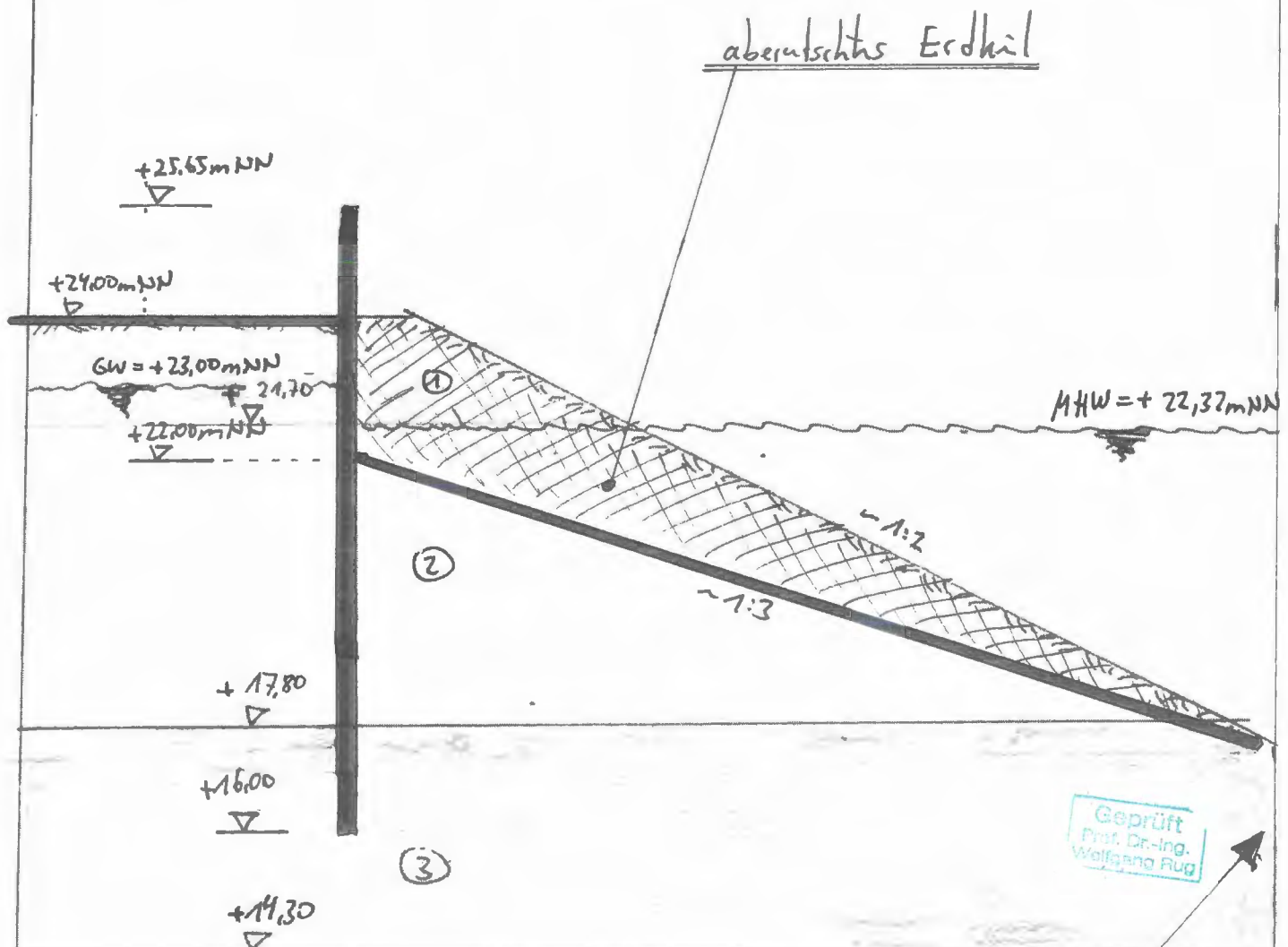
↳ Nachweis erfüllt!

Quar prodn: 0 + 280

Sonderbetrachtung: Wassersättigte Böschung abwärts

↳ Nachweis als außergewöhnliche Situation

↳ Nachweis wie LF-2



Hafnsohle = +15,89 mNN

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Sondensbedröckung

Q+280 Lastfall 2
 Norm: EC 7
 Spundwand
 Larssen 602
 Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
 Ersatzdrück-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
 Erf. Einbindetiefe = 5.70 m

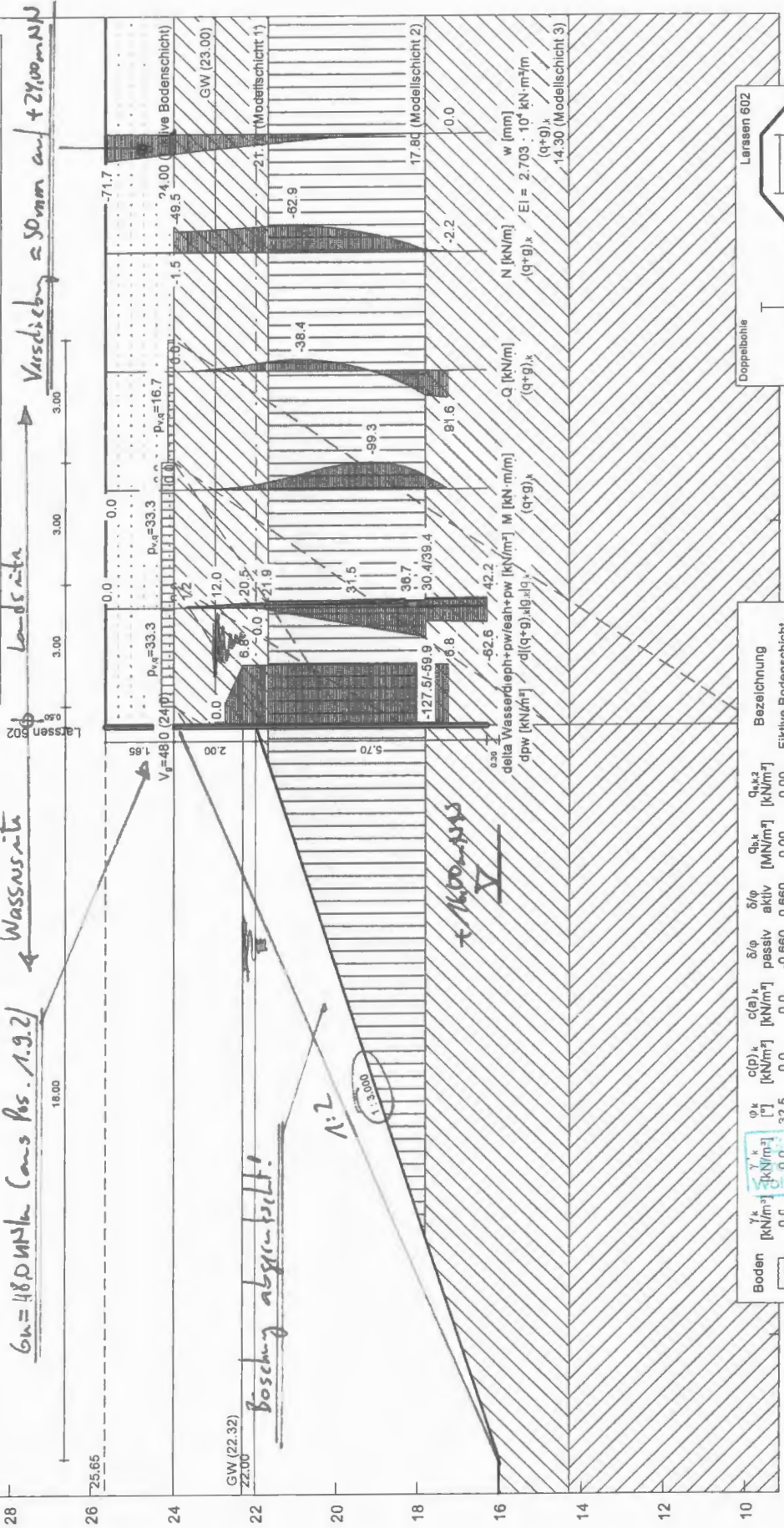
Bemessungswerte:
 Bemessung nach EC 3 (el.-el.)
 Bemessungssituation: max Mgq
 $M_{ed} = 109.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{ed} = 0.5 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 47.3 \text{ kN/m}$ (Druck)
 Profil: Larssen 602, Stahlhülle: S 240 GP
 $b = 600.0 \text{ mm}$ / $b_1 = 246.0 \text{ mm}$
 $t_f = 8.2 \text{ mm}$ / $t_w = 8.0 \text{ mm}$ / $A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310.0 \text{ mm}$ / $\alpha = 42.5^\circ$
 $W_{pl} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$ / $I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U-Bohle ist eine Doppelbohle

Nachweis M_{ed}
 $M_{ed} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\mu = M_{ed} / M_{s,ed} = 0.548$
 Knicklänge = 13.09 m
 $N_{ed} = 1556.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} / N_{cr} = 0.030 < 0.04$
 -> Kein Knicknachweis
 max $\mu = 0.548$

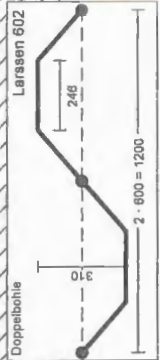
$G_u = 48.0 \text{ kN/m}$ (aus Ps. 1.9.2)

Landseite

Verschiebung = 50 mm auf +24.00 m NN



Bezeichnung	$q_{a,k,2}$	$q_{p,k}$	δ/ϕ	$c(a)_k$	$c(p)_k$	ϕ_k	γ_k	γ_k
Fiktive Bodenschicht								
Modellschicht 1	0.00	0.00	0.660	0.0	0.0	32.5	10.0	18.0
Modellschicht 2	0.00	0.00	0.660	0.0	0.0	35.0	11.0	18.0
Modellschicht 3	0.00	0.00	0.660	7.5	7.5	37.5	4.0	14.0
Modellschicht 4	0.00	0.00	0.660	0.0	0.0	37.5	13.0	19.0



-15

Boschung abgegründet!

1:2

+1600.333

delta Wasserdruck + pw/eah + pw [kN/m²] M [kN-m/m] (q+g) x

Q [kN/m] (q+g) x

N [kN/m] (q+g) x

w [mm] 2.703 * 10⁴ kN-m²/m (q+g) x

17.80 (Modellschicht 2)

21. (Modellschicht 1)

24.00 (aktive Bodenschicht)

25.65

26

28

30

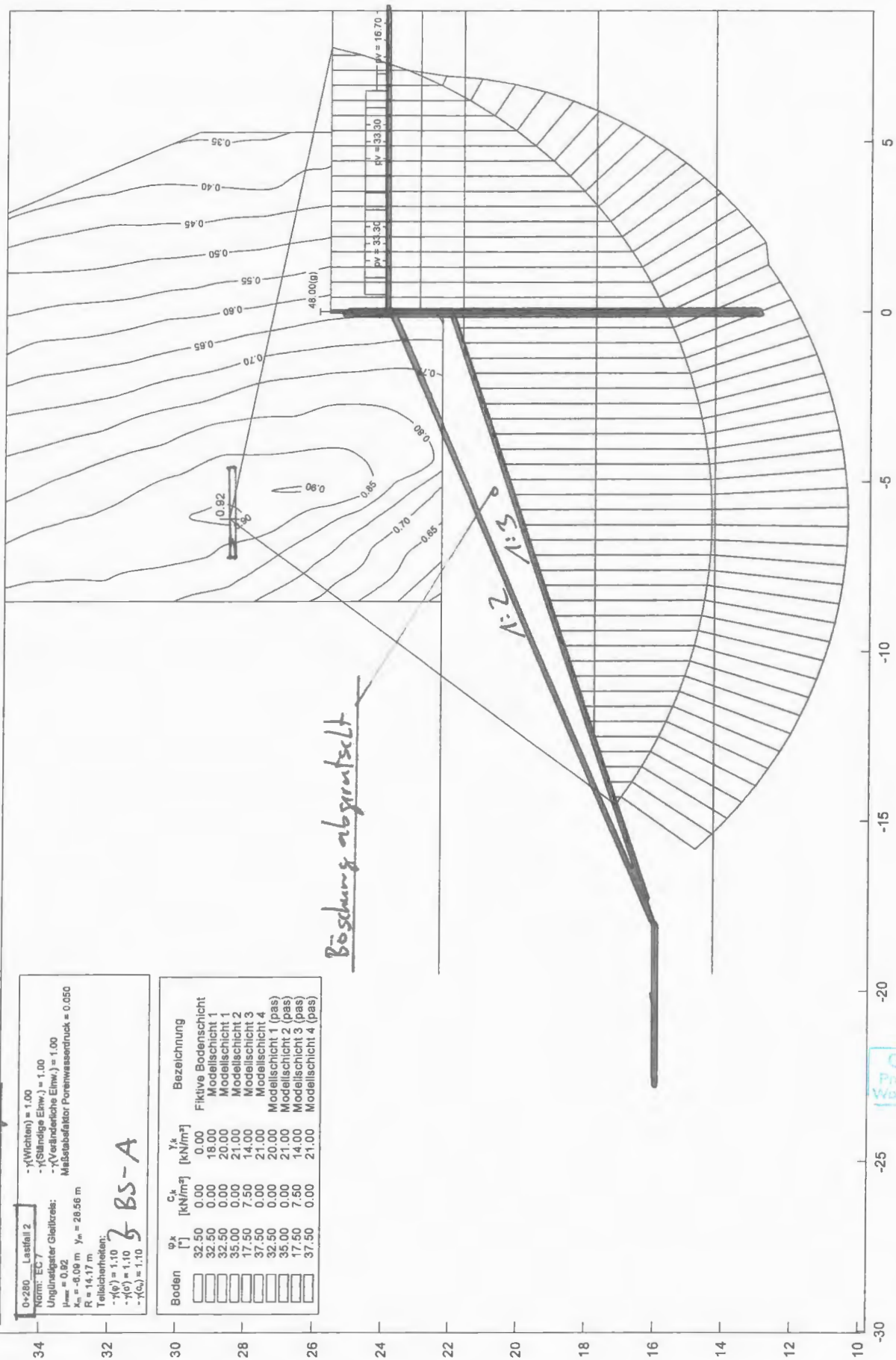
32

Sonderbeurteilung:

0+280 Lastfall 2
 Norm: EC 7
 Unglättigster Gleitkreis:
 $\mu_{\text{min}} = 0.82$
 $x_{\text{m}} = -6.09 \text{ m}$ $y_{\text{m}} = 28.56 \text{ m}$
 $R = 14.17 \text{ m}$
 Teilchenheiten:
 $-Y(p) = 1.10$
 $-Y(q) = 1.10$
 $-Y(c_u) = 1.10$

BS-A

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	0.00	Fiktive Bodenschicht
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 2
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 2 (pas)
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3 (pas)
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4 (pas)



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Sonderbetrachtung - Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse:

In der Sonderbetrachtung für den Lastfall 2 (Sunk) wird eine, auf eine Neigung von 1:3, abgerutschte wasserseitige Böschung angenommen. Vor der Spundwand ergibt sich somit ein Höhengsprung von ca. 2,00m. Der Sondernachweis wird als außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A) eingestuft. Auf der sicheren Seite liegend wird auf der Landseite die volle Verkehrslast angesetzt.

Aus der Spundwandbemessung ergibt sich eine Absetztiefe der Spundwand von +16,00mNN. Die Spundwand bindet somit auch in die als dichtend angesehene Modellschicht 3 ein, welche die natürliche Entwässerung des binnenseitig anstehenden Grundwassers beeinflusst, bzw. behindert. Hieraus resultierende Effekte (z.B. höher anstauendes Grundwasser) müssen durch einen Bodengutachter untersucht werden!

Die Biegebemessung der Spundwand führt zu einer Spannungsausnutzung von 55%

Für den Sondernachweis ergeben sich Kopfverformungen der Spund auf Geländeoberkante (+24,00mNN) von rechnerisch ca. 50mm Richtung der Wasserseite. Diese Verformungen bleiben auch nach dem Abklingen des Lastfall „Sunk“ dauerhaft in das Bauwerk eingepreßt. Beim Auftreten von Kettenhochwassern kann dieser Effekt sich multiplizieren, wenn die Böschung nicht ausreichend wiederhergestellt wurde. Die Gebrauchstauglichkeit (Schiefstellung, Dichtheit, Risse im Verblendmauerwerk, etc) sind daher zu diskutieren. Für ein dauerhaftes Bauwerk ist ggf. auf eine Rückverankerung des Spundwandkopfes zurückzugreifen.

Der Grundbruchnachweis für die auf 1:3 abgerutschte Böschung kann mit einer Ausnutzung von 92% geführt werden.

Statische Berechnung

Pos. 1.4 - Spundwand

Bau-km 0+355 bis 0+500

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.4

Spundwand (Bau-km 0+355 bis 0+500)

Vorbemerkungen:

Nachfolgend wird der Bauabschnitt Station 0+355 bis 0+500 exemplarisch am maßgebenden Querprofil von Bau-km 0+460 nachgewiesen. Diesem Abschnitt wird gemäß Baugrundgutachten (Ergänzung zum Geotechnischen Bericht, Ing. Modenbach) der Bereich 2 zugeordnet.

Der Fahrradweg neben der HWS-Wand dient gleichzeitig als Deichverteidigungsweg.

Das allgemeine Befahren des Deichverteidigungsweges ist jedoch zu unterbinden. Hierfür sind abschließbare Poller als dauerhafte Absperrung vorzusehen!

Das Befahren des Deichverteidigungsweges (z.B. mit Dienstfahrzeugen, Rettungswagen, etc.) erfolgt in Schrittgeschwindigkeit. Eine entsprechende Beschilderung ist vorzusehen!

Außergewöhnliche Lasten (wie Anprall an den Stb.-Kopfbalken/Spundwand) werden aus den oben aufgeführten Gründen nicht weiter berücksichtigt!

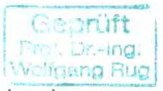
Berechnungsergebnisse:

Spundwandprofil:	Larssen 602 (Doppelbohle), L=10,20m
Stahlgüte:	S 240 GP
OK Mobile HWS-Wand:	+ 25,65 mNN
OK Stahlbetonholm:	+ 25,15 mNN
Ok Spundwand:	+ 24,70 mNN (40cm Einbindung in den Stb.-Holm)
UK Spundwand:	+ 14,50 mNN

Berechnungsgrundlagen:

Grundlage für die Berechnungsprofile und Bodenmodell aus der 1. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht vom Ing.-Geo Modenbach mit Datum vom 21.11.2017.

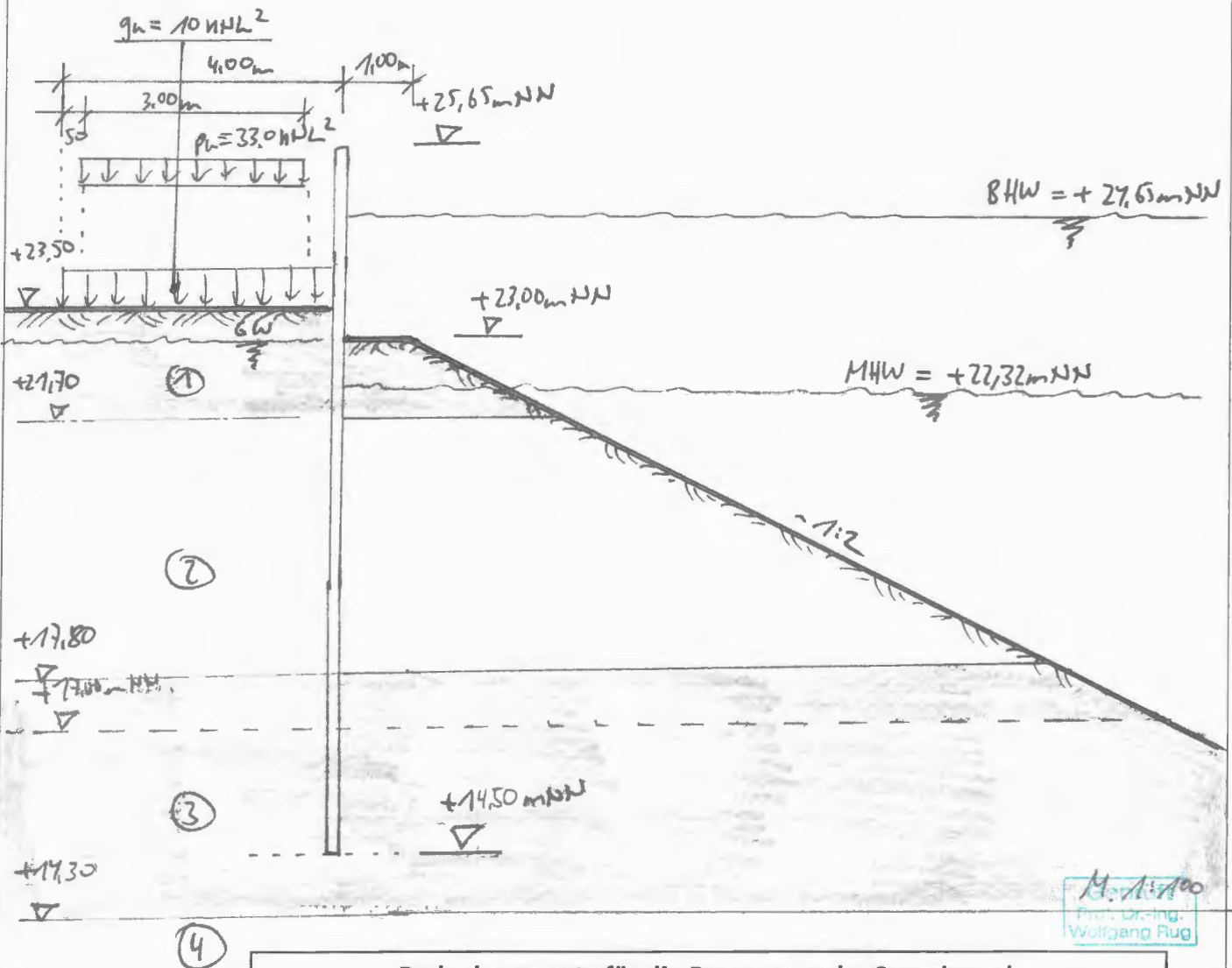
Bemessungssituationen:

<u>Lastfall 1:</u>	Eigenlasten + Verkehr + BHW	→ Nachweis, wie Pos. 1.3	
<u>Lastfall 2:</u>	Eigenlasten + Verkehr + fallendes BHW	→ BS-P.2, siehe EDV-Ausdruck.	
<u>Lastfall 4:</u>	Eigenlasten + Verkehr + Wasserstand „bordvoll“	→ Nachweis, wie Pos. 1.3	

BS-P (Hochwasserzustand),

BS-A (Besondere Belastungen und Situationen)

Querschnitt: 0+460



Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:

Modellschicht	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	cal c [kN/m ²]
1	18,0	10,0	32,5	—
2	19,0	11,0	35,0	—
3	19,0	4,0	17,5	7,5
4	19,0	11,0	37,5	—

Bemessungswerte:
 Bemessung nach EC 3 (el.-el.)
 Querschnittsklasse: 2
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 Profil: Larsen 602, Stahlgüte: S 240 GP
 $b = 600.0 \text{ mm}$, $t_w = 246.0 \text{ mm}$
 $h = 8.2 \text{ mm}$, $t_f = 8.0 \text{ mm}$, $A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $W_{pl,y} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$, $I_y = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U-Bohle ist eine Doppelbohle

Nachweis M_{Ed}
 $M_{Ed} = 198.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{pl,y} = 0.054$
 $N_{Ed} / N_{pl,y} = 0.016 \ll 0.04$
 $\rightarrow$ Kein Knicknachweis
 max $\mu = 0.054$

Bemessungswerte:
 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_1 / t_f \cdot \varepsilon = 30.3$
 $\beta_{M0} = 1.000$, $\beta_{M1} = 1.000$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $V_{Ed} = 48.0 \text{ kN/m}$
 $W_{pl,y} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $I_y = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U_{Bohle} ist eine Doppelbohle

Bemessungswerte:
 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_1 / t_f \cdot \varepsilon = 30.3$
 $\beta_{M0} = 1.000$, $\beta_{M1} = 1.000$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $V_{Ed} = 48.0 \text{ kN/m}$
 $W_{pl,y} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $I_y = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U_{Bohle} ist eine Doppelbohle

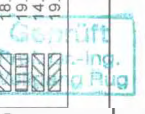
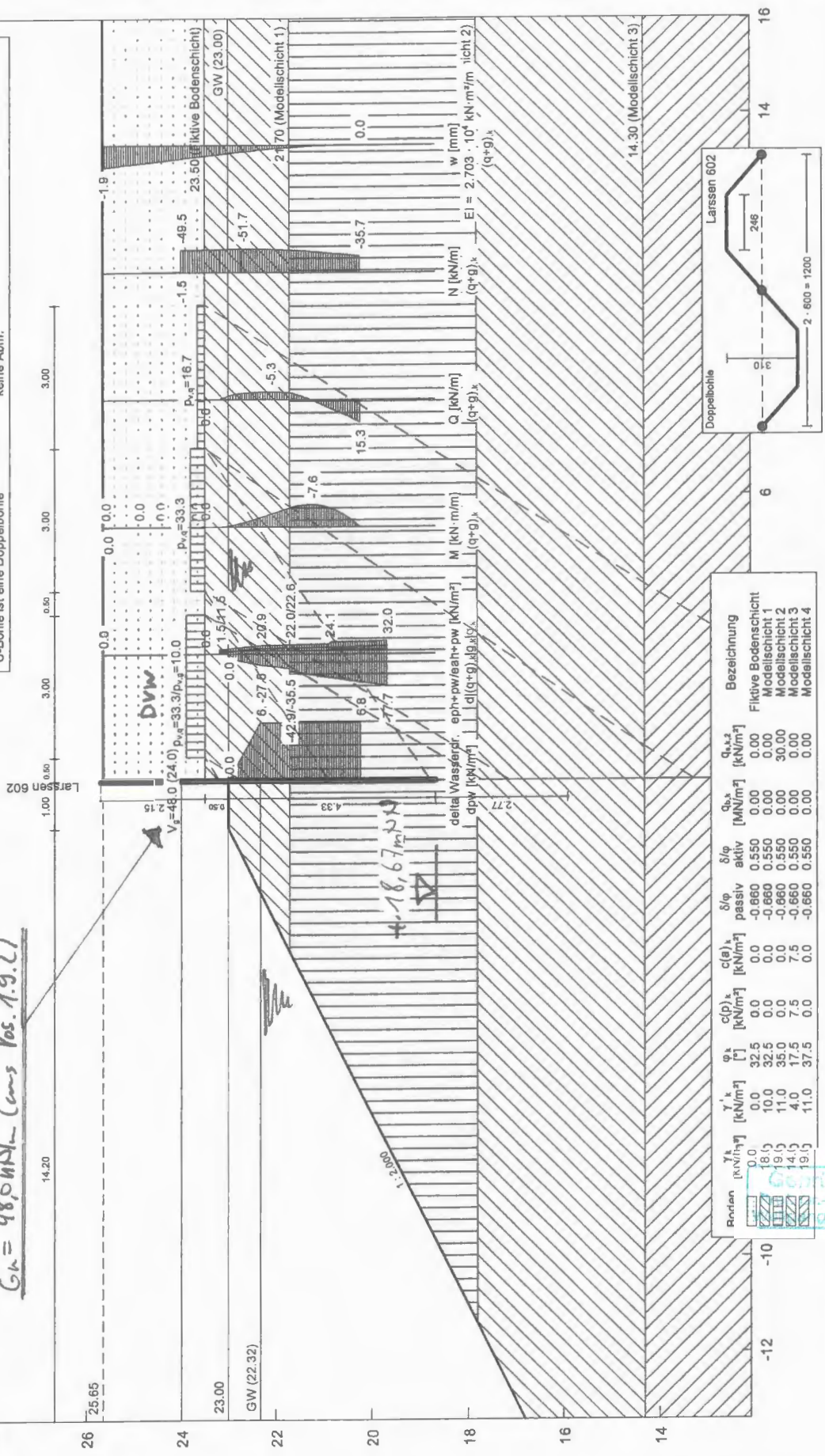
Bemessungswerte:
 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_1 / t_f \cdot \varepsilon = 30.3$
 $\beta_{M0} = 1.000$, $\beta_{M1} = 1.000$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $V_{Ed} = 48.0 \text{ kN/m}$
 $W_{pl,y} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $I_y = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U_{Bohle} ist eine Doppelbohle

Bemessungswerte:
 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_1 / t_f \cdot \varepsilon = 30.3$
 $\beta_{M0} = 1.000$, $\beta_{M1} = 1.000$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $V_{Ed} = 48.0 \text{ kN/m}$
 $W_{pl,y} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $I_y = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U_{Bohle} ist eine Doppelbohle

Bemessungswerte:
 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_1 / t_f \cdot \varepsilon = 30.3$
 $\beta_{M0} = 1.000$, $\beta_{M1} = 1.000$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $V_{Ed} = 48.0 \text{ kN/m}$
 $W_{pl,y} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $I_y = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U_{Bohle} ist eine Doppelbohle

Bemessungswerte:
 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_1 / t_f \cdot \varepsilon = 30.3$
 $\beta_{M0} = 1.000$, $\beta_{M1} = 1.000$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$
 $V_{Ed} = 48.0 \text{ kN/m}$
 $W_{pl,y} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $I_y = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U_{Bohle} ist eine Doppelbohle

$G_k = 48.0 \text{ kN/m}$ (cons. pos. 1.9.2)



Querschnitt: 0+460Nachweis Sichrweg - LF-2

mit....

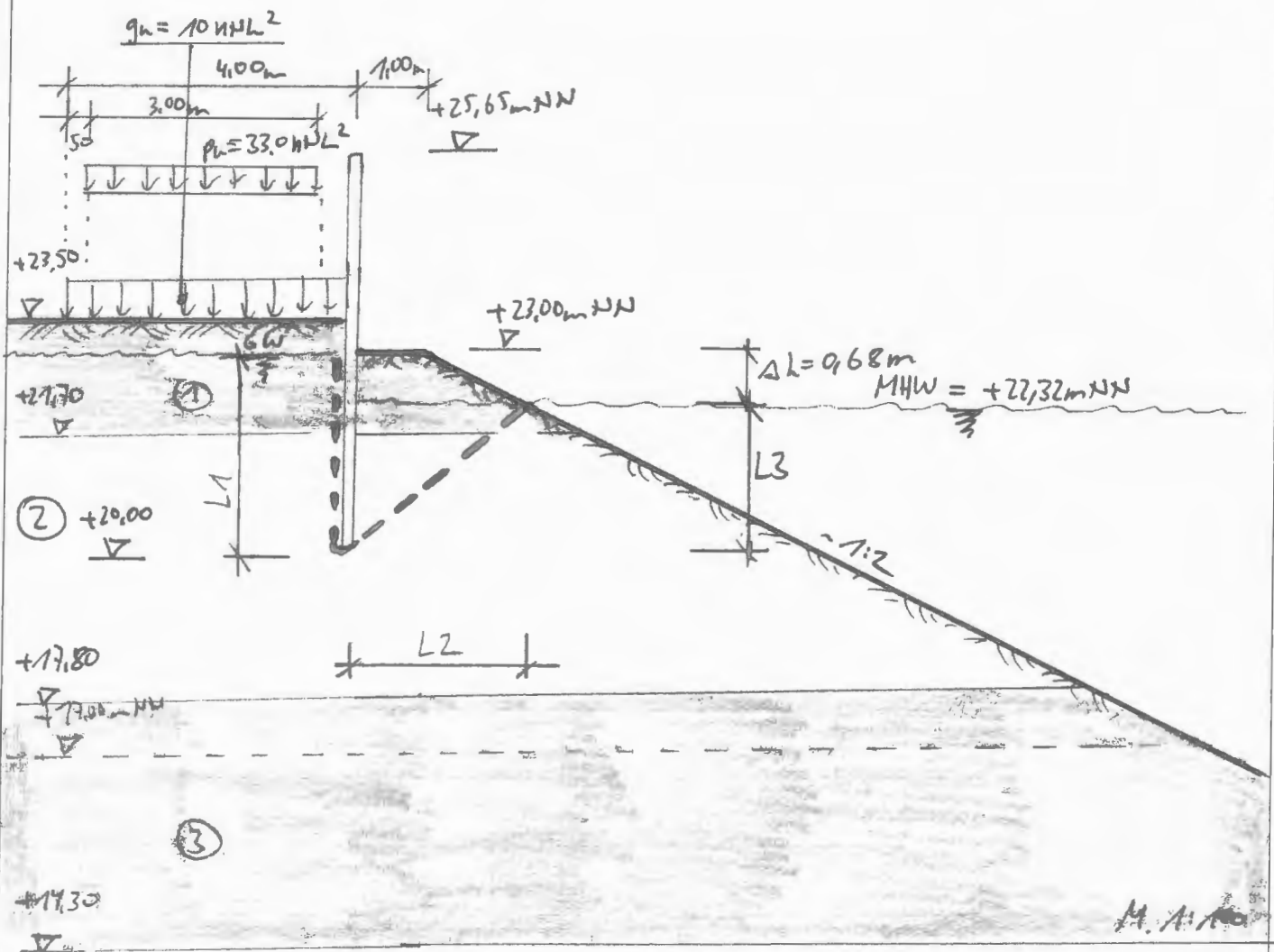
$$L_1 \geq 3,00m$$

$$L_2 \geq 2,50m$$

$$L_3 \geq 2,32m$$

$$\text{erf. } L = 3 \cdot 0,68m = \underline{2,04m}$$

$$\text{vorh. } L \geq L_1 + \sqrt{(0,5 \cdot L_2)^2 + L_3^2} \geq \underline{5,64m}$$

Nachweis erfüllt!

④

Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:

Modellschicht	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\gamma' \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\phi \text{ [}^\circ\text{]}$	$c \text{ [kN/m}^2\text{]}$
1	18,0	10,0	32,5	—
2	19,0	11,0	35,0	—
3	19,0	4,0	17,5	7,5
4	19,0	11,0	37,5	—

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüdiger

Böschungsbruchberechnung für den Lastfall 2

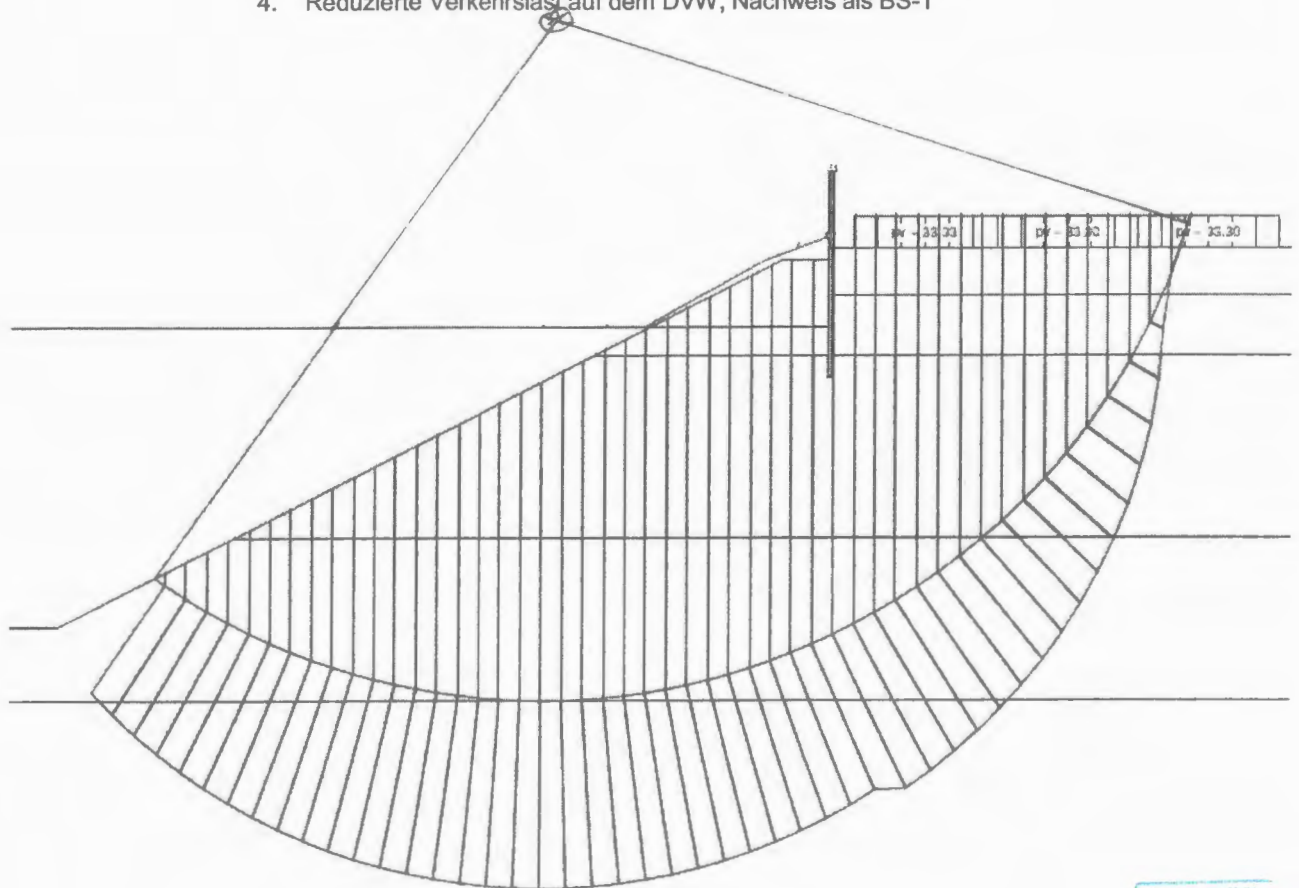
Die Gesamtstandsicherheit für die Spundwand und die Böschung wird mit dem Gleitkreisverfahren von Bishop (Böschungsbruchberechnung gemäß EC7) untersucht und nachgewiesen.

Untersucht wird nur der maßgebende Lastfall 2 (Eigenlasten + Verkehrslasten + fallendes BHW auf ein MHW). Dieser entspricht der Bemessungssituation BS: P.2 gemäß DIN 19712:

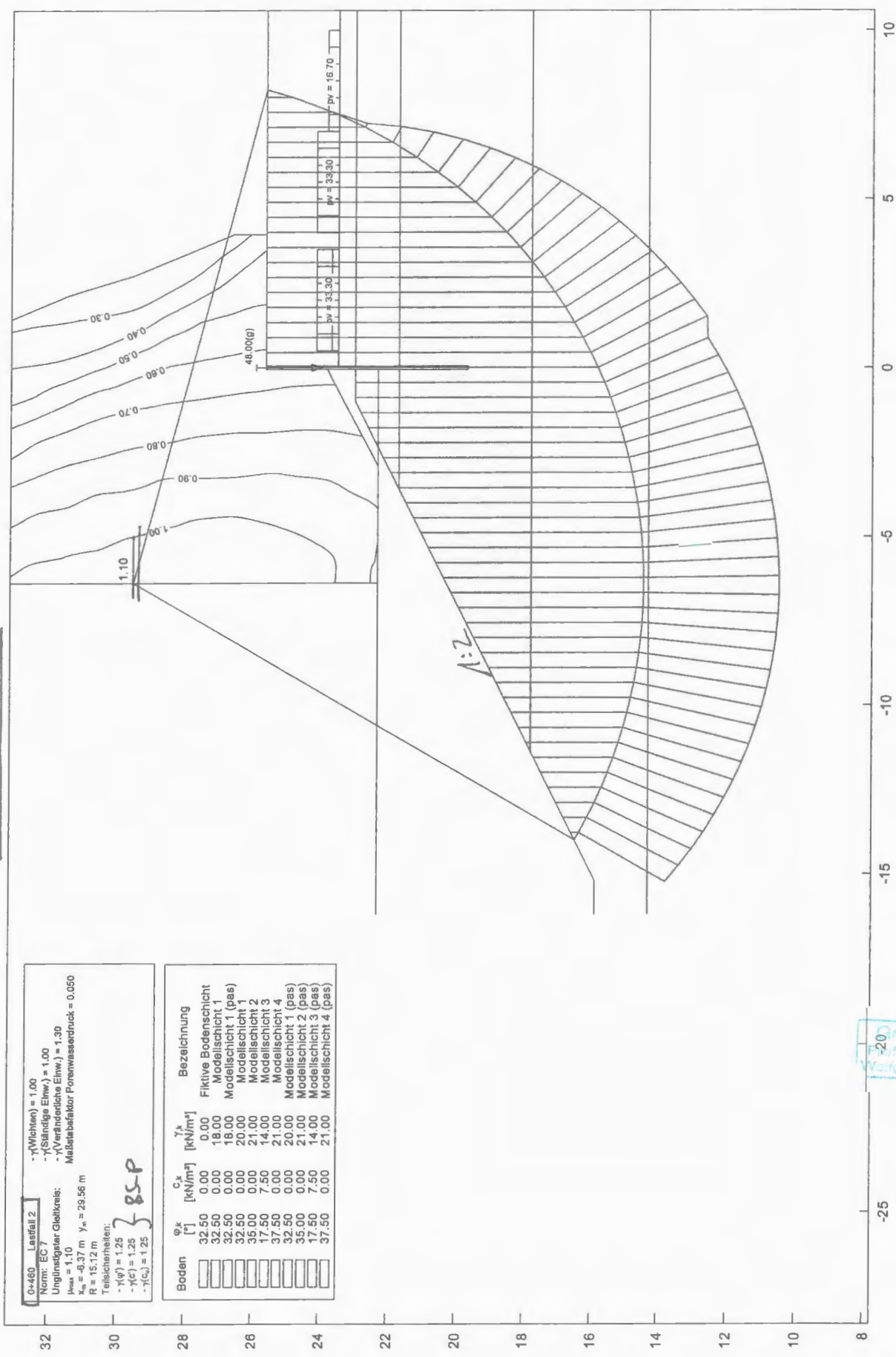
Im Bereich von Bau-km 0+460 beträgt die Neigung der wasserseitigen Böschung ca. 1:2. Diese Böschungsneigung wird für die Grundbruchuntersuchung herangezogen.

