
Inhaltsverzeichnis

	Seite
Anlagenverzeichnis.....	III
Tabellenverzeichnis	III
Abbildungsverzeichnis	III
Abkürzungsverzeichnis	IV
1 Veranlassung und Zielstellung	1
2 Planungsgrundlagen.....	2
2.1 vorliegende Planungsgrundlagen	2
2.2 Normen, Vorschriften und Literaturangaben	2
3 Bestehende Verhältnisse und Randbedingungen	4
3.1 Geologische Verhältnisse.....	4
3.1.1 Allgemeine Baugrundbeschreibung.....	4
3.1.2 Gründungsempfehlung Durchlassbauwerk.....	5
3.1.3 Grundwasserverhältnisse.....	6
4 Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	7
4.1 äußere Standsicherheit - Geotechnische Nachweise	7
4.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS: Ultimate Limit State).....	7
4.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS: Serviceability Limite State) ...	7
4.1.3 Programmintern geführte geotechnische Nachweise.....	7
4.1.4 weiterführende geotechnische Nachweise	8
5 Stahlbetonbauwerke nach DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1/NA	8
5.1 Tragsicherheitsnachweise der inneren Standsicherheit.....	8
5.2 Gebrauchstauglichkeitsnachweise	9
5.3 Konstruktive Mindestanforderungen	9
5.3.1 Mindestbetondeckung nach ZTV-W LB 215	9
5.3.2 Mindestbewehrung.....	10
5.3.3 Höchstbewehrung	11
6 Teil II Ingenieurbauwerke - Durchlassbauwerk	12
6.1 Beschreibung des geplanten Bauwerkes.....	12
6.2 Ableitung und Festlegung von Bemessungsgrundlagen	12
6.3 Baustoffe/Materialparameter	13

	Seite
7	Pos. 1.1: Tragfähigkeit u. Gebrauchstauglichkeit DLBW-Fahrpl.-platte ...16
7.1	Modellbildung/Positionsplan 16
7.2	Einwirkungen und Bemessungszustände 16
7.2.1	Ständige Einwirkungen..... 16
7.2.2	Veränderliche Einwirkungen..... 17
7.2.3	Windbeanspruchung 22
7.3	Lastfallkombinationen..... 23
7.4	Ermüdungsnachweis 23
7.5	Verformung 25
7.6	Erforderliche Bewehrung..... 26
7.6.1	Fahrpl.-platte 26
7.6.2	Kappenanschluss..... 26
7.7	Lager..... 27
8	Pos. 1.2 Tragfähigkeit u. Gebrauchstauglichkeit Durchlassbauwerk.....29
8.1	Modellbildung/Positionsplan 29
8.2	Einwirkungen und Bemessungszustände 29
8.2.1	Ständige Einwirkungen..... 29
8.2.2	Veränderliche Einwirkungen..... 30
8.3	Modellbildung..... 34
8.4	Nachweise der inneren Standsicherheit/Bewehrungswahl 34
8.5	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit 35
8.5.1	Verformungen/Überhöhungen/Fugen 35
8.5.2	Beschränkung der Rißbreiten..... 36
8.5.3	Erdstatische Nachweise 36
9	Pos. 1.3 Tragfähigkeit u. Gebrauchstauglichkeit Gabionenwände37
10	Pos. 2 Bediensteg38
10.1	Beschreibung des geplanten Bauwerkes..... 38
10.2	Baustoffe/Materialparameter 38
10.3	Einwirkungen und Bemessungszustände 39
10.4	Pos. 2.1 Tragfähigkeitsnachweis für den Überbau 41
10.5	Gebrauchstauglichkeit für den Überbau 41
10.6	Pos. 2.2 Tragfähigkeitsnachweis Widerlager 41

Anlagenverzeichnis

Anlage 1 Berechnungsausdruck Durchlassbauwerk inkl. Bediensteg

Tabellenverzeichnis

	Seite
Tab. 1: charakt. Berechnungskennwerte in Anlehnung an DIN 1055 gemäß [1]	5
Tab. 2: Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$	6
Tab. 3: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen inneren Standsicherheit	9
Tab. 4: Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften	9
Tab. 5: Expositionsklassen und betontechnische Mindestanforderungen DLBW	13
Tab. 6: Positionsbezeichnung	16
Tab. 7: erforderliche Plattenbewehrung	26
Tab. 8: Auflagerlasten	27
Tab. 9: Positionsbezeichnung innerhalb des FE Modells	29
Tab. 10: Gewählte Bewehrung Durchlassbauwerk	35
Tab. 11: Gewählte Bewehrung Widerlager Bediensteg	42

Abbildungsverzeichnis

	Seite
Abb. 1: Verkehrsregelasten gemäß DIN 1072 für Brückenklassen 60/30	18
Abb. 2: Bewehrungsführung Betongelenk (Auflagerausbildung)	28
Abb. 3: angenommener Temperaturverlauf Seitenwand und Bodenplatte	33

Abkürzungsverzeichnis

AG	Auftraggeber
ARGE	Arbeitsgemeinschaft Ingenieurbüro Klemm & Hensen GmbH / Böger + Jäckle & Partner Ingenieurgesellschaft mbH
BHQ	Bemessungshochwasserabfluss gemäß DIN 19700:2004-07
BK	Brückenklasse
BS	Bemessungssituation
HRB	Hochwasserrückhaltebecken
HQ(T)	Hochwasserabfluss (bestimmter Jährlichkeit)
HWE	Hochwasserentlastungsanlage
HWSK	Hochwasserschutzkonzept
i.A.	in Anlehnung
LF	Lastfall
NHN	Normalhöhennull
TSB	Teilsicherheitsbeiwert
TWB	Tragwiderstandsbedingung

Erläuterungsbericht

1 Veranlassung und Zielstellung

Nach dem teilweise verheerenden Hochwasserereignis im August 2002 und 2013 wurde durch das Bundesministerium das Gesetz zur Verbesserung des Vorbeugenden Hochwasserschutzes verabschiedet. Darin wird die verbindliche Aufstellung von flussgebietsbezogenen Hochwasserschutzplänen mit der Entwicklung eines Hochwasserschutzkonzeptes festgeschrieben und von den Stadtverwaltung Hainichen in Auftrag gegeben. Dieses Hochwasserschutzkonzept sieht die Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens (HWRB) an der Kleinen Striegis oberhalb von Hainichen OT Berthelsdorf vor. Die Planung erfolgt durch die ICL Ingenieur Consult GmbH und sieht einen Absperrdamm mit Untergrundabdichtung und einer Hochwasserentlastung vor, welches mit Hilfe eines Durchlassbauwerkes kontrolliert das Wasser der Striegis in den Unterlauf abgibt. Auf der Dammkrone verläuft der Betriebsweg als Zuwegung zum Durchlassbauwerk und für die allgemeine Bauwerksunterhaltung. Im Gewässerunterlauf wird ein Messpegel eingerichtet.

2 Planungsgrundlagen

2.1 vorliegende Planungsgrundlagen

- [1] Geotechnischer Bericht – Stufe Hauptuntersuchung nach DIN EN 1997-2, Bauvorhaben: Neubau eines Hochwasserrückhaltebeckens an der kleinen Striegis südlich des Ortsteils Berthelsdorf der Stadt Hainichen mit dem Absperrdamm bei Fluss-km 14+694, aufgestellt durch analytec Dr. Steinau – Ingenieurgesellschaft für Baugrund, Geophysik und Umweltengineering mbH, Chemnitz-Mittelsbach den 15.09.2016
- [2] Objektplanung zum Bauvorhaben: Neubau eines Hochwasserrückhaltebeckens an der kleinen Striegis südlich des Ortsteils Berthelsdorf der Stadt Hainichen mit dem Absperrdamm bei Fluss-km 14+694, aufgestellt durch ICL Ingenieur Consult GmbH im Mai 2017

2.2 Normen, Vorschriften und Literaturangaben

- [3] DIN EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichte, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC: 2009, Dezember 2010
- [4] DIN EN 1991-1-4: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005+A1:2010+AC:2010, Dezember 2010
- [5] DIN EN 1991-1-4NA: Nationaler Anhang – Nationale festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Dezember 2010
- [6] DIN EN 1992-1-1: 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 + AC:2010, Januar 2011
- [7] DIN EN 1992-4/NA: Nationaler Anhang – Nationale festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Januar 2011
- [8] DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten,

- [9] Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-3:2005 + AC:2009, Dezember 2010
- [10] DIN EN 1993-1-1/NA: Nationaler Anhang – Nationale festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Dezember 2010
- [11] DIN EN 1997-1:E:urocode 7: Entwurf, Berechnungen und Bemessungen in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln, Deutsche Fassung EN 1997-1:2004+AC 2009, September 2009
- [12] DIN EN 1997-1/NA: Nationaler Anhang – Nationale festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnungen und Bemessungen in der Geotechnik – Teil 1 Allgemeine Regeln, Dezember 2010
- [13] Bautabellen für Ingenieure, 21 .Auflage Klaus-Jürgen - Schneider, Werner Verlag 2014
- [14] DIN 4123: 2013-04 – Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude, Beuth Verlag 2013
- [15] DIN 4124: 2012-01 Baugruben und Gräben, Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten, Beuth Verlag 2012
- [16] DIN 1054: 2010-12: Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2009-9, Eurocode7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Beuth Verlag 2010
- [17] DIN 1055-2:2010-09: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Bodenkenngrößen, Beuth Verlag 2010
- [18] DIN EN 1998-5:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte, Beuth Verlag 1998
- [19] DIN EN 12715: 2000-10: Ausführungen von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Injektionen, Beuth Verlag 2000
- [20] 4 DIN 19700-10:2004-07 Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen beuth Verlag Juli 2004
- [21] DIN 19700-11:2004-07 Stauanlagen – Teil 11: Talsperren beuth Verlag Juli 2004
- [22] DIN 19700-12:2004-07 Stauanlagen – Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken beuth Verlag Juli 2004

[23] BAW Merkblatt - Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauteilen (MFZ, Herausgegeben von der Bundesanstalt für Wasserbau, 2011

3 Bestehende Verhältnisse und Randbedingungen

Schneelastzone

Hainichen liegt nordöstlich des Vorerzgebirges ca. 26 km nordöstlich von Chemnitz, 66 Kilometer südöstlich von Leipzig und 17 km nordwestlich von Freiberg in einer Höhe von ca. 300 m NHN und ist der Schneelastzone II zuzuordnen.

Windlastzone

Gemäß der Abbildung NA. A.1 in DIN EN 1991-1-4 NA ist der Standort Hainichen der Windlastzone II zuzuordnen.

