

Unterlage 6-7-1

# Planfeststellungsverfahren

**Ersatzneubau der alten Levensauer Hochbrücke  
und  
Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals  
NOK-Km 93,2 – 94,2**

Variantenuntersuchung Anprallsicherung

**VORHABENTRÄGER:**

**WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT KIEL-HOLTENAU  
SCHLEUSENINSEL 2  
24159 KIEL-HOLTENAU**



**WSV.de**

Wasser- und  
Schifffahrtsverwaltung  
des Bundes

**VERFASSER:**

**IMS Ingenieurgesellschaft mbH**

**Stand: 29.11.2013**

## Kurze Erläuterung

In dieser Voruntersuchung werden die Auswirkungen der außergewöhnlichen Einwirkung „Schiffsanprall auf das Ufer im Bereich der Brückenpfeiler der neuen Levensauer Hochbrücke 2“, Kanalkilometer 93,580 untersucht und mögliche Anfahrschutzlösungen für den nördlichen Brückenpfeiler und die Senkkastenkonstruktion entwickelt.

Bereits in 2010 wurde eine Vordimensionierung der Ufersicherung durch Schönfeld Beratende Ingenieure erarbeitet. Die darin ermittelte Konstruktion der Ufersicherung wird in der vorliegenden Voruntersuchung (vgl. Variante 0) hinsichtlich der Auswirkungen eines Schiffstoßes betrachtet.

Im Rahmen eines Gutachtens zur „Ermittlung der Grenzverschiebung der Senkkastengründung Pfeiler Nord infolge Schiffstoßes“ durch die Gesellschaft Beratender Ingenieure Böger + Jäckle von Oktober 2012 wurden Grenzwerte für die zulässige Verformung des Brückenpfeilers und des Senkkastenfundaments ermittelt. Diese Werte wurden dann in der Variantenuntersuchung (vgl. Kapitel 3 ff) entsprechend berücksichtigt.

Die Unterlage gliedert sich wie folgt:

Bericht

Zeichnungen

1. Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Bestandsplan Schnitt und Ansicht mit Baugrund  
(Nr.: 90274-E-01)
2. Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Zielvariante Grundriss, Schnitt, Ansicht  
(Nr.: 90274-E-02)
3. Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Zielvariante Bauphasen  
(Nr.: 90274-E-03)



**WSV.de**

Wasser- und  
Schiffahrtsverwaltung  
des Bundes

## **Wasser- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau**

Ersatzneubau der Levensauer Hochbrücke  
und Ausbau NOK km 93,2 - 94,2

### **Voruntersuchung Anprallsicherung Pfeiler Nord HbLev 2**

---

Bericht Nr. 90274-01  
Hamburg, 29. November 2013

#### Revisions-Status

Rev.	Beschreibung	Datum	Autor	Abnahme
0	Erstellt	05.12.12	Gr	Ge
1	Ergänz. Kap. 10 Zielvariante	10.10.13	Gr	Ge
2	Kleinere Änderungen	28.11.13	Gr	Ge



Ingenieurgesellschaft mbH

<b>Inhalt</b>	<b>Seite</b>
<b>1 Allgemeines</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Veranlassung</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Projektbeschreibung</b>	<b>1</b>
<b>1.3 Planungsstand</b>	<b>2</b>
<b>1.4 Baugrund</b>	<b>3</b>
1.4.1 Baugrundaufbau	3
1.4.2 Bodenkennwerte	4
1.4.3 Grundwasser	4
<b>1.5 Verwendete Software</b>	<b>5</b>
<b>1.6 Verwendete Normen und Regelwerke</b>	<b>5</b>
<b>2 Lastannahmen</b>	<b>6</b>
<b>2.1 Schiffstoßlastermittlung</b>	<b>6</b>
<b>2.2 Deformationsenergie</b>	<b>6</b>
<b>2.3 Anmerkungen zur Lastermittlung</b>	<b>7</b>
<b>2.4 Lastausbreitung vor der Wand</b>	<b>8</b>
<b>2.5 Lastausbreitung hinter der Wand</b>	<b>9</b>
2.5.1 Räumlicher Erddruck gemäß DIN 4085	9
2.5.2 Räumlicher Erddruck gemäß Dalbenbemessung Spundwandhandbuch	11
2.5.3 Schlussfolgerung	11
<b>2.6 Zusatzlasten aus Senkkasten und Brückenpfeiler</b>	<b>12</b>
<b>2.7 Zulässige Verformungen des Brückenpfeilers und         des Senkkastensfundaments</b>	<b>12</b>
<b>3 Variantenuntersuchung</b>	<b>14</b>
<b>3.1 Varianten</b>	<b>14</b>
<b>3.2 Lastfälle</b>	<b>15</b>
<b>4 Variante 0: Spundwand Typ AZ 19</b>	<b>16</b>
<b>4.1 Normalzustand</b>	<b>16</b>
<b>4.2 Schiffsanprall</b>	<b>16</b>
4.2.1 Aufprall auf Wand im Bereich des Wasserspiegels (Szenario 1)	16
4.2.2 Aufprall auf Uferböschung für 6,1 m und 9,5 m (Szenario 2)	17
<b>4.3 Auswirkungen auf den Senkkasten</b>	<b>17</b>
<b>4.4 Bewertung</b>	<b>17</b>
<b>4.5 Abbildungen</b>	<b>17</b>

<b>5</b>	<b>Variante 1: Bohrpfehlwand</b>	<b>23</b>
<b>5.1</b>	<b>Normalzustand</b>	<b>23</b>
<b>5.2</b>	<b>Schiffsanprall</b>	<b>23</b>
5.2.1	Aufprall auf Wand im Bereich des Wasserspiegels (Szenario 1)	23
5.2.2	Aufprall auf Uferböschung für 6,1 m und 9,5 m (Szenario 2)	24
<b>5.3</b>	<b>Auswirkungen auf den Senkkasten</b>	<b>24</b>
<b>5.4</b>	<b>Bewertung</b>	<b>24</b>
<b>5.5</b>	<b>Abbildungen</b>	<b>24</b>
<b>6</b>	<b>Variante 2: Bohrpfehlwand gegurtet</b>	<b>32</b>
<b>6.1</b>	<b>Normalzustand</b>	<b>32</b>
<b>6.2</b>	<b>Schiffsanprall</b>	<b>32</b>
6.2.1	Aufprall auf Wand im Bereich des Wasserspiegels, (Szenario 1)	32
6.2.2	Aufprall auf Uferböschung für 6,1 m und 9,5 m (Szenario 2)	44
<b>6.3</b>	<b>Auswirkungen auf den Senkkasten</b>	<b>44</b>
<b>6.4</b>	<b>Bewertung</b>	<b>46</b>
<b>7</b>	<b>Variante 3: Ufersicherungswand mit Fendern</b>	<b>47</b>
<b>7.1</b>	<b>Normalzustand</b>	<b>47</b>
<b>7.2</b>	<b>Schiffsanprall</b>	<b>47</b>
<b>7.3</b>	<b>Auswirkung auf den Senkkasten</b>	<b>48</b>
<b>7.4</b>	<b>Bewertung</b>	<b>48</b>
<b>8</b>	<b>Variante 4: „Graben“ und gegurtete Abweiserdalen</b>	<b>49</b>
<b>8.1</b>	<b>Normalzustand</b>	<b>49</b>
<b>8.2</b>	<b>Schiffsanprall</b>	<b>49</b>
<b>8.3</b>	<b>Auswirkung auf den Senkkasten</b>	<b>51</b>
<b>8.4</b>	<b>Bewertung</b>	<b>52</b>
<b>9</b>	<b>Variantenvergleich</b>	<b>53</b>
<b>10</b>	<b>Zielvariante</b>	<b>54</b>
<b>10.1</b>	<b>Allgemein</b>	<b>54</b>
<b>10.2</b>	<b>Bodenkennwerte</b>	<b>54</b>
<b>10.3</b>	<b>Statische Berechnung</b>	<b>54</b>
10.3.1	LF1 – Normalzustand	55
10.3.2	LF2 – Schiffsanprall	56
10.3.3	Auswirkung auf Gründungskonstruktion - Plaxis	68
<b>10.4</b>	<b>Kostenschätzung Zielvariante</b>	<b>70</b>

---

<b>10.5 Bewertung Zielvariante</b>	<b>71</b>
<b>11 Letzte Seite</b>	<b>72</b>
<b>Tabellen</b>	<b>IV</b>
<b>Abbildungen</b>	<b>IV</b>
<b>Literatur</b>	<b>VII</b>
<b>Zeichnungsverzeichnis</b>	<b>VIII</b>