Nachfolgend werden 4 Rechendurchläufe durchgeführt:

1. Volle Verkehrslast auf DVW + Straße, Nachweis als BS-P
2. Volle Verkehrslast auf DVW + Straße, Landseite, Nachweis als BS-T
3. Reduzierte Verkehrslast auf dem DVW, Nachweis als BS-P
4. Reduzierte Verkehrslast auf dem DVW, Nachweis als BS-T



1. Rechn. durchlauf

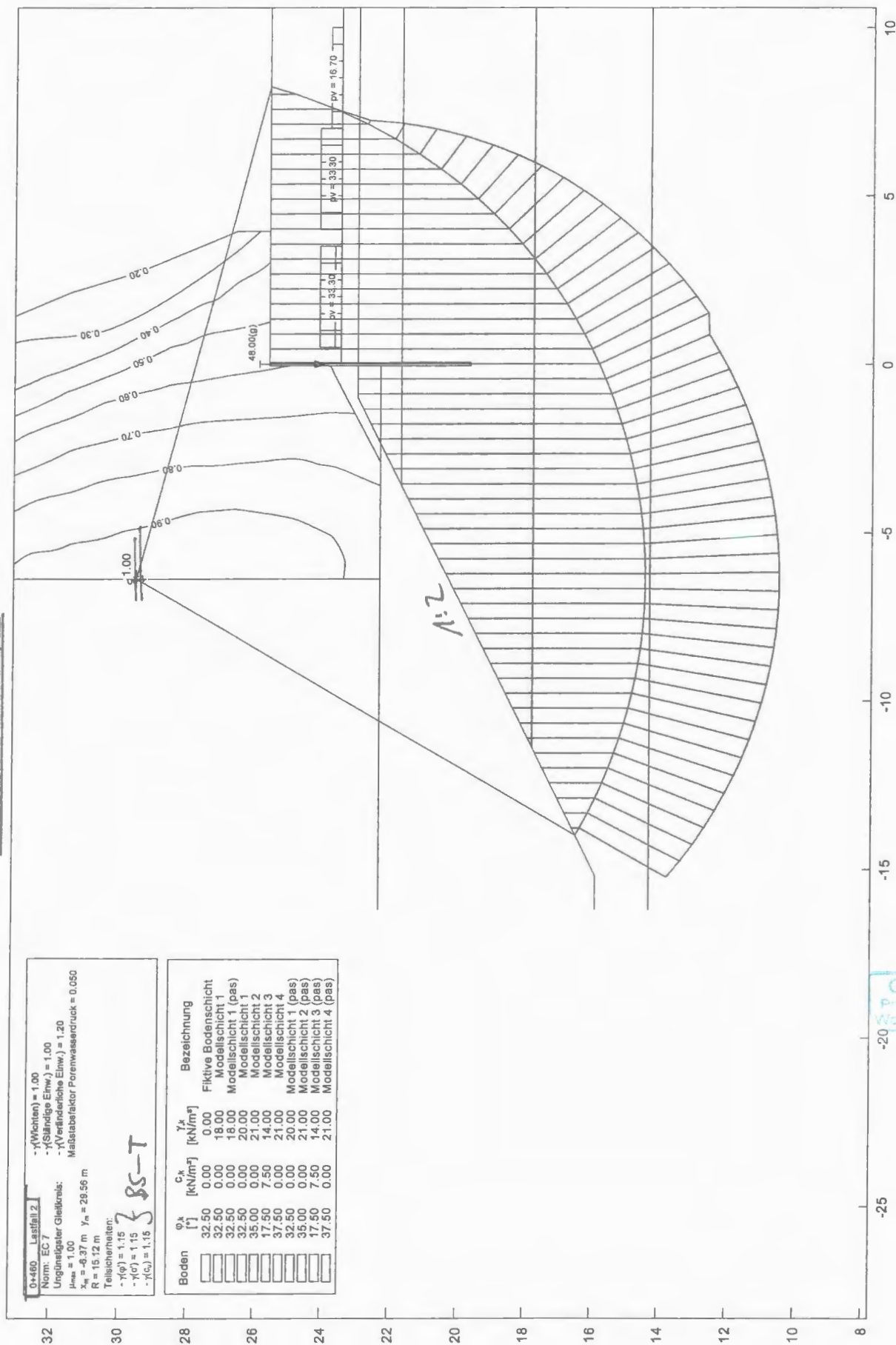


0+460 Lastfall 2
 Norm: EC 7
 Ungünstigster Gleichkreis:
 $\gamma_{\text{sat}} = 1.10$
 $\gamma_{\text{w}} = -8.37 \text{ m}$ $\gamma_{\text{w}} = 29.56 \text{ m}$
 $R = 15.12 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 $\gamma(\phi) = 1.25$
 $\gamma(c) = 1.25$
 $\gamma(\gamma_{\text{sat}}) = 1.25$

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	0.00	Fiktive Bodenschicht
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1 (pas)
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1
	32.50	0.00	21.00	Modellschicht 2
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 2 (pas)
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3 (pas)
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4 (pas)

20 Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

2. Rechendurchlauf



0-460 Laifall 21
 Norm: EC7
 Ungesättigter Gleitkrisis:
 $\gamma(\text{Ständige Einw}) = 1,00$
 $\gamma(\text{Veränderliche Einw}) = 1,20$
 Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0,050
 $X_m = -4,37 \text{ m}$ $Y_m = 29,56 \text{ m}$
 $R = 15,12 \text{ m}$
 Teilschleifen:
 $\gamma(\varphi) = 1,15$
 $\gamma(\sigma') = 1,15$
 $\gamma(c) = 1,15$

Boden	ϕ°	C_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
☐	32,50	0,00	0,00	Fiktive Bodenschicht
☐	32,50	0,00	18,00	Modellschicht 1
☐	32,50	0,00	18,00	Modellschicht 1 (pas)
☐	32,50	0,00	21,00	Modellschicht 1
☐	35,00	0,00	21,00	Modellschicht 2
☐	17,50	7,50	14,00	Modellschicht 3
☐	32,50	0,00	21,00	Modellschicht 4
☐	32,50	0,00	20,00	Modellschicht 1 (pas)
☐	35,00	0,00	21,00	Modellschicht 2 (pas)
☐	17,50	7,50	14,00	Modellschicht 3 (pas)
☐	32,50	0,00	21,00	Modellschicht 4 (pas)

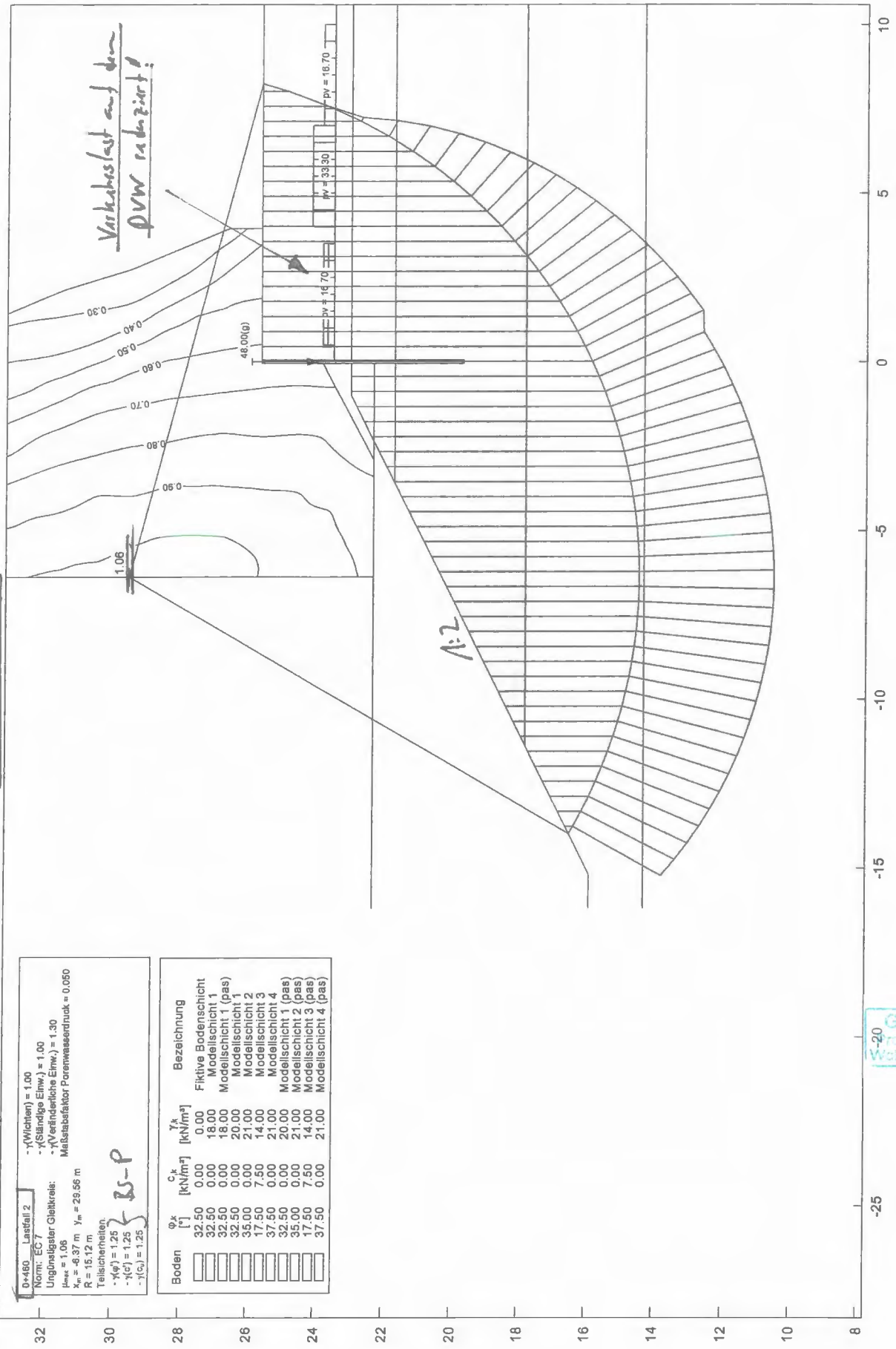
Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüdiger

3. Rechendurchschnitt

0+460 Lastfall 2
 Norm: EC 7
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{\text{min}} = 1.06$
 $x_m = -8.37 \text{ m}$ $y_m = 29.56 \text{ m}$
 $R = 15.12 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 $\gamma_{\text{G}} = 1.25$
 $\gamma_{\text{Q}} = 1.25$
 $\gamma_{\text{G}_0} = 1.25$

BS-P

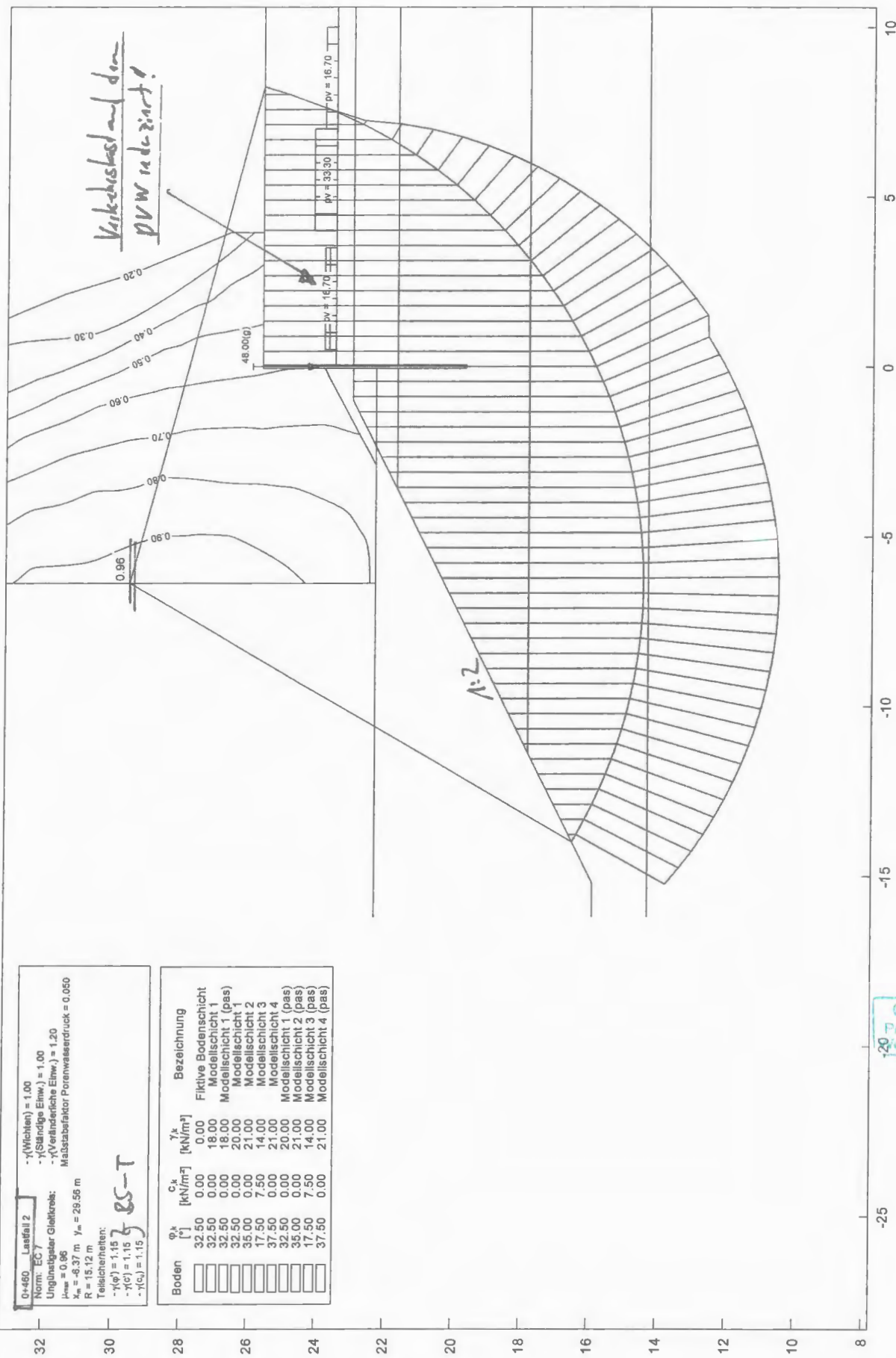
Boden	q_k [kN/m²]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	0.00	Fiktive Bodenschicht
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	20.00	Modellschicht 2
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 2 (pas)
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3 (pas)
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4 (pas)



4. Rechen-durchlauf

0+460 Lastfall 2
 Norm: EC 7
 Ungünstiger Gleitkreis:
 $\mu_{\text{max}} = 0.96$
 $x_m = -8.37 \text{ m}$ $y_m = 29.56 \text{ m}$
 $R = 15.12 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 $\gamma(\varphi) = 1.15$
 $\gamma(c) = 1.15$
 $\gamma(c_u) = 1.15$

Boden	φ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	0.00	Fiktive Bodenschicht
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	20.00	Modellschicht 2
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 1 (pas)
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 2 (pas)
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 3 (pas)
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4 (pas)



Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Ergebnisse - Standsicherheit der wasserseitigen Böschung:

Rechendurchlauf 1:	BS-P:	Nachweis: $1,10 > 1,00$	Nachweis nicht erfüllt!
Rechendurchlauf 2:	BS-T:	Nachweis: $1,00 \leq 1,00$	Nachweis erfüllt!
Rechendurchlauf 3:	BS-P:	Nachweis: $1,06 > 1,00$	Nachweis nicht erfüllt!
Rechendurchlauf 4:	BS-T:	Nachweis: $0,96 < 1,00$	Nachweis erfüllt!

Gemäß DIN 19712 ist der Nachweis für den Lastfall 2 (Sunk) für eine ständige Bemessungssituation (BS-P) zu führen. Jedoch lässt sich der Nachweis aufgrund der steilen Böschung (Neigung 1:2) nicht erfolgreich führen. Je nach Ansatz der Verkehrslasten ergibt sich eine Nachweisüberschreitung von 6-10%.

Erst wenn die Sicherheiten auf eine temporäre Bemessungssituation (BS-T) herabgesetzt werden, kann der Grundbruchnachweis bei vollem Lastansatz mit einer Ausnutzung von 100% geführt werden.

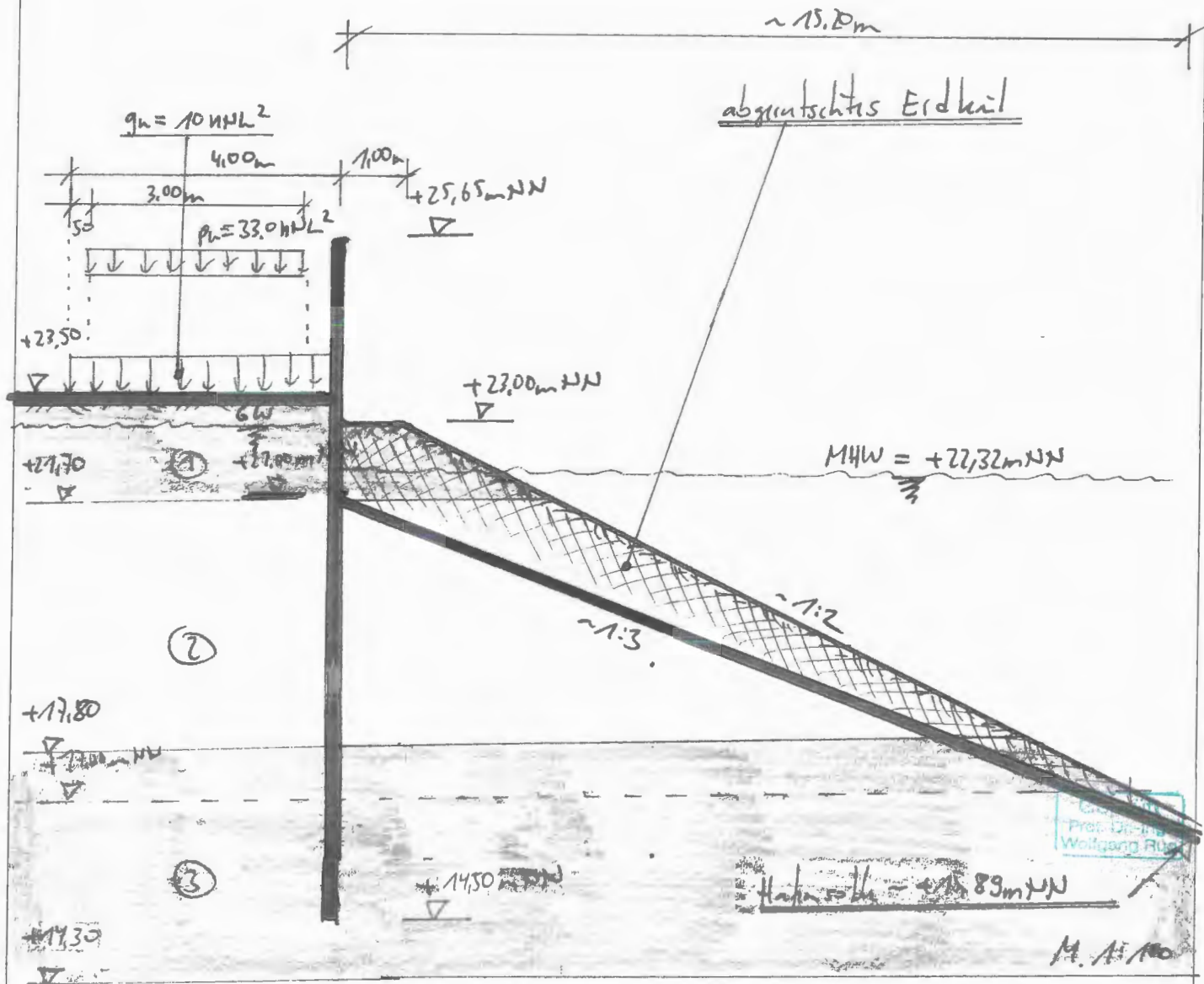
Reduziert man zusätzlich die Verkehrslasten auf dem Deichverteidigungsweg auf $p_k = 16,7 \text{ kN/m}^2$ (SLW30) kann die Nachweisausnutzung weiter auf 98% herabgesetzt werden.

Wie bereits in der Vorstatik vom 31.01.2017 unter Pkt. 5.3 beschrieben, ist für steile Böschung (steiler als 1:3) im maßgebenden Lastfall „Sunk“ mit dem Abrutschen der wasserseitigen Böschung zu rechnen. Die hier berechneten Nachweisausnutzungen bestätigen dieses Ergebnis nochmal.

Es wird daher an dieser Stelle empfohlen, mit dem AG das Bemessungsniveau für den Grundbruchnachweis im Lastfall „Sunk“ auf eine vorübergehende Bemessungssituation (BS-T) herabzusetzen. Gleichzeitig sollte auf dem Deichverteidigungsweg nur eine Verkehrslast von $q_k = 16,7 \text{ kN/m}^2$ (SLW30) vereinbart werden.

Für diese Situation kann der Grundbruchnachweis mit einer Ausnutzung von 96% erfolgreich geführt werden. Die Böschungsbruchgefahr kann hierdurch herabgesetzt, letztendlich aber nicht vollständig ausgeschlossen werden.

Aus diesem Grund wird im Anschluss an die normale Hochwasserlastfall-Bemessung eine Sonderbetrachtung durchgeführt. In dieser Sonderbetrachtung wird für die Spundwandbemessung eine abgerutschte wasserseitige Böschung angenommen.

Querschnitt: 0+460Sonderbeobachtung: Wassernähe Böschung abgrenzen↳ Nachweis als außergewöhnliche Situation↳ Nachweis wie LF-2

(4)

Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:

Modellschicht	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	cal c [kN/m ²]
1	18.0	10.0	32.5	—
2	19.0	11.0	35.0	—
3	19.0	4.0	17.5	7.5
4	19.0	11.0	37.5	—

Sondierbohrung:

0+460 Lastfall 2
 Norm: EC7
 Spundwand
 Larssen 602
 Aktiv Erdruck nach: DIN 4085
 Ersatzerdruk-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$
 Pass. Erdruck nach: DIN 4085:2011
 Erf. Profillänge = 10.65 m
 Erf. Einbindetiefe = 6.50 m

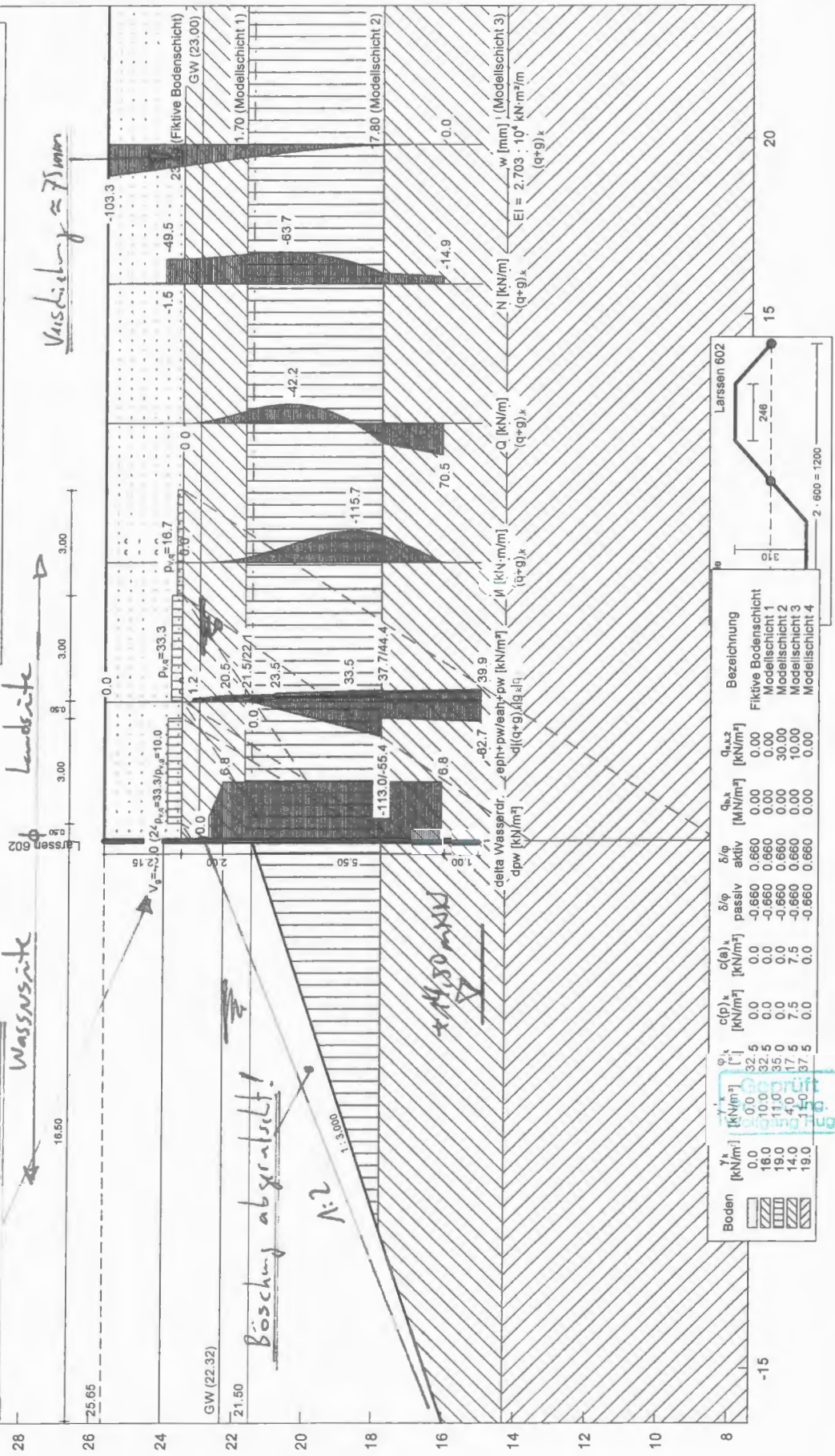
$\gamma_0 = 1.10$ BS-A
 $\gamma_0 = 1.10$
 $\gamma_{0p} = 1.20$
 mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.78$
 μ (Vert. Tragfähigkeit) = 0.98

Bemessungswerte:
 Bemessung nach EC 3 (el-el.)
 Bemessungssituation: max M, gq
 $M_{Ed} = 127.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{Ed} = 0.6 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} = -46.3 \text{ kN/m}$ (Druck)
 Profil: Larssen 602 Stahlgüte: S 240 GP
 $b = 600.0 \text{ mm}$ / $b_y = 246.0 \text{ mm}$
 $t = 8.2 \text{ mm}$ / $t_w = 8.0 \text{ mm}$ / $\alpha = 42.5^\circ$
 $h = 310.0 \text{ mm}$ / $A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $W_{pl,y} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$ / $I_y = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U-Bolte ist eine Doppelbolte

$\gamma_{wp} = 1.00$ / $\gamma_{w1} = 1.10$
 $\epsilon = 0.990 \rightarrow b_1/t_1 \epsilon = 30.3$
 Querschnittsklasse: 2
 $\beta_{01} = 1.000$ / $\beta_0 = 1.000$
 $M_{y,red} = 240.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $M_{x,red} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $N_{y,red} = 557.6 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.001$)
 $N_{x,red} = 2719.2 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.017$)
 Querkraft-Interaktion
 $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{y,red} \rightarrow$ keine Abm.
 Normalkraft-Interaktion
 keine Abm.

Nachweis M_{Ed}
 $M_{y,Ed} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\mu = M_{y,Ed} / M_{x,Ed} = 0.639$
 Knicklänge = 14.91 m
 $N_{y,Ed} = 1199.9 \text{ kN/m}$
 $N_{x,Ed} / N_{y,Ed} = 0.039 \leq 0.04$
 $\rightarrow$ Kein Knicknachweis
 max $\mu = 0.639$

$G_m = 48.0 \text{ m/s}$ (aus Pos 1.9.21)



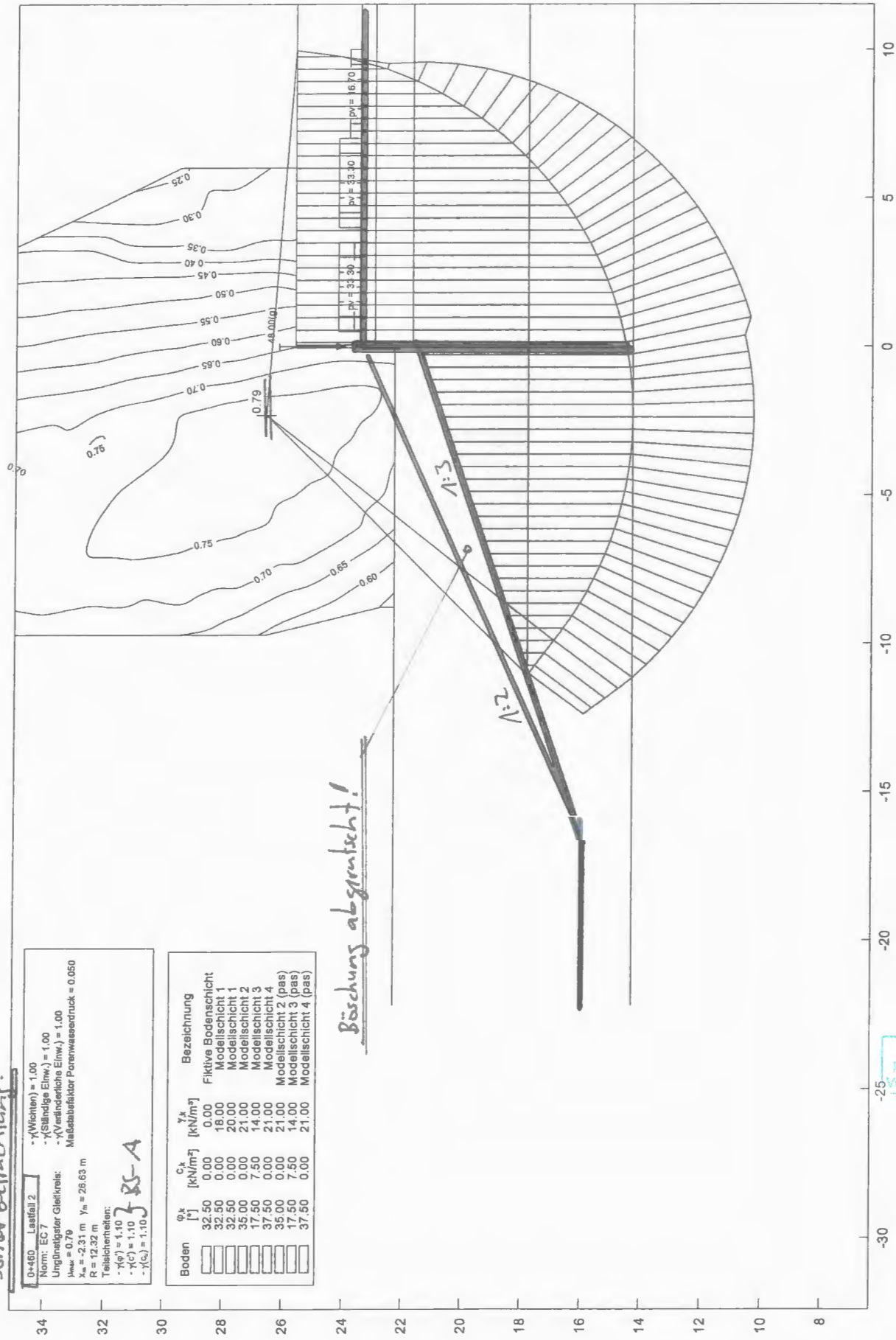
Sonderbeurteilung:

0-460 Lastfall 2
 Norm: EC 7
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\gamma_{\text{max}} = 0.76$
 $\gamma_{\text{min}} = -2.31$ m $\gamma_{\text{m}} = 26.63$ m
 $R = 12.32$ m
 Teilsicherheiten:
 $\gamma(\phi) = 1.10$
 $\gamma(C) = 1.10$
 $\gamma(\gamma_s) = 1.10$

35-A

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m²]	γ_k [kN/m³]	Bezeichnung
	32.50	0.00	0.00	Fiktive Bodenschicht
	32.50	0.00	18.00	Modellschicht 1
	32.50	0.00	20.00	Modellschicht 2
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 3
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 4
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 2 (pas)
	35.00	0.00	21.00	Modellschicht 3 (pas)
	17.50	7.50	14.00	Modellschicht 4 (pas)
	37.50	0.00	21.00	Modellschicht 4 (pas)

Böschung abgegrünt!



Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Sonderbetrachtung - Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse:

In der Sonderbetrachtung für den Lastfall 2 (Sunk) wird eine, auf eine Neigung von 1:3, abgerutschte wasserseitige Böschung angenommen. Vor der Spundwand ergibt sich somit ein Höhengsprung von ca. 2,00m. Der Sondernachweis wird als außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A) eingestuft. Auf der sicheren Seite liegend wird auf der Landseite die volle Verkehrslast angesetzt.

Aus der Spundwandbemessung ergibt sich eine Absetztiefe der Spundwand von +14,50mNN. Die Spundwand bindet somit auch in die als dichtend angesehene Modellschicht 3 ein, welche die natürliche Entwässerung des binnenseitig anstehenden Grundwassers beeinflusst, bzw. behindert. Hieraus resultierende Effekte (z.B. höher anstauendes Grundwasser) müssen durch einen Bodengutachter untersucht werden!

Die Biegebemessung der Spundwand führt zu einer Spannungsausnutzung von 64%.

Für den Sondernachweis ergeben sich Kopfverformungen der Spund auf Geländeoberkante (+23,50mNN) von rechnerisch ca. 75mm Richtung der Wasserseite. Diese Verformungen bleiben auch nach dem Abklingen des Lastfall „Sunk“ dauerhaft in das Bauwerk eingepreßt. Beim Auftreten von Kettenhochwassern kann dieser Effekt sich multiplizieren, wenn die Böschung nicht ausreichend wiederhergestellt wurde. Die Gebrauchstauglichkeit (Schiefstellung, Dichtheit, Risse im Verblendmauerwerk, etc) sind daher zu diskutieren. Für ein dauerhaftes Bauwerk ist ggf. auf eine Rückverankerung des Spundwandkopfes zurückzugreifen.

Der Grundbruchnachweis für die auf 1:3 abgerutschte Böschung kann mit einer Ausnutzung von 79% geführt werden.

Statische Berechnung

Pos. 1.5 - Spundwand

Bau-km 0+500

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.5

Spundwand (Bau-km 0+500)

Vorbemerkungen:

Nachfolgend wird der Bauabschnitt ab Station 0+500 nachgewiesen. Diesem Abschnitt wird auf der sicheren Seite liegend das Bodenmodell für den Bereich 1 zugeordnet.

Der Fahrradweg neben der HWS-Wand dient gleichzeitig als Deichverteidigungsweg.

Das allgemeine Befahren des Deichverteidigungsweges ist jedoch zu unterbinden. Hierfür sind abschließbare Poller als dauerhafte Abspernung vorzusehen!

Das Befahren des Deichverteidigungsweges (z.B. mit Dienstfahrzeugen, Rettungswagen, etc.) erfolgt in Schrittgeschwindigkeit. Eine entsprechende Beschilderung ist vorzusehen!

Außergewöhnliche Lasten (wie Anprall an den Stb.-Kopfbalken/Spundwand) werden aus den oben aufgeführten Gründen nicht weiter berücksichtigt!

Berechnungsergebnisse:

Spundwandprofil:	Larssen 602 (Doppelbohle), <u>L=5,00m</u>
Stahlgüte:	S 240 GP
OK Mobile HWS-Wand:	+ 25,65 mNN
OK Stahlbetonholm:	+ 25,15 mNN
Ok Spundwand:	<u>+ 24,70 mNN</u> (40cm Einbindung in den Stb.-Holm)
UK Spundwand:	<u>+ 19,70 mNN</u>

Berechnungsgrundlagen:

Grundlage für die Berechnungsprofile und Bodenmodell aus der 1. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht vom Ing.-Geo Modenbach mit Datum vom 21.11.2017.

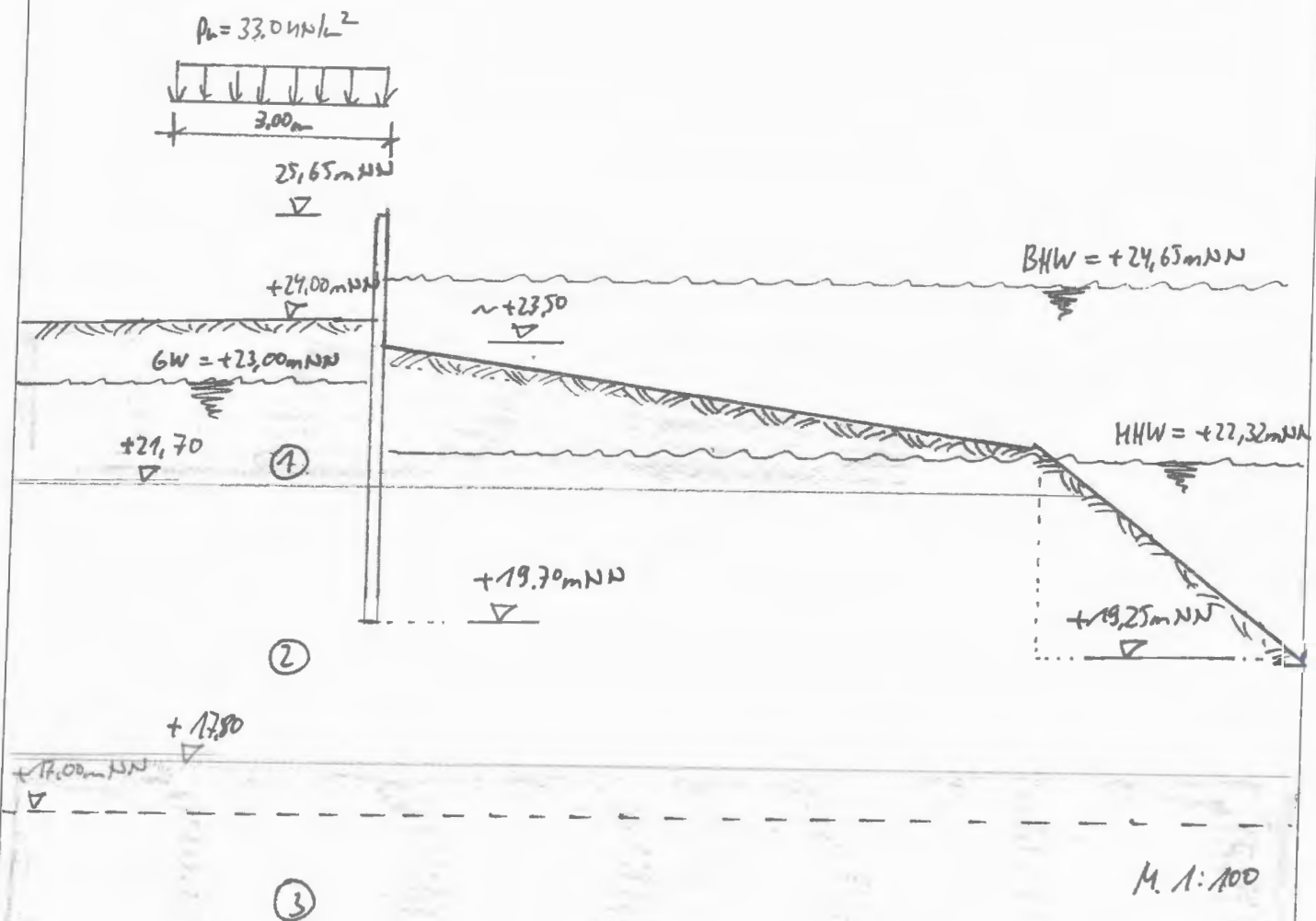
Bemessungssituationen:

<u>Lastfall 1:</u>	Eigenlasten + Verkehr + BHW	→ Nachweis, wie Pos. 1.3
<u>Lastfall 2:</u>	Eigenlasten + Verkehr + fallendes BHW	→ BS-P.2, siehe EDV-Ausdruck
<u>Lastfall 4:</u>	Eigenlasten + Verkehr + Wasserstand „bordvoll“	→ Nachweis, wie Pos. 1.3

BS-P (Hochwasserzustand),

BS-A (Besondere Belastungen und Situationen)



Querschnitt: 0+500

④

Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:

Modellschicht	γ {kN/m³}	γ' {kN/m³}	φ [°]	cal c {kN/m²}
1	18,0	10,0	32,5	—
2	19,0	11,0	35,0	—
3	19,0	4,0	17,5	7,5
4	19,0	11,0	37,5	—

Geprüft
 Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

0+500 Lastfall 2

Norm EC
Spundwand
Larsen 602
Aktiver Erddruck nach DIN 4085
Ersatzerddruck-Belwert mit $\phi = 40^\circ$
Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
Erf. Einbindetiefe = 3.35 m

Verlängerung (ΣV) = 1.00 m

$\gamma_0 = 1.35$
 $\gamma_0 = 1.50$
 $\gamma_{0p} = 1.40$
mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.12$
 μ (Vert. Tragfähigkeit) = 0.99

Bemessungswerte:

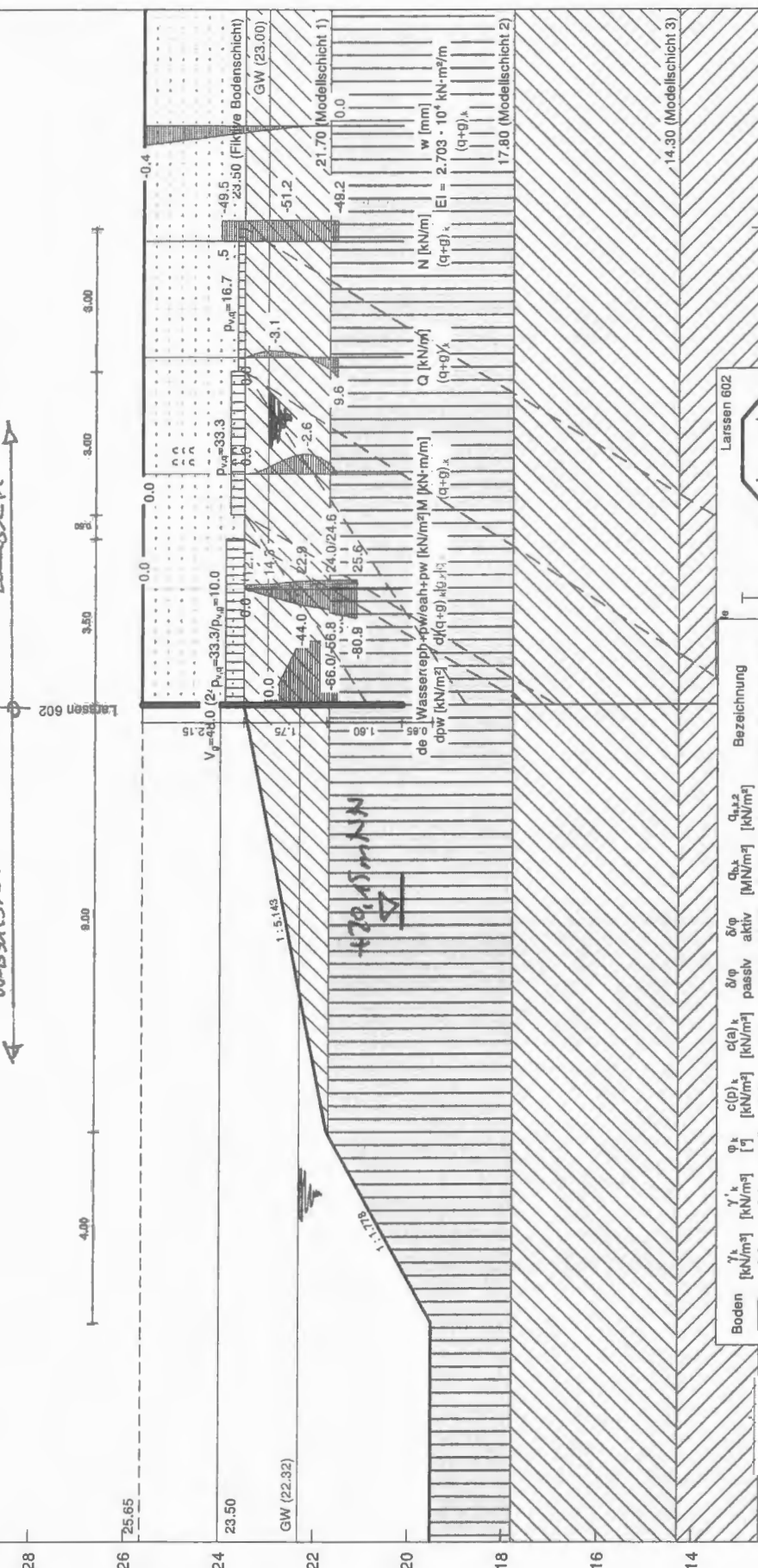
Bemessung nach EC 3 (el.-el.)
Querschnittsfläche: max N_{gq}
 $M_{Ed} = 2.8 \text{ kN-m/m}$
 $V_{Ed} = 4.0 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} = -69.2 \text{ kN/m}$ (Druck)
Profil: Larsen 602 (Druck)
 $b = 600.0 \text{ mm}$ / $b_1 = 246.0 \text{ mm}$
 $t_f = 8.2 \text{ mm}$ / $t_w = 8.0 \text{ mm}$ / $A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310.0 \text{ mm}$ / $\alpha = 42.5^\circ$
 $W_{pl} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$ / $I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
U-Bohle ist eine Doppelbohle

$\gamma_{m0} = 1.00$ / $\gamma_{m1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_1/t_f/\varepsilon = 30.3$
Querschnittsfläche: 2
 $\beta_0 = 1.000$ / $\beta_0 = 1.000$
 $t_{f,red} = 240.0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{k,Ed} = 199.2 \text{ kN-m/m}$
 $N_{k,Ed} = 557.0 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.007$)
 $V_{k,Ed} = 2719.2 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.025$)
Querkraft-Interaktion
 $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{k,Ed} \rightarrow$ keine Abm.
Normalkraft-Interaktion
keine Abm.

Nachweis $M_{k,Ed}$
 $M_{k,Ed} = 199.2 \text{ kN-m/m}$
 $\mu = M_{k,Ed} / M_{k,Ed} = 0.014$
Knicklänge = 6.29 m
 $N_{k,Ed} = 6742.1 \text{ kN/m}$
 $N_{k,Ed} / N_{k,Ed} = 0.010 \leq 0.04$
 $\rightarrow$ Kein Knicknachweis
 $\max \mu = 0.025$

Wassersicht

Landseite



Boden	γ_k [kN/m³]	γ'_{k1} [kN/m³]	ϕ_k [°]	$c(p)_k$ [kN/m²]	$\alpha(a)_k$ [kN/m²]	δ/p passiv	δ/p aktiv	q_{k+2} [kN/m²]	Bezeichnung
Modellerschicht 1	18.0	10.0	32.5	0.0	0.0	-0.300	0.330	0.00	Fiktive Bodenschicht
Modellerschicht 2	19.0	11.0	35.0	0.0	0.0	-0.300	0.330	0.00	Modellerschicht 1
Modellerschicht 3	14.0	4.0	17.5	7.5	7.5	-0.300	0.330	0.00	Modellerschicht 2
Modellerschicht 4	19.0	11.0	37.5	0.0	0.0	-0.300	0.330	0.00	Modellerschicht 3

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüg

Statische Berechnung

Pos. 1.6 - Schart 1

Bau-km 0+020

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.6

Schart 1

Pos. 1.6.1

Mobile Hochwasserschutzwand

Vorbemerkungen:

Im Bereich des Deichschart muss eine mobile HWS-Wand realisiert werden. Die Anstauhöhe beträgt hierbei ca. 0,50m gemessen ab OK Stb.-Betonbalken.

Die Öffnungsbreite des Deichschart beträgt ca. 14,00m. Daher werden insgesamt 6 Mittelstützen (Systemabstand 2,00m) vorgesehen, die im Bedarfsfall am Fußpunkt mit dem Stb.-Balken verschraubt werden können.

Nachfolgend wird sich beispielhaft auf das HWS-System der Firma „IBS Technics GmbH“ mit Sitz in Thierhaupten bezogen. Die Wesentlichen statischen Bauteile sind hierbei:

Systembauteile:

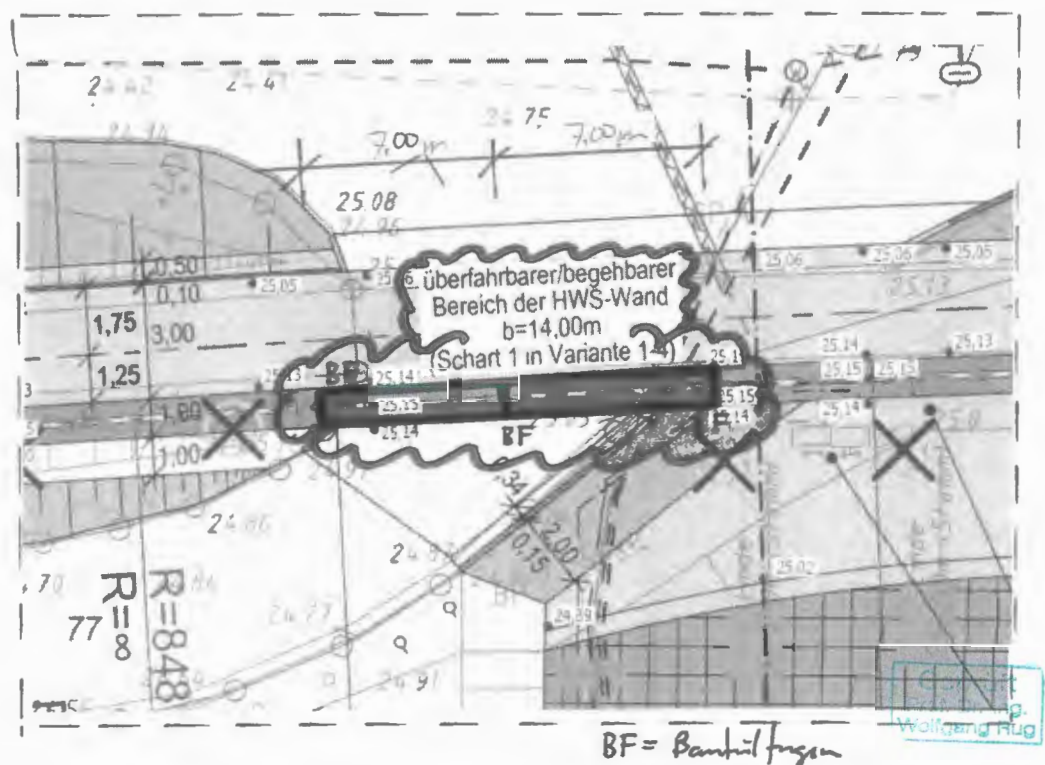
Dammbalken: DBAL 100x150-2,5 oder DBAL 100x200-2,5

Mittelstütze: MS 100L-T51-1745 oder größer

Ankerplatte: AP100L-T50 Montage in Erstbeton

Details zu den Systembauteilen können der Pos. 30.1 entnommen werden!

Lageplan:

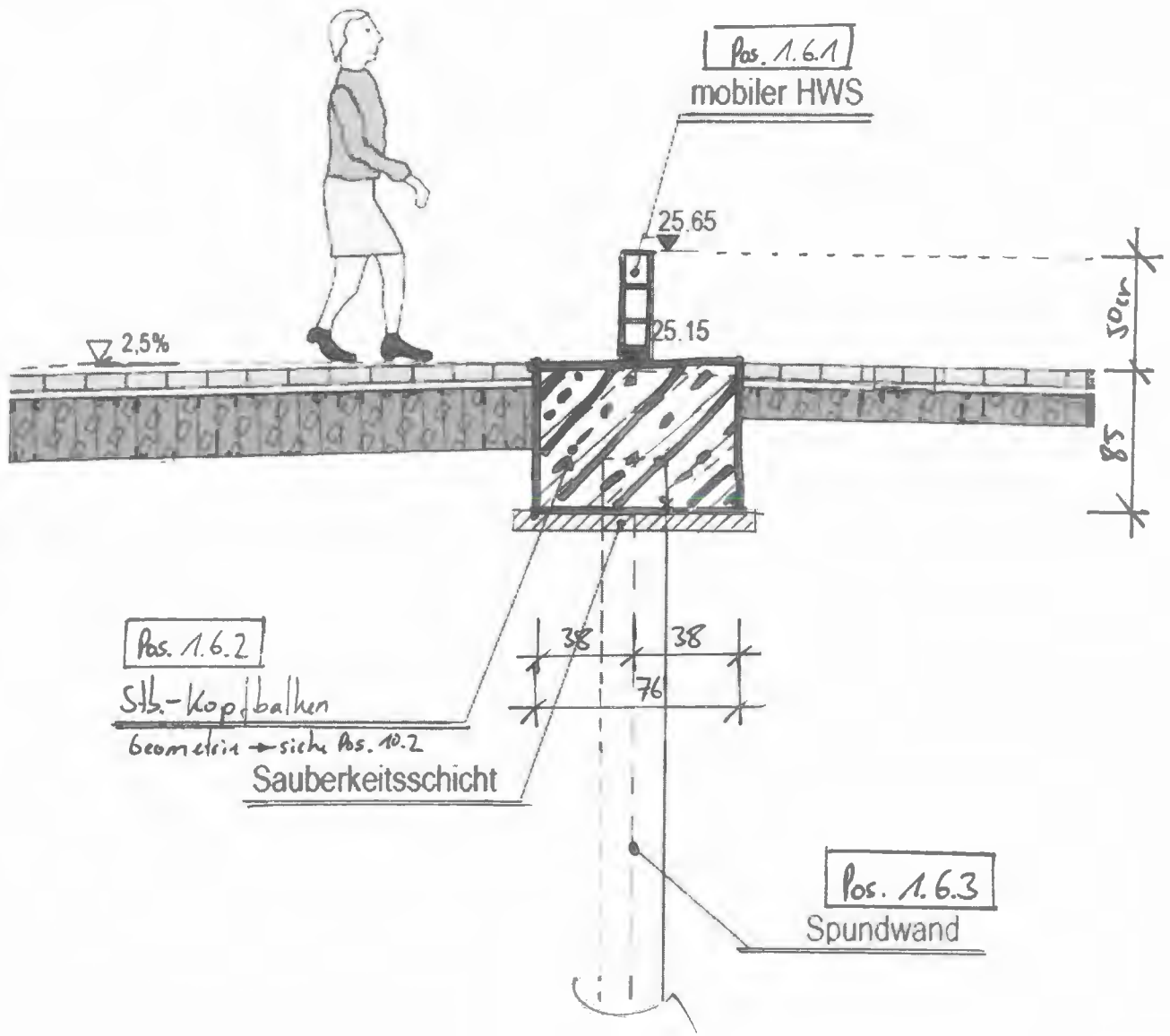


Nachweise:

Nachfolgend wird lediglich eine Schnittgrößenermittlung für die Mittelstütze durchgeführt, so dass die Anschlusskräfte für die Betonbauteile bekannt sind (siehe nachfolgende Seiten).

Statische Nachweis für die o.g. Bauteile erfolgen im Zuge der Ausführungsplanung durch Lieferfirma!

Schnitt:



Projekt:

Pos.: 1.6.1

Seite: 1021

System

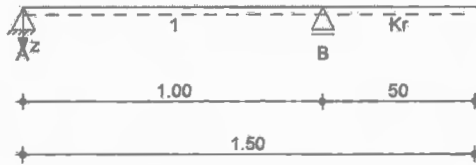
Lasten aus der Mittelstütze (mobile HWS)

(Ersatzsystem)

Durchlaufträger, 1-achsige Biegung

System z-Richtung

M 1:25



Belastungen

Belastungen auf das System

Einzugsbreite $\leq 2.00\text{m}$

Grafik

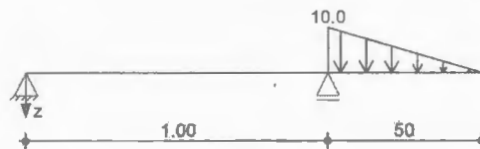
Belastungsgrafiken (Einwirkungsbezogen)

Einwirkung „

Wk $W_k = 0.50\text{m} \cdot 10.0\text{kN/m}^2 \cdot 2.00\text{m} = \underline{\underline{10.0\text{kN/m}}}$

„Wasser durch“

Lastfall „bordvoll“



Char. Schnittgrößen

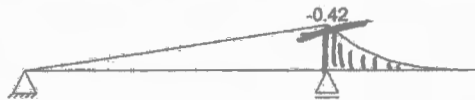
charakteristische Schnittgrößen

Grafik

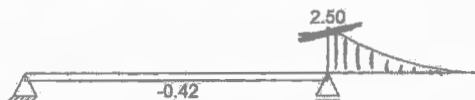
Schnittgrößen (je Einwirkung)

Einw. Wk

Moment $M_{y,k}$ [kNm]



Querkraft $V_{z,k}$ [kN]



Tabelle

Schnittgrößen (je Einwirkung)

Einw. Wk

Feld	x [m]	$M_{y,k}$ [kNm]	$V_{z,k}$ [kN]
I	0.00	0.00*	-0.42*
	1.00	-0.42*	-0.42
Kr	0.00	-0.42*	2.50*
	0.50	0.00*	0.00*

Geprüft
 PVz, k-Ing.
 M. B. B. B. B.