Erdbebenzone

Die Ortslage Hainichen befindet sich nicht innerhalb eines erdbebengefährdeten Gebietes und ist somit keiner Erdbebenzone zugeordnet.

3.1 Geologische Verhältnisse

3.1.1 Allgemeine Baugrundbeschreibung

Das geplante Hochwasserrückhaltebecken befindet sich im Frankenger Zwischengebirge, zwischen dem Erzgebirge und dem Granulitgebirge liegt. Der Verlauf der Kleinen Striegis fällt in etwa in den nordwestlichen Randstörungen des Frankenger Zwischengebirges und dem Übergang zur Hainicher-Teilsenke der Vorerzgebirgsenke zusammen und weist teils komplizierte geologische und tektonische Verhältnisse auf. Welche sich jedoch nicht in den erfolgten geologischen Aufschlüssen widerspiegeln, welche im Rahmen der erfolgten Baugrunderkundung durchgeführt wurden. Im Allgemeinen wird unter der Bodendeckung überwiegend verfestigtes Sedimentgestein (z.B. quarzitischer Sandstein) und metamorphoses Gestein (z.B. Grauwacke, Kiesel und Allaunschiefer) erwartet. Diese Schichten werden von mehreren Meter mächtigen quaritären Bodenbildungen aus flächendeckenden Auelehmen und Flusskiesen überlagert.

Diese Sedimentgesteine werden als schwach steiniges Kies-Sand-Gemisch mit mittlerer bis hoher Lagerungsdichte beschrieben. Die angetroffenen Auesande bilden den Grundwasserleiter.

Tab. 1: charakt. Berechnungskennwerte in Anlehnung an DIN 1055 gemäß [1]

Nr.	Schicht/ Homogenbereich	Bodenkennwerte					
		Wichte	Wichte unter Auftrieb	wirksamer Reibungswinkel ¹⁾	wirksame Kohäsion	Durchlässigkeitsbeiwert (Wertebereich)	Steifezahl
		γ [kN/m ³]	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	k_f [m/s]	E_s [MN/m ²]
1	Oberboden	15	5	30	2	1*10 ⁻⁶ bis 1*10 ⁻⁵	-
2	Lehmböden, mind. steif, UL/TL-UM	20	10	25	5	1*10 ⁻⁸ bis 1*10 ⁻⁶	5
3	Hangsedimente GU/GU*-SU/SU*	20	11	33	0	1*10 ⁻⁶ bis 5*10 ⁻⁵	20
4	Auesand SU-GU*	19	9	30	0	1*10 ⁻⁶ bis 5*10 ⁻⁵	10
	Flusskies GU-GU*	21	11	35	0	1*10 ⁻⁵ bis 1*10 ⁻⁴	35
	Verwitterungsersatz GU/GU*-SU/SU*[Vv]	20	10	35	5	1*10 ⁻⁷ bis 1*10 ⁻⁵	20-40 (mit der tiefe zunehmend)
	Festgestein, stark verwittert	23	13	35	15 ²⁾	1*10 ⁻⁷ bis 1*10 ⁻⁵ Lokale Schwächezonen 5*10 ⁻⁵	100
	Festgesteine, mäßig verwittert	24	14	40	20 ²⁾	1*10 ⁻⁷ bis 2*10 ⁻⁵	200

1) Die Maximalwerte, z.B. maßgebend für die Ermittlung von Geräteparametern (Bohrungen etc.), können um ca. 5°höher liegen

2) Modellannahme/Rechenwert Baugrundmodell, auf Klufflächen gilt für Einzelnachweise $c' = 0$

3.1.2 Gründungsempfehlung Durchlassbauwerk

Das geplante Durchlassbauwerk mit geplanter Flachgründung kann im Verwitterungsersatz der anstehenden Sedimentgesteine erfolgen. Lokal anstehende Flusskiese und Zersatzmaterial können bei fachgerechter Nachverdichtung und ausrei-

chender Wasserfreiheit im Gründungsbereich verbleiben. Lehmige und ggf. abweichendes Ablagerungsmaterial sind gegen geeignetes Material auszutauschen. Für erforderlichen Nachverdichtungsmaßnahmen und Materialaustausch sind ggf. Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich. Die Gründungsebene befindet sich nach derzeitigem Kenntnisstand nicht im Bereich von Festgesteinen. Lokal sind Zersatzprodukte es Festgestein jedoch nicht auszuschließen.

Im vorliegenden Baugrundgutachten wurden sowohl Aussagen für die Gründung auf Streifenfundamenten als auch für eine Flächengründung getroffen. Für das Durchlassbauwerke wurde bei einem zulässigen Sohldruck von 200 kN/m² die mittlere Bettungszahl $k_{s,m} = 10 \text{ MN/m}^3$ angegeben. Für Streifenfundamente wie z.B. die geplanten Gabionenwände oder die Widerlager des Bediensteiges wird je nach Einbindetiefe folgender Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ angegeben.

Tab. 2: Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$

kleinste Einbindetiefe des Fundamentes [m]	Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²] mit Breiten b bzw. b' von 0,5 bis 2m
0,5	310
1	390
1,5	460
2	520

3.1.3 Grundwasserverhältnisse

In den Talauen der Kleinen Striegis existieren zwei Grundwasserstockwerke, wobei der erste Grundwasserleiter (Porengrundwasserleiter) durch ca. 3,00 m mächtigen die Sande und Kiese gebildet wird. Der zweite Grundwasserleiter wird vorwiegend als Kluftgrundwasserleiter charakterisiert.

Der Grundwasserstand korrespondiert mit dem quartären Grundwasserhorizont und ist je nach Lage als mehr oder weniger gespannt zu bezeichnen. Der Bemessungswasserstand ist daher entsprechend den maßgebenden Höchstwasserständen der Vorflut anzusetzen.

4 Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

4.1 äußere Standsicherheit - Geotechnische Nachweise

4.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS: Ultimate Limit State)

EQU: Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder des Baugrundes als starrer Körper, bei dem Festigkeit weder im Bauwerk noch im Boden entscheidend ist. (Kippsicherheit)

STR: Sehr große Verformungen oder **Bruch des Bauwerks** oder konstruktiver Elemente einschließlich Fundamente, Pfähle usw., bei dem die Festigkeit des Materials entscheidend ist.

GEO: Sehr große **Verformungen oder Bruch** im Baugrund, bei dem die Festigkeit des Baugrunds entscheidend ist.

GEO-2: Verfahren mit faktorisierten Einwirkungen und Widerständen (Gleitnachweis Boden-Bauteil, Nachweis der Grundbruchsicherheit, Nachweis Sohldruck)

GEO-3: Verfahren mit faktorisierten Scherparametern (Geländebruch)

UPL: Gleichgewichtsverlust des Bauwerkes oder des Baugrundes infolge Auftrieb oder anderer Vertikalkräfte.

HYD: Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden infolge von hydraulischen Gradienten.

4.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS: Serviceability Limite State)

- Nachweis der zul. Lage der Sohldruckresultierenden (1. Kernweite)
- Begrenzung der zulässigen Setzungen

4.1.3 Programmintern geführte geotechnische Nachweise

Für das Durchlassbauwerk erfolgt der Nachweis der zulässigen Sohlpressung nach dem Bettungsmodulverfahren. Darüber erfolgt auch der Nachweis der Begrenzung der Setzungen. Weitere geotechnische Nachweise für das Durchlassbauwerk werden auf Grund des hohen Eigengewichtes des Bauwerks und der flächigen Gründung nicht maßgebend und werden nicht weiter untersucht. Die Gabionenwände werden auf der

Sohlplatte des Durchlassbauwerkes abgesetzt, so dass ein expliziter Nachweis der zulässigen Sohlpressung entfallen kann.

Das verwendete EDV Programm zur Berechnung der Gabionenwände und der Widerlagerwände des Bediensteiges führt standardmäßig die folgenden Nachweise:

Grenzzustand der Tragfähigkeit

- Nachweis der zul. Lage der Sohldruckresultierenden (EQU)
- Nachweis der Gleitsicherheit (GEO-2)
- Nachweis der Grundbruchsicherheit (GEO-2)
- Nachweis der Geländebruchsicherheit (GEO-3)
- Nachweis zulässiger Sohldruck (GEO-2)

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

- Nachweis der zul. Lage der Sohldruckresultierenden

4.1.4 weiterführende geotechnische Nachweise

Setzungen

Gemäß dem vorliegenden Baugrundgutachten bei einer Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren bzw. bei Begrenzung der zulässigen Sohlpressung auf 200 kN/m² werden gemäß Baugrundgutachten Setzungen bis max. 2 cm erwartet.

5 Stahlbetonbauwerke nach DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1/NA

5.1 Tragsicherheitsnachweise der inneren Standsicherheit

Folgende Nachweise müssen erfüllt werden:

- Biegebemessung
- Querkraftbemessung

Für die Nachweise sind folgende Teilsicherheitsbeiwerte zu verwenden:

Tab. 3: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen inneren Standsicherheit

	ständige Einwirkung (G_k) γ_G	veränderliche Einwirkung (Q_k) γ_Q
günstige Auswirkung	1,00	0,00
ungünstige Auswirkung	1,35	1,50

Tab. 4: Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften

	Beton γ_c	Betonstahl γ_s
Grundkombination	1,50	1,15
außergewöhnliche Kombination	1,30	1,00

Folgendes Nachweisformat ist einzuhalten:

Bemessungswert der Beanspruchung $E_d \leq R_d$ Bemessungswert des Tragwiderstandes.

5.2 Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Folgende Nachweise müssen erfüllt werden:

- Begrenzung der Spannungen
- Begrenzung der Rissbreiten
- Einhaltung der Mindestbewehrung

Die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen erfolgt in der Regel mit charakt. Werten.

Das EDV Programm führt auf Grundlage der DIN EN 1992-1 - Allgemeine Tragwerke die genannten Nachweise zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit durch. Die Begrenzung der Rissbreiten infolge frühem Zwang erfolgt durch eine ergänzende Berechnung getrennt für die Sohlplatte/Wandfuß und die aufgehenden Wände mit einer zusätzlichen Programmkomponente (S 054 Rissbreitenbegrenzung nach WU-Richtlinie).

5.3 Konstruktive Mindestanforderungen

5.3.1 Mindestbetondeckung nach ZTV-W LB 215

Entsprechend ZTV-W; LB 215, Abschn. 6.3 ist zur Sicherstellung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit eine Mindestbetondeckung von 50 mm erforderlich. Das Vorhaltemaß

beträgt 10 mm. Die Mindestbetondeckung auf Grundlage der Expositionsklassen ist dem Abschnitt 6.3 zu entnehmen.

5.3.2 Mindestbewehrung

Die Anordnung von Mindestbewehrung erfolgt zur Vermeidung unangekündigten Versagens und breiter Risse sowie zur Aufnahme von Zwangsschnittgrößen.