	<b>Seite</b>
<b>Tabellen</b>	
Tabelle 1-1:	charakteristische Bodenkennwerte nach Stellungnahme Baugrund [2] 4
Tabelle 2-1:	Lastangaben nach Stellungnahme BAW [3] 6
Tabelle 2-2:	Deformationsenergie nach Stellungnahme BAW [3], BAW – Brief [6] und DIN EN 1997-1 7
Tabelle 2-3:	Wandbelastung abhängig von Aufpralltiefe gem. Abbildung 2-1 und Abbildung 2-2 8
Tabelle 2-4:	Übersicht Faktoren räumlicher Erddruck 10
Tabelle 4-1:	Bewertung Variante 0 17
Tabelle 5-1:	Bewertung Variante 1 24
Tabelle 6-1:	Numerische Eingaben RStab, 1.Iteration 34
Tabelle 6-2:	Numerische Eingaben RStab, 2.Iteration 38
Tabelle 6-3:	Numerische Eingaben RStab, 3.Iteration 42
Tabelle 6-4:	Verformungen ausgewählter Punkte, Variante 2 [mm] 45
Tabelle 6-5:	Bewertung Variante 2 46
Tabelle 7-1:	Bewertung Variante 3 48
Tabelle 8-1:	Verformungen ausgewählter Punkte, Variante 4 [mm] 52
Tabelle 8-2:	Bewertung Variante 4 52
Tabelle 9-1:	Entscheidungsmatrix Variantenvergleich 53
Tabelle 10-1:	Geänderte charakteristische Bodenkennwerte nach Stellungnahme Baugrund [2] ( <i>kursiv</i> ) und technische Prüfung in [9] ( <b>fett</b> ) 54
Tabelle 10-3:	Federkennwerte und Federmaxima zweier Bohrpfähle ( $d = 1,5 \text{ m}/d = 2 \text{ m}$ ) 58
Tabelle 10-4:	LF9: Schiffsanprall auf Wandmitte in Wasserspiegelebene 59
Tabelle 10-5:	Stahlbetonbemessung Gurtung und Bohrspfahl 63
Tabelle 10-6:	Bewehrungssatz Nr. 1 - Gurtung 63
Tabelle 10-7:	Bewehrungssatz Nr. 2 - Bohrspfahl 64
Tabelle 10-8:	Erforderliche Bewehrung stabsatzweise 65
Tabelle 10-9:	Vorhandene Längsbewehrung 65
Tabelle 10-10:	Vorhandene Bügelbewehrung 65
Tabelle 10-11:	Stahlliste 66
Tabelle 10-12:	LF3: Verformungen ausgewählter Punkte [mm] 70
Tabelle 10-13:	Kostenschätzung 70
<b>Abbildungen</b>	
Abbildung 1-1:	Nördlicher Brückenpfeiler Hochbrücke Levensau 2 1
Abbildung 1-2:	Übersichtskarte NOK-Km 92,000-96,000 (Quelle: WSV) 2
Abbildung 1-3:	Ausbauprofil NOK-Km 93,600 gemäß Aufgabenstellung WSV [1] und Detail mit Bodenprofil nach [2] [1] 3
Abbildung 2-1:	Grundriss Lastverteilung 8
Abbildung 2-2:	Schnitt Lastverteilung 8
Abbildung 2-3:	Wandbelastung abhängig von Aufpralltiefe 9

Abbildung 2-4:	Ersatzlänge des räumlichen Erddrucks gemäß DIN 4085	10
Abbildung 2-5:	Erhöhungsfaktoren für den räumlichen passiven Erddruck bei Dalbenbemessung in Abhängigkeit von Breite und Einbindetiefe	11
Abbildung 2-6:	Spannungsverteilung 2D-Modell in Plaxis zur Lastausbreitung, horizontale Betrachtung	12
Abbildung 4-1:	Variante 0, Spundwand	16
Abbildung 4-2:	Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand, Normalzustand	18
Abbildung 4-3:	Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand AZ19, Anprall Szenario 1	19
Abbildung 4-4:	Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand AZ19, Anprall Szenario 1 + räumlicher Erdwiderstand	20
Abbildung 4-5:	Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand AZ19, Szenario 2 (6,1 m)	21
Abbildung 4-6:	Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand AZ19, Szenario 2 (9,5 m)	22
Abbildung 5-1:	Variante 1, Bohrpfahlwand, verschiedene Varianten	23
Abbildung 5-2:	Variante 1, Normalbetrieb, Bohrpfahlwand d = 2 m, l = 20 m	25
Abbildung 5-3:	Variante 1, Szenario 1, Bohrpfahlwand, Anprall 1 m Wassertiefe, l = 23,5 m	26
Abbildung 5-4:	Variante 1, Szenario 1, Bohrpfahlwand, Anprall 1 m Wassertiefe, l = 20 m, räumlicher Erddruck	27
Abbildung 5-5:	Variante 1, Szenario 2, Bohrpfahlwand, Anprall 6,1 m Wassertiefe, l = 20 m	28
Abbildung 5-6:	Variante 1, Szenario 2, Bohrpfahlwand, Anprall 9,5 m Wassertiefe, l = 20 m	29
Abbildung 5-7:	Plaxis Modell, Variante 1, Szenario 1	30
Abbildung 5-8:	Verformungen des Gesamtsystems	30
Abbildung 5-9:	Verformungen des Gesamtsystems, NA-Material vor Ufersicherung und vor Senkkasten	30
Abbildung 5-10:	Verformungen des Gesamtsystems, NA-Material vor Ufersicherung und vor und hinter dem Senkkasten	31
Abbildung 5-11:	Verformungen des Gesamtsystems NA-Material hinter dem Senkkasten	31
Abbildung 6-1:	Variante 2, Bohrpfahlwand mit Gurtung	32
Abbildung 6-2:	Variante 2, Szenario 1, Bohrpfahlwand, Iteration 1	33
Abbildung 6-3:	Verformungen, Bettungsmodule Retain ⇒ RStab, 1. Iteration	34
Abbildung 6-4:	Verformungen des Einzelpfahls 1.Iteration	35
Abbildung 6-5:	Gesamtsystem Wand mit Gurtung, 1.Iteration	35
Abbildung 6-6:	Verformung Gesamtsystem im Grundriss, 1. Iteration	36
Abbildung 6-7:	Verformung Gesamtsystem im Schnitt, 1.Iteration	36
Abbildung 6-8:	Variante 2, Szenario 1, Bohrpfahlwand, 2. Iteration	37
Abbildung 6-9:	Verformung, Bettungsmodule Retain ⇒ RStab, 2. Iteration	38
Abbildung 6-10:	Verformung des Einzelpfahls, 2. Iteration	39

Abbildung 6-11:	Verformung Gesamtsystem im Grundriss, 2. Iteration	39
Abbildung 6-12:	Verformung Gesamtsystem im Schnitt, 2. Iteration	40
Abbildung 6-13:	Variante 2, Szenario 1, Bohrpfahlwand, 3. Iteration	41
Abbildung 6-14:	Verformung, Bettungsmodule Retain $\Rightarrow$ RStab, 3. Iteration	42
Abbildung 6-15:	Verformung des Einzelpfahls, 3. Iteration	43
Abbildung 6-16:	Verformung Gesamtsystem im Grundriss, 3. Iteration	43
Abbildung 6-17:	Verformung Gesamtsystem im Schnitt, 3. Iteration	43
Abbildung 6-18:	Verformung 1, Ausgangssituation	44
Abbildung 6-19:	Verformung 2, Ausgangssituation	44
Abbildung 6-20:	Verformung 1, Iteration 1	44
Abbildung 6-21:	Verformung 2, Iteration 1	44
Abbildung 6-22:	Verformung 1, Iteration 2	45
Abbildung 6-23:	Verformung 2, Iteration 2	45
Abbildung 6-24:	Ausgewählte Punkte für Verformung Variante 2	45
Abbildung 6-25:	Verformung / Iterationsschritte mit Curvefitting A - B * (1-C <sup>(-Dx+E)</sup> )	46
Abbildung 7-1:	Variante 3, Ufersicherungswand mit Fenderung	47
Abbildung 8-1:	Variante 4, Graben mit Abweiserdalben	49
Abbildung 8-2:	Dalbenbemessung (2480 kN) für „Grabenlösung“	50
Abbildung 8-3:	Verformung Gesamt, Last auf 2 Dalben	51
Abbildung 8-4:	Verformung UX, Last auf 2 Dalben	51
Abbildung 8-5:	Verformung Gesamt, Last auf 3 Dalben	51
Abbildung 8-6:	Verformung UX, Last auf 3 Dalben	51
Abbildung 8-7:	Verformung Gesamt, Last auf 4 Dalben	51
Abbildung 8-8:	Verformung UX, Last auf 4 Dalben	51
Abbildung 8-9:	Verformung Gesamt, Last auf 6 Dalben	51
Abbildung 8-10:	Verformung UX, Last auf 6 Dalben	51
Abbildung 8-11:	Ausgewählte Punkte für Verformung Variante 4	52
Abbildung 10-1:	Zielvariante, LF Normalzustand	55
Abbildung 10-2:	Zielvariante, Retain, Einzelpfahl unter Anprall	56
Abbildung 10-3:	Zielvariante, RStab, Einzelpfahl unter Anprall, Reaktionskräfte	57
Abbildung 10-4:	Verformungen LF1 (Eigenlast) + LF9 (Anprall Wandmitte), Draufsicht	59
Abbildung 10-5:	Verformungen LF1 (Eigenlast) + LF9 (Anprall Wandmitte), Schnitt	60
Abbildung 10-6:	Lagerreaktionen „Mittelpfahl“	60
Abbildung 10-7:	Maßgebender Bohrpfahl Vz	61
Abbildung 10-8:	Maßgebender Bohrpfahl My	61
Abbildung 10-9:	Gurtung Vz	62
Abbildung 10-10:	Gurtung My	62
Abbildung 10-11:	Vergleichsberechnung Retain	67
Abbildung 10-12:	1. Ausgangszustand (vor Kanalverbreiterung)	68
Abbildung 10-13:	2. Einbau Bohrpfahlwand	68
Abbildung 10-14:	3. Erweiterung des Kanalbetts (Normalzustand)	69
Abbildung 10-15:	4. Schiffsanprall (außergewöhnlich)	69
Abbildung 10-16:	LF3: Ausgewählte Punkte Zielvariante	69

