

Statische Berechnung

Bauvorhaben: BW003 Bestandsbrücke in Büchen
Vereinfachte Nachrechnung zur Tragfähigkeitsabschätzung

Bauteil: Überbau, Widerlager

Auftraggeber: Gemeinde Büchen
Amtsplatz 1
21514 Büchen

Aufsteller: WKC Hamburg GmbH
Planungen im Bauwesen
Veritaskai 8
21079 Hamburg
Tel.: (040) 79 00 01-0
Fax: (040) 79 00 01-44
www.wk-consult.com

Projekt-Nr.: 2022-199

Stand: 24.05.2023

Bearbeiter: Yunus Özel, B.Eng

Seiten: 1 bis 37

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	2
Abbildungsverzeichnis	4
1 Vorbemerkungen	5
1.1 Veranlassung und Aufgabenstellung	5
1.2 Vorschriften, Normen und Literatur	6
1.3 Grundlagen und zugehörige Dokumente	6
2 Bestandsbeschreibung	7
2.1 Bestandserkundung	10
2.1.1 Ergebnisse aus der Bohrkernentnahme:	11
2.1.2 Ergebnisse aus dem Bewehrungsscan:	11
2.1.3 Ergebnisse aus der Erkundungsschachtung	12
2.1.4 Feststellung der Trägerabmessungen	14
3 Berechnungsgrundlagen / Berechnungsannahmen	16
3.1 Baustoffe	16
3.2 Baugrund	16
4 Statische Berechnung	17
4.1 Nachweis Überbau	17
4.1.1 Einwirkung	19
4.1.2 Nachweis Stahlträger	20
4.1.3 Nachweis Beton zwischen den Stahlträgern	24
4.2 Nachweis Widerlager und Gründung	25
4.2.1 Einwirkungen auf Widerlager	26
4.2.2 Grundbruchnachweis	28
4.2.3 Nachweis der Mörtelfugen	34
5 Zusammenfassung und Empfehlung zum weiteren Vorgehen	36
6 Unterschriften	37

Verfasser:

WKC Hamburg GmbH • Planungen im Bauwesen
21079 Hamburg • Tel.: 040/79 00 01-0 • Fax: 040/79 00 01-44



Programm:

Bauwerk: Büchen BW003 – Statische Berechnung (Tragfähigkeitsabschätzung)

Datum: 24.05.2023

Anlagen:

- I. Bohrkernbeprobung: Untersuchungsbericht-Nr. P-2022-0025, kiwa GmbH, vom 19.12.2022

Bauteil: Inhaltsverzeichnis
Block

Archiv-Nr.:

Vorgang:

Seite 3

Verfasser:

WKC Hamburg GmbH • Planungen im Bauwesen
21079 Hamburg • Tel.: 040/79 00 01-0 • Fax: 040/79 00 01-44



Programm:

Bauwerk: Büchen BW003 – Statische Berechnung (Tragfähigkeitsabschätzung)

Datum: 24.05.2023

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 1 BAUWERKSANSICHT	5
ABBILDUNG 2 BAUWERKSAUFSICHT	5
ABBILDUNG 3 SEITENANSICHT MIT MAßANGABEN DER SICHTBAREN UND ZUGÄNGLICHEN BAUWERKSTEILE	8
ABBILDUNG 4 QUERSCHNITT UND ANSICHT WIDERLAGER MIT MAßANGABEN DER SICHTBAREN UND ZUGÄNGLICHEN BAUWERKSTEILE SOWIE SCHADENSKARTIERUNG	8
ABBILDUNG 5 UNTERANSICHT MIT MAßANGABEN DER SICHTBAREN UND ZUGÄNGLICHEN BAUWERKSTEILE SOWIE SCHADENSKARTIERUNG	9
ABBILDUNG 6 GERÜSTPLATTFORM FÜR ERKUNDUNG AM ÜBERBAU (BOHRKERNENTNAHME, BEWEHRUNGSSCAN, FESTSTELLUNG STAHLTRÄGERABMESSUNG)	10
ABBILDUNG 7 ENTNOMMENE BOHRKERNE AUS DER BRÜCKENPLATTE.....	11
ABBILDUNG 8 ERKUNDUNGSSCHACHTUNG HINTER EINEM WIDERLAGER (FESTSTELLUNG WANDSTÄRKE, WANDBESCHAFFENHEIT UND GRÜNDUNGSKONSTRUKTION)	12
ABBILDUNG 9 SEITENANSICHT BW 003.....	13
ABBILDUNG 10 ERKUNDUNGSSCHACHTUNG HINTER EINEM WIDERLAGER (FESTSTELLUNG WALZTRÄGER-ABMESSUNGEN).....	14
ABBILDUNG 11 GEMESSENER QUERSCHNITT I TRÄGER	15
ABBILDUNG 12 BETONDECKUNG (OBERHALB) 5CM + ASPHALTDICKE 3,5CM	15
ABBILDUNG 13 BAUTEILBENENNUNG UND LASTEINZUGSBREITEN	18
ABBILDUNG 14 STATISCHES SYSTEM	20
ABBILDUNG 15 STATISCHES SYSTEM	24
ABBILDUNG 16 LÄNGSSCHNITT BW 003.....	25
ABBILDUNG 17 FUGENBILD DES ZYKLOPENMAUERWERK	34
ABBILDUNG 18 SCHNEIDER KAP. 7.5.4 CHARAKTERISTISCHER WERT DER SCHUBFESTIGKEIT F_{VK} BEI SCHEIBENSCHUB	34

Bauteil: Inhaltsverzeichnis
Block

Archiv-Nr.:

Vorgang:

Seite 4

1 Vorbemerkungen

1.1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Gegenstand dieser statischen Berechnung ist die Nachrechnung des Bauwerks BW003 in Büchen.

Bestandsunterlagen zum Brückenbauwerk liegen nicht vor. Die Tragfähigkeit der Brücke ist daher nicht dokumentiert. Zur Tragfähigkeitsabschätzung des Bestandsbauwerkes erfolgt eine vereinfachte Nachrechnung.

Die Gemeinde Büchen beabsichtigt zukünftig das Bauwerk lediglich als Fuß- und Radwegbrücke zu nutzen. Die Brücke soll für sämtlichen Fahrzeugverkehr, einschließlich Dienstfahrzeugen, gesperrt werden. Dies findet in den Lastannahmen dieser Nachrechnung entsprechende Berücksichtigung.

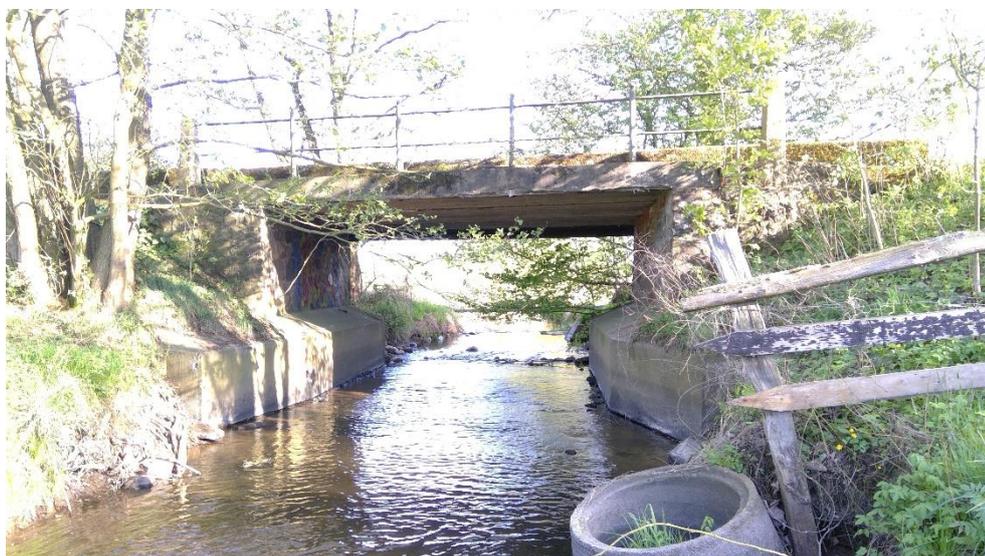


Abbildung 1 Bauwerksansicht



Abbildung 2 Bauwerksaufsicht

Verfasser:

WKC Hamburg GmbH • Planungen im Bauwesen
21079 Hamburg • Tel.: 040/79 00 01-0 • Fax: 040/79 00 01-44



Programm:

Bauwerk: Büchen BW003 – Statische Berechnung (Tragfähigkeitsabschätzung)

Datum: 24.05.2023

1.2 Vorschriften, Normen und Literatur

[1] DIN EN 1990 (12/2010), Grundlagen der Tragwerksplanung

[2] DIN EN 1991-2 +NA (12/2010), Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken

[3] DIN EN 1992-2 + N/A (12/2010), Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken

[4] DIN EN 1993-2 + N/A (12/2010), Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken

[5] DIN EN 1996-1-1 + NA, Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

[6] DIN EN 1997-1 + NA (03/2014), Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1 – Allgemeine Regeln

[7] DIN 1054 (12/2010), Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997 – 1

[8] Schneider Bautabellen für Ingenieure; 24. Auflage

1.3 Grundlagen und zugehörige Dokumente

[9] Prüfbericht 2019 H, Teil-BW 2529B03 0 (BW 003)

Bauteil: Vorbemerkungen
Block

Archiv-Nr.:

Vorgang:

Seite 6

2 Bestandsbeschreibung

Das BW 003 überführt die Straße Steinkrug über den Bach Steinau. Die Stützweite des Überbaus beträgt rd. 6 m, die Breite beträgt rd. 5 m.

Bestandsunterlagen zum Brückenbauwerk liegen nicht vor. Die Tragfähigkeit der Brücke ist nicht bekannt, da hierzu keine aussagekräftige Dokumentation vorliegt.

Im Jahr 2019 wurde eine Hauptprüfung nach DIN 1076 durchgeführt. Diese ist im Prüfbericht 2019 H dokumentiert. Anhand der im Zuge der Bauwerkprüfung gewonnenen Erkenntnisse wurde zudem ein Bauwerksbuch erstellt. Weiterhin wurde das Bauwerk mit einfachen Hilfsmitteln (Zollstock, Maßband, Laserdistanzmessgerät) vermessen und die sichtbaren und zugänglichen Konstruktionsteile sowie die festgestellten Schäden des Bauwerks in Schadensskizzen dargestellt.