Gemäß DIN EN 1992-1-1 Abschnitt 9.2.1.1 bzw. Abschnitt 9.2.2 ist die Mindestbewehrung für Platten und Balken einzulegen.

Mindestlängsbewehrung

Die Mindestbewehrung zur Sicherstellung duktilen Bauteilverhaltens ist für das Rissmoment mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} und einer Stahlspannung $\sigma_s = f_{yk}$ nach folgender Gleichung zu berechnen.

$$A_{s1,min} = \left(\frac{M_{s1,cr}}{z} + N \right) \cdot \frac{1}{f_{yk}}$$

Die Mindestlängsbewehrung wird programmintern berücksichtigt.

Mindestquerkraftbewehrung

Wenn die auftretenden Bemessungsquerkräfte V_{Ed} den Bemessungswiderstand $V_{Rd,c}$ (ohne Querkraftbewehrung) nicht überschreiten und $b/h > 5$ (Platte) eingehalten ist, darf auf eine Mindestquerkraftbewehrung verzichtet werden. Das geometrische Kriterium ist für die Flügelwände des Durchlassbauwerkes und für die Widerlagerwände inkl. Fundamentfuß des Bediensteiges eingehalten. Auf die Ermittlung der Mindestquerkraftbewehrung wird bei diesen Bauteilen daher verzichtet.

Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreiten infolge Hydratationszwang

Die rechnerisch zulässige Rissbreite wird gemäß DIN EN 1992 mit $w = 0,30$ mm angegeben.

Zur Beschränkung der Rissbreiten in Folge von frühem Zwang wird ein Beton gewählt, dessen Betonzugfestigkeit f_{cteff} nach 5 Tagen höchstens 50% der mittleren Zugfestigkeit

$f_{ctm,28,df}$ erreicht. Die Nachweise erfolgen mit einer effektiven Betonzugfestigkeit von $f_{cteff} = 0,5 \cdot f_{ct28df}$.

Der Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten erfolgt für den frühen Zwang aus Hydratation und für die aufgehenden Wände zusätzlich für die Temperaturdifferenz zwischen Bodenplatte und Wand nach DAfStb Heft 466 mit dem EDV Programm mb Baustatik S 054. Der Nachweis wird für diese Bauteile auf die Begrenzung der Rissbreiten in Folge des Hydratationszwangs beschränkt.

5.3.3 Höchstbewehrung

Die Querschnittsflächen aus Druck- und Zugbewehrung sind auf $a_{s,max} = 0,008 A_c$ zu beschränken.

6 Teil II Ingenieurbauwerke - Durchlassbauwerk

6.1 Beschreibung des geplanten Bauwerkes

Das Durchlassbauwerk wird auf einer durchgehenden Bodenplatte von 51,76 m Länge und einer Breite von 10,15 m im Bereich der Sperrwand ($d=0,50\text{m}$) ausgebildet. Die Bodenplatte ($d=1,50\text{ m}$) folgt den aufgeweiteten Flügelwänden ($d=1,00\text{m}$), welche in Anpassung an die Dammgeometrie mit Längen von 10,75 m und 14,10 m ausgeführt werden, so dass die Bodenplatte eine maximale Breite von 17,50 m bzw. 19,86 m aufweist. Den Flügelwänden schließen sich beidseitig Gabionenwände zur Böschungssicherung an, die ebenfalls auf der Sohlplatte gegründet werden. Die Gabionenwände werden aus 6 Elementen $1,00 \times 1,00\text{ m}$ und einem Element $1,00 \times 0,50$ mit einem Neigungswinkel von $10,5^\circ$ hergestellt.

Die Tauchwand ($b=0,50\text{ m}$) wird zwischen den Flügelwänden und dem Anströmpfeiler errichtet. Der Anströmpfeiler wird in einer Länge von 11,50 m und einer Breite von 1,50 m hergestellt und teilt den Gewässerquerschnitt in das Hauptgerinne ($b_{\min} = 4,00\text{ m}$) und eine Hochwasserentlastung ($b_{\min}=2,50\text{ m}$), welche beide mit Steuerungseinrichtungen in Form von gesteuerten Plattenschiebern versehen sind. Zusätzlich werden redundante Verschlussorgane in Form von Dammbalkenverschlüssen vorgesehen, die bei Bedarf in die geplanten Dammbalkennischen in den Flügelwänden und dem Anströmpfeiler eingebracht werden können.

Das Durchlassbauwerk kreuzt den Absperrdamm und damit auch den Wirtschaftsweg. Zur Überführung des Wirtschaftsweges wird eine Überfahrt in Stahlbetonbauweise geplant. Die Fahrbahnbreite ergibt sich in Fortführung des Betriebsweges mit einer Breite von 3,50 m und wird als Zweifeldplatte gelenkig auf den Flügelwänden und dem Anströmpfeiler aufgelagert. Die Fahrbahnplatte wird beidseitig mit Kappen nach RIZ ING KAP 6 mit einer Breite von 0,75 m und mit einem Füllstabgeländer nach RIZ ING GEL 4 ausgestattet. Die Flügelwände des Durchlassbauwerkes erhalten als Absturzsicherung ein Holmgeländer nach RIZ ING GEL 3. Die Geländer werden jeweils nach RIZ ING GEL 7 mit aufgedübelten Ankerplatten befestigt.

6.2 Ableitung und Festlegung von Bemessungsgrundlagen

Für das Durchlassbauwerk wird die ZTV-W als Bemessungsgrundlage festgelegt. Für die Überfahrt sind zusätzlich Nachweise nach DIN EN 1992-2 zu erbringen.

Gemäß DIN EN 1992-2 erfolgt die Einteilung der Brücke in die Anforderungsklasse D.

Anforderungen

Verkehrskategorie:	4
Anzahl der Fahrstreifen:	1
Anzahl LKW pro Jahr je LKW Fahrstreifen:	$N_{\text{obs}} = 0,05 \cdot 10^6$
Anforderungsklasse Überbau:	längs/Quer D/D

6.3 Baustoffe/Materialparameter

Beton

Expositionsklassen:

Für das zu errichtende Bauwerk werden die jeweils ungünstigsten Umgebungsbedingungen zur Festlegung der Expositionsklassen und der Betonfestigkeit zu Grunde gelegt.

Tab. 5: Expositionsklassen und betontechnische Mindestanforderungen DLBW

	Wehrpfeiler			Flügelwände			Gründungsbauteile /Wandfuß/ Toßbecken			Überfahrt Überbauplatte		
	-	f _{ck}	C _{min,dur}	-	f _{ck}	C _{min,dur}	-	f _{ck}	C _{min,dur}	-	f _{ck}	C _{min,dur}
Karbonatisierung	XC 4	25/30	25	XC 2	20/25	20	XC2	20/25	20	XC4	25/30	25
Frostangriff	XF3 ²⁾	25/30 (LP)/35/45 ₁₎	-	XF3	25/30 (LP)/35/45 ₁₎	-	XF3	25/30 (LP)/35/45 ₁₎	-	XF1	C25/30	-
Betonkorrosion durch chemischen Angriff	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Bewehrungskorrosion durch Chloride	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung	XM1	30/37	-	XM1	30/37	-	XM1	30/37	-	-	-	-

	Wehrpfeiler			Flügelwände			Gründungsbauteile /Wandfuß/ Toßbecken			Überfahrt Überbauplatte		
	-	f_{ck}	$c_{min,dur}$	-	f_{ck}	$c_{min,dur}$	-	f_{ck}	$c_{min,dur}$	-	f_{ck}	$c_{min,dur}$
chung												
Alkali-Kieselsäure	WF	-	-	WF	-	-	WF	-	-	WF	-	-

1) Bei massigen Bauteilen eine Festigkeitsklasse niedriger

2) gem. ZTV-W LB 215 als LP Beton ausführen

Es erfolgt eine einheitliche Betonauswahl für alle Massivbauwerke. Unter Berücksichtigung der Expositionsklassen wird Beton C30/37 (LP) XC4, XF3, XM1, WA gewählt. (Hinweis: Gemäß ZTV-W LB 215 ist für massige Bauteile die Verwendung von LH-Zementen vorgeschrieben.)

Für die Fahrbahnplatte der Überfahrt werden abweichend von der DIN EN 1992-2 die erhöhten Anforderungen für Wasserbauwerke der ZTV-W zu Grunde gelegt. Eine Tausalzbeanspruchung für die Fahrbahnplatte wird auf Grund der geringen Frequentierung mit Fahrzeugverkehr als gering eingestuft.

Die Kappen der Überfahrt werden gemäß DIN EN 1992-2 hergestellt aus Beton C 25/30 (LP) XC4, XD3, XF4, WA mit einer Betondeckung $c_{nom} = 5,0$ cm.

Betondeckung:

Gemäß den Anforderungen der ZTV-W LB 215 Abschnitt 4.4 an eine erhöhte Dauerhaftigkeit von Ingenieurbauwerken im Wasserbau wird abweichend von den in Tab. 5 dargestellten Mindestanforderungen gemäß DIN EN 1992 die Mindestbetondeckung auf $c_{min} = 50$ mm und das Vorhaltemaß auf $c_{dev} = 10$ mm festgelegt.

Betonstahl

B 500B (gemäß ZTV-W LB 215 bzw. DIN 488)

Streckgrenze: $\sigma_s = 500$ N/mm²

Elastizitätsmodul: $E = 210\ 000$ N/mm²

Rissbreitenbegrenzung:

Der Rechenwert für die maximal zulässige Rissbreite wird gemäß DIN EN 1992-1 [6] mit $w_k = 0,30$ mm angegeben.

Für die Fahrbahnplatte der Überfahrt sind die Anforderungen nach DIN EN 1992-2 zu berücksichtigen. Für den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung in Brückenlängsrichtung ist unter der häufigen Einwirkungskombination der Rechenwert der Rissbreite $w_k = 0,2$ mm anzusetzen.

Achsabstand der Bewehrung (für alle Bauteile zu berücksichtigen)

x-Richtung (vertikal) $d = c_{nom} + d_{sw} + d_s/2 = 60\text{mm} + 12\text{mm} + 12\text{mm}/2 = 78\text{mm}$

y-Richtung (horizontal) $d = c_{nom} + d_{sw}/2 = 60\text{mm} + 12\text{mm}/2 = 66\text{mm}$

7 Pos. 1.1: Tragfähigkeit u. Gebrauchstauglichkeit DLBW-Fahrb.-platte

7.1 Modellbildung/Positionsplan

Der gesamt Brückenüberbau wird im Programm MircoFE Version 2016.08 komplett modelliert. Das Längsgefälle des Überbaus wird vernachlässigt. Die abnehmende Plattendicke infolge des Dachprofils wird nicht berücksichtigt.

