PAHN PRÜFBÜRO für Baustatik GbR

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn
Prüfingenieur für Standsicherheit
Schliebener Straße 70
0 4 9 1 6 Herzberg
Tel. 03535 / 2 20 96
Fax. 03535 / 2 20 97

Verteiler:
Bauherr + Prüfexemplar, ina.Marquardt@LUGV.Brandenburg.de,
hella.scholz@lugv.brandenburg .de
Objektplaner + Prüfexemplar, Ron.Moeller@IB-Prokon.de
Prüfing.

Prüf.-Nr.: P 14 006
(bitte immer angeben!)
Zei.: hand/bey/du
uBAB Az.: nicht bekannt

Herzberg, 15.06.2014

Prüfbericht Nr. P 14 006 / 1

(Prüfantrag des Bauherrn vom 02.06.2014)

1	**Bauvorhaben:**	Hochwasserschutz 2. BA, TO 2, 03172 Guben
	Standort des Vorhabens:	Neiße km 15 + 371 bis 15+223
2	**Bauherr:**	Landesamt für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz Seeburger Chaussee 2, 14476 Potsdam OT Groß Glienicke
3	**Objektplaner:**	Ingenieurbüro Prokon – Beratung u. Bauplanung GmbH Gewerbeparkstraße 19, 03099 Kolkwitz
4	**Bauwert:**	nach Kostenberechnung
5	**Bauwerksklasse:**	4

6 Folgende Nachweise und Unterlagen wurden geprüft:

6.1 Standsicherheitsnachweis / Statische Berechnung vom 04.12.2013 (Gesamt 275 Seiten)

Deckblatt, IHVZ u. Vorbemerkungen	S. 3...6,
Pos. 1: Stahlbetonwand	S. 7...11
Anlage 1	S. 1...4
Pos. 2: Spundwände	S. 12...23
Anlage 2	S. 1...70
Pos. 3: Auslaufwerk Egelneiße	S. 24...43
Anlage 3	S. 1...83
Pos. 4: Pumpwerk	S. 44...61
Anlage 4	S. 5...17, 21...38
Pos. 5: Uferwand Ost Egelneiße	S. 62...65
Anlage 5	S. 1...15

6.2 Entwurfszeichnungen vom November 2013 (1-fach)

Blatt Nr.:	8.1	Draufsicht
	8.2	Schnitte und Detailschnitte
	8.3	Ansichten

7 Feststellungen und Besonderheiten

7.1 Maßgebende Bestimmungen und Unterlagen

7.1.1 BbgBauPrüfV, BbgBauVorlV

7.1.2 Geltende technische Baubestimmungen

7.1.3 zur Einsichtnahme:

1.) Entwurfszeichnung vom November 2013 (1-fach)
Aufsteller: siehe unter Ziffer 3
Blatt Nr.: 5.1 Lageplan

2.) Baugrundgutachten vom März 2012, 11 Seiten + Anlagen (Gesamtumfang 30 S.)
Aufsteller: Ing.- und Baugrundbüro Kunze, Mittelstraße 4, 03185 Peitz

3.) Ergebnisbericht - Untersuchung Grundwasser auf beton- und stahlangreifende Inhaltsstoffe vom Februar 2012, 14 Seiten (Anlage 5.1, 5.2, 6.1 und 6.2 zu Baugrundgutachten Kunze)
Aufsteller: AKS GmbH Paul-Greifzu-Str. 6, 03042 Cottbus

4.) Katalog „Einzel-, Reihen- und Flächenabdeckung" der Firma ACO, Auszug 4 Seiten
Aufsteller: ACO Tiefbau Vertrieb GmbH, Postfach 320, 24755 Rendsburg

5.) Stellungnahme der Firma KSB, 4 Seiten
Aufsteller: KSB Aktiengesellschaft, Johann-Klein-Straße 9, 67227 Frankenthal

7.2 Belastungsannahmen
gemäß DIN 19702, DIN 19 704, DIN EN 1991, DIN 4085, DIN 1072, EAU, EAB

7.3 Baustoffe
Die für die einzelnen Bauteile vorgesehene Art und Güte der Baustoffe ist aus den statischen und bautechnischen Nachweisen bzw. den Zeichnungen dieser Bauteile zu entnehmen.

7.4 Baugrund
Zum geplanten Standort liegen mit den Unterlagen gemäß Ziffer 7.1.3 Angaben zum Baugrund vor.

7.5 Bemerkungen zur Prüfung

7.5.1 **Standsicherheitsnachweis**

7.5.1.1 Die Prüfung erfolgte in statischer und bautechnischer Hinsicht durch Kontrolle und teilweise durch Vergleichsrechnung. Die statischen Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit werden unter Beachtung der nachfolgenden Bemerkungen anerkannt.

7.5.1.2 Prüfeintragungen in den Unterlagen sind zu beachten.

7.5.1.3 Maßgebend für die Ausführung sind die in den statischen Berechnungen des Aufstellers angegebenen Konstruktions- und Querschnittsmaße sowie die Materialkennwerte.

7.5.1.4 Die Übereinstimmung der Örtlichkeit mit den vorgelegten Plänen und die Richtigkeit der angegebenen Bemessungswasserstände wurden bei der Prüfung der Unterlagen vorausgesetzt. Die der Berechnung zu Grunde liegenden Wasserstände (auch für Zwischenbauzustände), Geländehöhen und Böschungen müssen während der Bauausführung sichergestellt werden. Die Wasserstände sind während des maßgebenden Bauausführungszeitraumes zu kontrollieren. Bei Abweichungen ist der Aufsteller der statischen Berechnung zu einer sofortigen Stellungnahme aufzufordern.

7.5.1.5 Die vorliegenden Berechnungen beziehen sich bisher ausschließlich auf die Massivbauteile und die Spundwandbemessungen (einschließlich der Pfahlberechnungen). Der Stahlwasserbau, die Notverschlüsse, der Stabrechen und der Rohrschacht DN 600 einschließlich der Pumpen des Auslaufbauwerkes waren nicht Bestandteil der bisher vorgelegten Unterlagen und somit noch nicht Prüfungsgegenstand. Die entsprechenden Standsicherheitsnachweise für den Stahlwasserbau sind spätestens zusammen mit den Ausführungszeichnungen bzw. Werkstattzeichnungen zur Prüfung vorzulegen.

7.5.1.6 Die Angaben zu den Gewichten des Rohrschachtes einschließlich der Pumpe und des max. Wassergewichtes wurden bei der Prüfung als richtig vorausgesetzt.

7.5.1.7 Bei der Bemessung der Hochwasserschutzwand und des Hochwasserschutzschildes wurde ein verminderter Eisansatz von 100 kN/m bei einer Wasserhöhe von 45,00 m NHN im Lastfall BS-A angesetzt. Die Brücke wurde entsprechend der DIN 1072 für einen SLW 30 bemessen.
Bei der Prüfung wurde vorausgesetzt, dass hierzu die Zustimmung des Bauherrn bzw. der genehmigenden Behörde vorliegt.

7.5.1.8 Beim Pumpwerk soll eine Schachtabdeckung der Firma ACO zum Einsatz kommen. Für die Schachtabdeckung ist die Zulassung zu beachten, u.a. ist die maximale zulässige Geschwindigkeit von 25km/h sicherzustellen (z.B. durch Beschilderung).

7.5.1.9 Die Standsicherheit der Spundwand wurde ohne Berücksichtigung einer Abgrabung nachgewiesen. Gemäß der DIN 1054: 2010-12 sind Abgrabungen oder Auskolkungen vor dem Fuß eines Stützbauwerkes entweder durch Überwachung und Schutzmaßnahmen auszuschließen oder beim Nachweis der Standsicherheit zu berücksichtigen.

7.5.1.10 Die statischen Nachweise für die Spundwände zwischen den Flügelwänden der Brücke und den Pos. 2.1 (Spundwand Profil 7/8) bzw. Pos. 2.2 (Spundwand Profil 9-11) sind unter Beachtung des Geländeverlaufes vor der Spundwand noch zur Prüfung einzureichen.

7.5.1.11 Bei der Berechnung der Spundwand Pos. 5 (Uferwand Ost Egelneiße) wurde keine Verkehrslast auf der Böschung berücksichtigt. Somit ist auch die Zwischenlagerung von Baumaterial, Baumaschinen etc. auf der Böschung auszuschließen. Anderenfalls ist der statische Nachweis zu präzisieren und erneut zur Prüfung vorzulegen.

7.5.1.12 Die beim Standsicherheitsnachweis angesetzten Wasserstände, Lasten, Geländehöhen und die teilweise angegebenen lastfreien Abgrabungsstreifen hinter den Spundwänden sind während der Bauausführung sicherzustellen und durch die örtliche Bauüberwachung aktenkundig zu kontrollieren.

7.5.1.13 Für die zulässigen Belastungen der Spundwand im Bauzustand sind die Einzelnachweise zu beachten. Die einzuhaltenden Mindestabstände für Bagger und Hebezeuge (je nach vorhandenem Gesamtgewicht) sind den Angaben in der EAB zu entnehmen.

7.5.1.14 Gemäß den statischen Nachweisen wurden Pfahllängen von bis 10,60 m berechnet. Damit liegt der Pfahlfußpunkt (Pos. 3.4 → OK Pfahl = 39,50 mNHN) bei ca. 28,90 mNHN. Die Erkundung des Baugrundes (vgl. Ziffer 7.1.3) wurde bis in 15,00 m Tiefe (UK Bohrung 29,80 mNHN) durchgeführt. Infolgedessen ist die ursprünglich gewählte Erkundungstiefe prinzipiell nicht ausreichend.
Im Zweifelsfall ist der Baugrundgutachter und der Aufsteller der statischen Berechnung mit einer ergänzenden Stellungnahme zu beauftragen.

7.5.1.15 Abweichend zur Statik wurden in der Enwurfszeichnung Blatt-Nr.: 8.2 (siehe Ziffer 6.2) eine andere Profilhöhe für die Uferspundwand (Pos. 5) dargestellt. Die Entwurfszeichnung ist mit der Statik in Übereinstimmung zubringen.

7.5.1.16 Abweichend zur Statik wurden in der Entwurfszeichnung Blatt-Nr.: 8.1 (siehe Ziffer 6.2) andere Pfahlprofile für die Pos. 2.1 und 2.2 dargestellt. Die Entwurfszeichnung ist mit Angaben in der Statik in Übereinstimmung zu bringen.

7.5.1.17 Die Standsicherheit der Spundwände ist wesentlich von den angenommenen Kennwerten der Bodenschichten abhängig. Die Bodenkennwerte sind im Zuge der Bauausführung zu überprüfen. Im Zweifelsfall ist der Baugrundgutachter und der Aufsteller der statischen Berechnung mit einer ergänzenden Stellungnahme zu beauftragen.

7.5.1.18 Die Lasteinleitung des Brückenbauwerkes und des Pumpwerkes erfolgt über Spundwände in den tragfähigen Boden. Beim statischen Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Spundwände wurde der Spitzwiderstand der Drucksonde gleich dem Pfahlspitzenwiderstand gesetzt. Die statischen Nachweise sind zu überprüfen und erneut zur Prüfung vorzulegen.

7.5.1.19 Zur Rückverankerung der Stützwand (Pos. 3.3 Flügelwand) wird ein Daueranker der Firma DYWIDAG verwendet. Die statischen Bemessungen der Ausbildung der Ankerköpfe (Ankerpatten) und der Lastfall "Ausfall eines Ankers" sind spätestens im Zuge der Ausführungsplanung zur Prüfung einzureichen. Hinsichtlich Korrosionsschutz ist die Zulassung der Daueranker zu beachten. Die Ergebnisse der durchgeführten Ankerprüfung und die Rammprotokolle sind zur Einsichtnahme vorzulegen. Die Auswertung der durchgeführten Ankerprüfungen ist aktenkundig vorzunehmen. Für die sachgemäße Herstellung der Daueranker sind die geltenden Normen und Richtlinien zu beachten.

7.5.1.20 Die Gründung bzw. Lagerung der Spundwandholme der Hochwasserschutzwand erfolgt auf einer im Boden eingespannten Spundwand. Der Fugenabstand der Spundwandholme und der Hochwasserschutzwand wurde abweichend zur ZTV-ING, Teil 3, Abs. 3, Ziff. 4 gewählt. Dort wird für schwindbehinderte Bauteile mit Betondicken bis zu 1 m ein Abstand der Scheinfugen zwischen 5 m und 8 m angegeben. In statischer Hinsicht bestehen hierzu keine Bedenken. Hinsichtlich der Rissbreitenbeschränkung sind die Zwangsbeanspruchung aus Temperatur und Schwinden zu beachten.

7.5.1.21 Die Dicke der Wände zwischen den Stützen wurde mit 30 cm gewählt. Zur Qualitätssicherung bei der Bauausführung sollten die Mindestabmessungen für Bauteildicken im Sinne der ZTV-ING, Teil 3, Massivbau, Abschnitt 2; Bauausführung, Tab. 3.3.3 eingehalten werden. Im Zweifelsfall kann die Wanddicke vergrößert werden.

7.5.1.22 Die Geländer für die Bedienungs- und Wartungsstege sind gemäß der DIN 19 704-1, Ziff. 5.2.6 für eine horizontale Linienlast in Holmhöhe von 0,5 kN/m auszulegen. Für die Ausführung ist die DIN EN ISO 14122 zu beachten.

7.5.2 **Ausführungszeichnungen**

7.5.2.1 Die Ausführungszeichnungen / Werkpläne sind rechtzeitig und vollständig vor der Bauausführung zur Prüfung vorzulegen.

7.5.2.2 Die Werkpläne des Stahlbaues sind versehen mit dem Vermerk „schweißtechnisch geprüft" einzureichen. Durch die ausführende Stahlbaufirma ist der qualitätsgerechte Materialeinsatz zu dokumentieren.

8 Prüfergebnis:

Die unter Ziffer 6 aufgeführten Unterlagen wurden hinsichtlich Standsicherheit auf der Grundlage der BauPrüfV des Landes Brandenburg bautechnisch geprüft.
Die Standsicherheit ist bei Beachtung der Prüfeintragungen und der Prüfbemerkungen gemäß Ziffer 7.5 gewährleistet.
Ergänzende Nachweise sind spätestens zusammen mit den Ausführungsplänen zur Prüfung vorzulegen. Die Richtigkeit der vorgelegten Unterlagen wird vorbehaltlich der noch zu erfolgenden Prüfung der Ausführungsunterlagen und der Planung für den Stahlwasserbau bestätigt.
Die Prüfung wird fortgesetzt.

9 Hinweise für die Bauausführung:

9.1 Es wird auf die Forderungen und Hinweise im Baugrundgutachten verwiesen.

9.2 Die Protokolle über das Niederbringen der Spundwände sind vorzulegen. Das Erreichen der erforderlichen Rammtiefe ist durch die ausführende Firma nachzuweisen.

9.3 Für den Einbau von zulassungspflichtigen Bauteilen und Verbindungsmitteln sind die Forderungen und Richtlinien der gültigen Zulassungsbescheide zu beachten. Zulassungen und Nachweise der Baustoffe und Bauteile sind in die Bauakte aufzunehmen und zur Einsichtnahme bereitzuhalten.

9.4 Eignungs- und Güteprüfungen für Transportbeton sind gemäß der ZTV-W LB 215, der DIN EN 206-1 bzw. weiteren geltenden Fachnormen durchzuführen. Die Nachweise sind in die Bauakte aufzunehmen.

9.5 Hinsichtlich Nachbehandlung und Schutz von Beton ist die ZTV-W LB 215, die DIN EN 13670 bzw. die DIN 1045-3 einzuhalten.

9.6 Zum Korrosionsschutz von Stahlbauteilen wird auf die ZTV-W und die dazugehörigen geltenden Fachnormen hingewiesen.

9.7 Die Herstellung von Bauteilen aus Stahl in den Ausführungsklassen EXC 1 bis EXC 4 darf nur durch solche Hersteller erfolgen, deren werkseigene Produktionskontrolle durch eine notifizierte Stelle entsprechend DIN EN 1090-1:2010-07 zertifiziert ist bzw. die eine entsprechende Bescheinigung zur Herstellerqualifikation nach 18800-7:2002-09 besitzen.

9.8 Die bauausführende Firma hat vor Baubeginn Einsicht in die geprüften Unterlagen zu nehmen. Die Bauausführung darf nur anhand geprüfter Ausführungsunterlagen erfolgen. Diese sind rechtzeitig vor Baubeginn zur Prüfung einzureichen.

9.9 Die Standsicherheit nicht nachgewiesener Bauzustände ist durch die bauausführende Firma zu gewährleisten.

9.10 Für nachträgliche Änderungen der Gestalt, der Geometrie, der Lastansätze oder der Baumaterialien / Werkstoffe während der Bauphase sind die statischen Nachträge entsprechend dem Baufortschritt rechtzeitig vor Bauausführung zur Prüfung vorzulegen.

9.11 Auftragsgemäß ist der Prüfingenieur bei der Durchführung der Bauüberwachung zu beteiligen.
Termine für baubegleitende Abnahmen sind unter der Telefonnummer 0355 / 58 42 6-12 rechtzeitig anzuzeigen, insbesondere Bewehrungsabnahmen sind nach DIN 1045 möglichst 48 Stunden vor Beginn der Betonarbeiten vom bauausführenden Unternehmen oder von der zuständigen Bauleitung anzumelden.

Prüfingenieur für Standsicherheit: .....
Prof. Dr.-Ing. G. Pahn

Ingenieurbüro PROKON
Beratung und Bauplanung GmbH

In bautechnischer Hinsicht geprüft
☒ Standsicherheit
☐ Brandschutz der tragenden Bauteile
☐ Schallschutz
☐ Wärmeschutz
Prüf-Nr.: P14006/1 des Prüfungsverzeichnisses
Herzberg, 15.05.2014
Prof. Dr.-Ing. G. Pahn
Schlieberner Straße 70 • 04916 Herzberg
Tel. 0 35 35 / 2 20 96 Fax 0 35 35 / 2 20 97

Statische Berechnung

Vorhaben: **Hochwasserschutz Guben**
2. BA TO 2
Auslaufbauwerk Egelneiße

Vertrags-Nr.: **9 1544 09**

Entwurfsverfasser : **Ingenieurbüro PROKON**
Beratung und Bauplanung GmbH
Gewerbeparkstr. 19
03099 Kolkwitz
Tel.: (03 55) 49 48 4-18
Fax: (03 55) 49 48 9 09

Die Berechnung umfasst die Teile:

Seite	1 bis 65
Anlage 1	Seite 1 bis 4
Anlage 2	Seite 1 bis 70
Anlage 3	Seite 1 bis 83
Anlage 4	Seite 1 bis 38
Anlage 5	Seite 1 bis 15

aufgestellt : **Frau Krausche**

Kolkwitz, 04.12.2013

Prüfeintragungen sind zu beachten!

Inhaltsverzeichnis

		Seite	
		1	
Vorschriften und Literatur		2	
Vorbemerkungen		3	- 6
Pos. 1:	**Stahlbetonwand**	7	
Pos. 1.1	Stahlbetonwand Bereich Querprofil 7 - 8	7	
Pos. 1.2	Stahlbetonwand Bereich Querprofil 9 - 11	11	- 11
	Anlage 1	1	- 4
Pos. 2:	**Spundwand**	12	
Pos. 2.1:	Spundwand Bereich Querprofil 7 - 8	12	
Pos. 2.2:	Spundwand Bereich Querprofil 9 - 11	18	- 23
	Anlage 2	1	- 70
Pos. 3:	**Auslaufbauwerk Egelneiße**	24	
Pos. 3.1:	Brückenplatte	24	
Pos. 3.2:	Brückenwiderlager	29	
Pos. 3.3:	Flügelwände	34	
Pos. 3.4:	Hochwasserschutzschild	37	- 43
	Anlage 3	1	- 83
Pos. 4:	**Pumpwerk**	44	
Pos. 4.1:	Befahrbare Decke	44	
Pos. 4.2:	Decke Bereich Pumpen/Rechen	50	
Pos. 4.3:	Wände	52	
Pos. 4.4:	Sohle	59	
Pos. 4.5:	Bedienungssteg am Notverschluss	61	- 61
	Anlage 4	1	- 38
Pos. 5:	**Uferwand Ost Egelneiße**	62	- 65
	Anlage 5	1	- 15

D:\9 1544 09 HWS Guben 2.BA TO2\HWS Guben 2.BA TO2 EC.hed

PRÜFEXEMPLAR

Vorschriften und Literatur

DIN EN 1990: 2010-12 und NA
Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung

DIN EN 1991-1-1: 2010-12 und NA
Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke
Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau

DIN EN 1991-1-4: 2010-12 und NA
Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke
Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten

DIN EN 1991-1-7: 2010-12 und NA
Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke
Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen

DIN EN 1992-1-1: 2011-01 und NA
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau

DIN EN 1993-1-1: 2010-12 und NA
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau

DIN EN 1997-1: 2009-09 und NA
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
Teil 1: Allgemeine Regeln

DIN 1072 Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen

Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215)

Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen
EAU

Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben"
EAB

PRÜFEXEMPLAR

Vorbemerkungen

Im Bereich der Alten Poststraße in der Ortslage Guben sollen entlang der Lausitzer Neiße Maßnahmen zum Hochwasserschutz realisiert werden.