Die Einzelbauteile des Bauwerks können wie folgt beschrieben werden:

- Überbau: Betonplatte mit einbetonierten Stahl-Walzträgern; direkte Auflagerung auf den Widerlagern ohne zusätzliche Lagerelemente
- Widerlager: vermörteltes Zyklopen- bzw. Feldsteinmauerwerk; die Auflagerbank für den Überbau besteht aus drei Schichten Ziegelmauerwerk
- Flügelwände: wie Widerlagerwand aus vermörteltem Zyklopen- bzw. Feldsteinmauerwerk
- Gründung: vermutlich Flachgründung; im Gewässerbett ist vor den Widerlagern ein Betonbalken angeordnet, der vermutlich zur Gründungsverstärkung und Stabilisierung der Widerlager dient; im Gewässerbett ist eine Sohlsicherung aus Beton vorhanden
- Schutzeinrichtung: auf dem Überbau und bereichsweise auch auf den Flügelwänden ist ein Holmgeländer angeordnet; die Fahrbahnbreite wird durch zwei rd. 25 cm hohe massive Aufkantung begrenzt.

Seitenansicht M. 1:50

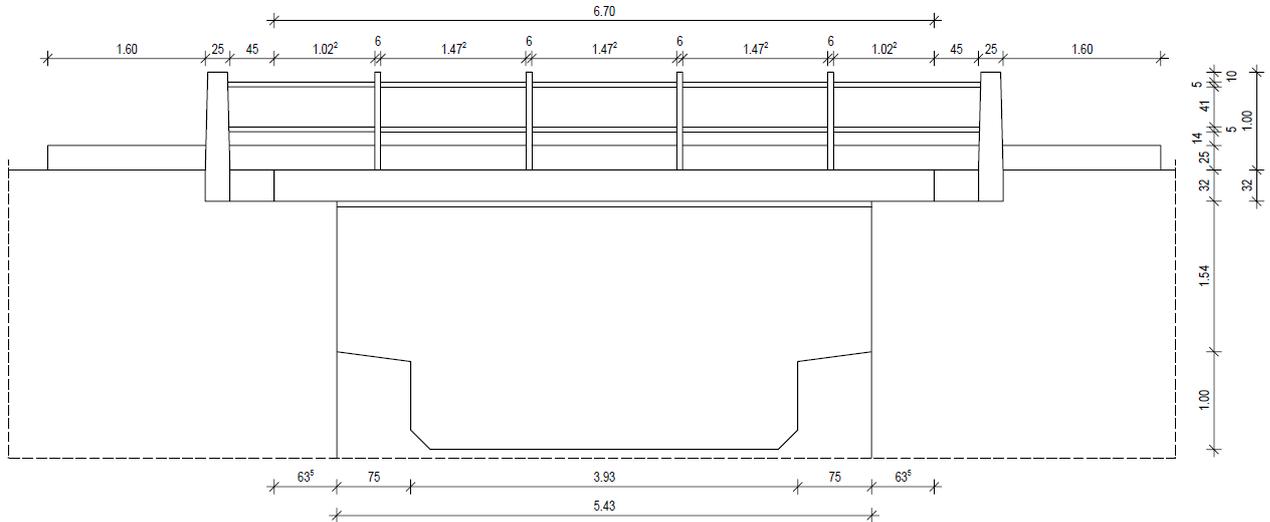


Abbildung 3 Seitenansicht mit Maßangaben der sichtbaren und zugänglichen Bauwerksteile

Ansicht Widerlager hinten M. 1:50

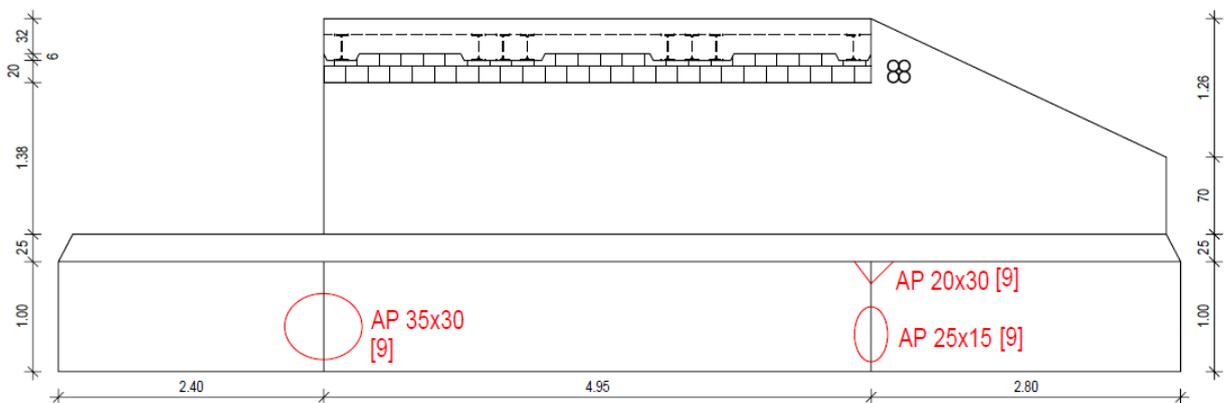
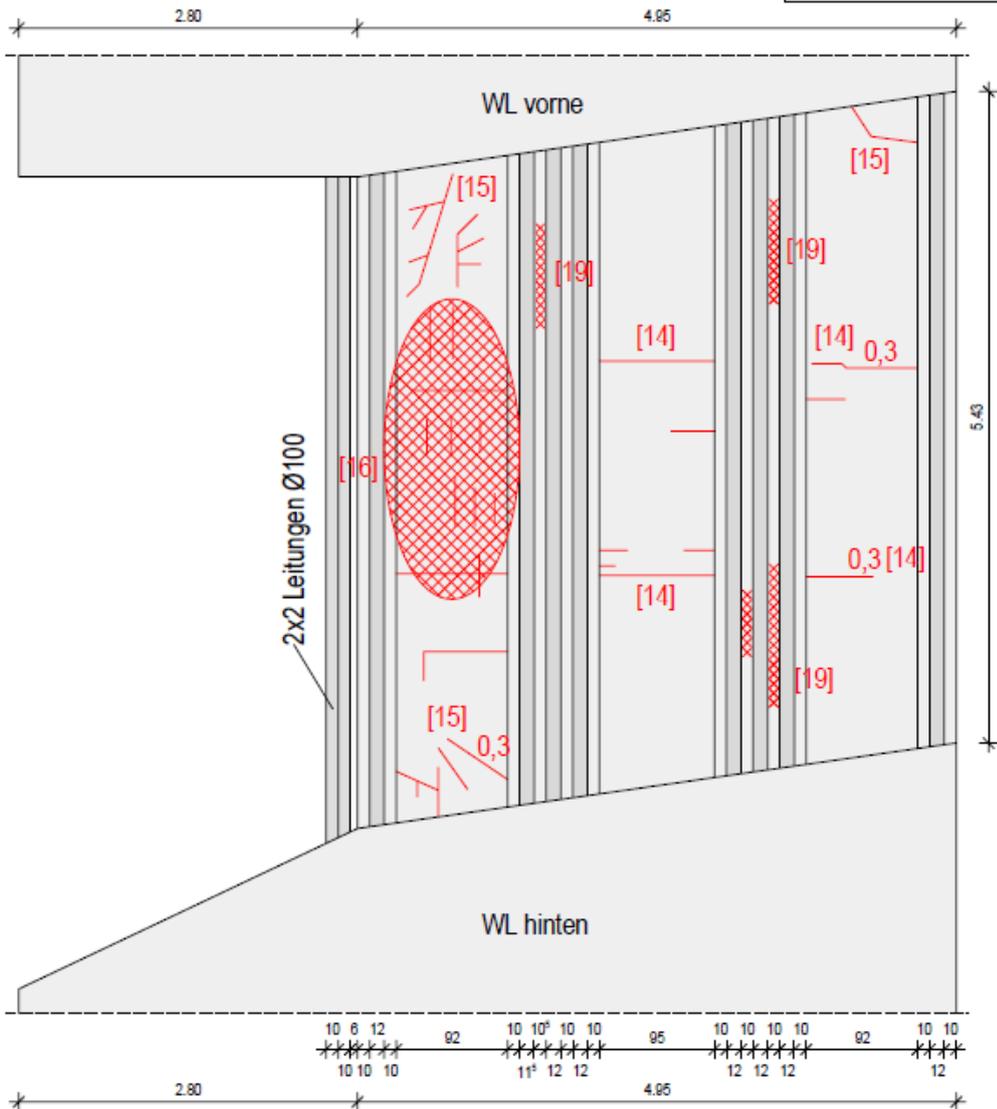


Abbildung 4 Querschnitt und Ansicht Widerlager mit Maßangaben der sichtbaren und zugänglichen Bauwerksteile sowie Schadenskartierung

Unteransicht M. 1:50



Bemerkung: (...) Schadensnummer gemäß Prüfbericht
 Schäden neu in rot
 Schäden alt in blau

Riss		freil.Hüllrohr		Hohlstelle	
Riss instandgesetzt		freil.Hüllrohr unverpresst		Kiesnest	
Riss Instandsetzung schadhaf		Durchfeuchtung		Betonabplatzung	
freil.rost.Bewehrung		Fremdkörpereinschluß		Instandsetzung schadhaf	

Abbildung 5 Unteransicht mit Maßangaben der sichtbaren und zugänglichen Bauwerksteile sowie Schadenskartierung

2.1 Bestandserkundung

Die bisher gewonnenen Erkenntnisse waren nicht ausreichend, um diese als Grundlage für eine Tragfähigkeitsabschätzung zu verwenden. Daher wurde vom 28.11. bis 30.11.2022 eine weitere Bestandserkundung durchgeführt. Im Zuge der weiteren Bestandserkundung sollten möglichst folgende Feststellungen getroffen werden:

- Erkundungsschachtung hinter einer Widerlagerwand zur Feststellung der Wandstärke, der Beschaffenheit der Wand und der Gründungskonstruktion
- Durchführung von Kernbohrungen im Beton der Brückenplatte zur Feststellung der Betonfestigkeit
- Durchführung eines Bewehrungsscans zur Feststellung einer eventuell vorhandenen Bewehrung
- Freilegen eines Stahllängsträgers zur Feststellung der Trägerabmessungen
- Vermessung weiterer Konstruktionsabmessungen, sofern diese für eine statische Berechnung erforderlich werden.