**Literatur**

- [1] Anlage 2, Leistungsbeschreibung, Vordimensionierung einer Anprallsicherung gegen Schiffsanprall für den Pfeiler Nord der Hochbrücke Levensau 2; PIAusNOK, Jan. 2012
- [2] NOK-Ufersicherung im Bereich der Levensauer Hochbrücke - Geotechnische Stellungnahme zur Vorbemessung der Uferwände; BAW; 20.05.2010
- [3] Uferwand vor NOK-Brücke B76, NOK-km 93,58 – Schiffstoßlasten für Uferwand bzw. vorgelagerte Böschung; BAW; 30.11.2011
- [4] Vordimensionierung Ufersicherung; Schönfeld Beratende Ingenieure; 02.07.2010
- [5] Baugrundgutachten Nr. 1, Brücke BAB (B76) NOK; Straßenneubauamt Mitte - Boden und Baustoffprüfstelle; 14.03.1978
- [6] BAW-Brief Nr.1 – März 2006, 585 – Schiffsanprall auf Brücken; Claus Kunz, BAW, März 2006
- [7] Spundwandhandbuch – Berechnung, ThyssenKrupp GfT Bautechnik, Februar 2007
- [8] Ermittlung der Grenzverschiebung der Senkkastengründung Pfeiler Nord infolge Schiffsstoß, Böger+Jäckle, Gesellschaft Beratender Ingenieure mbH & Co. KG, 23.10.2012
- [9] Stellungnahme LBV-SH NL Rd v. 11.09.2013 (AZ 212-553.114-B76), Email von Th. Janßen, PIAusNOK, 18.09.2013

**Zeichnungsverzeichnis**

<b>Nr.</b>	<b>Zeichnungs-Nr.</b>	<b>Titel</b>	<b>Maßstab</b>
1.	90274-E-01	Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Bestandsplan Schnitt und Ansicht mit Baugrund	1 : 500
2.	90274-E-02	Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Zielvariante Grundriss, Schnitt, Ansicht	1 : 100
3.	90274-E-03	Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Zielvariante Bauphasen	1 : 50

## 1 Allgemeines

### 1.1 Veranlassung

Die IMS Ingenieurgesellschaft ist mit Vertrag Nr: 232.2 HB-Lev/3370, am 27.06.2012, vom Wasser- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau beauftragt worden, die Auswirkungen der außergewöhnlichen Einwirkung „Schiffsanprall auf das Ufer im Bereich der Brückenpfeiler der neuen Levensauer Hochbrücke 2“, Kanal kilometer 93,580 zu untersuchen und mögliche Anfahrtschutzlösungen für den nördlichen Brückenpfeiler und die Senkkastenkonstruktion zu entwickeln. Außerdem soll eine Kostenschätzung der Zielvariante, sowie eine zeichnerische Darstellung einschließlich maßgebender Details erarbeitet werden.



Abbildung 1-1: Nördlicher Brückenpfeiler Hochbrücke Levensau 2

### 1.2 Projektbeschreibung

Der als Oststrecke bezeichnete Teil des Nord-Ostsee-Kanals, zwischen der Weiße Königsförde und den Levensauer Hochbrücken (vgl. Abbildung 1-2), stellt aufgrund seiner geometrischen Randbedingungen einen Engpass für den zunehmenden Schiffsverkehr auf dem Kanal dar. Deshalb plant die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, vertreten durch die Planungsgruppe für den Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals die Verbreiterung und Vertiefung dieses Abschnitts.

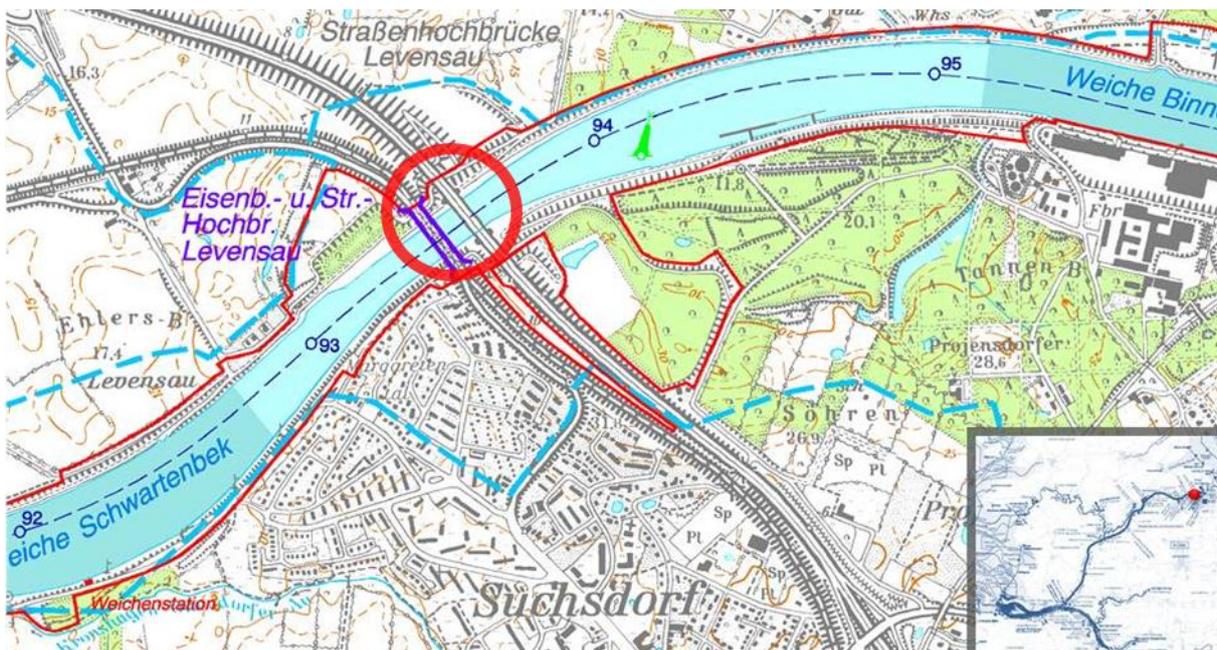


Abbildung 1-2: Übersichtskarte NOK-Km 92,000-96,000 (Quelle: WSV)

Im Bereich der Levensauer Hochbrücken, von Kanalkilometer 93,200 bis 94,200, soll die Wasserspiegelbreite des Kanals von ca. 100 m auf 117 m vergrößert werden. Dies bedingt eine neue Ufersicherung in diesem Abschnitt.

