

Adressat

**Staatliches Amt für Landwirtschaft und Umwelt
Westmecklenburg Abteilung Naturschutz
Wasser und Boden**



Dokumententyp
Design Basis

Hamburg,
3. Dezember 2021

Revision
1

HOCHWASSERSCHUTZ BOIZENBURG – SUDE SPERRWERK DESIGN BASIS SPERRWERK UND BAUGRUBE



Hochwasserschutz Boizenburg – Sude Sperrwerk
Design Basis
Sperrwerk und Baugrube

REVISIONS-STATUS

Revision	Datum	Ersteller	Prüfer	Genehmigt von	Beschreibung
0	01.10.2021	KACE	JHUC	GZI	Berichtslegung
1	23.11.2021	KACE	JHUC	GZI	Einarbeitung der Anmerkungen von StALU

Projekt-Nr. **301000506**

Kontakt **Kacper Cerek**

Tel. **040 32818-163**

E-Mail **kacper.cerek@ramboll.com**

Kontakt **Georg Zinßer**

Tel. **040 32818-182**

E-Mail **Georg.Zinsser@ramboll.com**

INHALT

1.	Veranlassung	1
2.	Übersicht	2
3.	Berechnungsgrundlagen	4
3.1	Geometrische Randbedingungen	4
3.1.1	Sperrwerk	4
3.1.2	Brücke	5
3.1.3	Baugrube - Spundwandkasten	6
3.2	Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerte	7
3.2.1	Sperrwerk	7
3.2.2	Brücke	8
3.2.3	Spundwand	9
3.3	Nutzungsdauer	10
3.4	Materialwahl	11
3.4.1	Beton	11
3.4.2	Stahl	13
4.	Baugrund	16
4.1	Betonaggressivität	16
4.2	Bodenkennwerte	16
4.3	Bemessungsprofil	16
4.4	Spitzendruck und Mantelreibung	17
4.5	Grundwasserverhältnisse	17
5.	Wasserstände	18
5.1	Wasserstände in Sude	18
5.2	Bemessungswasserstände im Endzustand	19
5.3	Bemessungswasserstände im Bauzustand	21
6.	Brücke – Einwirkungen im Endzustand	22
6.1	Eigengewicht	22
6.2	Fahrbahnbelag	22
6.3	Brückenkappe	22
6.4	Geländer - Eigengewicht	23
6.5	Nutzlast auf Geländer	23
6.6	Verkehrslasten	24
6.6.1	LKW – LM1	24
6.6.2	Horizontalkräfte	25
6.7	Anpralllasten auf Schrammbord	25

6.8	Windlasten auf Verkehr	26
6.9	Temperatureinwirkungen	27
6.10	Kriechen / Schwinden	28
6.11	Ermüdung	28
6.12	Nicht zu berücksichtigende Einwirkungen	29
6.13	Hinweise zur Bemessung	29
6.13.1	Durchbiegung	29
6.13.2	Nachweis gegen Ermüdung	29
6.13.3	Bauteile aus Stahlbeton	29
7.	Sperrwerk - Einwirkungen im Endzustand	30
7.1	Eigengewicht	30
7.2	Stahlbetonholm - Eigengewicht	30
7.3	Geländer – Eigengewicht	30
7.4	Nutzlast auf Geländer	30
7.5	Verkehrslasten	30
7.5.1	LKW – LM1	30
7.5.2	Vertikale Flächenlast	30
7.5.3	Verkehrslast – Flügelwand	30
7.5.4	Nutzlast auf Holm	31
7.6	Erddruck	31
7.6.1	Aktiver Erddruck – Flügelwände	31
7.6.2	Erdruhedruck - Sperrwerk	31
7.7	Temperatureinwirkungen	31
7.8	Kriechen / Schwinden	32
7.9	Eislasten	33
7.10	Treibgutstoß	34
7.11	Nicht zu berücksichtigende Einwirkungen	34
7.12	Hinweise zur Bemessung	34
7.12.1	Geotechnische Nachweise	34
7.12.2	Bauteile aus Stahlbeton	35
7.12.3	Verformung	35
7.12.4	Flügelwände – Kastenfangedamm	35
8.	Baugrube – Einwirkungen im Bauzustand	36
8.1	Eigengewicht	36
8.2	Aktiver Erddruck	36
8.3	Nutzlasten aus Baggern und Hebezeugen	36

8.4	Anprall von Baugeräten	37
8.5	Eislasten	37
8.6	Treibgutstoß	37
8.7	Nutzlast – Steife	38
8.8	Hinweise zur Bemessung	38
8.8.1	Gurte	38
8.8.2	Steifen	38
8.8.3	Spundwände	38
8.8.4	Unterwasserbetonsohle	38
8.9	Annahmen für den Bauzustand	38

TABELLEN

Tabelle 3-1:	Expositionsklasse für Beton - Sperrwerksohle	11
Tabelle 3-2:	Expositionsklasse für Beton – Sperrwerkswände	11
Tabelle 3-3:	Expositionsklasse für Beton – Planiebereich (0,3 m von OK Bauwerk)	11
Tabelle 3-4:	Expositionsklasse für Beton – Brückenplatte/Überbau	12
Tabelle 3-5:	Expositionsklasse für Beton – Brückenkappe	12
Tabelle 4-1:	Bodenkennwerte - Entwurfsplanung	16
Tabelle 4-2:	Bemessungsprofil - Entwurfsplanung	17
Tabelle 4-3:	Spitzendruck und Mantelreibung – Spundwand - Entwurfsplanung	17
Tabelle 4-4:	Spitzendruck und Mantelreibung – Stahlträgerprofil - Entwurfsplanung	17
Tabelle 5-1:	Wasserstände – Sude gem. [1]	18
Tabelle 5-2:	Bemessungswasserstände – Sperrwerk - Querschnitt	19
Tabelle 5-3:	Bemessungswasserstände – Sperrwerk – Längsschnitt (Flussrichtung)	19
Tabelle 5-4:	Bemessungswasserstände – Flügelwand	20
Tabelle 5-5:	Bemessungswasserstände – Baugrube - Spundwandkasten	21
Tabelle 6-1:	Abmessungen für Geländer aus Stahl gem. ZTV-ING 8-4 (Tab. 8.4.2) [36]	23

ABBILDUNGEN

Abbildung 1-1:	Ansicht auf das Sperrwerk	1
Abbildung 2-1:	Übersicht auf das Baufeld - Bestand (Quelle: Google Earth)	2
Abbildung 2-2:	Draufsicht auf das Sperrwerk mit Bezeichnungen der Hauptelemente	2
Abbildung 2-3:	Ansicht auf das Sperrwerk mit Bezeichnungen der Hauptelemente	3
Abbildung 2-4:	Übersicht auf Spundwandkasten und Aufschüttung	3

Abbildung 3-1: Querschnitt durch das Sperrwerk mit Hauptabmessungen und Höhenangaben	4
Abbildung 3-2: Brückenquerschnitt in Anlehnung an RE-ING [35]	5
Abbildung 3-3: Darstellung der Ausführungssituation für eine Unterwasserbetonsohle gem. Teil 2 – ZTV-ING [36]	6
Abbildung 3-4: Teilsicherheitsbeiwerte / Kombinationsbeiwerte für Bauteile aus Beton und Stahlbeton im STR nach DIN 19702 [25]	7
Abbildung 3-5: Kombinationsbeiwerte für Straßenbrücken gem. DIN EN 1990 [8]	8
Abbildung 3-6: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach EAB [7]	9
Abbildung 3-7: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände nach EAB [7]	10
Abbildung 3-8: Angaben über die Nutzungsdauern wasserbaulicher Anlagen – Sperrwerk gem. KVR-Leitlinien [40]	10
Abbildung 3-9: Abrostungsrate - Spundwand; Nutzungsdauer 40 Jahre (vgl. Tabelle A4.5 BAW-Empfehlung: Spundwanddickenmessungen [41])	14
Abbildung 3-10: Abrostungsrate – Pfähle in Böden; Nutzungsdauer 80 Jahre (vgl. Tabelle 4-1 DIN EN 1993-5 [26])	14
Abbildung 6-1: Querschnitt des Fahrbahnbelags (Quelle: BAST 2017)	22
Abbildung 6-2: Brückenkappe gem. Kap 6 RIZ ING [37]	22
Abbildung 6-3: Lastmodell 1 nach DIN EN 1991-2 [17]	24
Abbildung 6-4: Formel zur Ermittlung der Horizontalkräfte aus Bremsen und Anfahren gem. DIN EN 1991-2 [17]	25
Abbildung 6-5: Anpralllast auf Schrammbord gem. DIN EN 1991-2 [17]	26
Abbildung 6-6: Windeinwirkungen w in kN/m^2 auf Brücken für Windzone 1 und 2 (Binnenland) gem. Tab. NA.N.5 der DIN EN 1991-1-4/NA [14]	26
Abbildung 6-7: Richtungen der Windeinwirkungen bei Brückenüberbauten gem. DIN EN 1991-1-4 [13]	27
Abbildung 6-8: Bestimmung der Kriechzahl für die Brückenplatte (gem. Bild 3.1 DIN EN 1992-1-1 [19])	28
Abbildung 6-9: Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 [17]	29
Abbildung 7-1: Saisonale Temperatureinwirkungen für Wasserbehälter gem. Bild 3 BAW-Merkblatt (MRZ) [42]	32
Abbildung 7-2: Bestimmung der Kriechzahl für das Sperrwerk (gem. Bild 3.1 DIN EN 1992-1-1 [19])	33
Abbildung 7-3: Eisdruckansatz bei vertikaler Stauwand gem. DIN 19704-1 [39]	33
Abbildung 8-1: Zusätzliche Streifenlasten gem. EB 57 EAB [7]	36
Abbildung 8-2: Abstände von Baugeräten zur Baugrubenkante nach EB 57 EAB [7]	37

PROJEKTUNTERLAGEN UND LITERATUR

Projektunterlagen

- [1] StALU, Hydrologische Auswertung der Sudewasserstände zwischen 2001 und 2019
- [2] Anmerkungen von StALU zur Design Basis – Sperrwerk und Baugrube – Rev 0, Berichts Nr. HWSB_SP_LP4_BET_SPERRW_6001

Gutachten

- [3] Hochwasserschutz Boizenburg / Hafendeich Boizenburg – Geotechnischer Bericht, Geotechnischer Bericht Nr. 001 – Rev. 0, 06.11.2019, Ramboll

- [4] Geotechnischer Bericht

Normen / Richtlinien / Fachliteratur

- [5] EAU 2020, 12. Auflage, Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, Ernst & Sohn
- [6] TR HWS-Bau, Technische Rahmenbedingungen – Für die Planung und Bauausführung zum Förderprogramm „Privater HWS“ für Bau- und Anpassungsmaßnahmen des privaten Hochwasserschutzes im hamburgischen Tidegebiet, Stand: 31.07.2008, HPA
- [7] BHFU, Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg, Stand: April 2013, HPA/LSBG
- [8] EAB, 6. Auflage, Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Ernst & Sohn
- [9] DIN EN 1990, 12.2010, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung;
- [10] DIN EN 1990/NA, 12.2010, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
- [11] DIN EN 1990/NA/A1, 08.2012, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1
- [12] DIN EN 1991-1-1, 12.2010, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- [13] DIN EN 1991-1-1/NA, 12.2010, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- [14] DIN EN 1991-1-4, 12.2010, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
- [15] DIN EN 1991-1-4/NA, 12.2010, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
- [16] DIN EN 1991-1-5, 12.2010, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen
- [17] DIN EN 1991-1-5/NA, 12.2010, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen

- [18] DIN EN 1991-2, 12.2010, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [19] DIN EN 1991-2/NA, 12.2010, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [20] DIN EN 1992-1-1, 01.2011, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [21] DIN EN 1992-1-1/NA, 04.2013, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [22] DIN EN 1992-1-1/A1, 03.2015, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004/A1:2014
- [23] DIN EN 1992-1-1/NA/A1, 12.2015, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken – Teil 11: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Änderung A1
- [24] DIN EN 1992-2, 12.2010, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln;
- [25] DIN EN 1992-2/NA, 04.2013, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln
- [26] DIN 19702, 02.2013, Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit
- [27] DIN EN 1993-5, 12.2010, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 5: Pfähle und Spundwände;
- [28] DIN EN 1993-5/NA, 12.2010, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 5: Pfähle und Spundwände
- [29] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbetonbau (Leistungsbereich 215) - Ausgabe 2012
- [30] DIN EN 1997-1, 03.2014, Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln
- [31] DIN EN 1997-1/NA, 12.2010, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln
- [32] DIN 4085, 08.2017, Baugrund – Berechnung des Erddrucks
- [33] DIN 1054, 12.2010, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

- [34]DIN 1054/A1, 08.2012, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2010; Änderung A1:2012
- [35]DIN 1054/A2, 11.2015, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2010; Änderung A2:2015
- [36]RE-ING, Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten, Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand: 12.2019
- [37]ZTV-ING, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand: 04.2019
- [38]RIZ-ING, Richtzeichnungen für Ingenieurbauten, Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand: 12.2020
- [39]HPA, 09.2012, Musteblätter für Uferbauwerk und Hochwasserschutzanlagen
- [40]DIN 19704-1, 11.2014, Stahlwasserbauten – Teil 1: Berechnungsgrundlagen
- [41]Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien), 8. Überarbeitete Auflage, DWA Deutscher Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Stand: 07.2012
- [42]BAW-Empfehlung: Spundwanddickenmessungen in Häfen und an Wasserstraßen: Grundlagen, Planung, Durchführung, Auswertung und Interpretation (ESM), Ausgabe: 2017, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
- [43]BAW-Merkblatt: Rissbreitenbegrenzung für Zwang im massiven Wasserbauwerken (MRZ), Ausgabe: 2019; Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Gelbdruck

1. Veranlassung

Die Länder Mecklenburg-Vorpommern, Niedersachsen und Schleswig-Holstein haben sich im Jahr 2012 zusammen mit der BfG für die Aufstellung einer gemeinsamen Kooperationsvereinbarung zur Verbesserung des Hochwasserabflusses in der unteren Mittelelbe verabredet. Aufgrund der Ergebnisse erteilte das Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt MV dem Staatlichen Amt für Landwirtschaft und Umwelt WM den Auftrag, eine Konzeption zur Verbesserung des Hochwasserschutzes mit weiteren baulichen Maßnahmen, wie z. B. Deichrückverlegungen, Anlage von Flutpoldern oder Erhöhung bestehender Anlagen zu erarbeiten.