Die beidseitig angeordneten Wirtschaftswegkappen werden als Linienlasten berücksichtigt.

Hinsichtlich der Positionsbezeichnungen wurden in MircoFE folgende Abkürzungen gewählt:

Tab. 6: Positionsbezeichnung

Bauteil	Bezeichnung im FE-Modell
Überbau-Platte	F-1
Linienlager	LIRB-1 Achse 10 (Betongelenk) LIRB-2 Achse 30 (Betongelenk) LIBR-3 Achse 20

7.2 Einwirkungen und Bemessungszustände

Die Herleitung der allgemeinen Einwirkungen, Teilsicherheitsbewerte und die zugehörigen Lastfallkombinationen sind im Lastenheft ausführlich dargestellt. Darin enthaltenen Angaben werden an dieser Stelle daher auf ein Mindestmaß beschränkt und für detaillierte Angaben auf das Lastenheft verwiesen.

7.2.1 Ständige Einwirkungen

Fahrbahnplatte

Asphaltdeckschicht	$24 * 0,04$	= 0,96
Asphaltschutzschicht	$24 * 0,035$	= 0,84
Dichtung:	$24 \text{ kN/m}^3 * 0,005$	= 0,12 kN/m ²
Mehreinbau:		= 0,50 kN/m ²
Aufbeton:	$20 \text{ kN/m}^3 * 0,30$	= 6 kN/m ²
Summe		= 8,42 kN/m²

Kappeneigengewicht

$$g_k = 6,25 \text{ kN/m}$$

$$m_k = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 0,125 \text{ m} +$$

$$0,75 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot (0,75/2 - 0,25) = 0,78 \text{ KNm/m}$$

7.2.2 Veränderliche Einwirkungen

Verkehrslasten

Die Verkehrslasten werden auf Grund der geringen Frequentierung der Überfahrt nicht mit dem klassischen Lastansatz nach DIN EN 1991-2 sondern über Ziellasten in Anlehnung an DIN 1072 für die BK 60 ermittelt und im Sinne der DIN EN 1991-2 als Sonderfahrzeug betrachtet. Darüberhinausgehende Bemessungsansätze werden entsprechend der DIN 1991-2 berücksichtigt.

Rechnerische Fahrstreifen

Fahrbahnbreite: $w = 3,50 \text{ m}$

Rechnerische Fahrstreifenbreite: $3,00 \text{ m}$ (Hauptspur)

Restfläche: $0,50 \text{ m}$

Die Bemessungslasten beinhalten eine Anpassungsfaktor α . Dieser richtet sich nach der Straßenklasse bzw. Der zu erwartenden Verkehrszusammensetzung. Hier gilt:

Fahrstreifen 1 $\alpha_{Q1} = 1$

$$\alpha_{q1} = 1,33$$

Restfläche $\alpha_{Q1} = 1,2$

gleichmäßig verteilte Flächenlast (DIN 1072):

Fahrstreifen 1 $q_{sk} = 5 \text{ kN/m}^2$

Restfläche $q_{sk} = 3 \text{ kN/m}^2$

Ersatzfahrzeug SLW 60:

Die Berücksichtigung der Radlasten für das Ersatzfahrzeug des SLW 60 erfolgt unter Berücksichtigung des Lastausbreitungswinkels von 45° bis zur Achse der Fahrbahnplatte.

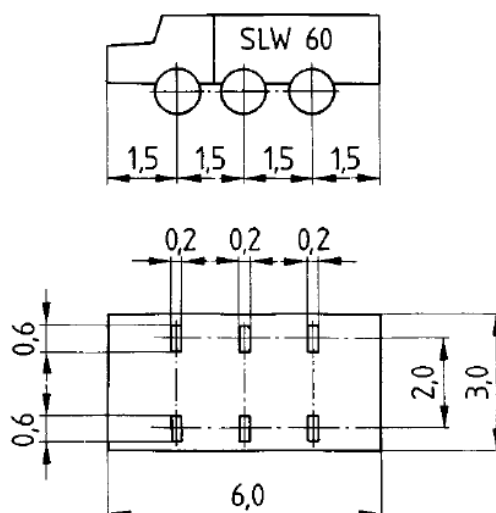
Verteilung der Einzellast:

Plattendicke $d_{\text{Platte}} = 52 \text{ cm}$
(durch das Berechnungsprogramm berücksichtigt)

Belagdicke $d_{\text{Belag}} = 8 \text{ cm}$

Kantenlänge $a_1 = 1,02 \text{ m}, b = 0,62 \text{ m}$

Achslast:
$$q_k = \frac{Q_k}{A} = \frac{100 \text{ kN}}{1,02 \text{ m} \cdot 0,62 \text{ m}} = 158,13 \text{ kN/m}^2$$



Gesamtlast: 600 kN
Radlast: 100 kN
Ersatzflächenlast: $p' = 33,3 \text{ kN/m}^2$

Abb. 1: Verkehrsregelasten gemäß DIN 1072 für Brückenspannen 60/30

Einwirkungen auf Kappen

Reguläre Verkehrslasten auf den Kappen sind nicht zu berücksichtigen, da auf Grund der Geländerkonstruktion weder Fußgänger- noch Fahrzeugverkehr möglich ist. Auch wird auf die Berücksichtigung einer abirrenden Radlast nach LM 2 verzichtet, da die Wirtschaftswegkappe nicht über eine Ausreichend Breite verfügt, um die vollständige Aufstandsfläche für Rad zu gewährleisten.

Einwirkungen auf Geländer

An der Oberkante Geländer ist horizontal nach außen eine Linienlast von 0,8 kN/m zu berücksichtigen. Die Geländerhöhe beträgt 1,10 m ab Oberkante Kappe. (Geländerhöhen von 1,20 m für Radverkehr werden nicht berücksichtigt, da der Wirtschaftsweg nicht gleichzeitig als Radweg ausgewiesen ist und eventuelle Radfahrer auf der Fahrbahn fahren und somit die Mindesthöhe zur Absturzsicherung durch das Geländer zzgl. Kappe erreicht wird.)

Die horizontale Linienlast an Oberkante Geländer (DIN EN 1991-2, Abschnitt 4.2 Anmerkung 2) wird auf Grund der geringen Frequentierung mit Fußgängern als Dienstweg eingestuft und mit

$$q_{2,k} = 0,8 \text{ kN/m}$$

$$m_{2,k} = 0,8 \text{ kN/m} * (1,10 + 0,55/2) = 1,1 \text{ kNm/m}$$

bemessen. Die Berücksichtigung von Verkehrslasten auf das Geländer erfolgt ausschließlich im lokalen Verankerungsnachweis für die Geländerbefestigung.

Verkehrsregellasten aus Bauwerkshinterfüllung

Für die Verkehrsregellasten auf Bauwerkshinterfüllungen wird analog zu den allgemeinen Verkehrslasten eine Ersatzflächenlast von 33,33 kN/m² (siehe Abb. 1 berücksichtigt. Die Berücksichtigung erfolgt im Rahmen der Erddruckberechnungen für die Bemessung des Durchlassbauwerkes.

Ermüdungslastmodell LM 3

Verteilung der Einzellast:

Plattendicke $d_{\text{Platte}} = 57,5 \text{ cm}$

Belagdicke $d_{\text{Belag}} = 8 \text{ cm}$

Kantenlänge $a = 0,48 \text{ m}$

Achslast:
$$q_k = \frac{Q_k}{A} = \frac{60 \text{ kN}}{0,48 \text{ m} \cdot 0,48 \text{ m}} = 107,14 \text{ kN/m}^2$$

Baustellenverkehr

Derzeit ist kein Baugrubenverbau geplant. Wenn die weitere Planung einen Baugrubenverbau vorsieht, so sind die Einwirkungen gemäß den eingesetzten Baugeräten nach EAB EB 57 festzulegen.

Bremsen und Anfahren

Die Bremslasten Q_{lk} sind in Längsrichtung in Höhe des fertigen Belages wirkend anzunehmen.

Der für die gesamte Brückenbreite auf 900 kN begrenzte charakteristische Wert Q_{lk} ist anteilig zu den maximalen vertikalen Lasten des in Fahrstreifen 1 vorgesehenen Lastmodells wie folgt festgelegt.

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1,00 \cdot (600 \text{ kN}) + 0,10 \cdot 1,33 \cdot 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \cdot 9 \text{ m}$$

$$Q_{lk} = 377,96 \text{ kN} > 180 \cdot \alpha_{Q1} = 180 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

$$\text{äquivalente Linienlast: } q_{lk} = 377,96 \text{ kN} / (9 \text{ m}) = 42 \text{ kN/m}$$

Zentrifugallasten

Für $r > 1500 \text{ m}$ sind keine Zentrifugallasten zu berücksichtigen.

Temperaturbeanspruchungen

Brückenbauwerke sind täglichen und jahreszeitlichen klimatischen Schwankungen ausgesetzt. Diese werden im Allgemeinen in einen konstanten Temperaturanteil, einen linear veränderlichen Temperaturanteil in (z- und y-Richtung) sowie einen nicht linearen Temperaturanteil aufgeteilt. Dieser unterschiedlichen Anteile führen zu verschiedenen Spannungszuständen welche abhängig von der Auflagerung der Brücke und der Bauteildicke einen Einfluss auf die erforderliche Bewehrungsmenge zur Begrenzung der Rissbreiten haben.

Temperatur – Gruppe 3 (Betonstraßenbrücken)

Konstanter Temperaturanteil – charakteristische Werte

Auf Grund der Lagerung treten Zwängungen auf Grund der behinderten Längsausdehnung der Fahrbahnplatte auf. Die Aufstelltemperatur beträgt 10.

$T_{e,min}$	= -17 °C	Gruppe 3	Minim. konst. Temperaturanteil
$T_{e,max}$	= 37 °C	Gruppe 3	Maxim. konst. Temperaturanteil
T_0	= 10 °C		Aufstelltemperatur

Schwankungen des konstanten Temperaturanteils

$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0$	= -17K -10K = -27,00 K	Max. Schwankungen des neg. Temperaturanteils
$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0$	= 37K -10 K = 27,00 K	Min. Schwankungen des pos. Temperaturanteils

Der charakteristische Wert der linear veränderlichen Temperaturanteile ergibt sich unter mit einen $k_{sur} = 0,82$ zu:

$$\Delta T_M = 15 \text{ K} \cdot 0,82 = 12,30 \text{ K}$$

$$\Delta T_M = -8 \text{ K} \cdot 1,00 = -8,0 \text{ K}$$

Für den Bauzustand werden diese Werte nicht abgemindert so dass sich folgende Werte ergeben:

$$\Delta T_M = 15 \text{ K} \cdot 1,0 = 15 \text{ K}$$

$$\Delta T_M = -8 \text{ K} \cdot 1,0 = -8,0 \text{ K}$$

Es werden zwei Kombinationen bei gleichzeitiger wirkender konstanter und linear verteilter Temperaturlast untersucht. Die ungünstigere Kombination ist maßgebend.