Auflagerkräfte

Charakteristische Auflagerkräfte

Char. Auflagerkr.

Aufl.

Einw. Wk

Aufl.	$F_{z,k}$ [kN]
A	-0.42
B	2.92

~~$F_{z,k}$
[kN]~~

Pos. 1.6.2

Stb.-Kopfbalken, b/h = 76/85cm

Vorbemerkungen:

Der Stb.-Kopfbalken ist überfahrbar (SLW60).

Nachfolgend wird die Schneidenlagerung auf der Spundwand statisch untersucht und nachgewiesen. Hierbei wird eine Radlast von 100kN am Rand berücksichtigt.

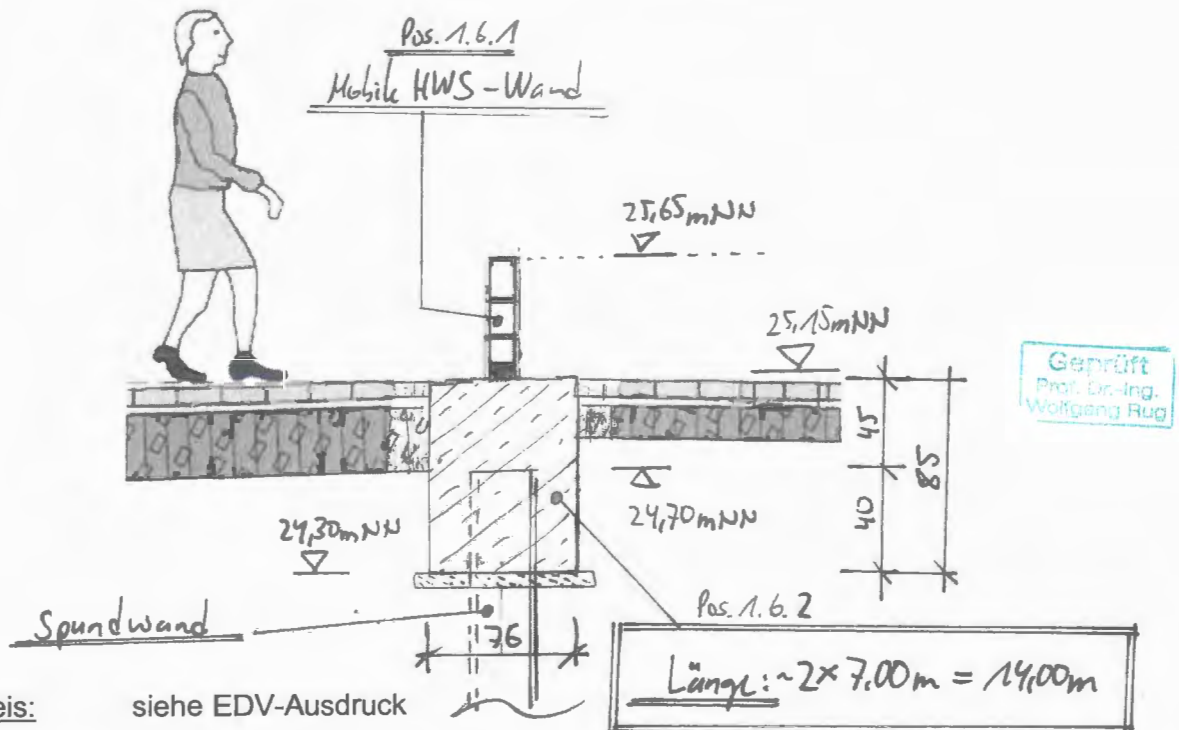
Aus der Zulassung und der Schneidenlagerbemessung ergibt sich eine Breite von $b=76\text{cm}$. Bei einer breiteren Ausführung würde sich der Hebelarm für die Radlast vergrößern. Das Biegemoment überschreitet dann den Bemessungswiderstand $M_{Rd} = 58,90 \text{ kNm}$ (siehe Nachweise auf den folgenden Seiten). Bei einer schmaleren Ausführung werden die Mindestbauteildicken nicht mehr eingehalten (siehe Zulassung der Schneidenlagerung).

Die Kopfbalken trägt seine Lasten über die Spundwände in den Baugrund ab.

Mat./Querschnitt:

Abmessungen: $b/h = 76/85\text{cm}$
 Beton: C30/37 (LP)
 Rissbreite: $w_k \leq 0,25\text{mm}$
 Betonstahl: B500B
 Expositionsklassen: XD3, XS3, XA3, WA
 Betondeckung: 5,5 cm

Schnitt:



Rissnachweis: siehe EDV-Ausdruck

Schneidenlagerung: siehe EDV-Ausdruck

Projekt: 17014

Pos.: 1.6.2

Seite: 123

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

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C30/37** (LP)
Betonstahl: **B500**
Betondeckung: $c_v \leq$ **6,2** cm
Bauteildicke: $h \leq$ **80,0** cm
Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq$ **0,25** mm
Annahme der Betonzugfestigkeit: **70%** f_{ctm}
Nachweis nach der WU-Richtlinie: **nein**

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 30,0$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 2,90$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 2,03$ 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: $A_{ct} = 8000,0$ cm²
Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

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

Mindestbewehrung:

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

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
[mm]	[cm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[cm ²]	GL A [cm ²]	GL B [cm ²]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
6	73,0	8,57	319	11,4	44,0	4400	28,04	25,49	25,49	12,74
7	73,0	10,00	295	11,3	44,2	4420	30,42	27,53	27,53	13,76
8	72,9	11,43	276	11,3	44,4	4440	32,67	29,43	29,43	14,72
9	72,9	12,86	260	11,2	44,6	4460	34,81	31,22	31,22	15,61
10	72,8	14,29	247	11,1	44,8	4480	36,85	32,90	32,90	16,45
12	72,7	17,14	225	11,0	45,2	4520	40,73	36,04	36,04	18,02
14	72,6	20,00	209	10,8	45,6	4560	44,38	38,93	38,93	19,47
16	72,5	22,86	195	10,7	46,0	4600	47,86	41,62	41,62	20,81
20	72,3	28,57	174	10,4	46,8	4680	54,44	46,53	46,53	23,27
25	72,1	35,71	156	10,1	47,8	4780	62,17	52,03	52,03	26,01

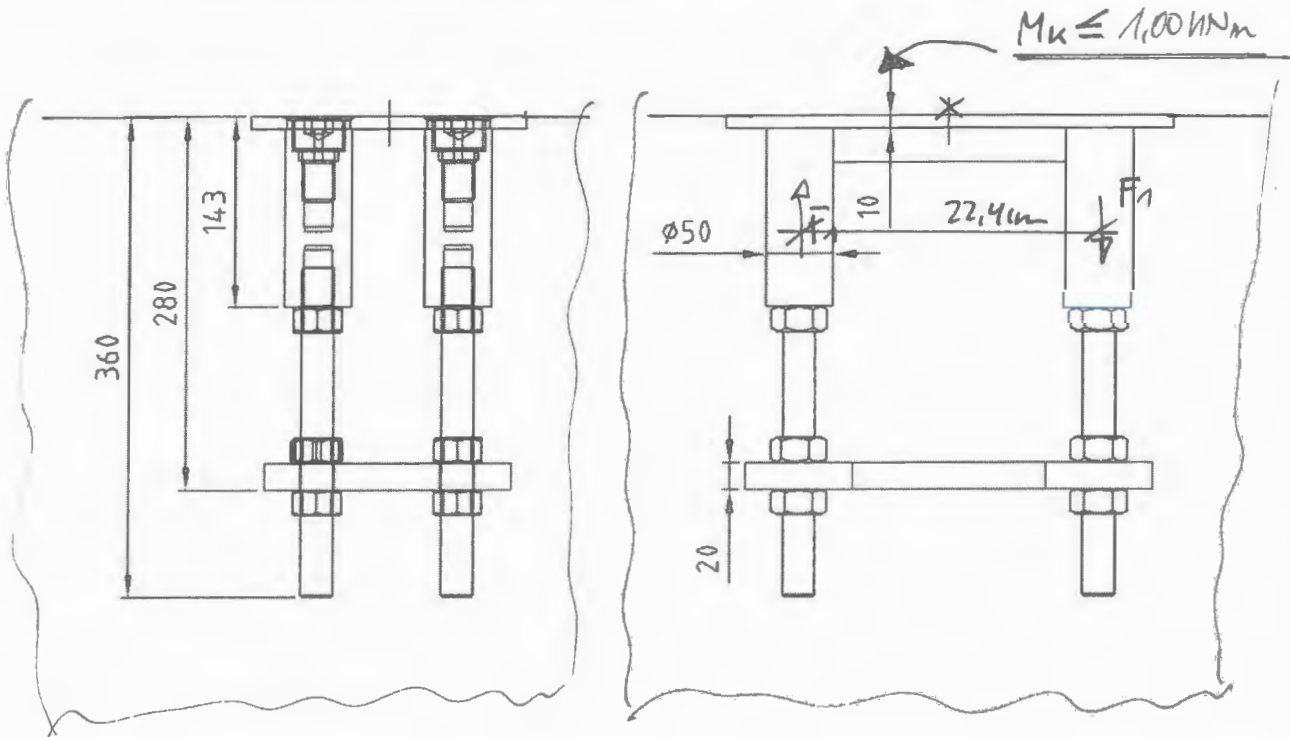
GL A: Mit Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung, z.B. bei dicken Bauteilen

GL B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Gewählte Bewehrung: Ø 14 mm, s = 75 cm # mit vorh. A_s = 20,53 cm²/m

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Verankerungsnachweis für die Ankerplatten der Mittelstützen im Betonbalken:



Kraftpaar:

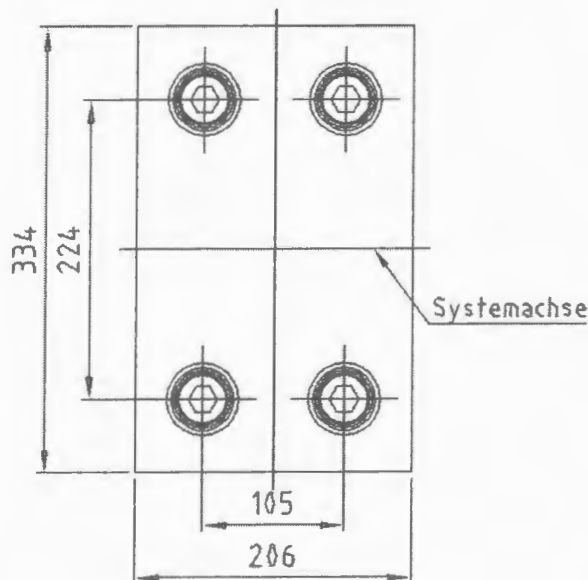
$$F_{1,d} = 1,5 \cdot 1,00 \text{ kNm} / 0,224 \text{ m}$$

$$F_{1,d} = 6,7 \text{ kN}$$

Rückhängebewehrung:

$$\text{erf. } A_s = 6,7 \text{ kN} / 43,5 \text{ kN/m}^2$$

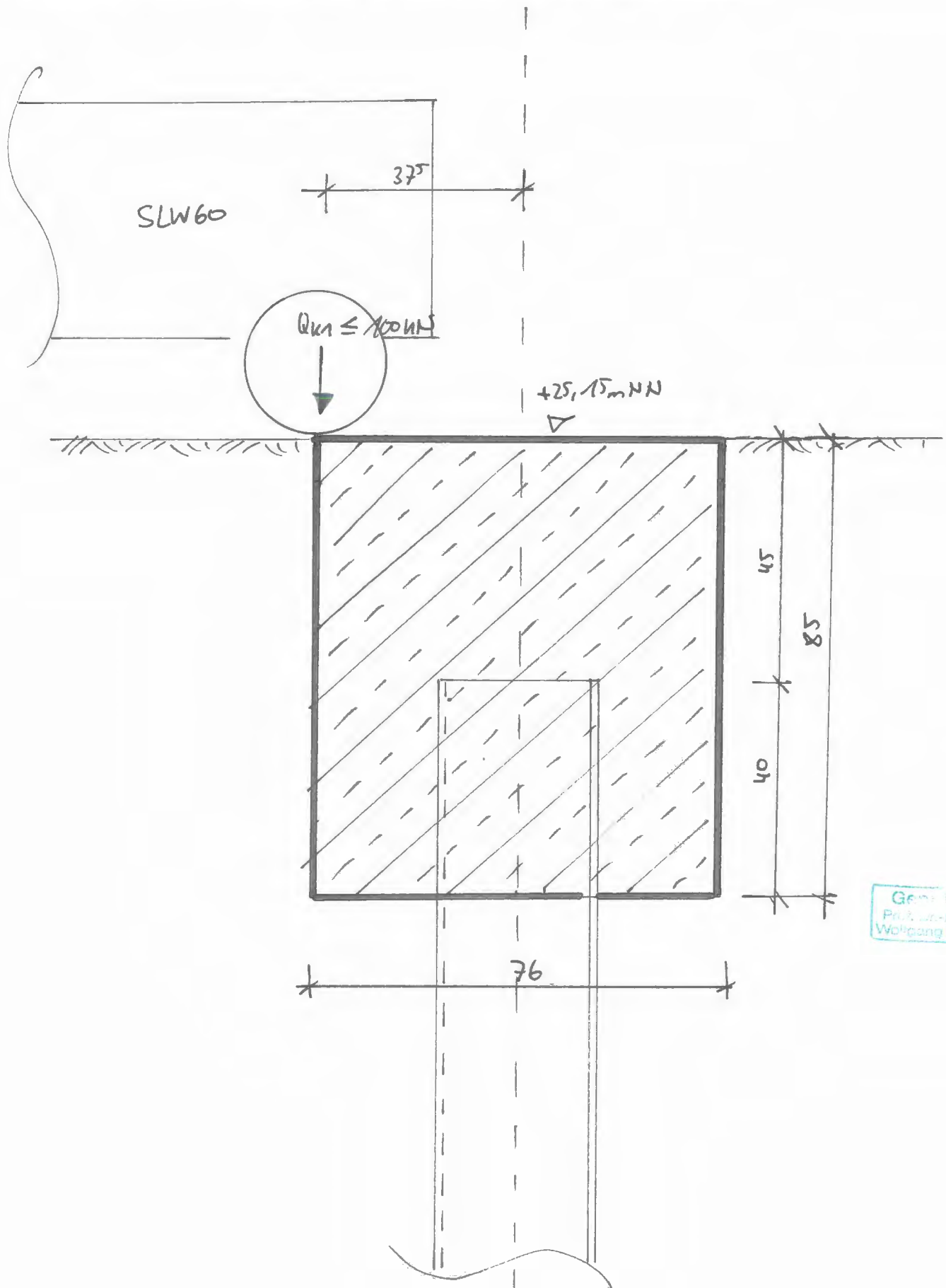
$$\text{erf. } A_s = 0,15 \text{ m}^2$$



↳ Wird über die vorhandene Bewehrung des StB-Balkens abgedeckt!

Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Qk1 (Radlast am Rand)



Systemdaten

Spundwandprofil

Profiltyp	GU
Profil	GU 8S

Querschnittswerte

Querschnittswerte	
B [mm]	600
h _p [mm]	313
A [cm ² /m]	107,8
t _f [mm]	8,0
t _w [mm]	7,5
W [cm ³ /m]	820

Bemessungskennwerte

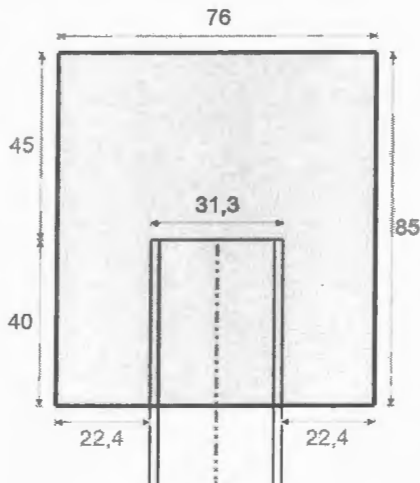
Ohne Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte	
F _{Rd,m} [kN/m]	1283,0
M _{RD,S} [kNm/m]	48,6
M _{RD,K} [kNm/m]	26,6
H _{RD,K} [kN/m]	222,0
k _{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
k _{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
k _{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k _{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
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

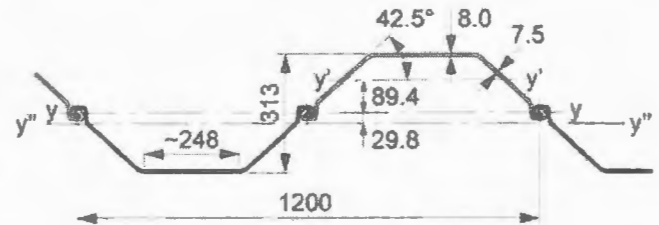
Systemdaten

Systemdaten	
System	mit Konsoleneinspannung
b [cm]	76
h [cm]	85
L _E [cm]	40

Querschnitt



-126-



Bemessungskennwerte (modifiziert)

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

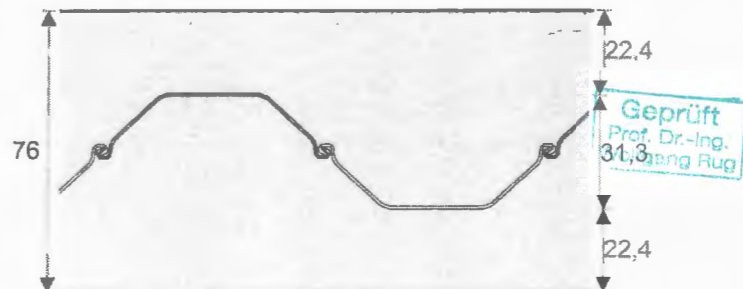
Bemessungskennwerte (modifiziert)	
F _{Rd,m} [kN/m]	1283,0
M _{RD,S} [kNm/m]	48,6
M _{RD,K} [kNm/m]	53,2
H _{RD,K} [kN/m]	222,0
k _{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
k _{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
k _{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k _{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
k _{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,115
k _{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
k _{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,252

Beton

Beton	
Betonfestigkeit	C35/45
f _{ck} [N/mm ²]	35
Betondeckung c _{nom} [mm]	55
Expositionsklasse	XC4 / XD3 / XS3 / XF3

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

Draufsicht



Belastung

-127-

Ständige Lasten

Ständige Vertikallasten

Belastung	G kN/m	e _x cm
EG	16,2	0
	0,0	0

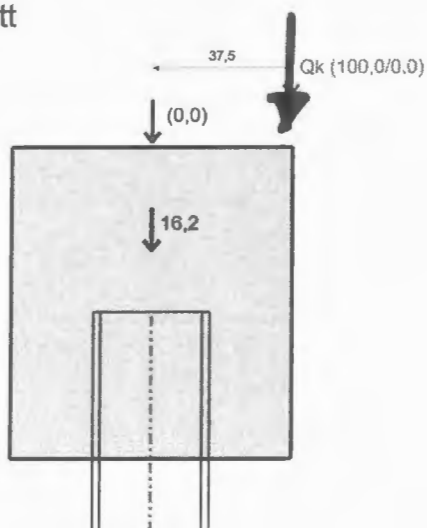
Das Eigengewicht des Balkens wird automatisch mit $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ im Lastfall EG berücksichtigt.

Veränderliche Lasten

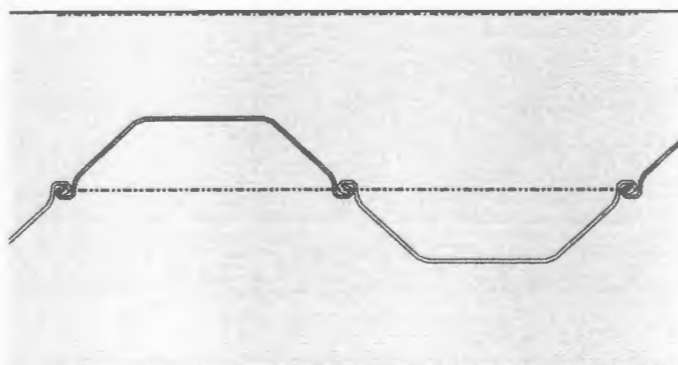
Veränderliche Vertikallasten

Belastung	Q kN/m	Q NR kN/m	e _x cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Qk	100,0	0,0	38	0,0	0,0	0,0

Querschnitt



Draufsicht



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweise

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

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,S} = 48,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,K} = 53,2 \text{ kNm/m}$$

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

Nachweis der Tragfähigkeit (gem. Abschnitt 3.2.1 der AbZ)

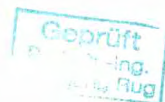
$$F_d = 171,8 \text{ kN/m (0006 } 1.35 * EG + 1.0 * + 1.5 * Q_k)$$

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 0,0 \text{ kN/m (0001 } 1.0 * EG + 1.0 *)$$

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

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	16,2	0,0	52,5	1,2	53,8	0,00
0002	21,8	0,0	52,3	1,7	53,9	0,00
0003	16,2	0,0	52,5	1,2	53,8	0,00
0004	21,8	0,0	52,3	1,7	53,9	0,00
0005	166,2	56,3	46,3	12,6	58,9	0,96
0006	171,8	56,3	46,1	13,0	59,1	0,95
0007	166,2	56,3	46,3	12,6	58,9	0,96
0008	171,8	56,3	46,1	13,0	59,1	0,95



Nachweisergebnisse

- 129 -

Tragfähigkeitsnachweis

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

$$171,80 \leq 1283,00$$

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

$$0,00 \leq 222,00$$

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

$$56,25 \leq 58,90$$

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

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Bewehrungsmengen

-130-

Hauptbewehrung

Erforderliche Bügelbewehrung Pos. 1 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.2 der AbZ)

11,01 cm²/m 1-schnittig

Erforderliche Spaltzugbewehrung quer Pos. 2 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.3 der AbZ)

7,96 cm²/m

Erforderliche Spaltzugbewehrung längs Pos. 3 [cm²] (gem. Abschnitt 3.3.3.4 der AbZ)

Mindestbewehrung 3 Ø 10mm, entspricht 2,36 cm²

Konstruktive Bewehrung

Erforderliche Randlängsbewehrung Pos. 4 (gem. Abschnitt 3.3.3.5 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, $s \leq 15\text{cm}$, mindestens 3 Stäbe je Balkenseite und 5 Stäbe an Balkenoberseite

Erforderliche Konsollängsbewehrung Pos. 5 (gem. Abschnitt 3.3.3.6 der AbZ)

Mindestbewehrung 2 x Ø 10mm je Konsolenseite

Hinweis

**Die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-15.6-235
sind zu beachten.**

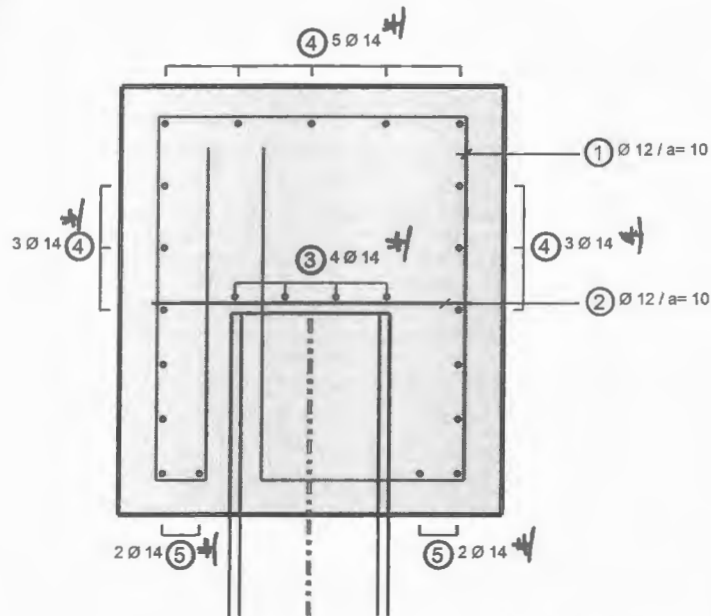
Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Bewehrungswahl

	erforderliche Bewehrung	gewählte Bewehrung	gewählt [cm ² /m], [cm ²]	[kg/m]
Pos. 1 [cm ² /m]	11,01	Ø12/10	11,31	34,4
Pos. 2 [cm ² /m]	7,96	Ø12/10	11,31	6,5
Pos. 3 [cm ²]	2,36	4 Ø 14	6,16	4,8
Pos. 4 [cm ²]	konstruktiv	11 Ø 14	16,93	13,3
Pos. 5 [cm ²]	konstruktiv	4 Ø 14	6,16	4,8

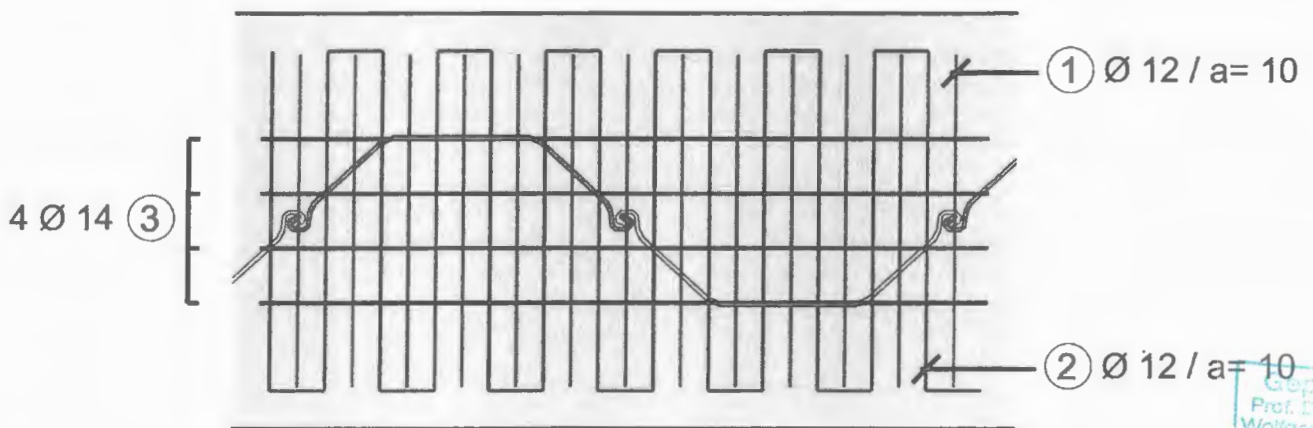
Hinweis: Bei der Berechnung der Massen wurden für die in Längsrichtung verlaufenden Positionen noch keine Zuschläge für Übergreifungen berücksichtigt.

Bewehrungsquerschnitt



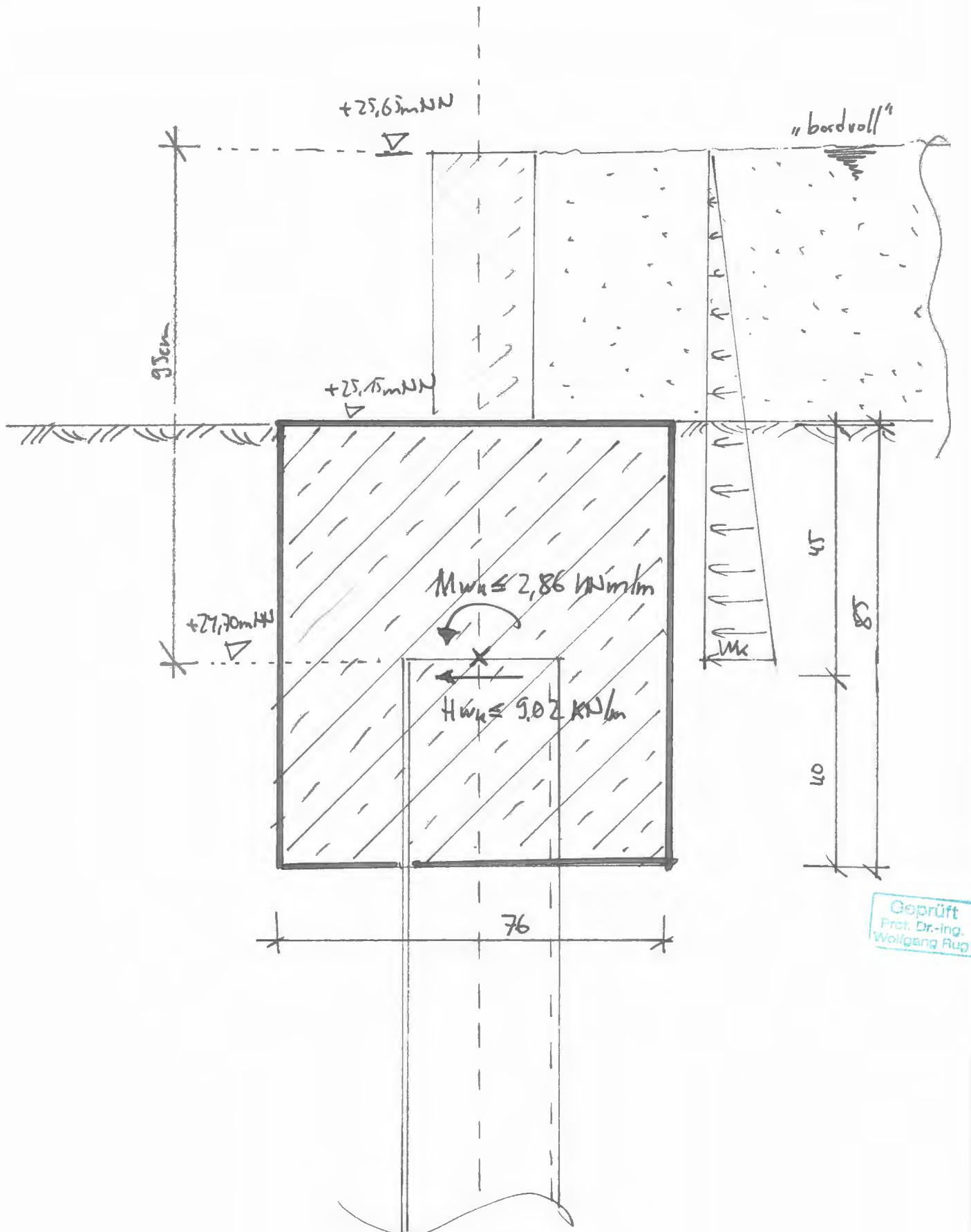
Bewehrungsdraufsicht

Ø 14 mm; s = 7,5 cm
aus Rissbreite nachweis!



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Wk (Lastfall „bordvoll“)



Systemdaten

Spundwandprofil

Spundwandprofil	
Profiltyp	GU
Profil	GU 8S

Querschnittswerte

Querschnittswerte	
B [mm]	600
h _P [mm]	313
A [cm ² /m]	107,8
t _F [mm]	8,0
t _W [mm]	7,5
W [cm ³ /m]	820

Bemessungskennwerte

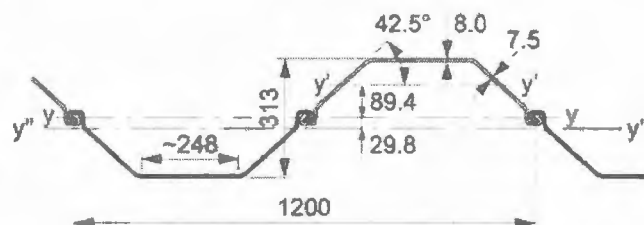
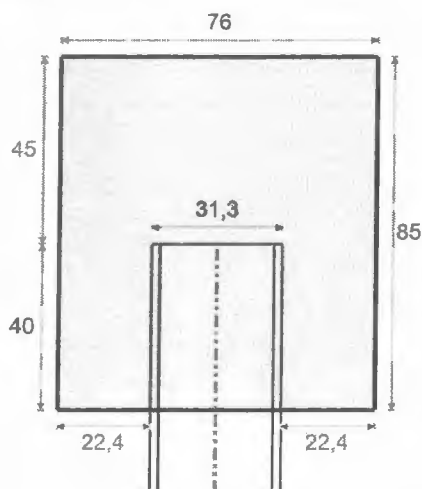
Ohne Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte	
F _{Rd,m} [kN/m]	1283,0
M _{RD,S} [kNm/m]	48,6
M _{RD,K} [kNm/m]	26,6
H _{RD,K} [kN/m]	222,0
K _{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
K _{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
K _{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
K _{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
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

Systemdaten

Systemdaten	
System	mit Konsoleneinspannung
b [cm]	76
h [cm]	85
L _E [cm]	40

Querschnitt



Bemessungskennwerte (modifiziert)

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

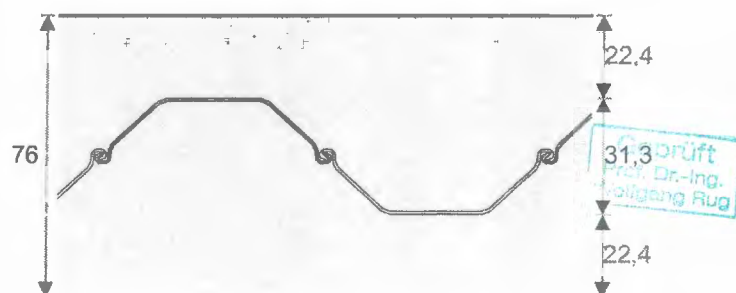
Bemessungskennwerte (modifiziert)	
F _{Rd,m} [kN/m]	1283,0
M _{RD,S} [kNm/m]	48,6
M _{RD,K} [kNm/m]	53,2
H _{RD,K} [kN/m]	222,0
K _{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
K _{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
K _{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
K _{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
K _{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,115
K _{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
K _{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,252

Beton

Beton	
Betonfestigkeit	C35/45
f _{ck} [N/mm ²]	35
Betondeckung c _{nom} [mm]	55
Expositionsklasse	XC4 / XD3 / XS3 / XF3

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

Draufsicht



Belastung

-134-

Ständige Lasten

Ständige Vertikallasten

Belastung	G kN/m	e_x cm
EG	16,2	0

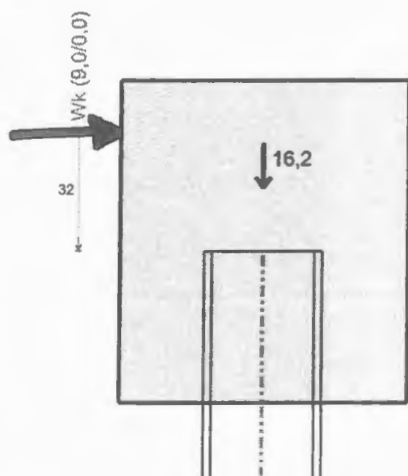
Das Eigengewicht des Balkens wird automatisch mit $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ im Lastfall EG berücksichtigt.

Veränderliche Lasten

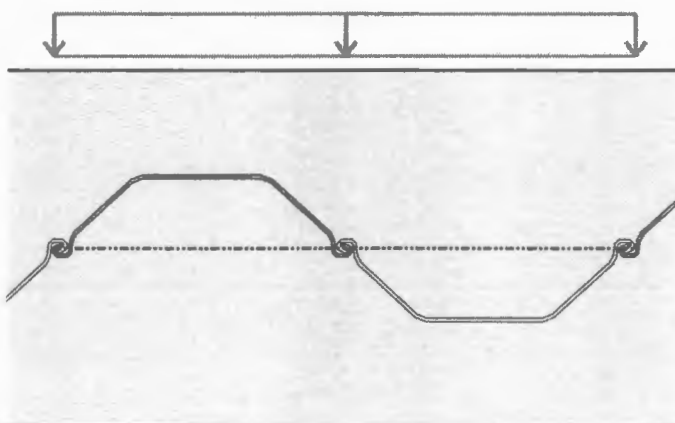
Veränderliche Horizontallasten

Belastung	Q kN/m	e_y cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wk	9,0	32	0,0	0,0	0,0

Querschnitt



Draufsicht



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweise

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

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,S} = 48,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,K} = 53,2 \text{ kNm/m}$$

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

Nachweis der Tragfähigkeit (gem. Abschnitt 3.2.1 der AbZ)

$$F_d = 21,8 \text{ kN/m (0002 } 1.35 * EG \text{)}$$

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 13,5 \text{ kN/m (0003 } 1.0 * EG + 1.5 * Wk \text{)}$$

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

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	16,2	0,0	52,5	1,2	53,8	0,00
0002	21,8	0,0	52,3	1,7	53,9	0,00
0003	16,2	4,3	52,5	1,2	53,8	0,08
0004	21,8	4,3	52,3	1,7	53,9	0,08

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüg

Nachweisergebnisse

-136-

Tragfähigkeitsnachweis

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

$$21,80 \leq 1283,00$$

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

$$13,53 \leq 222,00$$

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

$$4,33 \leq 53,75$$

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

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Bewehrungsmengen

- 133 -

Hauptbewehrung

Erforderliche Bügelbewehrung Pos. 1 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.2 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s = 15cm, entspricht 5,24 cm²/m 1-schnittig

Erforderliche Spaltzugbewehrung quer Pos. 2 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.3 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s = 15cm, entspricht 5,24 cm²/m

Erforderliche Spaltzugbewehrung längs Pos. 3 [cm²] (gem. Abschnitt 3.3.3.4 der AbZ)

Mindestbewehrung 3 Ø 10mm, entspricht 2,36 cm²

Konstruktive Bewehrung

Erforderliche Randlängsbewehrung Pos. 4 (gem. Abschnitt 3.3.3.5 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, s ≤ 15cm, mindestens 3 Stäbe je Balkenseite und 5 Stäbe an Balkenoberseite

Erforderliche Konsollängsbewehrung Pos. 5 (gem. Abschnitt 3.3.3.6 der AbZ)

Mindestbewehrung 2 x Ø 10mm je Konsolenseite

Hinweis

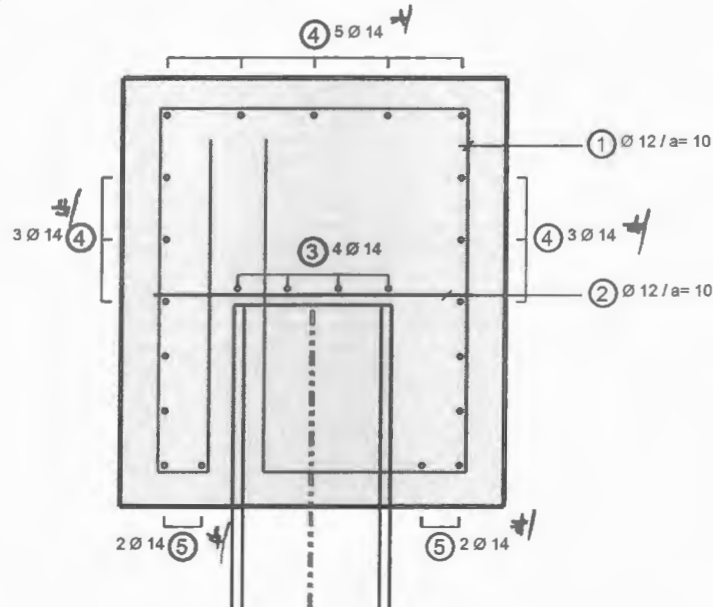
**Die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-15.6-235
sind zu beachten.**

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

	erforderliche Bewehrung	gewählte Bewehrung	gewählt [cm ² /m], [cm ²]	[kg/m]
Pos. 1 [cm ² /m]	5,24	Ø12/10	11,31	34,4
Pos. 2 [cm ² /m]	5,24	Ø12/10	11,31	6,5
Pos. 3 [cm ²]	2,36	4 Ø 14	6,16	4,8
Pos. 4 [cm ²]	konstruktiv	11 Ø 14	16,93	13,3
Pos. 5 [cm ²]	konstruktiv	4 Ø 14	6,16	4,8

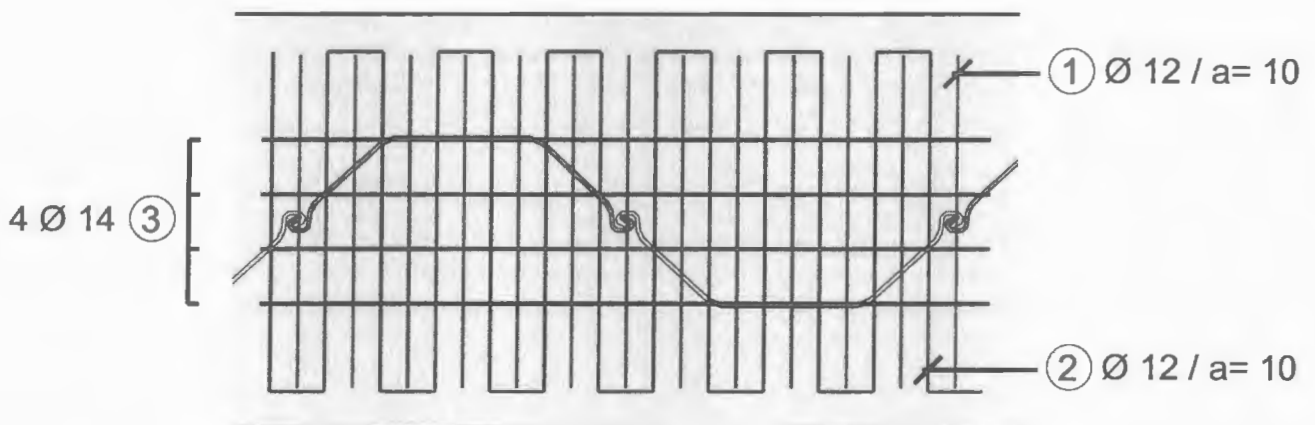
Hinweis: Bei der Berechnung der Massen wurden für die in Längsrichtung verlaufenden Positionen noch keine Zuschläge für Übergreifungen berücksichtigt.

Bewehrungsquerschnitt



Bewehrungsdraufsicht

*) Ø 14 mm; s = 7,5 cm
aus Rissbreite nachweis!



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.6.3 Spundwandschürze

Vorbemerkungen:

Der Nachweis erfolgt für Doppelbohlen (Larssen 602, 2x600mm. Jede zweite Doppelbohle ist als Tragbohle auf den unteren tragfähigen Sanden abzusetzen (siehe nächste Seite).

Die Spundwandschürze unter dem Schart 1 muss zum einen die Biegemomente aus der Mobilien HWS-Wand aufnehmen können.

Zum anderen muss die Spundwandschürze vertikale Lasten aus dem überfahrbaren Stb.-Kopfbalken (SLW60) aufnehmen und über die Tragbohlen in den tragfähigen Baugrund ableiten. Der Nachweis erfolgt auf der nächsten Seite.

Zur Querverteilung werden die Spundwände am Kopf auf einer Länge von 50 cm miteinander verschweißt!

Berechnungsannahmen:

Für den Lastabtrag der vertikalen Lasten werden folgende Annahmen getroffen:

- Modellschicht 1: Mantelreibung: *nicht vernachlässigt!*
- Modellschicht 2: Mantelreibung: $q_{s,k} = 30,0 \text{ kN/m}^2$
- Modellschicht 3: Mantelreibung: *nicht vernachlässigt!*
- Modellschicht 4: Mantelreibung: $q_{s,k} = 50,0 \text{ kN/m}^2$, Spitzendruck: $q_{b,k} = 15.000 \text{ kN/m}^2$

Diese Annahmen sind vor Baubeginn durch einen Bodengutachter schriftlich zu bestätigen!

Querschnitt/Material:

Spundwandprofil: Larssen 602 (Doppelbohlen)

Stahlgüte: S 240 GP

1. Tragbohlen: $L = 7,50 \text{ m}$

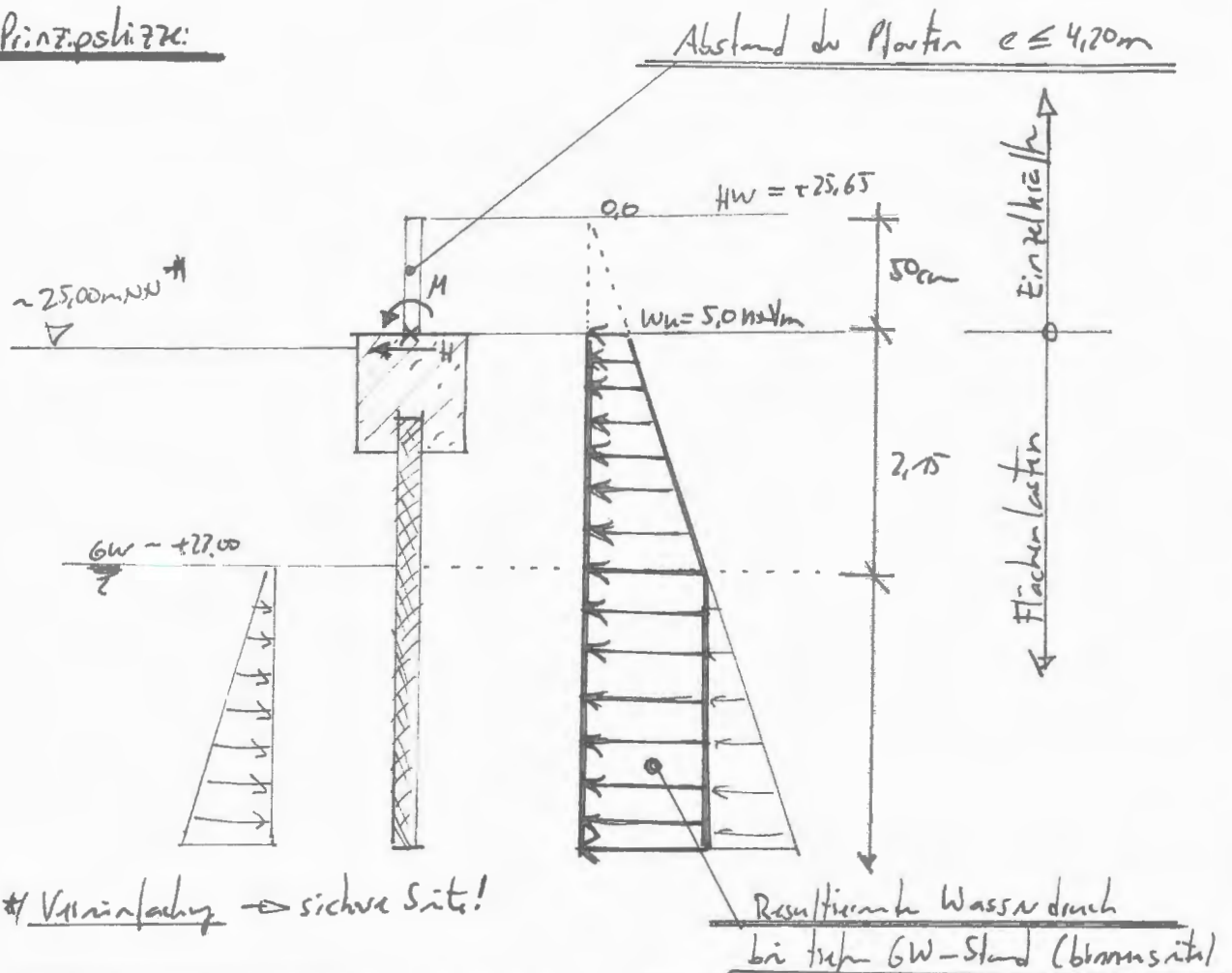
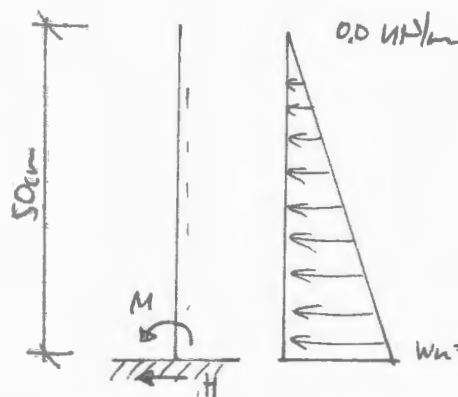
Ok Spundwand: + 24,70 mNN

Absetztiefe: + 17,20 mNN (aus Vertikallastabtrag)

2. Füllbohlen: $L = 3,50 \text{ m}$

Ok Spundwand: + 24,70 mNN

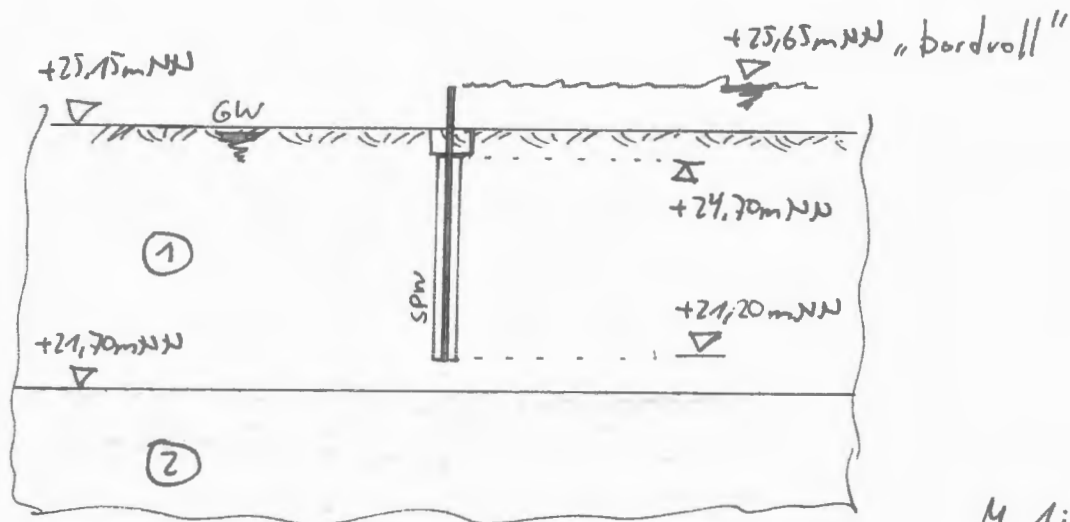
Absetztiefe: + 21,20 mNN (aus Biegebemessung)

Biegekräfte am Spundwandkopf:Prinzipskizze:Kopfpunktdetail:Einzugsbreite $e \leq 4,20\text{m}$ Anschlusskräfte:

$$H_k = 21,0 \cdot 0,5 / 2 = 5,25\text{ kN}$$

$$M_k = 5,25\text{ kN} \cdot \frac{0,50}{3} = 0,875\text{ kNm}$$

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Biegebemessung der SpundwändeSkizze:

M. 1:100

Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand:

Modellschicht	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	cal c [kN/m ²]
1	18	16	32,5	—
2	19	11	35,0	—

Gepüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüd

0-020_LF4
 Norm: EC 7
 Spundwand
 Larssen 602
 Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
 Ersatzerdruk-Bewert mit $\phi = 40^\circ$
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
 Erf. Profillänge = 3.71 m
 Erf. Einbindetiefe = 3.06 m

BS: DIN 1054: BS-P
 $\gamma_a = 1.35$
 $\gamma_s = 1.50$
 $\gamma_{sp} = 1.40$
 mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.12$

$G_k = 0.76 \cdot 0.85 \cdot 25.0 = 16.2 \text{ kN/m}$

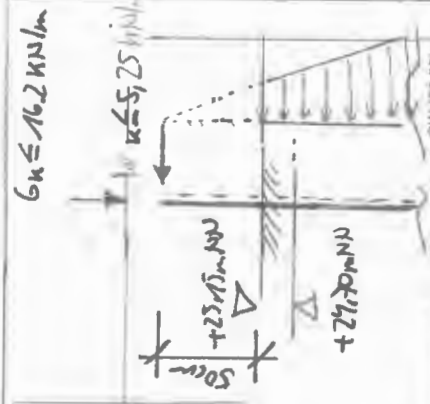
$W_k \leq 5.25 \text{ mN/m}$ (Ansatz vermindert bis +25,65 mNN)

↳ siehe Seite zu vor!