Die Planung zur Behebung des Defizits der Hochwasserschutzlinie wurde in zwei Teilprojekte aufgeteilt. Teilprojekt 1 „Rückdeichung Hafendeich“ beinhaltet die Planung der Hochwasserschutzlinie zwischen Hafenmauer Boizenburg bis zum Anschluss an den rechten Sudedeich nördlich der Ortschaft Gothmann. **Teilprojekt 2 „Sude Hochwassersperrwerk“** beinhaltet die Planung eines neuen Hochwassersperrwerks sowie die Erhöhung der Elbedeiche Boizenburg und Mahnkenwerder bis zu Landesgrenze.

Die Abbildung 1-1 stellt die Ansicht auf das Sude Hochwassersperrwerk von Osten dar. Das Bauwerk setzt sich aus den folgenden Hauptteilen zusammen.

- Sperrwerk – Massivbau
- Stahlbetonbrücke – Massivbau
- Technikgebäude – Massivbau/Mauerwerk
- Spundwandbauwerke/Flügelwände – Stahlwasserbau/Spezialtiefbau
- Hochwasserschutz Tore – Stahlwasserbau
- (Spundwandkasten/Baugrube – Spezialtiefbau)

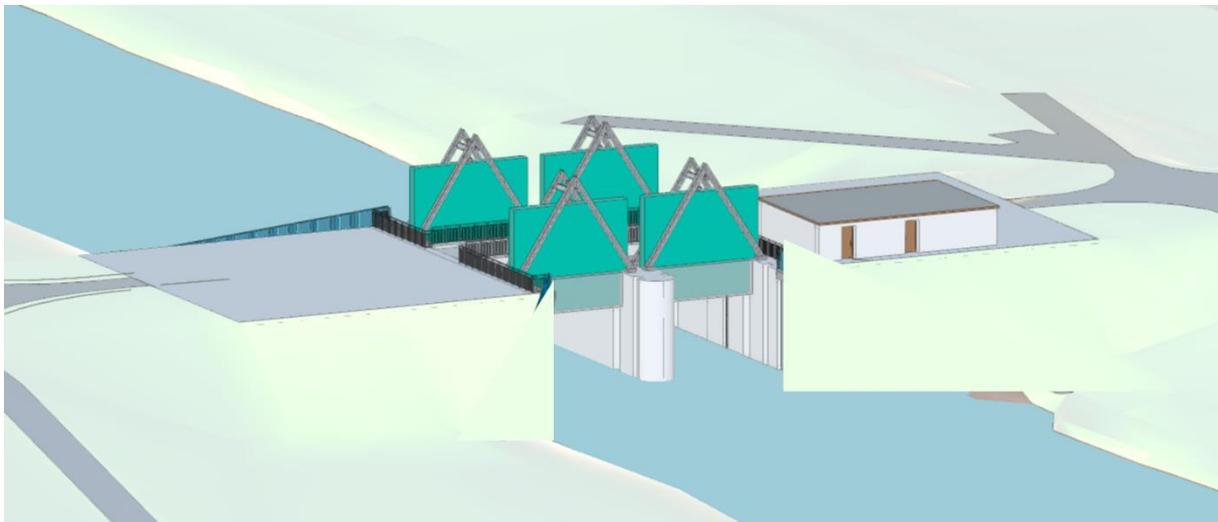


Abbildung 1-1: Ansicht auf das Sperrwerk

Die vorliegende Design Basis befasst sich ausschließlich mit den Berechnungsgrundlagen **des Sperrwerks, der Brücke (Massivbau), der Spundwandbauwerke (Stahlwasserbau/Spezialtiefbau)** sowie **der Baugrube (Spezialtiefbau)**.

2. Übersicht

Die nachfolgenden Abbildungen geben den Überblick auf das Bauwerk entsprechend des aktuellen Stands der Planung.



Abbildung 2-1: Übersicht auf das Baufeld - Bestand (Quelle: Google Earth)

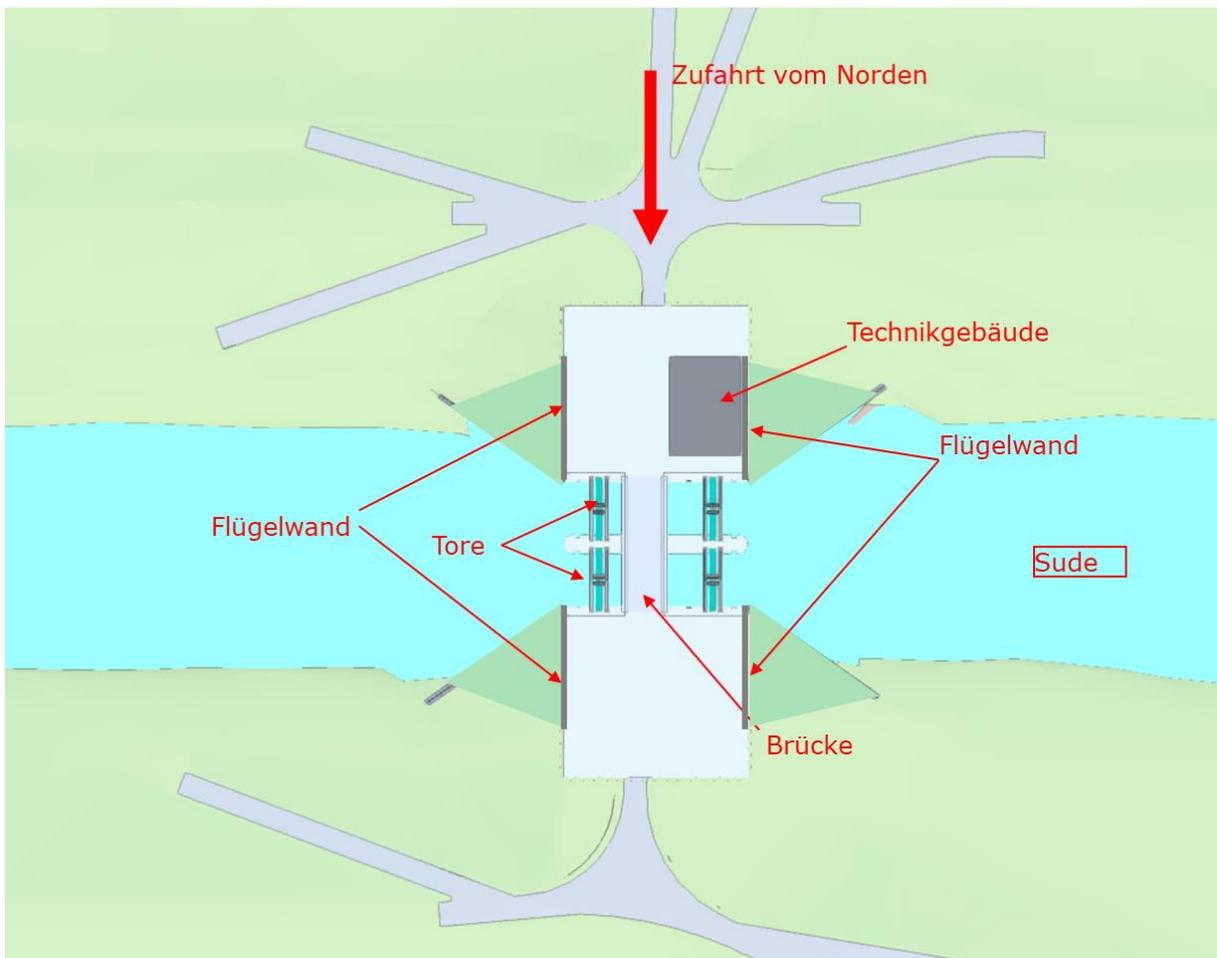


Abbildung 2-2: Draufsicht auf das Sperrwerk mit Bezeichnungen der Hauptelemente

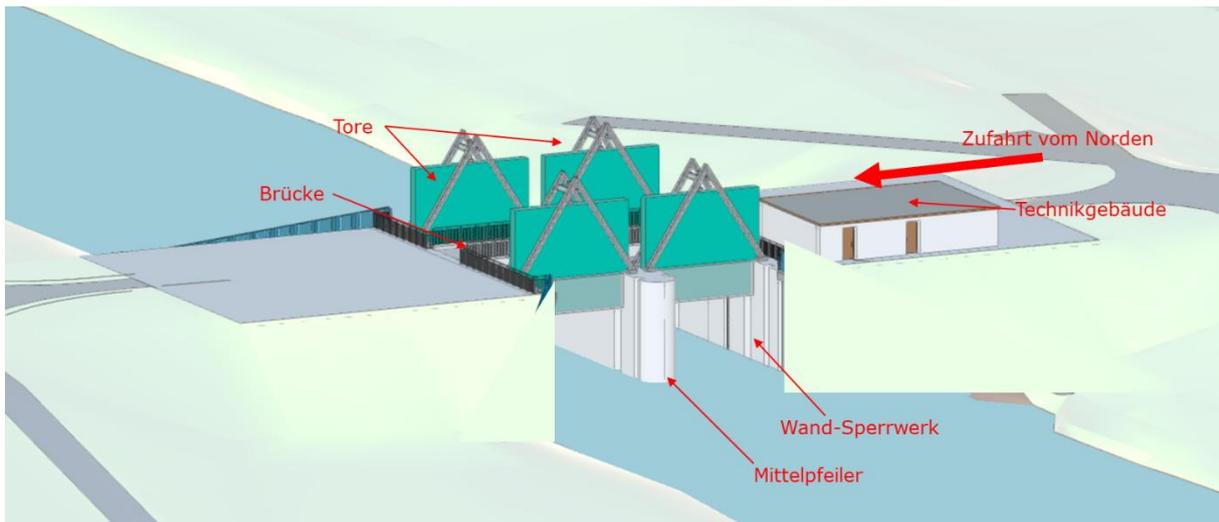


Abbildung 2-3: Ansicht auf das Sperrwerk mit Bezeichnungen der Hauptelemente

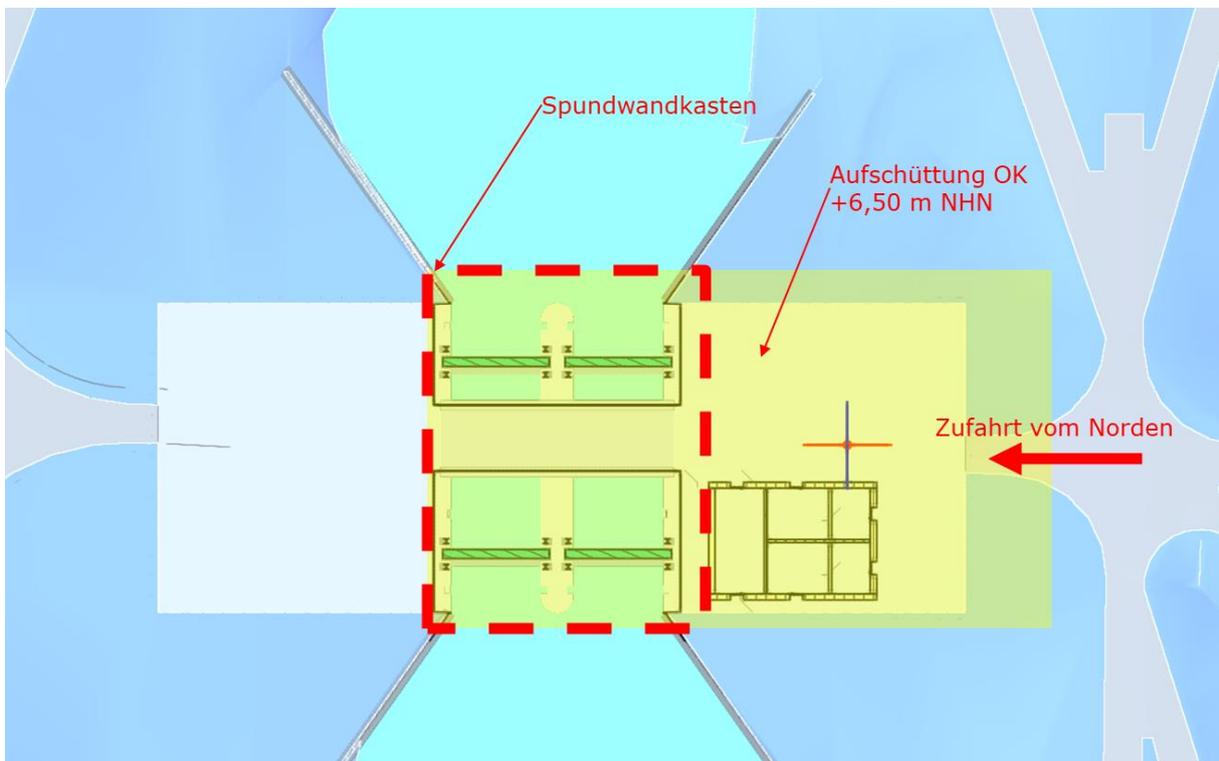


Abbildung 2-4: Übersicht auf Spundwandkasten und Aufschüttung

3. Berechnungsgrundlagen

3.1 Geometrische Randbedingungen

3.1.1 Sperrwerk

Nachfolgend werden die Hauptabmessungen des Sperrwerks aufgelistet. Der Querschnitt durch das Bauwerk ist ebenso in Abbildung 3-1 zu sehen.