Der 2. Bauabschnitt Teilobjekt 2 umfasst den Bereich Station 0+269.00 (Fluss-km 15+371) bis Station 0+416.65 (Fluss-km 15+223). In diesem Abschnitt befindet sich das Auslaufbauwerk an der Egelneiße.

Die baulichen Maßnahmen beinhalten das Einbringen einer Spundwand in der vorhandenen Böschung, die Anpassung der Böschung auf der Wasserseite und die Herstellung eines Deichverteidigungsweges auf der Landseite. Die Spundwand erhält als oberen Abschluss einen Stahlbetonholm, auf dem sich eine Stahlbetonwand mit Oberkante 50 cm über dem HW_{100} befindet.

Das Auslaufbauwerk an der Egelneiße ist eine mit Stahlbeton verkleidete Spundwandkonstruktion mit Hochwasserschutzschild und Verschlusstafel. Im Bereich des Deichverteidigungsweges wird eine Stahlbetonbrücke angeordnet. Neben dem Auslaufbauwerk wird ein Pumpwerk vorgesehen.

Für die Brücke über die Egelneiße im Zuge des Deichverteidigungsweges auf der Landseite der Hochwasserschutzwand wird eine Verkehrslast für ein Fahrzeug mit 30 t Gesamtlast (analog SLW 60 DIN 1072) berücksichtigt. ?

Für die Berechnung werden folgende Wasserstände zugrunde gelegt:

gemessener Wasserspiegel		40,38 m NHN	(29.07.1998)
		41,12 m NHN	(24.03.1999)
HW_{100}	46,00 m NHN	(min 45,80 mNHN)	
Oberkante Stahlbetonwand		46,50 mNHN	

Das Einbringen der Spundwände erfolgt auf dem vorhandenen Gelände auf der Wasserseite. Für diesen Bauzustand ergeben sich keine bemessungsrelevanten Lastfälle.

Die Berechnungen werden für folgende Lastfälle erstellt:

Betriebszustand:
ständige Bemessungssituation BS-P

Hochwasser HW_{100}:
vorübergehende Bemessungssituation BS-T

Hochwasser bordvoll: HW_{100} + 50 cm = OK Wand:
außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A

Angaben zum Baugrund wurden entnommen dem

(1) Geotechnischen Bericht zum Vorhaben "Lausitzer Neiße Hochwasserschutz Guben Fluss-km 15,100 - 15,640" vom Ingenieurbüro PROWA - Wasser Umwelt Verkehr GmbH Cottbus / Sitz Kolkwitz -
Reg.-Nr. 8 3992 70-12/99 vom 15.12.1999

PRÜFEXEMPLAR

(2) Baugrunduntersuchung zum Bauvorhaben "Sanierung/Neubau des Hochwasserschutzdeiches entlang der Neiße in Guben an der Alten Poststraße vom Ingenieur- und Baugrundbüro Kunze GbR, Peitz, 16.08.2011

(3) Baugrunduntersuchung zum Bauvorhaben "Hochwasserschutzmaßnahmen entlang der Neiße in Guben an der Alten Poststraße mit Neubau eines Auslaufbau-werkes der Egelneiße sowie dem Neubau einer Spundwand vor die Ufermauer im Bereich des Betriebsgeländes der Gubener Plastinate GmbH" vom Ingenieur- und Bau-grundbüro Kunze GbR, Peitz, 12.03.2012

Für den Abschnitt Profil 7/8 vom Anschluss 1. BA TO1 bis zum Auslaufbauwerk Egelneiße gelten die Angaben zum Baugrund des TO1.

Nach (1) wurde der Baugrund wie folgt erkundet:

maßgebend Bohrungen B1 bis B4 und DPH 2 bei B 4
Bohransatzpunkte zwischen 44,10 m (B3) und 45,40 m (B2)

Für die Spundwandberechnung ist nur Bohrung 4 geeignet, da die anderen Aufschlüsse nicht tief genug sind. Bohrung 4 mit DPH 2 weist folgende Baugrundschichtung auf:

- locker gelagerte Auffüllungen (überwiegend Ziegelschutt mit schluffigem Sand) bis 3,0 m unter Bohransatzpunkt = 41,30 m
- locker gelagerte Sande und Kiese bis 5,0 m unter Bohransatzpunkt = 39,30 m
- mitteldicht gelagerte Sande und Kiese bis 9,0 m Tiefe = 35,30 m
- dicht gelagerte Sande bis zur Endteufe

Die Betonaggressivität des Grundwassers wird als nicht angreifend eingestuft.

Nach (2) wurde der Baugrund wie folgt erkundet:

- locker gelagerte Auffüllungen (sandiges Gemenge mit Ziegelschutt und Betonresten, Wurzeln, Holz und Steinen bis ca. 41,00 m
- mitteldicht dicht gelagerte Sande bis 8,0 m Tiefe ca. 36,50 m
- dicht gelagerte Sande bis zur Endteufe

Die Betonaggressivität des Grundwassers wird als nicht angreifend eingestuft. Die Korrosionswahrscheinlichkeit des Grundwassers für Mulden- und Lochkorrosion ist gering; für Flächenkorrosion sehr gering.

Für die Berechnung wird ein einheitliches Baugrundprofil wie folgt angesetzt:

bis 41,0 m Auffüllung/Sand, locker

γ = 17,5 kN/m^3
γ' = 10,5 kN/m^3 '
Φ = 30 °

bis 36,0 m Sand, mitteldicht

γ = 17,5 kN/m^3
γ' = 10,5 kN/m^3 '
Φ = 32 °
q_c = 10 MN/m^2

PRÜFEXEMPLAR

darunter Sand, dicht
γ = 18,0 kN/m^3
γ' = 11,0 kN/m^3
Φ = 32 °
q_c = 15 MN/m^2

Für die Spundwände wird eine Mindesteinbindetiefe von 3,0 m in den mitteldichten Sand vorgesehen. Daraus ergibt sich eine Spundwandunterkante von 38,00 m. Diese ist aus geohydraulischer Sicht ausreichend für die betrachteten Hochwasserstände.

Für den *Abschnitt Auslaufbauwerk Egelneiße und Profil 9-11* gelten folgende Angaben zum Baugrund:

Nach (1) wurde der Baugrund wie folgt erkundet:
maßgebend Bohrungen B4 bis B8 und DPH2 bei B4 sowie DPH1 bei B7
Bohransatzpunkte zwischen 43,50 m (B7) und 44,80 m (B8)
Bohrung B4 am Beginn des Bauabschnitts
Bohrungen B5 bis B7 im Bereich Auslaufbauwerk Egelneiße
Bohrung B8 am Ende des Bauabschnitts

In den Bohrungen wurde folgende Baugrundschichtung angetroffen:
- locker gelagerte Auffüllungen (überwiegend Ziegelschutt mit schluffigem Sand) bis min 3,7 m unter Bohransatzpunkt (B8) = 41,10 m
- locker gelagerte Sande und Kiese bis 5,0 m unter Bohransatzpunkt (B4) = 39,30 m
- mitteldicht gelagerte Sande und Kiese bis 9,0 m Tiefe (B4) = 35,30 m
- dicht gelagerte Sande bis zur Endteufe
- Schluffbänder bis 90 cm Dicke (B5, B7, B8) bleiben unberücksichtigt
- Schluff unterhalb von 13 m in B5 und B6 ohne Bedeutung

Die Betonaggressivität des Grundwassers wird als nicht angreifend eingestuft.

Nach (3) wurde der Baugrund wie folgt erkundet:
maßgebend Bohrungen als Rammkernsondierung RKS5 und RKS6 sowie Drucksondierung 5 und 6
Bohransatzpunkte i.M 44,90 m
Bohrung RKS5 am Auslaufbauwerk Egelneiße
Bohrungen RKS6 am Ende des Bauabschnitts

In den Bohrungen wurde folgende Baugrundschichtung angetroffen:
- locker gelagerte Auffüllungen (Kies-Sandgemenge mit Ziegel-Bauschutteinlagerungen) bis 4/5 m unter Gelände = ca. 39,90 m
- mitteldicht/dicht gelagerte Kies-Sand Gemenge mit lockeren Zonen bis 10/12 m Tiefe ca. 32,90 m
- dicht gelagerter Mittelsand bis zur Endteufe

Die Betonaggressivität des Grundwassers wird als nicht angreifend eingestuft. Die Korrosionswahrscheinlichkeit des Grundwassers für Mulden- und Lochkorrosion ist gering; für Flächenkorrosion sehr gering.
Im Wasser sowie an der Luft-Wasser-Grenze ist eine Abrostungsrate von 0,015 mm/a zu berücksichtigen. Im Erdreich ist mit einer Abrostungsrate von 0,005 mm/a zu rechnen.

PRÜFEXEMPLAR

Für die Berechnung wird ein einheitliches Baugrundprofil wie folgt angesetzt:

bis 39,3 m Auffüllung/Sand, locker

γ = 17,5 kN/m^3
γ' = 10,5 kN/m^3 '
Φ = 30 °

von 39,3 m bis 32,9 m Sand, mitteldicht

γ = 17,5 kN/m^3
γ' = 10,5 kN/m^3 '
Φ = 32,0 °
q_c = 10 MN/m^2

unterhalb 32,90 m Sand, dicht

γ = 18,0 kN/m^3
γ' = 11,0 kN/m^3 '
Φ = 32,0 °
q_c = 15 MN/m^2

Erdstoff für Hinterfüllung

γ = 18,0 kN/m^3
γ' = 10,0 kN/m^3 '
Φ = 30,0 °

Für die Spundwände wird eine Mindesteinbindetiefe von 3,0 m in den mitteldichten Sand vorgesehen. Daraus ergibt sich eine Spundwandunterkante von <= 36,30 m. Diese ist aus geohydraulischer Sicht ausreichend für die betrachteten Hochwasserstände.

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 1 Stahlbetonwand

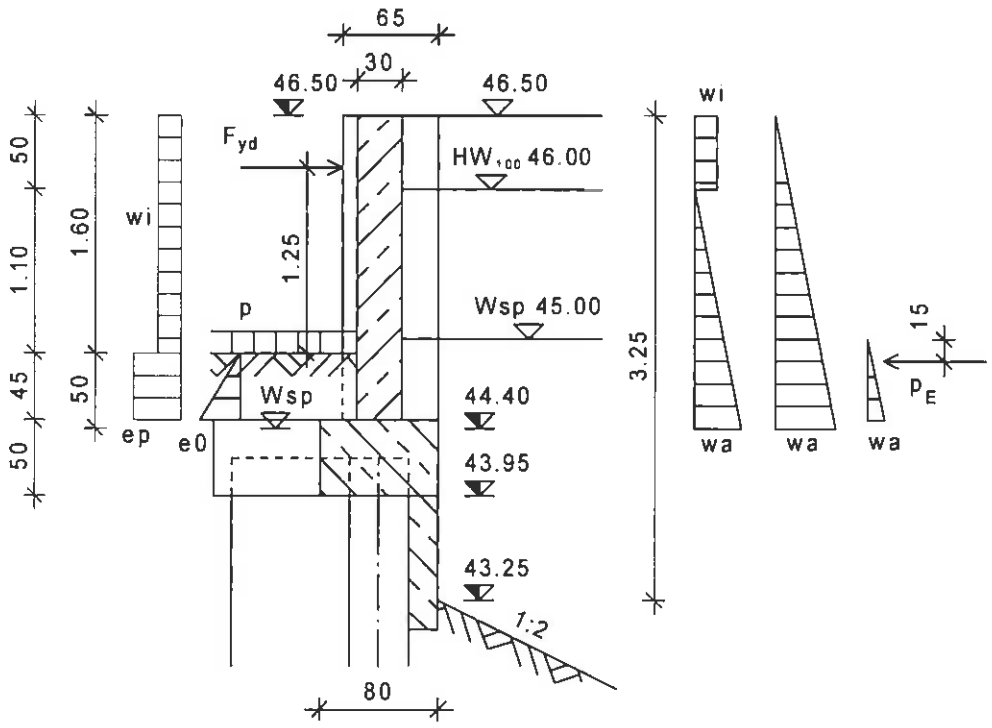
Pos. 1.1 Stahlbetonwand Bereich Querprofil 7 - 8

gew.: Wanddicke 30 cm
Wandpfeiler 60 x 80 cm im Abstand von 3,60 m
Fugenabstand 10,80 m, Wandpfeiler an der Fuge 60 x 80 cm

Beton **C30/37** XC4, XF3, XA1, XM1, WF
Betonstahl B500A
nom c = 6,0 cm

Die Einleitung der horizontalen Kräfte in die Spundwand erfolgt über Stahlbetonstützen, die im Abstand von 3,60 m angeordnet werden. Die Spannrichtung der Stahlbetonwand ist horizontal zwischen den Stahlbetonstützen. Durch die Anordnung von Fugen im Abstand von 10,80 m ergibt sich für die Wand jeweils ein System über 3 Felder.

Geometrie



Auf eine Berechnung der Wand wird verzichtet. Die Bewehrung wird konstruktiv gemäß den Berechnungsergebnissen der Profile 1 - 6 (siehe 2. BA TO 1) gewählt.

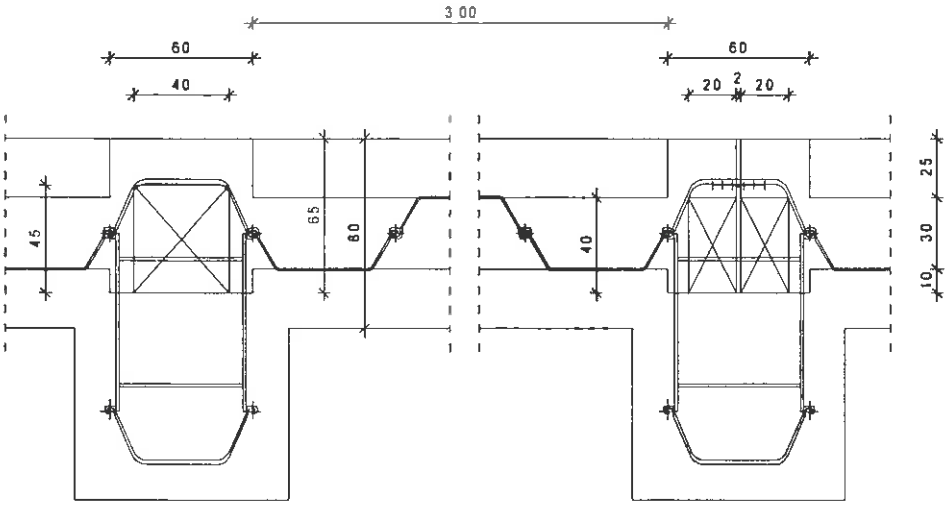
Bewehrungswahl:

gew.: ∅ 12/15 = 7,54 cm²/m (vertikal i+a)
∅ 12/10 = 11,31 cm²/m (horizontal i+a)

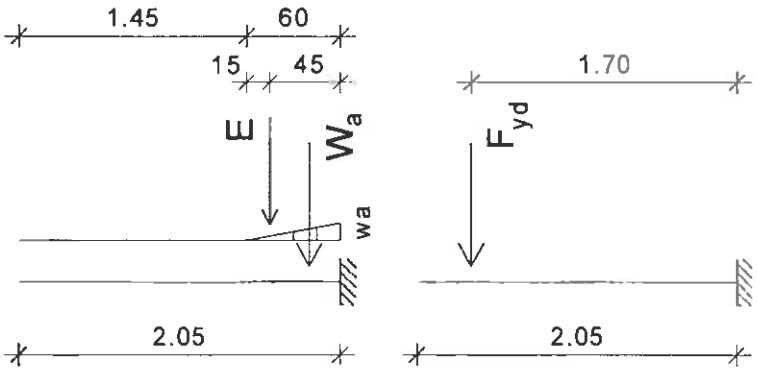
PRÜFEXEMPLAR

Stahlbetonstütze

Mittelstütze | Randstütze



Lastfall W45+Eis | Lastfall Anprall



Mittelstütze

Belastung (Näherung Mittelauflager DLT über 3 gleiche Felder)

w_a =	1,10 * 6,00 * 3,60	=	23,76 kN/m
W_a =	0,5 * w_a * 0,60	=	7,13 kN
E =	1,10 * 100,0 * 3,60	=	396,00 kN
M_{ed} =	1,0 * W_a * 0,20 + 1,0 * E * 0,45	=	179,63 kNm

Lastfall Anprall

F_{dy} =			0,10 MN
M_{ed} =	1,0 * F_{dy} * 10^3 * 1,70	=	170,00 kNm

nicht maßgebend

PRÜFEXEMPLAR

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Stahlbetonstütze" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 1 S. 1 - 2 Pos. Profil 7 Mittelstütze.**

gew: b/d = 40/55 cm
8 ∅ 25 = 39,28 cm² > 28,25 cm²
Bg. ∅ 8/15
90 cm Einbindung der Längsbewehrung in den Stahlpfahl

Randstütze

Belastung (Näherung Endauflager DLT über 3 gleiche Felder)

w_a = 0,40 * 6,0 * 3,60 = 8,64 kN/m
W_a = 0,5 * w_a * 0,60 = 2,59 kN

E = 0,40 * 100,0 * 3,60 = 144,00 kN
M_{ed} = 1,0 * W_a * 0,20 + 1,0 * E * 0,45 = 65,32 kNm
nicht maßgebend

Lastfall Anprall

F_{dy} = 0,10 MN
M_{ed} = 1,0 * F_{dy} * 10^3 * 1,70 = 170,00 kNm

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Stahlbetonstütze" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 1 S. 3 - 4 Pos. Profil 7 Randstütze.**

gew: b/d = 20/40 cm
8 ∅ 25 = 39,28 cm² > 33,01 cm²
Bg. ∅ 8/15
90 cm Einbindung der Längsbewehrung in den Stahlpfahl

Bewehrung für Spundwandholm konstruktiv gewählt

gew.: Bg. ∅ 12/15
längs ∅ 12/10

Nachweis Lasteinleitung von Stahlbetonstütze in Spundwandpfahl
Anschweißen von Bewehrung an den ausbetonierten Kopf des Spundwandpfahles

aus Eislast + Wasserdruck (Anschluss wasserseitig) Mittelstütze

M = 7,13 * 0,20 + 396,0 * 0,45 = 179,63 kNm

Z = M / 0,40 = 449,07 kN

erfA_s = Z / 43,5 = 10,32 cm²

gew.: 2 ∅ 28 = 12,32 cm² > 10,32 cm²
mit Spundwandpfahl verschweißt mit 2x Doppel-Kehlnaht 5-200 und

PRÜFEXEMPLAR

σ_d = Z * 1000 / (4 * 5 * 200) = 112,27 N/mm²
$\sigma_{R,d}$ = 0,95 * 240 / 1,1 = 207 N/mm²
$\sigma_d / \sigma_{R,d}$ = 0,54 < 1,0
Nachweis erbracht!

aus Eislast + Wasserdruck (Anschluss wasserseitig) Randstütze
M = 2,59 * 0,20 + 144,0 * 0,45 = 65,32 kNm
Z = M / 0,35 = 186,63 kN

erfA_s = Z / 43,5 = 4,29 cm²

gew.: 2 ∅ 20 = 6,28 cm² > 4,29 cm²
mit Spundwandpfahl verschweißt mit Doppel-Kehlnaht 5-200

σ_d = Z * 1000 / (4 * 5 * 200) = 46,66 N/mm²
$\sigma_{R,d}$ = 0,95 * 240 / 1,1 = 207 N/mm²
$\sigma_d / \sigma_{R,d}$ = 0,23 < 1,0
Nachweis erbracht!

aus Anpralllast (Anschluss landseitig) Mittel- und Randstütze
M = 100,00 * 1,70 = 170,00 kNm
Z = M / 0,35 = 485,71 kN

erfA_s = Z / 43,5 = 11,17 cm²

gew.: 2 ∅ 28 = 12,32 cm² > 11,17 cm²
mit Spundwandpfahl verschweißt mit Doppel-Kehlnaht 5-200

σ_d = Z * 1000 / (4 * 5 * 200) = 121,43 N/mm²
$\sigma_{R,d}$ = 0,95 * 240 / 1,1 = 207 N/mm²
$\sigma_d / \sigma_{R,d}$ = 0,59 < 1,0
Nachweis erbracht!