Fall 1: $\omega_N \cdot \Delta T_N + \Delta T_M$

Fall 2: $\Delta T_N + \omega_M \cdot \Delta T_M$

Diese Lastfallkombinationen werden durch das Berechnungsprogramm automatisch berücksichtigt.

Einwirkungen aus dem linearen Temperaturunterschied verursachen keine Beanspruchungen des Überbaus, da sich der Überbau durch die Betongelenke frei verdrehen kann.

7.2.3 Windbeanspruchung

Die Höhe des Verkehrsbandes beträgt 2,0 m (DIN EN 1991-4)

b =	3,50 m	Gesamtbreite Überbau
d ₁ =	0,70 m	Höhe Überbau (min. UK bis OK Kappe)
d ₂ =	2,70 m	Höhe Überbau einschließlich Verkehrsband
z _{e1} =	9,2 m	Höhe der Windresultierenden über Gelände oder Mittelwasser
h _{Überbau} =	0,52 m	Im Mittel
b/d ₁ =	5	
b/d ₂ =	1,30	

Das Bauvorhaben befindet sich in der Windzone 2 im Binnenland. Nach Tab. NA.N.5 DIN 1991-1-4 ergeben sich.

b/d = 5,00 → W = 0,95 kN/m²

b/d = 1,30 W → 1,56

W = d₁ • w = 0,95 kN/m ohne Verkehr

W = d₂ • w = 4,10 kN/m mit Verkehr

Angreifendes Moment aus 2 m Verkehrsband

$$M_w = d_2 \cdot W \cdot (d_2/2m - h_{\text{Überbau}}/2)$$

$$M_w = 4,51 \text{ kNm/m}$$

Die Windkraftresultierende wird auf die Schwerachse Überbau entlang der Bauwerksachse angesetzt. Es wird nur die Windkraft mit Verkehrsband berücksichtigt.

7.3 Lastfallkombinationen

Siehe Lastenheft.

7.4 Ermüdungsnachweis

Der Ermüdungsnachweis wird nach DIN EN1992-2 programmintern unter Berücksichtigung der nachfolgend ermittelten Kennwerte geführt.

Ermüdung Betonstahl

Beiwerte:

$$k_2 = 9$$

$$\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*) = 175$$

Korrekturbeiwert λ_s

$$\varphi_{\text{fat}} = 1,20 \quad \text{Oberfläche mit geringer Rauigkeit}$$

$$\lambda_{s,1} = 1,16 \quad \text{nach Bild NN.2, Kurve 3b}$$

$$N_{\text{obs}} = 5,00 \cdot 10^4$$

$$\bar{Q} = 0,82 \quad \text{(Kurzstreckenverkehr nach Tabelle NN.1)}$$

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot \sqrt[.k_2]{N_{\text{obs}} / 2,0} = 0,544$$

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[.k_2]{N_{\text{year}} / 100} = 1,00$$

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs}}{N_{obs}}} = 1,00$$

$$\lambda_s = \phi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 0,758$$

Entsprechend DIN EN 1991-2 Abschnitt 4.6 wird vereinfachend der Faktor λ_s mit $\Delta\varphi=1,3$ erhöht.

Der Lastfaktor zur Berücksichtigung der Zwischenunterstützung wird gemäß NA.NN2 mit 1,40 angegeben.

Ermüdung Beton

Betonklasse C 30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \text{ mit } \alpha=0,85 \text{ und } \gamma_c=1,50$$

$$E_c = 28300 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_e = E_s / E_c = 7,07$$

$$\alpha_e \cdot \rho = a_e \cdot A_s / (b \cdot d) = 0,236 \rightarrow \mu_c = 0,204$$

$$\beta_c(t_0) = e^{s(1-\sqrt{28/t_0})} = 1,0 \text{ mit } t_0 = 28,00 \text{ d}$$

S = 0,25 für normalfesten Beton CEM 32,5R und CEM 42,5N

Erste zyklische Beanspruchung nach 28 Tagen.

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) / f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 \cdot 1 \cdot 17 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 12,72 \text{ N/mm}^2$$

7.5 Verformung

Die Bemessung erfolgt in den Lastgruppen gr 1 und gr 2 nach DIN EN 1991-2. Die Lastgruppe gr 3, gr4 und gr6 müssen für die Bemessung nicht berücksichtigt werden, da keine Gehbahn vorhanden ist und somit die Verkehrslast aus dem LM 1 maßgebend wird.

Die Verformungen werden für die seltene/charakteristische und die quasi-ständige Kombination ermittelt. Die erforderlichen Kombinationsbeiwerte sind DIN EN 1991-2 zu entnehmen. Es werden die Lastgruppe gr 1 und gr 2 untersucht, wobei für die gr 2 alle ψ -Beiwerte Null sind. Für die Gruppe gr 1 ergeben sich die folgenden Verformungen in Plattenmitte:

	w_k	ψ_0	ψ_2
Eigengewicht:	4 mm	-	
Verkehr (LM1):	6,0 mm	0,4	0,2

Infolge Wind ergeben sich keine Vertikalverformungen.

Seltene Kombination:

$$\sum w = w_{gk} + w_{pk} + w_{Qk1} + \sum \psi_{0i} \cdot w_{ki}$$

$$\sum w = 4 + 0,4 \cdot (6) = 6,4 \text{ mm}$$

Quasi-ständige Kombination:

$$\sum w = w_{gk} + w_{pk} + \sum \psi_{2i} \cdot w_{Qi}$$

$$\sum w = 4 + 0,2 \cdot (6) = 5,2 \text{ mm}$$

Die Durchbiegung in Feldmitte ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auf $l/300$ zu beschränken. Daraus ergibt sich eine maximal zulässige Durchbiegung $w_{k,zul.} = 5,05\text{m}/300 = 0,017 \text{ m} = 1,7 \text{ cm}$.

Nachweis

$$w_{k,vorh} = 0,62 \text{ cm bzw. } 0,52 \text{ cm} < w_{k,zul.} = 1,7 \text{ cm}$$

7.6 Erforderliche Bewehrung

7.6.1 Fahrbahnplatte

Unter den angegebenen Belastungssituationen wurde die maximal erforderliche Bewehrung ermittelt.

Tab. 7: erforderliche Plattenbewehrung

		Erforderliche Bewehrung [cm ² /m]	gewählte Bewehrung [cm ² /m]
Längsbewehrung Feld	asux	7,2	7,54 (∅ 12/15)
	asox	5,86	7,54 (∅ 12/15)
Längsbewehrung Auflagerbereich	asux	23,30	Zulagen zur Feldbewehrung 20,94 (∅ 20/15)
	asox	22,83	Zulagen zur Feldbewehrung 20,94 (∅ 20/15)
Querbewehrung	aruy	5,86	7,54 (∅ 12/15)
	aroy	7,99	7,54 (∅ 12/15)
Querkraftbewehrung	asw,max	11,61	15,08 (Bü ∅ 12/15.0)

Der Schal- und Bewehrungsplan ist Bestandteil der Ausführungsplanung und folgt in einer externen Unterlage.

7.6.2 Kappenanschluss

Die Kappen werden gemäß RIZ ING KAP 6 ausgeführt und die Bewehrung entsprechend den darin enthaltenen Angaben festgelegt.

Anschlussbewehrung (als Teil der Kragarmbewehrung): ∅12, a ≤ 40 cm

Kappenbewehrung:

Längs:

außen ∅10, a = 6,5 cm

Innen ∅10, a = 11,5 cm

Quer: ∅10, a = 20 cm

7.7 Lager

Auf Grund der geringen Spannweite, wurde für die Randauflagerpunkte ein Betongelenk gewählt. Der Nachweis für das Betonauflager erfolgt exemplarisch für das Auflager LIBR 1.

Baustoffe

Siehe Abschnitt 6.3.

Auflagerlasten aus der Überbaubemessung

Auflagerlasten aus den ständigen und veränderlichen Einwirkungen (Verkehrsbeanspruchung).

Tab. 8: Auflagerlasten

Auflagerlast	W_{\max} (LM am Auflager)
$H_{p,x}$ [kN/m] aus LM1	96,10 kN/m
$H_{p,y}$ [kN/m] aus Wind	4,70 kN/m
V_g [kN/m]	51,30 kN/m
V_{px} [kN/m] aus LM1	43,60 kN/m

$$V = 1,35 \cdot V_g + 1,5 \cdot V_q = 1,35 \cdot 51,30 + 1,5 \cdot 43,60 = 134,64 \text{ kN/m}$$

Tragfähigkeitsnachweis des Betongelenkes

$$b = 0,35 \text{ m}; A_c = 0,35 \text{ m}^2/\text{m}$$

Aufnahme vertikaler Beanspruchungen

$$V_{zul} = f_c \cdot A_c / 2,5 = 17 \cdot 0,35 = 5,95 \text{ MN/m} = 5950 \text{ kN/m}$$

$$V_{zul} = 5950 \text{ kN/m} > V_{vorh.} = 134,64 \text{ kN/m}$$

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung

$$V_{vorh.} / V_{zul.} = 0,0226 \text{ \%}$$

$$\mu = 0,02 \% < 2\% = 1/50 \cdot 0,8$$

$$\text{erf. } A_s = \mu \cdot A_d / 100 = 0,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Schrägbewehrung: erf. $a_s = 0,4 \cdot a_s = 0,28 \text{ cm}^2/\text{m}$

Längsbewehrung: erf. $a_{sl} = 0,6 \cdot a_s + H_d/f_{yd} = 2,63 \text{ cm}^2/\text{m}$

Gewählte Bewehrung:

Schrägbewehrung: $\emptyset 10/30 \text{ cm} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m}$

Längsbewehrung: $\emptyset 12/30 \text{ cm} = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m}$