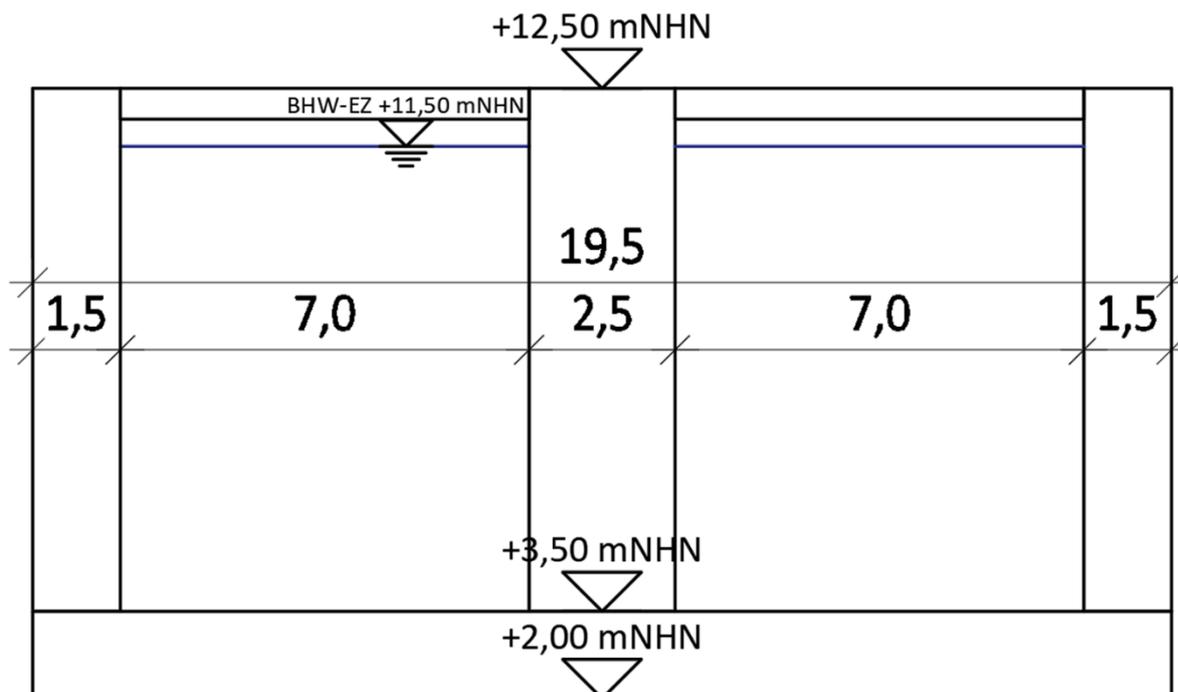


Abbildung 3-1: Querschnitt durch das Sperrwerk mit Hauptabmessungen und Höhenangaben

- OK Wand-Sperrwerk +12,50 m NHN
- BHW im Endzustand +11,50 m NHN
- Gewässersohle +3,50 m NHN
- OK Sohle-Sperrwerk +3,50 m NHN
- UK Sohle-Sperrwerk +2,00 m NHN
- Breite Sperrwerk 19,50 m
- Breite Mittelwand 2,50 m
- Breite Außenwand 1,50 m
- lichte Kammerbreite 7,00 m
- Anzahl Kammer 2 Stk.
- Länge-Sperrwerk 24,20 m

Es ist kein regelmäßiger Schiffsverkehr bzw. keine regelmäßige Baggerung in der Sude vorgesehen, daher entsteht kein Kolkgefahr durch Propellerstahl bzw. sind keine Baggertoleranzen zu berücksichtigen. Für die Berechnung der Spundwand ist der Berechnungszuschlag Δa gem. DIN 1997-1 (Abs. 9.3.2.2) [30] anzusetzen.

- Berechnungszuschlag Δa 0,50 m
- Berechnungssohle-Flügelwand +3,00 m NHN

3.1.2 Brücke

Die Brücke setzt sich aus zwei gleichen Segmenten, die jeweils von der Seitenwand bis zur Mittelwand überspannen, zusammen. Die Planung geht davon aus, dass die Brücke im Ort beton ausgeführt wird. Die Festlegung des Brückenquerschnitts erfolgt nach RE-ING [36] und ist in Abbildung 3-2 zu sehen.

- OK Fahrbahnbelag +12,50 m NHN
- Dicke Fahrbahnbelag 0,08 m
- OK Brückenplatte +12,42 m NHN
- Dicke Brückenplatte 0,60 m
- UK Brücke +11,82 m NHN
- Freibord unter Brücke 0,32 m
- BHW im Endzustand +11,50 m NHN
- Fahrbahnbreite 4,50 m
- KFZ-Sicherheitsbereich 0,50 m (beidseitig)
- Breite Brückenplatte 5,50 m
- Breite Kappe 0,25 m (Kap 6 RIZ-ING [38])
- Gesamtbreite 6,00 m
- Lichte Kammerbreite 7,00 m
- Breite Lagernische 0,75 m (Entwurfsannahme)
- Breite des Lagers 0,40 m (Entwurfsannahme)
- Brückenspannweite 7,40 m (bis Achse-Lager)
- Anzahl der Brückensegmente 2 Stk.
- Geländerhöhe 1,10 m

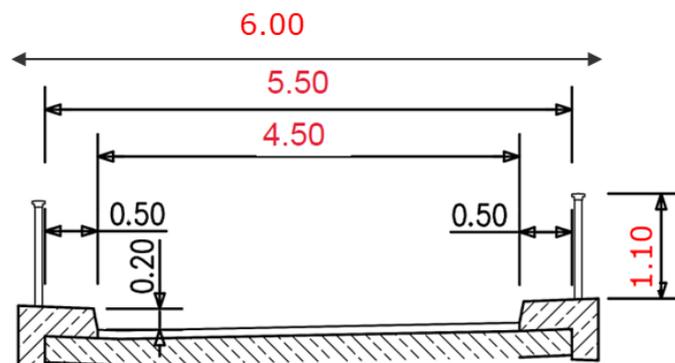


Abbildung 3-2: Brückenquerschnitt in Anlehnung an RE-ING [36]

Hinsichtlich der Brückenlager und der Kammerwand wird auf Abs 3 RIZ-ING [38] verwiesen.

3.1.3 Baugrube - Spundwandkasten

Es wird der Berechnungszuschlag Δa gem. DIN 1997-1 (Abs. 9.3.2.2) [30] berücksichtigt. Der Aufbau der Unterwasserbetonsohle (UWBS) wird gem. ZTV-ING 2-1 [37] festgelegt.

Die Betriebsebene der temporären Aufschüttung in Sude wird ca. 0,40 m über dem mittleren Wasserstand (MW) festgelegt.

- OK Spundwand +11,00 m NHN
- Freibord 0,40 m
- BHW im Bauzustand +10,60 m NHN
- Achse Aussteifung +8,00 m NHN / +7,00 m NHN
- OK temp. Aufschüttung +6,50 m NHN
- UK Sohle Sperrwerk +2,00 m NHN
- Obere Toleranz 0,30 m NHN (Ausgleichsschicht)
- rechnerische OK UWBS +1,70 m NHN (Soll-Oberfläche)
- Dicke UWBS 1,00 m
- rechnerische UK UWBS +0,70 m NHN (Soll-Unterfläche)
- untere Aushubtoleranz 0,30 m
- planmäßige Aushubsohle +0,40 m NHN
- Berechnungszuschlag Δa 0,50 m
- Berechnungssohle -0,10 m NHN

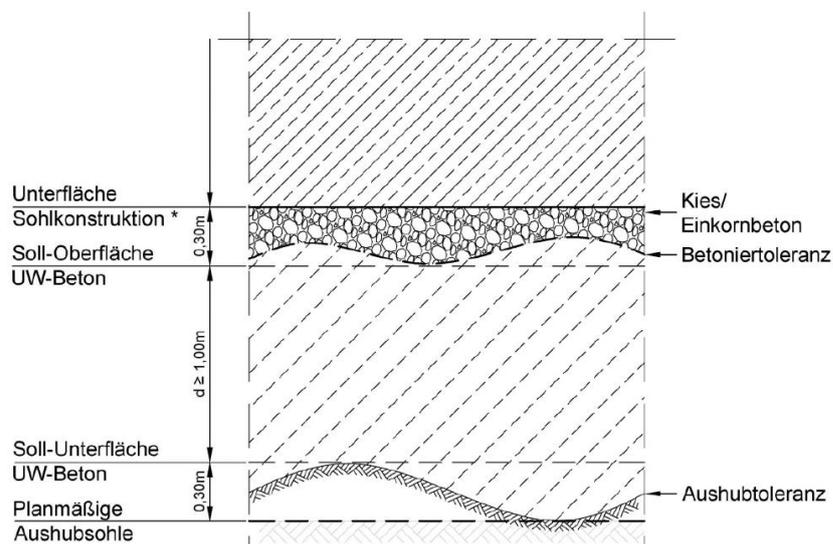


Abbildung 3-3: Darstellung der Ausführungssituation für eine Unterwasserbetonsohle gem. Teil 2 – ZTV-ING [37]

Für die Berechnung der wasserseitigen Spundwand, die in der Böschung steht, wird in Anlehnung an BHFU (Kap 13) [7] die OK Böschung (Berechnungssohle) für die Berechnung des Erdwiderstands um 1,0 m tiefer angesetzt, da es sich lediglich um ein temporäres Bauwerk handelt.

3.2 Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerte

3.2.1 Sperrwerk

Für die Berechnung und Bemessung der Beton und Stahlbetonbauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) – **Versagen des Tragwerks** (STR) sind die folgenden Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 19702 [26], wie in Abbildung 3-4, anzusetzen.

Hinsichtlich der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe in den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird hier auf DIN 1992-1-1 [20], [21], [22], [23] verwiesen.

Tabelle 1 — Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen auf Tragwerke im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Versagen des Tragwerks)

Einwirkungen	Teilsicherheitsbeiwerte für die Bemessungssituation		
	Ständig	Vorübergehend	Außergewöhnlich bzw. Erdbeben
Ständige Einwirkung			
ungünstig	1,35	1,2	1,0
günstig	1,0	1,0	1,0
Veränderliche Einwirkung			
ungünstig	1,5	1,3	1,0
Wasserdruck, günstig	0,8	0,9	1,0
Sonstige, günstig	0	0	0
Außergewöhnliche Einwirkung			
ungünstig	–	–	1,0

Kombinationsbeiwerte $\psi_{i,i}$ zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit von gleichzeitig auftretenden veränderlichen Einwirkungen dürfen in allen Bemessungssituationen im Allgemeinen zu 1,0 gesetzt werden. Davon abweichend dürfen kleinere Kombinationsbeiwerte verwendet werden, wenn sie nachprüfbar ermittelt worden sind.

Abbildung 3-4: Teilsicherheitsbeiwerte / Kombinationsbeiwerte für Bauteile aus Beton und Stahlbeton im STR nach DIN 19702 [26]

Außerdem gelten die Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1990 [9], [10], [11].

Die **geotechnischen Nachweise** sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten und die Kombinationsbeiwerte gem. DIN 1054 [33], [34], [35] zu führen. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und die Widerstände können der Abbildung 3-6 und der Abbildung 3-7 entnommen werden.

3.2.2 Brücke

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen sind gem. Tab. NA.A2.1 der DIN EN 1990/NA/A1 [11] anzusetzen. Die Angaben zur Lastkombinationen sind dem A2.3.1, A2.3.2, A2.4.1 der DIN EN 1990 [9] zu entnehmen.

Die Kombinationsbeiwerte für die Straßenbrücke sind gem. DIN EN 1990 [9] (Abbildung 3-5) anzusetzen. Für die Windlasten in Zone 2 gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,55$ [-].

Tabelle A2.1 — Empfehlung für die Zahlenwerte der ψ -Faktoren für Straßenbrücken

Einwirkung	Bezeichnung		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehrslasten (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.4)	gr1a (LM1+Lasten auf Gehwegen oder Radwegen) ^a	Doppelachse	0,75	0,75	0
		Gleichmäßig verteilte Last	0,40	0,40	0
		Gehweg- und Radwegbelastung ^b	0,40	0,40	0
	gr1b (Einzelachse)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontalkräfte)		0	0	0
	gr3 (Gehwegbelastung)		0	gestrichener Text 0,40	0
	gr4 (LM4 – Menschengedränge)		0	gestrichener Text —	0
gr5 (LM3 – Spezialfahrzeuge)		0	gestrichener Text —	0	
Windkräfte	F_{Wk} Ständige Bemessungssituationen Bauausführung		0,6 0,8	0,2 —	0 0
	F_{ff}^*		1,0	—	—
Temperatur- einwirkungen	T_k		0,6 ^c	0,6	0,5
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)		0,8	—	—
Lasten aus Bauausführung	Q_c		1,0		1,0

^a Die empfohlenen Werte für ψ_0, ψ_1, ψ_2 für gr1a und gr1b gelten für Straßenverkehr, der den Anpassungsfaktoren $\alpha_{Qi}, \alpha_{qj}, \alpha_{qr}$ und β_Q gleich 1 entspricht. Die Werte für die gleichmäßig verteilte Last entsprechen seltenen Verkehrssituationen mit normalem Verkehr und Anhäufung von LKWs. Für andere Straßenklassen oder ungewöhnliche Verkehrssituationen können in Verbindung mit der Wahl der α -Faktoren andere Zahlenwerte zutreffend sein. Zum Beispiel kann für die gleichmäßig verteilte Last im System LM1 ein Wert ψ_2 ungleich Null angenommen werden, wenn die Brücke ständig durch einen kontinuierlich fließenden Schwerverkehr beansprucht wird. Siehe auch EN 1998.

^b Der Kombinationswert für Gehweg- und Radwegbelastung, aufgeführt in Tabelle 4.4a der EN 1991-2, ist ein „abgeminderter Wert“. Die ψ_0 - und ψ_1 -Faktoren sind auf diesen Wert anwendbar.

^c Der empfohlene Zahlenwert für ψ_0 für Temperatureinwirkungen darf für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch die Eurocodes für die Bemessung.

Abbildung 3-5: Kombinationsbeiwerte für Straßenbrücken gem. DIN EN 1990 [9]

Der Nachweis gegen **Ermüdung** (FAT) der Stahlbetonbrücke ist gem. DIN EN 1992-2/NA [25] mit dem folgenden Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen zu führen.

- $\gamma_{F,fat}$ 1,00 [-]

Hinsichtlich der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe wird auf (Tab. 2.1DE) DIN EN 1992-2/NA [25] verwiesen.

3.2.3 Spundwand

Für die Spundwandberechnung und -bemessung gelten die Teilsicherheitsbeiwerte nach A6 der EAB [8]. In der Abbildung 3-6 und Abbildung 3-7 sind die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und die Widerstände zu sehen.

Hinsichtlich der Materialwiderstände wird hier auf Anhang A8 der EAB [8] verwiesen.

Es ist grundsätzlich die Kombinationswert $\psi = 1,0 [-]$ bei der Lastermittlung anzusetzen.

Tab. 6.1 Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_F^{3)}$ bzw. $\gamma_E^{2)}$ für Einwirkungen und Beanspruchungen
 Stand: DIN 1054/A2

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation			
		BS-P	BS-T	BS-T/A	BS A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen					
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^{a)}	$\gamma_{G,dst}$	(1,05)	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	(0,95)	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	(1,50)	1,30	1,15	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stab}$	(0)	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	(1,45)	1,45	1,35	1,25
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	(1,90)	1,90	1,70	1,45
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund					
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^{a)}	γ_G	(1,35)	1,20	1,15	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^{b)}	$\gamma_{G,inf}$	(1,00)	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchedruck	$\gamma_{G,E0}$	(1,20)	1,10	1,05	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen allgemein ^{a)}	γ_Q	(1,50)	1,30	1,20	1,1
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen ^{b)}	γ_Q	(0)	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit					
Ständige Einwirkungen ^{a)}	γ_G	(1,00)	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	(1,30)	1,20	1,10	1,00
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit					
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen					
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen					
a) Einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.					
b) Nur bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Zugbeanspruchung von Pfählen, wenn bei der Ermittlung der Bemessungswerte eine gleichzeitig wirkende Druckbeanspruchung aus günstigen ständigen Einwirkungen angesetzt wird.					