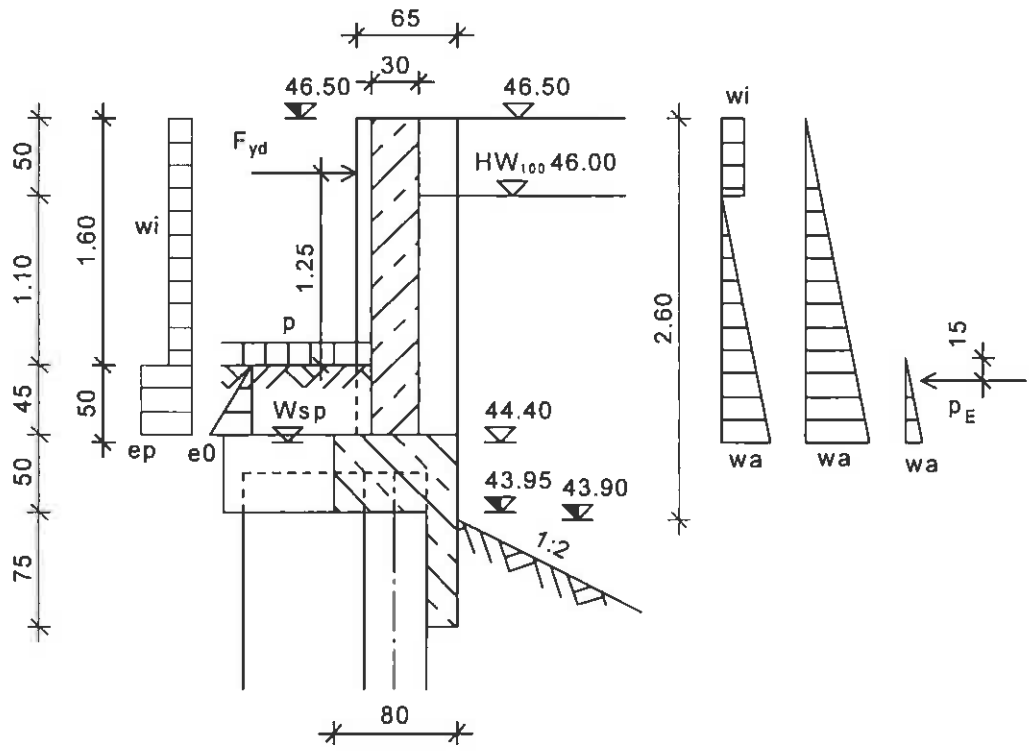
PRÜFEXEMPLAR

Pos. 1.2 Stahlbetonwand Bereich Querprofil 9 - 11

gew.: Wanddicke 30 cm
Wandpfeiler 50 x 50 cm im Abstand von 4,20 m
Fugenabstand 12,60 m, Wandpfeiler an der Fuge 60 x 60 cm

Beton **C30/37** XC4, XF3, XA1, XM1, WF
Betonstahl B500A
nom c = 6,0 cm

Geometrie



Die Stahlbetonwand entspricht in Geometrie und Belastung der Wand von Profil 7/8.

Bewehrungswahl:

siehe Pos. 1.1

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 2 Spundwände

Die Berechnung der Spundwände erfolgt auf der sicheren Seite liegend so, dass die Spundwand jeweils bis Oberkante Stahlbetonwand angesetzt wird und die Lastfälle Betriebszustand, HW_{100}, HW bordvoll und W45+Eis betrachtet werden. Die Lasteinleitung aus der Stahlbetonwand erfolgt punktförmig an den Stahlbetonpfählen, die im Abstand von 3,60/4,20 m vorgesehen werden und in Spundwandpfähle einbinden.

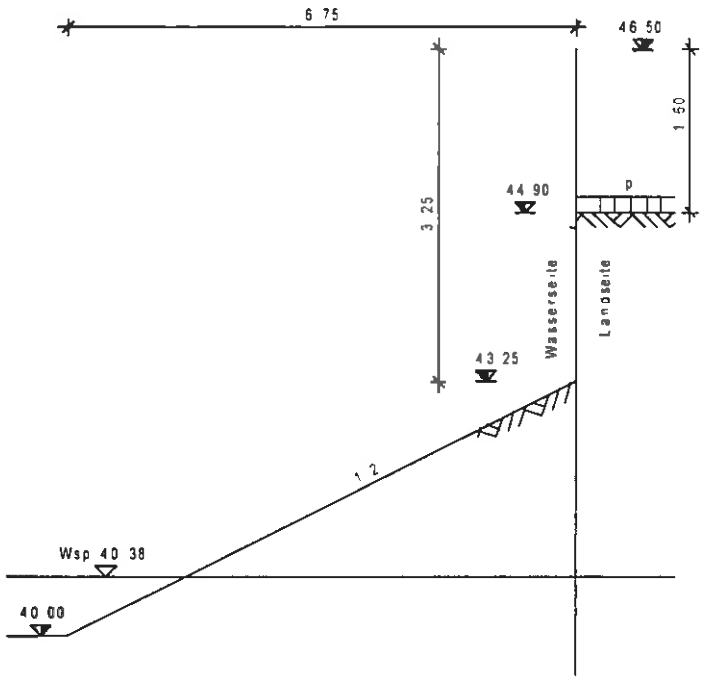
Der Betriebszustand entspricht der ständigen Bemessungssituation nach DIN EN 1997-1:2009-09.
Das Hochwasser HW_{100} entspricht der vorübergehenden Bemessungssituation nach DIN EN 1997-1:2009-09.
Das Hochwasser bordvoll entspricht der außergewöhnlichen Bemessungssituation nach DIN EN 1997-1:2009-09.
Der Wasserstand 45 m mit Eis entspricht der vorübergehenden Bemessungssituation nach DIN EN 1997-1:2009-09.

Beachte: DIN 18702
vgl. S. 8 und Anlage 3, S. 74

Pos. 2.1 Spundwand Profil 7/8

Die Spundwand erhält als oberen Abschluss einen Stahlbetonholm, auf dem sich eine 2,05 m hohe, 30 cm dicke Stahlbetonwand befindet. Unterhalb des Holms wird die Spundwand wasserseitig bis 90 cm unter UK Holm verkleidet.
Das Eigengewicht des Stahlbetons wird berücksichtigt.

Betriebszustand



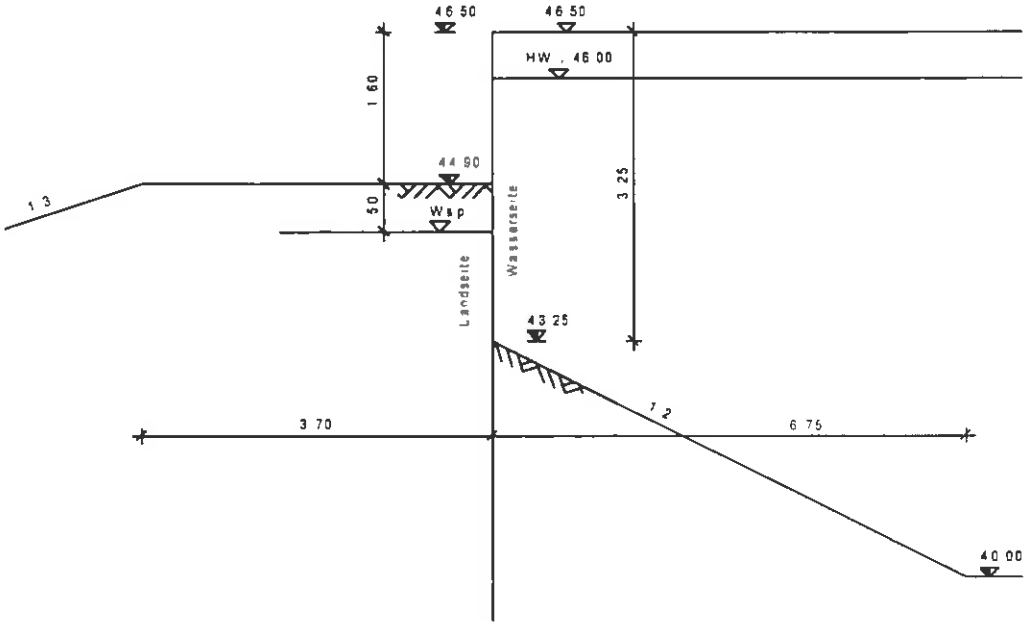
PRÜFEXEMPLAR

Eigengewicht Stahlbetonholm , -wand und -vorsatzschale

25 * 0,30 * 2,05		=	15,38 kN/m
25 * 0,80 * 0,50		=	10,00 kN/m
25 * 0,40 * 0,90		=	9,00 kN/m
		=	**34,38 kN/m**
M =	9,00 * 0,20	=	1,80 kNm/m

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 1 - 5 Pos. Spw Profil 7 Betriebszustand**. Die Baugrundschichtung wird wie in den Vorbemerkungen angegeben angesetzt.

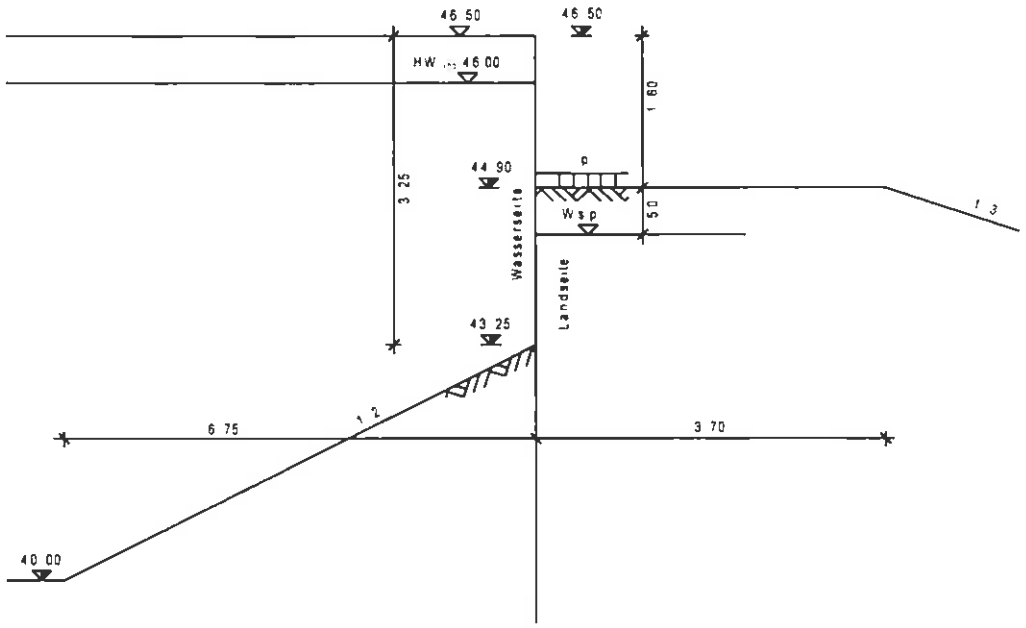
Hochwasser



Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 6 - 15 Pos. Spw Profil 7 HW100 und Spw Profil 7 HW bordvoll**. Die Baugrund-schichtung wird wie in den Vorbemerkungen angegeben angesetzt.

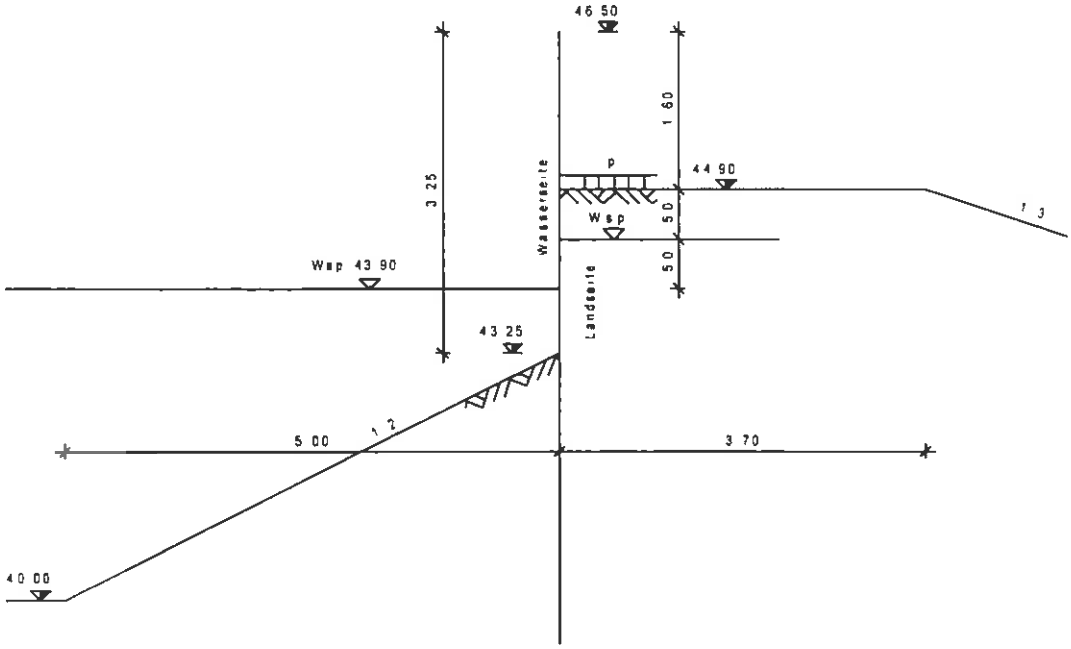
Die Berechnung wird für Hochwasser als belastend und entlastend für die Spundwand ausgeführt.

PRÜFEXEMPLAR



Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 16 - 25 Pos. Spw Profil 7 HW100_1 und Spw Profil 7 HW bordvoll 1**.

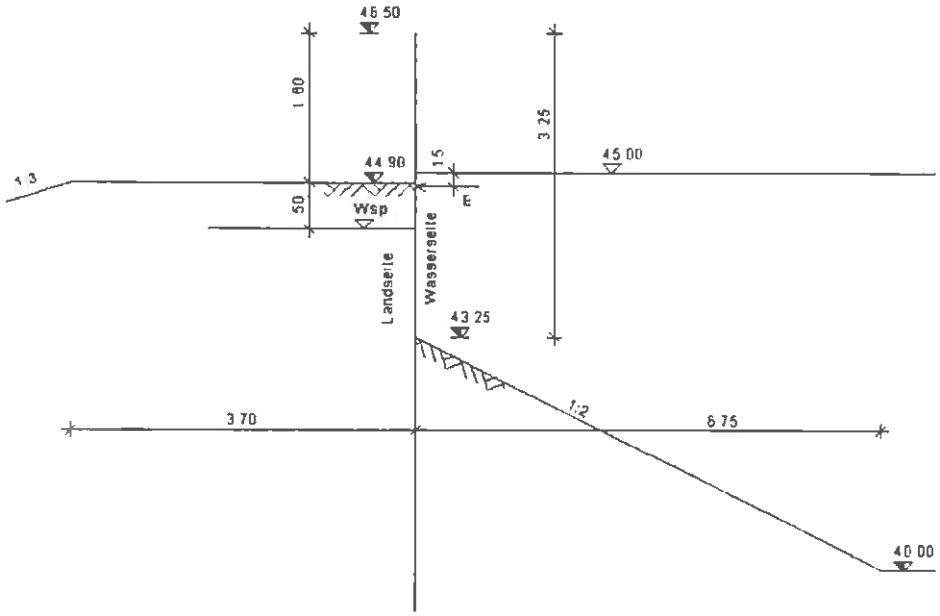
abfließendes Hochwasser



Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 26 - 30 Pos. Spw Profil 7 abfließendes HW**.

PRÜFEXEMPLAR

W45+Eis



Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 31 - 35 Pos. Spw Profil 7 W45+Eis100**.

gew.: **Larssen 603** **S 240 GP** o.glw.
aus Betriebszust.: UK Spw = 46,50 - 8,74 = 37,76 m
aus HW 100: UK Spw = 46,50 - 3,35 = 43,15 m
aus HW bordvoll: UK Spw = 46,50 - 5,00 = 41,50 m
aus HW 100_1: UK Spw = 46,50 - 8,97 = 37,53 m
aus HW bordvoll 1: UK Spw = 46,50 - 8,30 = 38,20 m
aus abfließendem HW: UK Spw = 46,50 - 10,63 = 35,87 m
aus HW45+Eis100: UK Spw = 46,50 - 6,52 = 39,98 m
Mindesteinbindetiefe von 3,0 m in tragfähigen Baugrund
UK Spw = 41,00 - 3,00 = 38,00 m
OK Spw im Stahlbetonholm = 44,20 m
Spundwandlänge l = 44,20 - 35,87 = 8,33 m
gew.: **l = 8,50 m**
OK Spw = 44,20 m

Berücksichtigung einer Abrostungsrate gemäß Baugrundgutachten von 0,01 mm/a bezogen auf eine Lebensdauer von 100 Jahren ergibt sich

Λt = 2 * 0,01 * 100 = 2,00 mm

max. Belastung aus Pos. Spw Profil 7 W45+Eis100
W_{el} = 1200,00 cm³/m
t_0 = 9,70 mm

$W' = W_{el} * (1 - \Lambda t / t_0)$ = 952,58 cm³/m

PRÜFEXEMPLAR

M_{Ed} = 141,70 kNm/m
M'_{Ed} = $M_{Ed} * W_{el} / W'$ = 178,50 kNm/m
$M_{c,Rd}$ = 288,00 kNm/m
$M'_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,62 < 1,0$
Nachweis erbracht!

Pfähle

gew.: Larssen Stahlpfahl LK 605K 880x12 S 355 GP

b = 0,60 m
$f_{y,k}$ = 360,00 N/mm²
$f_{y,d}$ = $f_{y,k} / 1,15$ = 313,04 N/mm²
W_y= 13159,00 cm³
I = 855318,00 cm4
E = 210000,00 N/mm²

W45+Eis100
Wasser wird vernachlässigt
γ = 1,00

H_{ed} = 1,00 * 396,0 = 396,00 kN
$zulM_{Ed}$= $f_{y,d} * W_y / 10^3$ = 4119,29 kNm

Das Moment entsteht zu 100% aus Eislast.
M = $zulM_{Ed} / 1,0$ = 4119,29 m

Abrostung mit 20 % angesetzt
M' = 0,80 * M = 3295,43 kNm

anstehender Erdstoff mit:
Φ = 32,00 °
γ = 10,50 kN/m³
δ = 0,00
K_p = 3,26

- angreifende Horizontalkraft in Höhe 44,85 m
- Beginn der mitteldicht gelagerten Schicht bei 41,00 m

h = 44,85 - 41,0 = 3,85 m

Stelle des max. Momentes = Einspannstelle
x_m = 3,89 m

Damit bei einer Höhenkote von:
$41,00 - x_m$ = 37,11 m

PRÜFEXEMPLAR

$a = (3 * x_m^2 + x_m * (4 * h + 8 * b) + 12 * b * h) = 151,69 \text{ m}^2$

$\text{maxM} = \gamma * K_p * x_m^2 / 24 * a = 3273,80 \text{ kNm}$

aufnehmbare Stoßkraft:

$P = \gamma * K_p / 6 * x_m^2 * (x_m + 3 * b) = 491,21 \text{ kN}$

$P = 491,21 > 396,0 \text{ kN}$

Rammtiefe:

$t_0 = 7,34 \text{ m}$

$24 * P / (\gamma * K_p) = 344,41 \text{ m}^3$

$t_0^3 * ((4 * b + t_0)/(h + t_0)) = 344,20 \text{ m}^3$

Erhöhung um 20 %

$t = t_0 * 1,20 = 8,81 \text{ m}$

$41,00 - t_0 = 33,66 \text{ m}$

Mindesteinbindetiefe von 3 m in tragfähige Schicht (Uk Spw = 41,00 - 3,0 = 38,00 m) ist eingehalten.

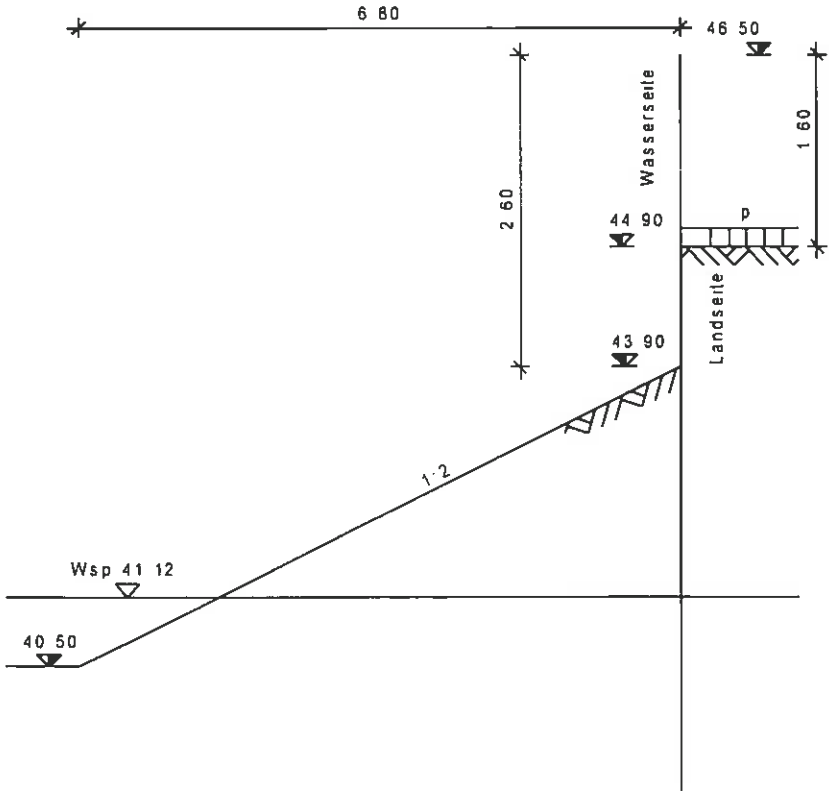
gew.: Larssen Stahlpfahl LK 605K 880x12 S 355 GP
OK Pfahl = 44,20 m
UK Pfahl = 33,66 m
Pfahllänge l = 44,20 -33,66 = 10,54 m
gew.: l = 10,50 m
OK Pfahl = 44,20 m

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 2.2 Spundwand Profil 9-11

Die Spundwand erhält als oberen Abschluss einen Stahlbetonholm, auf dem sich eine 2,05 m hohe, 30 cm dicke Stahlbetonwand befindet. Unterhalb des Holms wird die Spundwand wasserseitig bis 75 cm unter UK Holm verkleidet.
Das Eigengewicht des Stahlbetons wird berücksichtigt.