Für die Durchführung der Erkundung an der Brückenunterseite war der Einsatz einer Gerüstplattform erforderlich.



Abbildung 6 Gerüstplattform für Erkundung am Überbau (Bohrkernentnahme, Bewehrungsscan, Feststellung Stahlträgerabmessung)

2.1.1 Ergebnisse aus der Bohrkernentnahme:

Durch das Unternehmen kiwa GmbH wurden drei Bohrkern aus der Brückenplatte entnommen. Die Ergebnisse der Bohrkernbeprobung sind im beiliegendem Untersuchungsbericht-Nr. P-2022-0025 vom 19.12.2022 beschrieben.

Die Betondruckfestigkeit kann demnach mit C30/37 benannt werden. Dies wird für die weitere statische Berechnung der Brückenplatte berücksichtigt.



Abbildung 7 Entnommene Bohrkern aus der Brückenplatte

2.1.2 Ergebnisse aus dem Bewehrungsscan:

An der Unterseite der Brückenplatte wurde bereichsweise ein Bewehrungsscan mit dem Hilti PS 200 Ferroskan durchgeführt. Zum einen sollte hierdurch geprüft werden, ob überhaupt eine Bewehrung in der Brückenplatte vorhanden ist und zum anderen sollte ausgeschlossen werden, dass durch die Bohrkernentnahme eine möglicherweise vorhandene Bewehrung zerstört wird. Als Ergebnis aus dem Bewehrungsscan konnte festgestellt werden, dass eine kreuzweise verlegte Bewehrung in der Platte vorhanden ist. Die Betondeckung an der Brückenunterseite konnte jedoch mit einer Tiefe von > 10 cm nur näherungsweise abgeschätzt werden.

Für die weitere statische Berechnung der Brückenplatte wird die Bewehrung daher nicht weiter in Ansatz gebracht.

2.1.3 Ergebnisse aus der Erkundungsschachtung

Hinter einem Widerlager wurde eine Erkundungsschachtung durchgeführt. Diese war erforderlich, um die erdseitige Widerlagerwandgeometrie und die Gründungstiefe und ggf. Gründungskonstruktion festzustellen. Weiterhin konnten Erkenntnisse über die Beschaffenheit der Wand gewonnen werden.



Abbildung 8 Erkundungsschachtung hinter einem Widerlager (Feststellung Wandstärke, Wandbeschaffenheit und Gründungskonstruktion)

Die Widerlagerwand konnte mit einer konstanten Wandstärke von 60 cm gemessen werden. Im oberen Wandbereich ist das Zyklopenmauerwerk nicht vollständig verfugt. Es kann davon ausgegangen werden, dass das Mauerwerk auf einer Höhe von 1,30 m ab Unterkante Brückenplatte und einer Tiefe ab erdseitiger Mauerwerksaußenkante von 30 cm nicht vollständig verfugt ist. Die Gründungsebene befindet sich in etwa bei 2,40 m unter UK der Brückenplatte bzw. rund 2,75 m unter Straßenoberkante. Eine Tiefgründung (Pfahlgründung) konnte nicht festgestellt werden. Es ist somit von einer Flachgründung auszugehen. Im gesamten Bereich der Erkundungsschachtung wurden Sande festgestellt, die als Hinterfüllung im Widerlagerbereich eingebaut wurden.

Eine tiefergehende Baugrunderkundung liegt nicht vor und wurde im Zuge der Bestandserkundung auch nicht durchgeführt.

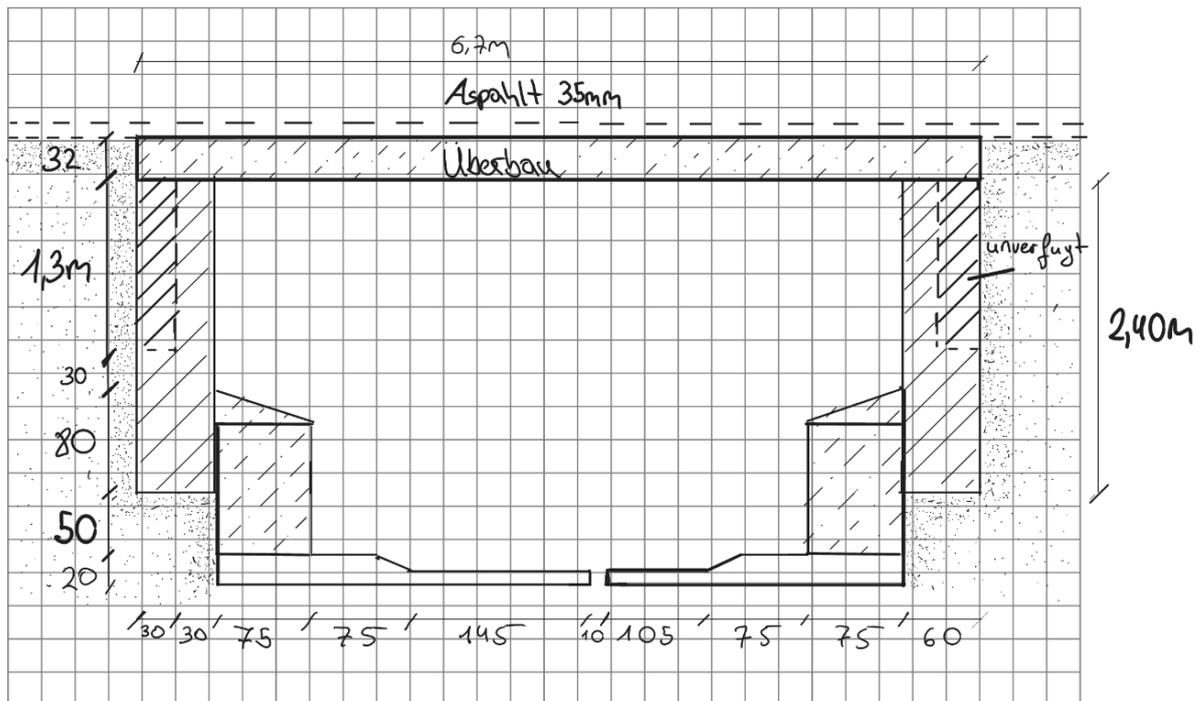


Abbildung 9 Seitenansicht BW 003

Festzustellen ist weiterhin, dass die Gründungsebene rund 50 bis 70 cm oberhalb der Gewässersohle liegt und dass im Bereich des Gewässers eine Sohlsicherung aus Beton ausgebildet ist. Dieses ist ungefähr in Brückenmitte durch eine 10 cm breite Raumfuge getrennt. Oberhalb der Sohlsicherung sind jeweils vor den beiden Widerlagern 0,75 m breite und 1,0 m hohe Betonbalken angeordnet.

2.1.4 Feststellung der Trägerabmessungen



Abbildung 10 Erkundungsschachtung hinter einem Widerlager (Feststellung Walzträger-Abmessungen)

Im Zuge der Erkundungsschachtung konnte ein Walzträger an der freigelegten Stirnseite des Überbaus festgestellt werden. Die Profilabmessungen konnten gemessen werden (s. Abbildung 11). Eine eindeutige Zuordnung des Profils in die aktuellen und historischen Profiltabellen ist nicht möglich. Für die weitere Nachrechnung wird auf sicherer Seite liegend der Querschnitt mit einem Profil IPE 240 angenommen. Eventuelle Messungenauigkeiten und Abrostungszuschläge sind darin berücksichtigt.

Da zur Materialgüten der Walzprofile keine Angaben vorliegen und auch keine Proben für eine differenzierte Materialanalyse genommen wurden, wird die Materialgüte auf der sicheren Seite liegend wie folgt angenommen: Flusstahl, Streckgrenze 235 N/mm²

Die gemessene Betondeckung oberhalb des Stahl-Walzprofiles ist mit rd. 5 cm und die Schichtstärke des Straßenbelages mit rd. 3,5 cm aus Abbildung 12 zu entnehmen.

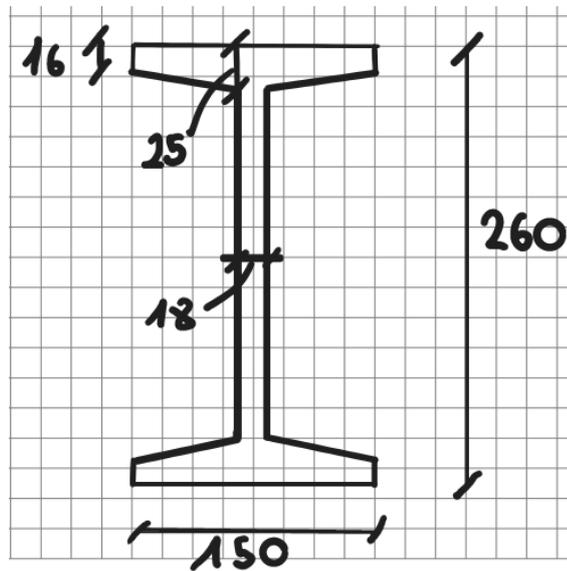


Abbildung 11 gemessener Querschnitt I Träger



Abbildung 12 Betondeckung (oberhalb) 5cm + Asphalt dicke 3,5cm

3 Berechnungsgrundlagen / Berechnungsannahmen

Die folgenden Berechnungsgrundlagen basieren auf ungünstigen Annahmen.

3.1 Baustoffe

Beton (unbewehrt)	C30/37
Baustahl	Flussstahl, $f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$
Mauerwerk (vermörtelt)	Naturstein (Granit)

3.2 Baugrund

Die Berechnung mit homogenem Baugrund ist mit folgenden charakteristischen Kennwerten angesetzt:

- Auffüllung, Sand
- Wichte $\gamma/\gamma' = 19/11 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi'_k = 32,5^\circ$
- $c'_k = 0$
- $E_{s,k} = 10 \text{ MN/m}^2$
- Grundwasser bei -3m ab OK Brückenüberbau

Bei anderen Bodenverhältnissen gelten die in dieser Statik vorgestellten Berechnungsergebnisse nicht mehr.