Abbildung 3-6: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach EAB [8]

Tab. 6.2 Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_R^{9)}$ für Widerstände im Grenzzustand STR und GEO-2

Widerstand	Formelzeichen	Bemessungssituation			
		BS-P	BS-T	BS-T/A	BS A
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund					
Bodenwiderstände					
– Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	(1,40)	1,30	1,25	1,20
– Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	(1,10)	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen					
– Fußwiderstand	γ_b	(1,10)	1,10	1,10	1,10
– Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	(1,10)	1,10	1,10	1,10
– Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	(1,10)	1,10	1,10	1,10
– Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	(1,15)	1,15	1,15	1,15
Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten					
– Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	(1,40)	1,40	1,40	1,40
– Zugpfähle	$\gamma_{s,t}$	(1,50)	1,50	1,50	1,50
Herausziehwiderstände					
– Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	(1,40)	1,30	1,25	1,20
– Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	(1,10)	1,10	1,10	1,10
– Flexible Bewehrungselemente	γ_a	(1,40)	1,30	1,25	1,20

Abbildung 3-7: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände nach EAB [8]

3.3 Nutzungsdauer

Die Nutzungsdauer des Sperrwerks bzw. der jeweiligen Bauteile wird in Anlehnung an KVR-Leitlinien [41] festgelegt (Abbildung 3-8).

- Sperrwerk – Massivbau 80 Jahre
- Sperrwerk – Gründung 80 Jahre
- Brücke – Massivbau 80 Jahre
- Uferwände aus Stahl 80 Jahre (vgl. [2])

Nr.	Art der Anlagen	Durchschnittliche Nutzungsdauer in Jahren
3.9	Sperrwerke	
3.9.1	Baulicher Teil	80
3.9.2	Verschlüsse	40
3.9.3	Bewegliche Brücken	30
3.9.4	Uferwände aus Stahl	40

Abbildung 3-8: Angaben über die Nutzungsdauern wasserbaulicher Anlagen – Sperrwerk gem. KVR-Leitlinien [41]

3.4 Materialwahl

3.4.1 Beton

3.4.1.1 Sperrwerk

Bei dem Sperrwerk handelt es sich um massive Bauteile, deren kleinste Abmessung > 0,80 m ist. Es sind grundsätzlich die Angaben gem. DIN 19702 [26] und ZTV-W LB 215 [29] zu beachten. Die Tabelle 3-1, Tabelle 3-2 und Tabelle 3-3 beinhaltet die gewählten Expositionsklassen für das jeweilige Bauteil.

Tabelle 3-1: Expositionsklasse für Beton - Sperrwerksohle

Expositionsklassen / Betonfestigkeitsklasse		
Expositionsklasse	max. w/z	Festigkeitsklasse
XC1	0,65 (gem. [29])	C20/25 (gem. [26])
XD0	-	-
XS0	-	-
XF0	-	-
XA1	0,60	C25/30
XM1	0,55	C30/37
WF	-	-
XC1, XA1, XM1, WF	0,55	C30/37

Tabelle 3-2: Expositionsklasse für Beton – Sperrwerkwände

Expositionsklassen / Betonfestigkeitsklasse		
Expositionsklasse	max. w/z	Festigkeitsklasse
XC4	0,60	C25/30
XD0	-	-
XS0	-	-
XF3	0,55 + LP	C25/30 (LP)
XA1	0,60	C25/30
XM1	0,55	C25/30 (LP)
WF	-	-
XC4, XF3, XA1, XM1, WF	0,55	C20/25 (LP) (gem. [29])

Tabelle 3-3: Expositionsklasse für Beton – Planiebereich (0,3 m von OK Bauwerk)

Expositionsklassen / Betonfestigkeitsklasse		
Expositionsklasse	max. w/z	Festigkeitsklasse
XC4	0,60	C25/30
XD3	0,45	C30/37 (LP)

Expositionsklassen / Betonfestigkeitsklasse		
Expositionsklasse	max. w/z	Festigkeitsklasse
XS0	-	-
XF4	0,50+LP	C30/37 (LP)
XA0	-	-
XM1	0,55	C25/30 (LP)
WA	-	-
XC4, XD3, XF4, XM1, WF	0,50 (gem. [29])	C25/30 (LP) (gem. [29])

Es wird das Nennmaß der Betonüberdeckung von $c_{nom} = 60,0$ mm festgelegt. Die maximale Betonüberdeckung darf 80,0 mm nicht überschreiten (vgl. DIN 19702 [26]).

Es wird eine maximal zulässige Rissbreite $w_{max} = 0,25$ mm gem. DIN 19702 [26] festgelegt.

Es sind Fugenbänder zur Herstellung von undurchlässigen Arbeitsfugen zu planen (vgl. Kap 7.6 DIN 19702 [26]).

3.4.1.2 Brücke

Für die Brückenteile gelten die Angaben nach ZTV-ING 3-1 [37].

Die Tabelle 3-4 und Tabelle 3-5 beinhaltet die gewählten Expositionsklassen für die Brücke und die Brückenkappe.

Tabelle 3-4: Expositionsklasse für Beton – Brückenplatte/Überbau

Expositionsklassen / Betonfestigkeitsklasse		
Expositionsklasse	max. w/z	Festigkeitsklasse
XC4	0,60	C25/30
XD1	0,55	C30/37
XS0	-	-
XF2	0,50	C35/45
XA0	-	-
XM0	-	-
WA	-	-
XC4, XD1, XF2, WA	0,50 (gem. [37])	C30/37 (gem. [37])

Tabelle 3-5: Expositionsklasse für Beton – Brückenkappe

Expositionsklassen / Betonfestigkeitsklasse		
Expositionsklasse	max. w/z	Festigkeitsklasse
XC4	0,60	C25/30
XD3	0,45	C30/37 (LP)
XS0	-	-

Expositionsklassen / Betonfestigkeitsklasse		
Expositionsklasse	max. w/z	Festigkeitsklasse
XF4	0,50+LP	C30/37 (LP)
XA0	-	-
XM0	-	-
WA	-	-
XC4, XD3, XF4, XM1, WA	0,50 (gem. [37])	C25/30 (LP) (gem. [37])

Es wird das Nennmaß der Betonüberdeckung nach DIN EN 1992-1-1 [20] von $c_{nom} = 55,0$ mm festgelegt.

Es wird eine maximal zulässige Rissbreite $w_{max} = 0,20$ mm gem. DIN EN 1992-2/NA [25] festgelegt.

3.4.2 Stahl

3.4.2.1 Spundwand

Für die Dauerbauwerke aus Spundbohlen (Flügelwände, Sickerschürze) wird eine übliche Mindestwandstärke (Steg und Rücken) des Spundwandprofils im Wasserbau von **10,0 mm** festgelegt.

Laut (Kap. 8.1.10.3) EAU 2020 [5] ist bei nicht aggressiven Böden eine Abrostungsrate von 0,01 mm/a auf der Erdseite anzusetzen.

Nach Vorgaben des AG sollte an der sichtbaren Seite der Spundwand eine farbliche Korrosionsbeschichtung eingeplant werden (vgl. [2]). Die Planung wird die Korrosionsbeschichtung jedoch nicht berücksichtigen, da die Erfahrung zeigt, dass bei dem Einbau einer Spundwand die Korrosionsbeschichtung sehr einfach beschädigt werden kann und demzufolge nicht wirksam ist. Daher erfolgt der Korrosionsschutz durch planerische Überdimensionierung der Spundwand. In Anlehnung an BAW-Empfehlung: Spundwanddickenmessungen [42] wird eine mittlere Abrostungsrate in der Elbe einschließlich Nebenflüssen berücksichtigt (Abbildung 3-9).

- Querschnittsabrostung 4,2 mm (80 Jahre)

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) am Ende der Nutzungsdauer sind gem. EAU 2020 (Kap. 8.1.10.4.4) [5] in der Bemessungssituation BS-A zu führen.

ELBE		Mittlere Abrostungsrate $\bar{\alpha}$ in mm/Jahr							
Alter in Jahren	Anzahl Bauwerke	Spritzwasserzone		Wasserwechselzone		Niedrigwasserzone		Unterwasserzone	
		von	bis	von	bis	von	bis	von	bis
		Mittelwert		Mittelwert		Mittelwert		Mittelwert	
< 20	1	-	-	-	-	-	-	-	-
		0,005		0,005		0,04		-	
20 - 30	2	0,01	0,03	-	-	0,05	0,07	-	-
		0,02		0,01		0,06		0,02	
> 30	7	0,009	0,04	0,01	0,04	0,02	0,06	0,01	0,03
		0,02		0,02		0,04		0,02	

Abrostung = 80 Jahre * 0,01 + (20 + 50 Jahre) * 0,04 + 10 Jahre * 0,06 = **4,2mm**

Abbildung 3-9: Abrostungsrate - Spundwand; Nutzungsdauer 40 Jahre (vgl. Tabelle A4.5 BAW-Empfehlung: Spundwanddickenmessungen [42])

Die Angaben bezüglich der Werkstoffeigenschaften sind in (Kap. 3) DIN EN 1993-5 [27] beinhaltet.

3.4.2.2 Pfähle

Für die Gründungspfähle in Böden wird eine entsprechende Abrostung hinsichtlich der Nutzungsdauer nach DIN EN 1993-5 [27] festgelegt. Die Abbildung 3-10 beinhaltet die Herleitung der anzusetzenden Querschnittsabrostung für die Überdimensionierung.

- Querschnittsabrostung 2,0 mm (80 Jahre)

Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit am Ende des Nutzungsdauer ist für die Gründungspfähle des Sperrwerks in der Bemessungssituation BS-P zu führen.

Abrostung = 80 Jahre * (0,3/25) * 2 = 1,92 ≈ **2,0mm**

Geforderte planmäßige Nutzungsdauer	5 Jahre	25 Jahre	50 Jahre	75 Jahre	100 Jahre
Ungestörte natürlich gewachsene Böden (Sand, Schluff, Ton, Schiefer, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Verunreinigte natürliche Böden und industrielle Standorte	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natürliche Böden (Sumpf, Marsch, Torf, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Unverdichtete nicht-aggressive Auffüllungen (Ton, Schiefer, Sand, Schluff, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Unverdichtete und aggressive Auffüllungen (Asche, Schlacke, ...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

ANMERKUNG 1 Korrosionsraten in verdichteten Auffüllungen sind niedriger als in unverdichteten. Bei verdichteten Böden sollten die Werte in dieser Tabelle halbiert werden.

ANMERKUNG 2 Den Werten für 5 Jahre und 25 Jahre liegen Messungen zugrunde, während die anderen Werte extrapoliert sind.

Abbildung 3-10: Abrostungsrate – Pfähle in Böden; Nutzungsdauer 80 Jahre (vgl. Tabelle 4-1 DIN EN 1993-5 [27])

Die Angaben bezüglich der Werkstoffeigenschaften sind in (Kap. 3) DIN EN 1993-5 [27] beinhaltet.

4. Baugrund

Zu dem Zeitpunkt der Erstellung der Design Basis liegt noch kein endgültiger geotechnischer Bericht vor. Daher wird für die Berechnungen im Rahmen der Entwurfsplanung das vorläufige Bemessungsprofil, das basierend auf den Rohdaten und in Rücksprache mit dem Baugrundgutachter aus der Messkampagne angenommen wird, angesetzt.

Die nachfolgenden geotechnischen Berechnungsgrundlagen sind zwingend in weiteren Planungsphasen, nach Fertigstellung des Baugrundgutachtens und geohydrologischen Gutachtens, zu überprüfen und ggf. anzupassen.

4.1 Betonaggressivität

Für den Beton wird die Expositionsklasse **XA1** angesetzt.

4.2 Bodenkennwerte

Die Bodenkennwerte werden in der Entwurfsplanung gem. dem geotechnischen Bericht für die benachbarten Bauabschnitte [3] angenommen.

Tabelle 4-1: Bodenkennwerte - Entwurfsplanung

Bodenparameter			Bodenart		
			Holozäne Sande	Pleistozäne Sande	Becken-schluff
Wichte des feuchten Bodens	γ	[kN/m ³]	18,0	19,0	18,0
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ'	[kN/m ³]	10,5	11,0	8,0
Steifemodul	E_s	[MN/m ²]	25-40	80	3
Anfangsscherfestigkeit:					
Kohäsion des undrained Bodens	c_u	[kN/m ²]	-	-	50
Endscherfestigkeit:					
Effektiver Reibungswinkel	φ'	[°]	31,0	35,0	20,0
Effektive Kohäsion	c'	[kN/m ²]	-	-	5
Durchlässigkeit	k	[m/s]	$1 \cdot 10^{-4} - 6 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-4}$	$< 1 \cdot 10^{-9}$

4.3 Bemessungsprofil

Für die Bemessung im Rahmen der Entwurfsplanung gilt das folgende Bemessungsprofil in Tabelle 4-2. Die Bodenschichten wurden auf Grundlage der Bohrung B22 und dazugehörigen CPTs vorläufig angenommen.

Die Unterkante der Bodenplatte des Sperrwerks liegt bei +2,00 m NHN, daher werden die oberliegenden Bodenschichten in dem Bemessungsprofil vernachlässigt.

Tabelle 4-2: Bemessungsprofil - Entwurfsplanung

Anmerkung	Schichtoberkante	Bodenart
	m NHN	
Über UK Sperrwerk	+3,80	Holozäne Sande
-	-3,00	Pleistozäne Sande
Weichschicht	-6,70	Beckenschluff
-	-9,20	Pleistozäne Sande
Unterkante Erkundung	-12,20	(Pleistozäne Sande)

4.4 Spitzendruck und Mantelreibung

Die Werte für die Mantelreibung werden in der Entwurfsplanung basierend auf A10 der EAB [8] vorläufig angenommen. Es sind die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten anzusetzen. Die Planung geht davon aus, dass die Pfähle und die Spundwände eingerammt werden.

Die Spitzendruck- und Mantelreibungswerte für Spundwände sind in Tabelle 4-3 aufgelistet.

Tabelle 4-3: Spitzendruck und Mantelreibung – Spundwand - Entwurfsplanung

Spundwand				
Bodenart	Schichtoberkante	Zug	Druck	
		Mantelreibung	Spitzendruck	Mantelreibung
	m NHN	kN/m ²	MN/m ²	kN/m ²
Holozäne Sande	+3,80	20	9	20
Pleistozäne Sande	-3,00	45	22	45
Beckenschluff	-6,70	0	0	0
Pleistozäne Sande	-9,20	45	22	45

Die Spitzendruck- und Mantelreibungswerte für Stahlträgerprofil (z.B. HP-Rammpfähle) sind in Tabelle 4-4 aufgelistet.

Nach aktuellem Kenntnisstand scheint es, dass aufgrund der ausreichend großen Scherfestigkeit des Beckenschluffs von $c_u \approx 50 \text{ kN/m}^2$ keine negative Mantelreibung anzusetzen ist.