### 1.3 Planungsstand

Der vorhandene Querschnitt des Kanals wird an der Sohle um 30 m, die Wasserspiegelbreite um 17 m vergrößert. Zusätzlich wird die Kanalmittelachse um ca. 3 m in Richtung des nördlichen Brückenpfeilers der Hochbrücke Levensau 2 verschoben werden. Insgesamt verkürzt sich der lichte Abstand vom nördlichen Kanalufer zum nördlichen Brückenpfeiler um ca. 11,0 m auf das Mindestmaß von ca. 18 m. Am südlichen Pfeiler reduziert sich diese Entfernung um ca. 6 m auf ca. 42 m.

Das Mindestmaß für den Abstand zwischen Brückenpfeiler und Kanalufer ergibt sich aus dem Abstand von Wulstbug bis Schiffsspitze des Bemessungsschiffs von 12 m, multipliziert mit einem Sicherheitsfaktor von 1,5.

Die Brückenpfeiler bei Kanalkilometer 93,580 wurden mit Stahlbetonsenkstäben,  $d = 22$  m gegründet. Die Gründungssohle der Senkkästen befindet sich auf NN -18,00 m. Die kanalseitige Vorderwand des Nordpfeilersenkkastens hat einen Abstand im Scheitel von ca. 5 m von der geplanten Ufersicherung der Ausbaustrecke.

In einer „Vordimensionierung zur Ufersicherung“ von Schönfeld Beratende Ingenieure GmbH [4] wurde für den betreffenden Kanalabschnitt die Errichtung einer verankerten Spundwand Typ AZ 19 mit einer Spundwandlänge von 13 m empfohlen, wobei die Auswirkung eines Schiffsstoßes auf diese Konstruktion gänzlich unberücksichtigt blieb.

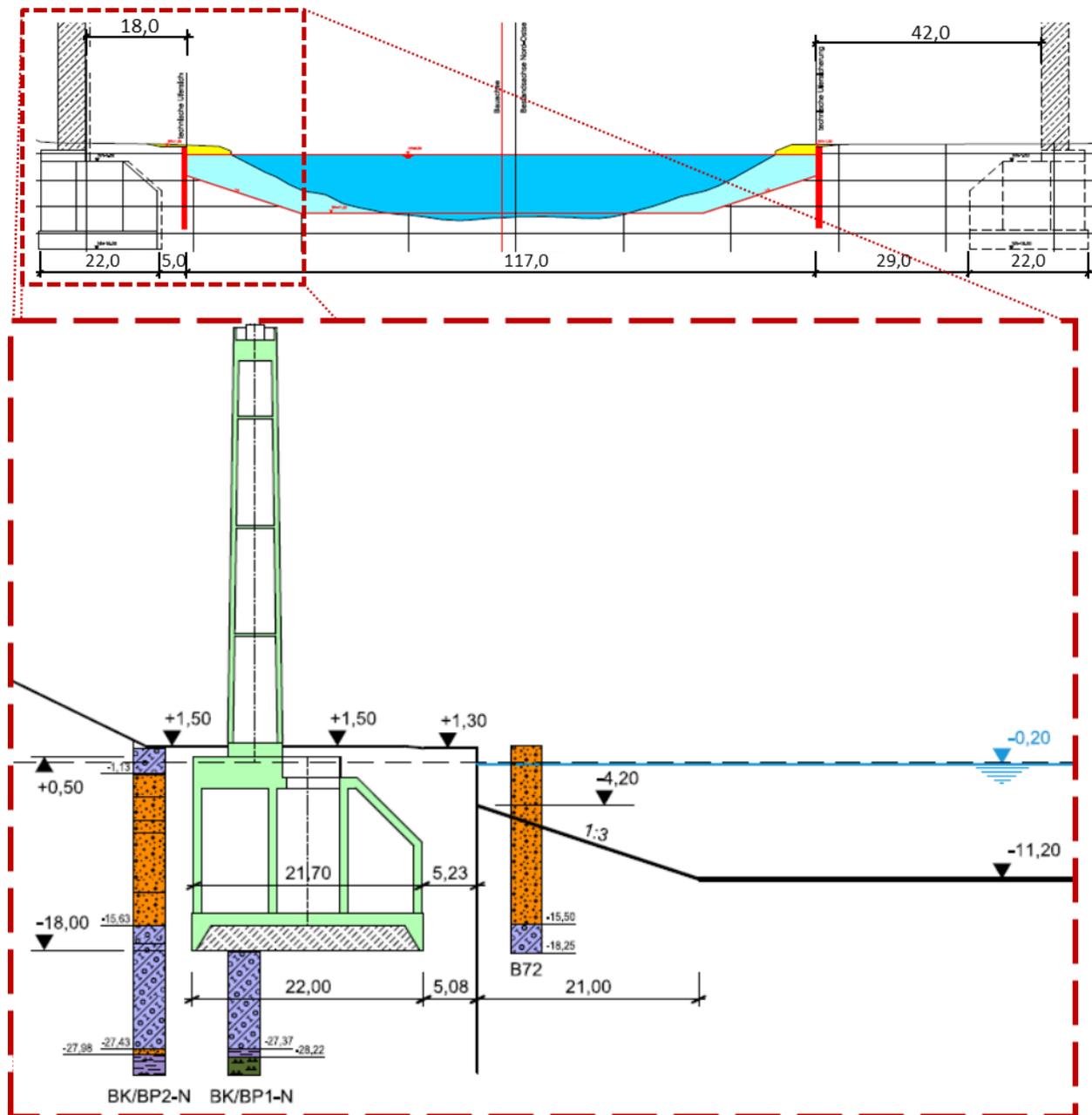


Abbildung 1-3: Ausbauprofil NOK-Km 93,600 gemäß Aufgabenstellung WSV [1] und Detail mit Bodenprofil nach [2] [1]

## 1.4 Baugrund

### 1.4.1 Baugrundaufbau

Das Bundesamt für Wasserbau hat eine geotechnische Stellungnahme zur Verbesserung der Uferwände [2] erstellt. Hierbei wurden drei verschiedene Baugrunduntersuchungen aus den Jahren 1978, 1989 und 2007 zur Beurteilung der Baugrundverhältnisse im Bereich der Ufersicherungsmaßnahme herangezogen und geologische Längsschnitte für den Ausbaubereich erstellt.

Es stellen sich folgende Homogenbereiche nach DIN 4020 dar:

- **Auffüllungen**, bestehend aus Sanden und Kiesen geringer bis mittlerer Festigkeit als auch aus bindigen Anteilen<sup>1</sup> weicher bis steifer Konsistenz und unterschiedlichen Beimengungen an Kies, Sand, Schluff und Ton
- **Oberer Geschiebemergel**, aus überwiegend bindigen Böden<sup>1</sup> steifer Konsistenz mit eingelagerten Sandschichten großer Festigkeit und größeren Steinen und Blöcken
- **Sande**, variierende Korngrößen mittlerer bis sehr hoher Festigkeit mit eingelagerten Kiesbändern und größeren Steinen und Blöcken
- **Unterer Geschiebemergel**, bindige Böden<sup>1</sup> halbfester bis fester Konsistenz mit eingelagerten Sandschichten großer Festigkeit und eingelagerten größeren Steinen und Blöcken

### 1.4.2 Bodenkennwerte

Da es sich beim Lastfall Schiffsanprall um ein sehr schnelles Aufbringen der Belastung handelt, ist für bindige Böden mit den Bodenkennwerten für den undrnierten Zustand zu rechnen.

Durch die hohe, aber sehr kurze Belastung kann davon ausgegangen werden, dass die für die Verformung maßgebenden Steifemoduln wesentlich höher sind als in der folgenden Tabelle. Die Ergebnisse der Verformungsberechnungen der Ufersicherungsvarianten sind damit als sehr konservativ anzusehen.

Tabelle 1-1: charakteristische Bodenkennwerte nach Stellungnahme Baugrund [2]

Schicht	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi'$ °	$c'$ kN/m <sup>2</sup>	$\varphi_u/c_u$ °/kN/m <sup>2</sup>	$E_s$ MN/m <sup>2</sup>
<b>Auffüllung</b>	18	10	30,0	0	--	15
<b>Oberer Geschiebemergel</b>	19	11	32,5	0	0/80	15
<b>Sande</b>	19	11	35,0	0	--	50
<b>Unterer Geschiebemergel</b>	22	12	32,5	5	0/150	60

### 1.4.3 Grundwasser

Da der Nord-Ostsee-Kanal als Vorflut für das angrenzende Gelände wirksam ist, kann ein minimaler Grundwasserstand in Höhe des Kanalwasserspiegels von NN -0,20 m angenommen werden. Für die Bemessung einer Uferbefestigung ist im Falle von Entwässerungsöffnungen in der Kanalwand mit einem Grundwasserstand von NN +0,30 m zu rechnen. Für den Ausfall der Drainage oder bei Wänden ohne Entwässerungsöffnungen ist der Bemessungswasserstand auf Oberkante Uferbefestigung zu setzen (NN +1,30 m). (vergl. [4])

<sup>1</sup> Geschiebemergel, Beckenschluff

## 1.5 Verwendete Software

Spundwandbemessung, Bohrpfahlwandbemessung:	GGU-Software RETAIN, Version 7.32
Fenderberechnung:	PTC Mathcad, Version 15
Dalbenberechnung:	GGU-Software LATPILE, Version 5.11
Nachweis der Verformungen:	Plaxis 2D, Version 2011.01
Elastische Bettung, Stabwerksberechnung, Betonbemessung:	Ing.-Soft. Dlubal RSTAB Version 7.04.