Erddruckansatz

Da für die Widerlagerwand, der hier betrachteten Art, ein mögliches Kippen nicht angenommen wird, wird der aktive Erddruck angesetzt.

Bemessungssituation

Folgende Bemessungssituation wird gerechnet:
 BS-P nach DIN EN 1997-1 [2.4] in der gültigen Fassung.

Bauzustände

In der statischen Berechnung wird nur der Endzustand als ungünstiger Zustand betrachtet, jedoch keine Bauzwischenzustände.

4 Statische Berechnung

4.1 Nachweis Überbau

In der Brückenplatte sind bereichsweise Stahlträger einbetoniert. Es sind jeweils ein Stahlträger am Brückenrand und jeweils 2 x 3 Stahlträger in Brückenmitte vorhanden. Zwischen den Trägern am Brückenrand und den ersten Innenträgern ist im Grundriss eine Aufkantung vorhanden. Die Aufkantung befindet sich jeweils mittig zwischen den Randträgern und den mittleren Trägern. Die Verkehrslast kann nur zwischen den Aufkantungen wirken. Zwischen Aufkantung und Brückenrand kann aufgrund der baulichen Abgrenzung keine Verkehrslast wirken. Weiterhin ist oberhalb der Randträger jeweils ein Geländer vorhanden.

Der Überbau wird wie folgt nachgewiesen:

Stahlträger:

- Stahlträger in Brückenmitte: Spannungsnachweis elastisch
- Stahlträger in Brückenmitte: Spannungsnachweis elastisch

Betonplatte:

- Spannungsnachweis im Zustand I unter Einhaltung der Betonzugspannungen $f_{ctm} = 2,9$ N/mm². Die vorhandene Bewehrung wird nicht in Ansatz gebracht.

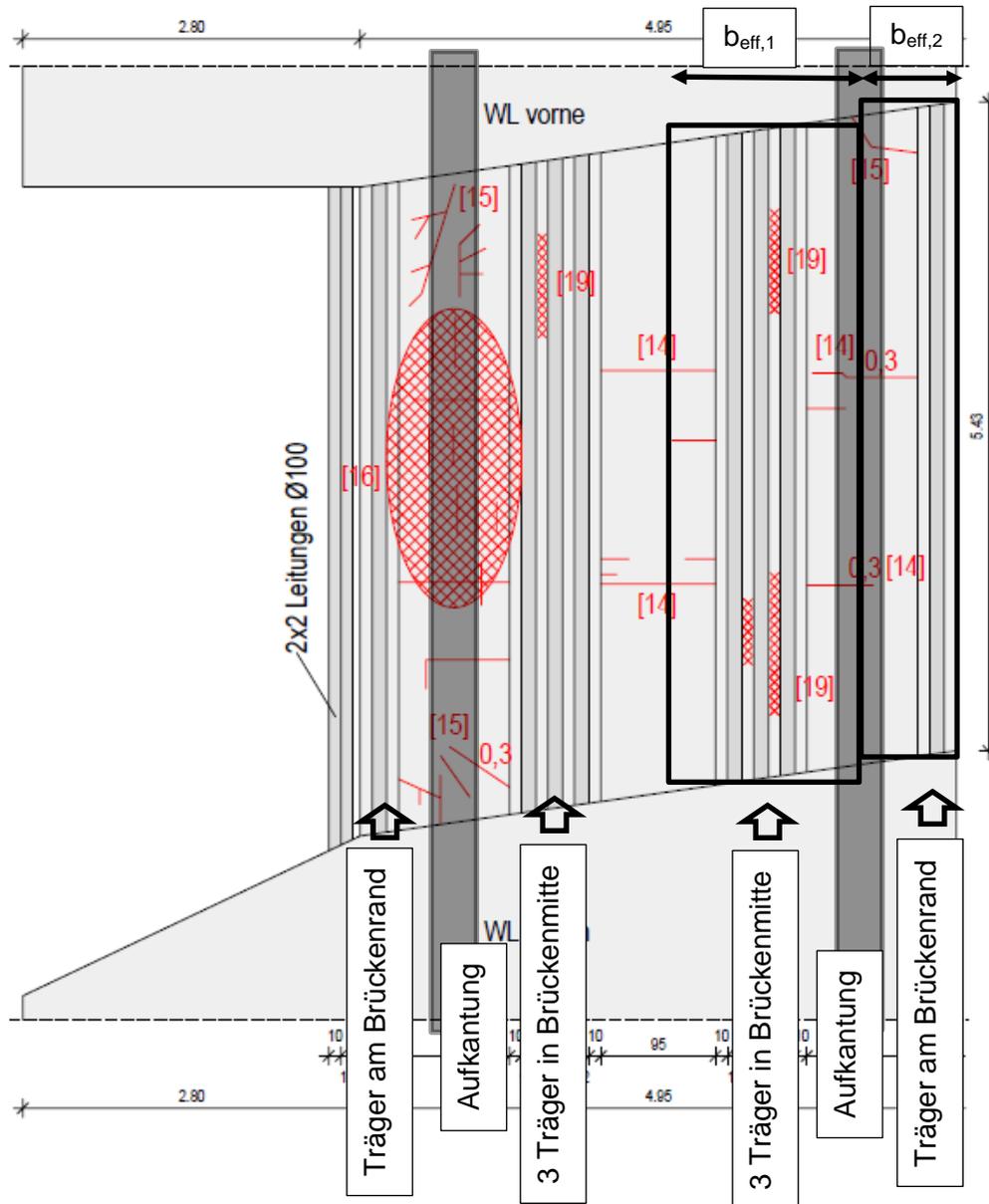


Abbildung 13 Bauteilbenennung und Lasteinzugsbreiten

4.1.1 Einwirkung

Für die Nachrechnung der Brücke werden folgende Einwirkungen angesetzt:

Eigengewicht g_{k1} :	$\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$ Plattenstärke abzgl. Asphalt: $h = 32 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} = 28,5 \text{ cm}$ Plattenverstärkung im Bereich der Stahlträger: $h_{\text{unten}} = 6 \text{ cm}$
Straßenbelag g_{k2} :	$\gamma_{\text{Asphalt}} = 0,25 \text{ kN/m}^2$ je cm Schichtstärke zzgl. $0,5 \text{ kN/m}^2$ Ausgleich der Gradienten Schichtstärke $d = 3,5 \text{ cm}$
Aufkantung g_{k3} :	$\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$; die Aufkantung befindet sich mittig zwischen den Randträgern und den ersten Innenträgern (Lastzuordnung jeweils 50%)
Geländer g_{k4} :	Annahme: $0,5 \text{ kN/m}$; Geländer wirkt jeweils nur auf die Randträger
Nutzlast q_k :	Verkehrslast 5 kN/m^2 infolge Fußgänger und Radverkehr; wirkt nur zwischen den Aufkantungen

Weitere äußere Einwirkungen, wie Wind und Schnee werden nicht angesetzt, da diese nicht maßgebend sind.

Der Lastfall Temperatur wird aufgrund der kurzen Brückenlänge und der näherungsweise gelenkigen und verschieblichen Lagerung auf der Widerlagerwand vernachlässigt.

4.1.2 Nachweis Stahlträger

Seitenansicht M. 1:50

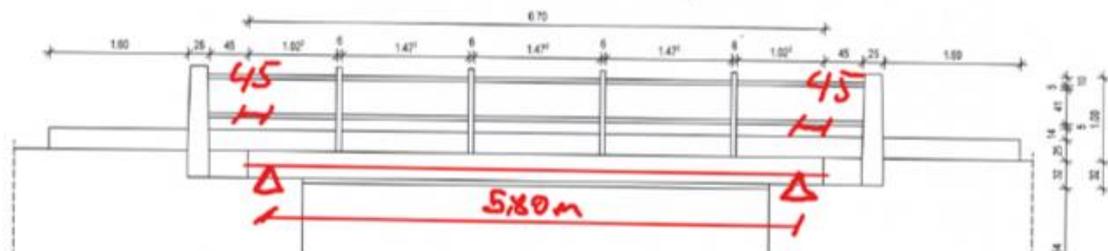


Abbildung 14 Statisches System

Stützweite:

$$l = 5,80 \text{ m}$$

Lasteinzugsbreite Träger Brückenmitte:

$$b_{\text{eff},1} = 0,95/2 + 0,92/2 + 0,1 \cdot 4 + 0,12 \cdot 3 = 1,695 \text{ m}$$

Lasteinzugsbreite Träger Brückenrand:

$$b_{\text{eff},2} = 0,92/2 + 0,1 \cdot 2 + 0,12 \cdot 1 = 0,78 \text{ m}$$

4.1.2.1 Stahlträger in Brückenmitte

$$Q_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.695 \text{ m} \cdot \frac{1}{3} = 2.825 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k1} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (1.695 \text{ m} \cdot 0.285 \text{ m} + 0.76 \text{ m} \cdot 0.06 \text{ m}) = 13.217 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k2} := \left(0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2 \cdot \text{cm}} \cdot 3.5 \text{ cm} \right) \cdot 1.695 \text{ m} = 2.331 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k3} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} = 0.938 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_k := (G_{k1} + G_{k2}) \cdot \frac{1}{3} + G_{k3} = 6.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} := G_k \cdot 1.35 + Q_k \cdot 1.5 = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,max} := \frac{q_{Ed} \cdot (5.8 \text{ m})^2}{8} = 52.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,max} := \frac{q_{Ed} \cdot (5.8 \text{ m})}{2} = 36.249 \text{ kN}$$

$$W_y := 324.30 \text{ cm}^3 = (3.243 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \rightarrow \text{aus IPE 240}$$

$$A_w := 13.66 \text{ cm}^2 = (1.366 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \rightarrow \text{aus IPE 240}$$

$$\sigma_{max} := \frac{M_{Ed,max}}{W_y} = 162.073 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{max} := \frac{V_{Ed,max}}{A_w} = 26.536 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yk} := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{f_{yk}}{1.1} = 213.636 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Rd} := \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 123.343 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\eta\sigma := \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{Rd}} = 0.759 \quad \eta < 1 \quad ; \quad \eta\tau := \frac{\tau_{max}}{\tau_{Rd}} = 0.215 \quad + \quad \eta < 1$$

Nachweis erfüllt mit einer Spannungsausnutzung von maximal 75,9 %.
Vergleichsspannungsnachweis nicht erforderlich.