Betriebszustand



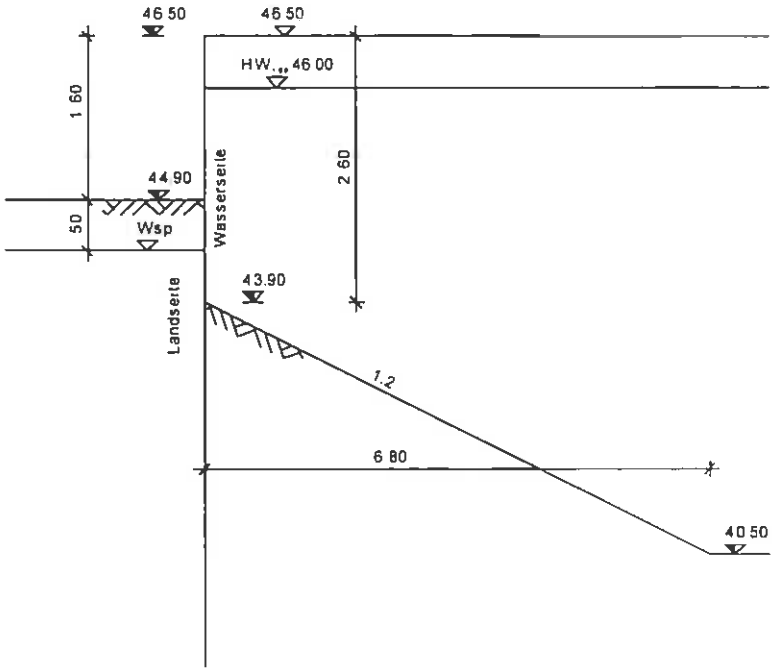
Eigengewicht Stahlbetonholm , -wand und -vorsatzschale

25 * 0,30 * 2,05	=	15,38 kN/m
25 * 0,80 * 0,50	=	10,00 kN/m
25 * 0,40 * 0,75	=	7,50 kN/m
	=	**32,88 kN/m**
M = 7,50 * 0,20	=	1,50 kNm/m

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 36- 40 Pos. Spw Profil 9 Betriebszustand**. Die Baugrundschichtung wird wie in den Vorbemerkungen angegeben angesetzt.

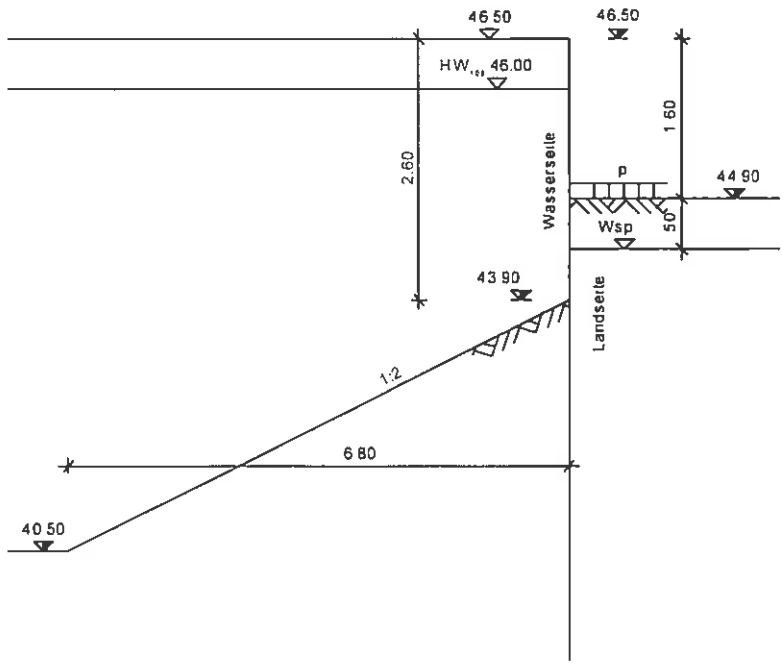
PRÜFEXEMPLAR

Hochwasser



Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 41 - 50 Pos. Spw Profil 9 HW100 und Spw Profil 9 HW bordvoll**. Die Baugrundschichtung wird wie in den Vorbemerkungen angegeben angesetzt.

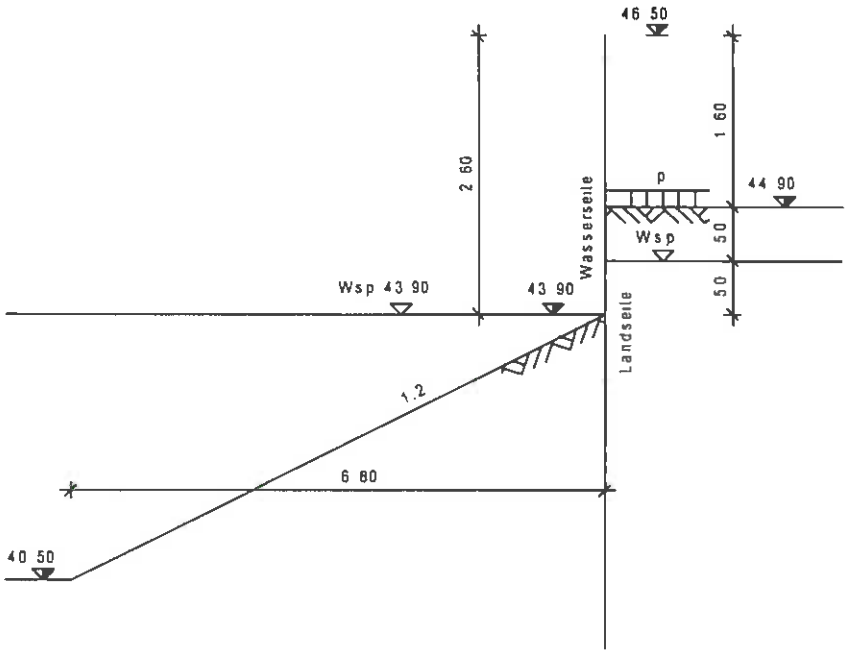
Die Berechnung wird für Hochwasser als belastend und entlastend für die Spundwand ausgeführt.



PRÜFEXEMPLAR

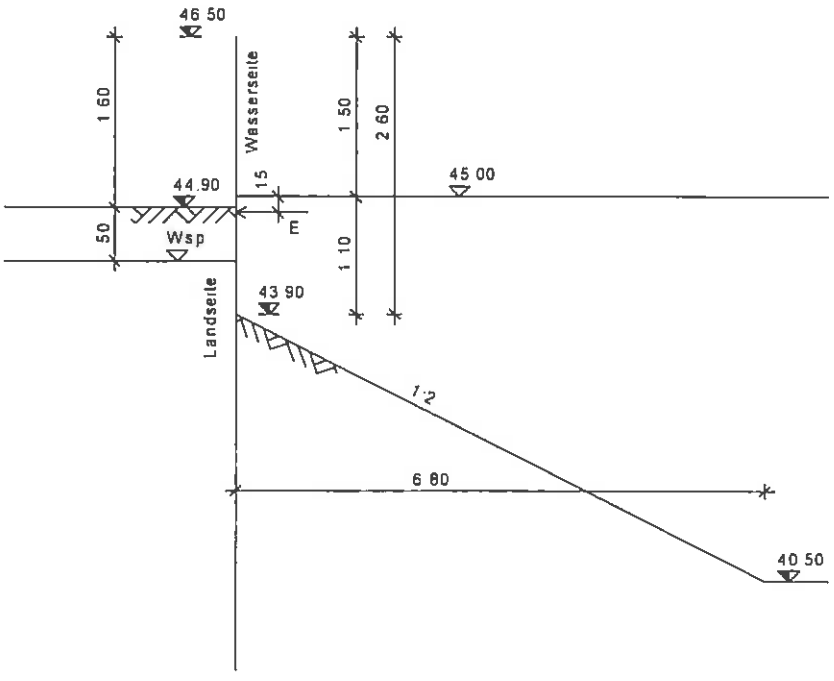
Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 51 - 60 Pos. Spw Profil 9 HW100_1 und Spw Profil 9 HW bordvoll 1**.

abfließendes Hochwasser



Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 61 - 65 Pos. Spw Profil 9 abfließendes HW**.

W45+Eis



PRÜFEXEMPLAR

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 2 S. 66 - 70 Pos. Spw Profil 9 W45+Eis100**.

gew.: **Larssen 603** **S 240 GP** o.glw.
aus Betriebszustand: UK Spw = 46,50 - 9,70 = 36,80 m
aus HW 100: UK Spw = 46,50 - 3,18 = 43,32 m
aus HW bordvoll: UK Spw = 46,50 - 3,77 = 42,73 m
aus HW 100_1: UK Spw = 46,50 - 7,75 = 38,75 m
aus HW bordvoll 1: UK Spw = 46,50 - 6,91 = 39,59 m
aus abfließendem HW: UK Spw = 46,50 - 9,80 = 36,70 m
aus HW45+Eis100: UK Spw = 46,50 - 7,50 = 39,00 m
Mindesteinbindetiefe von 3,0 m in tragfähigen Baugrund
UK Spw = 39,30 - 3,00 = 36,30 m
OK Spw im Stahlbetonholm = 44,20 m
Spundwandlänge l = 44,20 - 36,30 = 7,90 m
gew.: **l = 8,00 m**
OK Spw = 44,20 m

Abrostung

Berücksichtigung einer Abrostungsrate gemäß Baugrundgutachten von 0,005 mm/a bezogen auf eine Lebensdauer von 100 Jahren ergibt sich

Λt = 2 * 0,005 * 100 = 1,00 mm

max. Belastung aus Pos. Spw Profil 7 W45+Eis100

W_{el} = 1200,00 cm³/m
t_0 = 9,70 mm

$W' = W_{el} * (1 - \Lambda t / t_0)$ = 1076,29 cm³/m

M_{Ed} = 152,20 kNm/m
$M'_{Ed} = M_{Ed} * W_{el} / W'$ = 169,69 kNm/m
$M_{c,Rd}$ = 288,00 kNm/m
$M'_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,59 < 1,0$
Nachweis erbracht!

<u>Bewehrung für Spundwandholm konstruktiv gewählt</u>

gew.: Spundwandholm
Bg. ∅ 12/15
längs ∅ 12/10

PRÜFEXEMPLAR

Pfähle

gew.: Larssen Stahlpfahl LK 605K 880x12 S 355 GP

b = 0,60 m
$f_{y,k}$ = 360,00 N/mm²
$f_{y,d}$ = $f_{y,k}$ / 1,15 = 313,04 N/mm²
W_y= 13159,00 cm³
I = 855318,00 cm4
E = 210000,00 N/mm²

W45+Eis100
Wasser wird vernachlässigt
γ = 1,00

H_{ed} = 1,00 * 396,0 = 396,00 kN
zulM_{Ed}= $f_{y,d} * W_y / 10^3$ = 4119,29 kNm

Das Moment entsteht zu 100% aus Eislast.
M = zulM_{Ed} / 1,0 = 4119,29 m

Abrostung mit 20 % angesetzt
M' = 0,80 * M = 3295,43 kNm

anstehender Erdstoff mit:
Φ = 32,00 °
γ = 10,50 kN/m³
δ = 0,00
K_p = 3,26

- angreifende Horizontalkraft in Höhe 44,85 m
- Beginn der mitteldicht gelagerten Schicht bei 39,30 m

h = 44,85 - 39,30 = 5,55 m

Stelle des max. Momentes = Einspannstelle
x_m = 3,61 m

Damit bei einer Höhenkote von:
39,30 - x_m = 35,69 m

$a = (3 * x_m^2 + x_m * (4 * h + 8 * b) + 12 * b * h)$ = 176,53 m²
maxM = $\gamma * K_p * x_m^2 / 24 * a$ = 3281,17 kNm

aufnehmbare Stoßkraft:
$P = \gamma * K_p / 6 * x_m^2 * (x_m + 3 * b)$ = 402,22 kN
P = 402,22 kN > H = 396,0 kN

PRÜFEXEMPLAR

Rammtiefe:

t_0 = 7,21 m

$24 * P / (\gamma * K_p)$	=	282,01 m³
$t_0^3 * ((4 * b + t_0)/(h + t_0))$	=	282,28 m³

Erhöhung um 20 %

$t = t_0 * 1,20$	=	8,65 m
$39,30 - t_0$	=	32,09 m

Mindesteinbindetiefe von 3 m in tragfähige Schicht (Uk Spw = 39,30 - 3,0 = 36,30 m) ist eingehalten.

gew.: Larssen Stahlpfahl LK 605K 880x12 S 355 GP
OK Pfahl = 44,20 m
UK Pfahl = 32,09 m
Pfahllänge l = 44,20 -32,09 = 12,11 m
gew.: l = 12,10 m
OK Pfahl = 44,20 m

PRÜFEXEMPLAR

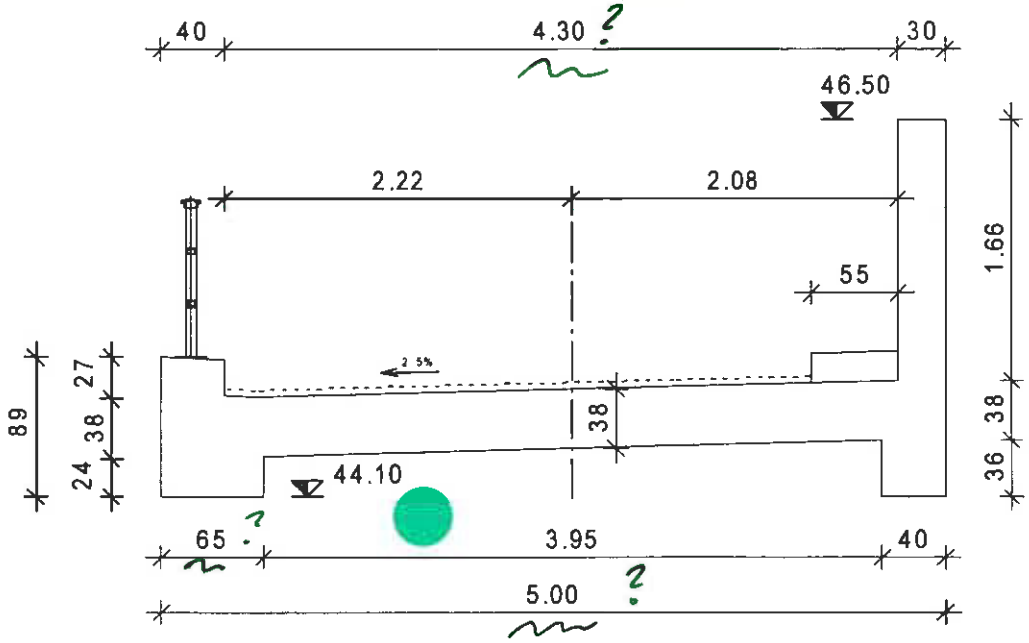
Pos. 3 Auslaufbauwerk Egelneiße

Pos. 3.1: Brückenplatte

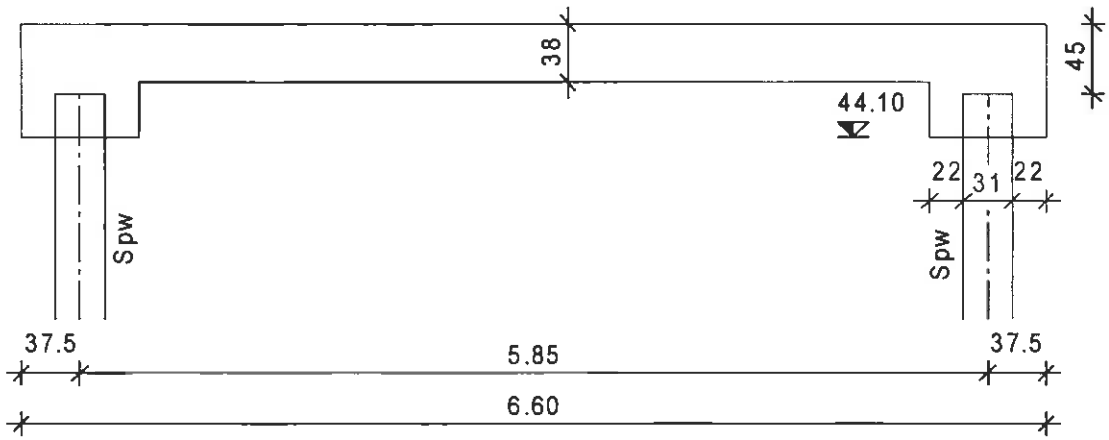
gew.: Brückenplatte aus Stahlbeton
Beton **C30/37** XC4, XF1, WF
nom c = 4,5 cm
Betonstahl B500B
h = 38 cm

Querschnitt

vgl. Unterlage 8 Nr. 8.2 Schnitt 4-4



Längsschnitt



PRÜFEXEMPLAR

Die Fahrbahnbreite der Brücke beträgt 3,75 m.

Stützweite (Achse Spundwand) 5,85 m.
Der Winkel zwischen Strassenachse und Gewässerachse beträgt 80°. Für Winkel >= 75° kann der Einfluss der Schiefwinkligkeit vernachlässigt werden.

l = 5,85 m
h = 0,38 m

l / h = 15,4

Einwirkungen

ständige Einwirkungen

Eigengewicht Brückenplatte (programmintern)
$g_{k,0}$ = 0,38 * 25,0 = 9,50 kN/m²

Eigengewicht Fahrbahnbelag (Verschleißschicht)
4 cm Asphalt: 24 * 0,04 = 0,96 kN/m²
Mehreinbau: 0,50 kN/m²

$g_{k,1}$ = 1,46 kN/m²

Eigengewicht Aufkantung (oben) Breite 0,40 m
$g_{k,2}$ = 25 * 0,27 = 6,75 kN/m²

Eigengewicht Aufkantung (unten) Breite 0,65 m
(programmintern)
$g_{k,3}$ = 25 * 0,24 = 6,00 kN/m²

Eigengewicht Geländer wird vernachlässigt.

Eigengewicht Hochwasserschutzwand (oben) Breite 0,30 m
$g_{k,4}$ = 25 * 1,66 = 41,50 kN/m²

Eigengewicht Hochwasserschutzwand (unten) Breite 0,40 m
(programmintern)
$g_{k,5}$ = 25 * 0,36 = 9,00 kN/m²

Eigengewicht Bord vor HW-Schutzwand Breite 0,55 m
$g_{k,6}$ = 25 * 0,19 = 4,75 kN/m²

veränderliche Einwirkungen

analog Brückenlasse 30/30 DIN 1072

PRÜFEXEMPLAR

Lastfall 1:
Hauptspur b= 3,00 m mit SLW 30
Radlast P = 50,0 kN

Achsabstand 2 x 1,50 m
Radabstand 2,0 m
Lastverteilung für Einzellasten nicht berücksichtigt

Ersatzflächenlast $p' = 16,7$ kN/m²

keine Nebenspur wegen zu geringer Fahrbahnbreite

vor und hinter dem SLW $p_1 = 5,0$ kN/m²
Restflächen $p_2 = 3,0$ kN/m²
Last auf Aufkantung bis zum Geländer $p_2 = 3,0$ kN/m²

Schwingbeiwert
$\varphi =$ 1,4 - 0,008 * 5,85 = 1,35
$P * \varphi$ = 67,5 kN

Lastfall 2: nicht maßg.
Eine einzelne Achse
Radlast P = 0,5 * 130 = 65,0 kN
Radabstand 2,0 m

Auf einen Ermüdungsfestigkeitsnachweis kann aufgrund der kleinen Stützweite und wegen der lagemäßigen Einordnung des Bauwerkes (seltenes Befahren nur mit geringer Geschwindigkeit) verzichtet werden.

Horizontallasten
Lasten aus Bremsen und Anfahren (Näherung)

H_{Br} = 0,25 * (300 + 5,0 * 0,75 * 6,6) = 81,2 kN
> 0,30 * 300 = 90 kN maßg.
< 900 kN

Schneelasten
sind nicht zu berücksichtigen

Windeinwirkungen
werden vernachlässigt

Temperatureinwirkungen
werden vernachlässigt

Die Berechnung der Brückenplatte erfolgt mit dem Programm "Platten mit finiten Elementen von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 3 Seite 1 - 19 Pos. Brückenplatte**.
Die Unterzüge an den Plattenrändern werden nicht als solche in der Berechnung definiert. Es wird nur das Gewicht berücksichtigt.