## 1.6 Verwendete Normen und Regelwerke

- DIN EN 1991-1-7 - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen (2010 - 12)
- DIN EN 1991-1-7/NA - Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen (2010 - 12)
- DIN EN 1997-1 - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln (2009 - 09)
- DIN EN 1997-1-NA-1 – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln (2010 - 12)
- DIN 1054 Baugrund –Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 (2010 - 12)
- EAU - Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, 10. Auflage (2004)
- EAB - Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", 4. Auflage (2007)
- EA-Pfähle – Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage, (2012)

## 2 Lastannahmen

### 2.1 Schiffstoßlastermittlung

Durch das Bundesamt für Wasserbau erfolgte eine Stellungnahme zur Ermittlung der Schiffstoßlasten [3] für den entsprechenden Abschnitt des Nord-Ostsee-Kanals. Mittels der Unfallstatistik von 1998 bis 2010 (Unfallrate pro Streckenkilometer, URSKM), der Länge des gefährdeten Uferbereiches, einer Prognose der Schiffsdurchgänge pro Jahr, der prognostizierten Flottenstruktur (Tonnage) auf dem NOK im Jahr 2050, der mittleren Fahrgeschwindigkeit und aus geometrischen Betrachtungen wurden dynamische Stoßlasten abhängig von der Aufpralltiefe (Schiffsgröße) berechnet. Außerdem wird festgelegt, dass es lediglich zu tangentialen Anfahrsituationen kommen wird.

Bei tangentialen Kollisionen tritt ein Kräftepaar aus einer normal zur Wand gerichteten Kraft FL und einer parallel zur Wand laufenden Last R auf. Für die Flankenstoßlast FL werden in der Stellungnahme zwei dynamische, tiefenabhängige Lasten angegeben. Die tangentielle Last R beträgt  $0,4 \cdot FL$ .

Tabelle 2-1: Lastangaben nach Stellungnahme BAW [3]

Tiefe (mNN)	Bauteil	Flankenstoßlast	Reibungsstoßlast	Lastverteilung (Länge x Tiefe)
+1,30 bis -3,80	Uferwand (Szenario 1)	6,2 MN	2,48 MN	2 m x 1 m
-3,80 bis -11,20	Böschung (Szenario 2)	7,1 MN	2,84 MN	2 m x 2 m und räumliche Lastausbreitung in der Böschung

Die in Tabelle 2-1 angegebenen dynamischen Lasten dürfen durch Multiplikation mit einem dynamischen Lastfaktor von  $DLF = 1,2$  in statische Ersatzlasten umgewandelt werden.

Die Tragwirkung der Unterwasserböschung vor der Uferwand wurde auf 30 m Länge abgeschätzt (Aufretenswahrscheinlichkeit). Die Böschung soll eine abweisende Funktion mit hohem Eindringwiderstand besitzen.

### 2.2 Deformationsenergie

Die in Abschnitt 2.1 festgelegten Stoßlasten lassen sich nicht zur Berechnung von Dämpfungselementen (Fender, Dalben) verwenden. Hierfür werden die Schiffsmasse, die Fahrgeschwindigkeit zur Zeit des Aufpralls und andere Parameter benötigt.

Zur Energiebetrachtung des Aufpralls wird die gegebene dynamische Last  $F_{dyn}$  näherungsweise nach [6] in eine Deformationsenergie umgerechnet.

Für Energien  $E_{def} < 0,21$  MNm gilt:  $F_{dyn} = 10,95 \cdot \sqrt{E_{def}}$

Für Energien  $E_{def} > 0,21$  MNm gilt:  $F_{dyn} = 5,0 \cdot \sqrt{1 + 0,128 \cdot E_{def}}$

Hieraus ergeben sich die Deformationsenergien zu:

$$E_{\text{def}} = (F_{\text{dyn}} / 10,95)^2 \quad (\text{für } E_{\text{def}} < 0,21 \text{ MN m}) \text{ bzw.}$$

$$E_{\text{def}} = ((F_{\text{dyn}} / 5,0)^2 - 1) / 0,128 \quad (\text{für } E_{\text{def}} > 0,21 \text{ MN m})$$

Tabelle 2-2: Deformationsenergie nach Stellungnahme BAW [3], BAW – Brief [6] und DIN EN 1997-1

Tiefe (mNN)	Bauteil	Flankenstoßlast FL	Deformationsenergie $E_{\text{def}}$
+1,30 bis -4,20	Uferwand	6,2 MN	4,2 MNm
-4,20 bis -11,20	Böschung	7,1 MN	7,9 MNm

### 2.3 Anmerkungen zur Lastermittlung

Die in [3] festgelegten dynamischen Stoßlasten oder Aufprallenergien lassen sich nur bedingt auf reale Schiffsgrößen, Geschwindigkeiten und Anprallwinkel zurückführen, da es sich um probabilistische Werte handelt. Als Kriterium wurde eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 0,0001/a angesetzt. Dies bedeutet, dass bei einer Lebensdauer eines Bauwerkes von 100 Jahren mit maximal 1% Wahrscheinlichkeit ein solches Ereignis eintreten wird.

Zur Ermittlung dieser Werte wurde die allgemeine Wahrscheinlichkeit eines Unfalls in diesem Streckenabschnitt (Länge Tragwirkung Unterwasserböschung) abgeschätzt.

Diese ergibt sich aus:

- dem 95 %-Quantil der URSKM von  $2,4 \cdot 10^{-6}$  Unfälle/(Fahrzeug \* km)
- dem Schiffsdurchgang im Jahr 2050 von 28.000 Fahrzeugen/(Jahr \* Richtung)
- und der Länge der gefährdeten Uferböschung von 0,03 km

zu:

- $2,4 \cdot 10^{-6} \cdot 28.000 \cdot 0,03 = 0,002$  Unfälle/(Jahr \* Richtung).

Mittels dieser allgemeinen Wahrscheinlichkeit eines Unfalls, der Flottenstruktur (Tonnage) und der mittleren Schiffsgeschwindigkeit auf dem Nord-Ostsee-Kanal, ergeben sich unter Ansatz einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 0,0001/a die in [3] angegebenen dynamischen Schiffsstoßlasten.

Da auf dem Nord-Ostsee-Kanal sowohl größere Schiffe als auch größere Fahrgeschwindigkeiten vorkommen können als für den Tonnagemittelwert im Berechnungsmodell angenommen, kann es natürlich zu Anprallsituationen mit erheblich größeren Stoßlasten bzw. Aufprallenergien kommen als hier angegeben. Stellt man die Häufigkeit eines solchen außergewöhnlichen Ereignisses von unter 1 in 10.000 Jahren den wesentlich höheren Kosten eines entsprechenden Anprallschutzes gegenüber, wurde mit den getroffenen Festlegungen der Bemessungslasten ein vertretbarer Kompromiss zwischen Versagensrisiko und Wirtschaftlichkeit geschaffen.

Mit einer sehr aufwändigen dreidimensionalen, dynamischen Betrachtung ließen sich zusätzliche Reserven der Konstruktion (Massenträgheit, Dämpfung, Energiedissipation) wecken.

**2.4 Lastausbreitung vor der Wand**

Unter der Annahme, dass die Unterwasserböschung mit industriell hergestellten Wasserbausteinen (sog. NA-Steine) eingedeckt wird, kann mit Hilfe folgender geometrischer Überlegungen die Lastverteilung auf die Uferwand abhängig von der Aufpralltiefe berechnet werden. Hierbei wurde eine horizontale Lastausbreitung von 45° angesetzt. Sollte ein anderes Deckwerksmaterial eingesetzt werden, ist dieser Wert gegebenenfalls anzupassen.