Tabelle 4-4: Spitzendruck und Mantelreibung – Stahlträgerprofil - Entwurfsplanung

Stahlträgerprofil				
Bodenart	Schichtoberkante	Zug	Druck	
		Mantelreibung	Spitzendruck	Mantelreibung
	m NHN	kN/m ²	MN/m ²	kN/m ²
Holozäne Sande	+3,80	40	9	40
Pleistozäne Sande	-3,00	95	22	95
Beckenschluff	-6,70	0	0	0
Pleistozäne Sande	-9,20	95	22	95

4.5 Grundwasserverhältnisse

Im Rahmen der Entwurfsplanung wird beim abfallenden Wasserstand eine Wasserspiegeldifferenz auf der Erdseite von **1,00 m** angenommen. In folgenden Planungsphasen sind die Berechnungsansätze ggf. anzupassen.

Darüber hinaus werden die Spundwandbauwerke mit Ansätzen nach EAU 2020 [5] nachgewiesen.

5. Wasserstände

5.1 Wasserstände in Sude

Die Wasserstände in Sude wurden von dem Auftraggeber für zwei Pegel in der Nähe des Bauorts vorgegeben (vgl.[1]). Die Tabelle 5-1 umfasst die auftretenden Wasserstände in Sude. Für die Berechnungen wird jeweils der ungünstige Wasserstand von beiden Pegeln angesetzt.

Der anzusetzende Bemessungshochwasserstand im Bauzustand entspricht dem BHW für die Sudedeiche.

Das Sperrwerk im Endzustand ist mit dem Bemessungshochwasserstand für die Elbdeiche nachzuweisen.

Tabelle 5-1: Wasserstände – Sude gem. [1]

Pegel	Wasserstand	
	BP Sudeabschlusswehr	AP SW Gothmann
	m NHN	m NHN
Niedrigwasser (NW) (Datum)	+4,75 (2011)	+5,12 (2010)
Mittleres Niedrigwasser (MNW)	+5,02	+5,26
Mittlerer Wasserstand (MW)	+6,01	+6,11
Mittleres Hochwasser (MHW)	+8,25	+8,27
Hochwasser (HW) (Datum)	+9,81 (2003)	+9,80 (2003)
Bemessungshochwasserstand für Sudedeiche (BHW-BZ) - Bauzustand	+10,60	
Bemessungswasserstand für Elbdeiche (BHW-EZ) - Endzustand	+11,50	

5.2 Bemessungswasserstände im Endzustand

Die Wasserstände für den Nachweis des Querschnitts (Tabelle 5-2) und der Lagesicherheit in Flussrichtung (Tabelle 5-3) werden differenziert.

Tabelle 5-2: Bemessungswasserstände – Sperrwerk - Querschnitt

Bemes- sungs- situa- tion	Lastkombination		Außenwasserstand		Wasser- stand in Kammer	Wasserüber- druck
			[m NHN]		[m NHN]	Δh [m]
BS-P	LK1 (Tore ge- schlossen)	Bemessungs- hochwasser- stand	BHW-EZ	+11,50	+8,50	3,0
	LK2	NW	NW	+4,75	+4,75	0,0
BS-T (Revisionsfall)	LK3	Revisionsfall	-	+9,10	1 Kammer trocken +3,50/ 1 Kammer +9,10	5,6
BS-A	LK4	Bordvoll	OK Sperrwerk	+12,50	+8,50	4,0

Nach Abstimmung mit AG wird eine **maximale Wasserspiegeldifferenz von 3,0 m** (Außenwasser – Innenwasser) festgelegt. Es wird dadurch gewährleistet, dass die HWS-Tore erst dann geschlossen werden, wenn der Hochwasserstand bei **+8,50 m NHN** liegt.

Für den **Revisionsfall**, wobei eine Sperrwerkskammer trockengelegt wird, wird angenommen, dass der **Außenwasserstand maximal bei +9,10 m NHN** liegen darf. **Falls der Außenwasserstand höher aufsteigt, sind zwingend die zusätzlichen Maßnahmen zur Sicherung des Sperrwerks gegen Auftrieb (z.B. Überfluten der Kammer) zu ergreifen!** Zwei Sperrwerkskammer dürfen nicht gleichzeitig trockengelegt werden.

Tabelle 5-3: Bemessungswasserstände – Sperrwerk – Längsschnitt (Flussrichtung)

Bemessungs- situation	Lastkombination		Wasserstand - Elbeseite		Wasserstand - Sudeseite	
			Wst,E [m NHN]		Wst,S [m NHN]	
BS-P	LK1	Bemessungs- hochwasser	BHW-EZ	+11,50	BHW-3m	+8,50
	LK2	Bemessungs- hochwasser + Eis	BHW-EZ	+11,50	BHW-3m	+8,50
BS-T (Revisionsfall)	LK3	Revisionsfall	-	+9,10	OK Sohle (eine Kammer)	+3,50
BS-A	LK4	Bordvoll	OK Sperrwerk	+12,50	Bordvoll-4m	+8,50
	LK5	Bemessungs- hochwasser + Treibgutstoß	BHW-EZ	+11,50	BHW-3m	+8,50

Die Tabelle 5-4 beinhaltet die anzusetzenden maßgebenden Wasserstände für die Berechnung der Flügelwände. Es werden die Wasserstände für Nicht-Tidegebiet nach (Kap. 3.3.2 - Abb. 3.2 – Situation-2b) EAU 2020 [5] sowie die herrschenden Niedrigwasserstände mit der Annahme des Wasserüberdrucks von 1,0 m angesetzt. Üblicherweise sind die Lastkombinationen mit Niedrigwasser maßgebend, da das Eigengewicht des angreifenden Bodens größer ist.

Für den Spundwandschnitt an OK Berme, wobei die GOK bei etwa +7,75 m NHN liegt, wird ein quasi-EAU-2b-Lastfall untersucht, wobei die Wasserspiegeldifferenz in Bezug auf OK Berme angesetzt wird.

Tabelle 5-4: Bemessungswasserstände – Flügelwand

Bemes- sungs-situa- tion	Lastkombination		Grundwasserstand		Wasser- stand in Sude	Wasserüber- druck
			[m NHN]		[m NHN]	Δh [m]
BS-P	LK1	NW	NW	+5,75	+4,75	1,0
	LK2	EAU-2b	MNW	+5,02	+6,94	1,92
	LK4 (OK Berme)	quasi-EAU-2b	Berechnungs- sohle + 1,92m	+9,17	+7,25 (Berech- nungssohle)	1,92
BS-A	LK3	Ende Nut- zungsdauer - Abrostung	MNW	+5,02	+6,94	1,92

5.3 Bemessungswasserstände im Bauzustand

In den Berechnungen der Bauzustände für den Spundwandkasten werden die Bemessungswasserstände von der Tabelle 5-5 angesetzt.

Es wird eine ungünstige Wasserspiegeldifferenz (zur Baugrubenseite gerichtet) von mindestens **0,50 m** in den Berechnungen angesetzt.

Der Nachweis der Unterwasserbetonsohle (UWBS) wird auf der sicheren Seite liegend im Rahmen der Entwurfsplanung mit BHW-BZ in BS-T geführt. Nach der Herstellung der UWBS wird der Wasserstand im Spundwandkasten gleich der Soll-Unterfläche der UWBS angenommen.

Tabelle 5-5: Bemessungswasserstände – Baugrube - Spundwandkasten

Bemes- sungs-situa- tion	Lastkombination		Wasserstand in Sude		Wasser- stand im Spundwand- kasten	Wasserüber- druck
			[m NHN]		[m NHN]	Δh [m]
BS-T	LK1	Einbringen Spundwand	OK wassersei- tige Böschung inkl. Berech- nungszu- schlag	+5,50	+6,00	0,50
	LK2	Voller Aushub + NW	NW	+4,75	+4,25	0,50
	LK3.1	UWBS + MHW	MHW	+8,27	+0,70	7,57
BS-T/A gem. EAB	LK2.2	Voller Aushub + HW + Eis	HW	+9,81	+9,31	0,50
	LK3.2	UWBS + BHW	BHW-BZ	+10,60	+0,70	9,90
	LK3.3	UWBS + HW + Treibgut- stoß	HW	+9,81	+0,70	9,11
	LK3.4	UWBS + HW + Eis	HW	+9,81	+0,70	9,11

6. Brücke – Einwirkungen im Endzustand

6.1 Eigengewicht

Das Materialgewicht ist nach DIN EN 1991-1-1 [12], [13] anzusetzen.

- $\gamma_{\text{Beton,k}}$ 25 kN/m³

6.2 Fahrbahnbelag

Das Eigengewicht des Fahrbahnbelags ist nach DIN EN 1991-1-1 [12], [13] anzusetzen. Der Aufbau des Fahrbahnbelags ist in Abbildung 6-1 zu sehen.

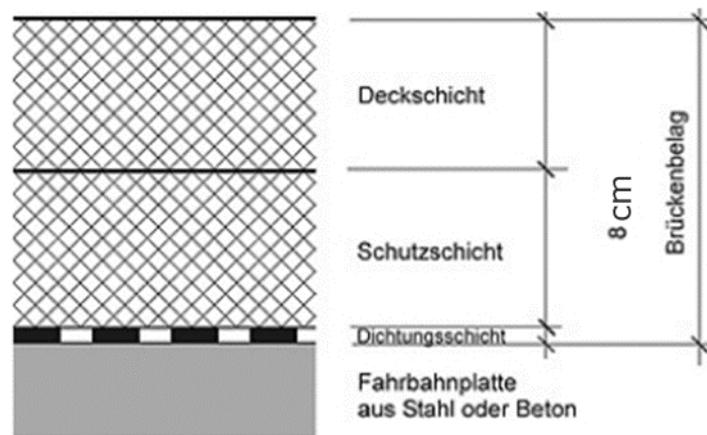


Abbildung 6-1: Querschnitt des Fahrbahnbelags (Quelle: BAST 2017)

- $\gamma_{\text{Gussasphalt,k}}$ 25 kN/m³
- $d_{\text{Fahrbahnbelag}}$ 0,08 m
- $g_{\text{Fahrbahn,k}}$ 2,00 kN/m²

6.3 Brückenkappe

Die Brückenkappe ist entsprechend Kap 6 RIZ-ING [38] auszuführen, wie in Abbildung 6-2. Das Eigengewicht der Brückenkappe wird als eine vertikale Linienlast angesetzt werden.

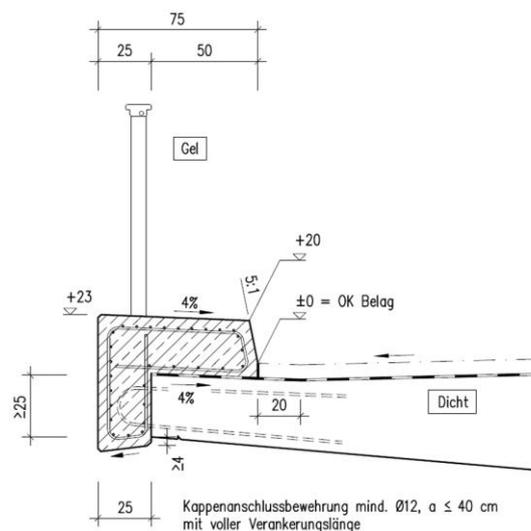


Abbildung 6-2: Brückenkappe gem. Kap 6 RIZ ING [38]

- $\gamma_{\text{Beton,k}}$ 25 kN/m³
- Querschnittsfläche-Kappe 0,35m²
- $V_{\text{Kappe,g,k}}$ 8,75 kN/m \approx 9,00 kN/m

6.4 Geländer - Eigengewicht

Es wird eine Geländerhöhe von 1,1 m (Absturzhöhe < 12 m) wird nach ZTV-ING 8-4 (Tab. 8.4.1) [37] festgelegt.

Es sind mindestens die Querschnitte nach ZTV-ING 8-4 (Siehe Tabelle 6-1) einzuhalten.

Das Geländer ist gem. Gel 4 RIZ-ING (Holmgeländer) [38] auszuführen.

Tabelle 6-1: Abmessungen für Geländer aus Stahl gem. ZTV-ING 8-4 (Tab. 8.4.2) [37]

Bauteil	Profile [mm]
	a) Kaltprofile b) Rohre für Betriebswege gemäß Nr. 2.1 Absatz (5)
Handlauf ungeteilt	a) 120/28/27, 5/23/65/23/27, 5/28 x 4 oder gleichwertig bzw. 80/30/17, 5/12/45/12/17, 5/30 x 4 bei Geh- und Radwegbrücken b) 60,3 x 2,9
Handlauf geteilt Oberteil Unterteil	a) 18/25/120/25/18 x 4 b) 15/50/80/50/15 x 4
Holm	a) 60 x 40 x 4 b) 60,3 x 2,9
Pfosten	a) 70 x 70 x 5 b) 60,3 x 2,9
Kurzpfofen	a) 60 x 60
Füllstab	a) 15 x 30

In Anlehnung an Musterblatt Nr. 13 [39] wird das Eigengewicht des Geländers von 32 kg/m angenommen.

- $V_{\text{Geländer,g,k}}$ 0,32 kN/m \approx 0,50 kN/m

6.5 Nutzlast auf Geländer

Nach DIN EN 1991-2/NA [19] ist eine Linienlast von 1 kN/m, die als veränderliche Kraft horizontal und vertikal an der Oberkante des Geländers wirkt, anzunehmen. Die Horizontallast soll in beiden Richtungen untersucht werden.

- $V_{\text{Geländer,q,k}}$ 1,0 kN/m
- $H_{\text{Geländer,q,k}}$ 1,0 kN/m
- Höhe Geländer 1,1 m
- $M_{\text{Geländer,q,k}} = 1,0 \text{ kN/m} * 1,1 \text{ m} =$ 1,1 kNm/m

Nach DIN EN 1990/NA/A1 (Tab. NA.A2.1) [11] ist die folgende Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen aus Fußgängerverkehr anzusetzen.

- $\gamma_{Q,\text{sup}}$ 1,35 [-]

6.6 Verkehrslasten

Im Fall der Brücke sowie der anschließenden Verkehrsfläche handelt es sich um einen **nicht öffentlichen Verkehrsraum**. Der Zugang auf die Fläche in direkter Nähe des Sperrwerks wird durch ein Fahrverbot beschränkt.

6.6.1 LKW – LM1

Es wird das **Lastmodell 1 (LM1)** nach DIN EN 1991-2 [18], [19] für die Berechnung der Brücke angesetzt. Es ist lediglich ein Fahrstreifen zu berücksichtigen.

Nach DIN EN 1990/NA/A1 (Tab. NA.A2.1) [11] ist die folgende Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen aus Straßenverkehr anzusetzen.