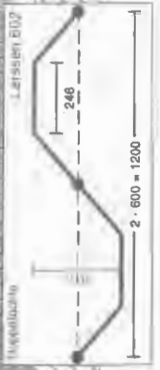
Bemessungswerte:
 Bemessung nach EC 3 (pl-el.)
 $M_{Ed} = 19.5 \text{ kN-m/m}$
 $V_{Ed} = 0.0 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} = -23.1 \text{ kN/m}$ (Druck)
 Profil: Larssen 602 Stahldicke: S 240 GP
 $b = 600.0 \text{ mm}$ / $b_w = 248.0 \text{ mm}$
 $t_f = 8.2 \text{ mm}$ / $t_w = 8.0 \text{ mm}$ / $A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310.0 \text{ mm}$ / $\alpha = 42.5^\circ$
 $W_{pl} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m}$ / $I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U-Bohle ist eine Doppelbohle

Nachweise M_{Ed}
 $M_{b,Ed} = 19.2 \text{ kN-m/m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{b,Ed} = 0.098$
 Knicklänge = 5.20 m
 $N_{Ed} = 9864.9 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} / N_{Rk} = 0.002 \leq 0.04$
 max $\mu = 0.098$
 -> Kein Knicknachweis

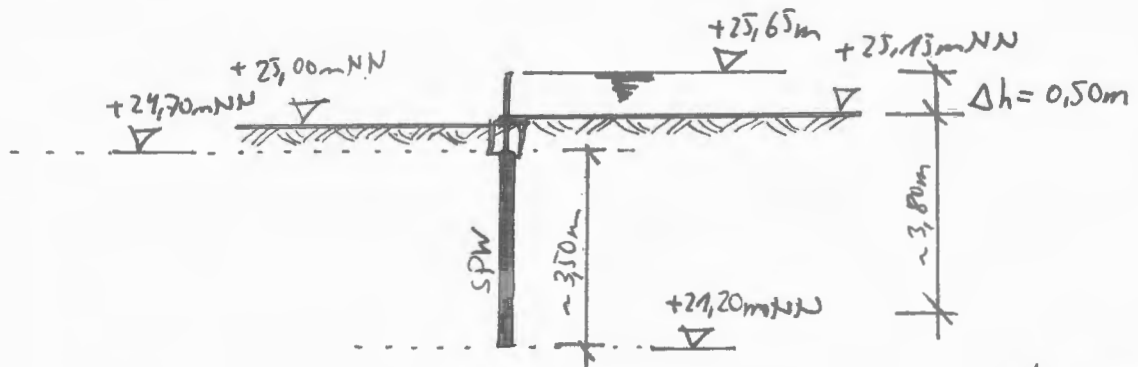
$\gamma_{Mo} = 1.00$ / $\gamma_{M1} = 1.10$
 $\epsilon = 0.990 \rightarrow b_1 / t_f / \epsilon = 30.3$
 Querschnittsklasse: 2
 $p_a = 1.000$ / $p_o = 1.000$
 $f_{y,Ed} = 240.0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{b,Ed} = 19.2 \text{ kN-m/m}$ ($\mu = 0.000$)
 $V_{pl,Ed} = 2719.2 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.008$)
 Querkraft-Interaktion
 $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Ed} \rightarrow$ keine Abm.
 Normalkraft-Interaktion
 keine Abm.



Boden	γ_k [kN/m³]	γ'_k [kN/m³]	ϕ_k [°]	$c(\phi)_k$ [kN/m²]	$c(e)_k$ [kN/m²]	$\delta\phi$ passiv	$\delta\phi$ aktiv	Bezeichnung
1	18.0	10.0	32.5	0.0	0.0	-0.100	0.100	Fiktiver Boden
2	19.0	11.0	35.0	0.0	0.0	-0.100	0.100	Modellschicht 1
3	14.0	4.0	17.5	7.5	7.5	-0.100	0.100	Modellschicht 2
4	19.0	11.0	37.5	0.0	0.0	-0.100	0.100	Modellschicht 3



Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Nachweis des Sicherweges für die Füllbohlen:gemäß EAU 7012; E165Prinzipskizze:

M. 1:100

Nachweis:

$$\text{erf. } L = 4 \cdot 0,50\text{m} = \underline{2,00\text{m}}$$

$$\text{vorh. } L = 2 \cdot 3,80\text{m} = \underline{7,60}$$

$$\Rightarrow \underline{\underline{\text{Nachweis erfüllt!}}}$$

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ablag der vertikalen Lasten (Schalt 3)Einwirkung:

$$F_d \leq 353 \text{ kN}$$

Pool: Larssen 602

$$A = 113,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$u = 2,45 \text{ m}^2/\text{m}$$

Windlasten:1. Spitzenbruch:

$$q_{b,d} = \frac{1,70 \text{ m} \cdot 113,3 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 15.000 \text{ N/m}^2}{100^2 \cdot 1,4} = 145,7 \text{ kN}$$

2. Mantelreibung: (Ansatz ab + 21,70 mm)

$$\text{Schicht 2: } q_{s,d \textcircled{1}} = 2,45 \cdot 1,70 \cdot 2,70 \text{ m} \cdot 30 \text{ N/m}^2 / 1,4 = 170,1 \text{ kN}$$

Schicht 3: sichere Seite

$$\text{Schicht 4: } q_{s,d \textcircled{4}} = 2,45 \cdot 1,70 \cdot 0,50 \cdot 50 \text{ N/m}^2 / 1,4 = 52,5 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 145,7 + 170,1 + 52,5 = 368,3 \text{ kN} \approx \underline{\underline{368 \text{ kN}}}$$

Nachweis:

$$\frac{353 \text{ kN}}{368 \text{ kN}} = 0,96 < 1,00$$

Nachweis ist erfüllt!Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Statische Berechnung

Pos. 1.7 - Schart 2

Bau-km 0+065

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.7

Schart 2

Pos. 1.7.1

Mobile Hochwasserschutzwand

Vorbemerkungen: Im Bereich des Deichschart muss eine mobile HWS-Wand realisiert werden. Die Anstauhöhe beträgt hierbei ca. 0,50m gemessen ab OK Stb.-Betonbalken.

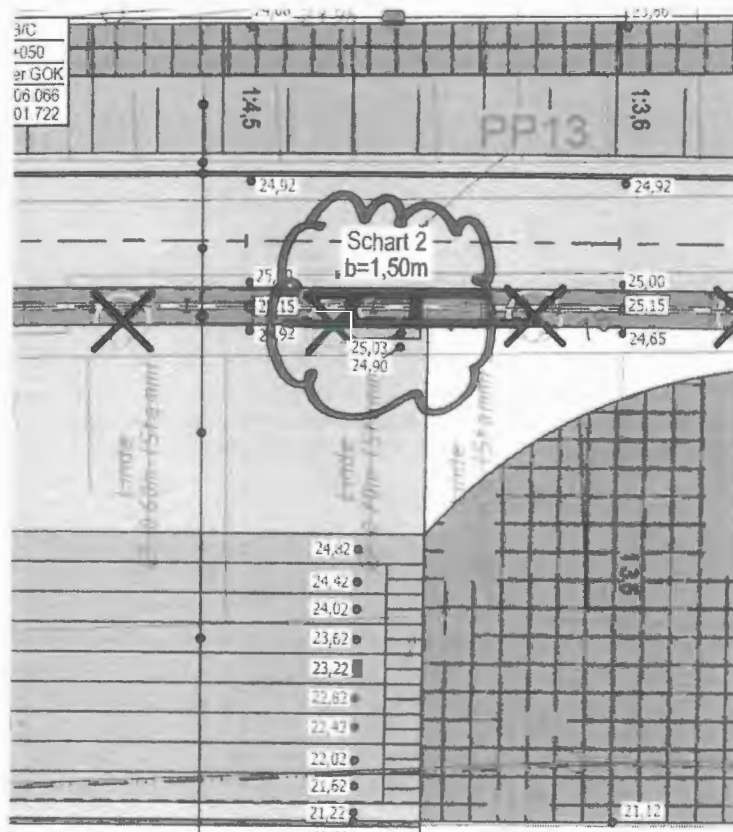
Die Öffnungsbreite des Deichschart beträgt $b \leq 2,00\text{m}$.

Systembauteile:

Dammbalken:	DBAL 100x150-2,5	oder DBAL 100x200-2,5
Mittelstütze:	MS 100L-T51-1745	oder größer
Ankerplatte:	AP100L-T50	Montage in Erstbeton

Details zu den Systembauteilen können der Pos. 1.2.1 entnommen werden!

Lageplan:



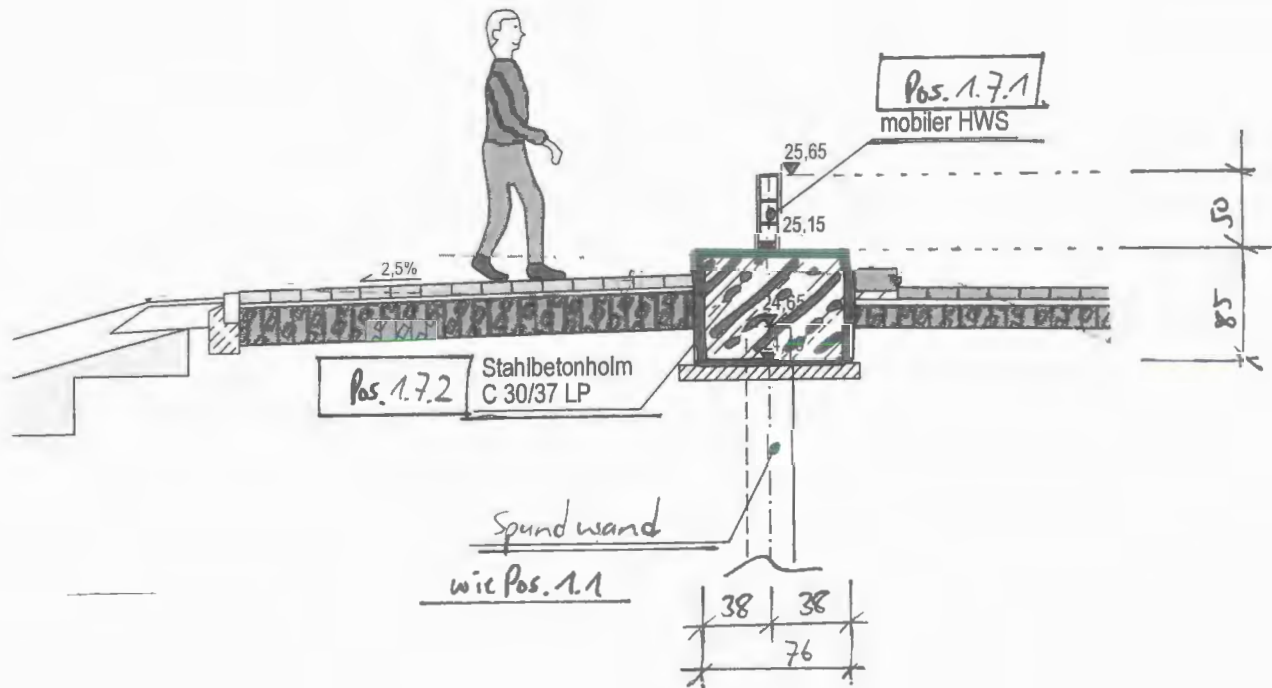
Belastungen: wie Pos. 1.6.1

Anschlusskräfte: wie Pos. 1.6.1

Nachweise: Statische Nachweis für die o.g. Bauteile erfolgen im Zuge der Ausführungsplanung durch Lieferfirma!

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüg

Schnitt:



Pos. 1.7.2

Stb.-Kopfbalken, b/h = 76/85cm

Vorbemerkungen: Der Fahrradweg neben der HWS-Wand dient gleichzeitig als Deichverteidungsweg.

Das allgemeine Befahren des Deichverteidungsweges ist zwischen der westlichen und östlichen Zufahrt zum Nedwighafen nicht möglich. Hierfür sind abschließbare Poller als dauerhafte Absperrung vorzusehen!

Das Befahren des Deichverteidungsweges (z.B. mit Dienstfahrzeugen, Rettungswagen, etc.) erfolgt in Schrittgeschwindigkeit. Eine entsprechende Beschilderung ist vorzusehen!

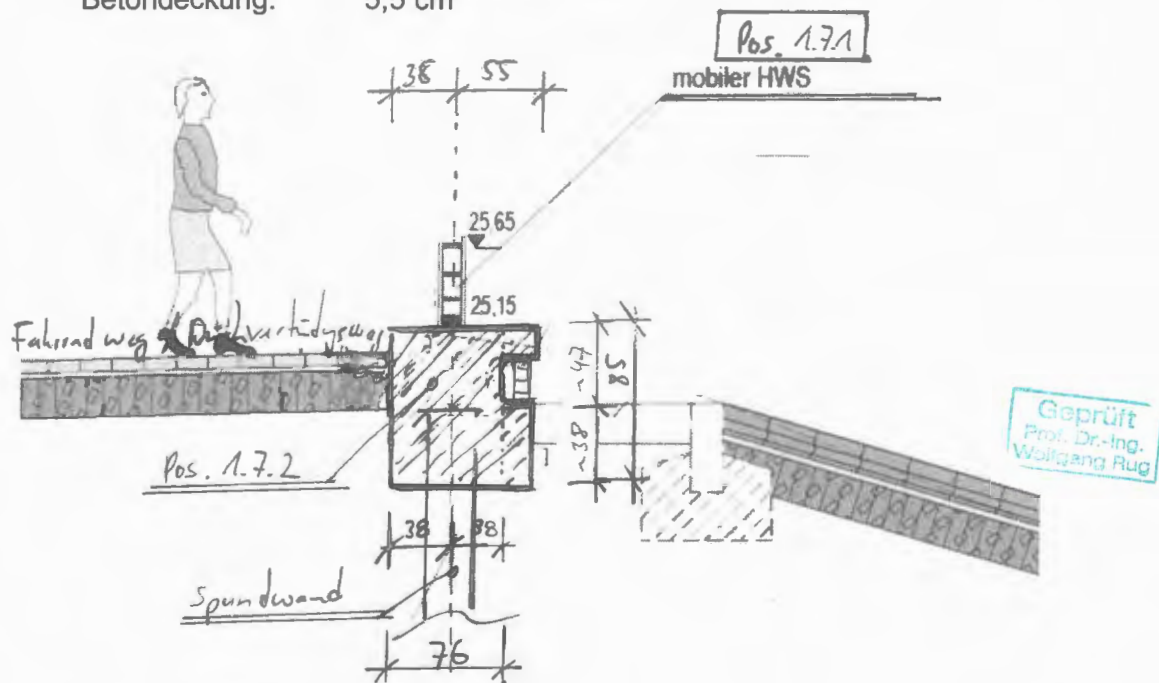
Außergewöhnliche Lasten (wie Anprall an Schrammbord/Stb.-Kopfbalken) werden aus den oben aufgeführten Gründen nicht weiter berücksichtigt! Siehe auch DIN EN 1991-2, 5.6.3.

Nachfolgend wird die Schneidenlagerung auf der Spundwand statisch untersucht und nachgewiesen. Untersucht wird hierfür der Hochwasserlastvoll „Wasserstand bordvoll“.

Der Kopfbalken trägt seine Lasten über die Spundwände in den Baugrund ab.

<u>Mat./Querschnitt:</u>	Abmessungen:	b/h = 76/85cm (rechnerischer Querschnitt)
	Beton:	C30/37 (LP)
	Rissbreite:	$w_k \leq 0,25\text{mm}$
	Betonstahl:	B500B
	Expositionsclassen:	XD3, XS3, XA3, WA
	Betondeckung:	5,5 cm

Schnitt:

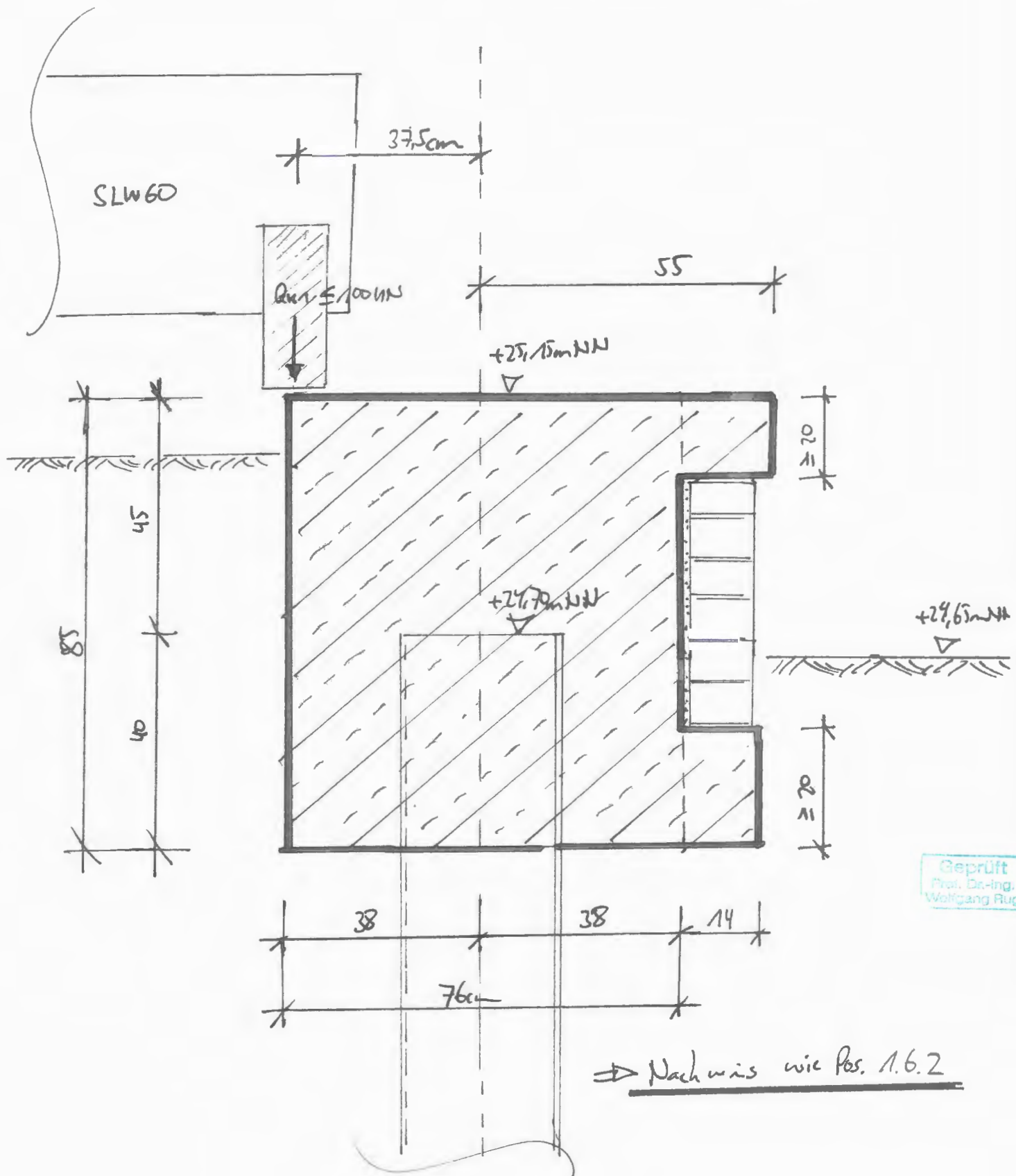


Rissnachweis: wie Pos. 1.6.2

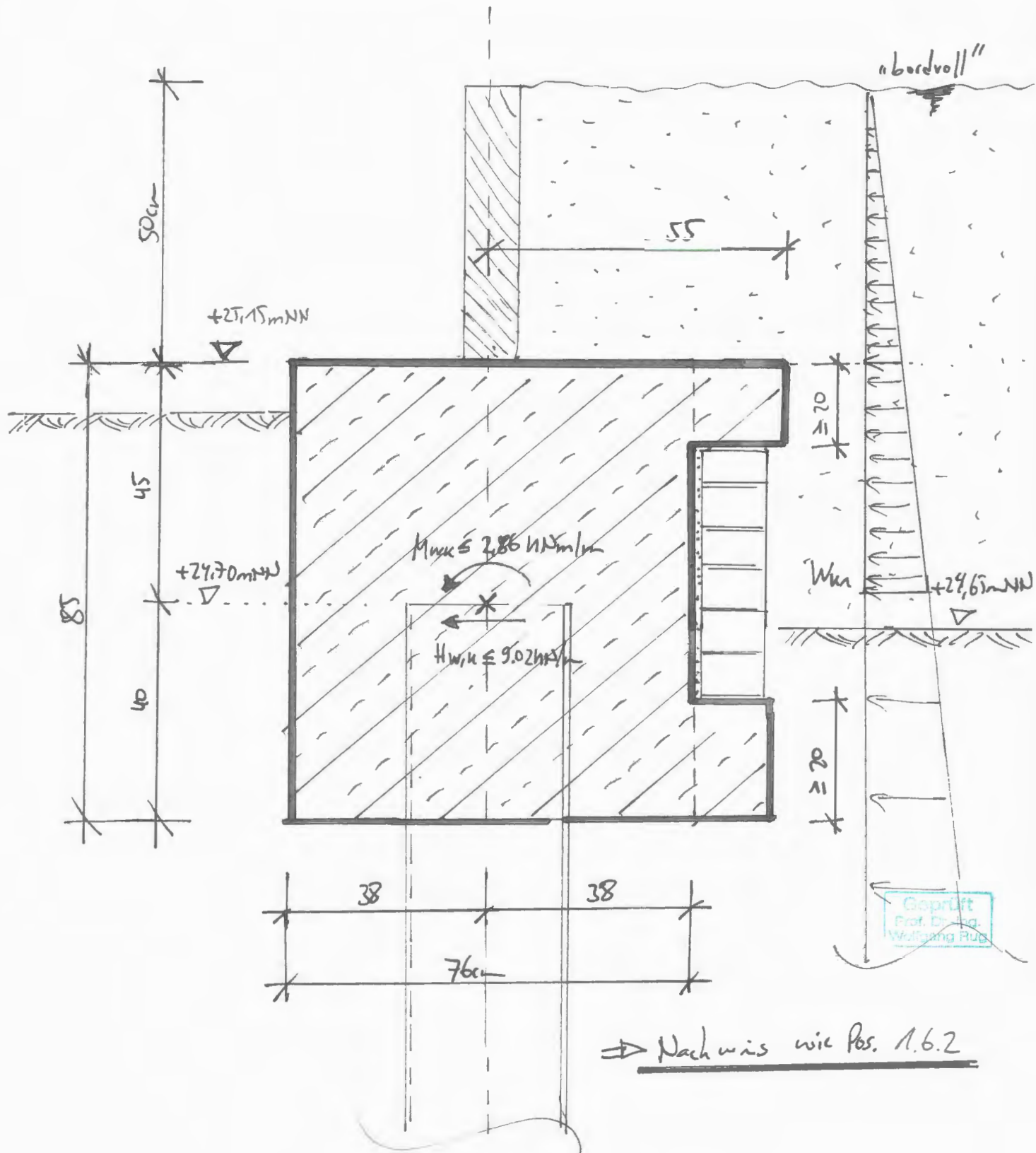
Schneidenlagerung: siehe EDV-Ausdruck

Verankerungsnachweis: wie Pos. 1.6.2

Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Qk1 (Radlast am Rand)



Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Wk (Lastfall „bordvoll“)



Statische Berechnung

Pos. 1,8 - Mobile HWS-Wand & Stb.- Kopfbalken

Bau-km 0+000 bis 0+180

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.8.1

Mobile Hochwasserschutzwand

Vorbemerkungen:

Im Bereich Bau-km 0+000 bis 0+180 muss eine mobile HWS-Wand realisiert werden. Die Anstauhöhe beträgt hierbei ca. 0,50m gemessen ab OK Stb.-Betonbalken.

Nachfolgend wird sich beispielhaft auf das HWS-System der Firma „IBS Technics GmbH“ mit Sitz in Thierhaupten bezogen. Die Wesentlichen statischen Bauteile sind hierbei:

Systembauteile:

Dammbalken:	DBAL 100x150-2,5	oder DBAL 100x200-2,5
Mittelstütze:	MS 100L-T51-1745	oder größer
Ankerplatte:	AP100L-T50	Montage in Erstbeton

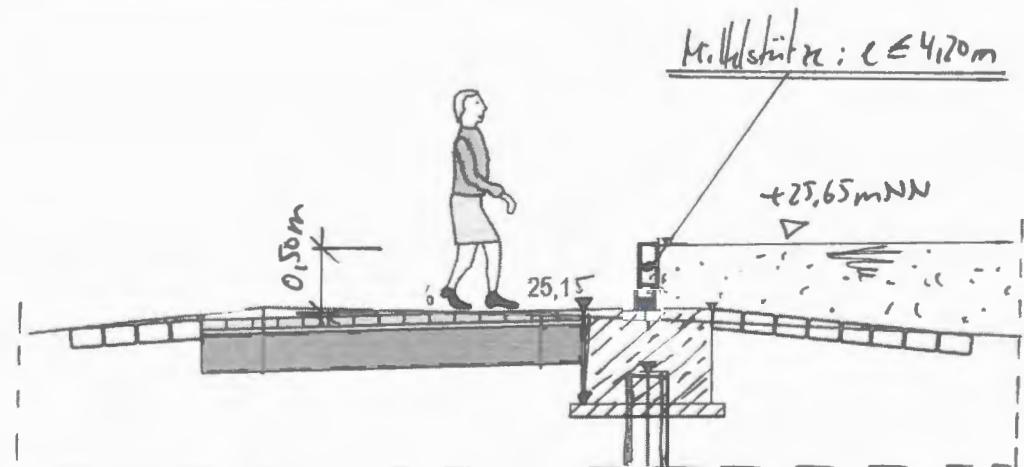
Details zu den Systembauteilen können der Pos. 1.6.1 entnommen werden!

Nachweise:

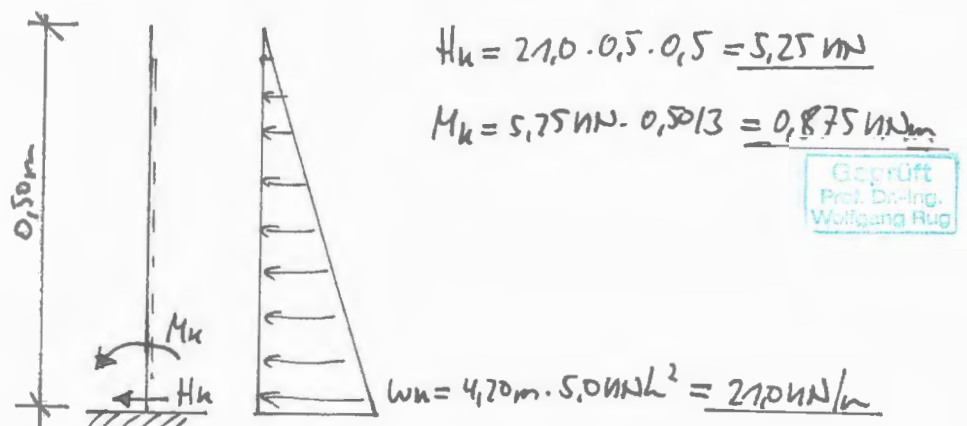
Nachfolgend wird lediglich eine Schnittgrößenermittlung für die Mittelstütze durchgeführt, so dass die Anschlusskräfte für die Betonbauteile bekannt sind (siehe nachfolgende Seiten). Hierbei wird ein Stützenabstand von $e \leq 4,20\text{m}$ angenommen!

Statische Nachweis für die o.g. Bauteile erfolgen im Zuge der Ausführungsplanung durch Lieferfirma!

Schnitt:



Anschlusskräfte:



Pos. 1.8.2

Stb.-Kopfbalken, b/h = 76/85cm

Vorbemerkungen:

Der Stb.-Kopfbalken ist nicht überfahrbar. Aufgrund der Nähe zum Deichverteidungsweg und seiner Geometrie wird jedoch für die Bemessung des Stb.-Holms angenommen, dass ein Radlast ($Q_k=100\text{kN}$) für einen SLW60 am Rand des Kopfbalkens steht (Nachweis Schneidenlagerung).

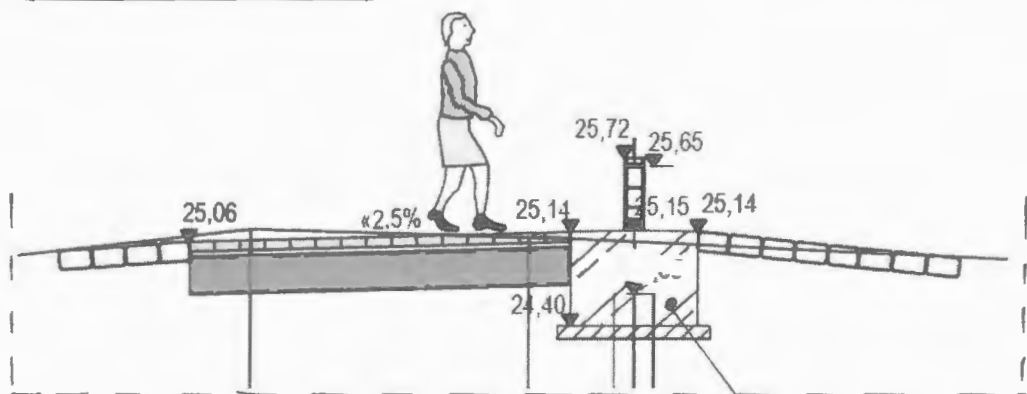
Der Kopfbalken trägt seine vertikalen Lasten über die Spundwände in den Baugrund ab.

Mat./Querschnitt:

Abmessungen: b/h = 76/85cm
 Beton: C30/37 (LP)
 Rissbreite: $w_k \leq 0,25\text{mm}$
 Betonstahl: B500B
 Expositionsklassen: XD3, XS3, XA3, WA
 Betondeckung: 5,5 cm

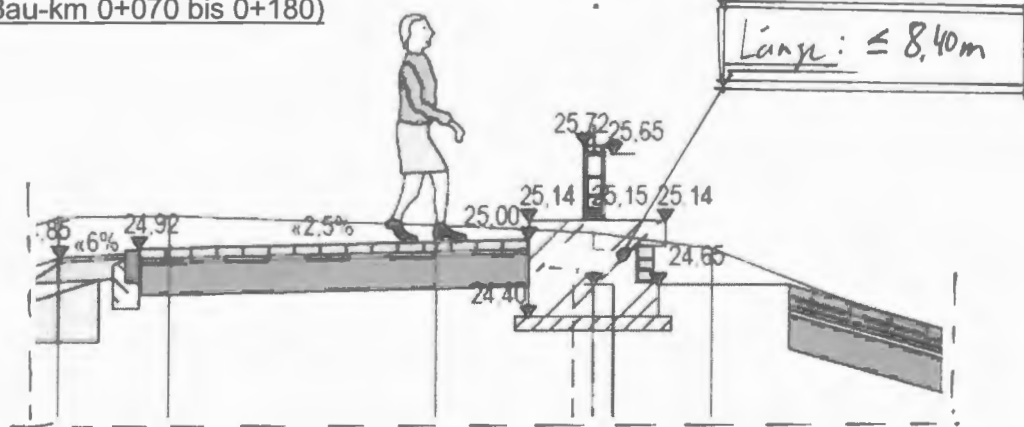
Schnitt:

(Bau-km 0+000 bis 0+070)



Schnitt:

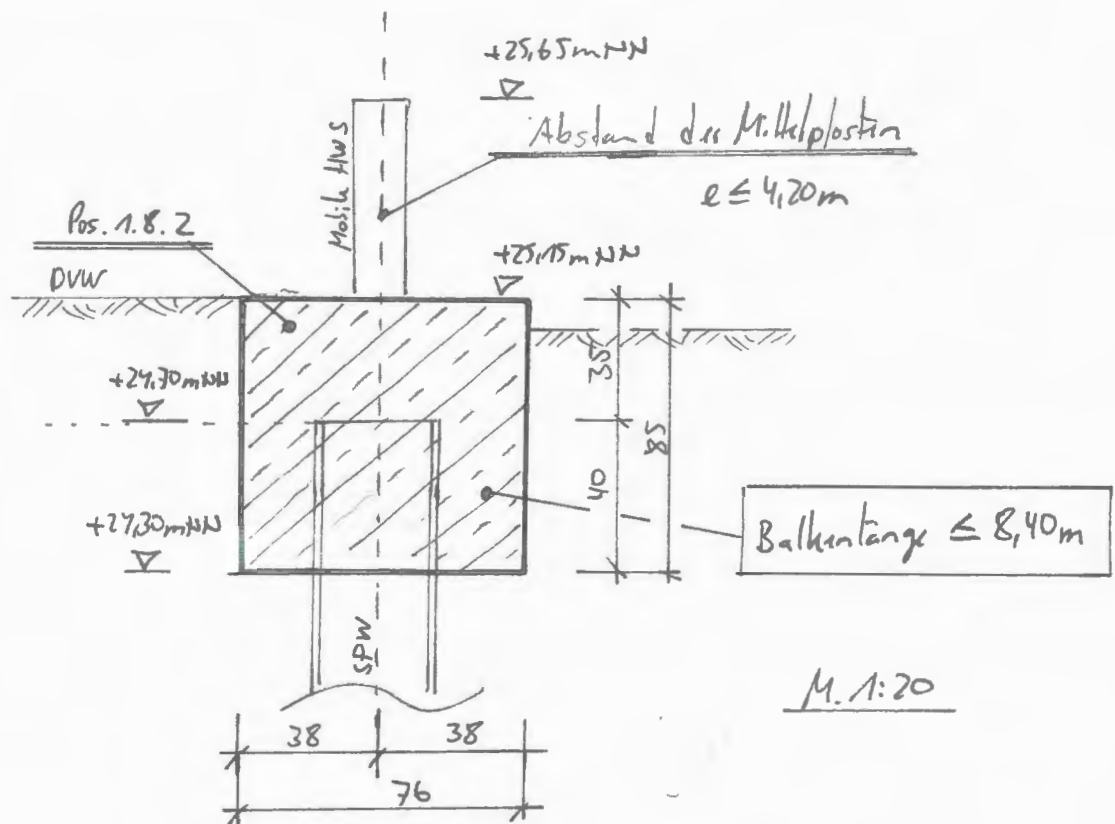
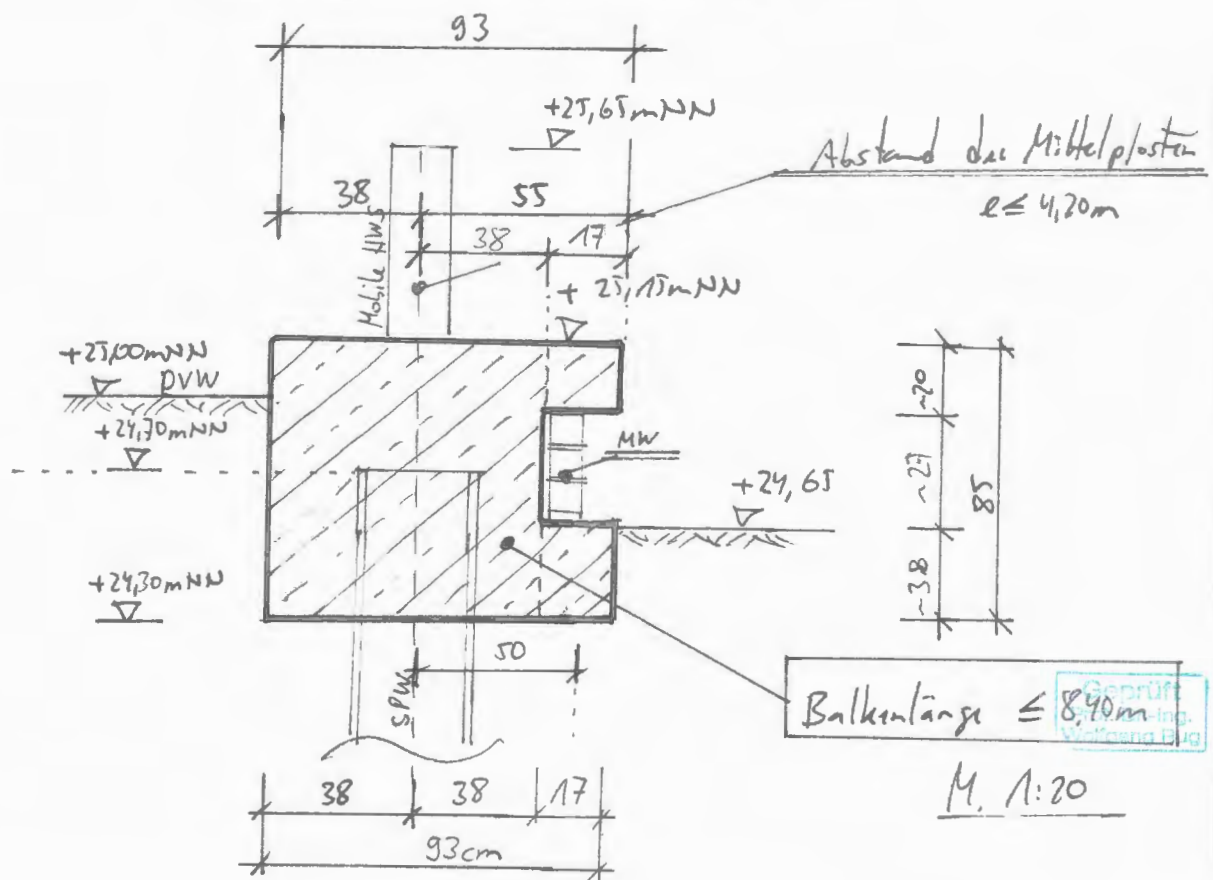
(Bau-km 0+070 bis 0+180)



Rissnachweis: siehe EDV-Ausdruck

Schneidenlagerung: siehe EDV-Ausdruck

Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Prinzipskizze:Abschnitt: 0+000 bis 0+070Prinzipskizze:Abschnitt: 0+070 bis 0+180

Projekt: 17014

Pos.: 1.8.2

Seite: 156

Pos.: 1.8.2

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

Zwangseinwirkung - Zentrischer Zug

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C30/37** (LP)
Betonstahl: **B500**
Betondeckung: $c_v =$ **6,7** cm
Bauteildicke: $h =$ **80,0** cm
Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq$ **0,25** mm
Annahme der Betonzugfestigkeit: **70%** f_{ctm}
Nachweis nach der WU- Richtlinie: **nein**

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 30,0$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 2,90$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 2,03$ 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: $A_{ct} = 8000,0$ cm²
Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

Statische Höhe: $d = h - d_1 - d_2/2$
Grenzdurchmesser: $\phi_s^* = \phi_s \cdot 2,9 / f_{ct,eff}$
Zulässige Stahlspannung: $\sigma_s = \sqrt{w_k} \cdot 3,48 \cdot 10^6 / \phi_s^*$
Wirkungsbereich der Bewehrung: h_{eff} und $A_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE

Mindestbewehrung:

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

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
[mm]	[cm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[cm ²]	GL A [cm ²]	GL B [cm ²]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
6	73,0	8,57	319	11,4	44,0	4400	28,04	25,49	25,49	12,74
7	73,0	10,00	295	11,3	44,2	4420	30,42	27,53	27,53	13,76
8	72,9	11,43	276	11,3	44,4	4440	32,67	29,43	29,43	14,72
9	72,9	12,86	260	11,2	44,6	4460	34,81	31,22	31,22	15,61
10	72,8	14,29	247	11,1	44,8	4480	36,85	32,90	32,90	16,45
12	72,7	17,14	225	11,0	45,2	4520	40,73	36,04	36,04	18,02
14	72,6	20,00	209	10,8	45,6	4560	44,38	38,93	38,93	19,47
16	72,5	22,86	195	10,7	46,0	4600	47,86	41,62	41,62	20,81
20	72,3	28,57	174	10,4	46,8	4680	54,44	46,53	46,53	23,27
25	72,1	35,71	156	10,1	47,8	4780	62,17	52,03	52,03	26,01

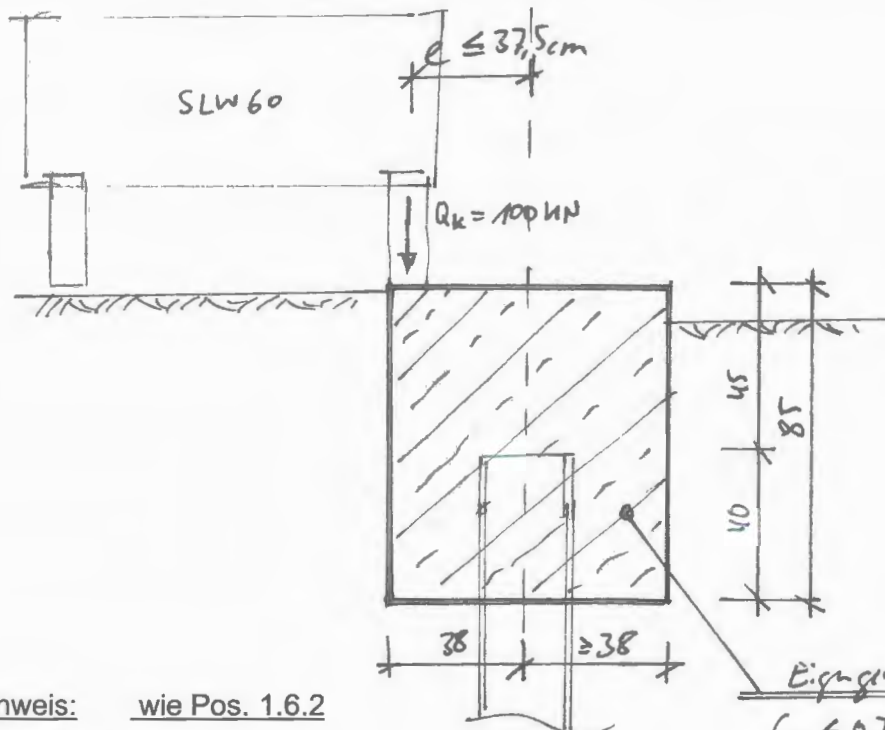
Gl. A: Mit Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung, z.B. bei dicken Bauteilen

Gl. B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Gewählte Bewehrung: Ø 19 mm, s = 75 cm # mit vorh. A_s = 20,53 cm²/m

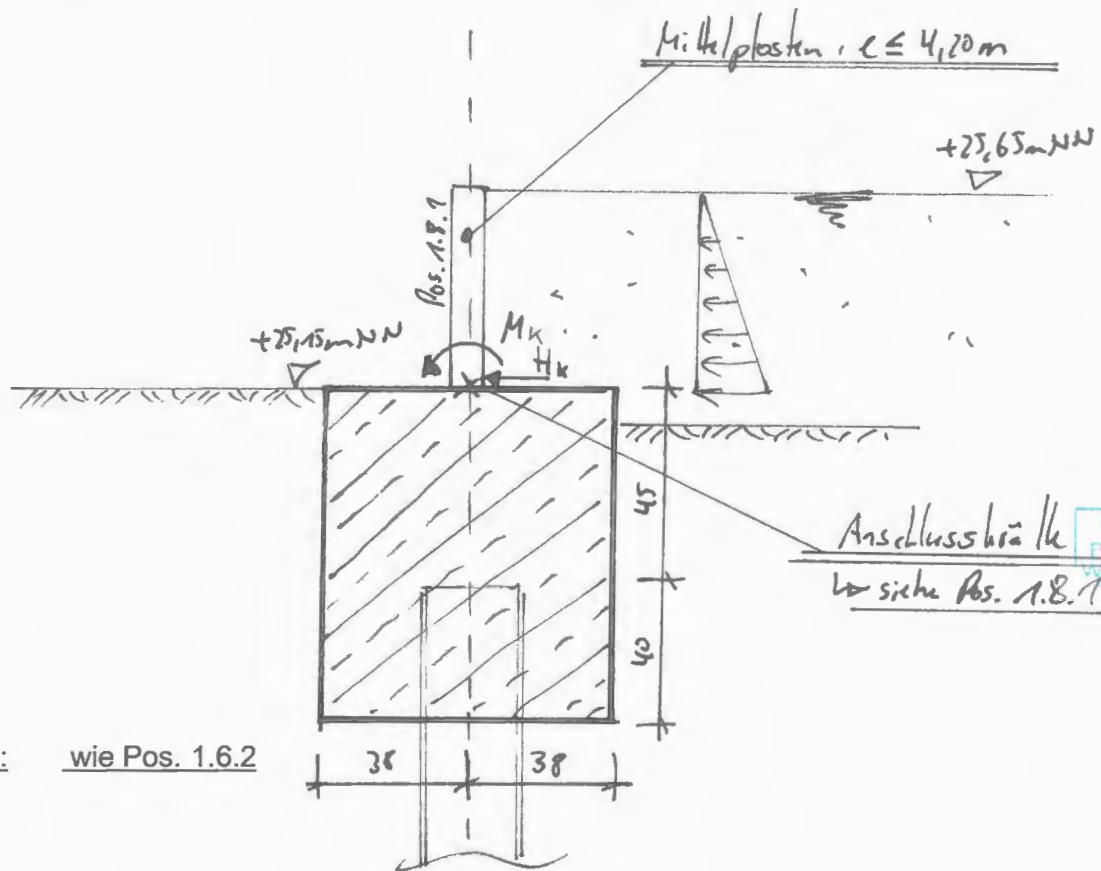
Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Qk1 (Radlast am Rand)