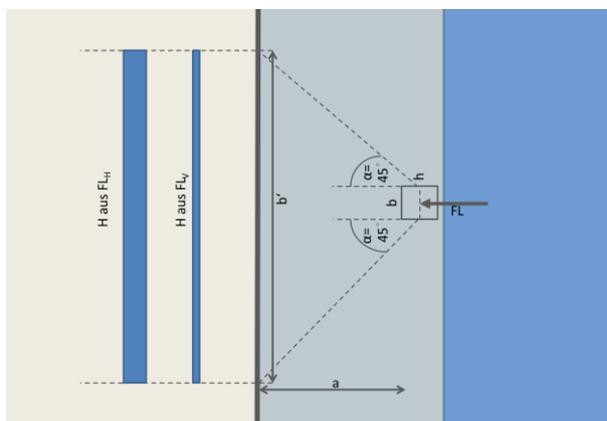


Abbildung 2-1: Grundriss Lastverteilung

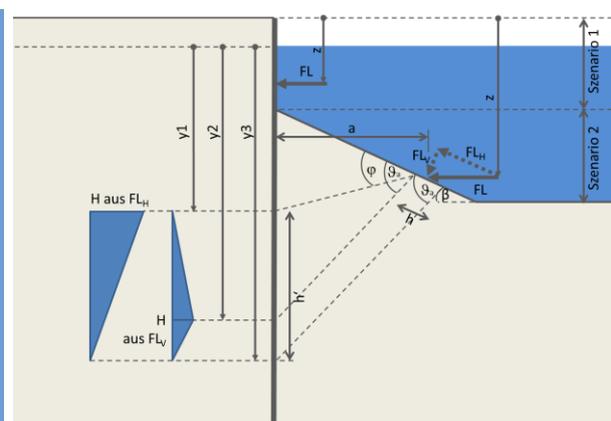


Abbildung 2-2: Schnitt Lastverteilung

Bei einem inneren Reibungswinkel des Böschungsmaterials von  $\varphi = 35^\circ$  ergibt sich der aktive Gleitflächenwinkel zu  $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi/2 = 62,5^\circ$ . Die Böschungsneigung  $\beta$  wird mit 1:3  $\sim 18,4^\circ$  festgelegt. Durch die Lastvorgaben der Bundesanstalt für Wasserbau [3] ergeben sich hiermit folgende Belastungen der Uferkonstruktion in Abhängigkeit von der Aufpralltiefe.

Tabelle 2-3: Wandbelastung abhängig von Aufpralltiefe gem. Abbildung 2-1 und Abbildung 2-2

	Tiefe [m] z	Breite [m] b	Höhe [m] h	Abstand zur Wand [m] a	Breite an Wand [m] b'	Höhe an Wand [m] h'	Fläche $A_0 = b' \cdot h'$ [m <sup>2</sup> ]	H-Bel. aus $FL_H/A_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	H-Bel. aus $FL_V/A_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Y1 Wert	Y2 Wert	Y3 Wert
Uferwand (szenario 1)	0,50	2,00	1,00	0,00	2,00	1,00	2,0	3720,0	0,00	0,00	0,00	1,00
	1,00	2,00	1,00	0,00	2,00	1,00	2,0	3720,0	0,00	0,50	0,00	1,50
	1,50	2,00	1,00	0,00	2,00	1,00	2,0	3720,0	0,00	1,00	0,00	2,00
	2,00	2,00	1,00	0,00	2,00	1,00	2,0	3720,0	0,00	1,50	0,00	2,50
	2,50	2,00	1,00	0,00	2,00	1,00	2,0	3720,0	0,00	2,00	0,00	3,00
	3,00	2,00	1,00	0,00	2,00	1,00	2,0	3720,0	0,00	2,50	0,00	3,50
	3,50	2,00	1,00	0,00	2,00	1,00	2,0	3720,0	0,00	3,00	0,00	4,00
	4,00	2,00	1,00	0,00	2,00	1,00	2,0	3720,0	0,00	3,50	0,00	4,50
ung (Sz)	4,60	2,00	2,00	1,80	3,70	3,04	11,3	1436,3	249,24	4,54	5,11	7,58
	5,00	2,00	2,00	3,00	6,10	3,84	23,5	689,1	119,57	5,29	6,67	9,14

	Tiefe [m] z	Breite [m] b	Höhe [m] h	Abstand zur Wand [m] a	Breite an Wand [m] b'	Höhe an Wand [m] h'	Fläche A <sub>0</sub> = b'·h' [m <sup>2</sup> ]	H-Bel. aus FL <sub>H</sub> /A <sub>0</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	H-Bel. aus FL <sub>V</sub> /A <sub>0</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Y1 Wert	Y2 Wert	Y3 Wert
	5,50	2,00	2,00	4,50	9,10	4,85	44,1	366,2	63,54	6,24	8,62	11,09
	<b>6,10</b>	<b>2,00</b>	<b>2,00</b>	<b>6,30</b>	<b>12,70</b>	<b>6,06</b>	<b>76,9</b>	<b>210,1</b>	<b>36,46</b>	<b>7,38</b>	<b>10,96</b>	<b>13,43</b>
	6,50	2,00	2,00	7,50	15,10	6,86	103,6	156,0	27,07	8,13	12,52	14,99
	7,00	2,00	2,00	9,00	18,10	7,87	142,4	113,5	19,70	9,08	14,48	16,95
	7,50	2,00	2,00	10,50	21,10	8,87	187,2	86,3	14,98	10,02	16,43	18,90
	8,00	2,00	2,00	12,00	24,10	9,88	238,1	67,9	11,78	10,97	18,38	20,85
	8,50	2,00	2,00	13,50	27,10	10,88	295,0	54,8	9,51	11,92	20,33	22,80
	9,00	2,00	2,00	15,00	30,10	11,89	357,9	45,2	7,84	12,86	22,28	24,75
	<b>9,50</b>	<b>2,00</b>	<b>2,00</b>	<b>16,50</b>	<b>33,10</b>	<b>12,90</b>	<b>426,9</b>	<b>37,9</b>	<b>6,57</b>	<b>13,81</b>	<b>24,24</b>	<b>26,70</b>
	10,00	2,00	2,00	18,00	36,10	13,90	501,9	32,2	5,59	14,76	26,19	28,66
	10,50	2,00	2,00	19,50	39,10	14,91	582,9	27,7	4,81	15,70	28,14	30,61
	11,00	2,00	2,00	21,00	42,10	15,91	669,9	24,1	4,19	16,65	30,09	32,56

Die in Tabelle 2-3 aufgeführten Flächenlasten Spannungen an der Wand in Abhängigkeit vom Ort der Schiffstoßbelastung lässt sich graphisch wie folgt darstellen.

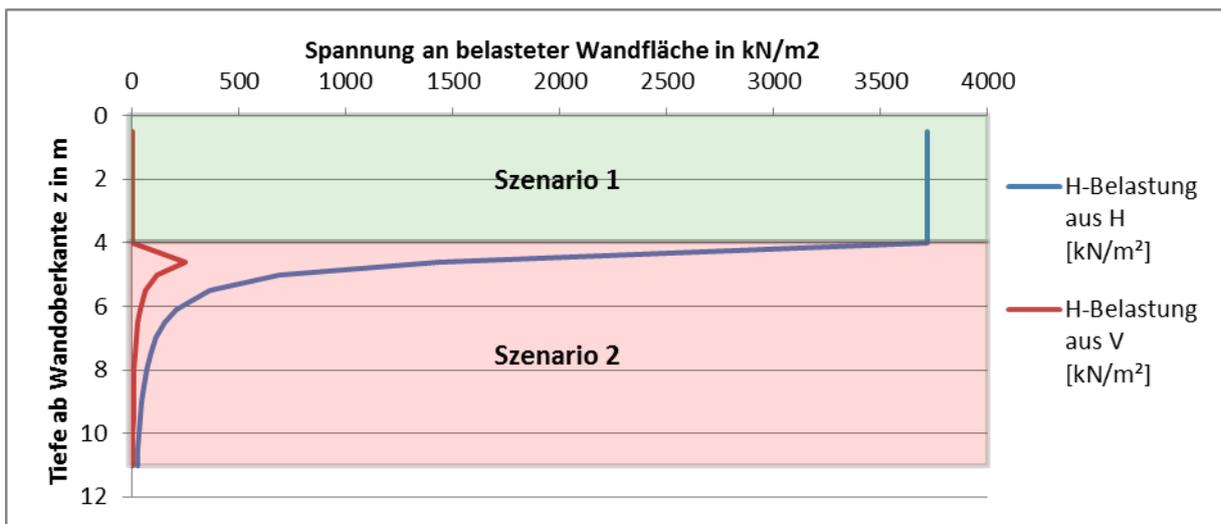


Abbildung 2-3: Wandbelastung abhängig von Aufpralltiefe

Bei dem gewählten Aufbau der Unterwasserböschung ist zu erkennen, dass aufgrund der Lastverteilung im Böschungsbereich die maßgebende Belastung der Uferkonstruktion für den Schiffsanprall zwischen 0 – 4 m Wassertiefe entsteht (Szenario 1).