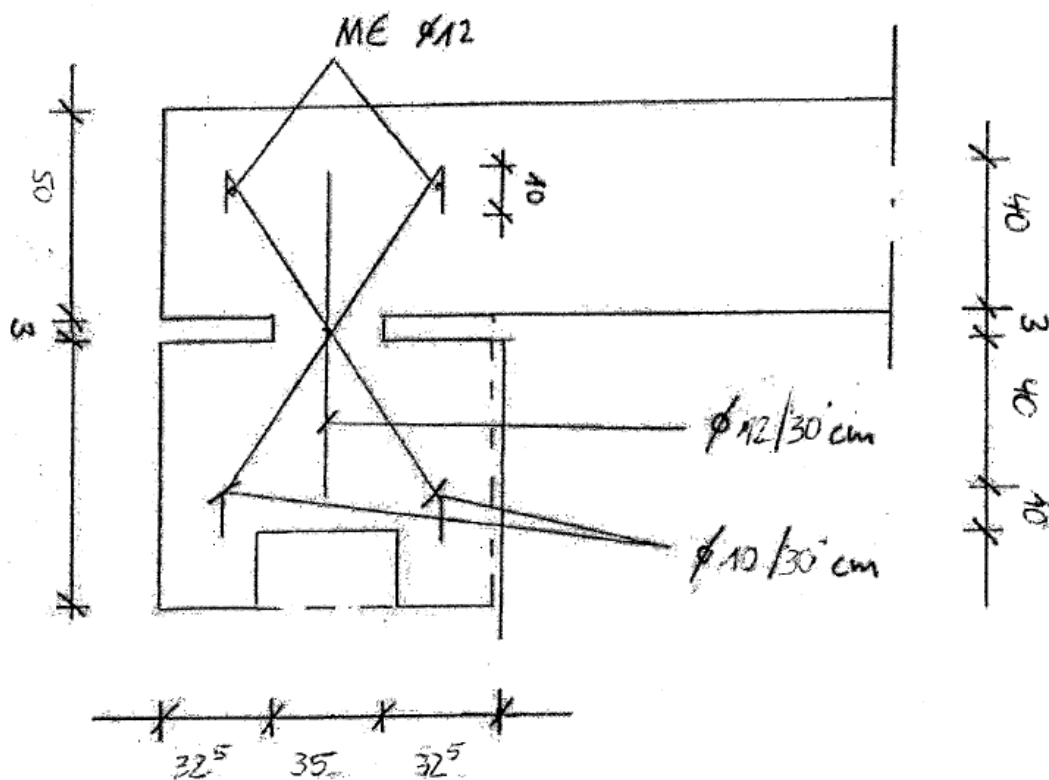


Abb. 2: Bewehrungsführung Betongelenk (Auflagerausbildung)

8 Pos. 1.2 Tragfähigkeit u. Gebrauchstauglichkeit Durchlassbauwerk

8.1 Modellbildung/Positionsplan

Der gesamt Durchlassbauwerk wird im Programm MircoFE Version 2016.08 komplett modelliert.

Hinsichtlich der Positionsbezeichnungen wurden in MircoFE folgende Abkürzungen gewählt:

Tab. 9: Positionsbezeichnung innerhalb des FE Modells

Bauteil	Bezeichnung im FE-Modell
Sohlplatte	F-1, F-6-Luftseitig, F 5-Wasserseitig
Flügelwände	F-3, F-5, F-9, F-10, F-11, F-14
Tauchwand	F-12,F13 (Auflager im Sohlbereich mit b=3,00m), F-15, F16
Anströmpfeiler	F4

8.2 Einwirkungen und Bemessungszustände

Die Herleitung der allgemeinen Einwirkungen, Teilsicherheitsbewerte und die zugehörigen Lastfallkombinationen sind im Lastenheft ausführlich dargestellt. Darin enthaltenen Angaben werden an dieser Stelle daher auf ein Mindestmaß beschränkt und für detaillierte Angaben auf das Lastenheft verwiesen.

8.2.1 Ständige Einwirkungen

Sohlbefestigung

Wasserbaupflaster (d=1,30 m) $g_k = 27 \text{ kN/m}^3 * 1,30 \text{ m} = 35,1 \text{ kN/m}^2$

Wasserbaupflaster (d=0,50 m) $g_k = 27 \text{ kN/m}^3 * 0,50 \text{ m} = 13,5 \text{ kN/m}^2$

Holmgeländer: $g_k = 0,50 \text{ kN/m}$

Füllstabgeländer: $g_k = 1,00 \text{ kN/m}$

Plattenschieber 1 (b = 2,50m): $g_k = 1,45 \text{ kN/m}^2 * 2,50 \text{ m} = 3,625 \text{ kN/m}$

Plattenschieber 2 (b = 4,00 m): $g_k = 1,45 \text{ kN/m}^2 * 2,50 \text{ m} = 3,625 \text{ kN/m}$

8.2.2 Veränderliche Einwirkungen

Windlasten

Auf Grund der massiven Bauweise und der großen Eigenlasten wird die Windlast für das Gesamttragwerk als nicht maßgebend angesehen.

Wasserdrucklasten (Dreieckslasten)

Auf das Bauwerk:

$$W_k = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot h/2 = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot (333,40 \text{ m NHN} - 326,25 \text{ m NHN}) = 71,5 \text{ kN/m}$$

Auf Plattenschieber 1 (b/h = 2,50 m x 2,50 m):

$$W_{k1,1} = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot h_1 = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot (333,40 \text{ m NHN} - 328,82 \text{ m NHN}) = 45,8 \text{ kN/m}$$

$$W_{k1,2} = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot h_2 = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot (333,40 \text{ m NHN} - 326,25 \text{ m NHN}) = 71,5 \text{ kN/m}$$

äquivalente Linientrapezlast (seitliche Auflager des Plattenschiebers):

$$W_{k1,1} = 45,8 \text{ kN/m} \cdot 2,50 \text{ m} / 2 = 57,25 \text{ kN/m}$$

$$W_{k1,2} = 71,5 \text{ kN/m} \cdot 2,50 \text{ m} / 2 = 89,38 \text{ kN/m}$$

Auf Plattenschieber 2 (b/h = 4,00 m * 2,50 m):

$$W_{k2,1} = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot h_1 = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot (333,40 \text{ m NHN} - 328,20 \text{ m NHN}) = 52 \text{ kN/m}$$

$$W_{k2,1} = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot h_2 = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot (333,40 \text{ m NHN} - 330,80 \text{ m NHN}) = 26 \text{ kN/m}$$

Äquivalente Linientrapezlast (seitliche Auflager des Plattenschiebers):

$$W_{k2,1} = 52 \text{ kN/m} \cdot 4,00 \text{ m} / 2 = 104 \text{ kN/m}$$

$$W_{k2,2} = 26 \text{ kN/m} \cdot 4,00 \text{ m} / 2 = 52 \text{ kN/m}$$

Strömungsdruck

Während Hochwasserereignissen steigt der Wasserspiegel im gesamten HRB gleichmäßig an. Strömungsdruck tritt daher vorrangig im Bereich der Plattenschieber auf. Eine entsprechende hydraulische Bemessung wurde nicht durchgeführt. Im Rahmen der noch ausstehenden Detailplanung für die Plattenschieber werden ggf. Detailnachweise geführt, die die tatsächliche Krafteinleitung exakter abbilden. Die nachfolgenden getroffenen Aussagen zum Strömungsdruck auf die Massivbauteile und die Plattenschieber können daher nur als Abschätzung betrachtet werden, welche für die Massivbauwerke auf der sicheren Seite liegen.

Für die parallele Tauchwand / Plattenschieber unter einem Winkel von $\delta^\circ = 90^\circ$:

$$p_{str} = \rho \cdot (v \cdot \sin \delta)^2 = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 \cdot (3 \text{ m} / \text{s} \cdot \sin 90^\circ)^2 = 9 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Für die Plattenschieber ergibt sich die Strömungsdruckkraft je seitlichem Auflager zu:

Plattenschieber 1: $9 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 4 \text{ m} / 2 = 18 \text{ kN} / \text{m}$

Plattenschieber 2: $9 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 2,50 \text{ m} / 2 = 11,25 \text{ kN} / \text{m}$

Für die parallelen Flügelwände unter einem Winkel von $\delta^\circ = 0^\circ$:

$$p_{str} = \rho \cdot (v \cdot \sin \delta)^2 = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 \cdot (3 \text{ m} / \text{s} \cdot \sin 0^\circ)^2 = 0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Für die ausgeweiteten Flügelwänden unter einem Winkel von $\delta^\circ = 20^\circ$:

$$p_{str} = \rho \cdot (v \cdot \sin \delta)^2 = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 \cdot (3 \text{ m} / \text{s} \cdot \sin 20^\circ)^2 = 1,05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Anpralllasten aus Treibgut:

Treibgutprall ($v=3 \text{ m/s}$, $t = 40\text{t}$, Anströmwinkel 90°) mit einer Ersatzlast von 42 kN berücksichtigt. Diese Ersatzlast wirkt auf einer Länge von $0,50 \text{ m}$ ein so dass die äquivalente Linienlast von 21 kN/m in Höhe der Wasserspiegellage zu berücksichtigen ist.

Verkehrslasten:

Verkehrslasten auf die Hinterfüllung sind im Auflagerbereich der Fahrbahnplatte zu berücksichtigen. Die Ermittlung des zugehörigen Erddruckes erfolgt mit mb baustatik

S 530.de. Verkehrslasten aus Baustellenverkehr werden vernachlässigt, da diese im betrachteten Lastfall vernachlässigt werden. Gleich gilt für den Hinterfüllungserddruck.

Temperaturbeanspruchung

nach DIN 19702 und ZTV-ING Teil 5.2 Punkt 3.2.6

Die angenommene Aufstelltemperatur des Bauwerks beträgt 10°C, und die Bodentemperatur in ca. 2,00 m Tiefe wird laut ZTV ING mit konstant 10°C angenommen.

Es werden drei Bauteile betrachtet:

Pfeiler:

Der Pfeiler ist frei stehend, aber durch die Tauchwand und den Bediensteg nicht vollständig der Sonneneinstrahlung ausgesetzt.

Flügelwände:

Die Seitenwände sind Größtenteils nicht vom Wasser bedeckt und rückseitig mit Boden angefüllt.

Bodenplatte:

Die Bodenplatte ist regulär von der Sohlbefestigung überschüttet, so dass die Oberflächentemperatur mit $\pm 20^\circ\text{C}/20^\circ\text{C}$ angenommen wird.