Nachweis: wie Pos. 1.6.2

$$G_k \leq 0,76 \cdot 0,85 \cdot 25,0 \leq 16,2 \text{ kN/m}$$

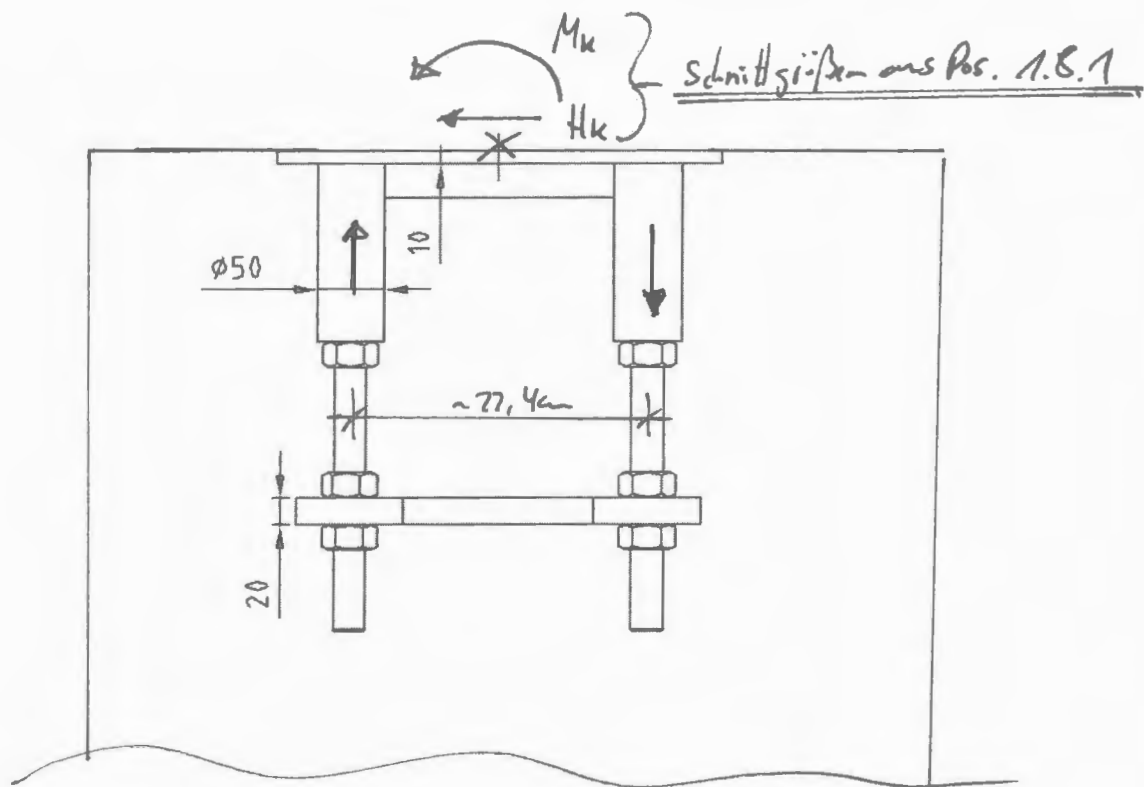
Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Wk (Lastfall „bordvoll“)



Nachweis: wie Pos. 1.6.2

Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

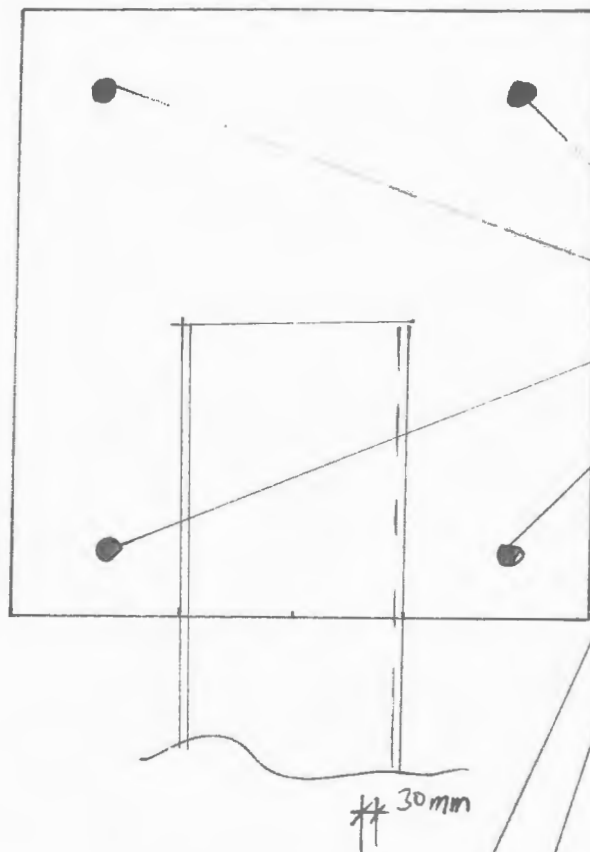
Verankerungsnachweis für die Ankerplatten der Mittelstützen im Betonbalken:



Nachweis: wie Pos. 1.6.2

Prinzipskizze: Raumturm / Dehnungen

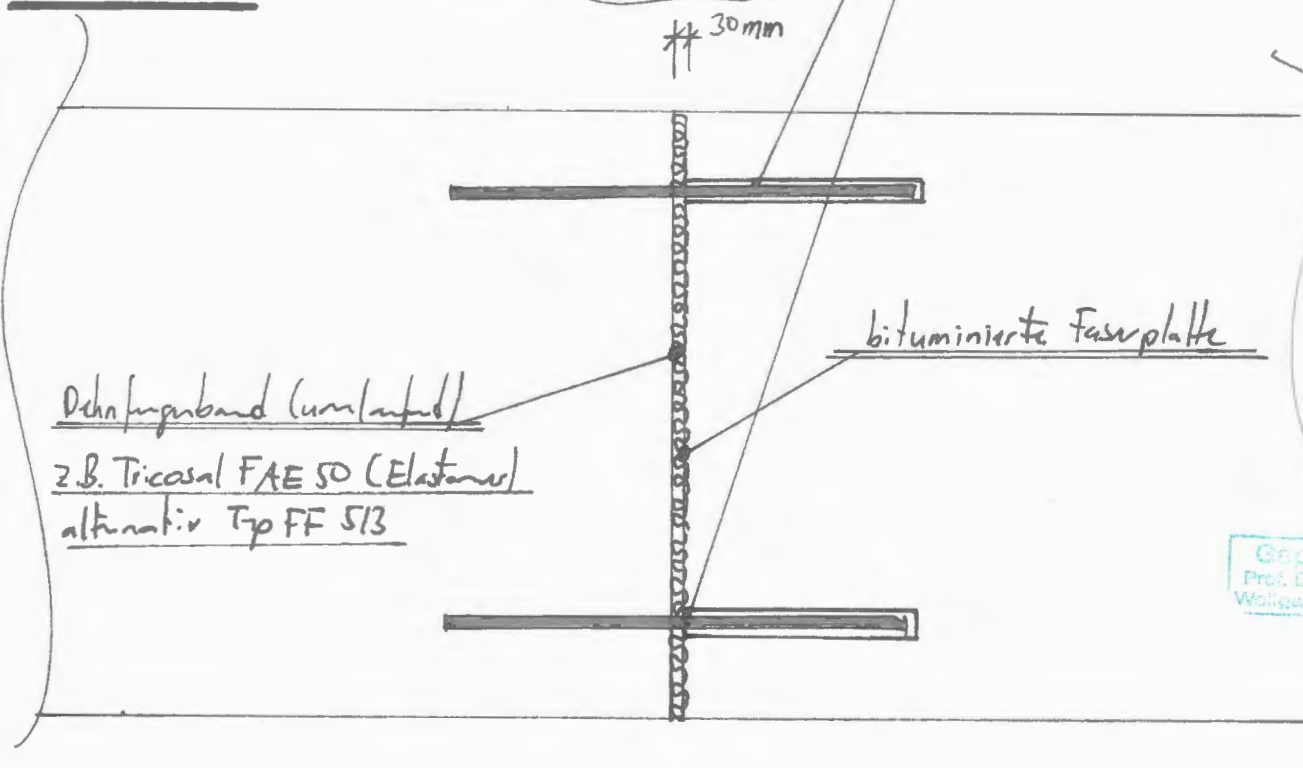
Schnitt:



Querschnittsdorne

4x $\varnothing 25\text{mm}$; $L = 60\text{cm}$
S335, einsitzige Hülse
oder
elastische Wicklung

Grundriss:



bituminierte Faserplatte

Dehnfugenband (umlaufend)

z.B. Tricosal FAE 50 (Elastomer)
alternativ Typ FF 513

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Statische Berechnung

Pos. 1.9 - Mobile HWS-Wand & Stb.- Kopfbalken

Bau-km 0+194 bis 0+500

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.9.1

Mobile Hochwasserschutzwand

Vorbemerkungen:

Im Bereich Bau-km 0+194 bis 0+429 und Bau-km 0+460 bis 0+500 muss eine mobile HWS-Wand realisiert werden. Die Anstauhöhe beträgt hierbei ca. 0,50m gemessen ab OK Stb.-Betonbalken.

Der Abschnitt Bau-km 0+429 bis 0+460 (vor dem Krankenhaus) wird unter der Pos. 1.9.3 und Pos. 1.9.4 statisch nachgewiesen.

Systembauteile:

Dammbalken: DBAL 100x150-2,5 oder DBAL100x200-2,5
 Mittelstütze: MS 100L-T51-1745 oder größer
 Ankerplatte: AP100L-T50 Montage in Erstbeton

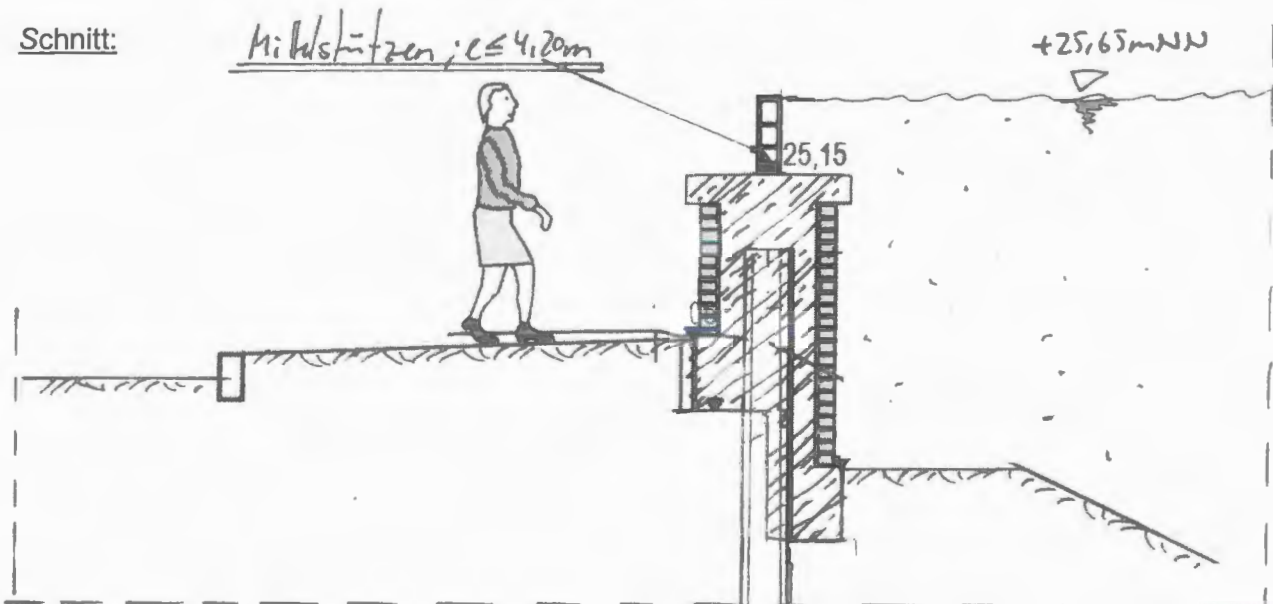
Details zu den Systembauteilen können der Pos. 1.6.1 entnommen werden!

Nachweise:

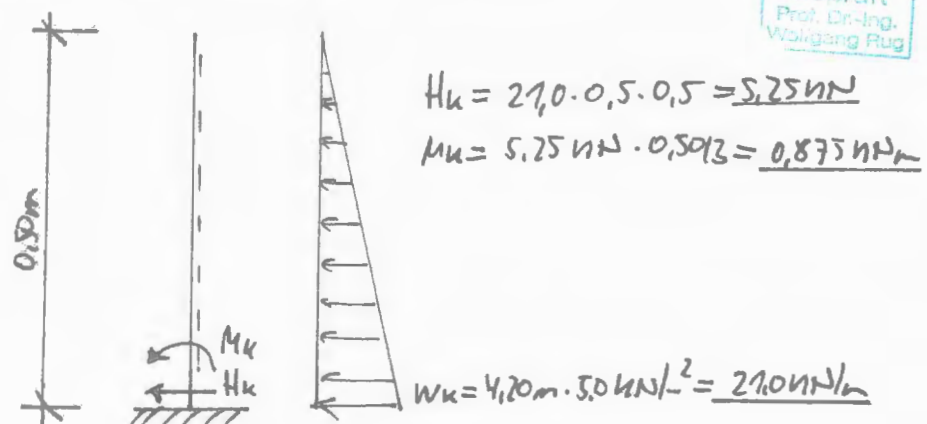
Nachfolgend wird lediglich eine Schnittgrößenermittlung für die Mittelstütze durchgeführt, so dass die Anschlusskräfte für die Betonbauteile bekannt sind (siehe nachfolgende Seiten). Hierbei wird ein Stützenabstand von $e \leq 4,20\text{m}$ angenommen!

Statische Nachweis für die o.g. Bauteile erfolgen im Zuge der Ausführungsplanung durch Lieferfirma!

Schnitt:



Anschlusskräfte:



Pos. 1.9.2

Stb.-Kopfbalken

Vorbemerkungen:

Der Stb.-Kopfbalken wirkt statisch wie eine Verlängerung der Hochwasserspundwand. Daher wird der obere Teil (ab OK SPW) im Hochwasserfall auf Biegung beansprucht. Örtlich muss der Balken außerdem Einzelkräfte (Biegemomente) aus der mobilen Hochwasserschutzwand aufnehmen können.

Aus optischen Gründen wird der Betonquerschnitt auf der Wasserseite tiefer heruntergeführt. Zudem wird auf beiden Seiten eine Aussparung im Querschnitt vorgesehen, in der Verblendmauerwerk eingesetzt werden kann.

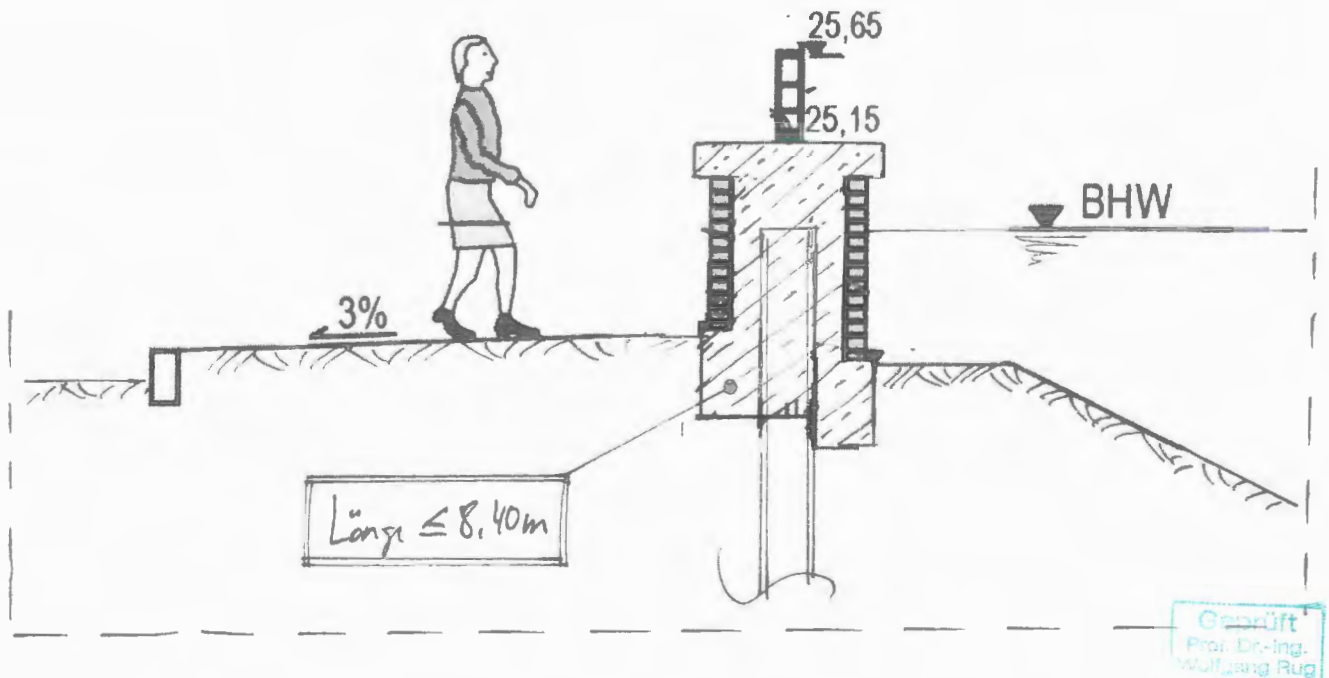
Der Kopfbalken trägt seine vertikalen Lasten über die Spundwände in den Baugrund ab.

Mat./Querschnitt:

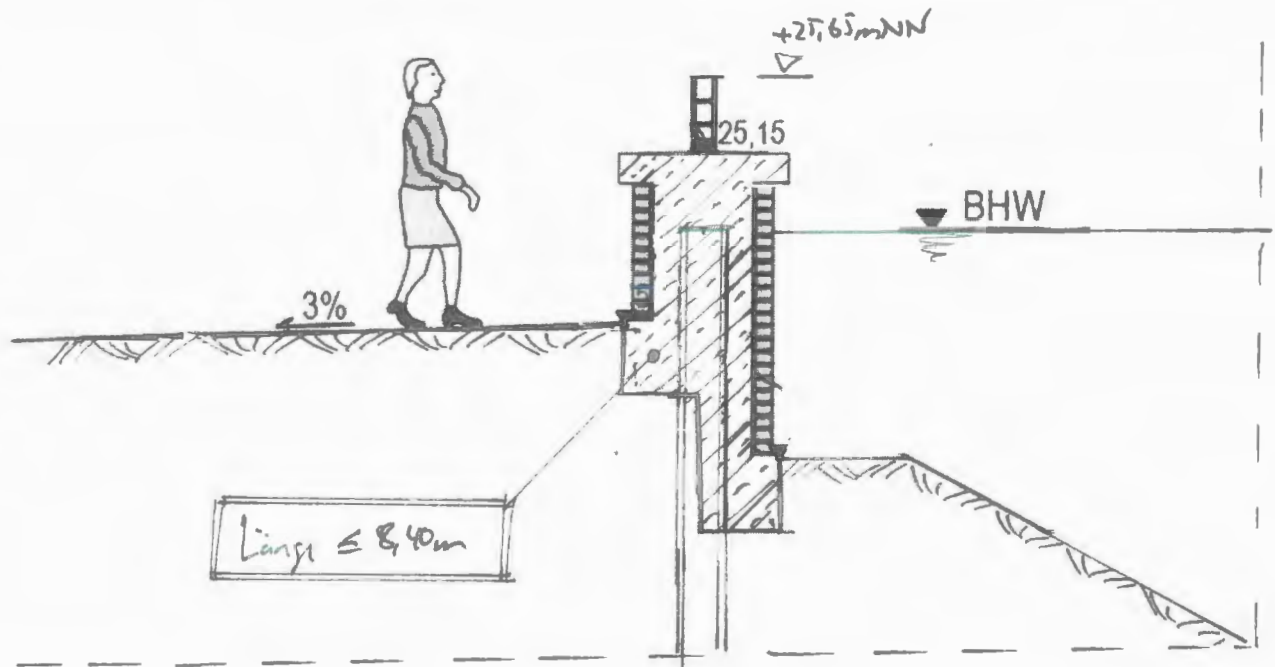
Abmessungen:	siehe Skizzen
Beton:	C30/37 (LP)
Rissbreite:	$w_k \leq 0,25\text{mm}$
Betonstahl:	B500B
Expositionsclassen:	XD3, XS3, XA3, WA
Betondeckung:	5,5 cm

Prinzipschnitt:

(Bau-km 0+250 bis 0+280)



Prinzipschnitt: (Bau-km 0+194 bis 0+429 und Bau-km 0+460 bis 0+500)

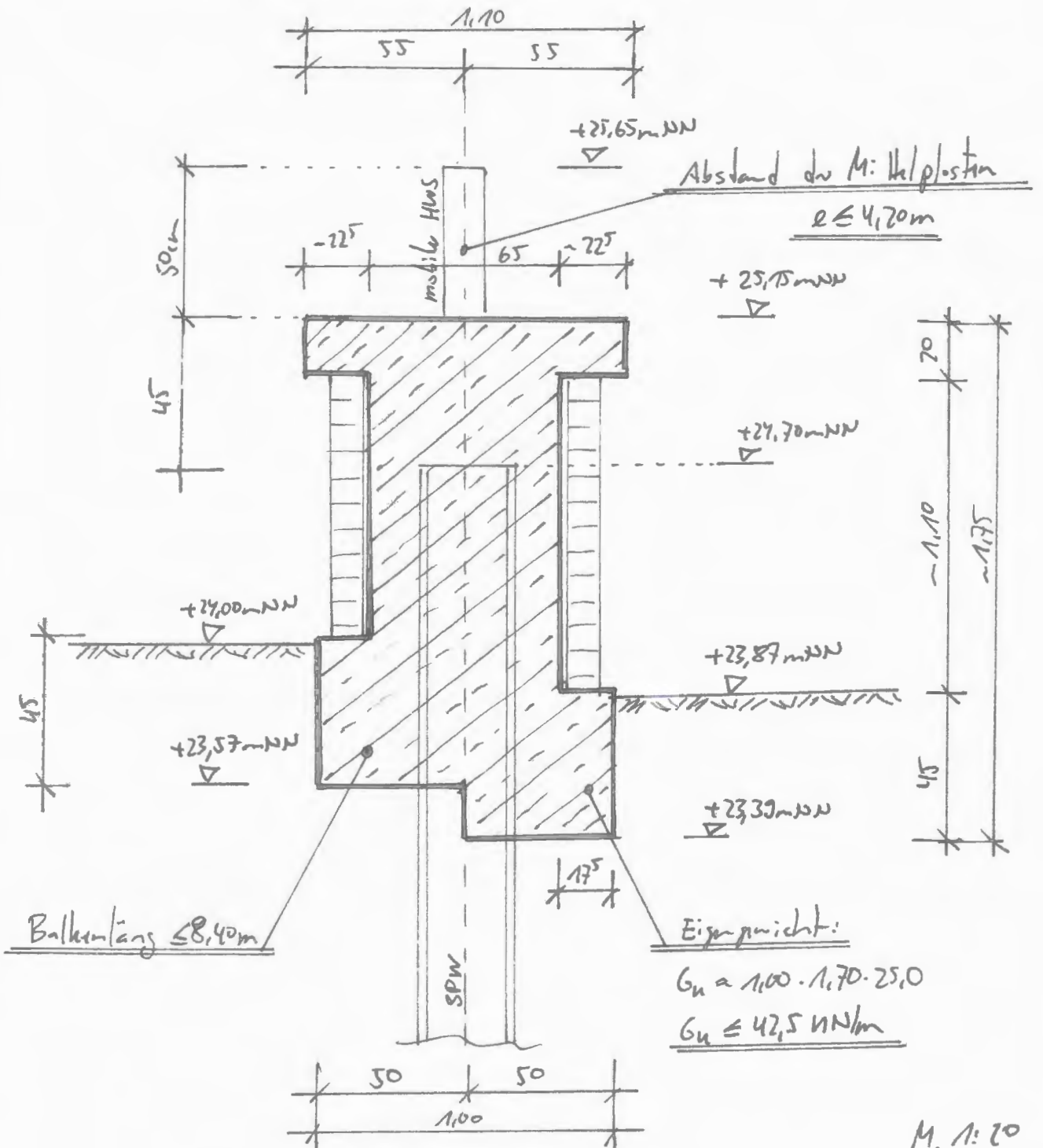


Biegebemessung: siehe EDV-Ausdruck

Rissnachweis: siehe EDV-Ausdruck

Verankerungsnachweis für die Ankerplatten der Mittelstützen: wie Pos. 1.8.2

Raum + Dehnfugen: analog Pos. 1.8.2

PrinzipskizzeAbschnitt 0+250 bis 0+280

Geprüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

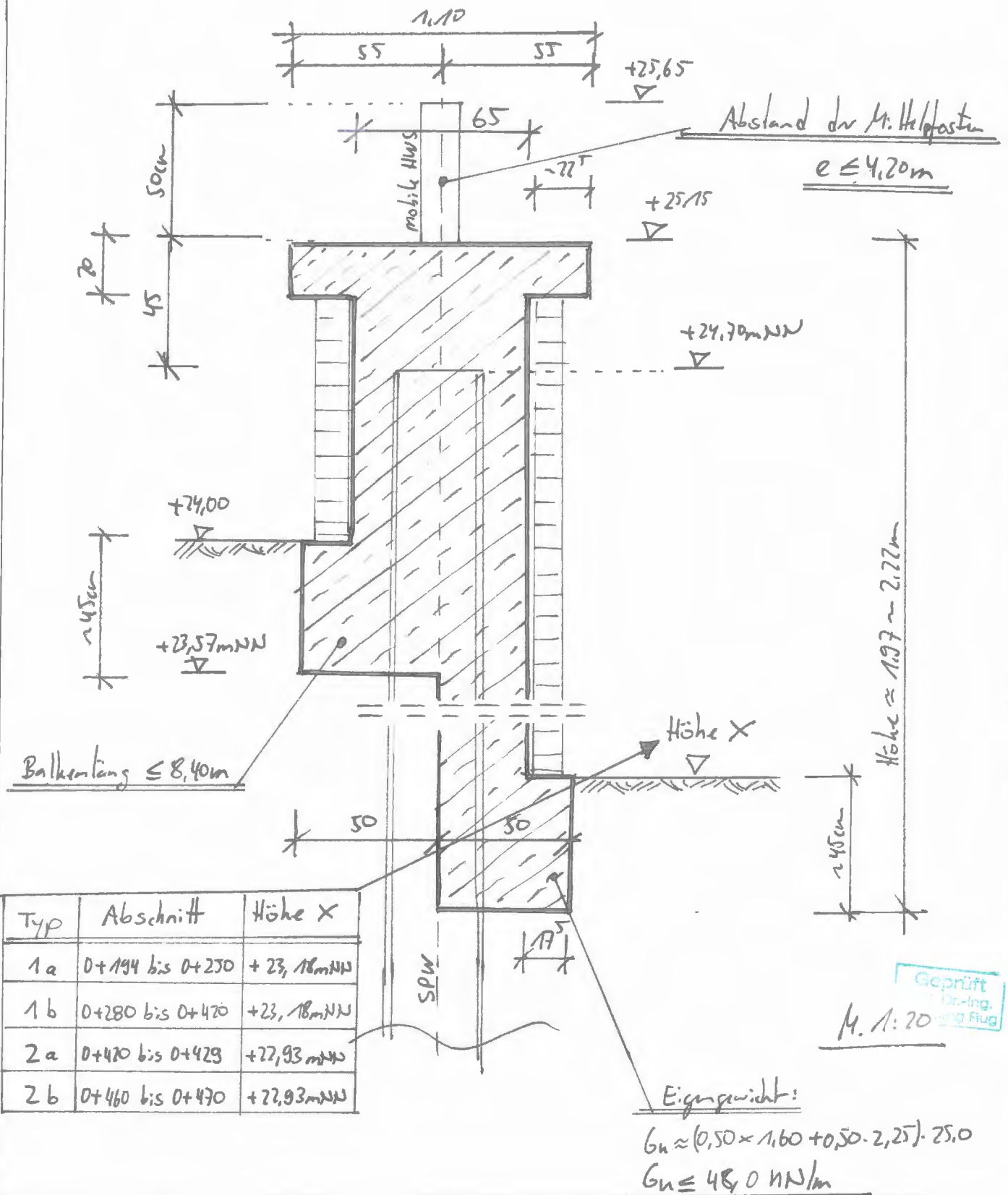
Prinzipskizze:Abschnitte:

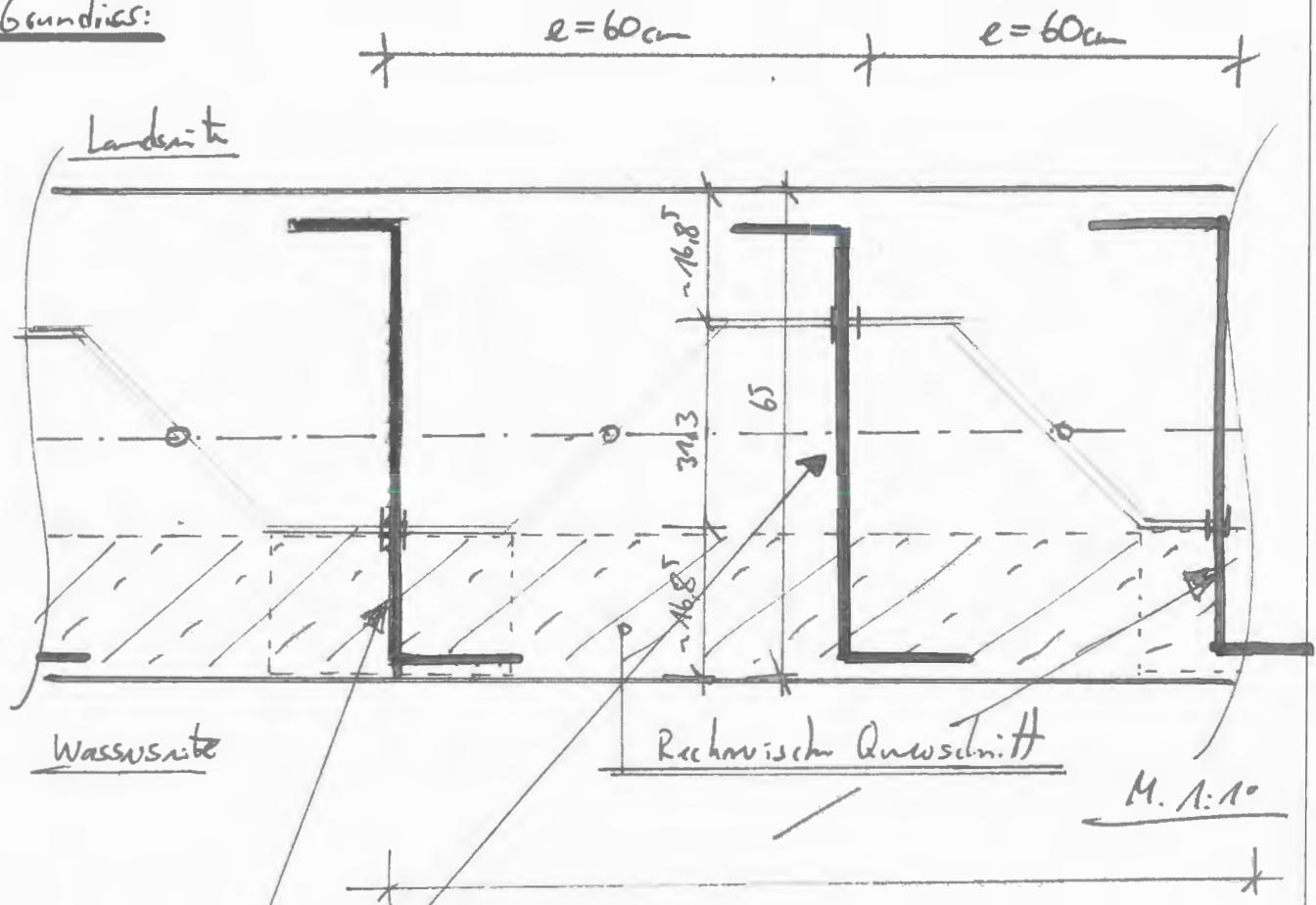
0+194 bis 0+250

0+280 bis 0+420

0+420 bis 0+429

0+460 bis 0+0470



Grundriss:Verbindungsanker $\varnothing 14\text{mm}$ je 60cm ↳ Bohrung 20mm !Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Projekt:

Pos.: 1.9.2

Seite: 168

Stb.-Kopfbalken (Biegenachweis für Kopfbalken)

System

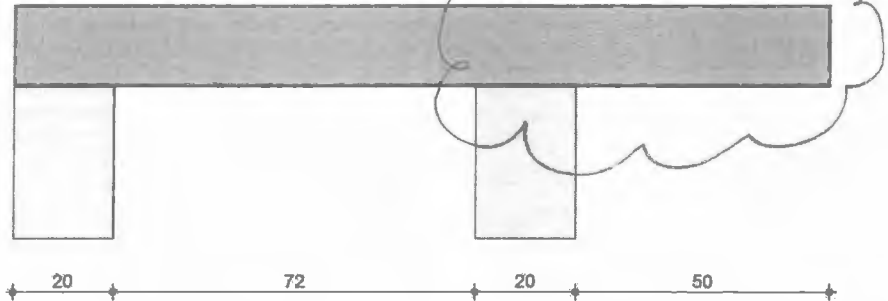
Einfeldträger mit Auskrantung
System

M 1:15



M 1:15

Ansicht



Abmessungen
Mat./Querschnitt

Feld	l [m]	Material	b/h [cm]
1	0.90	C 30/37 LP	100.0/16.0
Kr	0.60		

Auflager

Lager	x [m]	b [cm]	Art	$K_{T,z}$ [kN/m]
A	0.00	20.0	Beton	fest
B	0.90	20.0	Beton	fest

Belastungen

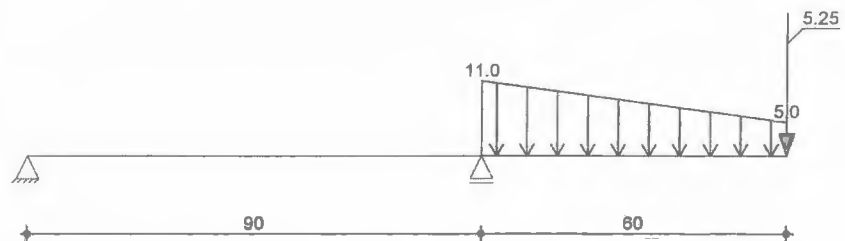
Belastungen auf das System

Grafik

Belastungsgrafiken (Einwirkungsbezogen)

Einwirkung

wk



Streckenlasten
in z-Richtung

Trapezlasten
Feld Komm.

Einw. wk

	a [m]	s [m]	q_{1i} [kN/m]	q_{re} [kN/m]
Kr	0.00	0.60	11.00	5.00

Punktlasten
in z-Richtung

Einzellasten
Feld Komm.

Einw. wk

	a [m]	F_z [kN]
Kr	0.60	5.25

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Projekt:

Pos.: 1.9.2

Seite: 169

Kombinationen

Grundkombination E_d

gemäß DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1990

$$E_k = \sum (\gamma_{\psi} * \psi * E_W \text{ (Felder: 1, \dots, n)})$$

$$1 = 1.50 * w_k$$

$$(2)$$

Bem.-schnittgrößen

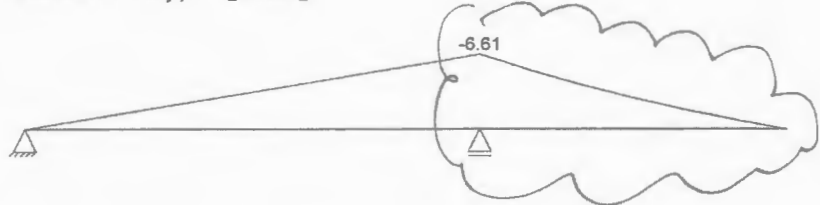
Bemessungsschnittgrößen

Grafik

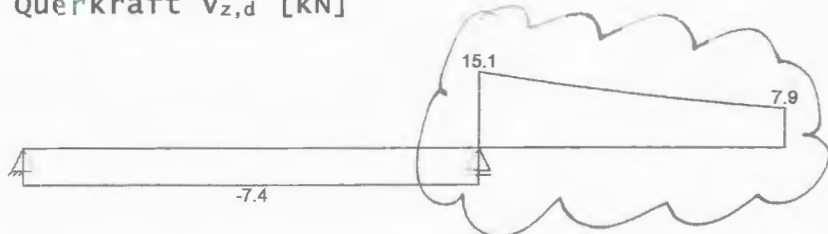
Schnittgrößen (Umhüllende)

Kombinationen

Moment $M_{y,d}$ [kNm]



Querkraft $V_{z,d}$ [kN]



Mat./Querschnitt

Material- und Querschnittswerte nach DIN EN 1992-1-1:2011-01

Expositionsklassen
Abs. 4.2, 4.4

Expositionsklassen

Kante
oben

K1 Kommentar

XC1 trocken oder ständig nass
XD3 wechselnd nass und trocken
XS3 Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche
XA3 Chemisch stark angreifende Umgebung

unten

WA Häufig oder längere Zeit feuchter Beton mit Alkalizufuhr von außen
XC1 trocken oder ständig nass
XD3 wechselnd nass und trocken
XS3 Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche
XA3 Chemisch stark angreifende Umgebung
WA Häufig oder längere Zeit feuchter Beton mit Alkalizufuhr von außen

seitlich

Bewehrungsanordnung Achsabstände, Betondeckungen

	$c_{min,o}$ [mm]	$\Delta c_{dev,o}$ [mm]	d'_{o} [mm]	$c_{min,u}$ [mm]	$\Delta c_{dev,u}$ [mm]	d'_{u} [mm]	$c_{min,s}$ [mm]	$\Delta c_{dev,s}$ [mm]
Feld 1	40	15	61	40	15	61	40	15
Kragarm rechts	40	15	61	40	15	61	40	15

Bemessung (GZT)

für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1:2011-01

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Projekt:

Pos.: 1.9.2

Seite: 120

Biegung

Abs. 6.1

Bemessung für Biegebeanspruchung

	x	Ek	Myd,o Myd,u	x/d _o x/d _u	Z _o Z _u	A _{s,o} A _{s,u}	A _{s,o,erf} A _{s,u,erf}
	[m]		[kNm]		[cm]	[cm ²]	[cm ²]
Feld 1	(L = 0.90 m)						
	0.00	1	-	0.003	9.9	-	0.18 _q
	0.08 _a	1	-0.59	0.017	9.8	0.13	0.18 _q
	0.55	1	-4.06	0.049	9.7	0.92	0.92
	0.80 _a	1	-5.88	0.061	9.7	1.33	1.33
	0.90	1	-5.53	0.059	9.7	1.25	1.25

Kragarm rechts

	(L = 0.60 m)						
	0.00	1	-5.53	0.059	9.7	1.25	1.25
	0.06	1	-5.32	0.057	9.7	1.20	1.20
	0.10 _a	1	-5.19	0.057	9.7	1.17	1.17
	0.60	1	-	0.003	9.9	-	-

a : Auflagerend
q : aus VED im Endauflager nach Abs. 9.2.1.4(2)

Querkraft

Abs. 6.2

Bemessung für Querkraftbeanspruchung

Feld 1

	x	Ek	V _{Ed}	θ	V _{Rd,max}	V _{Rd,c}	a _{sw,erf}
	[m]		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[cm ² /m]
Feld 1	(L = 0.90 m)						
	0.00	1	7.35	18.4	75.74	-	-
	0.08 _a	1	7.35	18.4	75.74	53.68	-
	0.18	1	7.35	18.4	75.74	53.68	-
	0.70 _v	1	7.35	18.4	75.74	53.68	-
	0.80 _a	1	7.35	18.4	75.74	-	-
	0.90	1	7.35	18.4	75.74	-	-
	(L = 0.60 m)						
	0.00	1	12.09 _R	18.4	75.74	-	-
	0.10 _a	1	12.09 _R	18.4	75.74	-	-
	0.20 _v	1	12.09	18.4	75.74	53.68	-
	0.60	1	7.88	18.4	75.74	53.68	-

a : Auflagerend
v : Abstand d vom Auflagerend
R : Querkraft reduziert

Hinweis

An folgendem Auflager erfolgt die Querkraftbemessung abweichend zu DIN EN 1992-1-1, 6.2.1(8) nicht im Abstand d vom Auflagerend:

Lager Seite Grund

A rechts Querkraft wirkt am Auflager abhebend

Bewehrungswahl

untere
Längsbewehrung

Feld	gew.	A _s	a	l	l _{bd,l}	l _{bd,r}	Lage
		[cm ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	
1	GB 2012	2.26	-0.01	1.63	0.09	0.12 _h	1

(Längen inkl. Verankerungslängen, ohne Stöße)
h: gesonderte Verankerungsform erforderlich

obere
Längsbewehrung

Aufl.	gew.	A _s	a	l	l _{bd,l}	l _{bd,r}	Lage
		[cm ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	
A	GB 2012	2.26	-0.04	1.66	0.12	0.12 _h	1

Projekt:

Pos.: 1.9.2

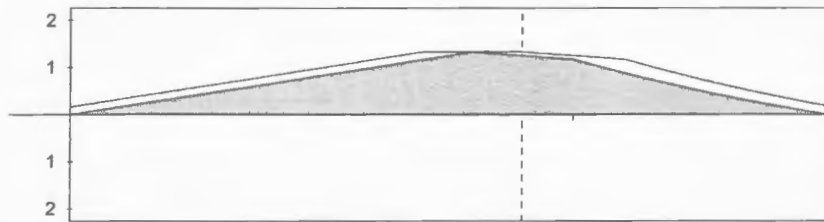
Seite: 17

(Längen inkl. Verankerungslängen, ohne Stöße)
h: gesonderte Verankerungsform erforderlich

Längsbewehrung
M 1:15

AS

[cm²]



— erf. Längsbewehrung / Zugkraftdeckungsline
- - - - - verl. Feldbewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.4(1)
— vorhandene Längsbewehrung

Querkraftbewehrung Es ist keine rechnerische Querkraftbewehrung erforderlich.

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte Träger

Char. Auflagerkr.

charakteristische Auflagerkräfte (je Einwirkung)
Aufl.

Einw. wk

A
B

$F_{z,k,min}$
[kN]
-4.90
0.00

$F_{z,k,max}$
[kN]
0.00
14.95

Verbindungsanlw:

$$F_d = 1,5 \cdot 4,9 \text{ kN} \leq 7,5 \text{ kN}$$

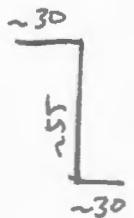
$$erf. A_s = 7,5 / 43,5 = 0,17 \text{ cm}^2$$

→ gew. 1 Ø 12 mm

$$vorh. A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

→ Verbindungsanlw ic 1,70 m

Form:



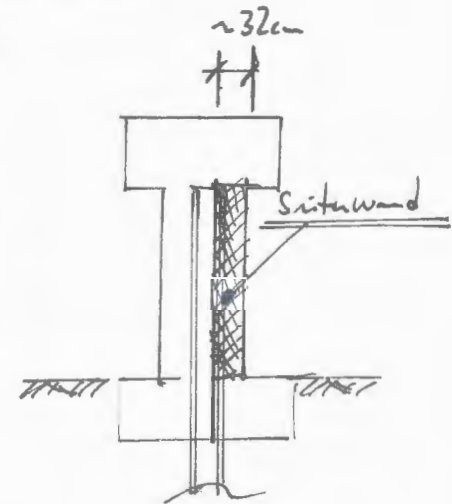
Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos.: 1.9.2

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

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: **C30/37** (LP)
Betonstahl: **B500**
Betondeckung: $c_v = 6,7$ cm
Bauteildicke: $h = 32,0$ cm
Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq 0,25$ mm
Annahme der Betonzugfestigkeit: **100%** f_{ctm}
Nachweis nach der WU- Richtlinie: **nein**



Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons:
Zugfestigkeit des Betons:
Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse:
Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone: (zentrischer Zwang)
Faktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung:
Betonquerschnitt:
Wirkungsbereich der Bewehrung:

$f_{ck} = 30,0$ MN/m²
 $f_{ctm} = 2,90$ MN/m²
 $f_{ct,eff} = 2,90$ MN/m²
 $k_c = 1,00$
 $k = 0,78$
 $A_{ct} = 3200,0$ cm²
 $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

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

Mindestbewehrung:

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

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
[mm]	[cm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[cm ²]	GL A [cm ²]	GL B [cm ²]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
6	25,0	6,00	381	4,6	32,0	3200	24,37	19,01	19,01	9,50
7	25,0	7,00	353	4,5	32,0	3200	26,32	20,53	20,53	10,27
8	24,9	8,00	330	4,5	32,0	3200	28,14	21,95	21,95	10,97
9	24,9	9,00	311	4,5	32,0	3200	29,85	23,28	23,28	11,64
10	24,8	10,00	295	4,4	32,0	3200	31,46	24,54	24,54	12,27
12	24,7	12,00	269	4,4	32,0	3200	34,47	26,88	26,88	13,44
14	24,6	14,00	249	4,3	32,0	3200	37,23	29,04	29,04	14,52
16	24,5	16,00	233	4,3	32,0	3200	39,80	31,04	31,04	15,52
20	24,3	20,00	209	4,2	32,0	3200	44,49	34,71	34,71	17,35
25	24,1	25,00	187	4,0	32,0	3200	49,75	38,80	38,80	19,40

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

GL. B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

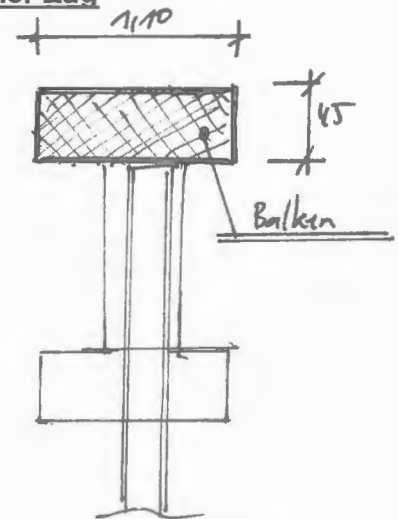
Pos.: 1.9.2

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

Zwangseinwirkung - Zentrischer Zug

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: C30/37 (LP)
Betonstahl: B500
Betondeckung: $c_v = 6,7$ cm
Bauteildicke: $h = 45,0$ cm
Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq 0,25$ mm
Annahme der Betonzugfestigkeit: 100% f_{ctm}
Nachweis nach der WU- Richtlinie: nein



Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons:

$f_{ck} = 30,0$ MN/m²

Zugfestigkeit des Betons:

$f_{ctm} = 2,90$ MN/m²

Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse:

$f_{ct,eff} = 2,90$ MN/m²

Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone:

(zentrischer Zwang)

$k_c = 1,00$

Faktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung:

$k = 0,71$

Betonquerschnitt:

$A_{ct} = 4500,0$ cm²

Wirkungsbereich der Bewehrung:

$A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

Statische Höhe:

$d = h - d_1 - d_s/2$

Grenzdurchmesser:

$\phi_s^* = \phi_s \cdot 2,9 / f_{ct,eff}$

Zulässige Stahlspannung:

$\sigma_s = \sqrt{w_k \cdot 3,48 \cdot 10^6 / \phi_s^*}$

Wirkungsbereich der Bewehrung:

h_{eff} und $A_{c,eff}$ nach Bild 7.1DE

Mindestbewehrung:

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

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	38,0	6,00	381	6,4	37,0	3700	28,18	24,33	24,33	12,17
7	38,0	7,00	353	6,4	37,2	3720	30,60	26,28	26,28	13,14
8	37,9	8,00	330	6,3	37,4	3740	32,89	28,10	28,10	14,05
9	37,9	9,00	311	6,3	37,6	3760	35,07	29,80	29,80	14,90
10	37,8	10,00	295	6,3	37,8	3780	37,16	31,41	31,41	15,71
12	37,7	12,00	269	6,2	38,2	3820	41,14	34,41	34,41	17,21
14	37,6	14,00	249	6,1	38,6	3860	44,90	37,17	37,17	18,58
16	37,5	16,00	233	6,0	39,0	3900	48,50	39,73	39,73	19,87
20	37,3	20,00	209	5,8	39,8	3980	55,34	44,42	44,42	22,21
25	37,1	25,00	187	5,7	40,8	4080	63,43	49,67	49,67	24,83

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

GL B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Pos. 1.9.3

Mobile Hochwasserschutzwand (vor dem Krankenhaus)

Vorbemerkungen:

Im Bereich Bau-km 0+429 bis 0+460 muss eine mobile HWS-Wand realisiert werden. Die Anstauhöhe beträgt hierbei ca. 1,65m gemessen ab OK Stb.-Betonbalken.

Systembauteile:

Dambalken: DBAL 100x150-2,5 oder DBAL 100x200-2,5
 Mittelstütze: MS 100L-T51-1745 oder größer
 Ankerplatte: AP100L-T50 Montage in Erstbeton

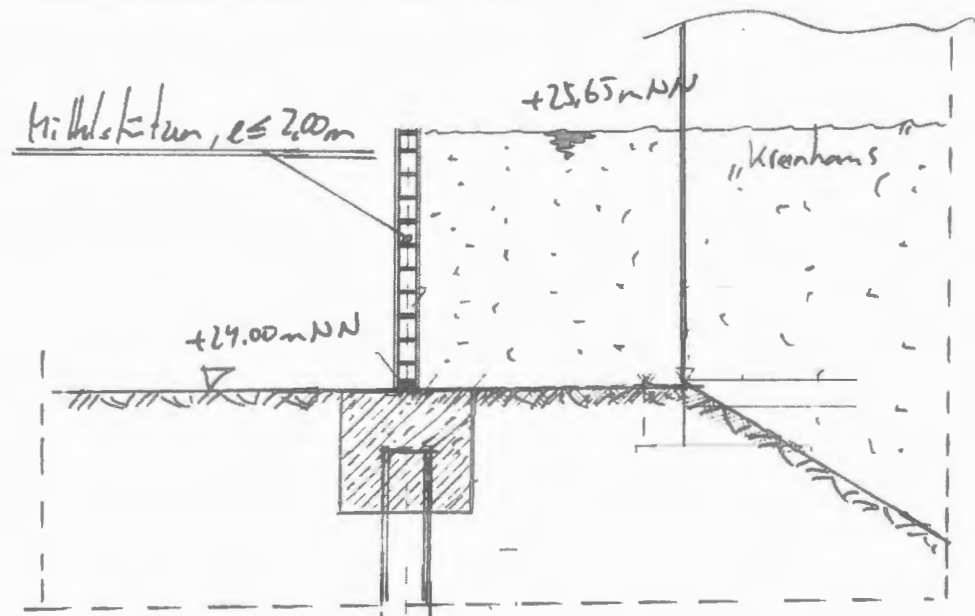
Details zu den Systembauteilen können der Pos. 1.6.1 entnommen werden!