4.1.2.2 Stahlträger am Brückenrand

$$Q_k := 0 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.78 \text{ m} = 0 \frac{kN}{m}$$

$$G_{k1} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot (0.78 \text{ m} \cdot 0.285 \text{ m} + 0.32 \text{ m} \cdot 0.06 \text{ m}) = 6.038 \frac{kN}{m}$$

$$G_{k2} := \left(0.5 \frac{kN}{m^2} + 0.25 \cdot \frac{kN}{m^2 \cdot cm} \cdot 3.5 \text{ cm} \right) \cdot 0.78 \text{ m} = 1.073 \frac{kN}{m}$$

$$G_{k3} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} = 0.938 \frac{kN}{m}$$

$$G_{k4} := 0.5 \frac{kN}{m}$$

$$G_k := G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k4} = 8.548 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed} := G_k \cdot 1.35 + Q_k \cdot 1.5 = 11.539 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed,max} := \frac{q_{Ed} \cdot (5.8 \text{ m})^2}{8} = 48.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,max} := \frac{q_{Ed} \cdot (5.8 \text{ m})}{2} = 33.463 \text{ kN}$$

$$W_y := 324.30 \text{ cm}^3 = (3.243 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \rightarrow \text{aus IPE 240}$$

$$A_w := 13.66 \text{ cm}^2 = (1.366 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \rightarrow \text{aus IPE 240}$$

$$\sigma_{max} := \frac{M_{Ed,max}}{W_y} = 149.621 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{max} := \frac{V_{Ed,max}}{A_w} = 24.497 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{Rd} := \frac{f_{yk}}{1.1} = 213.636 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rd} := \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 123.343 \frac{N}{mm^2}$$

$$\eta \sigma := \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{Rd}} = 0.7 \quad \eta < 1 \quad \eta \tau := \frac{\tau_{max}}{\tau_{Rd}} = 0.199 \quad \eta < 1$$

Nachweis erfüllt mit einer Spannungsausnutzung von maximal 70 %
Vergleichsspannungsnachweis nicht erforderlich.

Verfasser:

WKC Hamburg GmbH • Planungen im Bauwesen
21079 Hamburg • Tel.: 040/79 00 01-0 • Fax: 040/79 00 01-44



Programm:

Bauwerk: Büchen BW003 – Statische Berechnung (Tragfähigkeitsabschätzung)

Datum: 24.05.2023

4.1.2.3 Ermüdung im Stahlträger

Der Ermüdungsnachweis wird überschlägig anhand der Kerbfälle geführt.

Für Biegung:

Kerbfall 160

Normalspannung $\sigma_{x,d} = \Delta\sigma_{x,d} = 162,1 \text{ N/mm}^2$

Nachweis: $162,1 / (160 / 1,15) = 1,16 > 1,0$

jedoch Spannungsermittlung mit IPE 240. Bei Wahl eines größeren Profils z.B. IPE 270 ist das Widerstandsmoment rd. 25% größer. Somit wären ausreichende Reserven vorhanden.

Die tatsächlich gemessenen Profilabmessungen entsprechen eher einem größeren Profil als einem IPE 240.

Nachweis erfüllt

Für Schub:

Kerbfall 100

Schubspannung $\tau_{x,d} = T_{x,d} = 26,5 \text{ N/mm}^2$

Nachweis: $26,5 / (100 / 1,15) = 0,31 < 1,0$

Nachweis erfüllt

Bauteil: Statische Berechnung
Block

Archiv-Nr.:

Vorgang:

Seite 23

4.1.3 Nachweis Beton zwischen den Stahlträgern

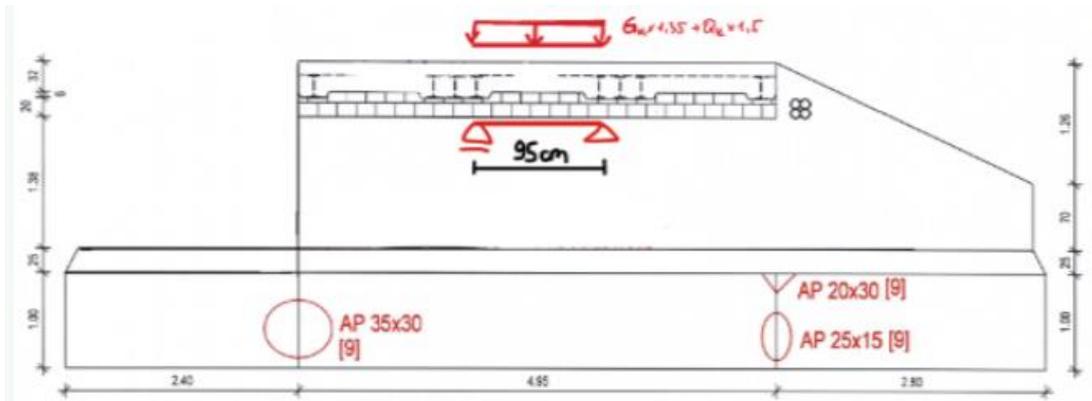


Abbildung 15 Statisches System

$$m_y := 1 \text{ m} ; \quad b_y := 0,95 \cdot \text{m} ; \quad h_{\text{ungünstig}} := 0,285 \cdot \text{m}$$

$$f_{ct} := 2,9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} ; \quad \alpha_{CC} := 0,85 ; \quad \gamma_C := 1,5$$

$$G_{k1} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{\text{ungünstig}} \cdot m_y = 7,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k2} := \left(0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2 \cdot \text{cm}} \cdot 3,5 \cdot \text{cm} \right) \cdot m_y = 1,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_k := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot m_y = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_k := G_{k1} + G_{k2} = 8,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} := G_k \cdot 1,35 + Q_k \cdot 1,5 = 18,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,max} := \frac{q_{Ed} \cdot b_y^2}{8} = 2,141 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_y := \frac{b_y \cdot h_{\text{ungünstig}}^2}{6} = 0,013 \cdot \text{m}^3$$

$$\sigma_{Ed,max} := \frac{M_{Ed,max}}{W_y} = 0,166 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd} := f_{ct} \cdot \frac{\alpha_{CC}}{\gamma_C} = 1,643 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\eta := \frac{\sigma_{Ed,max}}{f_{cd}} = 0,101 \quad (\eta < 1)$$

Die Berechnung des Spannungsnachweises ist mit $0,101 < 1,0$ erfüllt.

4.2 Nachweis Widerlager und Gründung

Für den Nachweis des Widerlagers und der Gründung werden folgende Annahmen getroffen:

- Widerlager:
 - vermörteltes Zyklopen- bzw. Feldsteinmauerwerk;
 - die Auflagerbank für den Überbau besteht aus drei Schichten Ziegelmauerwerk
 - Wandhöhe von Gründungssohle bis UK Brückenplatte $h = 2,40\text{ m}$
 - Wandstärke $t = 60\text{ cm}$
 - Unterer Wandbereich auf einer Höhe von rd. $1,10\text{ m}$ vollständig verputzt
 - Oberer Wandbereich auf einer Höhe von rd. $1,30\text{ m}$ nur auf halber Wandstärke verputzt
- Flügelwände:
 - wie Widerlagerwand, jedoch
 - kein Ziegelmauerwerk vorhanden
- Gründung:
 - Annahme Flachgründung aufgrund örtlicher Feststellung;
 - Gründungstiefe bei $-2,40\text{ m}$ unter UK Brückenplatte bzw. rd. $-2,75\text{ m}$ u OK Straße
 - Betonbalken und Sohlsicherung im Gewässerbett wirken stabilisierend auf die Widerlagerwand

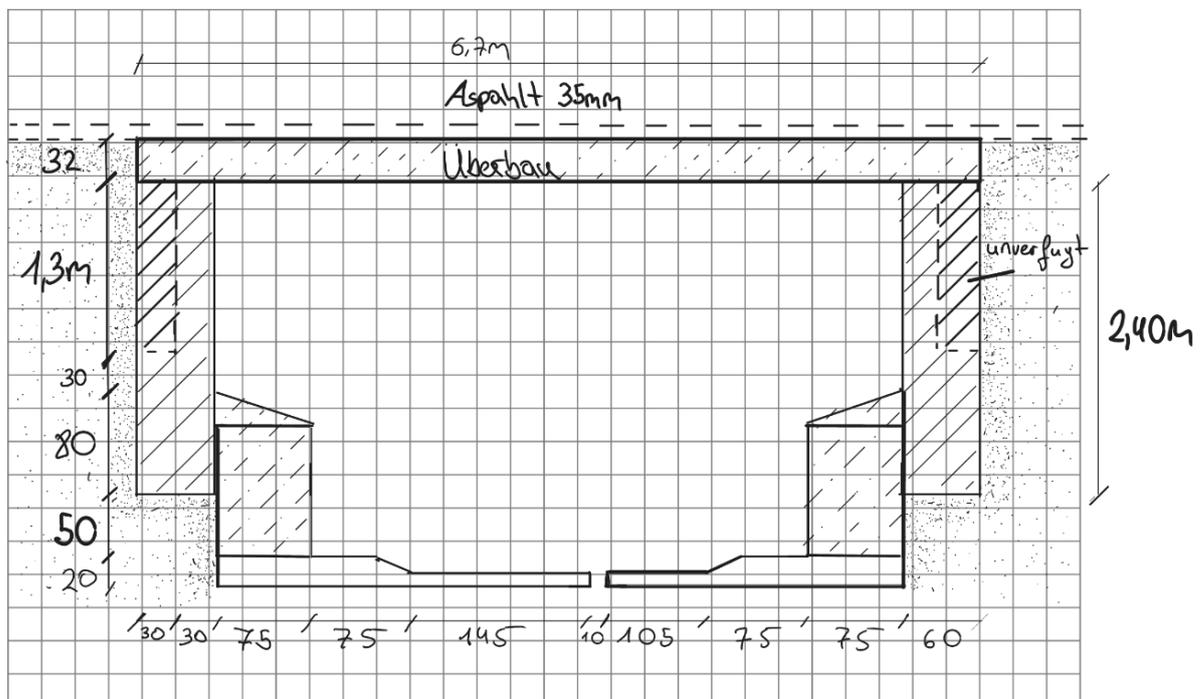


Abbildung 16 Längsschnitt BW 003

4.2.1 Einwirkungen auf Widerlager

Für die Nachrechnung des Widerlagers und der Gründung werden folgende Einwirkungen angesetzt:

Beton: $\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$

Straßenbelag: $\gamma_{\text{Straßenbelag}} = \text{i. M. } 20 \text{ kN/m}^3; h = 32 \text{ cm} \rightarrow g_k = 0,32 * 20 = 6,4 \text{ kN/m}^2$

Mauerwerk: $\gamma_{\text{Mauerwerk}} = 26 \text{ kN/m}^3$

Nutzlast $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Erddruck

- Auffüllung, Sand
- Wichte $\gamma/\gamma' = 19/11 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi'_k = 32,5^\circ$
- $c'_k = 0$

Auflagerreaktion aus Überbau

$$g_{k1} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{(1.695 \text{ m} \cdot 0.285 \text{ m} + 0.76 \text{ m} \cdot 0.06 \text{ m})}{1.695 \text{ m}} \cdot \left(\frac{5.8 \text{ m}}{2} + 0.45 \text{ m} \right) = 26.122 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k2} := \left(0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2 \cdot \text{cm}} \cdot 3.5 \text{ cm} \right) \left(\frac{5.8 \text{ m}}{2} + 0.45 \text{ m} \right) = 4.606 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left(5.8 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} + 0.45 \text{ m} \right) = 16.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

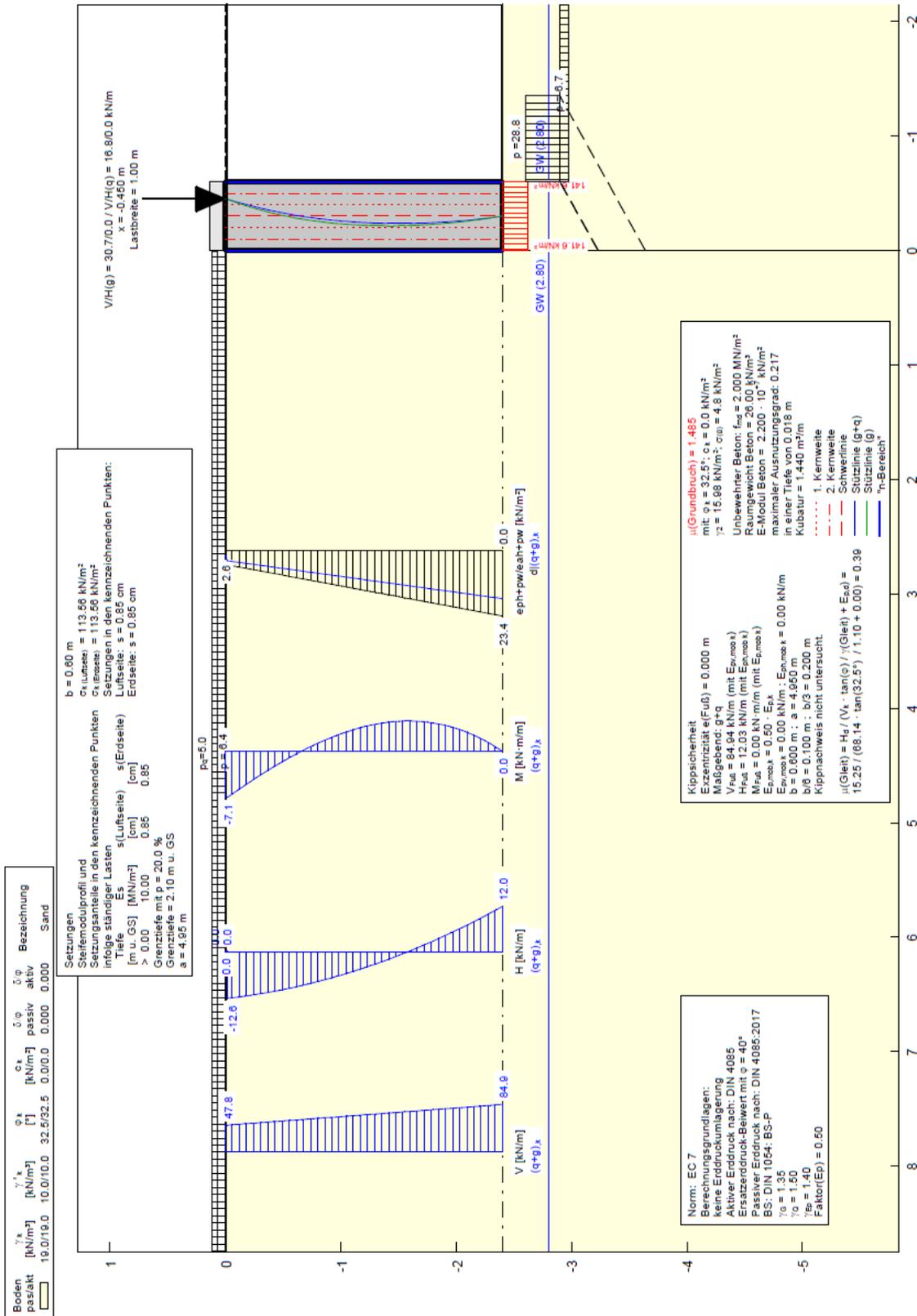
ständige Einwirkung

$$g_k := g_{k1} + g_{k2} = 30.728 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

veränderliche Einwirkung

$$q_k = 16.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.2.2 Grundbruchnachweis



Verfasser:

WKC Hamburg GmbH • Planungen im Bauwesen
21079 Hamburg • Tel.: 040/79 00 01-0 • Fax: 040/79 00 01-44



Programm:

Bauwerk: Büchen BW003 – Statische Berechnung (Tragfähigkeitsabschätzung)

Datum: 24.05.2023

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

Alle Höhenangaben beziehen sich auf den Wandkopf.

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

Baugrubensohle = 2.40 m

Grundwasserstand (Erdseite) = 2.80 m
 Grundwasserstand (Luftseite) = 2.80 m

Kippnachweis nicht untersucht.

Teilsicherheiten

BS: DIN 1054: BS-P
 $\gamma_{g,s} = 1.35$
 $\gamma_{g,q} = 1.50$
 $\gamma_{g,Ep} = 1.40$ (Gleiten)

Unterfangungskörper

$\gamma = 26.00 \text{ kN/m}^3$
 $E\text{-Modul} = 2.2000\text{E}+7 \text{ kN/m}^2$
 Vertikallast(G) = 30.70 kN/m
 Vertikallast(Q) = 16.80 kN/m
 Horizontallast(G) = 0.00 kN/m
 Horizontallast(Q) = 0.00 kN/m
 x (Last) = -0.45 m

Fundamentlänge $a = 4.95 \text{ m}$

Tiefe	Luftseite	Erdseite	Breite
[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	-0.60	0.00	0.60
2.40	-0.60	0.00	0.60

Flächenlast $p = 6.40 \text{ kN/m}^2$

Lasten (einseitig begrenzt)

Nr.	sigma	x(Luftseite)	Tiefe	y(oben)	y(unten)	Verkehrslast
[-]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]
1	5.00	0.01	0.00	0.01	0.02	ja

Passivseite

Lasten (einseitig begrenzt)

Nr.	sigma	x(Luftseite)	Tiefe	y(oben)
[-]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]
1	-6.70	-0.60	2.90	3.23

Passivseite

Lasten (zweiseitig begrenzt)

Nr.	sigma	x(Luftseite)	x(Erdseite)	Tiefe	yo	yu
[-]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	28.80	-1.35	-0.60	2.90	3.64	3.23

keine Erddruckumlagerung

Art des Fußlagers:

Fuß frei aufgelagert

Anker und Steifen

Nr.	y	Neigung	Länge	N,d	N,g+q	N,g	EA	EI	Steife
[-]	[m]	[°]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN·m ² /m]	
1	0.02	0.00	5.80	17.51	12.65	9.79	2.100E+7	2.100E+7	Steife

Zusätzlich für Steifen

Steife 1

Vertikallast [kN/m²/m]: 0.00
 max M [kN·m/m]: 0.03
 gelenkig an Wand angeschlossen
 Bemessungswerte

Bauteil: Statische Berechnung
Block

Archiv-Nr.:

Vorgang:

Seite 29

x	y	wx	wy	N	Q	M
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kN-m/m]
-6.10	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	0.00
-5.52	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	0.00
-5.52	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	0.00
-4.94	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	-0.01
-4.36	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	-0.01
-3.78	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	-0.01
-3.20	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	-0.02
-2.62	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	-0.02
-2.04	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	-0.02
-1.46	0.02	0.0	0.0	-17.51	0.01	-0.02
-0.88	0.02	0.0	0.0	-17.51	-0.05	-0.03
-0.30	0.02	0.0	0.0	-17.51	-0.05	0.00

Bodenkennwerte

Schicht	Tiefe	γ_k	γ'_k	φ_k	c_k	dp/φ	da/φ	E_s
pas/akt	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[MN/m ²]
1	6.50	19.0/19.0	10.0/10.0	32.5/32.5	0.0/0.0	0.000	0.000	10.0

Aktive Erddruckbeiwerte

bestimmt nach: DIN 4085

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

Schicht	k_{agh}	k_{ach}	φ_k	δ	$k_{agh(40^\circ)}$
[-]	[-]	[-]	[°]	[°]	[-]
1	0.301	1.097	32.500	0.00	0.217

Aktive Erddruckordinaten d

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	Wasserdruck
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	oben[kN/m ²]	unten[kN/m ²]
0.000	0.006	2.600	2.650	0.00	0.00
0.006	0.018	2.650	4.999	0.00	0.00

Aktive Erddruckordinaten (g+q),k

von	bis	oben	unten	Wasserdruck	Wasserdruck
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	oben[kN/m ²]	unten[kN/m ²]
0.000	0.006	1.926	1.983	0.00	0.00
0.006	0.018	1.983	3.535	0.00	0.00

Passive Erddruckbeiwerte

Faktor(E_p) = 0.50 (Grundbruch/Stützlinaie)