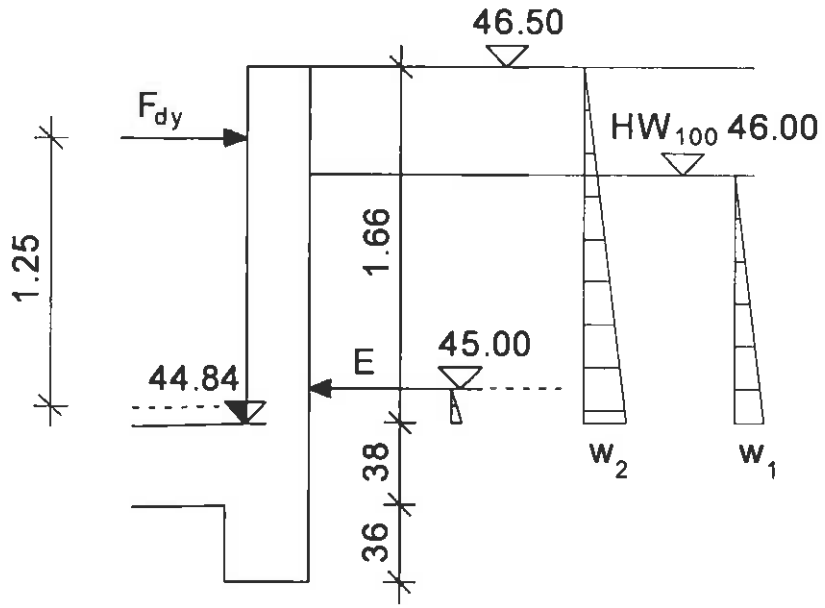
PRÜFEXEMPLAR

Bewehrungswahl

gew.: Längsbewehrung unten
∅ 20/15 = 20,9 cm^2/m > 18,6 cm^2/m
Querbewehrung unten
∅ 12/15 = 7,54 cm^2/m > 4,71 cm^2/m
Längsbewehrung oben
∅ 12/15 = 7,54 cm^2/m > erf.A_S = 4,89 cm^2/m
Querbewehrung oben
∅ 12/15 = 7,54 cm^2/m > erf.A_S = 4,71 cm^2/m
Schubbewehrung
in den Randbereichen durch konstr. Bügelbew. abgedeckt
∅ 12/15
in der gesamten Platte
∅ 10/20/25 = 15,72 cm^2/m^2 > erf.A_S = 11,9 cm^2/m^2

Hochwasserschutzwand im Bereich der Brückenplatte

gew.: Beton **C30/37** XC4, XF3, XA1, XM1, WF
Betonstahl B500A
nom c = 6,0 cm



Wand innen (Brückenseite)

Die vor und hinter der Brücke weiterlaufende Hochwasserschutzwand wird auf Anprall bemessen. Bei Lastanprall im Bereich der 30 cm dicken Wände wird von entsprechender Lastverteilung ausgegangen. Der Anprall wird als direkt auf die Stützen wirkend betrachtet.

Im Bereich der Brücke wird eine Last von 100 kN auf einer Länge von 1,00 m in 1,25 m über der Fahrbahn angesetzt.

PRÜFEXEMPLAR

F_{dy} = 100,00 kN
M_{yd} = 1,0 * (1,25 + 0,04) * F_{dy} / 1,00 = 129,00 kNm

h = 30,00 cm
nomc = 6,0 cm
d_{Sa} = 1,2 cm
d_{Si} = 1,6 cm

horizontale Bewehrung außen liegend
d = h - nomc - d_{Sa} - 0,5 * d_{Si} = 22,00 cm

k_d = d / $M_{yd}^{1/2}$ = 1,94
k_s = 2,54
A_s = k_s * M_{yd} / d = 14,89 cm²/m

Wand außen (Neißeseite)

Belastung aus Wasserdruck und Eis
w_1 = 10 * (46,00 - 44,84) = 11,60 kN/m²
w_2 = 10 * (46,50 - 44,84) = 16,60 kN/m²

E = 100,00 kN/m
in Höhe 45,0 m, Wasserdruck vernachlässigt

M_{d1} = 1,35 * w_1 * 1,16² / 6 = 3,51 kNm/m
M_{d2} = 1,2 * w_2 * 1,66² / 6 = 9,15 kNm/m

M_{dE} = 1,3 * E * (45,00 - 44,84) = 20,80 kNm/m maßg.

h = 30,00 cm
nomc = 6,0 cm
d_{Sa} = 1,2 cm
d_{Si} = 1,6 cm

horizontale Bewehrung außen liegend
d = h - nomc - d_{Sa} - 0,5 * d_{Si} = 22,00 cm

k_d = d / $M_{dE}^{1/2}$ = 4,82
k_s = 2,36
A_s = k_s * M_{dE} / d = 2,23 cm²/m

Bewehrungswahl

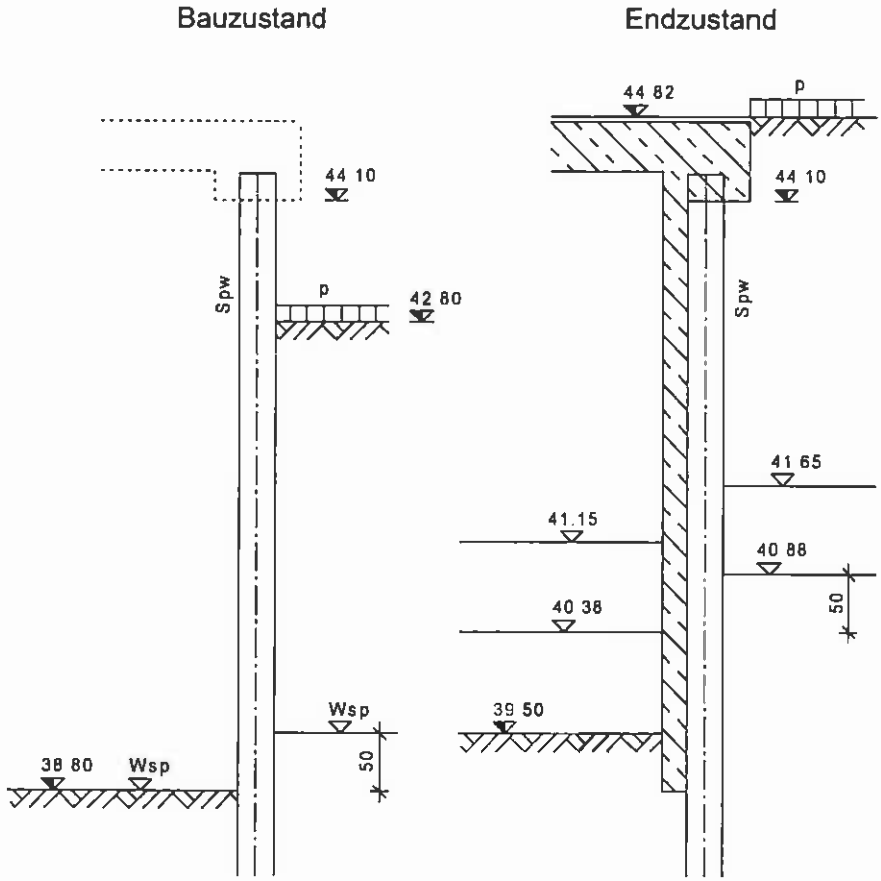
gew.: ∅ 12/10 = 11,31 cm²/m (horizontal i+a)
∅ 16/12,5 = 16,09 cm²/m (vertikal i) > erf.A_S = 14,89 cm²/m
∅ 12/15 = 7,54 cm²/m (vertikal a) > erf.A_S = 2,23 cm²/m

↳ Empfehlung: ∅ 16/12,5 = 16,09 cm²/m

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 3.2: Brückenwiderlager

gew.: Schneidenlagerung der Brückenplatte auf einer Spundwand
Beton **C30/37** XC4, XD1, XF1, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500B



LF 1: Bauzustand
vorübergehende Bemessungssituation BS-T
Baugrube zur Herstellung der Vorsatzschale = 39,00 m
bzw. zum Einbringen WBST + Schotter = 38,80 m (maßg.)
max. Hinterfüllhöhe für freistehende Spundwand 42,80 m
Verkehrslast 10,0 kN/m² auf Hinterfüllung
Wasserspiegel in Sohlhöhe mit 50 cm Wasserüberdruck

LF 2: Endzustand bei Wasserstand 40,38 m in der Neiße
ständige Bemessungssituation BS-P
Brückenplatte als Steife angesetzt
OKG = Höhe Deichverteidigungsweg
Baugrube = Sohlhöhe 39,50 m
Verkehrslast 16,7 kN/m² auf Deichverteidigungsweg
Wasserspiegel 40,38 m mit 50 cm Wasserüberdruck

PRÜFEXEMPLAR

LF 3: Endzustand bei max.Wasserstand 41,15 m in der Egelneiße
vorübergehende Bemessungssituation BS-T
Brückenplatte als Steife angesetzt
OKG = Höhe Deichverteidigungsweg
Baugrube = Sohlhöhe 39,50 m
Verkehrslast 16,7 kN/m² auf Deichverteidigungsweg
Wasserspiegel 41,15 m mit 50 cm Wasserüberdruck

Brückenplatte als Steife:

E =	$2,83 * 10^7$	=	$2,83*10^7$ kN/m²
F =			0,38 m²
I =	$0,38^3$ /12	=	0,00457 m⁴
E * F		=	$1,08*10^7$ kN/m
E * I		=	$1,29*10^5$ kN/m²/m

ständige Lasten Brückenplatte
aus Pos. Brückenplatte Anlage 3 Seite 5
258,2 / 5,0 = 51,64 kN/m

Eigengewicht Stahlbetonvorsatzschale
25 * 0,375 * 5,10 = 47,81 kN/m
M = 25 * 0,22 * 5,10 * 0,265 = 7,43 kNm/m

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 3 S. 20 - 35 Pos. Spw Brücke Bau, Spw Brücke LF 2 und Spw Brücke LF 3.**

Für den Lastfall Bremsen und Anfahren wird ein Koppelsystem betrachtet. Die Horizontallast wirkt gegen die Hinterfüllung des Widerlagers. Zusätzlich wird die Steifenkraft berücksichtigt, die sich aus der Berechnung des Widerlagers mit Aussteifung durch die Brückenplatte ergibt bei Ansatz von 5,0 kN/m² auf der Hinterfüllung, siehe **Anlage 3 Seite 36 - 39 Pos. Spw 1 und Spw 2.**

LF 4: Endzustand bei Wasserstand 40,38 m in der Neiße
ständige Bemessungssituation BS-P
Fahrzeug auf der Brücke mit Laststellung max V für Widerlager
keine Verkehrslast auf der Hinterfüllung
Last aus Bremsen und Anfahren
OKG = Höhe Deichverteidigungsweg
Baugrube = Sohlhöhe 39,50 m
Wasserspiegel 40,38 m mit 50 cm Wasserüberdruck

LF 5: Endzustand bei max.Wasserstand 41,15 m in der Egelneiße
vorübergehende Bemessungssituation BS-T
Fahrzeug auf der Brücke mit Laststellung max V für Widerlager
keine Verkehrslast auf der Hinterfüllung
Last aus Bremsen und Anfahren
OKG = Höhe Deichverteidigungsweg
Baugrube = Sohlhöhe 39,50 m
Wasserspiegel 41,15 m mit 50 cm Wasserüberdruck

PRÜFEXEMPLAR

ständige Lasten Brückenplatte
aus Pos. Brückenplatte Anlage 3 Seite 5
258,2 / 5,0 = 51,64 kN/m

Eigengewicht Stahlbetonvorsatzschale
25 * 0,375 * 5,10 = 47,81 kN/m
M = 25 * 0,22 * 5,10 * 0,265 = 7,43 kNm/m

Fahrzeug auf der Brücke verteilt auf gesamte Widerlagerbreite
aus Pos. Brückenplatte Anlage 3 Seite 9
333,4 / 5,0 = 66,68 kN/m

aus Bremsen und Anfahren verteilt auf gesamte Widerlagerbreite
H_{Br} = 90 / 5,0 = 18,00 kN/m

Steifenkraft aus Pos. Spw 1/2
N_g = 43,0 kN/m
N_p= 4,2 kN/m

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 3 S. 40 - 49 Spw Brücke LF 4 und Spw Brücke LF 5.**

gew.: **Larssen 603** **S 240 GP** o.glw.
aus Bauzustand.: UK Spw = 44,82 - 11,32 = 33,50 m
aus Endzu. LF 2: UK Spw = 44,82 - 11,13 = 33,69 m
aus Endzu. LF 3: UK Spw = 44,82 - 9,93 = 34,89 m
aus Endzu. LF 4: UK Spw = 44,82 - 11,20 = 33,62 m
aus Endzu. LF 5: UK Spw = 44,82 - 11,20 = 33,62 m
Mindesteinbindetiefe von 3,0 m in tragfähigen Baugrund
UK Spw = 39,30 - 3,00 = 36,30 m ist eingehalten
OK Spw im Stahlbetonholm = 44,20 m
Spundwandlänge l = 44,20 -33,50 = 10,70 m
gew.: **l = 10,70 m**
OK Spw = 44,20 m

Abrostung
Die Spundwände erhalten bis 50 cm unter OK Sohle = 39,50 m eine Vorsatzschale.

Berücksichtigung einer Abrostungsrate gemäß Baugrundgutachten von 0,005 mm/a bezogen auf eine Lebensdauer von 100 Jahren

W_{el} = 1200,00 cm³/m
t_0 = 9,70 mm

max. Belastung aus Pos. Spw Brücke LF 2

im Bereich der max. Momente
Λt = 1 * 0,005 * 100 = 0,50 mm
W' = W_{el} * (1 - Λt / t_0) = 1138,14 cm³/m

PRÜFEXEMPLAR

M_{Ed} = 111,40 kNm/m
M'_{Ed} = $M_{Ed} * W_{el} / W'$ = 117,45 kNm/m
$M_{c,Rd}$ = 288,00 kNm/m
$M'_{Ed} / M_{c,Rd}$ = 0,41 < 1,0
Nachweis erbracht!

im Bereich ohne Korrosionsschutz
Λt = 2 * 0,005 * 100 = 1,00 mm
W' = $W_{el} * (1 - \Lambda t / t_0)$ = 1076,29 cm³/m

M_{Ed} = 111,4 * 62,3 / 80,3 = 86,43 kNm/m
M'_{Ed} = $M_{Ed} * W_{el} / W'$ = 96,36 kNm/m
$M_{c,Rd}$ = 288,00 kNm/m
$M'_{Ed} / M_{c,Rd}$ = 0,33 < 1,0
Nachweis erbracht!

Stahlbetonvorsatzschale

gew.: Beton **C30/37** XC4, XF3, XA1, XM1, WF
Betonstahl B500A
nom c = 6,0 cm
minh = 22 cm, i.M h = 37 cm

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4
Wand i.M. h = 37 cm

w_k = 0,25 mm
h = 37 cm

$f_{ct,eff}$ = 0,5 * 2,9 = 1,45 N/mm²
A_{ct} = 0,5*h*100 = 1850 cm²

gew.: Ø 14/13 = 11,84 cm²/m

A_S = 11,84 cm²/m
d_1 = 6,7 cm
$A_{c,eff}$ = $2,5*d_1*100$ = 1675,00 cm²/m
$\rho_{p,eff}$ = $A_S/A_{c,eff}$ = 0,007069

E_S = 200000 N/mm²
E_{cm} = 0,8*33000 = 26400 N/mm²
α_e = E_S/E_{cm} = 7,58

für Zwang h = 370 mm <= 800 mm
>= 300 mm

PRÜFEXEMPLAR

k= 0,8 * 0,95 = 0,76
k_c= 1,00
d_S= 14 mm
σ_S= $k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}/A_S$ = 172 N/mm²

$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$= $1/E_S*(\sigma_S-(0,4*f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}*(1+\alpha_e*\rho_{p,eff})))$ = 0,000428
$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})>=$ $0,6*\sigma_S/E_S$ = 0,000516

$s_{r,max}$= $d_S/(3,6*\rho_{p,eff})$ = 550 mm
$\sigma_S*d_S/(3,6*f_{ct,eff})$ = 461 mm

$w_k=s_{r,max}*(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$
w_k= 461 * 0,000516 = 0,24 mm < wk = 0,25 mm

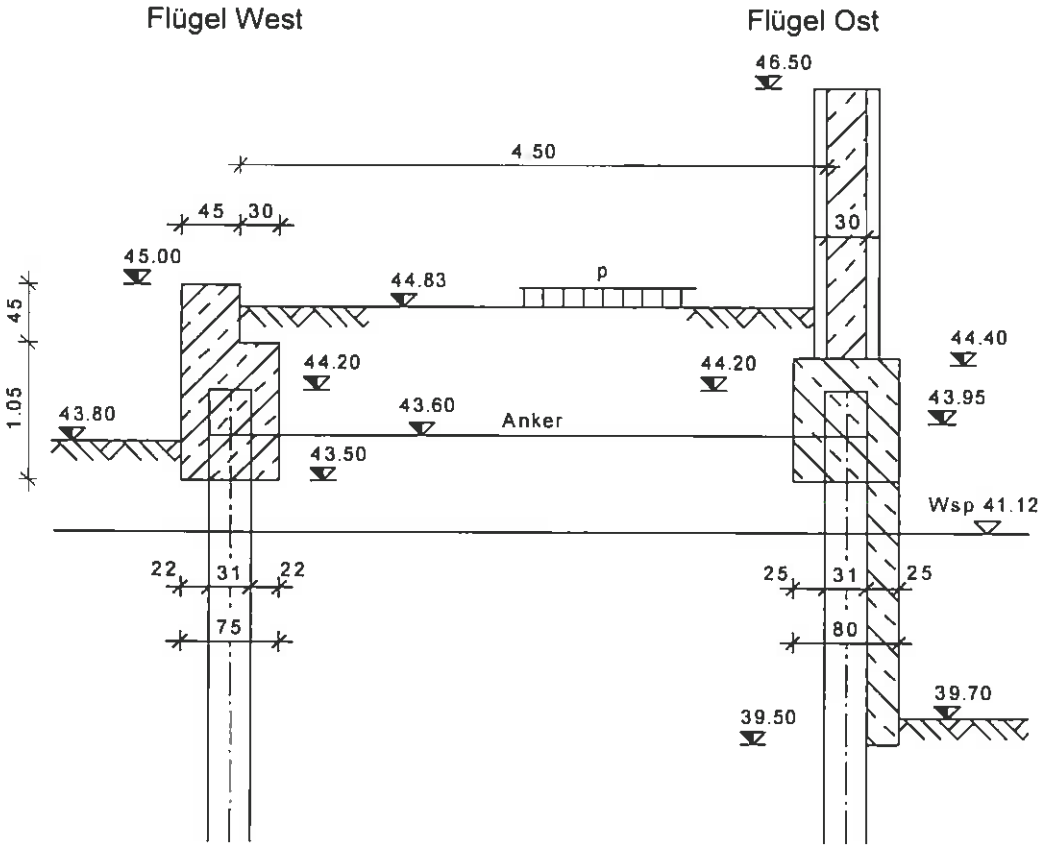
Bewehrungswahl

gew.: ∅ 12/15 = 7,54 cm²/m (vertikal i+a)
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)
∅ 14/13 = 11,84 cm²/m (horizontal i+a)
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)
Schneidenlagerung
Bg ∅ 14/15
längs 22 ∅ 12
Spaltzug: 2 x ∅ 14/15 als liegende Schlaufen
2 x 5 ∅ 14 längs

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 3.3: Flügelwände

Die südlichen Flügelwände werden gegeneinander verspannt.



Flügelwand Südwest (Seite Egelneiße)

Eigengewicht Stahlbetonholm

25 * 0,75 * 1,05	=	19,69 kN/m
25 * 0,45 * 0,45	=	5,06 kN/m
g =		**24,75 kN/m**

m = 25 * 0,45 * 0,45 * 0,15 = 0,76 kNm/m

Flügelwand Südost (Seite Lausitzer Neiße)

Eigengewicht Stahlbetonholm und -vorsatzschale, HWS-Wand Flügel Südost

25 * 0,80 * 0,90	=	18,00 kN/m
25 * 0,40 * 4,00	=	40,00 kN/m
25 * 0,30 * 2,10	=	15,75 kN/m
g =		**73,75 kN/m**

m = 25 * 0,25 * 4,00 * 0,28 = 7,00 kNm/m

PRÜFEXEMPLAR

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 3 S. 50 - 60 Pos. Spw Brücke Flügel Südwest und Spw Brücke Flügel Südost**.
Für die Flügelwand Südwest erfolgt zuerst eine Berechnung als im Boden eingespannte Wand. Danach wird die Flügelwand Südost berechnet unter Ansatz der gegenüberliegenden Flügelwand Südwest als Ankerwand.

gew.: **Flügel Südwest** (Seite Egelneiße)
Larssen 603 **S 240 GP** o.glw.
UK Spw = 44,83 - 8,08 = 36,75 m
Mindesteinbindetiefe von 3,0 m in tragfähigen Baugrund
UK Spw = 39,30 - 3,00 = 36,30 m ist eingehalten
OK Spw im Stahlbetonholm = 44,20 m
Spundwandlänge l = 44,20 - 36,30 = 7,90 m
gew.: l = 8,00 m
OK Spw = 44,20 m

gew.: **Flügel Südost** (Seite Lausitzer Neiße)
Larssen 603 **S 240 GP** o.glw.
UK Spw = 44,83 - 9,10 = 35,73 m
Mindesteinbindetiefe von 3,0 m in tragfähigen Baugrund
UK Spw = 39,30 - 3,00 = 36,30 m ist eingehalten
OK Spw im Stahlbetonholm = 44,20 m
Spundwandlänge l = 44,20 - 35,73 = 8,47 m
gew.: l = 8,50 m
OK Spw = 44,20 m

Ankerbemessung

gew.: GEWI - Anker ∅ 28 mm B500 o.glw.
Daueranker mit Korrosionsschutz

aus Pos. Spw Brücke Flügel Südost
N_d = 86,80 kN/m
Ankerabstand
a = 1,20 m
Zugkraft je Anker:

Z =	N_d * 1,20	=	104,16 kN	Ankerausfall ?
R_d =	π * 2,8² * 43,5 / 4	=	267,85 kN	
N_d / R_d		=	0,32 <1	

Auf eine gesonderte Berechnung mit horizontalen Lasten aus Seitenstoß wird verzichtet. Sowohl die Spundwände als auch die Anker haben ausreichende Tragreserven, auch für Beanspruchung durch Abrostung.