Nachweise:

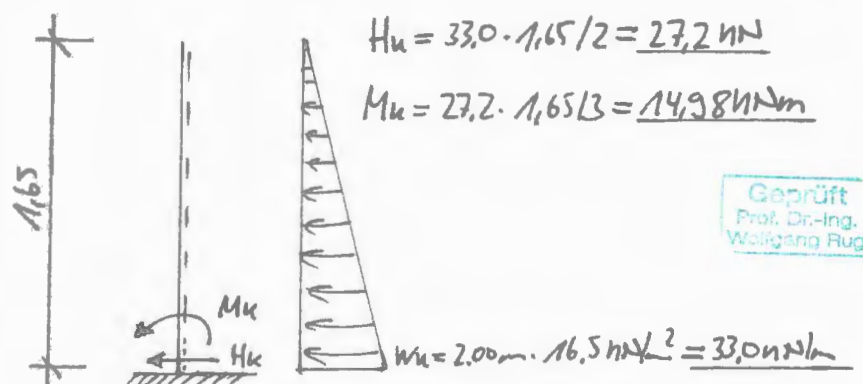
Nachfolgend wird lediglich eine Schnittgrößenermittlung für die Mittelstütze durchgeführt, so dass die Anschlusskräfte für die Betonbauteile bekannt sind (siehe nachfolgende Seiten). Hierbei wird ein Stützenabstand von $e \leq 2,00\text{m}$ angenommen!

Statische Nachweis für die o.g. Bauteile erfolgen im Zuge der Ausführungsplanung durch Lieferfirma!

Schnitt:



Anschlusskräfte:



Pos. 1.9.4

Stb.-Kopfbalken, b/h = 76/85cm

Vorbemerkungen:

Der Stb.-Kopfbalken ist nicht überfahrbar. Aufgrund der Nähe zum Deichverteidungsweg und seiner Geometrie wird jedoch für die Bemessung des Stb.-Holms angenommen, dass ein Radlast ($Q_k=100\text{kN}$) für einen SLW60 am Rand des Kopfbalkens steht (Nachweis Schneidenlagerung).

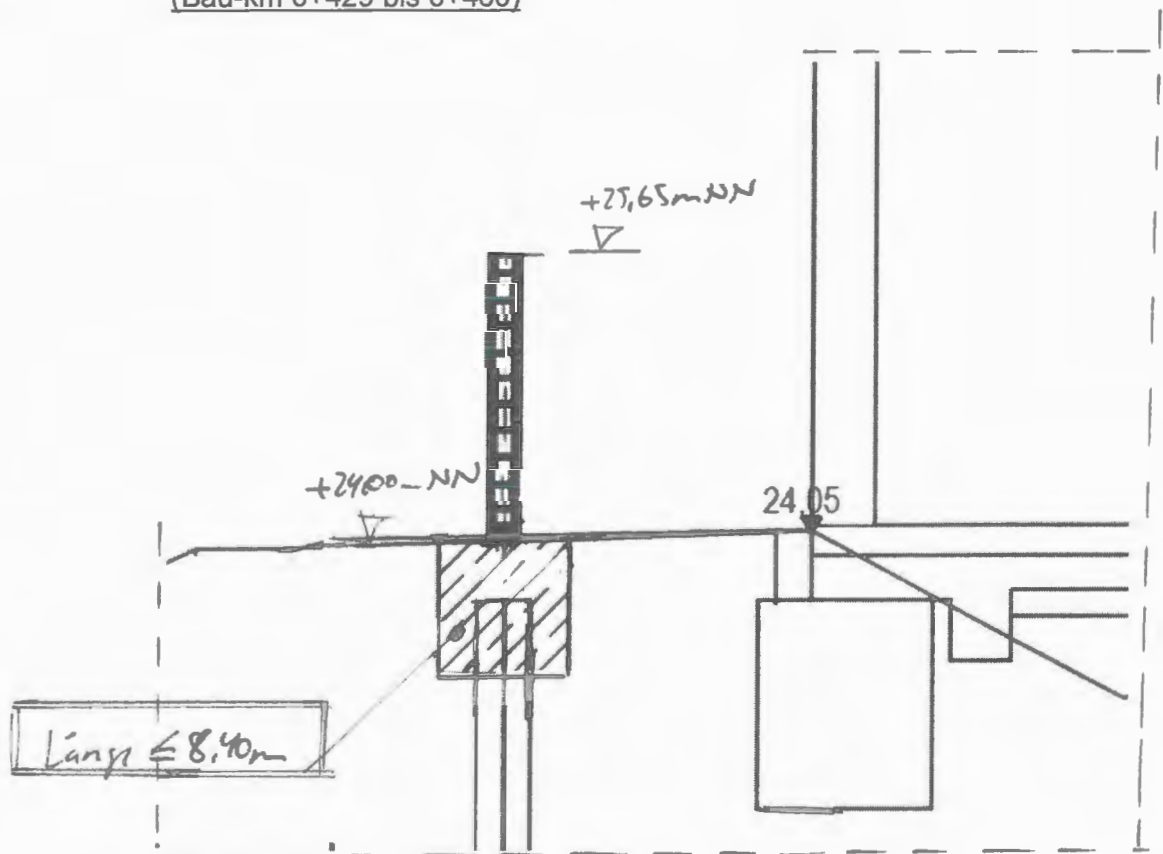
Der Kopfbalken trägt seine vertikalen Lasten über die Spundwände in den Baugrund ab.

Mat./Querschnitt:

Abmessungen: b/h = 76/85cm
Beton: C30/37 (LP)
Rissbreite: $w_k \leq 0,25\text{mm}$
Betonstahl: B500B
Expositionsklassen: XD3, XS3, XA3, WA
Betondeckung: 5,5 cm

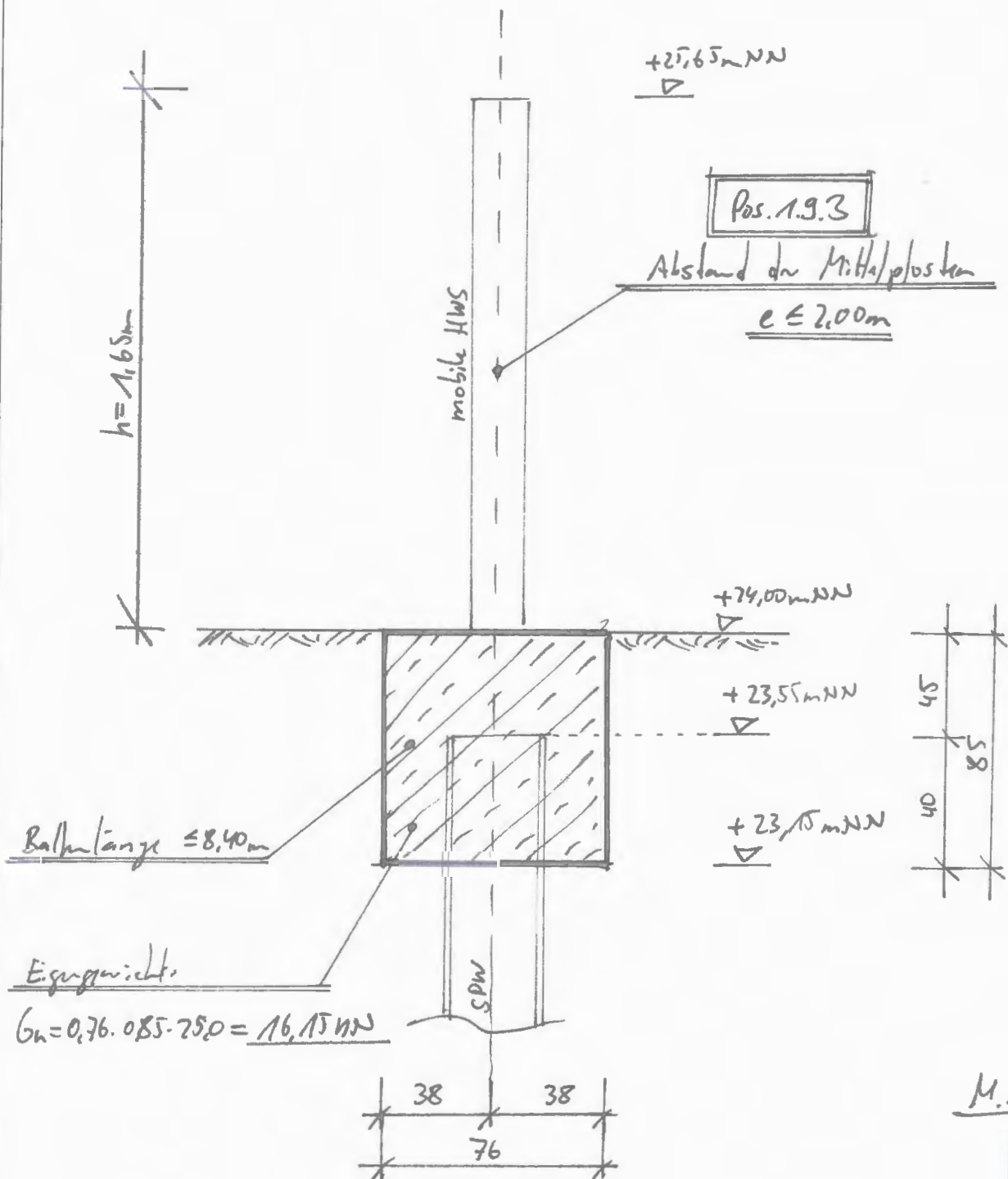
Schnitt:

(Bau-km 0+429 bis 0+460)



Rissnachweis: siehe EDV-Ausdruck

Schneidenlagerung: siehe EDV-Ausdruck

Prinzipskizze:Abschnitt 0+429 bis 0+460

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rugl

Projekt: 17014

Pos.: 1.9.4

Seite: 177

Pos.: 1.9.4

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

Zwangseinwirkung - Zentrischer Zug

Eingabeparameter:

Betonfestigkeit: C30/37 (LP)
Betonstahl: B500
Betondeckung: $c_v = 6,7$ cm
Bauteildicke: $h = 80,0$ cm
Rechenwert der Rissbreite: $w_k \leq 0,25$ mm
Annahme der Betonzugfestigkeit: 70% f_{ctm}
Nachweis nach der WU-Richtlinie: nein

Rechenparameter:

Druckfestigkeit des Betons: $f_{ck} = 30,0$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons: $f_{ctm} = 2,90$ MN/m²
Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse: $f_{ct,eff} = 2,03$ 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: $A_{ct} = 8000,0$ cm²
Wirkungsbereich der Bewehrung: $A_{c,eff} =$ siehe unten

Nachweis der Rissbreite für verschiedene Durchmesser:

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

Mindestbewehrung:

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

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	73,0	8,57	319	11,4	44,0	4400	28,04	25,49	25,49	12,74
7	73,0	10,00	295	11,3	44,2	4420	30,42	27,53	27,53	13,76
8	72,9	11,43	276	11,3	44,4	4440	32,67	29,43	29,43	14,72
9	72,9	12,86	260	11,2	44,6	4460	34,81	31,22	31,22	15,61
10	72,8	14,29	247	11,1	44,8	4480	36,85	32,90	32,90	16,45
12	72,7	17,14	225	11,0	45,2	4520	40,73	36,04	36,04	18,02
14	72,6	20,00	209	10,8	45,6	4560	44,38	38,93	38,93	19,47
16	72,5	22,86	195	10,7	46,0	4600	47,86	41,62	41,62	20,81
20	72,3	28,57	174	10,4	46,8	4680	54,44	46,53	46,53	23,27
25	72,1	35,71	156	10,1	47,8	4780	62,17	52,03	52,03	26,01

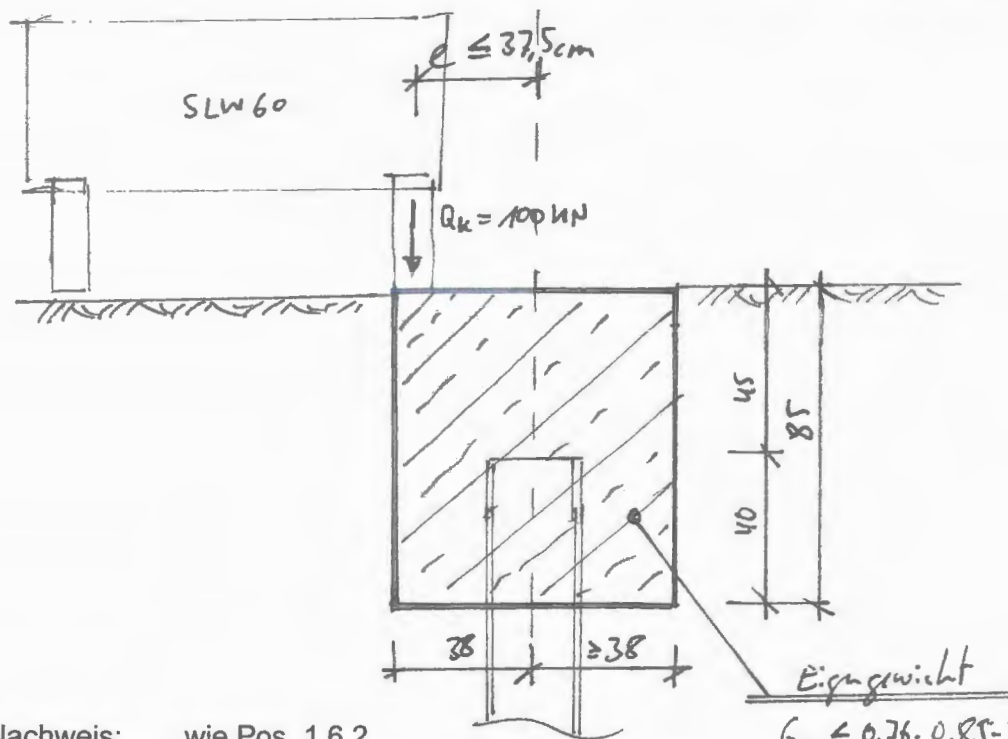
GL A: Mit Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung, z.B. bei dicken Bauteilen

GL B: Ohne Berücksichtigung des Wirkungsbereichs der Bewehrung

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Gewählte Bewehrung: Ø 14 mm, s = 7,5 cm # mit vorh. A_s = 70,53 cm²/m

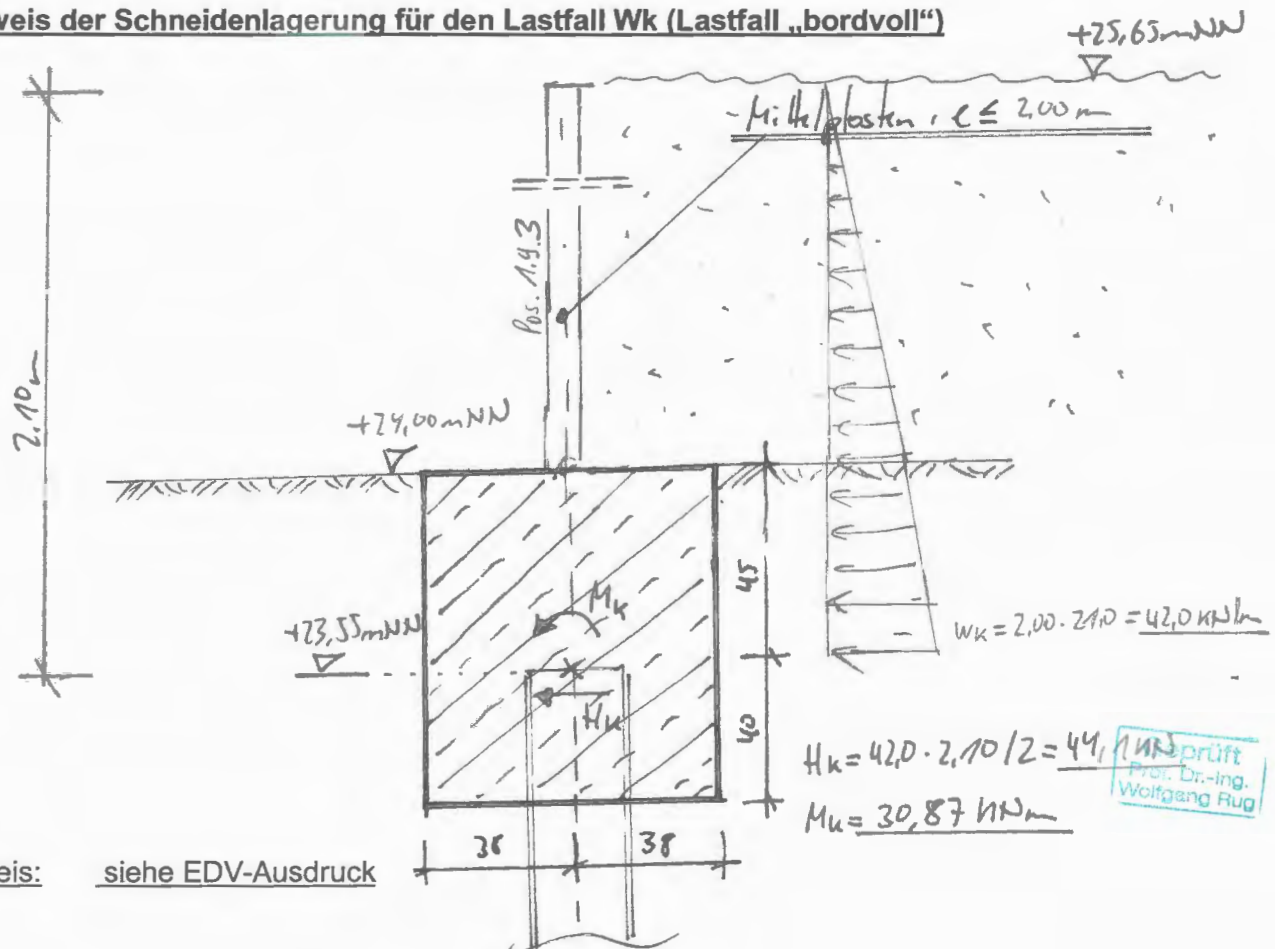
Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Qk1 (Radlast am Rand)



Nachweis: wie Pos. 1.6.2

$$G_k \leq 0,76 \cdot 0,85 \cdot 25,0 \leq 16,2 \text{ kN/m}$$

Nachweis der Schneidenlagerung für den Lastfall Wk (Lastfall „bordvoll“)



Nachweis: siehe EDV-Ausdruck

1.9.3
 Prüft
 Prof. Dr.-Ing.
 Wolfgang Rug

Systemdaten

Spundwandprofil

Profiltyp	GU
Profil	GU 8S

Querschnittswerte

Querschnittswerte	
B [mm]	600
h_p [mm]	313
A [cm ² /m]	107,8
t_f [mm]	8,0
t_w [mm]	7,5
W [cm ³ /m]	820

Bemessungskennwerte

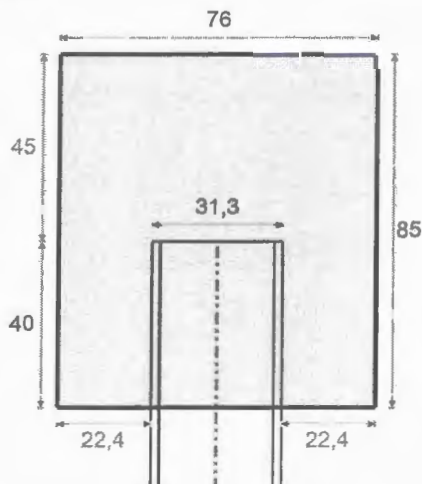
Ohne Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren nach Anl. 1 der AbZ.

Bemessungskennwerte	
$F_{Rd,m}$ [kN/m]	1283,0
$M_{RD,S}$ [kNm/m]	48,6
$M_{RD,K}$ [kNm/m]	26,6
$H_{RD,K}$ [kN/m]	222,0
k_{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
k_{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
k_{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k_{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
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

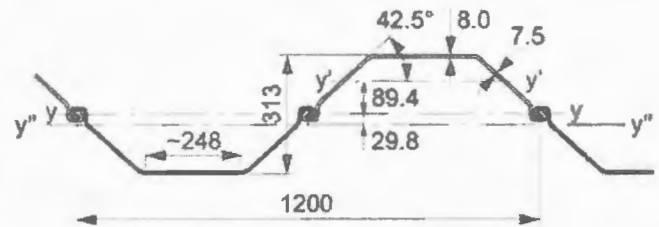
Systemdaten

Systemdaten	
System	mit Konsoleneinspannung
b [cm]	76
h [cm]	85
L_E [cm]	40

Querschnitt



-179-



Bemessungskennwerte (modifiziert)

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

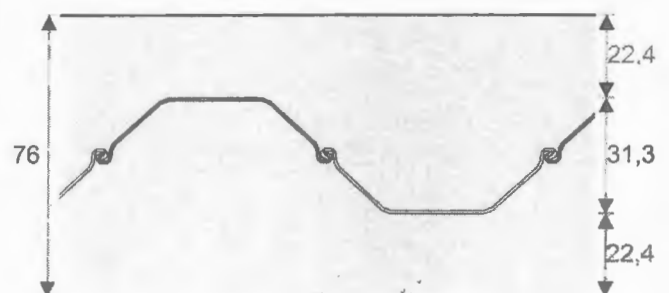
Bemessungskennwerte (modifiziert)	
$F_{Rd,m}$ [kN/m]	1283,0
$M_{RD,S}$ [kNm/m]	48,6
$M_{RD,K}$ [kNm/m]	53,2
$H_{RD,K}$ [kN/m]	222,0
k_{LF} [cm ² /(MN/m)]	5,05
k_{QF} [(cm ² /m)/(MN/m)]	9,72
k_{QH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,023
k_{QM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,101
k_{QK} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,115
k_{BH} [(cm ² /m)/(kN/m)]	0,013
k_{BM} [(cm ² /m)/(kNm/m)]	0,252

Beton

Beton	
Betonfestigkeit	C35/45
f_{ck} [N/mm ²]	35
Betondeckung c_{nom} [mm]	55
Expositionsklasse	XC4 / XD3 / XS3 / XF3

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

Draufsicht



Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Belastung

Ständige Lasten

Ständige Vertikallasten

	Belastung	G kN/m	e _x cm
EG		16,2	0

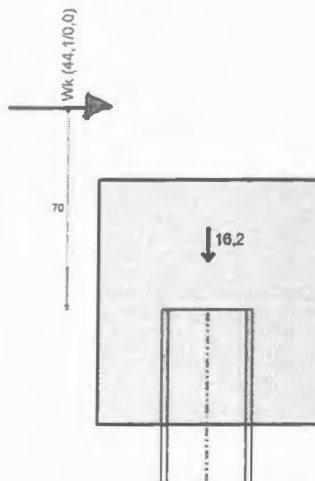
Das Eigengewicht des Balkens wird automatisch mit $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ im Lastfall EG berücksichtigt.

Veränderliche Lasten

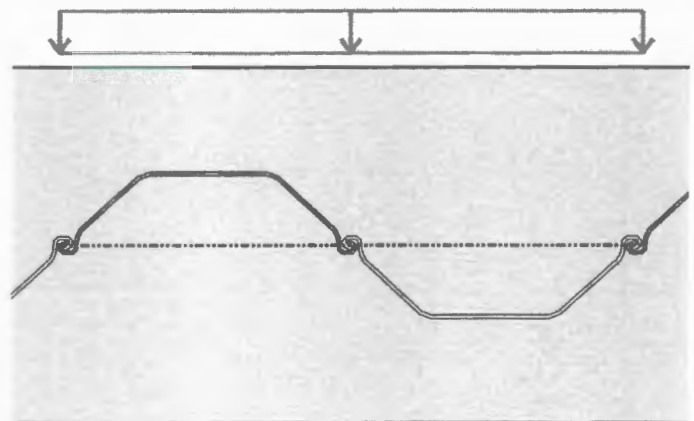
Veränderliche Horizontallasten

	Belastung	Q kN/m	e _y cm	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Wk		44,1	70	0,0	0,0	0,0

Querschnitt



Draufsicht



Nachweise

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

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,S} = 48,6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,K} = 53,2 \text{ kNm/m}$$

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

Nachweis der Tragfähigkeit (gem. Abschnitt 3.2.1 der AbZ)

$$F_d = 21,8 \text{ kN/m (0002 } 1.35 * \text{ EG)}$$

$$F_{Rd,m} = 1283,0 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 66,2 \text{ kN/m (0003 } 1.0 * \text{ EG } + 1.5 * \text{ Wk)}$$

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

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	16,2	0,0	52,5	1,2	53,8	0,00
0002	21,8	0,0	52,3	1,7	53,9	0,00
0003	16,2	46,3	52,5	1,2	53,8	0,86
0004	21,8	46,3	52,3	1,7	53,9	0,86

Nachweisergebnisse

Tragfähigkeitsnachweis

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

$$21,80 \leq 1283,00$$

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

$$66,15 \leq 222,00$$

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

$$46,31 \leq 53,75$$

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

Bewehrungsmengen

Hauptbewehrung

Erforderliche Bügelbewehrung Pos. 1 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.2 der AbZ)

12,22 cm²/m 1-schnittig

Erforderliche Spaltzugbewehrung quer Pos. 2 [cm²/m] (gem. Abschnitt 3.3.3.3 der AbZ)

7,04 cm²/m

Erforderliche Spaltzugbewehrung längs Pos. 3 [cm²] (gem. Abschnitt 3.3.3.4 der AbZ)

Mindestbewehrung 3 Ø 10mm, entspricht 2,36 cm²

Konstruktive Bewehrung

Erforderliche Randlängsbewehrung Pos. 4 (gem. Abschnitt 3.3.3.5 der AbZ)

Mindestbewehrung Ø 10mm, $s \leq 15\text{cm}$, mindestens 3 Stäbe je Balkenseite und 5 Stäbe an Balkenoberseite

Erforderliche Konsollängsbewehrung Pos. 5 (gem. Abschnitt 3.3.3.6 der AbZ)

Mindestbewehrung 2 x Ø 10mm je Konsolenseite

Hinweis

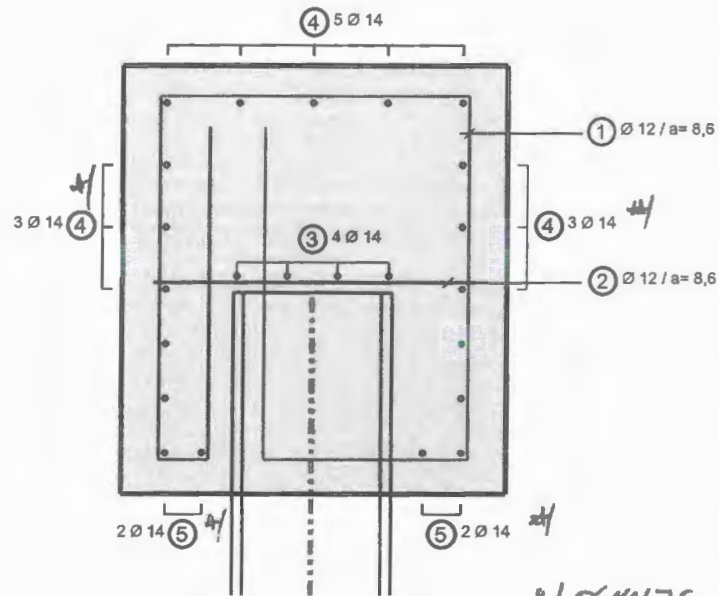
**Die Vorgaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-15.6-235
sind zu beachten.**

Bewehrungswahl

	erforderliche Bewehrung	gewählte Bewehrung	gewählt [cm ² /m], [cm ²]	[kg/m]
Pos. 1 [cm ² /m]	12,22	Ø12/8,6 X	13,15	40,0
Pos. 2 [cm ² /m]	7,04	Ø12/8,6 X	13,15	7,4
Pos. 3 [cm ²]	2,36	4 Ø 14	6,16	4,8
Pos. 4 [cm ²]	konstruktiv	11 Ø 14	16,93	13,3
Pos. 5 [cm ²]	konstruktiv	4 Ø 14	6,16	4,8

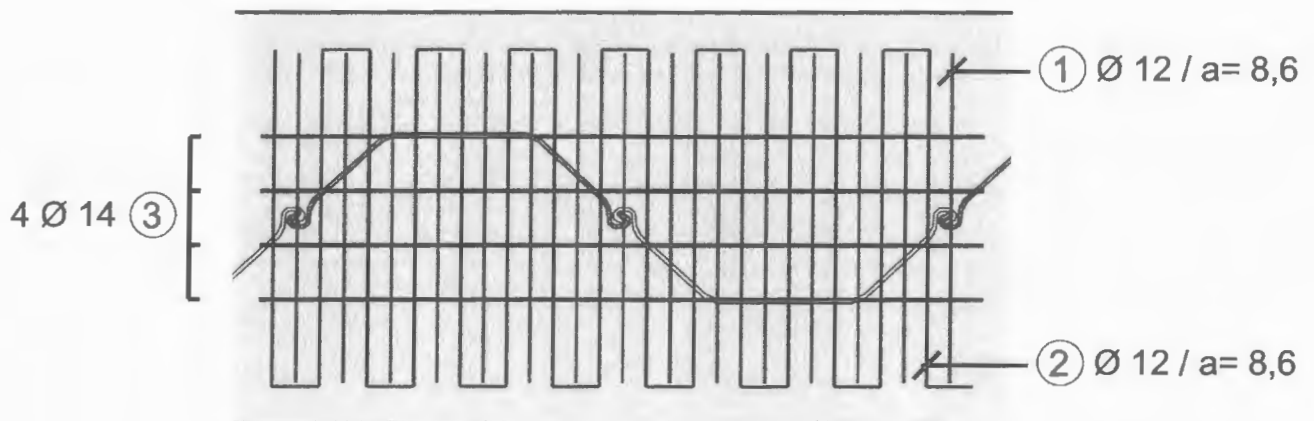
Hinweis: Bei der Berechnung der Massen wurden für die in Längsrichtung verlaufenden Positionen noch keine Zuschläge für Übergreifungen berücksichtigt.

Bewehrungsquerschnitt



Bewehrungsdraufsicht

4/ Ø14/7,5mm
↳ aus Rissbreite nachweis!



Lundberg, 22.01.2018

ANLAGEN

zur Pos. 1.1

1. Berechnungsprotokoll der Spundwandbemessung für Lastfall LF4

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug



Spundwand

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

0+110 LF4

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 25.65 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 24.50 m

Grundwasserstand (rechts) = 25.65 m

Grundwasserstand (links) = 23.00 m

Teilsicherheiten

BS: DIN 1054: BS-A

$\gamma_G = 1.10$

$\gamma_Q = 1.10$

$\gamma_{Ep} = 1.20$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)

Horizontalkräfte (nach rechts positiv)

Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe	M,g,k	M,q,k	H,g,k	H,q,k	V,g,k	V,q,k
[-]	[m]	[kN·m/m]	[kN·m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	24.65	0.00	0.00	0.00	0.00	16.20	66.60

Art des Fußlagers:

Profillänge automatisch

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:

$E_{ph,d} = 67.71 \text{ kN/m}$ ($E_{pv,d} = -12.83 \text{ kN/m}$)

Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = $B_{h,d} / E_{ph,d} = 1.000$

$B_{h(g+q),d} = 67.71 \text{ kN/m}$

$B_{h,g,d} = 67.71 \text{ kN/m}$

$B_{h,q,d} = 0.00 \text{ kN/m}$

$B_{h,w,d} = 63.79 \text{ kN/m}$

Ersatzkräfte C_h (Blum)

$C_{h,k} = 27.06 \text{ kN/m}$

$C_{h,g,k} = 27.06 \text{ kN/m}$

$C_{h,q,k} = 0.00 \text{ kN/m}$

$C_{h,w,k} = 26.71 \text{ kN/m}$

Bodenkennwerte

Schicht	UK	γ_x	γ'_x	φ_k	$c(pas),k$	$c(akt),k$	$d(p)/\varphi$	$d(a)/\varphi$	q_c	$c_{u,k}$
[-]	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[-]	[MN/m²]	[kN/m²]
1	24.65	0.00	0.00	32.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00
2	22.37	18.00	10.00	32.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00
3	18.50	19.00	11.00	35.00	0.00	0.00	-0.330	0.330	7.50	10.00
4	17.70	14.00	4.00	17.50	7.50	7.50	-0.330	0.330	0.00	0.00
5	0.00	19.00	11.00	37.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$

Ersatzerddruck-Beiwert kah wird angewendet, wenn Kohäsion ≤ 0.0 .

Ersatzerddruck-Beiwert kah wird nur auf ständige Lasten angewendet.

bestimmt nach: DIN 4085

Schicht UK k_{agh} k_{ach} φ_k δ θ $k_{agh}(40^\circ)$

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	24.65	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
2	22.37	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
3	18.50	0.246	0.930	35.000	11.55	60.59	0.197
4	17.70	0.502	1.360	17.500	5.78	50.84	0.197
5	0.00	0.220	0.878	37.500	12.38	61.98	0.197

Aktive Erddruckkoordinaten ([g+q],k)

von [m]	bis [m]	oben [kN/m²]	unten [kN/m²]	Wasserdruck oben[kN/m²]	Wasserdruck unten[kN/m²]
25.650	24.650	0.000	0.000	0.00	10.00
24.650	24.500	0.000	0.411	10.00	11.50
24.500	24.450	0.411	0.547	11.50	12.00
24.450	23.700	0.547	2.601	12.00	19.50
23.700	23.650	2.601	2.737	19.50	20.00
23.650	23.100	2.737	4.243	20.00	25.50
23.100	23.000	4.243	4.517	25.50	26.50
23.000	22.370	4.517	6.241	26.50	26.50
22.370	18.500	5.606	16.074	26.50	26.50
18.500	17.700	22.638	24.245	26.50	26.50
17.700	0.000	15.105	57.995	26.50	26.50

Passive Erddruckbewerte

bestimmt nach: DIN 4085:2011

Schicht [-]	UK [m]	k _{pgh} [-]	k _{pch} [-]	φ _k [°]	δ [°]	θ [°]
2	22.37	4.606	4.916	32.500	-10.73	22.00
3	18.50	5.372	5.411	35.000	-11.55	20.50
4	17.70	2.062	3.003	17.500	-5.78	30.84
5	0.00	6.305	5.980	37.500	-12.38	18.99

Passive Erddruckkoordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.20

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von [m]	bis [m]	oben [kN/m²]	unten [kN/m²]
24.65	24.50	0.00	0.00
24.50	24.45	0.00	-3.45
24.45	23.70	-3.45	-55.28
23.70	23.65	-55.28	-58.73
23.65	23.10	-58.73	-96.74
23.10	23.00	-96.74	-103.65
23.00	22.37	-103.65	-127.83
22.37	18.50	-149.07	-339.64
18.50	17.70	-149.15	-154.65
17.70	0.00	-415.45	-1438.44

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.8	-5.5	-1.8
24.65	-91.9	-5.5	-1.8
24.50	-92.1	-7.3	-2.8
24.45	-92.1	-7.9	-3.2
23.70	-88.7	0.3	-8.0
23.65	-88.2	2.0	-7.9
23.10	-80.8	29.8	0.0

Schnittgrößen (g,d)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.8	-5.5	-1.8
24.65	-18.7	-5.5	-1.8
24.50	-18.8	-7.3	-2.8
24.45	-18.8	-7.9	-3.2
23.70	-15.5	0.3	-8.0
23.65	-15.0	2.0	-7.9
23.10	-7.6	29.8	0.0

Schnittgrößen ([g+q],k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.8	-5.0	-1.7
24.65	-83.6	-5.0	-1.7
24.50	-83.7	-6.6	-2.5
24.45	-83.7	-7.2	-2.9
23.70	-80.7	0.3	-7.3
23.65	-80.2	1.8	-7.2
23.10	-73.5	27.1	0.0

Schnittgrößen (g,k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.8	-5.0	-1.7
24.65	-17.0	-5.0	-1.7
24.50	-17.1	-6.6	-2.5
24.45	-17.1	-7.2	-2.9
23.70	-14.1	0.3	-7.3
23.65	-13.6	1.8	-7.2
23.10	-6.9	27.1	0.0

Schnittgrößen (q,k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-66.6	0.0	0.0
24.50	-66.6	0.0	0.0
24.45	-66.6	0.0	0.0
23.70	-66.6	0.0	0.0
23.65	-66.6	0.0	0.0
23.10	-66.6	0.0	0.0

Schnittgrößen (w,k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	0.0	-5.0	-1.7
24.50	0.0	-6.6	-2.5
24.45	0.0	-7.1	-2.9
23.70	3.7	0.3	-7.2
23.65	4.1	1.8	-7.1
23.10	11.2	26.7	0.0

Weggrößen ([g+q],k)

berechnet mit $EI = 2.419E+4 \text{ kN·m}^2/\text{m}$

Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w
[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]
25.65	-0.6	24.65	-0.3	24.50	-0.2	24.45	-0.2	23.70	0.0	23.65	0.0	23.10	0.0

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]

 $\phi_{i,[g+q],k} = 0.00000000$

Theoretischer Fußpunkt = 23.100 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max M,gq

 $M_{Ed} = 8.0 \text{ kN·m/m}$ $V_{Ed} = 0.3 \text{ kN/m}$ $N_{Ed} = -88.7 \text{ kN/m}$ (Druck)

Profil: Larssen 601 Stahlgüte: S 240 GP

 $b = 600.0 \text{ mm} / b_f = 249.0 \text{ mm}$ $t_f = 7.5 \text{ mm} / t_w = 6.4 \text{ mm} / A = 98.3 \text{ cm}^2/\text{m}$ $h = 310.0 \text{ mm} / \alpha = 42.5^\circ$ $W_{el} = 745.0 \text{ cm}^3/\text{m} / I = 11520.0 \text{ cm}^4/\text{m}$

U-Bohle ist eine Doppelbohle

 $\gamma_{M0} = 1.00 / \gamma_{M1} = 1.10$ $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_f / t_f / \varepsilon = 33.5$

Querschnittsklasse: 2

 $\beta_B = 1.000 / \beta_D = 1.000$

$f_{y,red} = 240.0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{c,Rd} = 178.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{pl,Rd} = 447.1 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.001$)
 $N_{pl,Rd} = 2359.2 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.038$)
 Querkraft-Interaktion
 $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$ keine Abm.
 Normalkraft-Interaktion
 keine Abm.
 Nachweis M_{Rd}
 $M_{c,Rd} = 178.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.045$
 Knicklänge = 3.96 m
 $N_{cr} = 15225.8 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} / N_{cr} = 0.006 \leq 0.04$
 $\rightarrow$ Kein Knicknachweis
 max $\mu = 0.045$

max $M_d = 8.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (Tiefe = 23.70 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = -88.7 \text{ kN/m}$; $Q_d = 0.3 \text{ kN/m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$

max $Q_d = 29.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (Tiefe = 23.10 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = -80.8 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$

max $N_d = 92.1 \text{ kN/m}$ (Tiefe = 24.45 m)
 Zugehörige Werte: $Q_d = -7.9 \text{ kN/m}$; $M_d = -3.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $w_k = 0.2 \text{ mm}$

max $w_k = 0.6 \text{ mm}$ (Tiefe = 25.65 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $Q_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Vergrößerung der Einbindetiefe um 20.00 %
 Einbindetiefe $t_g = 3.18 \text{ m}$
 Profillänge = 4.33 m
 Verlängerung (Summe V) = 1.50 m

Nachweis Summe V
 Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße nach unten gerichtet ist.
 Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands
 Bedingung: $G_k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) \geq (B_{h,k} - 0.5 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_p)$
 $G_k = 2.18 \text{ kN/m}$
 $P_{v,k} = 16.20 \text{ kN/m}$
 $E_{av,k} = 0.62 \text{ kN/m}$ ($E_{ah,k} = 3.29 \text{ kN/m}$)
 $C_{h,k} = 27.06 \text{ kN/m}$
 $B_{v,k} = -11.91 \text{ kN/m}$
 $\delta_p [^\circ] = -10.7$
 $\delta_c [^\circ] = 10.8$
 Summe $V_k = 12.25 \text{ kN/m}$ (Druck)

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit (Eigene Erfahrungswerte)

Verfahren 1: EAU Bild E 4-3 (links)

Profil: Larssen 601

$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_B) / \gamma_{Ep}$
 $R_{Bv,d} = (62.86 - 1/2 \cdot 27.06) \cdot \tan(32.5^\circ) / 1.20 = 26.19 \text{ kN/m}$
 $R_{Cv,d} = 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) / \gamma_{Ep}$
 $R_{Cv,d} = 1/2 \cdot 27.06 \cdot \tan(21.6^\circ) / 1.20 = 4.47 \text{ kN/m}$

$\times$ Spitzendruck
 $q_{b,k} = 7.50 \text{ MN/m}^2$

$R_{b,d} = A \cdot q_{b,k} / \gamma_{qb,k} = 0.0098 \cdot 7.50 \cdot 1000 / 1.40 = 52.66 \text{ kN/m}$

Mantelreibung

von	bis	$q_{s,k} [\text{kN/m}^2]$	Bezeichnung
24.50	22.37	0.00	Modellschicht 1
22.37	21.32	10.00	Modellschicht 2

Mantelfläche ab 22.82 m = $2.360 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s2,d}$

Profilverlängerung = 1.50 m $\Rightarrow R_{s2,d}$

$R_{s2,d} = R_{s2,k} / \gamma_{qs,k} = 24.78 / 1.40 = 17.70 \text{ kN/m}$

$R_d = R_{Bv,d} + R_{Cv,d} + R_{b,d} + R_{s2,d} = 101.02 \text{ kN/m}$

Einwirkungen

$V_d = G_d + E_{av,d} + P_{v,d} = 3.68 + 0.69 + 91.08 = 95.44 \text{ kN/m}$

$\Rightarrow \mu = V_d / R_d = 95.44 / 101.02 = 0.94$



ANLAGEN

zur Pos. 1.3

1. *Berechnungsprotokoll der Spundwandbemessung für Lastfall LF1*
2. *Berechnungsprotokoll der Spundwandbemessung für Lastfall LF2*
3. *Berechnungsprotokoll der Spundwandbemessung für Lastfall LF4*
4. *Sondernachweis für Lastfall 2 (abgerutschtes Erdkeil)*



Spundwand

=====

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

0+280_LF1

Indices:

d = Bemessungswert
k = charakteristisch
g = Ständig, einschließlich Wasserdruck
q = Veränderlich
g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck
w = Wasserdruck

Wandkopf = 25.65 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m
Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 23.99 m
Grundwasserstand (rechts) = 24.65 m
Grundwasserstand (links) = 23.00 m

Teilsicherheiten

BS: DIN 1054: BS-P
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{EP} = 1.40$
Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)
Horizontalkräfte (nach rechts positiv)
Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe	M,g,k	M,q,k	H,g,k	H,q,k	V,g,k	V,q,k
[-]	[m]	[kN·m/m]	[kN·m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	24.65	0.00	0.00	0.00	-20.00	0.00	0.00
2	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00

Art des Fußlagers:
Profillänge automatisch

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:
 $E_{ph,d} = 204.48 \text{ kN/m}$ ($E_{pv,d} = -39.80 \text{ kN/m}$)
Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = $B_{h,d} / E_{ph,d} = 1.000$
 $B_{h(g+q),d} = 204.48 \text{ kN/m}$
 $B_{h,g,d} = 103.23 \text{ kN/m}$
 $B_{h,q,d} = 101.25 \text{ kN/m}$
 $B_{h,w,d} = 88.09 \text{ kN/m}$

Ersatzkräfte C_h (Blum)

$C_{h,k} = 68.82 \text{ kN/m}$
 $C_{h,g,k} = 17.66 \text{ kN/m}$
 $C_{h,q,k} = 51.16 \text{ kN/m}$
 $C_{h,w,k} = 17.78 \text{ kN/m}$

Bodenkennwerte

Schicht	UK	γ_k	γ'_{k}	φ_k	$c(pas)_k$	$c(akt)_k$	$d(p)/\varphi$	$d(a)/\varphi$	q_c	$c_{u,k}$
[-]	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[-]	[MN/m²]	[kN/m²]
1	24.00	0.00	0.00	32.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00
2	21.70	18.00	10.00	32.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00
3	17.80	19.00	11.00	35.00	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	30.00
4	14.30	14.00	4.00	17.50	7.50	7.50	-0.330	0.330	0.00	0.00
5	0.00	19.00	11.00	37.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$
Ersatzerddruck-Beiwert k_a wird angewendet, wenn Kohäsion < 0.0 .
Ersatzerddruck-Beiwert k_a wird nur auf ständige Lasten angewendet.
bestimmt nach: DIN 4085

Gepüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Schicht	UK	k_{agh}	k_{ach}	φ_k	δ	θ	$k_{agh}(40^\circ)$
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	24.00	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
2	21.70	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
3	17.80	0.246	0.930	35.000	11.55	60.59	0.197
4	14.30	0.502	1.360	17.500	5.78	50.84	0.197
5	0.00	0.220	0.878	37.500	12.37	61.98	0.197

Aktive Erddruckordinaten ([g+q],k)

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	Wasserdruck
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	oben[kN/m²]	unten[kN/m²]
25.650	24.650	0.000	0.000	0.00	0.00
24.650	24.000	0.000	0.000	0.00	6.50
24.000	23.990	0.000	0.027	6.50	6.60
23.990	23.891	0.027	0.298	6.60	7.59
23.891	23.643	0.298	0.976	7.59	10.07
23.643	23.000	0.976	2.737	10.07	16.50
23.000	22.650	2.737	3.695	16.50	16.50
22.650	22.500	3.695	4.106	16.50	16.50
22.500	21.700	4.106	6.296	16.50	16.50
21.700	21.600	5.656	5.926	16.50	16.50
21.600	21.150	5.926	7.143	16.50	16.50
21.150	17.800	7.143	16.204	16.50	16.50
17.800	14.300	22.904	29.937	16.50	16.50
14.300	0.000	17.601	52.252	16.50	16.50

Passive Erddruckbeiwerte bestimmt nach: DIN 4085:2011

Schicht	UK	k_{pgh}	k_{pch}	φ_k	δ	θ
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]
2	21.70	4.606	4.916	32.500	-10.73	22.00
3	17.80	5.372	5.411	35.000	-11.55	20.50
4	14.30	2.062	3.003	17.500	-5.78	30.84
5	0.00	6.305	5.980	37.500	-12.37	18.99

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.40

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von	bis	oben	unten
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]
24.00	23.99	0.00	0.00
23.99	23.89	0.00	-5.86
23.89	23.64	-5.86	-20.52
23.64	23.00	-20.52	-58.63
23.00	22.65	-58.63	-70.15
22.65	22.50	-70.15	-75.09
22.50	21.70	-75.09	-101.41
21.70	21.60	-118.26	-122.48
21.60	21.15	-122.48	-141.47
21.15	17.80	-141.47	-282.87
17.80	14.30	-124.67	-145.30
14.30	0.00	-395.05	-1103.47

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.2	0.0	0.0
24.65	-1.2	-30.0	0.0
24.00	-2.0	-32.9	-20.1
24.00	-66.8	-32.9	-20.1
23.99	-66.8	-32.9	-20.4
23.89	-66.9	-33.6	-23.7
23.64	-66.6	-33.5	-32.1
23.00	-62.8	-21.2	-50.6
22.65	-59.3	-7.9	-55.8
22.50	-57.5	-1.2	-56.5
21.70	-46.2	46.1	-39.8
21.60	-44.0	55.1	-34.7
21.15	-33.2	100.6	0.0

Schnittgrößen (g,d)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.2	0.0	0.0
24.00	-2.0	-2.9	-0.6
24.00	-66.8	-2.9	-0.6
23.99	-66.8	-2.9	-0.6
23.89	-66.9	-3.8	-1.0
23.64	-66.9	-5.4	-2.1
23.00	-65.7	-6.3	-6.1
22.65	-64.4	-4.8	-8.1
22.50	-63.7	-3.8	-8.8
21.70	-59.3	6.6	-8.1
21.60	-58.4	9.4	-7.3
21.15	-54.0	23.8	0.0

Schnittgrößen ([g+q],k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	0.0	0.0
24.65	-0.9	-20.0	0.0
24.00	1.5	-22.1	-13.5
24.00	49.5	-22.1	-13.5
23.99	-49.5	-22.2	-13.7
23.89	-49.5	-22.7	-15.9
23.64	-49.3	-22.7	-21.6
23.00	-46.8	-14.6	-34.2
22.65	-44.3	-5.6	-37.8
22.50	-43.1	-1.0	-38.3
21.70	-35.2	31.2	-27.1
21.60	-33.7	37.4	-23.7
21.15	-26.1	68.8	0.0

Schnittgrößen (g,k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	0.0	0.0
24.00	-1.5	-2.1	-0.5
24.00	-49.5	-2.1	-0.5
23.99	-49.5	-2.2	-0.5
23.89	-49.5	-2.8	-0.7
23.64	-49.6	-4.0	-1.6
23.00	-48.7	-4.7	-4.5
22.65	-47.7	-3.6	-6.0
22.50	-47.2	-2.8	-6.5
21.70	-43.9	4.9	-6.0
21.60	-43.3	6.9	-5.4
21.15	-40.0	17.7	0.0

Schnittgrößen (q,k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	0.0	0.0	0.0
24.65	0.0	-20.0	0.0
24.00	0.0	-20.0	-13.0
23.99	0.0	-20.0	-13.2
23.89	0.0	-19.9	-15.2
23.64	0.2	-18.8	-20.0
23.00	1.9	-9.9	-29.7
22.65	3.4	-2.1	-31.8
22.50	4.1	1.7	-31.8
21.70	8.8	26.3	-21.1
21.60	9.6	30.5	-18.3
21.15	13.9	51.2	0.0

Schnittgrößen (w,k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0

24.65	0.0	0.0	0.0
24.00	0.0	-2.1	-0.5
23.99	0.0	-2.2	-0.5
23.89	0.0	-2.8	-0.7
23.64	0.2	-4.0	-1.6
23.00	1.7	-4.8	-4.6
22.65	3.0	-3.8	-6.1
22.50	3.6	-3.0	-6.6
21.70	7.6	5.2	-6.1
21.60	8.4	7.2	-5.5
21.15	12.1	17.8	0.0

Weggrößen ([g+q].k)

berechnet mit $EI = 2.703E+4 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$

Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w
[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]
25.65	-9.2	24.65	-6.1	24.00	-4.1	23.99	-4.1	23.89	-3.8	23.64	-3.1	23.00	-1.5
22.65	-0.9	22.50	-0.7	21.70	-0.1	21.60	0.0	21.15	0.0				

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]

$\phi_{i,[g+q],k} = 0.00000000$

Theoretischer Fußpunkt = 21.150 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max $M_{g,q}$

$M_{Ed} = 56.5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

$V_{Ed} = 1.1 \text{ kN}/\text{m}$

$N_{Ed} = -57.5 \text{ kN}/\text{m}$ (Druck)

Profil: Larssen 602 Stahlgüte: S 240 GP

$b = 600.0 \text{ mm} / b_f = 246.0 \text{ mm}$

$t_f = 8.2 \text{ mm} / t_w = 8.0 \text{ mm} / A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

$h = 310.0 \text{ mm} / \alpha = 42.5^\circ$

$W_{el} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m} / I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$

U-Bohle ist eine Doppelbohle

$\gamma_{M0} = 1.00 / \gamma_{M1} = 1.10$

$\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_f / t_f / \varepsilon = 30.3$

Querschnittsklasse: 2

$\beta_B = 1.000 / \beta_D = 1.000$

$f_{y,red} = 240.0 \text{ N}/\text{mm}^2$

$M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

$V_{pl,Rd} = 557.6 \text{ kN}/\text{m}$ ($\mu = 0.002$)

$N_{pl,Rd} = 2719.2 \text{ kN}/\text{m}$ ($\mu = 0.021$)

Querkraft-Interaktion

$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$ keine Abm.