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

bestimmt nach: DIN 4085:2017

Schicht	k_{pgh}	k_{pch}	φ_k	delta
[-]	[-]	[-]	[°]	[°]
1	3.322	3.646	32.500	0.00

Passive Erddruckordinaten mit:

Faktor(E_p) = 0.50 (Grundbruch/Stützlinaie)

Anpassungsfaktor Erdwiderstand = 1.00

von	bis	oben	unten
[m]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]

Schnittgrößen d

Tiefe	H	M	V	e	H(ep,k)	M(ep,k)	V(ep,k)
[m]	[kN/m]	[kN-m/m]	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[kN-m/m]	[kN/m]
0.00	0.0	-10.0	66.6	-0.150	0.0	0.0	0.0
0.01	0.0	-10.0	66.8	-0.150	0.0	0.0	0.0
0.02	0.1	-10.0	67.0	-0.149	0.0	0.0	0.0
0.02	-17.4	-10.0	67.0	-0.149	0.0	0.0	0.0
2.40	16.4	0.0	117.2	0.000	0.0	0.0	0.0

Schnittgrößen (g+q),k

Tiefe	H	M	V	e	b/3
[m]	[kN/m]	[kN-m/m]	[kN/m]	[m]	[m]
0.00	0.0	-7.1	47.5	-0.150	0.200
0.01	0.0	-7.1	47.6	-0.150	0.200
0.02	0.0	-7.1	47.8	-0.149	0.200
0.02	-12.6	-7.1	47.8	-0.149	0.200
2.40	12.0	0.0	84.9	0.000	0.200

Schnittgrößen g,k

Tiefe	H	M	V	e	b/δ	
[m]	[kN/m]	[kN·m/m]	[kN/m]	[m]	[m]	
0.00	0.0	-4.6	30.7	-0.150	0.100	*
0.01	0.0	-4.6	30.8	-0.150	0.100	*
0.02	0.0	-4.6	31.0	-0.149	0.100	*
0.02	-9.8	-4.6	31.0	-0.149	0.100	*
2.40	11.3	0.0	68.1	0.000	0.100	

*) Bedingung: $|e| < b / \delta$ nicht eingehalten.

Schubnachweis nach 4093:2012-08:
n-Wert für Lastausbreitung = 2.000

Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit
Bemessungswert der Druckfestigkeit $f_{m,d} = 2.000 \text{ MN/m}^2$

$\tau_{E,d} \leq 0,2 \cdot f_{m,d} = 0.400 \text{ MN/m}^2 = 400.0 \text{ kN/m}^2$

$N_{cr} = \text{Knicklast} = E \cdot I \cdot \pi^2 / sk^2$

Knicknachweis nicht erforderlich, wenn $N_{E,d} / N_{cr} < 0.10$

Nachweis für: g+q

Tiefe	$Q_{E,d}$	b	e	$\tau_{E,d}$	$\mu(\tau)$	$N_{E,d}/N_{cr}$	
[m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	
0.006	0.017	0.600	0.150	0.083	0.000	0.000	(*)
0.006	0.017	0.600	0.150	0.083	0.000	0.000	(*)
0.018	0.062	0.600	0.149	0.309	0.001	0.000	(*)
0.018	17.449	0.600	0.149	86.742	0.217	0.000	(*)
0.020	17.441	0.600	0.149	86.381	0.216	0.000	(*)
0.020	17.441	0.600	0.149	86.381	0.216	0.000	(*)
2.400	16.354	0.600	0.000	40.885	0.102	0.000	

max $\mu(\tau_{E,d})$

0.018	17.449	0.600	0.149	86.742	0.217	0.000	(*)
-------	--------	-------	-------	--------	-------	-------	-----

(*) ==> klaffende Fuge

Nachweis für: g

Tiefe	$Q_{E,d}$	b	e	$\tau_{E,d}$	$\mu(\tau)$	$N_{E,d}/N_{cr}$	
[m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	
0.006	0.017	0.600	0.150	0.083	0.000	0.000	(*)
0.006	0.017	0.600	0.150	0.083	0.000	0.000	(*)
0.018	0.049	0.600	0.149	0.241	0.001	0.000	(*)
0.018	13.174	0.600	0.149	65.282	0.163	0.000	(*)
0.020	13.169	0.600	0.148	64.962	0.162	0.000	(*)
0.020	13.169	0.600	0.148	64.962	0.162	0.000	(*)
2.400	15.253	0.600	0.000	38.132	0.095	0.000	

max $\mu(\tau_{E,d})$

0.018	13.174	0.600	0.149	65.282	0.163	0.000	(*)
-------	--------	-------	-------	--------	-------	-------	-----

(*) ==> klaffende Fuge

Nachweis unbewehrter Beton (nach EC 2 / DIN 1045)

n-Wert für Lastausbreitung = 2.000

$f_{m,d} = 2.00 \text{ MN/m}^2$

sk = Knicklänge

$V_r = b(\text{Beton}) \cdot f_{m,d} \cdot \phi$

$\phi = 1,14 \cdot [1 - 2 \cdot e(\text{tot}) / b(\text{Beton})] - 0,02 \text{ sk} / b(\text{Beton})$

$e(\text{tot}) = e(\text{Beton}) + 0,5 \cdot \text{sk} / 200$

$0.0 \leq \phi \leq 1 - 2 \cdot e(\text{tot}) / b(\text{Beton})$

Nachweis für: (g+q).k

$\mu_e = \text{Ausnutzungsgrad}$

Tiefe	Vd	Vg+q.k	b(Beton)	e(Beton)	e/b	ϕ	Vr	μ_e
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m]	[-]

Verfasser:

WKC Hamburg GmbH • Planungen im Bauwesen
21079 Hamburg • Tel.: 040/79 00 01-0 • Fax: 040/79 00 01-44



Programm:

Bauwerk: Büchen BW003 – Statische Berechnung (Tragfähigkeitsabschätzung)

Datum: 24.05.2023

0.00	66.6	47.5	0.600	0.150	0.250	0.500	599.8	0.079
0.01	66.8	47.6	0.600	0.150	0.249	0.501	601.0	0.111
0.02	67.0	47.8	0.600	0.149	0.249	0.503	603.3	0.111
0.02	67.0	47.8	0.600	0.149	0.249	0.503	603.3	0.11
2.40	117.2	84.9	0.600	0.000	0.000	0.980	1176.2	0.100

Nachweis für: g,k

Tiefe	Vg,d	Vg,k	b(Beton)	e(Beton)	e/b	φ	Vr	μ_e
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m]	[-]
0.00	41.4	30.7	0.600	0.150	0.250	0.500	599.8	0.051
0.01	41.6	30.8	0.600	0.150	0.249	0.501	601.7	0.069
0.02	41.8	31.0	0.600	0.149	0.248	0.504	605.3	0.069
0.02	41.8	31.0	0.600	0.149	0.248	0.504	605.2	0.07
2.40	92.0	68.1	0.600	0.000	0.000	0.980	1176.2	0.078

Weggrößen d

Tiefe	w
[m]	[mm]
0.00	0.0
0.01	0.0
0.02	0.0
2.40	0.0

Weggrößen (g+q),k

Tiefe	w
[m]	[mm]
0.00	0.0
0.01	0.0
0.02	0.0
2.40	0.0

Gleitsicherheit

- Nachweis "Gleitsicherheit" mit selbst definiertem Wert von 32.5° !

Maßgebend: g

$$\mu_e(\text{Gleit}) = H,d / (V,k \cdot \tan(\varphi) / \gamma(\text{Gleiten}) + E_p,d) = 15.3 / (68.1 \cdot \tan(32.5) / 1.10 + 0.0) = 0.387$$

Grundbruchsicherheit

Maßgebend: = g + q

H,k = 12.03 kN/m

M,k = 0.00 kN·m/m

V,d = 117.18 kN/m

R,d = 78.91 kN/m

a = 4.950 m

b = 0.600 m

b' = 0.600 m

Ausnutzungsgrad = 1.485

 $\gamma(\text{Grundbruch}) = 1.400$ $\varphi_k = 32.5^\circ$ $c_k = 0.0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_2 = 16.0 \text{ kN/m}^3$ $\sigma_0 = 4.8 \text{ kN/m}^2$ $N_{c0} = 37.02 / N_{d0} = 24.58 / N_{b0} = 15.03$ $v_c = 1.068 / v_d = 1.065 / v_b = 0.964$ $i(c) = 0.738 / i(d) = 0.749 / i(b) = 0.643$

Böschungsneigung = 0.0°

 $\lambda_c = 1.000 / \lambda_d = 1.000 / \lambda_b = 1.000$

Sohlneigung = 0.0°

 $\xi_c = 1.000 / \xi_d = 1.000 / \xi_b = 1.000$

Tiefenbeiwerte:

 $T_c = 1.000 / T_d = 1.000$

Setzungen

Steifemodulprofil und

Setzungsanteile in den kennzeichnenden Punkten

infolge ständiger Lasten

Tiefe	E_s	s(Luftseite)	s(Erdseite)
[m u. GS]	[MN/m ²]	[cm]	[cm]
> 0.00	10.00	0.85	0.85

Grenztiefe mit p = 20.0 %

Grenztiefe = 2.10 m u. GS

+

Bauteil: Statische Berechnung
Block

Archiv-Nr.:

Vorgang:

Seite 32

Verfasser:

WKC Hamburg GmbH • Planungen im Bauwesen
21079 Hamburg • Tel.: 040/79 00 01-0 • Fax: 040/79 00 01-44



Programm:

Bauwerk: Büchen BW003 – Statische Berechnung (Tragfähigkeitsabschätzung)

Datum: 24.05.2023

V,k = 88.14 kN/m
 a = 4.95 m
 b = 0.60 m
 sigma (Luftseite) = 113.56 kN/m²
 sigma (Erdseite) = 113.56 kN/m²
 Setzungen in den beiden kennzeichnenden Punkten:
 Luftseite: s = 0.85 cm
 Erdseite: s = 0.85 cm

Hydraulischer Gradient auf Passivseite für Erddruckberechnung verwendet !

Horizontaler Wasserdruck herkömmlich bestimmt.