Konstanter Temperaturanteil Pfeiler + Absperrwand

Bauteil ohne ständige Wasserbelastung ohne Erdberührung

$$\text{Erwärmung: } \Delta T_{N, pos} = (T_{e, max} = 25K) - (T_0 = 10K) = 15K$$

$$\text{Abkühlung: } \Delta T_{N, neg} = (T_{e, min} = -15K) - (T_0 = 10K) = -25K$$

Konstanter Temperaturanteil auf die Flügelwände

Bauteile mit ständiger Bodenbrührung (siehe Skizze)

Erwärmung Flügelwände = 9K

Abkühlung Flügelwände = -17,7K

Konstanter Temperaturanteil Bodenplatte

Bauteil mit Sohlbefestigung überbaut (=°V/20°C siehe Skizze):

Erwärmung Bodenplatte = + 5 K

Abkühlung Bodenplatte = - 5 K

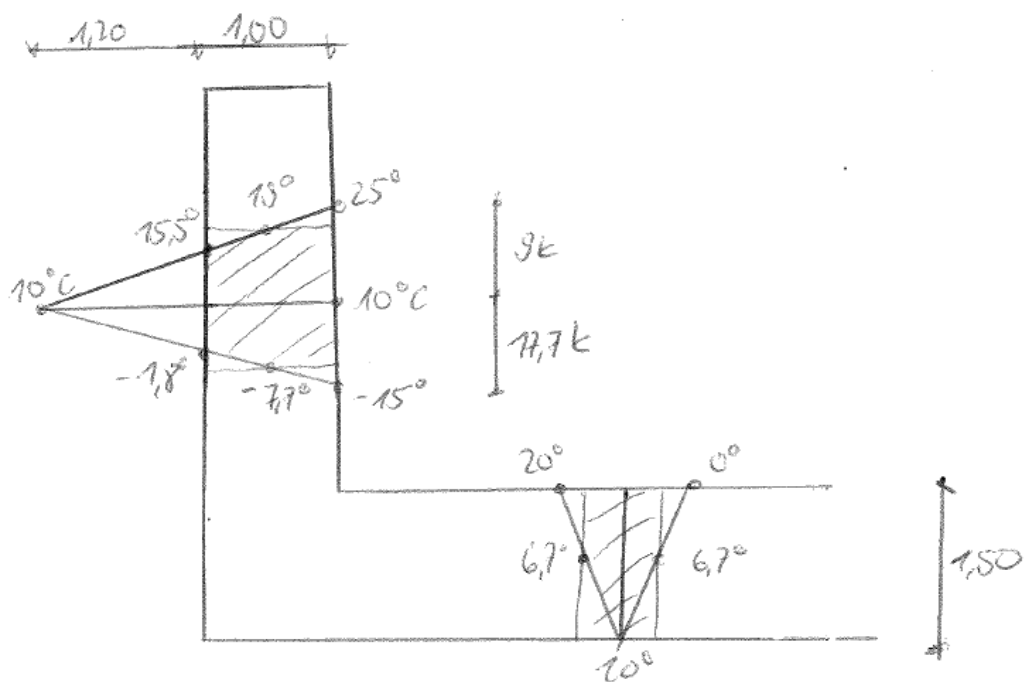


Abb. 3: angenommener Temperaturverlauf Seitenwand und Bodenplatte

Linearer Temperaturanteil Pfeiler + Tauchwand

Die Pfeiler sind frei stehend, so dass keine Temperaturunterschiede im inneren des Bauteils angenommen werden. Die Erwärmung der Seiten aus Sonneneinstrahlung wird mit +/-10°K angenommen.

Linearer Temperaturunterschiede Flügelwände

Bauteile mit ständiger Bodenberührung (siehe Skizze): Bei 25°C auf der Luftseite ergeben sich 18°C auf der Erdseite ($\Delta T = 7 \text{ K}$).

Bei -15°C auf der Luftseite ergeben sich -3,6°C auf der Erdseite ($\Delta T = 11,4 \text{ K}$).

Lineare Temperaturunterschiede Bodenplatte

Bauteil mit Sohlbefestigung überbaut (siehe Skizze):

Bei 20°C auf der Wasserseite ergeben sich 10 auf der Erdseite ($\Delta T = 5 \text{ K}$).

Bei =°C auf der Wasserseite ergeben sich 10 auf der Erdseite ($\Delta T = 5 \text{ K}$).

8.3 Modellbildung

Das Durchlassbauwerk wird als dreidimensionales FE-Modell mit dem Programm mb microFE berechnet. Das Flächenauflager wird nach dem Bettungsmodulverfahren mit einer mittleren Bettungszahl von $k_{s,m} = 10 \text{ MN/m}^2$ in der Berechnung berücksichtigt. Die Ermittlung der Erddrucklasten erfolgt mit mb baustatik S 530.de im Bereich der Dammachse sowie an der niedrigsten Stelle der wasser- und luftseitigen Flügelwände. Die Berücksichtigung dieser Lasten erfolgt dann als Trapezflächenlasten. Eine Lastübernahme direkt aus der mb baustatik heraus ist nicht möglich und erfolgt über die händische Lasteingabe im Programmsystem. Die Erddruckermittlung erfolgt unter Berücksichtigung des aktiven Erddruckes. Auf die Ermittlung des Verdichtungserddruckes wird verzichtet. Im Bereich der Dammachse sind zudem Erddrucklasten aus Fahrzeugverkehr hinter der Flügelwand/Widerlagerwand zu berücksichtigen.

8.4 Nachweise der inneren Standsicherheit/Bewehrungswahl

Die angegebene Bewehrung wird symmetrisch jeweils auf der Innen- und Außenseite des Bauteils angeordnet. Die horizontale Bewehrung wird in der folgenden Tabelle mit $a_{s,h,x}$ bzw. $a_{s,h,y}$ und die vertikale Bewehrung mit $a_{s,h,z}$ bezeichnet. Für die aufgehenden Wände wird in vertikaler Richtung die statisch erforderliche Bewehrung a_{sy} maßgebend, in horizontaler Richtung ist die ausgewiesene Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten maßgebend.

Für die Sohlplatte wird in x- und y- Richtung die rechnerische Biegebewehrung maßgebend. Den Nachweisen der Rissbreitenbeschränkung liegt die in der nachfolgenden Tabelle angegebene gewählte Bewehrungsmenge zu Grunde.

Tab. 10: Gewählte Bewehrung Durchlassbauwerk

Bauteil	Längsrichtung $a_{s,v,z}$ [cm ² /m] z-Richtung		Querrichtung $a_{s,h,x}$ x-Richtung		Querkraftbewehrung $a_{s,h,y}$ y-Richtung	
	erforderlich	gewählt	erforderlich	gewählt	erforderlich	gewählt
Sohlplatte (d=1.50 m)	41,51	31,42 (Ø 20/10)	33,06	31,42 (Ø 20/10)	12,53	15,39 (Ø 14/10)
	31,93	31,42 (Ø 20/10)-	34,00	31,42 (Ø 20/10)	12,85	15,39 (Ø 14/10)
Pfeiler (d=1,50m)	45,32	49,09 (Ø 25/10)	30,42	31,42 (Ø 20/10)	15,39	15,39 (Ø 14/10)
Absperrwand (d=0,50m)	52,50	49,09 (Ø 25/10)	37,00	39,27 (20Ø 8)	9,80	15,39 (Ø 14/10)

Die Ergebnisse sind in der Anlage zur Tragwerksplanung dokumentiert.

8.5 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

8.5.1 Verformungen/Überhöhungen/Fugen

Unter Berücksichtigung der im Baugrundgutachten angegebenen Kennwerte, werden maximale Setzungen von ca. 2,00 cm erwartet. Bauteilüberhöhungen sind nicht vorgesehen.

Das Durchlassbauwerk ist ohne die Berücksichtigung von Bewegungsfugen als Gesamtsystem modelliert worden. Eventuell auftretende Spannungen infolge der Verformungen werden programmintern berücksichtigt.

Für den Nachweis der zulässigen Rißbreiten wird ebenfalls von fugenlosen Bauteilen ausgegangen.

Sohlplatte: Arbeitsfugen möglich, aber mit durchgehender Bewehrung

Flügelwände: vertikale Arbeitsfugen als Scheinfugen ausgebildet
 horizontale Arbeitsfugen mit durchgehender Bewehrung

Tauchwand: keine vertikalen Arbeitsfugen
 Horizontale Arbeitsfugen mit durchgehender Bewehrung

8.5.2 Beschränkung der Rißbreiten

Die Beschränkung der Rißbreiten erfolgt über die Bemessung der erforderlichen Mindestbewehrung bei innerem Zwang infolge abfließender Hydratationswärme in Anlehnung an die Festlegungen der WU-Richtlinie und unter Beachtung der rechnerischen maximalen Rißbreite von $w_k = 0,3$ mm mit dem Programm mb baustatik S 590.de. Der Nachweis wird mit der maximal erforderlichen Biegebewehrung für die Sohlplatte und die Flügelwände geführt. Die eingelegte Biegebewehrung ist ausreichend zur Begrenzung der Rißbreiten. Es ist keine zusätzliche Bewehrung erforderlich.

Der Nachweis gemäß BAW Merkblatt (MFZ) erfolgt im Rahmen der Bauausführung nach versuchstechnischer Bestimmung der adiabatischen Betonkalimeter.

8.5.3 Erdstatische Nachweise

Gemäß dem vorliegenden Baugrundgutachten bei einer Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren bzw. bei Begrenzung der zulässigen Sohlpressung auf 200 kN/m^2 werden gemäß Baugrundgutachten Setzungen bis max. 2 cm erwartet. Diese treten auf Grund weitgehend gleichmäßig auf, bzw. wird die maximale Setzung auf der Wasserseite erwartet.

Die Bemessung am Gesamtsystem unter Berücksichtigung des im Baugrundgutachten angegebenen Bettungsmodul zeigt eine Überlastung der zulässigen Sohldruckpressung von ca. 25%. Grundlage der Festlegung des Bettungsmodul war eine zulässige Sohlpressung von 200 kN/m^2 in Verbindung mit einer zulässigen Setzung von 2,00 cm. Bei der ermittelten Überschreitung der zulässigen Sohlpressung sind somit größere Setzungen zu erwarten, die etwa bei 2,50 cm liegen werden. Negative Auswirkungen hieraus auf die Funktionsfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes inkl. der Ausrüstung werden jedoch nicht erwartet.

Auf Grund des hohen Eigengewichtes kann auf den Nachweis der Gleitsicherheit verzichtet werden. Weitere erdstatistische Nachweise wie Kippen und Grundbruch werden nicht bemessungsrelevant, da eine annähernd gleichmäßige Verteilung der Sohldruckkräfte vorliegt.