## 2.5 Lastausbreitung hinter der Wand

### 2.5.1 Räumlicher Erddruck gemäß DIN 4085

Um die Größe des aktivierbaren Erdwiderstands bei Auftreten einer großen horizontalen Einzellast auf eine biegeeweiche Ufersicherung beurteilen zu können, wurden verschiedene Überlegungen angestellt.

Nach DIN 4085 Gl. 78 kann der passive Erddruck bei im Grundriss kurzen Wänden um die Ersatzlänge  $l_{pg}^{ER}$  und  $l_{pc}^{ER}$  gegenüber im Grundriss unendlichen langen Wänden vergrößert werden. Im vorliegenden Fall handelt es sich zwar um eine im Grundriss unendliche Wand, dagegen ist die Belastung aber auf einen kurzen horizontalen Bereich begrenzt (2 m).

Nimmt man eine räumlich kurze Wand von 2 m mit verschiedenen Einbindetiefen von 5 m bis 25 m an, ergeben sich folgende Faktoren:

Tabelle 2-4: Übersicht Faktoren räumlicher Erddruck

l	h	$l_{pg}^{ER}$ 25	Faktor
2,00	25,00	9,34	4,67
2,00	20,00	8,35	4,17
2,00	15,00	7,23	3,62
2,00	10,00	5,90	2,95
2,00	5,00	4,10	2,05

Im folgenden Diagramm ist die Betrachtung für Wandlängen von 0,25 m bis 4 m und von Wandhöhen von 5 m bis 25 m geführt worden.

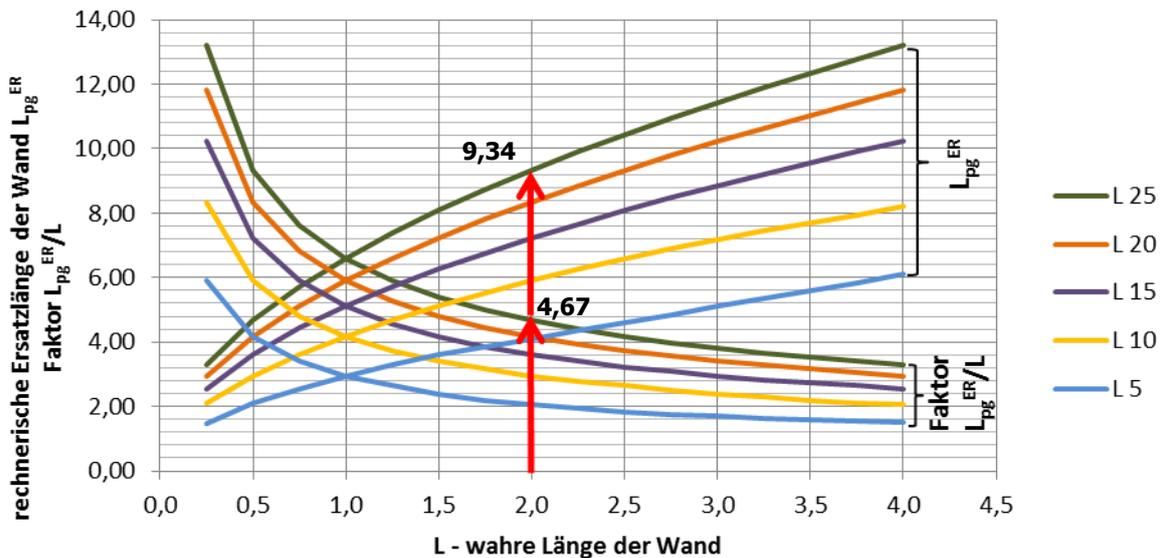


Abbildung 2-4: Ersatzlänge des räumlichen Erddrucks gemäß DIN 4085

Bei einer Breite der einwirkenden Last von 2 m ergeben sich also je nach Einbindetiefe von 5 m bis 25 m unterschiedliche Faktoren zwischen 2,05 - 4,67. Um diese Faktoren kann der passive Erddruck im ebenen Modell vergrößert werden, vorausgesetzt die Wand ist in horizontaler Richtung sehr biegeweich.

## 2.5.2 Räumlicher Erddruck gemäß Dalbenbemessung Spundwandhandbuch

Eine ähnliche Betrachtungsweise wird auch für die Ermittlung des passiven räumlichen Erddrucks in [7] zur Dalbenbemessung vorgeschlagen. Die Ergebnisse stimmen in dem betrachteten Beispiel qualitativ mit denen nach DIN 4085 überein. Der Faktor von „wahrer Länge“ zu „Ersatzlänge“ im räumlichen Fall beträgt nach DIN 4085 4,67 und nach Spundwandhandbuch 5,17.

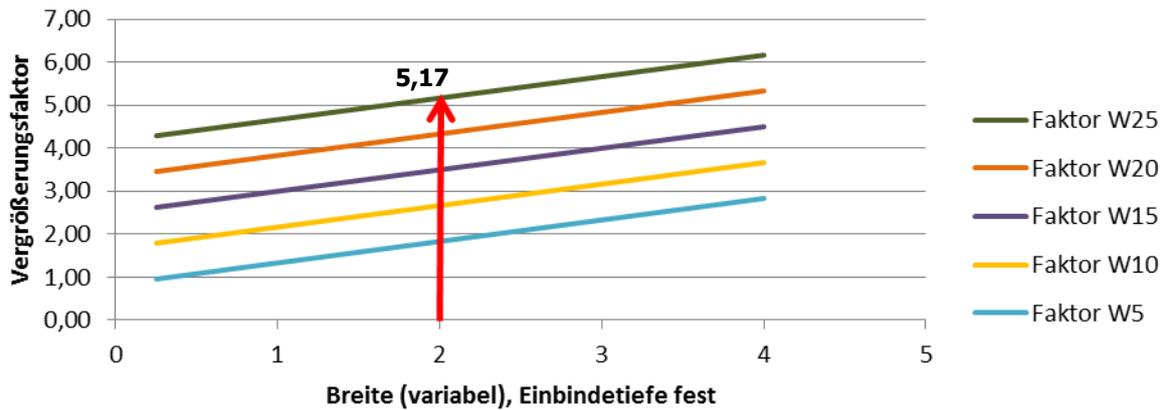


Abbildung 2-5: Erhöhungsfaktoren für den räumlichen passiven Erddruck bei Dalbenbemessung in Abhängigkeit von Breite und Einbindetiefe

## 2.5.3 Schlussfolgerung

Um die Problematik des räumlichen Erddrucks genauer zu erfassen, wurde in der FE-Software Plaxis ein horizontaler Schnitt im Bereich der Aufpralltiefe des Szenarios 1 (0 - 1 m Wassertiefe) modelliert. Aus der berechneten Spannungsverteilung am Senkkastenfundament nach Aufbringen einer Linienlast von 2 m Breite ist ersichtlich, dass mindestens 8 m Verteilungsbreite aktiviert werden können.

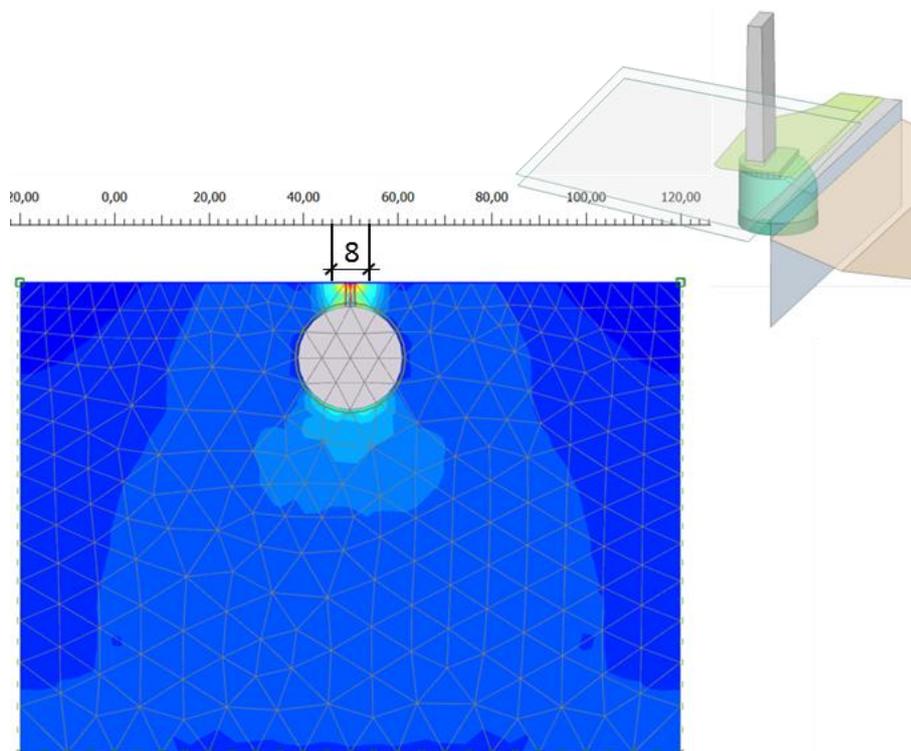


Abbildung 2-6: Spannungsverteilung 2D-Modell in Plaxis zur Lastausbreitung, horizontale Betrachtung