Untergrundhydraulische Berechnungen:
 Durchlässigkeiten

Schicht	von	bis	k(Erdseite)	k(Luftseite)
[-]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]
1	0.00	0.01	1.0E-4	1.0E-4
2	0.01	0.02	1.0E-4	1.0E-4
3	0.02	0.02	1.0E-4	1.0E-4
4	0.02	2.40	1.0E-4	1.0E-4
5	2.40	2.80	1.0E-4	1.0E-4
6	2.80	3.23	1.0E-4	1.0E-4
7	3.23	3.64	1.0E-4	1.0E-4
8	3.64	6.50	1.0E-4	1.0E-4

Untergrundhydraulik

Potentiale	h	und	Gradienten	i	(Erdseite)
Tiefe	h	i			
[m]	[m]	[-]			
0.00	-2.80	0.000			
0.01	-2.80	0.000			
0.02	-2.80	0.000			
0.02	-2.80	0.000			
2.40	-2.80	0.000			
2.40	-2.80	0.000			
2.80	-2.80	0.000			
3.23	-2.80	0.000			
3.64	-2.80	0.000			

Potentiale h und Gradienten i (Luftseite)

Tiefe	h	i
[m]	[m]	[-]
0.00	-2.80	0.000
0.01	-2.80	0.000
0.02	-2.80	0.000
0.02	-2.80	0.000
2.40	-2.80	0.000
2.40	-2.80	0.000
2.80	-2.80	0.000
3.23	-2.80	0.000
3.64	-2.80	0.000

Ausnutzungsgrad hydraulische Grundbruchsicherheit = 0.00

gamma(Gewicht) = 0.95

gamma(Strömungskraft) = 1.45

UK Schicht = 0.00 m

Nachweis Auftriebssicherheit nicht erforderlich !

Anker- und Steifenkräfte

Nr	Tiefe	Länge	Kraft,d	Kraft,g+q	Kraft,g	
[-]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
1	0.02	-5.80	17.51	12.65	9.79	Steife

Die Berechnung des Grundbruchnachweises ist mit 1,485 > 1,0 nicht erfüllt.

Bauteil: Statische Berechnung
 Block

Archiv-Nr.:

Vorgang:

Seite 33

4.2.3 Nachweis der Mörtelfugen



Abbildung 17 Fugenbild des Zyklopenmauerwerk

Es wird aus dem Fugenbild eine Fugenstärke von 10mm abgeschätzt.
Die Haftscherfestigkeit beträgt $f_{vk0} = 0,22 \text{ N/mm}^2$.

Die Schubfestigkeit f_{vk} berücksichtigt das Querkraftversagen infolge Reibung und Steinzugversagen und ist als kleinerer der Werte von f_{vit} zu ermitteln:

$$f_{vk} = \min f_{vit} [f_{vit1} ; f_{vit2}]$$

a) Reibungsversagen

Vermörtelte Stoßfugen:

$$f_{vit1} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_{Dd}$$

Unvermörtelte Stoßfugen:

$$f_{vit1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \sigma_{Dd}$$

f_{vk0} Haftscherfestigkeit nach Tafel 7.30a

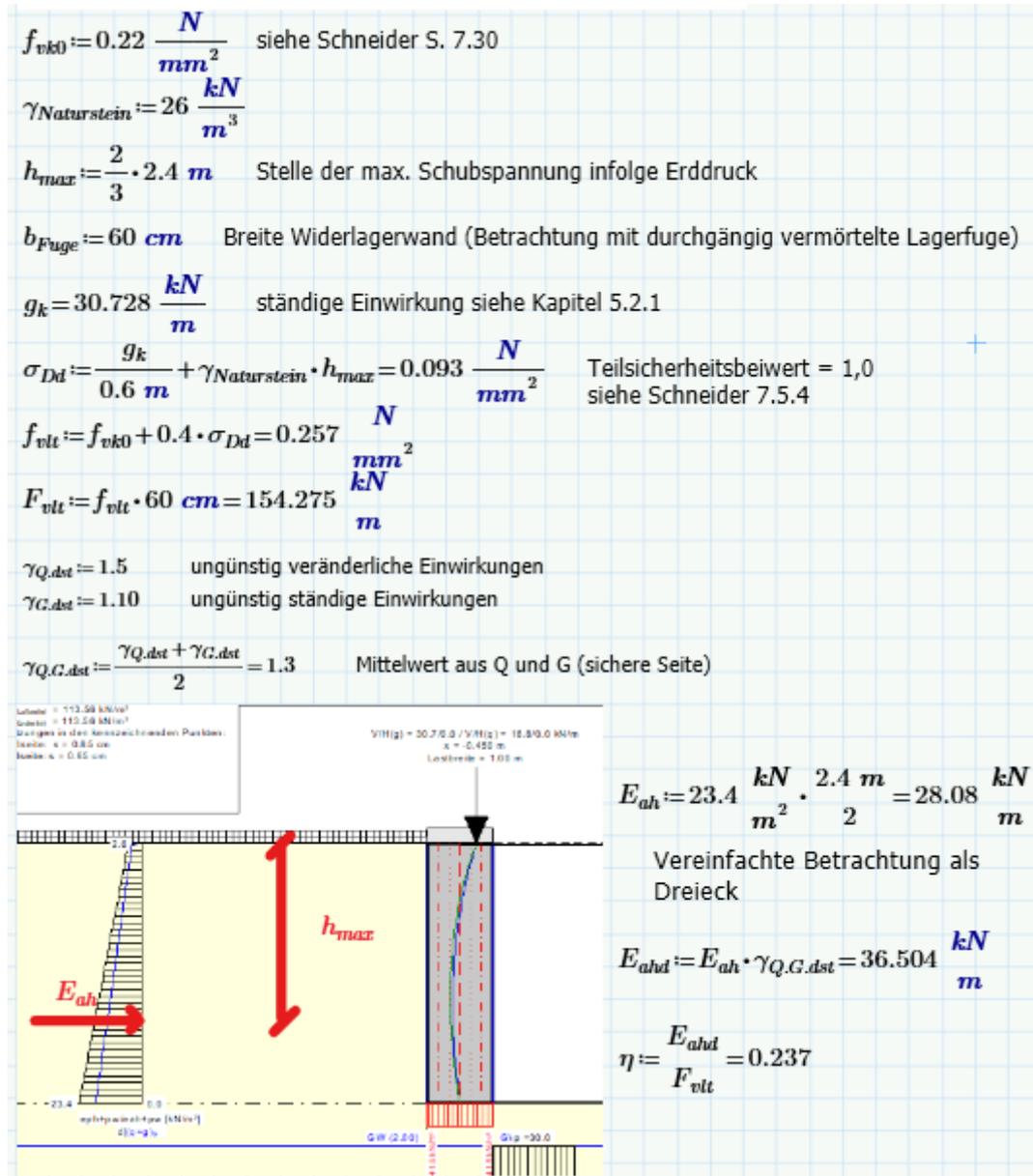
σ_{Dd} Bemessungswert der zug. Druckspannung an der Stelle der max. Schubspannung.

Für Rechteckquerschnitte gilt: $\sigma_{Dd} = N_{Ed} / A = 1,0 N_{Gk} / A$

$A = l_{c,lin} \cdot t$ (überdrückte Querschnittsfläche bei linearer Dehnungsverteilung)

Hinweis: Wird bei Reibungsversagen die Haftscherfestigkeit f_{vk0} berücksichtigt, so ist stets ein Randdehnungsnachweis nach Abschnitt 7.6zuführen

Abbildung 18 Schneider Kap. 7.5.4 Charakteristischer Wert der Schubfestigkeit f_{vk} bei Scheibenschub



Die Berechnung Schubspannungsnachweises in der Mörtelfuge ist mit $0,237 < 1,0$ erfüllt.

5 Zusammenfassung und Empfehlung zum weiteren Vorgehen

Die rechnerische Standsicherheit des Überbaus im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist mit einer ausreichenden Sicherheit bei einer Spannungsausnutzung von rd. 75 % gegeben.

Ein Ermüdungsnachweis für den Überbau wurde nur überschlägig geführt. Es konnten keine rechnerischen Defizite festgestellt werden. Es besteht zudem die Einschätzung, dass aufgrund der bisherigen geringen Verkehrsfrequenz und den Reserven im Spannungsnachweis sowie die konservative Wahl eines Stahlprofils (Querschnittswerte des rechnerischen Profilquerschnitts deutlich geringer als die Querschnittswerte des tatsächlichen Profilquerschnitts), der Überbau nicht ermüdungsgefährdet ist.

Die rechnerische Standsicherheit des Widerlagers und der Gründung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist mit einer Überschreitung um den Faktor 1,5 (Spannungsausnutzung rd. 150 %) nicht gegeben. Jedoch zeigt sich am Bauwerk kein Zustand, der auf ein Grundbruchversagen hindeutet. Die Ursache für die tatsächlich gegebene Standsicherheit können sein:

- eventuell vorhandene Tiefgründung (Pfähle) unter dem Bauwerk, die im Zuge der stichpunktartigen Probeaufgrabung nicht festgestellt werden konnte.
- konservative Einschätzung zur stabilisierenden Wirkung des Betonbalkens und der Sohl-sicherung im Gewässerbett

Bei einer konsequenten Vermeidung von zukünftigem Fahrzeugverkehr kann die Standsicherheit des Widerlagers und der Gründung als gegeben angenommen werden.

Die Vermeidung von Fahrzeugverkehr ist durch bauliche Maßnahmen (z. B. Absperrpoller) zu gewährleisten.

Das Gelände sowie das Schrammbord wurden nicht nachgerechnet.

Für die weitere Nutzung der Brücke als Fuß- und Radwegbrücke sind die empfohlenen Instandsetzungsmaßnahmen gem. Bauwerksprüfbericht [9] durchzuführen.

Verfasser:

WKC Hamburg GmbH • Planungen im Bauwesen
21079 Hamburg • Tel.: 040/79 00 01-0 • Fax: 040/79 00 01-44



Programm:

Bauwerk: Büchen BW003 – Statische Berechnung (Tragfähigkeitsabschätzung)

Datum: 24.05.2023

6 Unterschriften

Seiten 1 bis 37 aufgestellt:

Hamburg, den 24.05.2023

Bearbeiter:

Yunus Özel, B.Eng

WKC Hamburg GmbH

Planungen im Bauwesen

Veritaskai 8

21079 Hamburg

i.V. Alexander Tarnaske

Bauteil: Unterschriften
Block

Archiv-Nr.:

Vorgang:

Seite 37