9 Pos. 1.3 Tragfähigkeit u. Gebrauchstauglichkeit Gabionenwände

Der Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfolgt für die wasserseitigen Gabionenwände im Bereich der maximalen Wandhöhe mit dem Programm mb baustatik S 531.de nach FGSV und DIN EN 1997-1:2014-03. Auf den Nachweis des zulässigen Sohlwiderstandes wird verzichtet, da die Gabionenwände auf der Fundamentplatte des Durchlassbauwerkes gegründet werden. Es wird der Lastfall BS-P.1 – ständige Einwirkungen sowie BS_T.2.1-schneller Wasserspiegelabsenk für die Nachweisführung herangezogen. Die Gabionenwand wird dabei als durchlässig betrachtet. Es wurden Gabionenelemente mit einer Breite von 1,00 m sowie mit Ausnahme des obersten Elementes ($h=0,50\text{m}$) Elementhöhen von 1,00 m zu Grunde gelegt. Die Nachweise der inneren Standsicherheit werden mit der Zulassung der Gabionenelemente durch den jeweiligen Hersteller erbracht. Die Einbau- und Verlegehinweise des jeweiligen Produktsystems sind zu beachten. Die Gabionenwände sind erdseitig mit filterstabilem Trennvlies auszuführen.

10 Pos. 2 Bediensteg

10.1 Beschreibung des geplanten Bauwerkes

Um eine manuelle Steuerung und regelmäßige Wartung des Durchlassbauwerkes zu realisieren, wird im Bereich der Durchlassöffnung ein Bediensteg angeordnet, der beide Seiten der Widerlagerwände verbindet und so eine fußläufige durchgängige Begehbarkeit des Absperrdammes gewährleistet. Der geplante Bediensteg überspannt das Durchlaufbauwerk mit einer lichten Weite von 8,48 m als Einfeldträger (HAT:_U 320) mit einer Stützweite von 8,98 m. Die beidseitigen Einfeldträger werden in horizontaler Richtung in einem Abstand von 1,82 m durch Querträger (QT-T100) mit einer Länge von 1,00 m ausgesteift. Der Bediensteg weist eine lichte Weite zwischen den Geländern von 1,00 m auf und wird mit einem Gehbelag aus Gitterrostelementen hergestellt. Die Geländerverankerung erfolgt an den Außenseiten der Längsträger in einem Abstand von 1,83 m. Die Windaussteifung (WVB: Rd.12) der Konstruktion erfolgt durch Stahlzuglieder einem Abstand von 1,83 m.

Die Auflagerausbildung sieht beidseitig Ankerplatten (FI 70x 10x150) vor, welche mit Verbunddübeln direkt auf der Oberkante des Durchlassbauwerkes befestigt werden.

10.2 Baustoffe/Materialparameter

Betonbauteile

Die Festlegung der Expositionsklassen erfolgt in Anlehnung an TAB. 4 – Flügelwände. Gewählt wird Beton C30/37 (LP) XF4, XF3, XM1, WA mit einer Mindestbetondeckung von $c_{nom} = 60$ mm und Betonstahl B 500B. Die Rißbreiten sind gemäß DIN EN 1992-1 [4] auf $w_k = 0,30$ mm zu beschränken.

Stahlbauteile

Materialgüte:	Baustahl S 355 JRG2, Korrosionsschutz nach ZTV-ING, Teil 4 Tab. A 4.3.2 Zeile 1.2.2
Streckgrenze:	$\sigma_s = 360$ N/mm ²
Elastizitätsmodul:	$E = 210\,000$ N/mm ²

10.3 Einwirkungen und Bemessungszustände

Die Herleitung der allgemeinen Einwirkungen, Teilsicherheitsbewerte und die zugehörigen Lastfallkombinationen sind im Lastenheft ausführlich dargestellt worden, welches als Anlage 1 Bestandteil dieser Unterlage ist. Darin enthaltenen Angaben werden an dieser Stelle daher auf ein Mindestmaß beschränkt und für detaillierte Angaben auf das Lastenheft verwiesen.

Eigenlasten

Ständige Einwirkungen aus den Eigenlasten/Eigengewichten der Bauteile werden programmintern berücksichtigt.

Ständige Einwirkungen

Geländer: $g_{\text{Gel.}} = 1,00 \text{ kN/m}$ für jeden Hauptträger
 Gitterrostabdeckung: $g_{\text{Rost}} = 0,40 \text{ kN/m}^2 = 1,00 \text{ m}/2 = 0,20 \text{ kN/m}$

Verkehrslasten

Für den Bediensteg sind nach DIN EN 1991-1 Tab. 6.1DE Zeile Z^d Verkehrslasten von **4 kN/m²** anzusetzen. Für die Hauptträger errechnet sich die Ersatzlinienlast zu $4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m}/2 = 2 \text{ kN/m}^2$.

Eis- und Schneelasten auf dem Bediensteg

Schnee- und Eislasten sind nach DIN EN 1991-3 zu berücksichtigen.

Schneelasten

Das HRB Kleine Striegis wird in die Schneelastzone II eingeordnet. Die Geländehöhen werden unter 330 m NHN angegeben. Die charakteristische Schneelast am Boden ergibt sich nach der Formel

$$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{330 + 140}{760} \right)^2 \text{ zu } s_k = 0,98 \text{ kN/m}^2 \text{ (maßge-}$$

bend) bzw. $s_{k \text{ min}} = 0,85 \text{ kN/m}^2$

Für die Hauptträger errechnet sich die Ersatzlinienlast zu $0,85 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m}/2$
= 0,43 kN/m².

Eislasten

Es wird von einem Klareisansatz auf dem Bediensteg ausgegangen, der soweit nicht anders angegeben, in die Vereisungsklasse G2 eingeordnet wird. Der Eisansatz wird allseitig mit einer Last von 2 cm mit einem Eisrohgewicht von 9 kN/m^3 angenommen. Für die Gitterroste wird vereinfachend eine Flächenlast mit $0,04 \cdot 9 \text{ kN/m}^3 = 0,36 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt. Dieser Lastansatz ist somit geringer als die anzusetzende Schneelast und wird daher nicht berücksichtigt. Auf den Ansatz von Eisfahnen wird verzichtet.

Eislasten auf die Querträger T 100 ergeben sich zu:

$$100 \text{ cm}^2 - 13 \text{ cm}^2 = 87 \text{ cm}^2 = 0,0087 \cdot 9 \text{ kN/m}^2 = 0,078 \text{ kN/m}$$

- Eislasten auf den Hauptträger U 320 ergeben sich zu:

$$271 \text{ cm}^2 - 76 = 195 \text{ cm}^2 = 0,0195 \cdot 9 \text{ kN/m}^2 = 0,18 \text{ kN/m}$$

LF 5 Windlast

Das Baufeld befindet sich in der Windlastzone II. Windlasten werden in Analogie zu DIN EN 1991-4 Tab. N.A.N.5 für $b/d \leq 0,50$ und $z_e \leq 20 \text{ m}$ ohne Verkehr mit $0,384 \text{ kN/m}^2$. Auf die Berücksichtigung eines Verkehrsbandes wird für den Bediensteg auf Grund der geringen Frequentierung verzichtet.

$$b = 1,40 \text{ m}, d_1 = 0,32 \text{ m}, b/d_1 = 4,4$$

$$w = d_1 \cdot w = 0,384 \text{ kN/m} \text{ ohne Verkehr}$$

Lastfallkombinationen

Die Lastfallkombination erfolgt programmintern. Das gleichzeitige Auftreten von Eis und Verkehr wird für die Berechnung nicht ausgeschlossen, da die Steuerung des Beckens jederzeit zu ermöglichen ist und der Steg nicht ständig von Eis und Schnee freigehalten wird.

10.4 Pos. 2.1 Tragfähigkeitsnachweis für den Überbau

Der Nachweis der Tragfähigkeit wird am Gesamtsystem mit mb microFE im elastisch-elastischen Spannungszustand geführt.

10.5 Gebrauchstauglichkeit für den Überbau

Verformungen

Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis erfolgt an Hand der Verformungsbeschränkung auf $l/300$ und wird programmintern durchgeführt. Mit einer vorhandenen Durchbiegung von 31 mm ist diese Grenze somit eingehalten und der Nachweis geführt.

Schwingungsnachweis:

Es erfolgt kein Schwingungsnachweis für den Bediensteg.

Ermüdungsnachweis:

Entsprechend DIN Fb 103 kann für Geh- und Radwegbrücken auf den Nachweis der Ermüdung verzichtet werden.

10.6 Pos. 2.2 Tragfähigkeitsnachweis Widerlager

Der Bediensteg wird seitlich auf jeweils 2 Stahlbetonwiderlagern mit einer Länge von 1,50 m aufgelagert. Dazu wird am Widerlagerkopf eine Auflagerbank mit rückwärtiger und seitlicher Kammerwand errichtet. Die Auflagerung erfolgt auf 4 Elastomerauflagern mit entsprechender Lagerausbildung. Die Bemessung der Widerlagerwand erfolgt insbesondere für die erdstatischen Nachweise bis zur OK Gelände. Die Reduzierung der Eigenlast des Widerlagers durch die Auflagerausbildung wird durch eine äquivalente entlastende Vertikallast berücksichtigt.

Die Gründungssohle ist mit der UK der Gewässersohlbefestigung im Bereich des Pegels identisch. Es wird eine Sauberkeitsschicht von 15 cm in Beton C 12/15 XC0 vorgesehen. Die Widerlager können auf Grund der geringen Gesamtabmessungen in Fertigteilmontage hergestellt werden. Als Teil einer wasserbaulichen Anlage findet die ZTV-W Lb 215 Anwendung.

Die erforderlichen Nachweise für die Widerlagerwand werden mit dem Programm mb baustatik S 530.de geführt. Die Auflagerlasten aus der Bemessung des Bediensteiges werden programmintern mittels Lastübernahme weitergeleitet. Dabei erfolgt die außermittige Lasteinleitung unter Berücksichtigung einer Lastausmitte von 0,15 m.

Tab. 11: Gewählte Bewehrung Widerlager Bediensteg

Bauteil	Vertikal $a_{s,v,z}$ [cm ² /m] z-Richtung		Horizontal $a_{s,h,x}$ x-Richtung	
	erforderlich	gewählt	erforderlich	gewählt
Wand	4,02	5,24 (Ø 10/15)	10,88	11,31 (Ø 12/10)
Fundament	4,09	5,24 (Ø 10/15)	4,54	5,24 (Ø 10/15)

Eine rechnerische Querkraftbewehrung wurde nicht ermittelt. Auf die konstruktive Mindestquerkraftbewehrung wird für die Widerlagerwand verzichtet.

Die geotechnischen Nachweise wurden programmintern positiv geführt bzw. dienen der Festlegung der Bauteilabmessungen. Der Nachweis der zulässigen Sohldruckspannung wurde unter Berücksichtigung des in Tab. 2 angegebenen Sohldruckwiderstandes von 390 kN/m² geführt. Der Tabelle liegen zulässige Setzungen von bis zu 2,50 cm zu Grunde. Diese Setzungen zu keinen Einschränkungen in der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, so dass auf eine explizite Ermittlung der zu erwartenden Setzungen verzichtet werden kann..