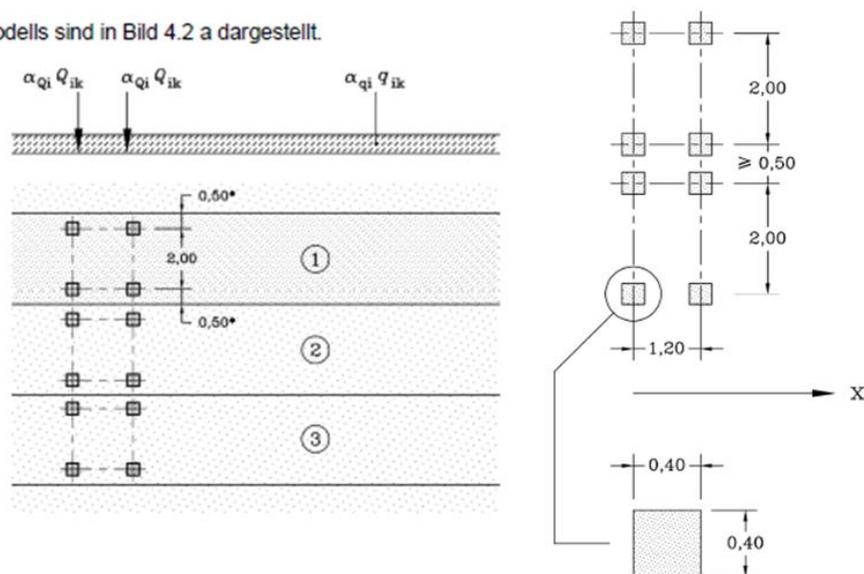
- $\gamma_{Q,sup}$ 1,35 [-]

Die Radlasten sind gem. DIN EN 1991-2 (Kap. 4.3.6) [18] unter einem Winkel von 45° bis zur Achse der Platte zu verteilen.

Hinsichtlich der Fahrstreifenbreite wird hier auf Kap. 4.2.3 und Kap. 4.2.4 der DIN EN 1991-2 [18] verwiesen. Die Restflächenlast q_{rk} ist ebenso auf den KFZ-Sicherheitsbereichen (Brückenkappe) anzusetzen.

Stellung	Doppelachsen TS	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (oder q_{rk}) (kN/m ²)
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Verbleibende Restfläche q_{rk}	0	2,5

Die Einzelheiten des Lastmodells sind in Bild 4.2 a dargestellt.



Legende

- 1 Fahrstreifen Nr 1 : $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- 2 Fahrstreifen Nr 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- 3 Fahrstreifen Nr 3 : $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ **[AC]** Abstand der Doppelachsen = 1,2 m **[AE]**
- 4 (*) Für $w_1 = 3 \text{ m}$

Abbildung 6-3: Lastmodell 1 nach DIN EN 1991-2 [18]

- Fahrbahnbreite $w = 4,50 \text{ m}$
- Achslast $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
- Anpassungsfaktor $\alpha_{Q1} = 1,00 [-]$ (gem. [19])
- Flächenlast $q_{1k} = \underline{9 \text{ kN/m}^2}$
- Anpassungsfaktor $\alpha_{q1} = 1,33 [-]$ (gem. [19])
- Fahrstreifenbreite $w_1 = 3,00 \text{ m}$
- Restflächenlast $q_{rk} = \underline{2,5 \text{ kN/m}^2}$
- Anpassungsfaktor $\alpha_{qgr} = 1,2 [-]$ (gem. [19])
- Restflächenbreite $w-w_1 = 1,50 \text{ m}$
- Radlast $0,5*Q_{1k} = \underline{150 \text{ kN}}$
- Radaufstandsfläche $0,40 \text{ m} \times 0,40 \text{ m}$

6.6.2 Horizontalkräfte

Die Lasten aus Bremsen und Anfahren werden nach DIN EN 1991-2 (Kap. 4.4.1) [18], [19] festgelegt. Zur Ermittlung der Last wird die Formel in Abbildung 6-4 verwendet.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$

$$180\alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{lk} \leq 900 (kN)$$

Abbildung 6-4: Formel zur Ermittlung der Horizontalkräfte aus Bremsen und Anfahren gem. DIN EN 1991-2 [18]

- Fahrstreife $w_1 = 3,0 \text{ m}$
- Brückenspannweite $L = 18,0 \text{ m}$
- Horizontalkraft $Q_{Brems,1k} = \underline{425,0 \text{ kN}}$

Die Kammerwände sind ggf. entsprechend DIN EN 1991-2 (Kap. 4.9.2) [18] nachzuweisen.

6.7 Anpralllasten auf Schrammbord

Die Anpralllast auf Schrammbord ist gem. (Kap. 4.7.3.2) DIN EN 1991-2 [18] zu berücksichtigen, wie in Abbildung 6-5. Es ist eine außergewöhnliche Einwirkung.

- Hor. Anprall $H_{Anprall,k} = \underline{100,0 \text{ kN}}$
- $0,75* \alpha_{Q1}* Q_{1k}$ $V_{Anprall,k} = \underline{225,0 \text{ kN}}$

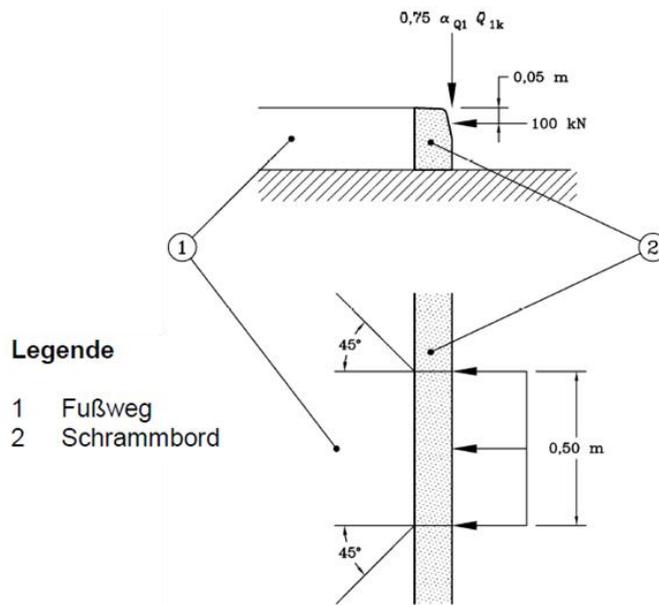


Abbildung 6-5: Anpralllast auf Schrammbord gem. DIN EN 1991-2 [18]

6.8 Windlasten auf Verkehr

Die Windlasten werden nach DIN EN 1994-1-4 [14], [15] festgelegt. Die Windlasten auf das Bauwerk selbst werden hier nicht berücksichtigt, da die Brücke beidseitig durch einen Querriegel bzw. die Tore geschützt ist. Die Abbildung 6-6 stellt die gewählte Windeinwirkung dar.

Nachfolgend erfolgt die Ermittlung der Windlast in X-Richtung (Siehe Abbildung 6-7), die sich aus dem Winddruck auf Fahrzeug ergibt.

1	2	3	4	5	6	7
Ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand			Mit Verkehr ^a oder mit Lärmschutzwand			
auf Überbauten						
b/d^b	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$
$\leq 0,5$	1,75	2,45	2,90	1,45	2,05	2,40
$= 4$	0,95	1,35	1,60	0,80	1,10	1,30
≥ 5	0,95	1,35	1,60	0,60	0,85	1,00
auf Stützen und Pfeilern ^c						
d/b^b	$z_e \leq 20 \text{ m}$		$20 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$		$50 \text{ m} < z_e \leq 100 \text{ m}$	
$\leq 0,5$	1,70		2,35		2,80	
≥ 5	0,75		1,05		1,25	
^a Es gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,4$ (Windzone 3+4) und $\psi_0 = 0,55$ (Windzone 1+2). Für Eisenbahnbrücken gilt der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,6$. ^b Bei Zwischenwerten kann linear interpoliert werden. ^c Bei quadratischen Stützen- oder Pfeilerquerschnitten mit abgerundeten Ecken, bei denen das Verhältnis $r/d \geq 0,20$ beträgt, können die Windeinwirkungen auf Pfeiler und Stützen um 50 % reduziert werden. Für $0 < r/d < 0,2$ darf linear interpoliert werden. Hierbei ist r = Radius der Ausrundung.						

Abbildung 6-6: Windeinwirkungen w in kN/m^2 auf Brücken für Windzone 1 und 2 (Binnenland) gem. Tab. NA.N.5 der DIN EN 1991-1-4/NA [15]

- Windzone 2
- Geländekategorie II: Binnenland
- Bauwerkshöhe $z_e \leq 20 \text{ m}$
- Brückenabmessungen $b/d > 5 [-]$
- Windeinwirkung $w_{\text{Verkehr},k} = 0,60 \text{ kN/m}^2$
- Verkehrsbandhöhe $h_{\text{Verkehr}} = 2,0 \text{ m}$
- Kraft in X-Richtung $F_{W,x,k} = 0,60 * 2,0 = 8,4 \text{ kN/m} \approx \underline{9,0 \text{ kN/m}}$
- Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,55 [-]$

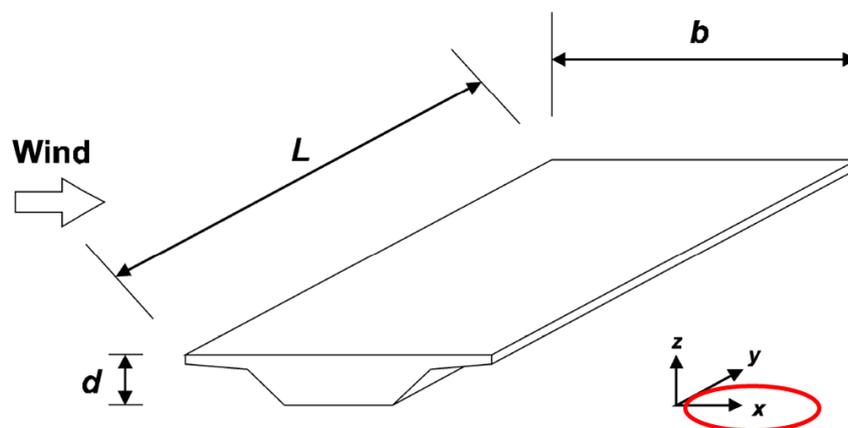


Abbildung 6-7: Richtungen der Windeinwirkungen bei Brückenüberbauten gem. DIN EN 1991-1-4 [14]

Die Windlast in X-Richtung ist besonders bei der Bemessung des Lagers zu berücksichtigen.

6.9 Temperatureinwirkungen

Die Brücke (Brückenplatte) wird mit einem festen Auflager und einem verschieblichen Auflager ausgeführt. Daher erzeugen die Temperatureinwirkungen keinen Zwang in der Stahlbetonplatte.

Bei der Dimensionierung der Auflager und Fugen in der Konstruktion sind jedoch die nachfolgenden Temperatureinwirkungen (Ausdehnung) nach DIN 1991-1-5 (Kap. 6) [16], [17] zu berücksichtigen.

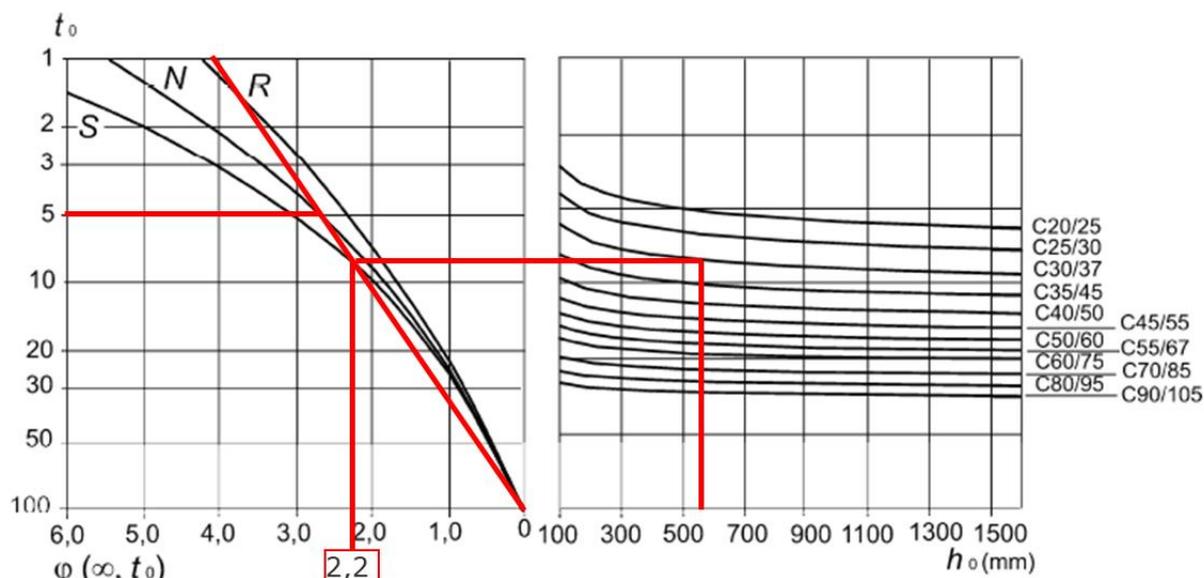
- T_0 $+10 \text{ °C}$
- T_{min} -24 °C
- T_{max} $+37 \text{ °C}$
- $\Delta T_{M,\text{heat}}$ 15 °C
- $\Delta T_{M,\text{cool}}$ 8 °C
- Dicke Oberbelag $80,0 \text{ mm}$
- $k_{\text{sur},1}$ $0,82 [-]$ (oben wärmer als unten - interpoliert)
- $k_{\text{sur},2}$ $1,00 [-]$ (unten wärmer als oben)

6.10 Kriechen / Schwinden

Das Kriechen und das Schwinden des Betons ist bei der Bemessung der Brückenplatte nach DIN EN 1992-1-1 [20] und DIN EN 1992-2 [24], [25] zu berücksichtigen.

Nachfolgend sind die relevanten Eingangswerte aufgelistet.

- Relative Luftfeuchtigkeit $RH = 80 \%$ (DIN EN 1992-2/NA [25])
- Nutzungsdauer (rechnerisch) $t = 70$ Jahre (DIN EN 1992-2/NA [25])
- Zementklasse: N-Normal erhärtend
- Wirksame Querschnittsdicke $h_0 = 2 \cdot 600 \cdot 5500 / (2 \cdot 600 + 2 \cdot 5500) = 540$ mm
- Koeffizient-Querschnittsdicke $k_h = 0,70$ [-]
- Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0) = 2,2$ [-] (Siehe Abbildung 6-8)
- unbeh. Trocknungsschwind. $\epsilon_{cd,0} = 0,27$ (Tab. NA.B.2 [21])
- Betonalter bei erster Belastung $t_0 = 5$ Tage (nach dem Ausschalen)



b) Außenluft, relative Luftfeuchte = 80%

Bild 3.1 — Methode zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Beton bei normalen Umgebungsbedingungen

Abbildung 6-8: Bestimmung der Kriechzahl für die Brückenplatte (gem. Bild 3.1 DIN EN 1992-1-1 [20])

6.11 Ermüdung

Es wird das **Lastmodell 3** nach (Kap. 4.6.4) DIN EN 1991-2 [18], [19] für den Ermüdungsnachweis angesetzt (Siehe Abbildung 6-9). Die Spannweite der Einzelbrücke beträgt ca. 7 m, daher wird lediglich ein Fahrzeug in der Spur berücksichtigt.