Normalkraft-Interaktion

keine Abm.

Nachweis M_{Rd}

$M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

$\mu = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.284$

Knicklänge = 7.10 m

$N_{cr} = 5291.5 \text{ kN}/\text{m}$

$N_{Ed} / N_{cr} = 0.011 \leq 0.04$

$\rightarrow$ Kein Knicknachweis

max $\mu = 0.284$

max $M_d = 56.5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ (Tiefe = 22.50 m)

Zugehörige Werte: $N_d = -57.5 \text{ kN}/\text{m}$; $Q_d = -1.2 \text{ kN}/\text{m}$; $w_k = 0.7 \text{ mm}$

max $Q_d = 100.6 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ (Tiefe = 21.15 m)

Zugehörige Werte: $N_d = -33.2 \text{ kN}/\text{m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$

max $N_d = 66.9 \text{ kN}/\text{m}$ (Tiefe = 23.89 m)

Zugehörige Werte: $Q_d = -33.6 \text{ kN}/\text{m}$; $M_d = -23.7 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; $w_k = 5.6 \text{ mm}$

max $w_k = 9.2 \text{ mm}$ (Tiefe = 25.65 m)

Zugehörige Werte: $N_d = 0.0 \text{ kN}/\text{m}$; $Q_d = 0.0 \text{ kN}/\text{m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

Vergrößerung der Einbindetiefe um 20.00 %

Einbindetiefe $t_b = 3.91 \text{ m}$

Profillänge = 5.57 m

Verlängerung (Summe V) = 0.50 m

Nachweis Summe V

Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße nach unten gerichtet ist.

Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands

$$\text{Bedingung: } G_k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) \geq (B_{h,k} - 0.5 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_p)$$

$$G_k = 4.51 \text{ kN/m}$$

$$P_{v,k} = 48.00 \text{ kN/m}$$

$$E_{av,k} = 2.09 \text{ kN/m (} E_{ah,k} = 10.76 \text{ kN/m)}$$

$$C_{h,k} = 68.82 \text{ kN/m}$$

$$B_{v,k} = -27.97 \text{ kN/m}$$

$$\delta_p [^\circ] = -11.5$$

$$\delta_c [^\circ] = 11.7$$

$$\text{Summe } V_k = 40.76 \text{ kN/m (Druck)}$$

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit

(Eigene Erfahrungswerte)

Verfahren 1: EAU Bild E 4-3 (links)

Profil: Larssen 602

$$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_B) / \gamma_{Ep}$$

$$R_{Bv,d} = (143.72 - 1/2 \cdot 68.82) \cdot \tan(33.0^\circ) / 1.40 = 50.69 \text{ kN/m}$$

$$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) / \gamma_{Ep}$$

$$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot 68.82 \cdot \tan(23.3^\circ) / 1.40 = 10.61 \text{ kN/m}$$

~~Spitzendruck:~~

$$q_{b,k} = 0.00 \text{ MN/m}^2$$

$$R_{b,d} = A \cdot q_{b,k} / \gamma_{qb,k} = 0.0113 \cdot 0.00 \cdot 1000 / 1.40 = \underline{0.00 \text{ kN/m}}$$

~~Mantelreibung~~

von	bis	$q_{s,k} [\text{kN/m}^2]$	Bezeichnung
23.99	21.70	0.00	Modellschicht 1
21.70	20.08	30.00	Modellschicht 2

$$\text{Mantelfläche ab 20.58 m} = 2.350 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s2,d}$$

$$\text{Profilverlängerung} = 0.50 \text{ m} \Rightarrow R_{s2,d}$$

$$\text{Mantelfläche (TF + dt1) von 21.15 bis 20.58 m} = 1.175 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s3,d}$$

$$R_{s2,d} = R_{s2,k} / \gamma_{qs,k} = 35.24 / 1.40 = 25.17 \text{ kN/m}$$

$$R_{s3,d} = R_{s3,k} / \gamma_{qs,k} = 20.02 / 1.40 = 14.30 \text{ kN/m}$$

$$R_d = R_{Bv,d} + R_{Cv,d} + R_{b,d} + R_{s2,d} + R_{s3,d} = 100.77 \text{ kN/m}$$

Einwirkungen

$$V_d = G_d + E_{av,d} + P_{v,d} = 6.69 + 2.82 + 64.80 = 74.31 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \mu = V_d / R_d = 74.31 / 100.77 = \underline{0.74}$$

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Nachweis Aufbruchssicherheit nach EB 99

Verkehrslasten vereinfacht nach EAB EB 104 berücksichtigt

$$\text{Faktor Verkehrslasten } f_Q = 1.500 / 1.350 = 1.111$$

$$\text{Teilsicherheit (Grundbruch) } \gamma_{Rv} = 1.400$$

$$\text{Breite} = 0.33 \text{ m}$$

$$\text{Gewicht } G_k \text{ (einschließlich Verkehr)} = 25.22 \text{ [kN/m]}$$

$$(\text{Verkehr erhöht mit Faktor} = 1.111)$$

$$E_{av,k} (\delta = 2/3 \cdot \varphi) = 6.33 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{Kohäsionskraft } K_k = 0.00 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{Grundbruchlast } R_{n,k} = 707.69 \text{ [kN/m]}$$

Grundbruch mit:

$$\text{Reibungswinkel } \varphi_k = 33.70 [^\circ]$$

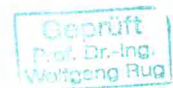
$$\text{Kohäsion } c_k = 1.09 \text{ [kN/m}^2]$$

$$N_d = 28.380 / N_b = 18.259 / N_c = 41.057$$

$$\sigma_u = 69.278 \text{ [kN/m}^2]$$

$$\mu_{ue} = [G_k \cdot \gamma_G] / [(P_{g,k} + K_k + E_{av,k}) / \gamma_{Gd}] = 0.067$$

$$\mu_{ue} = [25.22 \cdot 1.35] / [(707.69 + 0.00 + 6.33) / 1.400] = 0.067$$



2.

Spundwand

=====

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

0+280 Lastfall 2

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 25.65 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 23.75 m

Grundwasserstand (rechts) = 23.00 m

Grundwasserstand (links) = 22.32 m

Teilsicherheiten

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

$\gamma_{Ep} = 1.40$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Bermen	auf	der	Passivseite	
Nr.	x1	x2	dh	Auflast
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]
1	-1.00	-16.45	-7.86	0.00

Der Einfluss von Passivbermen auf den passiven Erddruck wird in Analogie zu den Beziehungen in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" für Aktivbermen berechnet.

Flächenlast p = 0.00 kN/m² als Verkehrslast

Blocklasten

Aktiver Erddruck für Blocklasten verwendet

Nr.	sig(v)	sig(h)	x(links)	x(rechts)	Tiefe
[-]	[kN/m²]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]
1	33.33	0.00	0.25	3.25	24.00
2	33.30	0.00	3.25	6.25	24.00
3	16.60	0.00	6.25	9.25	24.00

Lastordinaten Blocklasten (aktiver Anteil)

Nr.	y(oben)	y(mitte)	y(unten)	p(oben)	p(mitte)	p(unten)	Typ
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	
1	23.84	23.58	18.37	8.62	8.62	8.62	0 Verkehrslast
2	21.93	18.37	14.51	5.63	5.63	5.63	0 Verkehrslast
3	19.85	14.51	8.98	1.96	1.96	1.96	0 Verkehrslast

Typ = 0 ==> rechteckförmig verteilt

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)

Horizontalkräfte (nach rechts positiv)

Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe	M,g,k	M,q,k	H,g,k	H,q,k	V,g,k	V,q,k
[-]	[m]	[kN·m/m]	[kN·m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00

Blocklasten nicht umgelagert

Art des Fußlagers:

Profillänge automatisch

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

Eph,d = 38.60 kN/m (Epv,d = -15.17 kN/m)
 Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = Bh,d / Eph,d = 1.000
 Bh(g+q),d = 38.60 kN/m
 Bh,g,d = 11.36 kN/m
 Bh,q,d = 27.25 kN/m
 Bh,w,d = 1.38 kN/m

Ersatzkräfte C_h (Blum)

C_{n,k} = 4.46 kN/m
 C_{n,g,k} = -0.94 kN/m
 C_{n,q,k} = 5.41 kN/m
 C_{n,w,k} = -1.36 kN/m

Bodenkennwerte

Schicht	UK	γ_k	γ'_{k}	φ_k	c(pas),k	c(akt),k	d(p)/ φ	d(a)/ φ	qc	cu,k
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[kN/m ²]
1	24.00	0.00	0.00	32.50	0.00	0.00	-0.660	0.330	0.00	0.00
2	21.70	18.00	10.00	32.50	0.00	0.00	-0.660	0.330	0.00	0.00
3	17.80	19.00	11.00	35.00	0.00	0.00	-0.660	0.330	0.00	30.00
4	14.30	14.00	4.00	17.50	7.50	7.50	-0.660	0.330	0.00	0.00
5	0.00	19.00	11.00	37.50	0.00	0.00	-0.660	0.330	0.00	0.00

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$

Ersatzerddruck-Beiwert kah wird angewendet, wenn Kohäsion < 0.0 .

Ersatzerddruck-Beiwert kah wird nur auf ständige Lasten angewendet.

bestimmt nach: DIN 4085

Schicht	UK	k _{agh}	k _{ach}	φ_k	δ	θ	kagh(40°)
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	24.00	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
2	21.70	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
3	17.80	0.246	0.930	35.000	11.55	60.59	0.197
4	14.30	0.502	1.360	17.500	5.78	50.84	0.197
5	0.00	0.220	0.878	37.500	12.37	61.98	0.197

Aktive Erddruckordinaten ([g+q],k)

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	Wasserdruck
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	oben[kN/m ²]	unten[kN/m ²]
25.650	24.650	0.000	0.000	0.00	0.00
24.650	24.000	0.000	0.000	0.00	0.00
24.000	23.841	0.000	9.409	0.00	0.00
23.841	23.750	9.409	9.856	0.00	0.00
23.750	23.637	9.856	10.413	0.00	0.00
23.637	23.580	10.413	10.691	0.00	0.00
23.580	23.536	10.691	10.911	0.00	0.00
23.536	23.000	10.911	13.552	0.00	0.00
23.000	22.951	13.552	14.170	0.00	0.49
22.951	22.611	14.170	18.501	0.49	3.89
22.611	22.320	18.501	22.213	3.89	6.80
22.320	21.930	22.213	23.282	6.80	6.80
21.930	21.700	23.282	29.544	6.80	6.80
21.700	19.852	28.681	33.680	6.80	6.80
19.852	18.365	33.680	31.031	6.80	6.80
18.365	17.800	31.031	32.561	6.80	6.80
17.800	14.508	41.312	42.293	6.80	6.80
14.508	14.300	42.293	42.712	6.80	6.80
14.300	12.366	28.119	32.804	6.80	6.80
12.366	8.982	32.804	39.049	6.80	6.80
8.982	0.000	39.049	60.815	6.80	6.80

Passive Erddruckbeiwerte

bestimmt nach: DIN 4085:2011

(Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	k _{pgh}	k _{pch}	φ_k	δ	θ
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]
2	21.70	5.977	6.033	32.500	-21.45	16.46
3	17.80	7.225	6.809	35.000	-23.10	14.69
4	14.30	2.251	3.235	17.500	-11.55	26.63
5	0.00	8.805	7.723	37.500	-24.75	12.89

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.40
Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von [m]	bis [m]	oben [kN/m²]	unten [kN/m²]
23.84	23.75	0.00	0.00
23.75	23.64	0.00	-8.68
23.64	23.58	-8.68	-13.03
23.58	23.54	-13.03	-16.46
23.54	23.00	-16.46	-28.66
23.00	22.95	-28.66	-29.77
22.95	22.61	-29.77	-37.51
22.61	22.32	-37.51	-44.14
22.32	21.93	-44.14	-49.08
21.93	21.70	-49.08	-51.98
21.70	19.85	-62.84	-93.93
19.85	18.37	-93.93	-118.92
18.37	17.80	-118.92	-83.45
17.80	14.51	-42.84	-46.33
14.51	14.30	46.33	-64.01
14.30	12.37	-182.61	-222.25
12.37	8.98	222.25	456.38
8.98	0.00	-456.38	-1077.78

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.2	0.0	0.0
24.00	-2.0	0.0	0.0
24.00	-66.8	0.0	0.0
23.84	-67.1	-0.4	0.0
23.75	-67.4	-1.7	-0.1
23.64	-67.7	-2.9	-0.4
23.58	-67.7	-3.2	-0.6
23.54	-67.6	-3.2	-0.7
23.00	-65.3	-0.7	-2.0
22.95	-65.0	-0.2	-2.0
22.61	-62.2	3.3	-1.5
22.32	-59.0	6.8	0.0

Schnittgrößen ([g+q],k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	0.0	0.0
24.00	-1.5	0.0	0.0
24.00	-49.5	0.0	0.0
23.84	-49.7	-0.3	0.0
23.75	-49.9	-1.2	-0.1
23.64	-50.1	-2.0	-0.3
23.58	-50.1	-2.1	-0.4
23.54	-50.0	-2.2	-0.5
23.00	-48.5	-0.4	-1.3
22.95	-48.3	-0.1	-1.3
22.61	-46.4	2.2	-1.0
22.32	-44.3	4.5	0.0

Weggrößen ([g+q],k)

berechnet mit EI = 2.703E+4 kN·m²/m

Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]
25.65	-0.1	24.65	-0.1	24.00	0.0	23.84	0.0	23.75	0.0	23.64	0.0
23.54	0.0	23.00	0.0	22.95	0.0	22.61	0.0	22.32	0.0		

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]

phi,[g+q],k: 0.00000000

Theoretischer Fußpunkt = 22.320 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max N,gq

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rüg

$M_{Ed} = 0.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{Ed} = 2.9 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} = -67.7 \text{ kN/m}$ (Druck)
 Profil: Larssen 602 Stahlgüte: S 240 GP
 $b = 600.0 \text{ mm} / b_f = 246.0 \text{ mm}$
 $t_f = 8.2 \text{ mm} / t_w = 8.0 \text{ mm} / A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310.0 \text{ mm} / \alpha = 42.5^\circ$
 $W_{el} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m} / I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U-Bohle ist eine Doppelbohle
 $\gamma_{M0} = 1.00 / \gamma_{M1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_f / t_f / \varepsilon = 30.3$
 Querschnittsklasse: 2
 $\beta_B = 1.000 / \beta_D = 1.000$
 $f_{y,red} = 240.0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{pl,Rd} = 557.6 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.005$)
 $N_{pl,Rd} = 2719.2 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.025$)
 Querkraft-Interaktion
 $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$ keine Abm.
 Normalkraft-Interaktion
 keine Abm.
 Nachweis M_{Rd}
 $M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.002$
 Knicklänge = 5.06 m
 $N_{cr} = 10418.3 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} / N_{cr} = 0.006 \leq 0.04$
 $\rightarrow$ Kein Knicknachweis
 max $\mu = 0.025$

max $M_d = 2.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (Tiefe = 22.95 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = -65.0 \text{ kN/m}$; $Q_d = -0.2 \text{ kN/m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$

max $Q_d = 6.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (Tiefe = 22.32 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = -59.0 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$

max $N_d = 67.7 \text{ kN/m}$ (Tiefe = 23.64 m)
 Zugehörige Werte: $Q_d = -2.9 \text{ kN/m}$; $M_d = -0.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$

max $w_k = 0.1 \text{ mm}$ (Tiefe = 25.65 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $Q_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Vergrößerung der Einbindetiefe um 20.00 %
 Einbindetiefe $t_g = 3.72 \text{ m}$
 Profillänge = 5.62 m
 Verlängerung (Summe V) = 2.00 m

Nachweis Summe V

Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße nach unten gerichtet ist.

Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands

Bedingung: $G_k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_C) \geq (B_{h,k} - 0.5 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_p)$

$G_k = 3.22 \text{ kN/m}$

$P_{v,k} = 48.00 \text{ kN/m}$

$E_{av,k} = 3.75 \text{ kN/m}$ ($E_{ah,k} = 19.79 \text{ kN/m}$)

$C_{h,k} = 4.46 \text{ kN/m}$

$B_{v,k} = -10.44 \text{ kN/m}$

$\delta_p [^\circ] = -21.5$

$\delta_C [^\circ] = 10.8$

Summe $V_k = 45.83 \text{ kN/m}$ (Druck)

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit
(Eigene Erfahrungswerte)

Verfahren 1: EAU Bild E 4-3 (links)

Profil: Larssen 602

$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_B) / \gamma_{Ep}$

$R_{Bv,d} = (26.57 - 1/2 \cdot 4.46) \cdot \tan(32.5^\circ) / 1.40 = 11.07 \text{ kN/m}$

$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_C) / \gamma_{Ep}$

$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot 4.46 \cdot \tan(10.8^\circ) / 1.40 = 0.30 \text{ kN/m}$

$q_{b,k} = 0.00 \text{ MN/m}^2$

- 30! -

$$R_{b,d} = A \cdot q_{b,k} / \gamma_{qb,k} = 0.0113 \cdot 0.00 \cdot 1000 / 1.40 \approx 0.00 \text{ kN/m}$$

Mantelreibung

von	bis	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	Bezeichnung
23.75	21.70	0.00	Modellschicht 1
21.70	20.03	30.00	Modellschicht 2

Mantelfläche ab 22.03 m = 2.350 m²/m ==> $R_{s2,d}$

Profilverlängerung = 2.00 m ==> $R_{s2,d}$

$$R_{s2,d} = R_{s2,k} / \gamma_{qs,k} = 117.43 / 1.40 = 83.88 \text{ kN/m}$$

$$R_d = R_{Bv,d} + R_{Cv,d} + R_{b,d} + R_{s2,d} = 95.26 \text{ kN/m}$$

Einwirkungen

$$V_d = G_d + E_{av,d} + P_{v,d} = 6.74 + 5.44 + 64.80 = 76.98 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \mu = V_d / R_d = 76.98 / 95.26 \approx 0.81$$

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Nachweis Aufbruchsicherheit nach EB 99

Verkehrslasten vereinfacht nach EAB EB 104 berücksichtigt

Faktor Verkehrslasten $f_Q = 1.500 / 1.350 = 1.111$

Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{Rv} = 1.400$

Breite = 0.70 m

Gewicht G_k (einschließlich Verkehr) = 42.79 [kN/m]

(Verkehr erhöht mit Faktor = 1.111)

$E_{av,k} (\delta = 2/3 \cdot \varphi) = 11.25$ [kN/m]

Kohäsionskraft $K_k = 0.00$ [kN/m]

Grundbruchlast $R_{n,k} = 837.59$ [kN/m]

Grundbruch mit:

Reibungswinkel $\varphi_k = 33.71$ [°]

Kohäsion $c_k = 1.11$ [kN/m²]

$N_d = 28.422 / N_b = 18.296 / N_c = 41.101$

$\sigma_u = 31.571$ [kN/m²]

$$\mu_e = [G_k \cdot \gamma_G] / [(P_{g,k} + K_k + E_{av,k}) / \gamma_{Gd}] = 0.095$$

$$\mu_e = [42.79 \cdot 1.35] / [(837.59 + 0.00 + 11.25) / 1.400] = 0.095$$

3.

Spundwand

=====

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

0+280_LF4

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 25.65 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 23.99 m

Grundwasserstand (rechts) = 25.65 m

Grundwasserstand (links) = 23.00 m

Teilsicherheiten

BS: DIN 1054: BS-A

$\gamma_G = 1.10$

$\gamma_Q = 1.10$

$\gamma_{Ep} = 1.20$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)

Horizontalkräfte (nach rechts positiv)

Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe	M,g,k	M,q,k	H,g,k	H,q,k	V,g,k	V,q,k
[-]	[m]	[kN·m/m]	[kN·m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00

Art des Fußlagers:

Profillänge automatisch

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:

$E_{ph,d} = 132.33 \text{ kN/m}$ ($E_{pv,d} = -25.06 \text{ kN/m}$)

Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = $B_{h,d} / E_{ph,d} = 1.000$

$B_{h(g+q),d} = 132.33 \text{ kN/m}$

$B_{h,g,d} = 132.33 \text{ kN/m}$

$B_{h,q,d} = 0.00 \text{ kN/m}$

$B_{h,w,d} = 126.11 \text{ kN/m}$

Ersatzkräfte C_h (Blum)

$C_{h,k} = 50.69 \text{ kN/m}$

$C_{h,g,k} = 50.69 \text{ kN/m}$

$C_{h,q,k} = 0.00 \text{ kN/m}$

$C_{h,w,k} = 51.04 \text{ kN/m}$

Bodenkennwerte

Schicht	UK	γ_k	γ'_{k}	φ_k	$c(pas)_k$	$c(akt)_k$	$d(p)/\varphi$	$d(a)/\varphi$	q_c	$c_{u,k}$
[-]	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[-]	[MN/m²]	[kN/m²]
1	24.00	0.00	0.00	32.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00
2	21.70	18.00	10.00	32.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00
3	17.80	19.00	11.00	35.00	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	30.00
4	14.30	14.00	4.00	17.50	7.50	7.50	-0.330	0.330	0.00	0.00
5	0.00	19.00	11.00	37.50	0.00	0.00	-0.330	0.330	0.00	0.00

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$

Ersatzerddruck-Beiwert k_{ach} wird angewendet, wenn Kohäsion < 0.0 .

Ersatzerddruck-Beiwert k_{agh} wird nur auf ständige Lasten angewendet.

bestimmt nach: DIN 4085

Schicht UK k_{agh} k_{ach} φ_k δ θ $k_{agh}(40^\circ)$

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	24.00	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
2	21.70	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
3	17.80	0.246	0.930	35.000	11.55	60.59	0.197
4	14.30	0.502	1.360	17.500	5.78	50.84	0.197
5	0.00	0.220	0.878	37.500	12.37	61.98	0.197

Aktive Erddruckordinaten ([g+q],k)

von [m]	bis [m]	oben [kN/m ²]	unten [kN/m ²]	Wasserdruck oben[kN/m ²]	Wasserdruck unten[kN/m ²]
25.650	24.650	0.000	0.000	0.00	10.00
24.650	24.000	0.000	0.000	10.00	16.50
24.000	23.990	0.000	0.027	16.50	16.60
23.990	23.891	0.027	0.298	16.60	17.59
23.891	23.643	0.298	0.976	17.59	20.07
23.643	23.000	0.976	2.737	20.07	26.50
23.000	22.850	2.737	3.148	26.50	26.50
22.850	22.650	3.148	3.695	26.50	26.50
22.650	21.900	3.695	5.749	26.50	26.50
21.900	21.700	5.749	6.296	26.50	26.50
21.700	17.800	5.656	16.204	26.50	26.50
17.800	14.300	22.904	29.937	26.50	26.50
14.300	0.000	17.601	52.252	26.50	26.50

Passive Erddruckbeiwerte bestimmt nach: DIN 4085:2011

Schicht [-]	UK [m]	k _{pgh} [-]	k _{pch} [-]	φ _k [°]	δ [°]	θ [°]
2	21.70	4.606	4.916	32.500	-10.73	22.00
3	17.80	5.372	5.411	35.000	-11.55	20.50
4	14.30	2.062	3.003	17.500	-5.78	30.84
5	0.00	6.305	5.980	37.500	-12.37	18.99

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.20

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von [m]	bis [m]	oben [kN/m ²]	unten [kN/m ²]
24.00	23.99	0.00	0.00
23.99	23.89	0.00	-6.84
23.89	23.64	-6.84	-23.94
23.64	23.00	-23.94	-68.41
23.00	22.85	-68.41	-74.16
22.85	22.65	-74.16	-81.84
22.65	21.90	-81.84	-110.63
21.90	21.70	-110.63	-118.31
21.70	17.80	-137.97	-330.01
17.80	14.30	-145.45	-169.51
14.30	0.00	-460.90	-1287.38

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.0	-5.5	-1.8
24.00	-1.6	-15.0	-8.2
24.00	-54.4	-15.0	-8.2
23.99	-54.4	-15.2	-8.4
23.89	-54.5	-16.7	-10.0
23.64	-54.0	-18.2	-14.4
23.00	-49.2	-6.1	-23.4
22.85	-47.4	-0.2	-23.9
22.65	-44.8	8.9	-23.0
21.90	-32.5	55.8	0.0

Schnittgrößen (g,d)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.0	-5.5	-1.8
24.00	-1.6	-15.0	-8.2
24.00	-54.4	-15.0	-8.2

23.99	-54.4	-15.2	-8.4
23.89	-54.5	-16.7	-10.0
23.64	-54.0	-18.2	-14.4
23.00	-49.2	-6.1	-23.4
22.85	-47.4	-0.2	-23.9
22.65	-44.8	8.9	-23.0
21.90	-32.5	55.8	0.0

Schnittgrößen ([g+q],k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	-5.0	-1.7
24.00	-1.5	-13.6	-7.5
24.00	-49.5	-13.6	-7.5
23.99	-49.5	-13.8	-7.6
23.89	-49.5	-15.2	-9.1
23.64	-49.1	16.5	-13.0
23.00	-44.8	-5.5	-21.3
22.85	-43.1	-0.2	-21.7
22.65	-40.7	8.1	-20.9
21.90	-29.6	50.7	0.0

Schnittgrößen (g,k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	-5.0	-1.7
24.00	-1.5	-13.6	-7.5
24.00	-49.5	-13.6	-7.5
23.99	-49.5	-13.8	-7.6
23.89	-49.5	-15.2	-9.1
23.64	-49.1	-16.5	-13.0
23.00	-44.8	-5.5	-21.3
22.85	-43.1	-0.2	-21.7
22.65	-40.7	8.1	-20.9
21.90	-29.6	50.7	0.0

Schnittgrößen (q,k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	0.0	0.0	0.0
24.00	0.0	0.0	0.0
23.99	0.0	0.0	0.0
23.89	0.0	0.0	0.0
23.64	0.0	0.0	0.0
23.00	0.0	0.0	0.0
22.85	0.0	0.0	0.0
22.65	0.0	0.0	0.0
21.90	0.0	0.0	0.0

Schnittgrößen (w,k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	0.0	-5.0	-1.7
24.00	0.0	-13.6	-7.5
23.99	0.0	-13.8	-7.6
23.89	0.1	-15.2	-9.1
23.64	0.7	-16.5	-13.0
23.00	5.6	-5.6	-21.3
22.85	7.4	-0.3	-21.7
22.65	9.9	8.0	-21.0
21.90	21.8	51.0	0.0

Weggrößen ([g+q],k)

berechnet mit $EI = 2.703E+4 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$

Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]	Tiefe [m]	w [mm]
25.65	-3.4	24.65	-2.1	24.00	-1.2	23.99	-1.2	23.89	-1.1	23.64	-0.8	23.00	-0.3
22.85	-0.2	22.65	-0.1	21.90	0.0								

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]
 $\phi_{i,[g+q],k} = 0.00000000$
 Theoretischer Fußpunkt = 21.900 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)
 Bemessungssituation: max M, gq
 $M_{Ed} = 23.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{Ed} = 0.2 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} = -47.4 \text{ kN/m}$ (Druck)
 Profil: Larssen 602 Stahlgüte: S 240 GP
 $b = 600.0 \text{ mm} / b_f = 246.0 \text{ mm}$
 $t_f = 8.2 \text{ mm} / t_w = 8.0 \text{ mm} / A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $h = 310.0 \text{ mm} / \alpha = 42.5^\circ$
 $W_{el} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m} / I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
 U-Bohle ist eine Doppelbohle
 $\gamma_{M0} = 1.00 / \gamma_{M1} = 1.10$
 $\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_f / t_f / \varepsilon = 30.3$
 Querschnittsklasse: 2
 $\beta_B = 1.000 / \beta_D = 1.000$
 $f_{y,red} = 240.0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $V_{pl,Rd} = 557.6 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.000$)
 $N_{pl,Rd} = 2719.2 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.017$)
 Querkraft-Interaktion
 $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$ keine Abm.
 Normalkraft-Interaktion
 keine Abm.
 Nachweis M_{Rd}
 $M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.120$
 Knicklänge = 5.84 m
 $N_{cr} = 7821.2 \text{ kN/m}$
 $N_{Ed} / N_{cr} = 0.006 \leq 0.04$
 $\rightarrow$ Kein Knicknachweis
 max $\mu = 0.120$

max $M_d = 23.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (Tiefe = 22.85 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = -47.4 \text{ kN/m}$; $Q_d = -0.2 \text{ kN/m}$; $w_k = 0.2 \text{ mm}$

max $Q_d = 55.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (Tiefe = 21.90 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = -32.5 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$

max $N_d = 54.5 \text{ kN/m}$ (Tiefe = 23.89 m)
 Zugehörige Werte: $Q_d = -16.7 \text{ kN/m}$; $M_d = -10.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $w_k = 1.2 \text{ mm}$

max $w_k = 3.4 \text{ mm}$ (Tiefe = 25.65 m)
 Zugehörige Werte: $N_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $Q_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Vergrößerung der Einbindetiefe um 20.00 %
 Einbindetiefe $t_b = 4.01 \text{ m}$
 Profillänge = 5.67 m
 Verlängerung (Summe V) = 1.50 m

Nachweis Summe V
 Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße nach unten gerichtet ist.
 Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands
 Bedingung: $G_k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) \geq (B_{h,k} - 0.5 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_p)$
 $G_k = 3.71 \text{ kN/m}$
 $P_{v,k} = 48.00 \text{ kN/m}$
 $E_{av,k} = 1.14 \text{ kN/m}$ ($E_{ah,k} = 6.04 \text{ kN/m}$)
 $C_{h,k} = 50.69 \text{ kN/m}$
 $B_{v,k} = -22.92 \text{ kN/m}$
 $\delta_p [^\circ] = -10.7$
 $\delta_c [^\circ] = 10.8$
 Summe $V_k = 39.58 \text{ kN/m}$ (Druck)

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit
 (Eigene Erfahrungswerte)
 Verfahren 1: EAU Bild E 4-3 (links)

Profil: Larssen 602

$$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_B) / \gamma_{Ep}$$

$$R_{Bv,d} = (120.99 - 1/2 \cdot 50.69) \cdot \tan(32.5^\circ) / 1.20 = 50.78 \text{ kN/m}$$

$$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_C) / \gamma_{Ep}$$

$$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot 50.69 \cdot \tan(21.7^\circ) / 1.20 = 8.40 \text{ kN/m}$$

Spalten durch:
 $q_{b,k} = 0.00 \text{ MN/m}^2$

$$R_{b,d} = A \cdot q_{b,k} / \gamma_{qb,k} = 0.0113 \cdot 0.00 \cdot 1000 / 1.40 = 0.00 \text{ kN/m}$$

< Mantelreibung

von	bis	$q_{s,k} [\text{kN/m}^2]$	Bezeichnung
23.99	21.70	0.00	Modellschicht 1
21.70	19.98	<u>30.00</u>	<u>Modellschicht 2</u>

$$\text{Mantelfläche ab 21.48 m} = 2.350 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s2,d}$$

$$\text{Profilverlängerung} = 1.50 \text{ m} \Rightarrow R_{s2,d}$$

$$\text{Mantelfläche (TF + dt1) von 21.90 bis 21.48 m} = 1.175 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s3,d}$$

$$R_{s2,d} = R_{s2,k} / \gamma_{qs,k} = 105.73 / 1.40 = \underline{75.52 \text{ kN/m}}$$

$$R_{s3,d} = R_{s3,k} / \gamma_{qs,k} = 7.68 / 1.40 = \underline{5.49 \text{ kN/m}}$$

$$R_d = R_{Bv,d} + R_{Cv,d} + R_{b,d} + R_{s2,d} + R_{s3,d} = 140.18 \text{ kN/m}$$

Einwirkungen

$$V_d = G_d + E_{av,d} + P_{v,d} = 5.55 + 1.26 + 52.80 = 59.60 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \mu = V_d / R_d = 59.60 / 140.18 = \underline{0.43}$$

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

4

Spundwand

=====

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

0+280 Lastfall 2 *Sondierung*

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 25 65 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 22.00 m

Grundwasserstand (rechts) = 23.00 m

Grundwasserstand (links) = 22.32 m

Teilsicherheiten

$\gamma_G = 1.10$

$\gamma_Q = 1.10$

$\gamma_{Exp} = 1.20$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Bermen Nr.	auf x1 [m]	der x2 [m]	Passivseite dh [m]	Auflast [kN/m ²]
1	0.00	-18.00	-6.00	0.00

Der Einfluss von Passivbermen auf den passiven Erddruck wird in Analogie zu den Beziehungen in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" für Aktivbermen berechnet.

Flächenlast p = 0.00 kN/m² als Verkehrslast

Blocklasten

Aktiver Erddruck für Blocklasten verwendet

Nr.	sig(v) [kN/m ²]	sig(h) [kN/m ²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]
1	33.30	0.00	0.50	3.50	24.00
2	33.30	0.00	3.50	6.50	24.00
3	16.70	0.00	6.50	9.50	24.00

Lastordinaten Blocklasten (aktiver Anteil)

Nr.	y(oben) [m]	y(mitte) [m]	y(unten) [m]	p(oben) [kN/m ²]	p(mitte) [kN/m ²]	p(unten) [kN/m ²]	Typ
1	23.68	23.22	18.32	7.52	7.52	7.52	0 Verkehrslast
2	21.77	18.32	14.76	5.17	5.17	5.17	0 Verkehrslast
3	19.68	14.76	9.72	1.83	1.83	1.83	0 Verkehrslast

Typ = 0 ==> rechteckförmig verteilt

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)

Horizontalkräfte (nach rechts positiv)

Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe [m]	M,g,k [kN·m/m]	M,q,k [kN·m/m]	H,g,k [kN/m]	H,q,k [kN/m]	V,g,k [kN/m]	V,q,k [kN/m]
1	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00

Blocklasten nicht umgelagert

Art des Fußlagers:

Profillänge automatisch

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

Eph,d = 298.02 kN/m (Epv,d = -119.94 kN/m)
 Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = Bh,d / Eph,d = 1.000
 Bh(g+q),d = 298.02 kN/m
 Bh,g,d = 164.94 kN/m
 Bh,q,d = 133.08 kN/m
 Bh,w,d = 63.12 kN/m

Ersatzkräfte Ch (Blum)

Ch,k = 91.65 kN/m
 Ch,g,k = 40.61 kN/m
 Ch,q,k = 51.04 kN/m
 Ch,w,k = 19.84 kN/m

Bodenkennwerte

Schicht	UK	γ_k	γ'_{k}	φ_{pk}	c(pas),k	c(akt),k	d(p)/ φ_p	d(a)/ φ_p	qc	cu,k
[-]	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[-]	[MN/m²]	[kN/m²]
1	24.00	0.00	0.00	32.50	0.00	0.00	-0.660	0.660	0.00	0.00
2	21.70	18.00	10.00	32.50	0.00	0.00	-0.660	0.660	0.00	0.00
3	17.80	19.00	11.00	35.00	0.00	0.00	-0.660	0.660	0.00	30.00
4	14.30	14.00	4.00	17.50	7.50	7.50	-0.660	0.660	0.00	0.00
5	0.00	19.00	11.00	37.50	0.00	0.00	-0.660	0.660	0.00	0.00

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$

Ersatzerddruck-Beiwert kah wird angewendet, wenn Kohäsion < 0.0 .

Ersatzerddruck-Beiwert kah wird nur auf ständige Lasten angewendet.

bestimmt nach: DIN 4085

Schicht	UK	k_{agh}	k_{ach}	φ_{pk}	δ	θ	kagh(40°)
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	24.00	0.251	0.868	32.500	21.45	57.50	0.179
2	21.70	0.251	0.868	32.500	21.45	57.50	0.179
3	17.80	0.225	0.815	35.000	23.10	58.97	0.179
4	14.30	0.473	1.258	17.500	11.55	48.54	0.179
5	0.00	0.201	0.764	37.500	24.75	60.45	0.179

Aktive Erddruckordinaten ([g+q],k)

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	Wasserdruck
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	oben[kN/m²]	unten[kN/m²]
25.650	24.650	0.000	0.000	0.00	0.00
24.650	24.000	0.000	0.000	0.00	0.00
24.000	23.681	0.000	8.961	0.00	0.00
23.681	23.650	8.961	9.103	0.00	0.00
23.650	23.215	9.103	11.068	0.00	0.00
23.215	23.000	11.068	12.041	0.00	0.00
23.000	22.603	12.041	17.009	0.00	3.97
22.603	22.320	17.009	20.548	3.97	6.80
22.320	22.000	20.548	21.351	6.80	6.80
22.000	21.770	21.351	21.928	6.80	6.80
21.770	21.700	21.928	27.276	6.80	6.80
21.700	21.649	26.462	26.587	6.80	6.80
21.649	21.144	26.587	27.838	6.80	6.80
21.144	20.638	27.838	29.089	6.80	6.80
20.638	19.677	29.089	31.466	6.80	6.80
19.677	19.626	31.466	33.423	6.80	6.80
19.626	19.173	33.423	34.544	6.80	6.80
19.173	18.619	34.544	35.913	6.80	6.80
18.619	18.317	35.913	36.660	6.80	6.80
18.317	17.800	36.660	30.418	6.80	6.80
17.800	17.600	39.357	39.735	6.80	6.80
17.600	17.251	39.735	40.397	6.80	6.80
17.251	14.756	40.397	39.951	6.80	6.80
14.756	14.300	39.951	40.814	6.80	6.80
14.300	10.862	26.287	33.883	6.80	6.80
10.862	9.720	33.883	36.406	6.80	6.80
9.720	0.000	36.406	56.049	6.80	6.80

Passive Erddruckbeiwerte

bestimmt nach: DIN 4085:2011

(Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	k_{pgh}	k_{pch}	φ_{pk}	δ	θ
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

2	21.70	5.977	6.033	32.500	-21.45	16.46
3	17.80	7.225	6.809	35.000	-23.10	14.69
4	14.30	2.251	3.235	17.500	-11.55	26.63
5	0.00	8.805	7.723	37.500	-24.75	12.89

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.20

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von [m]	bis [m]	oben [kN/m ²]	unten [kN/m ²]
22.32	22.00	0.00	0.00
22.00	21.77	0.00	-5.28
21.77	21.70	-5.28	-6.89
21.70	21.65	-8.33	-9.88
21.65	21.14	-9.88	-25.33
21.14	20.64	-25.33	-40.79
20.64	19.68	-40.79	-70.15
19.68	19.63	-70.15	71.69
19.63	19.17	-71.69	-85.53
19.17	18.62	-85.53	-102.45
18.62	18.32	-102.45	-111.67
18.32	17.80	-111.67	-127.48
17.80	17.60	-59.93	-58.22
17.60	17.25	-58.22	-59.41
17.25	14.76	-59.41	-67.88
14.76	14.30	-67.88	-72.05
14.30	10.86	-202.75	-330.75
10.86	9.72	-330.75	-422.94
9.72	0.00	-422.94	-1207.46

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.0	0.0	0.0
24.00	-1.6	0.0	0.0
24.00	-54.4	0.0	0.0
23.68	-54.9	-0.5	0.0
23.65	-55.1	-0.8	-0.1
23.22	-57.4	-5.6	-1.4
23.00	-58.7	-8.3	-2.9
22.60	-61.2	-14.7	-7.4
22.32	-63.1	-20.5	-12.4
22.00	-65.4	-27.9	-20.1
21.77	-66.9	-32.8	-27.1
21.70	-67.3	-34.3	-29.4
21.65	-67.6	-35.3	-31.2
21.14	-69.2	-41.6	-51.0
20.64	-67.8	-41.0	-72.1
19.68	-56.9	-20.4	-103.7
19.63	-56.1	-18.7	-104.6
19.17	-47.3	-0.5	-109.2
18.62	-33.3	29.4	-101.5
18.32	-24.2	49.3	-89.7
17.80	-4.3	93.2	-53.2
17.60	-3.6	95.9	-34.4
17.25	-2.5	100.8	0.0

Schnittgrößen ([g+q],k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	0.0	0.0
24.00	-1.5	0.0	0.0
24.00	-49.5	0.0	0.0
23.68	-49.9	-0.4	0.0
23.65	-50.1	-0.7	0.0
23.22	-52.2	-5.1	-1.3
23.00	-53.3	-7.6	-2.6
22.60	-55.6	-13.4	-6.7
22.32	-57.4	-18.7	-11.2

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

22.00	-59.5	-25.4	-18.3
21.77	-60.8	-29.8	-24.6
21.70	-61.2	-31.1	-26.8
21.65	-61.5	-32.1	-28.4
21.14	-62.9	-37.8	-46.3
20.64	-61.7	-37.2	-65.6
19.68	-51.7	-18.5	-94.2
19.63	-51.0	-17.0	-95.1
19.17	-43.0	-0.4	-99.3
18.62	-30.3	26.8	-92.3
18.32	-22.0	44.8	-81.6
17.80	-3.9	84.7	-48.4
17.60	-3.3	87.2	-31.2
17.25	-2.2	91.6	0.0

Weggrößen ([g+q],k)

berechnet mit EI = 2.703E+4 kN·m²/m

Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w
[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]
25.65	-71.7	24.65	-59.8	24.00	-52.1	23.68	-48.3	23.65	-48.0	23.22	-42.8	23.00	-40.3
22.60	-35.6	22.32	-32.3	22.00	-28.6	21.77	-25.9	21.70	-25.2	21.65	-24.6	21.14	-19.1
20.64	-14.0	19.68	-6.2	19.63	-5.9	19.17	-3.4	18.62	-1.3	18.32	-0.7	17.80	-0.1
17.60	0.0	17.25	0.0										

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]

phi,[g+q],k: 0.00000000

Theoretischer Fußpunkt = 17.251 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max M,gq

M_{Ed} = 109.2 kN·m/m

V_{Ed} = 0.5 kN/m

N_{Ed} = -47.3 kN/m (Druck)

Profil: Larssen 602 Stahlgüte: S 240 GP

b = 600.0 mm / b_f = 246.0 mm

t_f = 8.2 mm / t_w = 8.0 mm / A = 113.3 cm²/m

h = 310.0 mm / α = 42.5 °

W_{el} = 830.0 cm³/m / I = 12870.0 cm⁴/m

U-Bohle ist eine Doppelbohle

γ_{M0} = 1.00 / γ_{M1} = 1.10

ε = 0.990 -> b_f / t_f / ε = 30.3

Querschnittsklasse: 2

β_B = 1.000 / β_D = 1.000

f_{y,red} = 240.0 N/mm²

M_{c,Rd} = 199.2 kN·m/m

V_{pl,Rd} = 557.6 kN/m (μ = 0.001)

N_{pl,Rd} = 2719.2 kN/m (μ = 0.017)

Querkraft-Interaktion

V_{Ed} ≤ 0.5 · V_{pl,Rd} -> keine Abm.

Normalkraft-Interaktion

keine Abm.

Nachweis M_{Rd}

M_{c,Rd} = 199.2 kN·m/m

μ = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.548

Knicklänge = 13.09 m

N_{cr} = 1556.7 kN/m

N_{Ed} / N_{cr} = 0.030 ≤ 0.04

-> Kein Knicknachweis

max μ = 0.548

max M_d = 109.2 kN·m/m (Tiefe = 19.17 m)

Zugehörige Werte: N_d = -47.3 kN/m; Q_d = -0.5 kN/m; w_k = 3.4 mm

max Q_d = 100.8 kN·m/m (Tiefe = 17.25 m)

Zugehörige Werte: N_d = -2.5 kN/m; M_d = 0.0 kN·m/m; w_k = 0.0 mm

max N_d = 69.2 kN/m (Tiefe = 21.14 m)

Zugehörige Werte: Q_d = -41.6 kN/m; M_d = -51.0 kN·m/m; w_k = 21.0 mm

max w_k = 71.7 mm (Tiefe = 25.65 m)

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Zugehörige Werte: $N_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $Q_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Vergrößerung der Einbindetiefe um 20.00 %

Einbindetiefe $t_g = 5.70 \text{ m}$

Profillänge = 9.35 m

Nachweis Summe V

Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße nach unten gerichtet ist.

Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands

Bedingung: $G_k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) \geq (B_{h,k} - 0.5 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_p)$

$G_k = 8.31 \text{ kN/m}$

$P_{v,k} = 48.00 \text{ kN/m}$

$E_{av,k} = 54.35 \text{ kN/m}$ ($E_{ah,k} = 138.88 \text{ kN/m}$)

$C_{h,k} = 91.65 \text{ kN/m}$

$B_{v,k} = -107.58 \text{ kN/m}$

$\delta_p [^\circ] = -11.5$

$\delta_c [^\circ] = 5.8$

Summe $V_k = 17.12 \text{ kN/m}$ (Druck)

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit

(Eigene Erfahrungswerte)

Verfahren 1: EAU Bild E 4-3 (links)

Profil: Larssen 602

$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_B) / \gamma_{Ep}$

$R_{Bv,d} = (267.31 - 1/2 \cdot 91.65) \cdot \tan(33.1^\circ) / 1.20 = 120.29 \text{ kN/m}$

$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) / \gamma_{Ep}$

$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot 91.65 \cdot \tan(5.3^\circ) / 1.20 = 3.51 \text{ kN/m}$

* Spülgrundbruch:

$q_{b,k} = 0.00 \text{ MN/m}^2$

$R_{b,d} = A \cdot q_{b,k} / \gamma_{qb,k} = 0.0113 \cdot 0.00 \cdot 1000 / 1.40 = 0.00 \text{ kN/m}$

* Keine Mantelreibung

$R_d = R_{Bv,d} + R_{Cv,d} + R_{b,d} = 123.80 \text{ kN/m}$

Einwirkungen

$V_d = G_d + E_{av,d} + P_{v,d} = 9.15 + 59.78 + 52.80 = 121.73 \text{ kN/m}$

$\Rightarrow \mu = V_d / R_d = 121.73 / 123.80 = \underline{\underline{0.98}}$

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Nachweis Auftriebssicherheit nicht erforderlich !

Nachweis Aufbruchssicherheit nach EB 99

Verkehrslasten vereinfacht nach EAB EB 104 berücksichtigt

Faktor Verkehrslasten $f_Q = 1.100 / 1.100 = 1.000$

Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{Rv} = 1.200$

Breite = 1.11 m

Gewicht G_k (einschließlich Verkehr) = 183.35 [kN/m]

(Verkehr erhöht mit Faktor = 1.000)

$E_{av,k} (\delta = 2/3 \cdot \varphi) = 61.61 \text{ [kN/m]}$

Kohäsionskraft $K_k = 11.24 \text{ [kN/m]}$

Grundbruchlast $R_{n,k} = 4076.24 \text{ [kN/m]}$

Grundbruch mit:

Reibungswinkel $\varphi_k = 33.80 [^\circ]$

Kohäsion $c_k = 1.19 \text{ [kN/m}^2]$

$N_d = 28.725 / N_b = 18.559 / N_c = 41.418$

$\sigma_u = 111.882 \text{ [kN/m}^2]$

$\text{mue} = [G_k \cdot \gamma_G] / [(P_{g,k} + K_k + E_{av,k}) / \gamma_{Gr}] = 0.058$

$\text{mue} = [183.35 \cdot 1.10] / [(4076.24 + 11.24 + 61.61) / 1.200] = 0.058$

ANLAGEN

zur Pos. 1.4

1. *Berechnungsprotokoll der Spundwandbemessung für Lastfall LF2*
2. *Sondernachweis für Lastfall 2 (abgerutschtes Erdkeil)*

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug



Spundwand

=====

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

0+460 Lastfall 2

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 25 65 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 23.00 m

Grundwasserstand (rechts) = 23.00 m

Grundwasserstand (links) = 22.32 m

Teilsicherheiten

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

$\gamma_{Ed} = 1.40$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Bermen Nr.	auf x1 [m]	der x2 [m]	Passivseite dh [m]	Auflast [kN/m²]
1	-1.00	-15.20	-7.10	0.00

Der Einfluss von Passivbermen auf den passiven Erddruck wird in Analogie zu den Beziehungen in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" für Aktivbermen berechnet.