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4
Wand i.M. h = 40,5 cm

w_k = 0,25 mm
h = 37 cm

PRÜFEXEMPLAR

$f_{ct,eff}$ = 0,5 * 2,9 = 1,45 N/mm²
A_{ct}= 0,5*h*100 = 1850 cm²

gew.: Ø 14/13,5 = 11,40 cm²/m

A_S= 11,40 cm²/m
d_1= 6,7 cm
$A_{c,eff}$= $2,5*d_1*100$ = 1675,00 cm²/m
$\rho_{p,eff}$= $A_S/A_{c,eff}$ = 0,006806

E_S= 200000 N/mm²
E_{cm}= 0,8*33000 = 26400 N/mm²
α_e= E_S/E_{cm} = 7,58

für Zwang h = 405 mm <= 800 mm
>= 300 mm

k= 0,8 * 0,927 = 0,742
k_c= 1,00
d_S= 14 mm
σ_S= $k_c*k*f_{ct,eff}*A_{ct}/A_S$ = 175 N/mm²

$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$= $1/E_S*(\sigma_S-(0,4*f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}*(1+\alpha_e*\rho_{p,eff})))$ = 0,000427
$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})>=$ $0,6*\sigma_S/E_S$ = 0,000525

$s_{r,max}$= $d_S/(3,6*\rho_{p,eff})$ = 571 mm
$\sigma_S*d_S/(3,6*f_{ct,eff})$ = 469 mm

$w_k=s_{r,max}*(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$
w_k= 469 * 0,000525 = 0,25 mm = wk = 0,25 mm

<u>Bewehrungswahl</u>
gew.: Ø 12/15 = 7,54 cm²/m (vertikal i+a)
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)
Ø 14/13,5 = 11,40 cm²/m (horizontal i+a)
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)

Bewehrung Holm Flügelwand Südwest konstr.:
Bg. Ø 12/15, längs Ø 14/10

Die nördlichen Flügelwände der Brücke sind Bestandteil des Pumpwerkes und werden dort betrachtet.

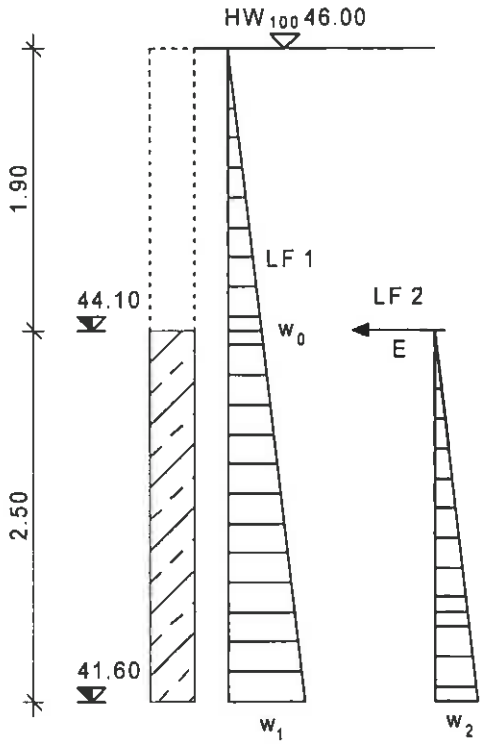
PRÜFEXEMPLAR

Pos. 3.4: Hochwasserschutzschild

Die lichte Weite der Öffnung beträgt 4,90 m. Die Tauchwand wird beidseitig gelenkig gelagert.

gew.: Beton **C30/37** XC4, XF3, XA1, XM1, WF
Betonstahl B500A
nom c = 6,0 cm
h = 0,40 m

Geometrie



Das Wehr wird durch ein Einfachschütz geschlossen und das Wasser staut sich am Wehrverschluss und dem darüberliegenden Hochwasserschutzschild.
Die Last am unteren Rand aus dem Wehrverschluss kann vernachlässigt werden (tel. Rücksprache mit Ing.- Büro Döhler).

Es werden 2 Lastfälle untersucht:

LF 1 Hochwasser HW bordvoll = 46,50 m (auf der sicheren Seite liegend als ständige Bemessungssituation)
LF 2 Wasserstand 44,10 m + Eis (Eis am Plattenrand)

Für die Berechnung der gesamten Hochwasserschutzwand wird in Abstimmung mit dem AG eine Eislast von 100 kN/m für einen erhöhten Wasserstand von 45,0 m angesetzt. Der Wasserstand von 45,0 m liegt oberhalb des Hochwasserschutzschildes. Für die Berechnung wird eine Eislast mit 100 kN/m am oberen Rand angesetzt.

PRÜFEXEMPLAR

E = 100,00 kN/m

w_0 = 10 * 1,90 = 19,00 kN/m²
w_1 = 10 * 4,40 = 44,00 kN/m²
w_2 = 10 * 2,50 = 25,00 kN/m²

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Platten mit finiten Elementen" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 3 S. 60 - 79 Pos. HW-Schutzschild LF 1 und LF 2**.

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4

Wand h = 40 cm

w_k = 0,25 mm
h = 40 cm

$f_{ct,eff}$ = 0,5 * 2,9 = 1,45 N/mm²
A_{ct} = 0,5*h*100 = 2000 cm²

gew.: Ø 14/12,5 = 12,32 cm²/m

A_S = 12,32 cm²/m
d_1 = 6,7 cm
$A_{c,eff}$ = $2,5*d_1*100$ = 1675,00 cm²/m

$\rho_{p,eff}$ = $A_S/A_{c,eff}$ = 0,007355

E_S = 200000 N/mm²

E_{cm} = 0,8*33000 = 26400 N/mm²
α_e = E_S/E_{cm} = 7,58

für Zwang h = 400 mm <= 800 mm
>= 300 mm

k = 0,8 * 0,93 = 0,744
k_c = 1,00
d_S = 14 mm
σ_S = $k_c*k*f_{ct,eff}*A_{ct}/A_S$ = 175 N/mm²

$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ = $1/E_S*(\sigma_S-(0,4*f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}*(1+\alpha_e*\rho_{p,eff})))$ = 0,000459
$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})>=$ $0,6*\sigma_S/E_S$ = 0,000525

$s_{r,max}$ = $d_S/(3,6*\rho_{p,eff})$ = 529 mm
$\sigma_S*d_S/(3,6*f_{ct,eff})$ = 469 mm

$w_k=s_{r,max}*(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$
w_k = 469 * 0,000525 = 0,25 mm = wk = 0,25 mm

PRÜFEXEMPLAR

Schubbewehrung?
vgl. S. 79
Anlage 3

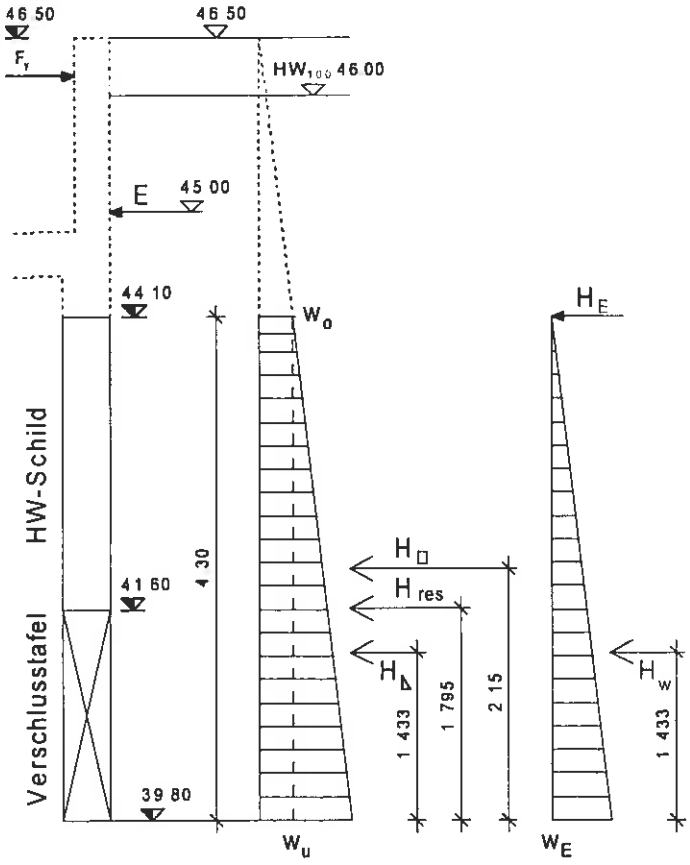
Bewehrungswahl

gew.: ∅ 14/12,5 = 12,32 cm²/m (vertikal i+a)
> 5,15 cm²/m
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)
∅ 20/15 = 20,9 cm²/m (horizontal Seite Egelneiße)
> A_{su} = 13,0 cm²/m
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)
∅ 14/15 = 10,26 cm²/m (horizontal Seite Neiße)
> A_{so} = 5,52 cm²/m
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)

Stahlbetonstützen

- Lastfall Hochwasser bordvoll
  Lastanteil oberhalb 44,10 m wird in die Brückenplatte eingeleitet

- Lastfall Eis
  Eislastansatz analog der Berechnung des Hochwasserschutzschildes mit 100 kN/m in Höhe 44,10 m



PRÜFEXEMPLAR

Lastfall Hochwasser bordvoll

w_o =	10 * (46,50 - 44,10)	=	24,00 kN/m²
w_u =	10 * (46,50 - 39,80)	=	67,00 kN/m²
Δh =	44,10 - 39,80	=	4,30 m
Einflussbreite b =			6,60 m
w =	0,5 * (w_o + w_u)	=	45,50 kN/m²
H_{res} =	w * 0,5 * b * Δh	=	645,64 kN
W_o =	w_o * 0,5 * b	=	79,20 kN/m
W_u =	w_u * 0,5 * b	=	221,10 kN/m

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Stahlbetonstütze" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 3 S. 80 - 81 Pos. Stütze HW bordvoll**. (Berechnung mit γ_w = 1,1)

Lastfall Eis

w_E =	10 * (44,10 - 39,80)	=	43,00 kN/m²
E_0 =			100,00 kN/m
W_{Eo} =			0
W_{Eu} =	w_E * 0,5 * b	=	141,90 kN/m
H_E =	E_0 * 0,5 * b	=	330,00 kN

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Stahlbetonstütze" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 3 S. 82 - 83 Pos. Stütze HW Eis**. (Berechnung mit γ_w = 1,2, γ_E= 1,0)

gew: b/d = 40/90 cm
22 ∅ 28 = 135,52 cm² > 124,84 cm²
Bg. ∅ 10/15
120 cm Einbindung der Längsbewehrung in den Stahlpfahl

M =			1807,69 kNm
Z =	M / 0,90	=	2008,54 kN
erfA_s =	Z / 43,5	=	46,17 cm²

gew.: 8 ∅ 28 = 49,28 cm² > 46,17 cm²
mit Spundwandpfahl verschweißt mit 4x Doppel-Kehlnaht 5-200 und 4x Kehlnaht 5-200 (seitlich am Pfahl)

σ_d =	Z * 1000 / (12 * 5 * 200)	=	167,38 N/mm²
$\sigma_{R,d}$ =	0,95 * 240 / 1,1	=	207 N/mm²
$\sigma_d / \sigma_{R,d}$		=	0,81 < 1,0

Nachweis erbracht!

PRÜFEXEMPLAR

Pfähle

gew.: Larssen Stahlpfahl LK 605K 980x12 S 355 GP

b = 0,60 m
$f_{y,k}$ = 355,00 N/mm²
$f_{y,d}$ = $f_{y,k}$ / 1,15 = 308,70 N/mm²
W_y= 14815 cm³
I = 1037084,00 cm4
E = 210000,00 N/mm²

aus HW bordvoll

γ = 1,10

H = 645,64 kN

zulM_{Ed}= $f_{y,d} * W_y / 10^3$ = 4573,39 kNm

M = zulM_{Ed} / 1,1 = 4157,63 kNm

Abrostung mit 20 % angesetzt
M' = 0,80 * M = 3326,10 kNm

anstehender Erdstoff mit:
Φ = 32,00 °
γ = 10,50 kN/m³
δ = 0,00
K_{pgh} = 3,26

- angreifende Horizontalkraft in Höhe 39,80 + 1,795 = 41,60 m
- Beginn der mitteldicht gelagerten Schicht bei 39,30 m

h = 41,60 - 39,30 = 2,30 m

Stelle des max. Momentes = Einspannstelle
x_m = 4,24 m

Damit bei einer Höhenkote von:
39,30 - x_m = 35,06 m

a = $(3 * x_m^2 + x_m * (4 * h + 8 * b) + 12 * b * h)$ = 129,85 m²
maxM = $\gamma * K_{pgh} * x_m^2 / 24 * a$ = 3329,43 kNm

aufnehmbare Stoßkraft:
P = $\gamma * K_{pgh} / 6 * x_m^2 * (x_m + 3 * b)$ = 619,48 kN
P = 619,48 kN ≈ 645,64 kN

PRÜFEXEMPLAR

Rammtiefe:

t_0 =	7,55 m		
24 * P / (γ * K_{pgh})		=	434,34 m³
t_0^3 * ((4 * b + t_0)/(h + t_0))		=	434,74 m³
Erhöhung um 20 %			
t =	t_0 * 1,20	=	9,06 m
39,30 - t		=	30,24 m

Mindesteinbindetiefe von 3 m in tragfähige Schicht (UK = 39,30 - 3,0 = 36,30 m) ist eingehalten.

aus Eis

γ_w =			1,20
γ_E =			1,00
H_w =	0,5 * 141,90 * 4,30	=	305,08 kN
H_E		=	330,00 kNm
$H_w + H_E$		=	635,08 kN
M_w =	H_w * 1,433	=	437,18 kNm
M_E =	H_E * 4,30	=	1419,00 kNm

Das Moment entsteht zu 23,5 % aus Wasserdruck. Es wird mit einem gemittelten Teilsicherheitsbeiwert von 1,05 gerechnet.

zulM_{Ed}=	$f_{y,d}$ * W_y / 10^3	=	4573,39 kNm
M =	zulM_{Ed} / 1,05	=	4355,61 kNm

Abrostung mit 20 % angesetzt

M' =	0,80 * M	=	3484,49 kNm

anstehender Erdstoff mit:

Φ =	32,00 °
γ =	10,50 kN/m³
δ =	0,00
K_{pgh} =	3,26

- angreifende Horizontalkraft in Höhe 39,80 + 4,30 = 44,10 m
- Beginn der mitteldicht gelagerten Schicht bei 39,30 m

h =	44,10 - 39,30	=	4,80 m

Stelle des max. Momentes = Einspannstelle

x_m =	3,82 m

PRÜFEXEMPLAR

Damit bei einer Höhenkote von:
$39{,}30 - x_m$ = 35,48 m

$a = (3 * x_m^2 + x_m * (4 * h + 8 * b) + 12 * b * h)$ = 170,02 m²
$maxM = \gamma * K_{pgh} * x_m^2 / 24 * a$ = 3538,53 kNm

aufnehmbare Stoßkraft:
$P = \gamma * K_{pgh} / 6 * x_m^2 * (x_m + 3 * b)$ = 467,86 kN
P = 467,86 kN < 635,08 kN

Ansatz einer mitwirkenden Breite der benachbarten Spundwände (zusätzliche Sicherheiten durch Brückenwiderlager)
b_m = 1,80 m

aufnehmbare Stoßkraft:
$P = \gamma * K_{pgh} / 6 * x_m^2 * (x_m + 3 * b_m)$ = 767,56 kN
P = 767,56 kN > 635,08 kN

Rammtiefe:
t_0 = 8,68 m
$24 * P / (\gamma * K_{pgh})$ = 538,17 m³
$t_0^3 * ((4 * b + t_0)/(h + t_0))$ = 537,54 m³
Erhöhung um 20 %
$t = t_0 * 1{,}20$ = 10,42 m
$39{,}30 - t$ = 28,88 m

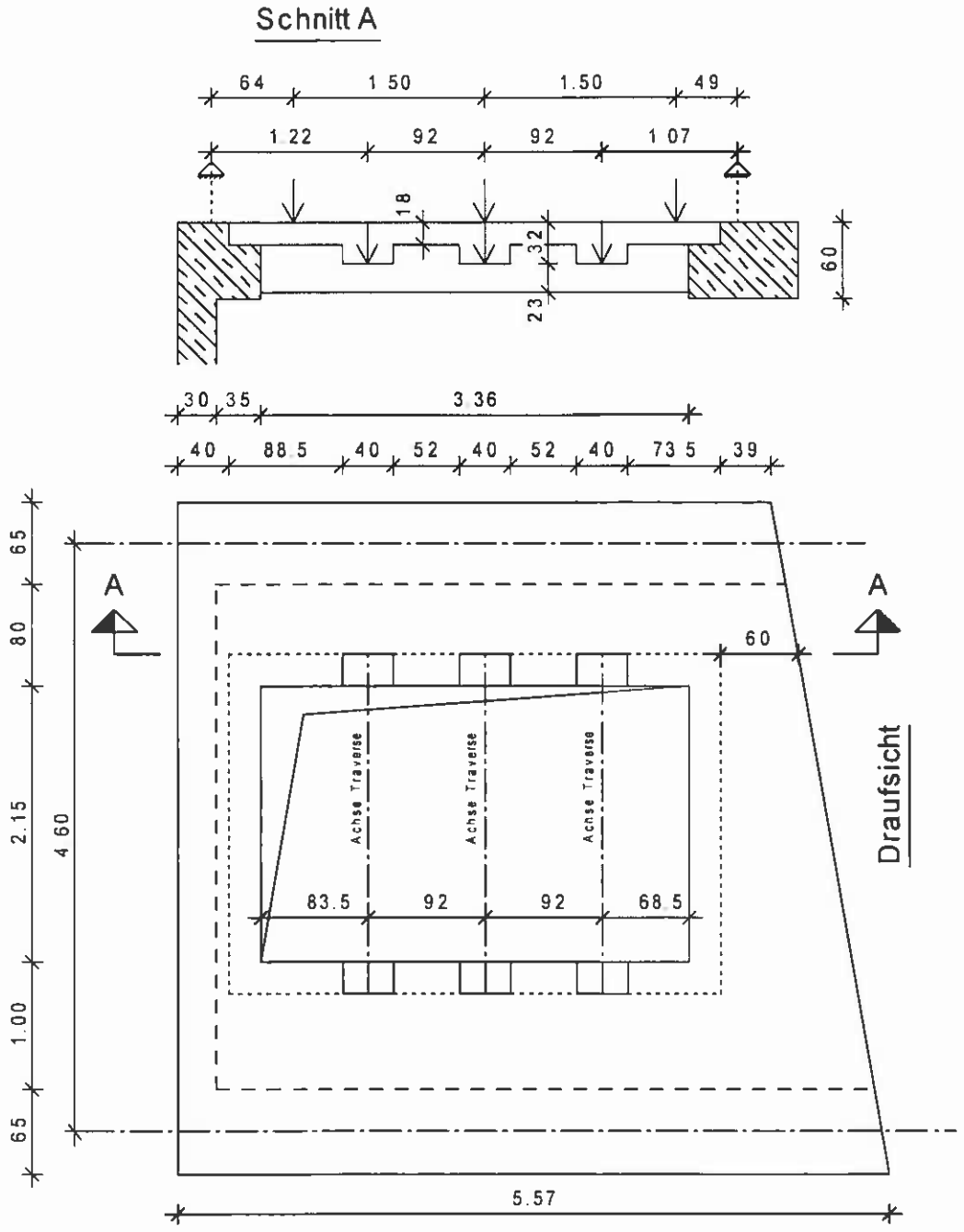
Mindesteinbindetiefe von 3 m in tragfähige Schicht (UK = 39,30 - 3,0 = 36,30 m) ist eingehalten.

gew.: **Larssen Stahlpfahl LK 605K 980x12 S 355 GP**
OK Pfahl = 39,50 m
UK Pfahl = 28,88 m
Pfahllänge l = 39,50 -28,88 = 10,62 m
gew.: l = 10,60 m
OK Pfahl = 39,50 m

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 4: Pumpwerk

Pos. 4.1 Befahrbare Decke



gew.: Beton **C30/37** XC4, XF1, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500B

PRÜFEXEMPLAR

Deckenöffnung
L_w = 3,36 x 2,15 m

gew.: SECANT Schachtabdeckung SLW 60-25 km/h o.glw.
mit 3 Traversen und 12 Deckeln (herausnehmbar)
siehe Anlage 4 S. 1 - 4