- Anzahl der Streifen mit LKW $n = 1$ [-]
- Erwarteter Verkehr $N_{obs} = 0,05 \cdot 10^6$
- Vergrößerungsfaktor $\Delta\varphi_{fat} = 1,3$ [-]
- Achlast $Q_{3k} = 120,0$ kN

- Radlast $0,5 * Q_{3k} = \underline{60,0 \text{ kN}}$
- Radaufstandsfläche $0,40 \text{ m} \times 0,40 \text{ m}$

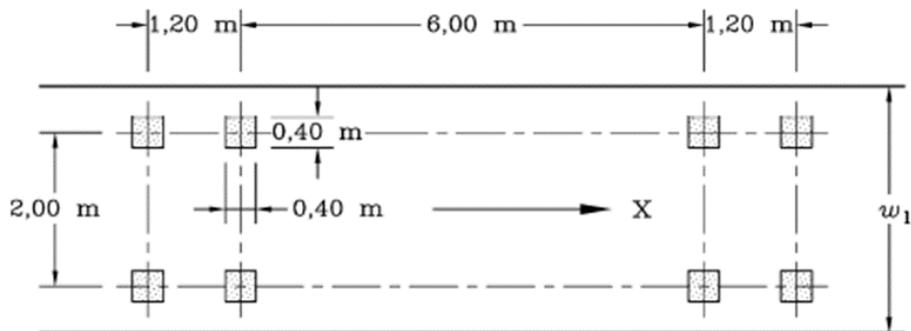


Abbildung 6-9: Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2[18]

6.12 Nicht zu berücksichtigende Einwirkungen

Die folgenden Einwirkungen werden bei der Tragwerksplanung nicht berücksichtigt, da diese nicht relevant sind.

- Schneelasten (gem. Kap. A2.2.2 (4) DIN EN 1990 [9])
- Brandeinwirkungen
- Erdbebeneinwirkungen
- andere außergewöhnliche Einwirkungen als zuvor angeführt
- Flächenausstattung
- Fliehkräfte

6.13 Hinweise zur Bemessung

6.13.1 Durchbiegung

Die rechnerische Durchbiegung der Brücke ist mit entsprechender Überhöhung der Brückenplatte auszugleichen, sodass die Brückenfläche nach der Verformung gerade ist.

Gem. Kap. 7.4.1 der DIN EN 1992-1-1 [20] ist es empfohlen die Verformung (Durchbiegung) der Straßenbrücke mit einer quasi-ständige Kombination der Einwirkungen zu ermitteln.

6.13.2 Nachweis gegen Ermüdung

Der Nachweis gegen Ermüdung erfolgt nach Kap 6.8 der DIN EN 1992-1-1 [20] und DIN 1992-2 [24], [25].

Der Nachweis gegen Ermüdung für Betonstahl kann unter Umständen durch den vereinfachten Nachweis nach (Kap. 6.8.6) DIN EN 1992-1-1 [20], DIN EN 1992-2/NA [25] erbracht werden.

- $k_1 = 70 \text{ N/mm}^2$ (gem. NDP Zu 6.8.6 (1) [25])

Hinsichtlich des Nachweises gegen Ermüdung für Beton wird auf Kap. 6.8.7 der DIN EN 1992-1-1 [20] und DIN 1992-2 [24], [25] verwiesen.

6.13.3 Bauteile aus Stahlbeton

Die Berechnung und Bemessung der Stahlbetonbrücke erfolgt grundsätzlich nach DIN EN 1992-2 [24], [25].

7. Sperrwerk - Einwirkungen im Endzustand

7.1 Eigengewicht

Das Materialgewicht ist nach DIN EN 1991-1-1 [12], [13] anzusetzen.

- $\gamma_{\text{Beton,k}}$ 25 kN/m³
- $\gamma_{\text{Wasser,k}}$ 10 kN/m³
- $\gamma_{\text{Stahl,k}}$ 78,5 kN/m³

7.2 Stahlbetonholm - Eigengewicht

Auf den Flügelwänden wird ein Stahlbetonholm hergestellt, auf welchem das Geländer montiert wird, daher ist eine Vertikallast infolge vom Eigengewicht des Spundwandholms bei der Spundwandberechnung zu berücksichtigen.

- Abmessungen-Holm $H \times B = \underline{1,0 \text{ m} \times 0,9 \text{ m}}$
- $g_{\text{Holm,k}} = 0,9 * 25,0 = \underline{22,5 \text{ kN/m}}$

7.3 Geländer – Eigengewicht

Die Angaben bezüglich des Geländers sind dem Kap. 6.4 zu entnehmen.

7.4 Nutzlast auf Geländer

Die Angaben bezüglich der Nutzlast auf Geländer sind dem Kap. 6.5 zu entnehmen.

7.5 Verkehrslasten

Abweichend von den Angaben im Kap. 6.6.1 ist bei der Bemessung des Sperrwerks der Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche ungünstige Einwirkung, wie im Kap. 3.2.1 angeführt, anzusetzen.

- γ_Q 1,50 [-]

7.5.1 LKW – LM1

Die Angaben bez. des Lastmodells 1 nach DIN EN 1991-2 [18], [19] sind dem Kap. 6.6.1 zu entnehmen.

7.5.2 Vertikale Flächenlast

Nach DIN EN 1991-2 (Kap. 4.91) [18], [19] wird für die Berechnung des Erddrucks hinter den Seitenwänden die Doppelachse durch eine gleichmäßig verteilte Last ersetzt.

- Verteilungsfläche 15 m² (gem. [19])
- Doppelachse = 2* Q_{1k} 600 kN
- $q_{\text{eq,k}} = 600/15 = \underline{40 \text{ kN/m}^2}$

7.5.3 Verkehrslast – Flügelwand

Auf dem Gelände hinter der Flügelwände wird eine großflächige Verkehrslast, die dem üblichen Verkehr auf einem Deich entspricht, angesetzt.

- großflächige Verkehrslast $q_{\text{Fl,k}} = \underline{10 \text{ kN/m}^2}$

Für den Fall, dass HWS-Tore zwecks z.B. Sanierungsarbeiten angehoben werden müssen, wird die Belastung infolge vom Mobilkran auf die Flügelwände angesetzt. In der Planung wurde der

Einsatz eines Mobilkrans Liebherr LTM 1230-5.1 (Ausladung 24 m, Hubgewicht 25 t) berücksichtigt. Der Mobilkran kann eine maximale Pratzenlast von etwa 1000 kN erzeugen.

In Anlehnung an (Kap. 4.2.5) EAU 2020 [5] wird eine Nutzlast hinter der Wandkopf angesetzt, um den Einfluss des schweren Mobilkrans auf die Spundwand und die Verankerung zu berücksichtigen. Die Last nach EAU 2020 [5] entspricht einer Pratzenlast von 500 kN, sofern der Abstand zwischen Achse Bauwerk und Achse Pratzen mindestens 2 m beträgt, daher wird in der Planung eine zweifache Last angesetzt, um die Pratzenlast von 1000 kN zu berücksichtigen

- Kranlast $q_{\text{Kran,k}} = \underline{80 \text{ kN/m}^2}$
- Lastbreite $\underline{3,50 \text{ m}}$ von Hinterkante Wandkopf

Die großflächige Verkehrslast und die Last infolge vom Mobilkran sind nicht zu überlagern.

Die Belastung ist in der Bemessungssituation BS-P anzusetzen.

7.5.4 Nutzlast auf Holm

Auf dem Spundwandholm wird eine Nutzlast aus Personenverkehr von 5 kN/m² angenommen.

- Nutzlast-Holm $q_{\text{Holm,k}} = \underline{5 \text{ kN/m}^2}$

7.6 Erddruck

7.6.1 Aktiver Erddruck – Flügelwände

Es ist aktiver Erddruck mit Berücksichtigung der Erddruckumlagerung nach (Kap. 8.2.3.2) EAU 2020 [5] anzusetzen. Da die Flügelwände als ein Kastenfangedamm ausgeführt werden, ist nach (Kap. 8.2.17.2) EAU 2020 [5] der aktive Erddruck um 25 % zu erhöhen.

- Wandreibungswinkel $\delta_{a,k} = (2/3) \cdot \varphi'_k$ (verzahnte Wand)

7.6.2 Erdruhedruck - Sperrwerk

Es wird davon ausgegangen, dass die Verformung der Seitenwände nicht ausreichend ist, um den aktiven Erddruck zu erzeugen. Daher ist bei der Bemessung der Erdruhedruck anzusetzen.

Die Ermittlung der Erddruckordinaten und der Erdruhedruckbeiwerten erfolgt nach DIN 4085 (Kap. 8) [32].

Der Erdruhedruck infolge von Verkehrslasten ist hinsichtlich der vertikalen Flächenlast aus LM1 im Kap. 7.5.2 zu berücksichtigen. Es ist der folgende Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung aus dem Erdruhedruck in der Bemessungssituation BS-P anzusetzen.

- $\gamma_{G,E0}$ 1,20 [-]

7.7 Temperatureinwirkungen

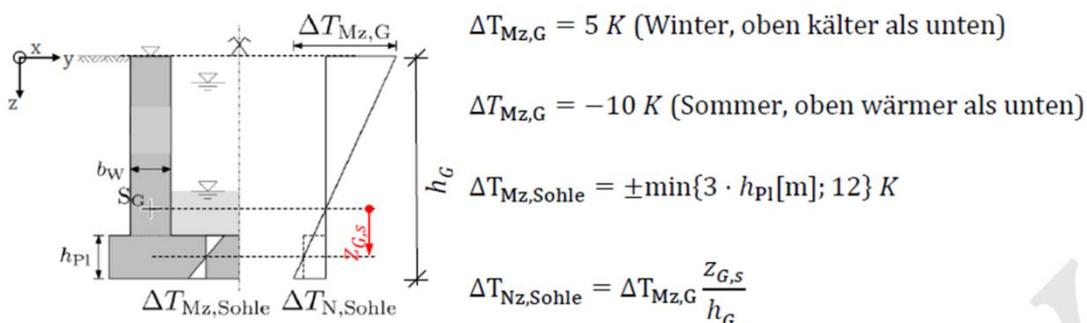
Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung für Zwang infolge von Temperatureinwirkungen im Erhärtungszeitraum (früher Zwang) und im Nutzungszeitraum (später Zwang) ist nach BAW-Merkblatt (MRZ) [43] zu führen.

Nachfolgend sind die relevanten Eingangswerte aufgelistet.

- Vorhaltemaß $\Delta T_{\text{norm}} = 5 \text{ K}$
- Wärmeausdehnungskoeff. $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
- Faktor-Betonagezeitpunkt $k_{jZ} = 1,00$ [-] (außerhalb Winters)
- Bodenplatte

- Faktor-Betonklasse $k_{FK} = 1,10 [-]$ (C30/37)
- Dicke Bodenplatte $h_{pl} = 1,5 \text{ m}$
- Basisfaktor-Temp.-diff. $k_0 = 0,14 + 0,2 \cdot 1,5 = 0,44 [-]$
- Wände
 - Faktor-Betonklasse $k_{FK} = 0,95 [-]$ (C25/30)
 - Faktor-Betonklasse $k_{FK} = 0,90 [-]$ (C20/25)
 - Wanddicke inkl. Spundwandtal $b_w = 1,5 + 0,3 = 1,8 \text{ m}$
 - Basisfaktor-Temp.-diff. $k_0 = 0,7 - 0,2/1,8 = 0,53 [-]$

Die saisonale Temperatureinwirkungen für die Berechnung des späten Zwangs sind der Abbildung 7-1 zu entnehmen.



Hinweis: $\Delta T_{Nz,Sohle}$ ist die mittlere Temperatur in der Sohle, ermittelt aus $\Delta T_{Mz,G}$ des Gesamtbauwerks

Abbildung 7-1: Saisonale Temperatureinwirkungen für Wasserbehälter gem. Bild 3 BAW-Merkblatt (MRZ) [43]

7.8 Kriechen / Schwinden

Nach (Kap. 4.2.10) DIN 19702 [26] dürfen die Schwindeinflüsse bei der Bemessung der massigen Bauteile im Wasserbau vernachlässigt werden.

Bei der Bemessung des Sperrwerks ist das Kriechen nach DIN 1992-1-1 [20] zu berücksichtigen. Nachfolgend sind die relevanten Eingangswerte aufgelistet.

- Relative Luftfeuchtigkeit $RH = 80 \%$
- Zementklasse: S-Langsam erhärtend
- Endkriechzahl-Wand $\varphi(\infty, t_0) = 3,0 [-]$ (Siehe Abbildung 7-2)
- Endkriechzahl-Bodenplatte $\varphi(\infty, t_0) = 2,5 [-]$ (Siehe Abbildung 7-2)
- Betonalter bei erster Belastung $t_0 = 5 \text{ Tage}$ (nach dem Ausschalen)

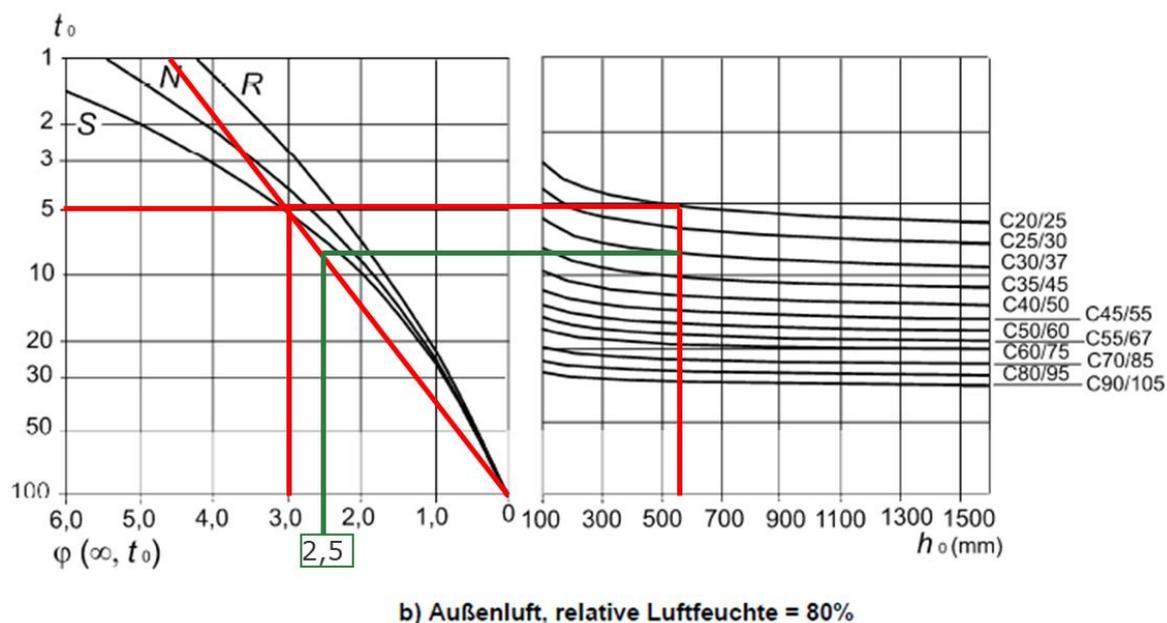


Bild 3.1 — Methode zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Beton bei normalen Umgebungsbedingungen

Abbildung 7-2: Bestimmung der Kriechzahl für das Sperrwerk (gem. Bild 3.1 DIN EN 1992-1-1 [20])

7.9 Eislasten

Die Eislasten werden nach DIN 19704-1 (Abs. 5.2.5) [40] ermittelt.