Flächenlast p = 0.00 kN/m² als Verkehrslast

Blocklasten

Aktiver Erddruck für Blocklasten verwendet

Nr.	sig(v) [kN/m²]	sig(h) [kN/m²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]
1	33.30	0.00	0.50	3.50	23.50
2	33.30	0.00	4.00	7.00	23.50
3	16.70	0.00	7.00	10.00	23.50
4	10.00	0.00	0.50	3.50	23.50

Lastordinaten Blocklasten (aktiver Anteil)

Nr.	y(oben) [m]	y(mitte) [m]	y(unten) [m]	p(oben) [kN/m²]	p(mitte) [kN/m²]	p(unten) [kN/m²]	Typ
1	23.18	22.70	17.71	7.74	7.74	7.74	0 Verkehrslast
2	20.88	17.13	13.28	4.87	4.87	4.87	0 Verkehrslast
3	18.78	13.28	7.88	1.76	1.76	1.76	0 Verkehrslast
4	23.18	22.70	17.71	2.33	2.33	2.33	0

Typ = 0 ==> rechteckförmig verteilt

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)

Horizontalkräfte (nach rechts positiv)

Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe [m]	M,g,k [kN·m/m]	M,q,k [kN·m/m]	H,g,k [kN/m]	H,q,k [kN/m]	V,g,k [kN/m]	V,q,k [kN/m]
1	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00

Blocklasten nicht umgelagert

Art des Fußlagers:

Profillänge automatisch

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rup

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:

$E_{ph,d} = 113.38 \text{ kN/m}$ ($E_{pv,d} = -47.30 \text{ kN/m}$)

Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = $B_{h,d} / E_{ph,d} = 1.000$

$B_{h(g+q),d} = 113.38 \text{ kN/m}$

$B_{h,g,d} = 66.66 \text{ kN/m}$

$B_{h,q,d} = 46.72 \text{ kN/m}$

$B_{h,w,d} = 27.24 \text{ kN/m}$

Ersatzkräfte C_h (Blum)

$C_{h,k} = 15.25 \text{ kN/m}$

$C_{h,g,k} = 7.94 \text{ kN/m}$

$C_{h,q,k} = 7.31 \text{ kN/m}$

$C_{h,w,k} = 2.83 \text{ kN/m}$

Bodenkennwerte

Schicht	UK	γ_k	γ'_k	φ_k	$c(pas),k$	$c(akt),k$	$d(p)/\varphi$	$d(a)/\alpha$	q_c	$c_{u,k}$
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[kN/m ²]
1	23.50	0.00	0.00	32.50	0.00	0.00	-0.660	0.550	0.00	0.00
2	21.70	18.00	10.00	32.50	0.00	0.00	-0.660	0.550	0.00	0.00
3	17.80	19.00	11.00	35.00	0.00	0.00	-0.660	0.550	0.00	0.00
4	14.30	14.00	4.00	17.50	7.50	7.50	-0.660	0.550	0.00	0.00
5	0.00	19.00	11.00	37.50	0.00	0.00	-0.660	0.550	0.00	0.00

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$

Ersatzerddruck-Beiwert k_{ach} wird angewendet, wenn Kohäsion $<> 0.0$.

Ersatzerddruck-Beiwert k_{ach} wird nur auf ständige Lasten angewendet.

bestimmt nach: DIN 4085

Schicht	UK	k_{agh}	k_{ach}	φ_k	δ	θ	$k_{agh}(40^\circ)$
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	23.50	0.258	0.907	32.500	17.88	58.05	0.185
2	21.70	0.258	0.907	32.500	17.88	58.05	0.185
3	17.80	0.232	0.854	35.000	19.25	59.50	0.185
4	14.30	0.483	1.292	17.500	9.63	49.26	0.185
5	0.00	0.207	0.803	37.500	20.63	60.94	0.185

Aktive Erddruckordinaten ($[g+q],k$)

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	Wasserdruck
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	oben[kN/m ²]	unten[kN/m ²]
25.650	24.650	0.000	0.000	0.00	0.00
24.650	24.000	0.000	0.000	0.00	0.00
24.000	23.650	0.000	0.000	0.00	0.00
23.650	23.500	0.000	0.000	0.00	0.00
23.500	23.181	0.000	1.481	0.00	0.00
23.181	23.000	11.549	12.393	0.00	0.00
23.000	22.783	12.393	15.128	0.00	2.17
22.783	22.706	15.128	16.090	2.17	2.94
22.706	22.698	16.090	16.188	2.94	3.02
22.698	22.604	16.188	17.378	3.02	3.96
22.604	22.320	17.378	20.950	3.96	6.80
22.320	21.700	20.950	22.551	6.80	6.80
21.700	21.649	21.963	22.094	6.80	6.80
21.649	21.237	22.094	23.142	6.80	6.80
21.237	20.878	23.142	24.058	6.80	6.80
20.878	20.627	24.058	29.564	6.80	6.80
20.627	20.227	29.564	30.583	6.80	6.80
20.227	18.777	30.583	34.278	6.80	6.80
18.777	17.800	34.278	38.522	6.80	6.80
17.800	17.708	45.123	45.301	6.80	6.80
17.708	17.127	45.301	36.353	6.80	6.80
17.127	14.300	36.353	41.810	6.80	6.80
14.300	13.284	29.766	32.080	6.80	6.80
13.284	12.597	32.080	28.778	6.80	6.80
12.597	7.885	28.778	39.513	6.80	6.80
7.885	0.000	39.513	55.723	6.80	6.80

Passive Erddruckbeiwerte

bestimmt nach: DIN 4085:2011

(Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	k_{pgh}	k_{pch}	φ_k	δ	θ
---------	----	-----------	-----------	-------------	----------	----------

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]
2	21.70	5.977	6.033	32.500	-21.45	16.46
3	17.80	7.225	6.809	35.000	-23.10	14.69
4	14.30	2.251	3.235	17.500	-11.55	26.63
5	0.00	8.805	7.723	37.500	-24.75	12.89

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.40

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von [m]	bis [m]	oben [kN/m²]	unten [kN/m²]
23.18	23.00	0.00	0.00
23.00	22.78	0.00	-16.70
22.78	22.71	-16.70	-18.48
22.71	22.70	-18.48	-18.66
22.70	22.60	-18.66	-20.87
22.60	22.32	-20.87	-27.47
22.32	21.70	-27.47	-35.49
21.70	21.65	-42.90	-43.79
21.65	21.24	-43.79	-50.86
21.24	20.88	50.86	-57.05
20.88	20.63	-57.05	-61.35
20.63	20.23	-61.35	-68.23
20.23	18.78	-68.23	-93.17
18.78	17.80	-93.17	-109.98
17.80	17.71	-51.59	-40.66
17.71	17.13	-40.66	-41.33
17.13	14.30	-41.33	-44.59
14.30	13.28	-108.79	-182.00
13.28	12.60	-182.00	-196.41
12.60	7.88	-196.41	-522.38
7.88	0.00	-522.38	-1067.87

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.2	0.0	0.0
24.00	-2.0	0.0	0.0
24.00	-66.8	0.0	0.0
23.65	-67.2	0.0	0.0
23.50	-67.4	0.0	0.0
23.18	-67.9	-0.3	0.0
23.00	-69.1	-3.5	-0.4
22.78	-69.9	-5.9	-1.4
22.71	-69.9	-6.3	-1.9
22.70	-69.9	-6.3	-2.0
22.60	-69.9	-6.7	-2.6
22.32	-69.4	-7.5	-4.6
21.70	-66.7	-6.8	-9.2
21.65	-66.2	-6.2	-9.5
21.24	-61.6	0.4	-10.8
20.88	-56.7	8.0	-9.4
20.63	-53.4	12.7	-6.8
20.23	-47.4	21.7	0.0

Schnittgrößen ([g+q],k)

Tiefe [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	0.0	0.0
24.00	-1.5	0.0	0.0
24.00	-49.5	0.0	0.0
23.65	-49.8	0.0	0.0
23.50	-49.9	0.0	0.0
23.18	-50.3	-0.2	0.0
23.00	-51.1	-2.4	-0.3
22.78	-51.7	-4.1	-1.0
22.71	-51.7	-4.3	-1.3
22.70	-51.7	-4.4	-1.4
22.60	-51.7	-4.6	-1.8

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

22.32	-51.3	-5.2	-3.2
21.70	-49.4	-4.8	-6.4
21.65	-49.0	-4.3	-6.6
21.24	-45.8	0.2	-7.6
20.88	-42.3	5.5	-6.6
20.63	-39.9	8.8	-4.8
20.23	-35.7	15.3	0.0

Weggrößen ([g+q],k)

berechnet mit $EI = 2.703E+4 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$

Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w
[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]
25.65	-1.9	24.65	-1.5	24.00	-1.2	23.65	-1.0	23.50	-1.0	23.18	-0.8	23.00	-0.7
22.78	0.6	22.71	-0.6	22.70	-0.6	22.60	-0.5	22.32	-0.4	21.70	-0.2	21.65	-0.2
21.24	-0.1	20.88	0.0	20.63	0.0	20.23	0.0						

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]

$\phi_{i,[g+q],k} = 0.00000000$

Theoretischer Fußpunkt = 20.227 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max M, gq

$M_{Ed} = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

$V_{Ed} = 0.3 \text{ kN}/\text{m}$

$N_{Ed} = -61.5 \text{ kN}/\text{m}$ (Druck)

Profil: Larssen 602 Stahlgüte: S 240 GP

$b = 600.0 \text{ mm} / b_f = 246.0 \text{ mm}$

$t_f = 8.2 \text{ mm} / t_w = 8.0 \text{ mm} / A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

$h = 310.0 \text{ mm} / \alpha = 42.5^\circ$

$W_{el} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m} / I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$

U-Bohle ist eine Doppelbohle

$\gamma_{M0} = 1.00 / \gamma_{M1} = 1.10$

$\varepsilon = 0.990 \rightarrow b_f / t_f / \varepsilon = 30.3$

Querschnittsklasse: 2

$\beta_B = 1.000 / \beta_D = 1.000$

$f_{y,red} = 240.0 \text{ N}/\text{mm}^2$

$M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

$V_{pl,Rd} = 557.6 \text{ kN}/\text{m}$ ($\mu = 0.001$)

$N_{pl,Rd} = 2719.2 \text{ kN}/\text{m}$ ($\mu = 0.023$)

Querkraft-Interaktion

$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$ keine Abm.

Normalkraft-Interaktion

keine Abm.

Nachweis M_{Rd}

$M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

$\mu = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.054$

Knicklänge = 8.37 m

$N_{cr} = 3807.6 \text{ kN}/\text{m}$

$N_{Ed} / N_{cr} = 0.016 \leq 0.04$

$\rightarrow$ Kein Knicknachweis

max $\mu = 0.054$

max $M_d = 10.8 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ (Tiefe = 21.24 m)

Zugehörige Werte: $N_d = -61.6 \text{ kN}/\text{m}$; $Q_d = 0.4 \text{ kN}/\text{m}$; $w_k = 0.1 \text{ mm}$

max $Q_d = 21.7 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ (Tiefe = 20.23 m)

Zugehörige Werte: $N_d = -47.4 \text{ kN}/\text{m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$

max $N_d = 69.9 \text{ kN}/\text{m}$ (Tiefe = 22.71 m)

Zugehörige Werte: $Q_d = -6.3 \text{ kN}/\text{m}$; $M_d = -1.9 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$; $w_k = 0.8 \text{ mm}$

max $w_k = 1.9 \text{ mm}$ (Tiefe = 25.65 m)

Zugehörige Werte: $N_d = 0.0 \text{ kN}/\text{m}$; $Q_d = 0.0 \text{ kN}/\text{m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

Vergrößerung der Einbindetiefe um 20.00 %

Einbindetiefe $t_g = 4.33 \text{ m}$

Profillänge = 6.98 m

Verlängerung (Summe V) = 1.00 m

Nachweis Summe V

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße nach unten gerichtet ist.

Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands

$$\text{Bedingung: } G_k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) \geq (B_{h,k} - 0.5 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_p)$$

$$G_k = 5.32 \text{ kN/m}$$

$$P_{v,k} = 48.00 \text{ kN/m}$$

$$E_{av,k} = 16.50 \text{ kN/m} \quad (E_{ah,k} = 48.84 \text{ kN/m})$$

$$C_{h,k} = 15.25 \text{ kN/m}$$

$$B_{v,k} = -33.64 \text{ kN/m}$$

$$\delta_p [^\circ] = -23.1$$

$$\delta_c [^\circ] = 11.7$$

$$\text{Summe } V_k = 41.01 \text{ kN/m (Druck)}$$

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit
(Eigene Erfahrungswerte)

Verfahren 1: EAU Bild E 4-3 (links)

Profil: Larssen 602

$$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_B) / \gamma_{Ep}$$

$$R_{Bv,d} = (80.63 - 1/2 \cdot 15.25) \cdot \tan(33.8^\circ) / 1.40 = 34.97 \text{ kN/m}$$

$$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) / \gamma_{Ep}$$

$$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot 15.25 \cdot \tan(11.7^\circ) / 1.40 = 1.12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Gelddruck: } q_{b,k} = 0.00 \text{ MN/m}^2$$

$$R_{b,d} = A \cdot q_{b,k} / \gamma_{qb,k} = 0.0113 \cdot 0.00 \cdot 1000 / 1.40 = 0.00 \text{ kN/m}$$

sichere Seite

Mantelreibung

von	bis	$q_{s,k} [\text{kN/m}^2]$	Bezeichnung
23.00	21.70	0.00	Modellschicht 1
21.70	18.67	30.00	Modellschicht 2

$$\text{Mantelfläche ab } 19.67 \text{ m} = 2.350 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s2,d}$$

$$\text{Profilverlängerung} = 1.00 \text{ m} \Rightarrow R_{s2,d}$$

$$\text{Mantelfläche (TF + dt1) von } 20.23 \text{ bis } 19.67 \text{ m} = 1.175 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s3,d}$$

$$R_{s2,d} = R_{s2,k} / \gamma_{qs,k} = 70.49 / 1.40 = 50.35 \text{ kN/m}$$

$$R_{s3,d} = R_{s3,k} / \gamma_{qs,k} = 19.54 / 1.40 = 13.96 \text{ kN/m}$$

$$R_d = R_{Bv,d} + R_{Cv,d} + R_{b,d} + R_{s2,d} + R_{s3,d} = 100.40 \text{ kN/m}$$

Einwirkungen

$$V_d = G_d + E_{av,d} + P_{v,d} = 8.38 + 23.59 + 64.80 = 96.77 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \mu = V_d / R_d = 96.77 / 100.40 = 0.96$$

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Nachweis Auftriebssicherheit nicht erforderlich !

Nachweis Aufbruchssicherheit nach EB 99

Verkehrslasten vereinfacht nach EAB EB 104 berücksichtigt

$$\text{Faktor Verkehrslasten } f_Q = 1.500 / 1.350 = 1.111$$

$$\text{Teilsicherheit (Grundbruch) } \gamma_{Rv} = 1.400$$

$$\text{Breite} = 1.19 \text{ m}$$

$$\text{Gewicht } G_k \text{ (einschließlich Verkehr)} = 124.74 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{(Verkehr erhöht mit Faktor } = 1.111)$$

$$E_{av,k} (\delta = 2/3 \cdot \varphi) = 31.60 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{Kohäsionskraft } K_k = 0.00 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{Grundbruchlast } R_{n,k} = 2816.99 \text{ [kN/m]}$$

Grundbruch mit:

$$\text{Reibungswinkel } \varphi_k = 33.75 [^\circ]$$

$$\text{Kohäsion } c_k = 1.14 \text{ [kN/m}^2]$$

$$N_d = 28.558 / N_b = 18.414 / N_c = 41.244$$

$$\sigma_u = 65.990 \text{ [kN/m}^2]$$

$$\text{mue} = [G_k \cdot \gamma_G] / [(P_{g,k} + K_k + E_{av,k}) / \gamma_{Gd}] = 0.083$$

$$\text{mue} = [124.74 \cdot 1.35] / [(2816.99 + 0.00 + 31.60) / 1.400] = 0.083$$

2

Spundwand

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

0+460 Lastfall 2 Sandstein

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 25.65 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 21.50 m

Grundwasserstand (rechts) = 23.00 m

Grundwasserstand (links) = 22.32 m

Teilsicherheiten

$\gamma_G = 1.10$

$\gamma_Q = 1.10$

$\gamma_{Ep} = 1.20$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Bermen Nr.	auf x1 [m]	der x2 [m]	Passivseite dh [m]	Auflast [kN/m²]
1	0.00	-16.50	-5.50	0.00

Der Einfluss von Passivbermen auf den passiven Erddruck wird in Analogie zu den Beziehungen in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" für Aktivbermen berechnet.

Flächenlast p = 0.00 kN/m² als Verkehrslast

Blocklasten

Aktiver Erddruck für Blocklasten verwendet

Nr.	sig(v) [kN/m²]	sig(h) [kN/m²]	x(links) [m]	x(rechts) [m]	Tiefe [m]
1	33.30	0.00	0.50	3.50	23.50
2	33.30	0.00	4.00	7.00	23.50
3	16.70	0.00	7.00	10.00	23.50
4	10.00	0.00	0.50	3.50	23.50

Lastordinaten Blocklasten (aktiver Anteil)

Nr.	y(oben) [m]	y(mitte) [m]	y(unten) [m]	p(oben) [kN/m²]	p(mitte) [kN/m²]	p(unten) [kN/m²]	Typ
1	23.18	22.72	17.79	7.51	7.51	7.51	0 Verkehrslast
2	20.88	17.23	13.57	4.80	4.80	4.80	0 Verkehrslast
3	18.78	13.57	8.28	1.73	1.73	1.73	0 Verkehrslast
4	23.18	22.72	17.79	2.25	2.25	2.25	0

Typ = 0 ==> rechteckförmig verteilt

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)

Horizontalkräfte (nach rechts positiv)

Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe [m]	M,g,k [kN·m/m]	M,q,k [kN·m/m]	H,g,k [kN/m]	H,q,k [kN/m]	V,g,k [kN/m]	V,q,k [kN/m]
1	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00

Blocklasten nicht umgelagert

Art des Fußlagers:

Profillänge automatisch

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:

$E_{ph,d} = 305.23 \text{ kN/m}$ ($E_{pv,d} = -108.84 \text{ kN/m}$)

Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = $B_{h,d} / E_{ph,d} = 1.000$

$B_{h(g+q),d} = 305.23 \text{ kN/m}$

$B_{h,g,d} = 190.00 \text{ kN/m}$

$B_{h,q,d} = 115.22 \text{ kN/m}$

$B_{h,w,d} = 70.47 \text{ kN/m}$

Ersatzkräfte C_h (Blum)

$C_{h,k} = 70.49 \text{ kN/m}$

$C_{h,g,k} = 33.57 \text{ kN/m}$

$C_{h,q,k} = 36.91 \text{ kN/m}$

$C_{h,w,k} = 19.66 \text{ kN/m}$

Bodenkennwerte

Schicht	UK	γ_k	γ'_{k}	φ_k	$c(pas)_k$	$c(akt)_k$	$d(p)/\varphi$	$d(a)/\varphi$	q_c	$c_{u,k}$
[-]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[kN/m ²]
1	23.50	0.00	0.00	32.50	0.00	0.00	-0.660	0.660	0.00	0.00
2	21.70	18.00	10.00	32.50	0.00	0.00	-0.660	0.660	0.00	0.00
3	17.80	19.00	11.00	35.00	0.00	0.00	-0.660	0.660	0.00	30.00
4	14.30	14.00	4.00	17.50	7.50	7.50	-0.660	0.660	0.00	10.00
5	0.00	19.00	11.00	37.50	0.00	0.00	-0.660	0.660	0.00	0.00

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$

Ersatzerddruck-Beiwert k_{ah} wird angewendet, wenn Kohäsion < 0.0 .

Ersatzerddruck-Beiwert k_{ah} wird nur auf ständige Lasten angewendet.

bestimmt nach: DIN 4085

Schicht	UK	k_{agh}	k_{ach}	φ_k	δ	θ	$k_{agh}(40^\circ)$
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	23.50	0.251	0.868	32.500	21.45	57.50	0.179
2	21.70	0.251	0.868	32.500	21.45	57.50	0.179
3	17.80	0.225	0.815	35.000	23.10	58.97	0.179
4	14.30	0.473	1.258	17.500	11.55	48.54	0.179
5	0.00	0.201	0.764	37.500	24.75	60.45	0.179

Aktive Erddruckordinaten ($[g+q]_k$)

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	Wasserdruck
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	oben[kN/m ²]	unten[kN/m ²]
25.650	24.650	0.000	0.000	0.00	0.00
24.650	24.000	0.000	0.000	0.00	0.00
24.000	23.650	0.000	0.000	0.00	0.00
23.650	23.500	0.000	0.000	0.00	0.00
23.500	23.181	0.000	11.203	0.00	0.00
23.181	23.000	11.203	12.023	0.00	0.00
23.000	22.715	12.023	15.586	0.00	2.85
22.715	22.650	15.586	16.402	2.85	3.50
22.650	22.320	16.402	20.531	3.50	6.80
22.320	21.700	20.531	22.087	6.80	6.80
21.700	21.600	21.510	21.757	6.80	6.80
21.600	21.500	21.757	22.004	6.80	6.80
21.500	20.878	22.004	23.544	6.80	6.80
20.878	20.627	23.544	28.960	6.80	6.80
20.627	19.627	28.960	31.434	6.80	6.80
19.627	18.777	31.434	33.536	6.80	6.80
18.777	18.630	33.536	35.628	6.80	6.80
18.630	17.800	35.628	37.681	6.80	6.80
17.800	17.792	44.383	44.399	6.80	6.80
17.792	17.637	44.399	34.927	6.80	6.80
17.637	17.226	34.927	35.707	6.80	6.80
17.226	16.631	35.707	36.834	6.80	6.80
16.631	16.085	36.834	37.867	6.80	6.80
16.085	14.300	37.867	41.248	6.80	6.80
14.300	13.567	29.174	30.793	6.80	6.80
13.567	11.290	30.793	31.026	6.80	6.80
11.290	8.276	31.026	35.956	6.80	6.80
8.276	0.000	35.956	54.242	6.80	6.80

Passive Erddruckbeiwerte

bestimmt nach: DIN 4085:2011

(Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	k_{pgh}	k_{pch}	φ_k	δ	θ
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]
3	17.80	7.225	6.809	35.000	-23.10	14.69
4	14.30	2.251	3.235	17.500	-11.55	26.63
5	0.00	8.805	7.723	37.500	-24.75	12.89

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.20

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von	bis	oben	unten
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]
21.60	21.50	0.00	0.00
21.50	20.88	0.00	-19.02
20.88	20.63	-19.02	-26.66
20.63	19.63	26.66	-57.21
19.63	18.78	-57.21	-83.19
18.78	18.63	-83.19	-87.67
18.63	17.80	87.67	-113.04
17.80	17.79	-55.43	-53.15
17.79	17.64	-53.15	-53.68
17.64	17.23	-53.68	-55.08
17.23	16.63	-55.08	-57.10
16.63	16.09	-57.10	-58.95
16.09	14.30	-58.95	-65.01
14.30	13.57	-177.76	-212.44
13.57	11.29	-212.44	-297.21
11.29	8.28	-297.21	-540.47
8.28	0.00	-540.47	-1208.47

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.0	0.0	0.0
24.00	-1.6	0.0	0.0
24.00	-54.4	0.0	0.0
23.65	-54.8	0.0	0.0
23.50	-54.9	0.0	0.0
23.18	-55.4	-0.5	0.0
23.00	-56.5	-2.9	-0.3
22.72	-58.3	-7.2	-1.7
22.65	-58.7	-8.3	-2.2
22.32	-61.0	-15.0	-6.1
21.70	-65.5	-29.6	-19.8
21.60	-66.3	-31.9	-22.9
21.50	-67.1	-34.3	-26.2
20.88	-69.8	-44.0	-51.2
20.63	-70.1	-46.0	-62.4
19.63	-64.1	-37.1	-106.3
18.78	-49.6	-7.5	-126.7
18.63	-46.3	-0.6	-127.3
17.80	-23.0	49.7	-108.2
17.79	-23.0	49.7	-107.8
17.64	-22.5	51.8	-100.0
17.23	-20.9	58.3	-77.3
16.63	-18.6	68.1	-39.7
16.09	-16.4	77.5	0.0

Schnittgrößen ([g+q].k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	0.0	0.0
24.00	-1.5	0.0	0.0
24.00	-49.5	0.0	0.0
23.65	-49.8	0.0	0.0
23.50	-49.9	0.0	0.0
23.18	-50.4	-0.5	0.0
23.00	-51.4	-2.6	-0.3
22.72	-53.0	-6.5	-1.6

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

22.65	-53.4	-7.6	-2.0
22.32	-55.4	-13.7	-5.5
21.70	-59.5	-26.9	-18.0
21.60	-60.2	-29.0	-20.8
21.50	-61.0	-31.2	-23.8
20.88	-63.5	-40.0	-46.5
20.63	-63.7	-41.8	-56.8
19.63	-58.3	-33.7	-96.7
18.78	-45.1	-6.8	-115.2
18.63	-42.1	-0.5	-115.7
17.80	-20.9	45.2	-98.4
17.79	20.9	45.2	-98.0
17.64	-20.5	47.1	-90.9
17.23	-19.0	53.0	-70.3
16.63	-16.9	61.9	-36.1
16.09	-14.9	70.5	0.0

Weggrößen ([g+q],k)

berechnet mit EI = 2.703E+4 kN·m²/m

Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w
[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]
25.65	-103.3	24.65	-88.0	24.00	-78.0	23.65	-72.6	23.50	-70.3	23.18	65.4	23.00	62.6
22.72	-58.2	22.65	-57.2	22.32	-52.2	21.70	-42.8	21.60	-41.3	21.50	-39.8	20.88	-30.7
20.63	-27.2	19.63	-14.9	18.78	-7.2	18.63	-6.1	17.80	-2.0	17.79	-2.0	17.64	-1.5
17.23	-0.6	16.63	-0.1	16.09	0.0								

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]

phi,[g+q],k: 0.00000000

Theoretischer Fußpunkt = 16.085 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max M,gq

M_{Ed} = 127.3 kN·m/mV_{Ed} = 0.6 kN/mN_{Ed} = -46.3 kN/m (Druck)

Profil: Larssen 602 Stahlgüte S 240 GP

b = 600.0 mm / b_f = 246.0 mmt_f = 8.2 mm / t_w = 8.0 mm / A = 113.3 cm²/m

h = 310.0 mm / α = 42.5 °

W_{el} = 830.0 cm³/m / I = 12870.0 cm⁴/m

U-Bohle ist eine Doppelbohle

γ_{M0} = 1.00 / γ_{M1} = 1.10ε = 0.990 → b_f / t_f / c = 30.3

Querschnittsklasse: 2

β_B = 1.000 / β_D = 1.000f_{y,red} = 240.0 N/mm²M_{c,Rd} = 199.2 kN·m/mV_{pl,Rd} = 557.6 kN/m (μ = 0.001)N_{pl,Rd} = 2719.2 kN/m (μ = 0.017)

Querkraft-Interaktion

V_{Ed} ≤ 0.5 · V_{pl,Rd} → keine Abm.

Normalkraft-Interaktion

keine Abm.

Nachweis M_{Rd}M_{c,Rd} = 199.2 kN·m/mμ = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.639

Knicklänge = 14.91 m

N_{cr} = 1199.9 kN/mN_{Ed} / N_{cr} = 0.039 ≤ 0.04

→ Kein Knicknachweis

max μ = 0.639

max M_d = 127.3 kN·m/m (Tiefe = 18.63 m)Zugehörige Werte: N_d = -46.3 kN/m; Q_d = -0.6 kN/m; w_k = 6.1 mmmax Q_d = 77.5 kN·m/m (Tiefe = 16.09 m)Zugehörige Werte: N_d = -16.4 kN/m; M_d = 0.0 kN·m/m; w_k = 0.0 mmmax N_d = 70.1 kN/m (Tiefe = 20.63 m)Zugehörige Werte: Q_d = -46.0 kN/m; M_d = -62.4 kN·m/m; w_k = 30.0 mm

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

max $w_k = 103.3$ mm (Tiefe = 25.65 m)
Zugehörige Werte: $N_d = 0.0$ kN/m; $Q_d = 0.0$ kN/m; $M_d = 0.0$ kN·m/m

Vergrößerung der Einbindetiefe um 20.00 %
Einbindetiefe $t_g = 6.50$ m
Profillänge = 10.65 m

Nachweis Summe V

Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße nach unten gerichtet ist.

Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands

Bedingung: $G_k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) \geq (B_{h,k} - 0.5 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_p)$

$G_k = 9.47$ kN/m

$P_{v,k} = 48.00$ kN/m

$E_{av,k} = 57.82$ kN/m ($E_{ah,k} = 163.64$ kN/m)

$C_{h,k} = 70.49$ kN/m

$B_{v,k} = -99.43$ kN/m

$\delta_p [^\circ] = -11.6$

$\delta_c [^\circ] = 5.8$

Summe $V_k = 26.66$ kN/m (Druck)

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit

(Eigene Erfahrungswerte)

Verfahren 1: EAU Bild E 4-3 (links)

Profil: Larssen 602

$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_B) / \gamma_{Ep}$

$R_{Bv,d} = (278.84 - 1/2 \cdot 70.49) \cdot \tan(30.0^\circ) / 1.20 = 117.39$ kN/m

$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) / \gamma_{Ep}$

$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot 70.49 \cdot \tan(5.2^\circ) / 1.20 = 2.70$ kN/m

$\times$ $q_{b,k} = 0.00$ MN/m²

$R_{b,d} = A \cdot q_{b,k} / \gamma_{qb,k} = 0.0113 \cdot 0.00 \cdot 1000 / 1.40 = 0.00$ kN/m

Sichere Seite

Mantelreibung

von	bis	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	Bezeichnung
21.50	17.80	30.00	Modellschicht 2
17.80	15.00	10.00	Modellschicht 3

Mantelfläche (TF + dt1) von 16.09 bis 15.00 m = 1.175 m²/m ==> $R_{s3,d}$

$R_{s3,d} = R_{s3,k} / \gamma_{qs,k} = 12.72 / 1.40 = 9.09$ kN/m

$R_d = R_{Bv,d} + R_{Cv,d} + R_{b,d} + R_{s3,d} = 129.18$ kN/m

Einwirkungen

$V_d = G_d + E_{av,d} + P_{v,d} = 10.42 + 63.60 + 52.80 = 126.82$ kN/m

==> $\mu = V_d / R_d = 126.82 / 129.18 = 0.98$

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Nachweis Auftriebssicherheit nicht erforderlich !

Nachweis Aufbruchssicherheit nach EB 99

Verkehrslasten vereinfacht nach EAB EB 104 berücksichtigt

Faktor Verkehrslasten $f_Q = 1.100 / 1.100 = 1.000$

Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{Rv} = 1.200$

Breite = 1.10 m

Gewicht G_k (einschließlich Verkehr) = 197.66 [kN/m]

(Verkehr erhöht mit Faktor = 1.000)

$E_{av,k} (\delta = 2/3 \cdot \varphi) = 64.79$ [kN/m]

Kohäsionskraft $K_k = 20.98$ [kN/m]

Grundbruchlast $R_{n,k} = 4306.81$ [kN/m]

Grundbruch mit:

Reibungswinkel $\varphi_k = 33.82$ [°]

Kohäsion $c_k = 1.21$ [kN/m²]

$N_d = 28.810 / N_b = 18.632 / N_c = 41.507$

$\sigma_u = 120.020$ [kN/m²]

$\mu_{ue} = [G_k \cdot \gamma_G] / [(P_{g,k} + K_k + E_{av,k}) / \gamma_{Gr}] = 0.059$

$\mu_{ue} = [197.66 \cdot 1.10] / [(4306.81 + 20.98 + 64.79) / 1.200] = 0.059$

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

ANLAGEN

zur Pos. 1.5

1. Berechnungsprotokoll der Spundwandbemessung für Lastfall LF2

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

1.

Spundwand

=====

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

0+500 Lastfall 2

Indices:

d = Bemessungswert

k = charakteristisch

g = Ständig, einschließlich Wasserdruck

q = Veränderlich

g+q = Ständig + Veränderlich, einschließlich Wasserdruck

w = Wasserdruck

Wandkopf = 25.65 m

Maximale Teilung bis Baugrubensohle: 0.050 m

Maximale Teilung unter Baugrubensohle: 0.050 m

Baugrubensohle = 23.50 m

Grundwasserstand (rechts) = 23.00 m

Grundwasserstand (links) = 22.32 m

Teilsicherheiten

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

$\gamma_{Ep} = 1.40$

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

Bermen Nr.	auf x1	der x2	Passivseite dh	Auflast
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
1	0.00	-9.00	-1.75	0.00
2	-9.00	-13.00	-2.25	0.00

Der Einfluss von Passivbermen auf den passiven Erddruck wird in Analogie zu den Beziehungen in "Spundwand-Handbuch Berechnung (1977) Abschnitt 4.9.2.2" für Aktivbermen berechnet.

Flächenlast p = 0.00 kN/m² als Verkehrslast

Blocklasten

Aktiver Erddruck für Blocklasten verwendet

Nr.	sig(v)	sig(h)	x(links)	x(rechts)	Tiefe
[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]
1	33.30	0.00	0.00	3.50	23.50
2	33.30	0.00	4.00	7.00	23.50
3	16.70	0.00	7.00	10.00	23.50
4	10.00	0.00	0.00	3.50	23.50

Lastordinaten Blocklasten (aktiver Anteil)

Nr.	y(oben)	y(mitte)	y(unten)	p(oben)	p(mitte)	p(unten)	Typ
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
1	23.50	23.50	17.52	9.09	9.09	9.09	0 Verkehrslast
2	20.88	16.90	12.65	5.02	5.02	5.02	0 Verkehrslast
3	18.78	12.65	7.01	1.81	1.81	1.81	0 Verkehrslast
4	23.50	23.50	17.52	2.73	2.73	2.73	0

Typ = 0 ==> rechteckförmig verteilt

Momente (im Uhrzeigersinn positiv)

Horizontalkräfte (nach rechts positiv)

Vertikalkräfte (nach unten positiv)

Nr.	Tiefe	M,g,k	M,q,k	H,g,k	H,q,k	V,g,k	V,q,k
[-]	[m]	[kN·m/m]	[kN·m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00

Blocklasten nicht umgelagert

Art des Fußlagers:

Profillänge automatisch

Nachweis Fußauflager erbracht mit folgenden Kräften:

Eph,d = 67.67 kN/m (Epv,d = -11.77 kN/m)

Ausnutzungsgrad (Erdwiderstand) = Bh,d / Eph,d = 1.000

Bh(g+q),d = 67.67 kN/m

Bh.g,d = 31.15 kN/m

Bh.q,d = 36.52 kN/m

Bh.w,d = 9.39 kN/m

Ersatzkräfte Ch (Blum)

Ch,k = 9.58 kN/m

Ch,g,k = 1.77 kN/m

Ch,q,k = 7.80 kN/m

Ch,w,k = -1.06 kN/m

Bodenkennwerte

Schicht	UK	γ_k	γ'	φ_k	c(pas).k	c(akt).k	d(p)/ φ	d(a)/ φ	qc	cu.k
[-]	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[-]	[MN/m²]	[kN/m²]
1	23.50	0.00	0.00	32.50	0.00	0.00	-0.300	0.330	0.00	0.00
2	21.70	18.00	10.00	32.50	0.00	0.00	-0.300	0.330	0.00	0.00
3	17.80	19.00	11.00	35.00	0.00	0.00	0.300	0.330	0.00	30.00
4	14.30	14.00	4.00	17.50	7.50	7.50	-0.300	0.330	0.00	0.00
5	0.00	19.00	11.00	37.50	0.00	0.00	-0.300	0.330	0.00	0.00

Aktive Erddruckbeiwerte

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\varphi = 40^\circ$

Ersatzerddruck-Beiwert kah wird angewendet, wenn Kohäsion < 0.0 .

Ersatzerddruck-Beiwert kah wird nur auf ständige Lasten angewendet.

bestimmt nach: DIN 4085

Schicht	UK	k _{agh}	k _{ach}	φ_k	δ	θ	kagh(40°)
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[-]
1	23.50	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
2	21.70	0.274	0.984	32.500	10.73	59.21	0.197
3	17.80	0.246	0.930	35.000	11.55	60.59	0.197
4	14.30	0.502	1.360	17.500	5.78	50.84	0.197
5	0.00	0.220	0.878	37.500	12.38	61.98	0.197

Aktive Erddruckordinaten ([g+q].k)

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	Wasserdruck
[m]	[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	oben[kN/m²]	unten[kN/m²]
25.650	24.650	0.000	0.000	0.00	0.00
24.650	24.000	0.000	0.000	0.00	0.00
24.000	23.650	0.000	0.000	0.00	0.00
23.650	23.500	0.000	0.000	0.00	0.00
23.500	23.000	0.000	14.284	0.00	0.00
23.000	22.660	14.284	18.614	0.00	3.40
22.660	22.611	18.614	19.233	3.40	3.89
22.611	22.320	19.233	22.945	3.89	6.80
22.320	22.217	22.945	23.228	6.80	6.80
22.217	21.700	23.228	24.642	6.80	6.80
21.700	21.649	24.030	24.169	6.80	6.80
21.649	21.546	24.169	24.447	6.80	6.80
21.546	20.878	24.447	31.277	6.80	6.80
20.878	19.988	31.277	33.685	6.80	6.80
19.988	18.777	33.685	36.959	6.80	6.80
18.777	18.553	38.770	39.377	6.80	6.80
18.553	17.800	39.377	41.413	6.80	6.80
17.800	17.519	47.856	36.601	6.80	6.80
17.519	16.954	36.601	37.735	6.80	6.80
16.954	16.905	37.735	37.835	6.80	6.80
16.905	14.300	37.835	43.069	6.80	6.80
14.300	12.650	31.015	35.014	6.80	6.80
12.650	7.013	35.014	43.649	6.80	6.80
7.013	0.000	43.649	58.832	6.80	6.80

Passive Erddruckbeiwerte

bestimmt nach: DIN 4085:2011

(Erddruckbeiwerte für horizontales Gelände)

Schicht	UK	k _{pgh}	k _{pch}	φ_k	δ	θ
[-]	[m]	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

2	21.70	4.484	4.804	32.500	-9.75	22.55
3	17.80	5.209	5.272	35.000	-10.50	21.07
4	14.30	2.044	2.979	17.500	-5.25	31.27
5	0.00	6.089	5.808	37.500	-11.25	19.59

Passive Erddruckordinaten (Bemessungswerte)

Teilsicherheit Erdwiderstand = 1.40

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von	bis	oben	unten
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
23.50	23.00	0.00	-18.63
23.00	22.66	-18.63	31.30
22.66	22.61	-31.30	-33.11
22.61	22.32	-33.11	-43.97
22.32	22.22	-43.97	-46.10
22.22	21.70	-46.10	-56.80
21.70	21.65	-65.98	-67.34
21.65	21.55	67.34	-70.06
21.55	20.88	-70.06	-87.73
20.88	19.99	-87.73	-111.27
19.99	18.78	-111.27	-106.54
18.78	18.55	106.54	-105.67
18.55	17.80	-105.67	-128.37
17.80	17.52	-65.94	-66.07
17.52	16.95	-66.07	-66.32
16.95	16.90	-66.32	-66.34
16.90	14.30	-66.34	-77.33
14.30	12.65	-182.78	-261.73
12.65	7.01	-261.73	-531.38
7.01	0.00	-531.38	-866.88

Schnittgrößen (Bemessungswerte)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-1.2	0.0	0.0
24.00	-2.0	0.0	0.0
24.00	-66.8	0.0	0.0
23.65	-67.2	0.0	0.0
23.50	-67.4	0.0	0.0
23.00	-68.9	-4.4	-1.3
22.66	-69.2	-4.0	-2.8
22.61	-69.2	-3.8	-3.0
22.32	-68.9	-1.3	-3.8
22.22	-68.7	-0.1	-3.9
21.70	-67.2	8.9	-1.8
21.65	-66.9	10.6	-1.3
21.55	-66.2	14.1	0.0

Schnittgrößen ([g+q],k)

Tiefe	N	Q	M
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m/m]
25.65	0.0	0.0	0.0
24.65	-0.9	0.0	0.0
24.00	-1.5	0.0	0.0
24.00	-49.5	0.0	0.0
23.65	-49.8	0.0	0.0
23.50	-49.9	0.0	0.0
23.00	-51.0	-3.0	-0.9
22.66	-51.2	-2.7	-1.9
22.61	-51.2	-2.5	-2.0
22.32	-51.0	-0.9	-2.6
22.22	-50.9	0.0	-2.6
21.70	-49.8	6.0	-1.2
21.65	-49.6	7.2	-0.9
21.55	-49.2	9.6	0.0

Weggrößen ([g+q],k)

berechnet mit EI = 2.703E+4 kN·m²/m

Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w	Tiefe	w
[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]	[m]	[mm]

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Ingenieurbüro Für Tragwerksplanung Markus Böller & Ralf Zabiegay GmbH & Co. KG

25.65	-0.4	24.65	-0.2	24.00	-0.2	23.65	-0.1	23.50	-0.1	23.00	-0.1	22.66	0.0
22.61	0.0	22.32	0.0	22.22	0.0	21.70	0.0	21.65	0.0	21.55	0.0		

Verdrehung (Theoretischer Fußpunkt) [°]

 $\phi_{i,[g+q],k}: 0.00000000$

Theoretischer Fußpunkt = 21.546 m

Bemessung nach EC 3 (el.-el.)

Bemessungssituation: max $N_{i,qd}$ $M_{Ed} = 2.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ $V_{Ed} = 4.0 \text{ kN/m}$ $N_{Ed} = -69.2 \text{ kN/m}$ (Druck)

Profil: Larssen 602 Stahlgüte S 240 GP

 $b = 600.0 \text{ mm} / b_f = 246.0 \text{ mm}$ $t_f = 8.2 \text{ mm} / t_w = 8.0 \text{ mm} / A = 113.3 \text{ cm}^2/\text{m}$ $h = 310.0 \text{ mm} / \alpha = 42.5^\circ$ $W_{el} = 830.0 \text{ cm}^3/\text{m} / I = 12870.0 \text{ cm}^4/\text{m}$

U Bohle ist eine Doppelbohle

 $\gamma_{M0} = 1.00 / \gamma_{M1} = 1.10$ $\alpha = 0.990 \rightarrow b_f / t_f / \alpha = 30.3$

Querschnittsklasse: 2

 $\beta_B = 1.000 / \beta_D = 1.000$ $f_{y,red} = 240.0 \text{ N/mm}^2$ $M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ $V_{pl,Rd} = 557.6 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.007$) $N_{pl,Rd} = 2719.2 \text{ kN/m}$ ($\mu = 0.025$)

Querkraft-Interaktion

 $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \rightarrow$ keine Abm.

Normalkraft-Interaktion

keine Abm.

Nachweis M_{Rd} $M_{c,Rd} = 199.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ $\mu = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.014$

Knicklänge = 6.29 m

 $N_{cr} = 6742.1 \text{ kN/m}$ $N_{Ed} / N_{cr} = 0.010 \leq 0.04$ $\rightarrow$ Kein Knicknachweismax $\mu = 0.025$ max $M_d = 3.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (Tiefe = 22.22 m)Zugehörige Werte: $N_d = -68.7 \text{ kN/m}$; $Q_d = -0.1 \text{ kN/m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$ max $Q_d = 14.1 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (Tiefe = 21.55 m)Zugehörige Werte: $N_d = -66.2 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $w_k = 0.0 \text{ mm}$ max $N_d = 69.2 \text{ kN/m}$ (Tiefe = 22.66 m)Zugehörige Werte: $Q_d = -4.0 \text{ kN/m}$; $M_d = -2.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; $w_k = 0.1 \text{ mm}$ max $w_k = 0.4 \text{ mm}$ (Tiefe = 25.65 m)Zugehörige Werte: $N_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $Q_d = 0.0 \text{ kN/m}$; $M_d = 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Vergrößerung der Einbindetiefe um 20.00 %

Einbindetiefe $t_g = 3.35 \text{ m}$

Profillänge = 5.50 m

Verlängerung (Summe V) = 1.00 m

Nachweis Summe V

Das Vorzeichen ist positiv, wenn Kraftgröße nach unten gerichtet ist.

Nachweis des mobilisierten Erdwiderstands

Bedingung: $G_k + P_{v,k} + E_{av,k} + 0.5 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_c) \geq (B_{h,k} - 0.5 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_p)$ $G_k = 4.00 \text{ kN/m}$ $P_{v,k} = 48.00 \text{ kN/m}$ $E_{av,k} = 5.68 \text{ kN/m}$ ($E_{ah,k} = 29.80 \text{ kN/m}$) $C_{h,k} = 9.58 \text{ kN/m}$ $B_{v,k} = -8.17 \text{ kN/m}$ $\delta_p [^\circ] = -10.5$ $\delta_c [^\circ] = 11.7$ Summe $V_k = 51.39 \text{ kN/m}$ (Druck)

Geprüft
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Rug

Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit

(Eigene Erfahrungswerte)

Verfahren 1: EAU Bild E 4-3 (links)

Profil: Larssen 602

$$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 \cdot C_{h,k}) \cdot \tan(\delta_B) / \gamma_{Ep}$$

$$R_{Bv,d} = (46.95 - 1/2 \cdot 9.58) \cdot \tan(32.8^\circ) / 1.40 = 19.39 \text{ kN/m}$$

$$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot C_{h,k} \cdot \tan(\delta_C) / \gamma_{Ep}$$

$$R_{Cv,d} = 1/2 \cdot 9.58 \cdot \tan(10.5^\circ) / 1.40 = 0.63 \text{ kN/m}$$

$$q_{b,k} = 0.00 \text{ MN/m}^2$$

$$R_{b,d} = A \cdot q_{b,k} / \gamma_{qb,k} = 0.0113 \cdot 0.00 \cdot 1000 / 1.40 = 0.00 \text{ kN/m}$$

Mantelreibung

von	bis	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	Bezeichnung
23.50	21.70	0.00	Modellschicht 1
21.70	20.15	30.00	Modellschicht 2

$$\text{Mantelfläche ab 21.15 m} = 2.350 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s2,d}$$

$$\text{Profilverlängerung} = 1.00 \text{ m} \Rightarrow R_{s2,d}$$

$$\text{Mantelfläche (TF + dt1) von 21.55 bis 21.15 m} = 1.175 \text{ m}^2/\text{m} \Rightarrow R_{s3,d}$$

$$R_{s2,d} = R_{s2,k} / \gamma_{qs,k} = 70.49 / 1.40 = 50.35 \text{ kN/m}$$

$$R_{s3,d} = R_{s3,k} / \gamma_{qs,k} = 13.77 / 1.40 = 9.84 \text{ kN/m}$$

$$R_d = R_{Bv,d} + R_{Cv,d} + R_{b,d} + R_{s2,d} + R_{s3,d} = 80.21 \text{ kN/m}$$

Einwirkungen

$$V_d = G_d + E_{dv,d} + P_{v,d} = 6.60 + 8.18 + 64.80 = 79.57 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \mu = V_d / R_d = 79.57 / 80.21 = 0.99$$

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Nachweis Auftriebssicherheit nicht erforderlich !

Nachweis Aufbruchssicherheit nach EB 99

Verkehrslasten vereinfacht nach EAB EB 104 berücksichtigt

$$\text{Faktor Verkehrslasten } f_Q = 1.500 / 1.350 = 1.111$$

$$\text{Teilsicherheit (Grundbruch) } \gamma_{Rv} = 1.400$$

$$\text{Breite} = 0.43 \text{ m}$$

$$\text{Gewicht } G_k \text{ (einschließlich Verkehr)} = 40.18 \text{ [kN/m]}$$

$$(\text{Verkehr erhöht mit Faktor} = 1.111)$$

$$E_{av,k} (\delta = 2/3 \cdot \varphi) = 15.11 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{Kohäsionskraft } K_k = 0.00 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{Grundbruchlast } R_{n,k} = 623.71 \text{ [kN/m]}$$

Grundbruch mit:

$$\text{Reibungswinkel } \varphi_k = 33.72 [^\circ]$$

$$\text{Kohäsion } c_k = 1.12 \text{ [kN/m}^2]$$

$$N_o = 28.466 / N_b = 18.334 / N_c = 41.148$$

$$\sigma_u = 43.846 \text{ [kN/m}^2]$$

$$\mu_{ue} = [G_k \cdot \gamma_G] / [(P_{g,k} + K_k + E_{av,k}) / \gamma_{Gr}] = 0.119$$

$$\mu_{ue} = [40.18 \cdot 1.35] / [(623.71 + 0.00 + 15.11) / 1.400] = 0.119$$