Pos. 4.1.1 Auflagerkonsole unter Traverse (Auflagertaschen)

Eigengewicht Abdeckung (siehe Anlage 4 S. 3)
G = 22,920 kN
näherungsweise Verteilung über die Deckel ⊥ zu den Traversen

g = G / (2,15 * 8) = 1,33 kN/m

Auf der sicheren Seite liegend wird das Gewicht der Traverse (Doppel-T 400) addiert.
g_{Tr} = 1,550 kN/m

Auflagerkraft an der Traverse
A_g = g_{Tr} * 0,5 * 2,15 + g * 2,0 * 0,5 * 2,15 = 4,53 kN

Die max. Auflagerkraft aus dem SLW ergibt sich, wenn ein Rad der Einzelachse direkt über dem Auflager der Traverse steht. Der Lasteinfluss aus dem 2. Rad beträgt 0,45 / 2,45 = 0,18 * Radlast

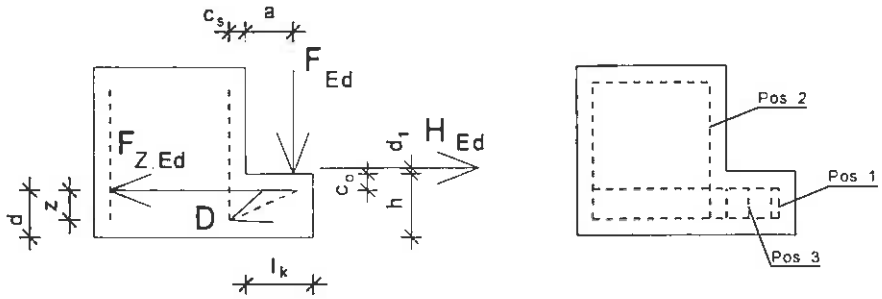
Eine einzelne Achse
Radlast P = 0,5 * 130 = 65,0 kN

Radabstand 2,0 m

Schwingbeiwert angesetzt mit φ = 1,35
P_A = 1,35 * 65 * (1,0 + 0,18) = 103,55 kN
A_d = 1,35 * A_g + 1,5 * P_A = 161,44 kN

Belastung:
F_{Ed} = A_d = 161,44 kN
H_{Ed} = 0,00 kN ? Jeach k! H ≥ 0,2 · V

Unterzugsbreite b = 0,50 m
Konsollänge l_k = 0,25 m
Konsolhöhe h = 0,23 m
Lagerlänge l_A = 0,15 m
Exzentrizität a = 0,18 m
Höhe H.-Last d_1 = 0,02 m
Betondeckung c_s = 60 mm
Betondeckung c_o = 60 mm



Beton =	GEW("EC2_de/beton_ec2" ; Bez;fck≤50)	=	C30/37
γ_C=			1,50
f_{ck} =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fck;Bez=Beton)	=	30,00 N/mm²
f_{cd} =	TAB("EC2_de/beton_ec2"; fcd; Bez=Beton)	=	17,00 N/mm²
$f_{ctk,005}$ =	TAB("ec2_de/beton_ec2"; fctk005;Bez=Beton)	=	2,00 N/mm²
f_{ctd} =	$f_{ctk,005}$ / γ_C	=	1,33 N/mm²

Betonstahl =		B500
f_{yk} =		500 N/mm²
γ_S=		1,15
f_{yd} =	f_{yk} / γ_S	= 435 N/mm²

Innerer Hebelarm der Konsolbewehrung z :
Da sich die Druckstrebe nicht steiler einstellen kann als $d < 2a$, wird die Konsolhöhe entsprechend begrenzt:

d =	h - c_o * 10^{-3}	=	0,17 m
z =	(MIN(d;2*a))* 0.90	=	0,15 m

<u>Obere Zugkraft in der Konsole:</u> ($F_{z,Ed}$)
Für Bauteile mit Nutzhöhen < 7 cm sind für die Bemessung die Schnittgrößen im Verhältnis 15 / (*d*+8) zu erhöhen.

γ =	WENN(d>0,07;1 ; 15/(d+8))	=	1,00

$$F_{z,Ed} = \gamma * \left(\frac{F_{Ed}}{z} * \left(a + \frac{c_s}{10^3} \right) + \frac{H_{Ed}}{z} * \left(z + d_1 + \frac{c_o}{10^3} \right) \right) = 258{,}30 \text{ kN}$$

307,81 kN

erforderliche obere Zugbewehrung in Konsole (Pos 1)

$$\text{erf.}A_{s,z} = \frac{F_{z,Ed}}{(f_{yk}/\gamma_S)} * 10 = \underline{\mathbf{5{,}94 \text{ cm}^2}}$$

7,08 cm²

Achtung! stehende Bügel (Pos 1) sind nur möglich wenn
1) die Lagerplatte hinter dem Krümmungsbeginn liegt (siehe auch Skizze)
2) keine starke Horizontalbelastungen auftreten H_{Ed} / kF_{Ed}< 0,10

PRÜFEXEMPLAR

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung :

d_{s1} = GEW("EC2_de/As"; ds;) = 14 mm

Bez1 = GEW("EC2_de/As"; Bez; $d_s=d_{s1}$) = 6 ∅ 14

vorh.$A_{s,z}$ = TAB("EC2_de/As" ;As ;Bez=Bez1) = 9,24 cm²

$$\frac{\text{erf.}A_{s,z}}{\text{vorh.}A_{s,z}} = \underline{0{,}64 < 1}$$

erforderliche Aufhängebewehrung in anschließendem Unterzug (Pos 2)

$$F_{A,Ed} = F_{Ed} * \left(1 + \frac{a + c_s * 10^{-3}}{b - 2 * c_s * 10^{-3}}\right) = 263{,}40 \text{ kN}$$

$$\text{erf.}A_{s,A} = \frac{F_{A,Ed}}{(f_{yk}/\gamma_S)} * 10 = \underline{\mathbf{6{,}06 \text{ cm}^2}}$$

Anzahl und Durchmesser der Schlaufenbewehrung unten :

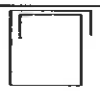
d_{s2}= GEW("EC2_de/As"; ds;) = 10 mm

Bez2 = GEW("EC2_de/As"; Bez; $A_s \geq \text{erf.}A_{s,A}$;$d_s=d_{s2}$) = 8 ∅ 10

vorh.$A_{s,A}$ = TAB("EC2_de/As" ;As ;Bez=Bez2) * 2 = 12,56 cm²

$$\frac{\text{erf.}A_{s,A}}{\text{vorh.}A_{s,A}} = \underline{0{,}48 < 1}$$

Zulagebewehrung im Bereich der Auflagertaschen

	**n_1 ∅ d_{s1}, Bügel mit l_0 -schließen**	**Pos 1**
	**n_2 ∅ d_{s2}, Alternativ: Unterzugbügel**	**Pos 2**
	**≥ 3 ∅ 6**	**Pos 3**

Pos. 4.1.2 Deckenstreifen parallel zur Fahrtrichtung

h = 55 cm
b = 50 cm
lichte Weite l = 3,86 m

Auflagerkraft an der Traverse

A_g = g_{Tr} * 0,5 * 2,15 + g * 2,0 * 0,5 * 2,15 = 4,53 kN

Die max. Auflagerkraft aus dem SLW ergibt sich, wenn ein Rad direkt über dem Auflager der Traverse steht. Der Lasteinfluss aus dem 2. Rad beträgt 0,45 / 2,45 = 0,18 * Radlast

PRÜFEXEMPLAR

Lastfall 1:
SLW 30
Radlast P = 50,0 kN

Achsabstand 2 x 1,50 m
Radabstand 2,0 m
Lastverteilung für Einzellasten nicht berücksichtigt
Es wird nur das Fahrzeug berücksichtigt.

Schwingbeiwert angesetzt mit $\varphi = 1,35$
$P_R = P * \varphi * (1,0 + 0,18) = 79,65$ kN

Lastfall 2:
einzelne Achse
Radlast P = 0,5 * 130 = 65,0 kN
Radabstand 2,0 m

Schwingbeiwert angesetzt mit $\varphi = 1,35$
$P_A = \varphi * P * (1,0 + 0,18) = 103,55$ kN

Eigengewicht programmintern
Eigengewicht Asphaltschutzschicht vernachlässigt

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Durchlaufträger" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 4 S. 5 - 10 Pos. UZ parallel LF 1 und UZ parallel LF 2.**

gew.: 6 ∅ 16 = 12,06 cm² (u) > erf A_S = 11,2 cm² aus Pos. UZ parallel LF 1
4 ∅ 12 = 4,52 cm² (o) > erf A_S = 3,42 cm²
Bg ∅ 10/15 = 10,48 cm²/m > erf A_S = 4,6 cm²/m

Pos. 4.1.3 Deckenstreifen senkrecht zur Fahrtrichtung

h = 40 cm
b = 60 cm
Stützweite l = 4,60 m

Lastfall 1: Einzelachse auf Unterzug

Eigengewicht Abdeckung (siehe Anlage 3 S. 3)
G = 22,920 kN
näherungsweise Verteilung über die Deckel ⊥ zu den Traversen
g = G / (2,15 * 8) = 1,33 kN/m

einzelne Achse
Radlast P = 0,5 * 130 = 65,0 kN
Radabstand 2,0 m

Schwingbeiwert angesetzt mit $\varphi = 1,35$
$P_A = \varphi * P * (1,0 + 0,18) = 103,55$ kN

PRÜFEXEMPLAR

Eigengewicht programmintern
Eigengewicht Asphaltschutzschicht vernachlässigt

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Durchlaufträger" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 4 S. 11 - 13 Pos. UZ senkrecht Achse.**

Lastfall 2: Fahrzeug mit 1. Achse auf Unterzug
2. Achse und 3.Achse auf UZ parallel

Eigengewicht Abdeckung (siehe Anlage 3 S. 3)
G = 22,920 kN
näherungsweise Verteilung über die Deckel ⊥ zu den Traversen

g = G / (2,15 * 8) = 1,33 kN/m

eine Achse
Radlast P = 0,5 * 100 = 50,0 kN
Radabstand 2,0 m
Achsabstand 1,5 m

Schwingbeiwert angesetzt mit $\varphi = 1,35$
$P_A = \varphi * P = 67,50$ kN

Ermttlung der Auflagerkräfte für UZ senkrecht aus UZ parallel

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Durchlaufträger" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 4 S. 14 Pos. UZ senkrecht Auflager.**

Eigengewicht programmintern
Eigengewicht Asphaltschutzschicht vernachlässigt

Auflagerkräfte aus UZ parallel
(maßg. Auflager 2)
A_g = 21,24 kN
A_p = 61,45 kN

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Durchlaufträger" von FRIEDRICH & LOCHNER siehe **Anlage 4 S. 15 - 17 Pos. UZ senkrecht LKW.**

Anschluss UZ parallel an UZ senkrecht (Aufhängebewehrung)
aus Pos. UZ parallel LF 1
A_d = 1,35 * 21,24 + 1,5 * 123,81 = 214,39 kN
$erfA_{sbü}$ = A_d / 43,5 = 4,93 cm²

gew.: 6 ∅ 16 = 12,06 cm² (u) > erf A_S = 10,4 cm² aus Pos. UZ senkrecht Achse
3 ∅ 12 = 3,39 cm² (o) > erf A_S = 2,95 cm²
Bg ∅ 10/15 = 10,48 cm²/m > erf A_S = 3,7 cm²/m
Zulagen im Anschlussbereich UZ parallel 6 Bg ∅ 10 über eine Breite von 90 cm

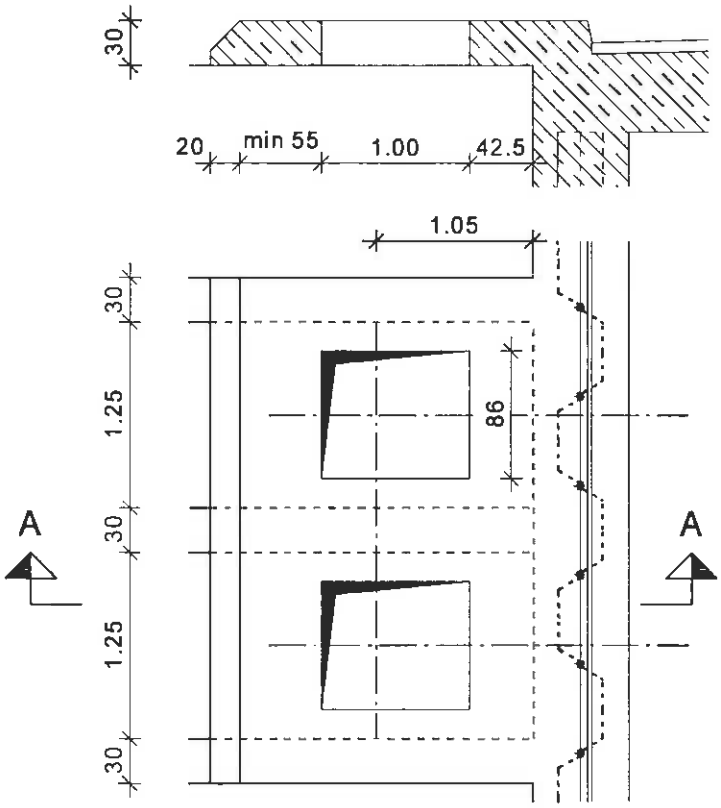
PRÜFEXEMPLAR

Pos. 4.2 Decke Bereich Pumpen/Rechen

gew.: h = 30 cm

Beton **C30/37** WU XC4, XF1, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500

Geometrie



Eigengewicht Stahlbetonplatte programmintern

Pumpen (2 Stück) (siehe **Anlage 4 S. 18 - 20**):

Eigengewicht Rohrschacht DN 600:	12,00 kN
Eigengewicht Wasserfüllung:	18,00 kN
Eigengewicht Pumpe:	5,00 kN

G_{600} = **35,00 kN**

verteilt auf 2 Auflagerränder auf einer Fläche von je 150 x 1000 mm (Näherung)
g_{600} = G_{600} / (2 * 0,15 * 1,00) = 116,67 kN/m²

Verkehrslast p = 5,00 5,00 kN/m²

PRÜFEXEMPLAR

Verkehrslast umlaufend angesetzt als dreieckförmige Randlast an der Öffnung für die Pumpe (Näherung)
p_{1dr} = 2 * 5,00 * 1,00 * 1,00 / 4 = 2,50 kN/m

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Platten mit finiten Elementen" von FRIEDRICH + LOCHNER siehe **Anlage 4 S. 21 - 30 Pos. Decke**.

Die Bemessung ergibt Bewehrungsquerschnitte unter 2,0 cm²/m, sodass auf eine feldweise Berücksichtigung der Verkehrslast verzichtet werden kann. Es erfolgt eine Berechnung unter Berücksichtigung der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens. Beanspruchungen aus Temperatur werden bei der Bewehrungswahl konstr. berücksichtigt.

Am Rand der Decke befindet sich das obere Auflager für den Rechen. Auf Grund der geringen Bauwerksabmessungen wird auf eine detaillierte Berechnung verzichtet. Es wird konstr. ein 30 cm breiter Randbalken ausgebildet.

gew.: Ø 12/10 (u+o) kreuzweise = 11,31 cm²/m > 4,35 cm²/m
> Ø 10/15 = 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung nach ZTV-W)
Randbalken
je 4 Ø 12 (u+o), Bg. Ø 12/10

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 4.3 Wände

Das Pumpwerk besteht aus dem Armaturenschacht unter der befahrbaren Decke neben der Brücke und den Pumpenkammern.
Der Armaturenschacht wird zur Neiße hin durch die Hochwasserschutzwand (= nordöstliche Flügelwand der Brücke) und auf der Südseite durch das Brückenwiderlager begrenzt.
Die nördliche Wand des Armaturenschachtes wird als Stahlbetonwand ausgebildet.
Zwischen Armaturenschacht und Pumpenkammern liegt eine Wand, die gleichzeitig die nordwestliche Flügelwand der Brücke ist und als verkleidete Spundwand ausgeführt wird.

Pos. 4.3.1 Nördliche Wand des Armaturenschachtes

gew.: h = 30 cm

Beton **C30/37** XC2, XF1, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4

Wand h = 30 cm

w_k = 0,25 mm
h = 30 cm

$f_{ct,eff}$ = 0,5 * 2,9 = 1,45 N/mm²
A_{ct} = 0,5*h*100 = 1500 cm²

gew.: Ø 12/12,5 = 9,05 cm²/m

A_S = 9,05 cm²/m
d_1 = 6,6 cm
$A_{c,eff}$ = $2,5*d_1*100$ = 1650,00 cm²/m

$A_{c,eff}$ = A_{ct} = 1500 mm

$\rho_{p,eff}$ = $A_S/A_{c,eff}$ = 0,006033

E_S = 200000 N/mm²
E_{cm} = 0,8*33000 = 26400 N/mm²
α_e = E_S/E_{cm} = 7,58

für Zwang h = 300 mm <= 800 mm
>= 300 mm

k = 0,8 * 1,000 = 0,800
k_c = 1,00

d_S= 12 mm

σ_S= $k_c*k*f_{ct,eff}*A_{ct}/A_S$ = 192 N/mm²

$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$= $1/E_S*(\sigma_S-(0,4*f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}*(1+\alpha_e*\rho_{p,eff})))$ = 0,000457

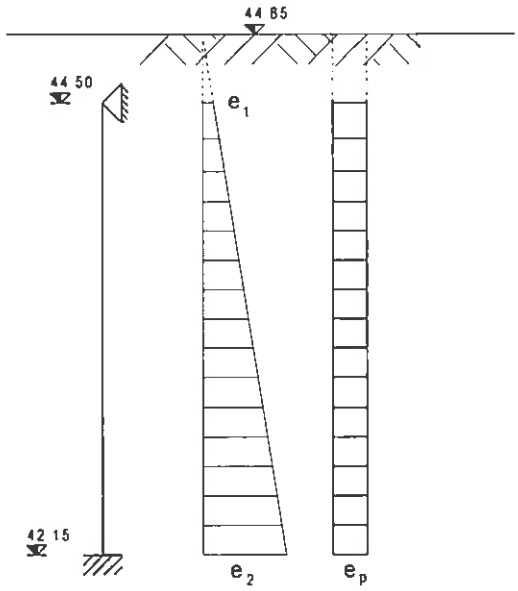
$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})>=$ $0,6*\sigma_S/E_S$ = 0,000576

$s_{r,max}$= $d_S/(3,6*\rho_{p,eff})$ = 553 mm

$s_{r,max}<=$ $\sigma_S*d_S/(3,6*f_{ct,eff})$ = 441 mm

$w_k=s_{r,max}*(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$

w_k= 441 * 0,000576 = 0,25 mm = wk = 0,25 mm



Berechnung mit Erdruhedruck.

k_0 = 0,50

γ = 18,00 kN/m³

e_1 = $k_0 * \gamma * 0,35$ = 3,15 kN/m²

e_2 = $k_0 * \gamma * 2,70$ = 24,30 kN/m²

e_p = $k_0 * 16,7$ = 8,35 kN/m²

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Durchlaufträger" von FRIEDRICH + LOCHNER siehe **Anlage 4 S. 31 - 39 Pos. nördliche Wand**.

gew.: ∅ 12/15 vertikal (i+a) = 7,54 cm²/m > 4,3 cm²/m
∅ 12/10 horizontal (i+a) = 11,31 cm²/m
> ∅ 10/15 = 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung nach ZTV-W)

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 4.3.2 Trennwand zwischen den Pumpenkammern

gew.: h = 30 cm

Beton **C30/37** XC2, XF3, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500

- maßgebender Lastfall: Pumpenkammer mit Wasser gefüllt, benachbarte Kammer leer
- die Wand wird in die Sohle eingespannt und durch die Decke teilweise gehalten
- einseitige Belastung aus Eisdruck kann technologisch bedingt nicht auftreten
- OK Wand 44,15 m, OK Sohle 40,60 m

Wasserdruck w = 10 * (41,12 - 40,60) = 5,20 kN/m²

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4

Wand h = 30 cm

siehe Pos. 4.1.3

Bewehrung konstruktiv gewählt

gew.: ∅ 12/15 vertikal (i+a) = 7,54 cm²/m
∅ 12/12,5 horizontal (i+a) = 9,05 cm²/m
> ∅ 10/15 = 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung nach ZTV-W)

Pos. 4.3.3 Außenwände Pumpenkammern

gew.: h = 30 cm

Beton **C30/37** XC2, XF3, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4

Wand h = 30 cm

siehe Pos. 4.1.3

Uferwand

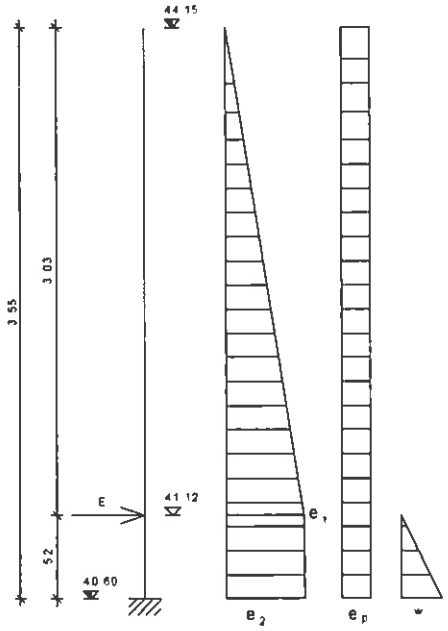
Wand außen

- maßgebender Lastfall: Erd- und Wasserdruck von außen, Pumpenkammer leer
- die Wände werden in die Sohle eingespannt und durch die Decke teilweise gehalten es wird der ungünstigste Fall betrachtet, Wand als Kragarm, OK Wand max 44,15 m, OK Sohle 40,60 m
- Verkehrslast hinter der Wand 5,0 kN/m² (Treppe)
- Wasserstand hinter der Wand 41,12 m
- Berechnung mit Erdruhedruck