- h_E 0,30 m (Eisdicke)
- $p_{E,k}$ 150 kN/m² (Eisdruck)
- $P_{E,k}$ 45 kN/m (Eisdruck – Linienlast)
- Linienlast in Höhe des Wasserspiegels anzusetzen

Laut DIN 19702 (Abs. 5.2) [26] ist der Eisdruck in der Bemessungssituation BS-P nachzuweisen.

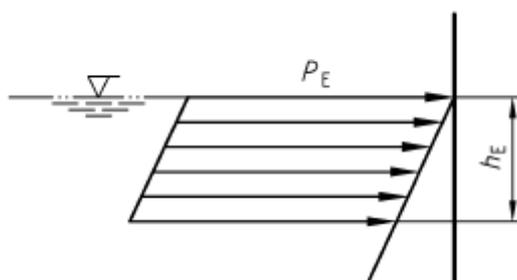


Abbildung 7-3: Eisdruckansatz bei vertikaler Stauwand gem. DIN 19704-1 [40]

Die Einwirkung von Eislasten auf die Flügelwände wird nicht untersucht, da die Last gegen Erdreich wirkt.

7.10 Treibgutstoß

Die Angaben bezüglich des Treibgutstoßes werden in Anlehnung an BHFU (Abs. 7.4) [7] festgelegt.

- Treibgutstoß Spundwand 30 kN
 - Lastverteilungsbreite 3,00 m
 - Linienlast 30 kN / 3,00 m = 10,0 kN/m
- Treibgutstoß Betonwände 100 kN
 - Lastangriffsfläche 0,50 m x 0,50 m
- Schwerlinie der Last in Höhe Außenwasserstand (AW) anzusetzen

Der Treibgutstoß ist als eine Sonderbeanspruchung in der Bemessungssituation BS-A anzusetzen.

Die Einwirkung vom Treibgutstoß auf die Flügelwände wird nicht untersucht, da die Last gegen Erdreich wirkt.

7.11 Nicht zu berücksichtigende Einwirkungen

Die folgenden Einwirkungen werden bei der Tragwerksplanung nicht berücksichtigt, da diese nicht relevant sind.

- Schneelasten
- Brandeinwirkungen
- Erdbebeneinwirkungen
- andere außergewöhnliche Einwirkungen als zuvor angeführt
- Flächenausstattung
- Trossenzug / Anlegedruck
- Wellenlasten (nach Kap. 4.2.7 DIN 19702 [26])
- Windlasten

7.12 Hinweise zur Bemessung

7.12.1 Geotechnische Nachweise

Das Sperrwerk wird mit Stahlrammpfählen tiefgegründet. Die Abtragung der Vertikallasten erfolgt durch die lotrechten Pfähle. Für die Lastabtragung der Horizontalkräfte in den Baugrund werden Schrägpfähle angeordnet.

Im Rahmen der Tragwerksplanung sind die folgenden Nachweise für das Sperrwerk zu erbringen bzw. zu betrachten.

- Sicherheit gegen Aufschwimmen (UPL)
- Äußere axiale Tragfähigkeit der Pfähle
- Innere axiale Tragfähigkeit der Pfähle nach DIN EN 1993-5 [27], [28]

Da der Beckenschluff eine Scherfestigkeit von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ aufweist, ist gem. (Kap. 7.8) DIN EN 1997-1 kein Knicknachweis für die Druckpfähle zu führen.

7.12.2 Bauteile aus Stahlbeton

Die Berechnung und die Bemessung der Stahlbetonbauteile erfolgt nach DIN 1992-1-1 [20], [21], [22], [23].

Nach (Kap. 5.3.2.4) DIN 19702 [26] ist der Nachweis gegen Ermüdung für das Sperrwerk nicht zu führen, da grundsätzlich keine vorwiegend ruhenden Belastungen (Wasserstand flussabhängig) auftreten.

7.12.3 Verformung

Die Verformungen des Sperrwerks sind nach Nutzungsanforderungen in Übereinstimmung mit Stahlwasserbau zu begrenzen bzw. es sind die entsprechende Maßnahme (z.B. Fugen und Abstände) zu ergreifen.

7.12.4 Flugelwände – Kastenfangedamm

Hinsichtlich der Berechnung des Kastenfangedamms und dessen Standsicherheit wird auf (Kap. 8.2.17) EAU 2020 [5] verwiesen. Die Berechnung und Bemessung der Spundwand ist grundsätzlich nach (Kap. 8.2) EAU 2020 [5] zu führen.

8. Baugrube – Einwirkungen im Bauzustand

Die Baugrube zur Herstellung des Sperrwerks wird in der Form eines Spundwandkastens mit einer rückverankerten Unterwasserbetonsohle ausgeführt. Für das Einbringen von Stahlsplundwänden wird vorab eine Aufschüttung (Landbaustelle) in Sude hergestellt.

8.1 Eigengewicht

Das Materialgewicht ist nach DIN EN 1991-1-1 [12], [13] anzusetzen.

- $\gamma_{\text{Wasser,k}}$ 10 kN/m³
- $\gamma_{\text{Stahl,k}}$ 78,5 kN/m³

Das Eigengewicht des unbewehrten Betons für den Nachweis der UWBS ist die folgende Wichte gem. EB 62 EAB [8] anzusetzen.

- $\gamma_{\text{Beton,k}}$ 23 kN/m³

8.2 Aktiver Erddruck

Es ist der aktive Erddruck gem. EAB [8] für die Spundwandberechnung anzusetzen.

8.3 Nutzlasten aus Baggern und Hebezeugen

Die Nutzlasten aus Baustellenverkehr (Bagger, Hebezeuge) werden nach EB57 der EAB (Kap. 2.8) [8] angesetzt.

Es wird der Fall berücksichtigt, wobei zusätzlich zu der großflächigen Gleichlast von 10 kN/m² eine Streifenlast infolge eines 30 t-Baggers (Abstand von 0,60 m zur Baugrubenkante) angesetzt wird, wie in Abbildung 8-1.

- P_k 10,0 kN/m² (großflächige Gleichlast)
- q'_k 40,0 kN/m² (Streifenlast 2 m – 30 t Bagger)

Gesamtlast (Gesamtgewicht) des Gerätes	Zusätzliche Streifenlast q'_k		Breite der Streifenlast q'_k
	kein Abstand	Abstand 0,60 m	
100 kN (10 t)	50 kN/m ²	20 kN/m ²	1,50 m
300 kN (30 t)	110 kN/m ²	40 kN/m ²	2,00 m
500 kN (50 t)	140 kN/m ²	50 kN/m ²	2,50 m
700 kN (70 t)	150 kN/m ²	60 kN/m ²	3,00 m

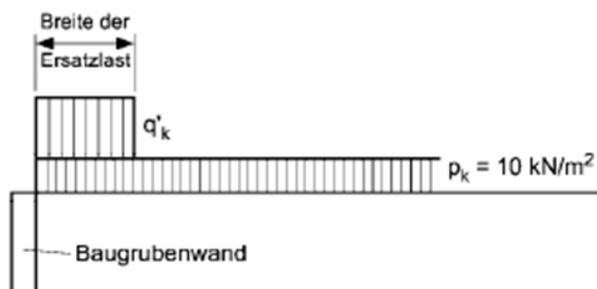


Abbildung 8-1: Zusätzliche Streifenlasten gem. EB 57 EAB [8]

Hinsichtlich der schwereren Baugeräte sind die Mindestabstände gem. EB 57 EAB [8], wie in Abbildung 8-2 dargestellt, einzuhalten.

1,50 m bei einem Gesamtgewicht von 10 t bzw. einer Gesamtlast von 100 kN,
~~2,50 m bei einem Gesamtgewicht von 30 t bzw. einer Gesamtlast von 300 kN.~~
 3,50 m bei einem Gesamtgewicht von 50 t bzw. einer Gesamtlast von 500 kN,
 4,50 m bei einem Gesamtgewicht von 70 t bzw. einer Gesamtlast von 700 kN.

Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden. Bei Einhaltung der angegebenen Abstände genügt der Ansatz einer großflächigen Gleichlast $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$.

Abbildung 8-2: Abstände von Baugeräten zur Baugrubenkante nach EB 57 EAB [8]

8.4 Anprall von Baugeräten

Nach EB 56 (Kap. 2.7 Abs. 6) der EAB [8] ist bei der Bemessung der Zwischenstützungen für Knickhaltungen die folgende Last zu berücksichtigen.

Sicherheitshalber wird der Einfluss einer Anpralllast auf den einzelnen Bauteilen (Steife, Knickhaltung) untersucht. Der Ausfall einer Steife ist somit nicht zu berücksichtigen.

- Anpralllast 100 kN
- Angriffshöhe 1,20 m über jeweiliger Aushubsohle bzw. an ungünstiger Stelle

Die Anpralllast ist in der Bemessungssituation BS-A anzusetzen, außer der Bemessung der Steife, wobei die Bemessungssituation BS-P angesetzt werden soll.

Die Einwirkung infolge vom Anprall von Baugeräten wird im Rahmen der Entwurfsplanung mit dem LK3.1 MHW (+8,27 m NHN) überlagert, da die Bauarbeiten bei aufsteigendem Wasserstand eingestellt werden sollen.

8.5 Eislasten

Abweichend von den Angaben im Kap. 7.9 des vorliegenden Berichtes wird aufgrund der geringen Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens des Eises und des Bemessungshochwassers während der Bauzeit (etwa 2 Jahre) die Eislast im Bauzustand auf 2/3 des Wertes reduziert.

- Eislast $(2/3) * 45 =$ 30 kN/m
- Angriffshöhe bei Außenwasserstand

Die Eislast ist in der Bemessungssituation BS-T/A zu untersuchen.

Es ist zu unterscheiden zwischen den exponierten Baugrubenseiten, bei denen die Last auftreten kann, und den nicht exponierten Baugrubenseiten, bei denen die Einwirkung ausgeschlossen werden kann.

8.6 Treibgutstoß

Die Angaben bezüglich des Treibgutstoßes werden in Anlehnung an BHFU (Abs. 7.4) [7] festgelegt.

- Treibgutstoß $30 \text{ kN}/3,0 \text{ m} =$ 10 kN/m
- Angriffshöhe bei Außenwasserstand

Der Treibgutstoß ist in der Bemessungssituation BS-T/A anzusetzen.

Es ist zu unterscheiden zwischen den exponierten Baugrubenseiten, bei denen die Last auftreten kann, und den nicht exponierten Baugrubenseiten, wobei die Einwirkung ausgeschlossen werden kann.

8.7 Nutzlast – Steife

Es ist eine lotrechte Nutzlast nach EB 56 EAB (Kap. 2.6) [8] bei der Bemessung von Steifen anzusetzen.

- $q_{\text{Steife,k}}$ 1,0 kN/m

8.8 Hinweise zur Bemessung

Es sind bei der Berechnung und Bemessung der Baugrube die Teilsicherheitsbeiwerte gem. A6, A7 und A8 der EAB [8] anzusetzen. Nachfolgend sind einige Hinweise zur Bemessung der Baugrube gegeben.

8.8.1 Gurte

Zur Bemessung der Gurtung wird hier auf EB 51 (Kap. 14.6) der EAB [8] verwiesen.

- Abs. 3 – begrenzte plastische Momentenumlagerung
- Abs. 7 – Stegaussteifungen an den Auflagerpunkten

8.8.2 Steifen

Zur Bemessung der Steifen wird hier auf EB 52 (Kap. 14.7) der EAB [8] verwiesen.

- Abs. 4 – Ausmittigkeit der Krafteinleitung
- Abs. 5/6 – Knicklänge
- Abs. 7 – Temperatureinfluss (in BS-T/A)
- Abs. 9 – Bemessung der Mittelunterstützung
- Abs. 12 – Bemessung der Steife (in BS-P bzw. 15% Lasterhöhung)

8.8.3 Spundwände

Nachfolgend sind die Hinweise der Berechnung und Bemessung der Spundwände hinsichtlich der EAB [8] gegeben.

- EB 85 (Kap. 14.10) – Äußere Tragfähigkeit

8.8.4 Unterwasserbetonsohle

Nachfolgend werden die Hinweise zur Berechnung und Bemessung der Unterwasserbetonsohle (UWBS) inkl. der Verankerung hinsichtlich der EAB [8] gegeben.

- EB 62 (Kap. 10.5 Abs. 12) – Ausfall eines Zugpfahles (in BS-A) – STR
- EB 62 (Kap. 10.5 Abs. 7) – Wichte vom Beton

Wenn die UWBS als Steife angesetzt wird, soll Achse der Steife ca. 0,20 m unter der Soll-Oberfläche angesetzt werden. Die Annahme liegt auf der sicheren Seite.

8.9 Annahmen für den Bauzustand

Aufgrund der Annahmen in der Bemessung der Ingenieurbauwerke sind folgenden Randbedingungen im Bauablauf zu beachten.

- Hinsichtlich der Bohlensteifigkeit (Rammbarkeit) wird mindestens die Spundbohle AZ 14-700 gewählt.
- Da die Außenwände des Sperrwerks gegen die Spundwand betoniert werden, muss die maximale Durchbiegung der Spundwand planerisch berücksichtigt werden. Das Maß der

Spundwandverformung muss bei der Bemessung der Stahlbetonwand berücksichtigt werden, d.h. die Wanddicke muss entsprechend rechnerisch abgemindert werden.

- Es wird davon ausgegangen, dass maximal eine außergewöhnliche Einwirkung (Treibgutstoß, Welle, Eis) gleichzeitig mit Hochwasser (HW) auftreten kann.
- Der Bemessungshochwasserstand (+10,60 m NHN) wird in Kombination mit einer außergewöhnlichen Belastung nicht untersucht.

Hamburg, 3. Dezember 2021

gez. Cerek