PRÜFEXEMPLAR

Wand innen

- Eisdruck von innen, Wsp 41,12 m nicht maßg.



e_1 =	$k_0 * \gamma * 3{,}03$	=	27,27 kN/m²
e_2 =	$e_1 + k_0 * \gamma * 0{,}52$	=	31,95 kN/m²
e_p =	$k_0 * 5{,}0$	=	2,50 kN/m²
w =	$10 * 0{,}52$	=	5,20 kN/m²

E = 100,00 kN/m

Eigengewicht Wand

N = $-25 * 0{,}30 * (44{,}15 - 40{,}60)$ = -26,63 kN/m

M_{k1} =	$0{,}5 * e_1 * 3{,}03 * (0{,}52 + 3{,}03 / 3)$	=	63,21 kNm/m
M_{k2} =	$0{,}5 * e_1 * 0{,}52^2 + (e_2 - e_1) * 0{,}52^2 / 6$	=	3,90 kNm/m
M_{kw} =	$w * 0{,}52^2 / 6$	=	0,23 kNm/m
M_{kp} =	$0{,}5 * e_p * 3{,}55^2$	=	15,75 kNm/m

vorübergehende Bemessungssituation

γ_G = 1,20

γ_Q = 1,30

$M_{Ed} = (\gamma_G * (M_{k1} + M_{k2} + M_{kw})) + (\gamma_Q * M_{kp})$ = 101,28 kNm/m

h =	30,0 cm
nomc =	6,0 cm
d_S =	1,4 cm

FRÜHESEMPLAR

horizontale Bewehrung außen liegend (∅ 12 aus Rissbreite)

d = $h - nomc - 1{,}2 - 0{,}5 * d_S$ = 22,10 cm

z_s = $0{,}5 * h/100 - 0{,}012 - 0{,}5 * d_S/100$ = 0,131 m

N_{Ed} = -26,63 kN/m

M_{Eds} = $M_{Ed} - N_{Ed} * z_s$ = 104,77 kNm/m

k_d = $d / \sqrt{(M_{Eds})}$ = 2,16

k_S = 2,48

A_S = $k_S * M_{Eds} / d + N_{Ed} / 43{,}5$ = 11,14 cm²/m

Wahl der Bewehrung

gilt nur für einen Vorlandwasserstand von 41,12 m NHN

gew.: ∅ 14/12,5 vertikal (a = Erdseite) = 12,32 cm²/m > 11,14 cm²/m
∅ 12/12,5 vertikal (i = Wasserseite) = 9,05 cm²/m
∅ 12/12,5 horizontal (i+a) = 9,05 cm²/m
> ∅ 10/15 = 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung nach ZTV-W)

Wand wasserseitig

Bewehrung konstruktiv gewählt

gew.: ∅ 12/12,5 vertikal (i+a) = 9,05 cm²/m
∅ 12/12,5 horizontal (i+a) = 9,05 cm²/m
> ∅ 10/15 = 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung nach ZTV-W)

Pos. 4.3.4 Wand zwischen Armaturenschacht und Pumpenkammern

gew.: Spundwand L 603 mit Vorsatzschale

Beton **C30/37** XC2, XF3, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500

Die Spundwand wird in Höhe der Decke, in Höhe der Sohle des Armaturenschachtes und in Höhe der Sohle des Bereiches Pumpen/Rechen ausgesteift. Das Profil L 603 wird konstruktiv gewählt.
Mindesteinbindetiefe 3,0 m in den tragfähigen Erdstoff

Weiterleitung der vertikalen Kräfte in den Baugrund

gemäß Baugrundgutachten ab 39,30 m
mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c = 10 MN/m²

Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ = 0,70 MN/m²
Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ = 0,06 MN/m² ?

aus Pos. 4.1 befahrbare Decke (Näherung)
EG Decke: $25 * 0{,}60 * 0{,}5 * 4{,}60$ = 34,50 kN/m

PRÜFEXEMPLAR

aus Pos. 4.2 Decke Bereich Pumpen/Rechen
Decke spannt parallel zur Spw, es wird ein 1 m breiter Streifen berücksichtigt
EG Decke: 25 * 0,30 * 1,00 = 7,50 kN/m
Vorsatzschale Seite Armaturenschacht
25 * 0,37 * 2,60 = 24,05 kN/m
Vorsatzschale Seite Pumpen/Rechen
25 * 0,37 * 3,30 = 30,52 kN/m
Sohle Armaturenschacht
EG Sohle: 25 * 0,30 * 0,5 * 4,60 = 17,25 kN/m
(Last aus Rohrleitungen ist durch die angesetzte Verkehrlast abgedeckt)
Sohle Bereich Pumpen/Rechen
Sohle spannt parallel zur Spw, es wird ein 1 m breiter Streifen und die Sohlaufkantung berücksichtigt
25 * 0,80 * 1,00 = 20,00 kN/m
25 * 1,00 * 1,00 = 25,00 kN/m

G = 158,82 kN/m

Rad der Einzelachse mit Lastverteilung bis UK Decke
65 * 1,35 / (0,20 + 0,60) = 109,69 kN/m
aus Pos. 4.2 Decke Bereich Pumpen/Rechen
Decke spannt parallel zur Spw, es wird ein 1 m breiter Streifen berücksichtigt
Verkehrslast: 5,0 * 1,00 = 5,00 kN/m
Sohle Armaturenschacht
Verkehrslast: 10 * 0,50 * 4,60 = 23,00 kN/m
(Last aus Rohrleitungen ist durch die angesetzte Verkehrlast abgedeckt)

P = 137,69 kN/m

$F_{c,d}$ = (1,35 * G + 1,50 * P) / 1000 = 0,421 MN/m

gew.: Spundwand L 603 o.glw.
UK Stahlbetonsohle 39,80 m

UK Spw = 39,30 - 4,00 = 35,30 m
wirksame Länge l = 39,30 - 35,30 = 4,00 m

h_{St} = 0,31 m
α_{Spw} = 60,0°
κ_F = 0,55

Fußfläche A_b = $\kappa_F * h_{St}$ = 0,17 m²
Fußwiderstand $R_{b,k}$ = $A_b * q_{b,k}$ = 0,119 MN/m

Mantelfläche beidseitig angesetzt
Mantelfläche A_s = 1,0 * 2,60 = 2,60 m²/m
Mantelwiderstand $R_{s,k}$ = $A_s * l * q_{s,k}$ = 0,62 MN/m

PRÜFEXEMPLAR

R_k = $R_{b,k} + R_{s,k}$ = 0,739 MN/m
γ_t = 1,40
$R_{c,d}$ = R_k / γ_t = 0,528 MN/m

$F_{c,d} / R_{c,d}$ = 0,80 < 1,0
Nachweis erfüllt!

gew.: **L 603** S 240 GP o.glw.
OK Spw = 44,20 m
UK Spw = 35,30 m
l = 44,20 - 35,30 = 8,90 m
gew.: l = 9,00 m

Bewehrung Vorsatzschale wie Pos. 3.3
gew.: ∅ 12/15 = 7,54 cm²/m (vertikal i+a)
∅ 14/13 = 11,84 cm²/m (horizontal i+a)

Pos. 4.3.5 Ostliche Wand des Armaturenschachtes

gew.: Spundwand L 603 mit Vorsatzschale

Beton **C30/37** XC2, XF3, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500

Die Spundwand wird in Höhe der Decke und in Höhe der Sohle des Armaturenschachtes ausgesteift. Das Profil L 603 wird konstruktiv gewählt wie Spw Pos. 4.3.4.
Mindesteinbindetiefe 3,0 m in den tragfähigen Erdstoff

gew.: **L 603** S 240 GP o.glw.
OK Spw = 44,20 m
UK Spw = 35,30 m
l = 44,20 - 35,30 = 8,90 m
gew.: l = 9,00 m

Bewehrung Vorsatzschale wie Pos. 3.3
gew.: ∅ 12/15 = 7,54 cm²/m (vertikal i+a)
∅ 14/13 = 11,84 cm²/m (horizontal i+a)

PRÜFEXEMPLAR

Pos. 4.4 Sohle

Pos. 4.4.1 Sohle Armaturenschacht

gew.: h = 30 cm

Beton **C30/37** XC2, XF1, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4
Sohle h = 30 cm
siehe Pos. 4.1.3

Die Unterkante der Sohle = 41,90 m NHN befindet sich in nicht tragfähigem Erdstoff. Die Sohle wird zweiseitig an den Spundwänden gelenkig gelagert und ohne elastische Bettung berechnet.

EG Sohle programmintern

maßgebend Bauzustand
Verkehrslast 10 kN/m²

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "Durchlaufträger" von FRIEDRICH + LOCHNER siehe **Anlage 4 S. 34 - 36 Pos. Sohle Armaturenschacht**.

gew.: ∅ 12/12,5 kreuzweise (u+o) = 9,05 cm²/m
> 6,5 cm²/m
> ∅ 10/15 = 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung nach ZTV-W)

Pos. 4.4.2 Sohle Bereich Pumpen/Rechen

gew.: h = 80 cm

Beton **C30/37** XC2, XF1, WF
nom c = 6,0 cm
Betonstahl B500

Mindestbewehrung nach ZTV-W LB 215
erf $A_S = 0{,}1\% * A_b$
erf A_S = 8,00 cm²/m
> 5,24 cm²/m = ∅ 10/15
<25 cm²/m

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4
Sohle h = 80 cm

w_k = 0,25 mm
h = 80 cm

PRÜFEXEMPLAR

$f_{ct,eff}$ = 0,5 * 2,9 = 1,45 N/mm²
A_{cl}= 0,5*h*100 = 4000 cm²

gew.: Ø 16/11,5 = 17,49 cm²/m

A_S= 17,49 cm²/m
d_1= 6,8 cm
$A_{c,eff}$= $2,5*d_1*100$ = 1700,00 cm²/m

$\rho_{p,eff}$= $A_S/A_{c,eff}$ = 0,010288

E_S= 200000 N/mm²
E_{cm}= 0,8*33000 = 26400 N/mm²
α_e= E_S/E_{cm} = 7,58

für Zwang h = 300 mm <= 800 mm
>= 300 mm
k= 0,8 * 0,650 = 0,520
k_c= 1,00
d_S= 16 mm
σ_S= $k_c*k*f_{ct,eff}*A_{ct}/A_S$ = 172 N/mm²

$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$= $1/E_S*(\sigma_S-(0,4*f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}*(1+\alpha_e*\rho_{p,eff})))$ = 0,000556
$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})>=$ $0,6*\sigma_S/E_S$ = 0,000516

$s_{r,max}$= $d_S/(3,6*\rho_{p,eff})$ = 432 mm
$s_{r,max}<=$ $\sigma_S*d_S/(3,6*f_{cl,eff})$ = 527 mm

$w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$
w_k= 432 * 0,000556 = 0,24 mm < wk = 0,25 mm

Die Unterkante der Sohle = 39,80 m NHN befindet sich etwa in Höhe des tragfähigen Erdstoffes. Die Sohle wird umlaufend an den Spundwänden gelenkig gelagert und ist elastisch gebettet.

Auf eine Berechnung kann wegen geringer Bauteilabmessungen (3,70 x 7,50 m) verzichtet werden. Die Bewehrung wird konstruktiv gewählt.

gew.: Ø 16/11,5 kreuzweise (u+o) = 17,49 cm²/m
> 8,00 cm²/m
> Ø 10/15 = 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung nach ZTV-W)

gew.: Spundwand zur Begrenzung der Sohle in der Egelneiße (3 Seiten)
L 603 S 240 GP
OK Spw 40,60 m
l = 5,00 m

Pos. 4.5 Bedienungssteg am Notverschluss

Der Bedienungssteg wird als Stahlkonstruktion vorgesehen. Er dient zum Setzen des Notverschlusses.

l_w = 1,25 m zwischen den Wänden
lichte Breite zwischen den Geländern b = 0,70 m

gew.: Lichtgitter-Sicherheitsroste o. glw. **XP 330-33-3** mit Tragstäben 30x30, rutschhemmend
für eine Stützweite l = 0,90 m

zulq = 29,35 kN/m² > vorhq = 2,50 kN/m² siehe **Anlage 4 S. 37/38**

Längsträger konstr. gewählt HEA 120

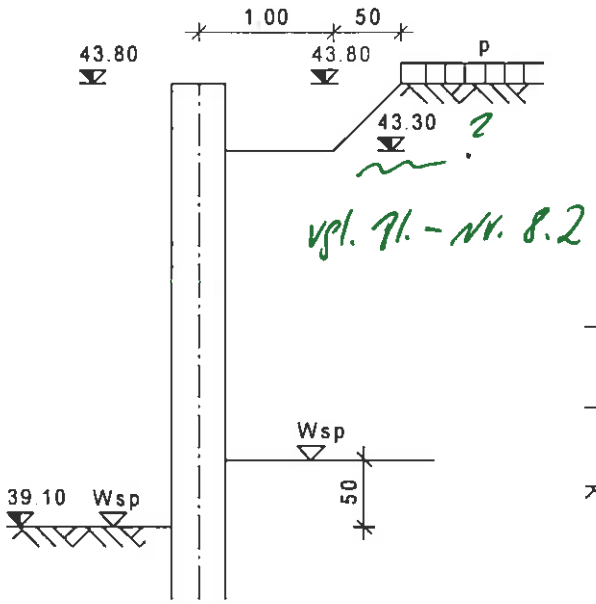
PRÜFEXEMPLAR

Pos. 5: Uferwand Ost Egelneiße

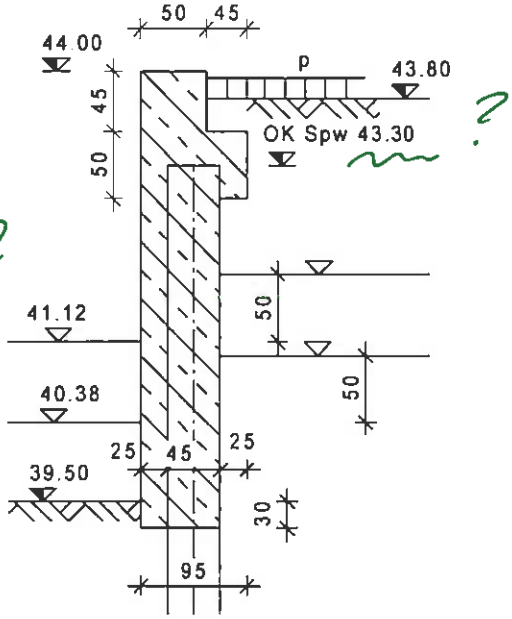
Die Uferwand wird im Anschluss an das Brückenbauwerk im oberen Drittel der vorhandenen Böschung an der Ostseite der Egelneiße eingebracht.

gew.: Spundwand mit Stahlbetonvorsatzschale und Holm

Bauzustand



Endzustand



LF 1: Bauzustand
vorübergehende Bemessungssituation BS-T
Baugrube zur Herstellung der Vorsatzschale = 39,10 m
max. Hinterfüllhöhe für freistehende Spundwand 42,80 m mit Berme zum vorhandenen Gelände (lastfrei)
Verkehrslast 10,0 kN/m² auf OKG
Wasserspiegel in Sohlhöhe mit 50 cm Wasserüberdruck

Die Baugrubensohle im Bauzustand wird für den Einbau der Stahlbetonvorsatzschale festgelegt. Für das Einbringen der Sohlbefestigung im Anschluss an die Brücke (ungünstigster Bereich) liegt die Baugrubensohle bei 38,80 m. Dieser Zustand wird sich nur kurzzeitig einstellen und wird nicht gesondert betrachtet.

LF 2: Endzustand bei Wasserstand 40,38 m in der Neiße
ständige Bemessungssituation BS-P
OKG = 43,80 m
Baugrube = Sohlhöhe 39,50 m
Verkehrslast 10,0 kN/m² auf OKG
Wasserspiegel 40,38 m mit 50 cm Wasserüberdruck

PRÜFEXEMPLAR

LF 3: Endzustand bei max.Wasserstand 41,12 m in der Egelneiße
vorübergehende Bemessungssituation BS-T
OKG = 43,80 m
Baugrube = Sohlhöhe 39,50 m
Verkehrslast 10,0 kN/m² auf OKG
Wasserspiegel 41,12 m mit 50 cm Wasserüberdruck

Eigengewicht Stahlbetonvorsatzschale und Holm

25 * 0,50 * 0,45	=	5,63 kN/m
25 * 0,95 * 0,50	=	11,88 kN/m
25 * 0,475 * 3,85	=	45,72 kN/m
	G =	**63,23 kN/m**

25 * 0,50 * 0,45 * 0,225	=	1,27 kNm/m
25 * 0,25 * 3,85 * 0,35	=	8,42 kNm/m
	M =	**9,69 kNm/m**

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm "GGU-Retain" von GGU-Software siehe **Anlage 5 S. 1 - 15 Pos. Spw Ufer Ost Egelneiße Bau, Spw Ufer Ost Egelneiße LF 2 und Spw Ufer Ost Egelneiße LF 3.**

gew.: **Larssen 607n** **S 240 GP** o.glw.
aus Bauzustand: UK Spw = 43,80 - 10,47 = 33,33 m
aus LF 2: UK Spw = 43,80 - 10,25 = 33,55 m
aus LF 3: UK Spw = 43,80 - 9,57 = 34,23 m
Mindesteinbindetiefe von 3,0 m in tragfähigen Baugrund
UK Spw = 39,30 - 3,00 = 36,30 m
OK Spw im Stahlbetonholm = 43,30 m
Spundwandlänge l = 43,30 - 33,33 = 9,97 m
gew.: l = 10,00 m
OK Spw = 43,30 m

Berücksichtigung einer Abrostungsrate gemäß Baugrundgutachten von 0,01 mm/a bezogen auf eine Lebensdauer von 100 Jahren ergibt sich

Λt = 2 * 0,01 * 100 = 2,00 mm

max. Belastung aus Pos. Spw LF 2

W_{el} = 3200,00 cm³/m

t_0 = 19,00 mm

$W' = W_{el} * (1 - \Lambda t / t_0)$ = 2863,16 cm³/m

M_{Ed} = 343,50 kNm/m

$M'_{Ed} = M_{Ed} * W_{el} / W'$ = 383,91 kNm/m

$M_{c,Rd}$ = 608,20 kNm/m

PRÜFEXEMPLAR

$M'_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,63 < 1,0$
Nachweis erbracht!

Stahlbetonvorsatzschale

gew.: Beton **C30/37** XC4, XF3, XA1, XM1, WF
Betonstahl B500
nom c = 6,0 cm
minh = 25 cm, i.M h = 47,5 cm

Rissbreitenbegrenzung nach DIN EN 1992-1-1: 2010-12 Abschn. 7.3.4
Wand i.M. h = 47,5 cm

w_k = 0,25 mm
h = 47,5 cm

$f_{ct,eff}$ = 0,5 * 2,9 = 1,45 N/mm²
A_{ct} = 0,5*h*100 = 2375 cm²

gew.: Ø 14/11 = 13,99 cm²/m

A_S = 13,99 cm²/m
d_1 = 6,7 cm
$A_{c,eff}$ = $2,5*d_1*100$ = 1675,00 cm²/m

$\rho_{p,eff}$ = $A_S/A_{c,eff}$ = 0,008352

E_S = 200000 N/mm²

E_{cm} = 0,8*33000 = 26400 N/mm²
α_e = E_S/E_{cm} = 7,58

für Zwang h = 475 mm <= 800 mm
>= 300 mm
k = 0,8 * 0,88 = 0,704
k_c = 1,00
d_S = 14 mm
σ_S = $k_c*k*f_{ct,eff}*A_{ct}/A_S$ = 173 N/mm²

$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ = $1/E_S*(\sigma_S-(0,4*f_{ct,eff}/\rho_{p,eff}*(1+\alpha_e*\rho_{p,eff})))$ = 0,000496
$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})>=$ $0,6*\sigma_S/E_S$ = 0,000519

$s_{r,max}$ = $d_S/(3,6*\rho_{p,eff})$ = 466 mm
$\sigma_S*d_S/(3,6*f_{ct,eff})$ = 464 mm

EXEMPLAR

$w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

$w_k =$ 464 * 0,000519 = 0,24 mm < wk = 0,25 mm

Bewehrungswahl

gew.: ∅ 12/12,5 = 9,05 cm²/m (vertikal i+a)
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)
∅ 14/11 = 13,99 cm²/m (horizontal i+a)
> 5,24 cm²/m (Mindestbewehrung)