In den folgenden Berechnungen zur Variantenuntersuchung wird, wenn der räumliche Erddruck angesetzt wird, ein Faktor von 4 verwendet. Um in dem von der Software verwendeten ebenen Modell den vierfachen Erddruck „erzeugen“ zu können, wurde der Teilsicherheitsbeiwert des passiven Erddrucks in der außergewöhnlichen Bemessungssituation auf  $\gamma_{EP} = 0,25 * 1,20 = 0,3$  gesetzt. Damit erhöht sich der Erdwiderstand auf das Vierfache des normalen Erdwiderstandes.

## 2.6 Zusatzlasten aus Senkkasten und Brückenpfeiler

Analog der Setzungsberechnungen aus dem Baugrundgutachten für den Brückenbau von 1978 [5] wurde in den folgenden Berechnungsmodellen zur Variantenuntersuchung eine gleichmäßig verteilte Bodenpressung unter dem Senkkasten von  $400 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Diese Bodenpressung resultiert aus dem Eigenlastfall der Brücke.

## 2.7 Zulässige Verformungen des Brückenpfeilers und des Senkkastenfundaments

Die Gesellschaft Beratender Ingenieure Böger+Jäckle wurde vom Wasser- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau beauftragt eine Ermittlung der Grenzverschiebung der Senkkastengründung Pfeiler Nord infolge Schiffstoßes anzufertigen [8].

Gemäß diesem Gutachten dürfen die folgenden Grenzwerte der Senkkastenverschiebung nicht überschritten werden:

- Mögliche Verschiebung des Senkkastens und des Pfeilers ohne Verdrehung:  
Verschiebung  $\max. U_{x,m\ddot{o}glich.1} = 98,8 \text{ mm}$
- Mögliche Verschiebung des Senkkastens bei maximaler Verdrehung des Pfeilers:  
Verdrehung  $\max. \varphi = 1/1300$   
Verschiebung  $\max. U_{x,m\ddot{o}glich.2} = 52,80 \text{ mm}$
- Interaktion Verschiebung Senkkasten und Verdrehung des Pfeilers (Zwischenwerte):  
Verdrehung  $\varphi = 0 \text{ bis } 1/1300 \sim 0-0,044^\circ$   
Verschiebung  $U_{x,m\ddot{o}glich.i} = U_{x,m\ddot{o}glich.1} - (\varphi * 60000)$







## 4.2.2 Aufprall auf Uferböschung für 6,1 m und 9,5 m (Szenario 2)

Wie bereits bei der Lastermittlung absehbar, ist die Belastung aus Szenario 2 für Standsicherheit und Verformungen der Ufersicherung und des dahinterliegenden Senkkastens nicht maßgebend. (vgl. Abbildung 4-5 und Abbildung 4-6)

## 4.3 Auswirkungen auf den Senkkasten

Die Auswirkungen auf den Senkkasten werden nicht näher untersucht, da es in allen Anpralllastfällen zum Versagen des Gesamtsystems kommt.

## 4.4 Bewertung

Tabelle 4-1: Bewertung Variante 0

Vorteile	<ul style="list-style-type: none"><li>– Einfache Konstruktion</li><li>– Schnelle und kostengünstige Ausführung</li></ul>
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"><li>– Nicht standsicher für Schiffsanprall</li><li>– Lokale Zerstörung der Konstruktion bei Anprall</li></ul>
Fazit	<ul style="list-style-type: none"><li>– Variante sollte nicht weiter verfolgt werden</li></ul>

## 4.5 Abbildungen

Auf den folgenden Seiten sind die graphischen Berechnungsergebnisse zusammengefasst dargestellt.

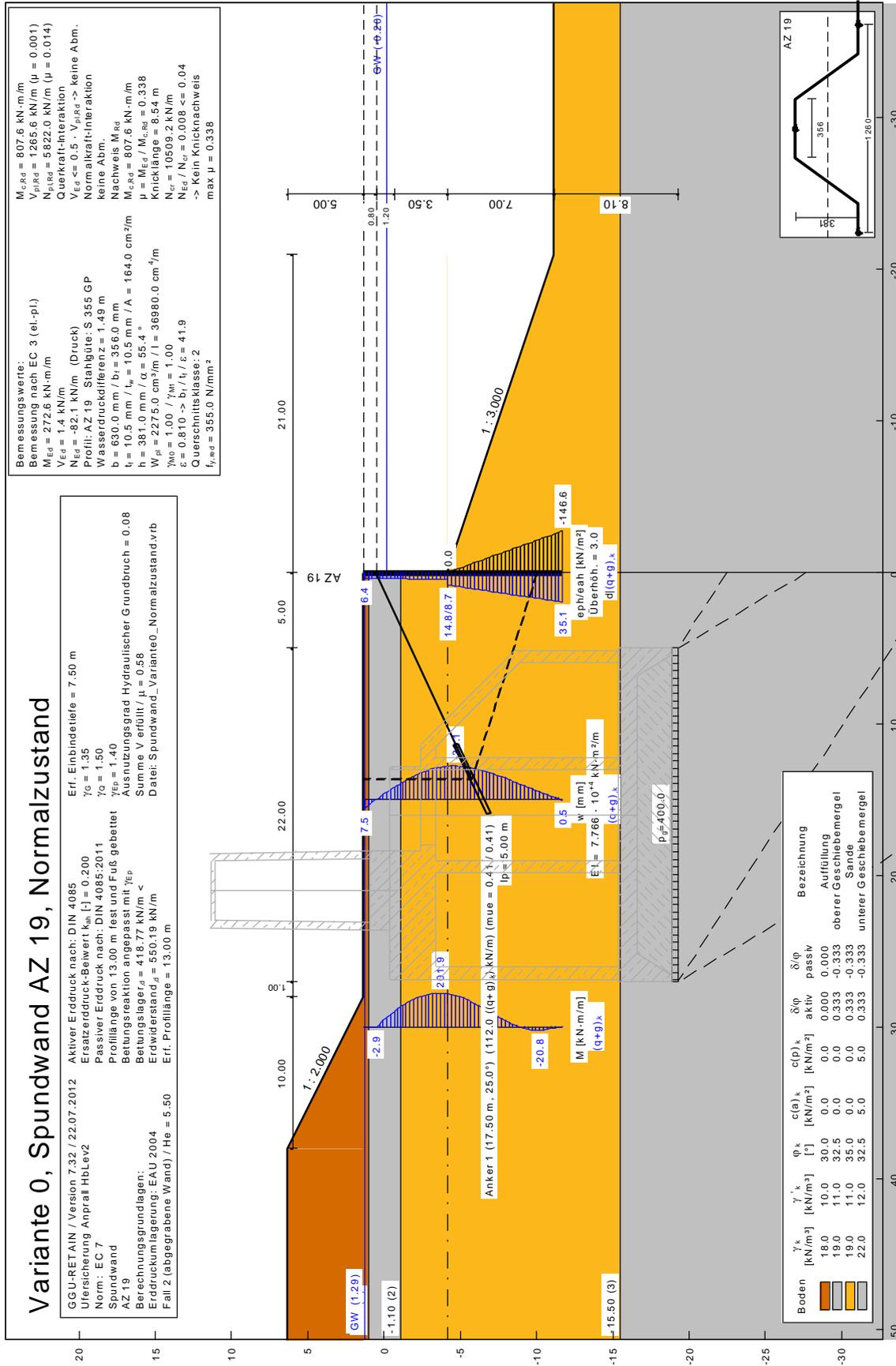


Abbildung 4-2: Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand, Normalzustand

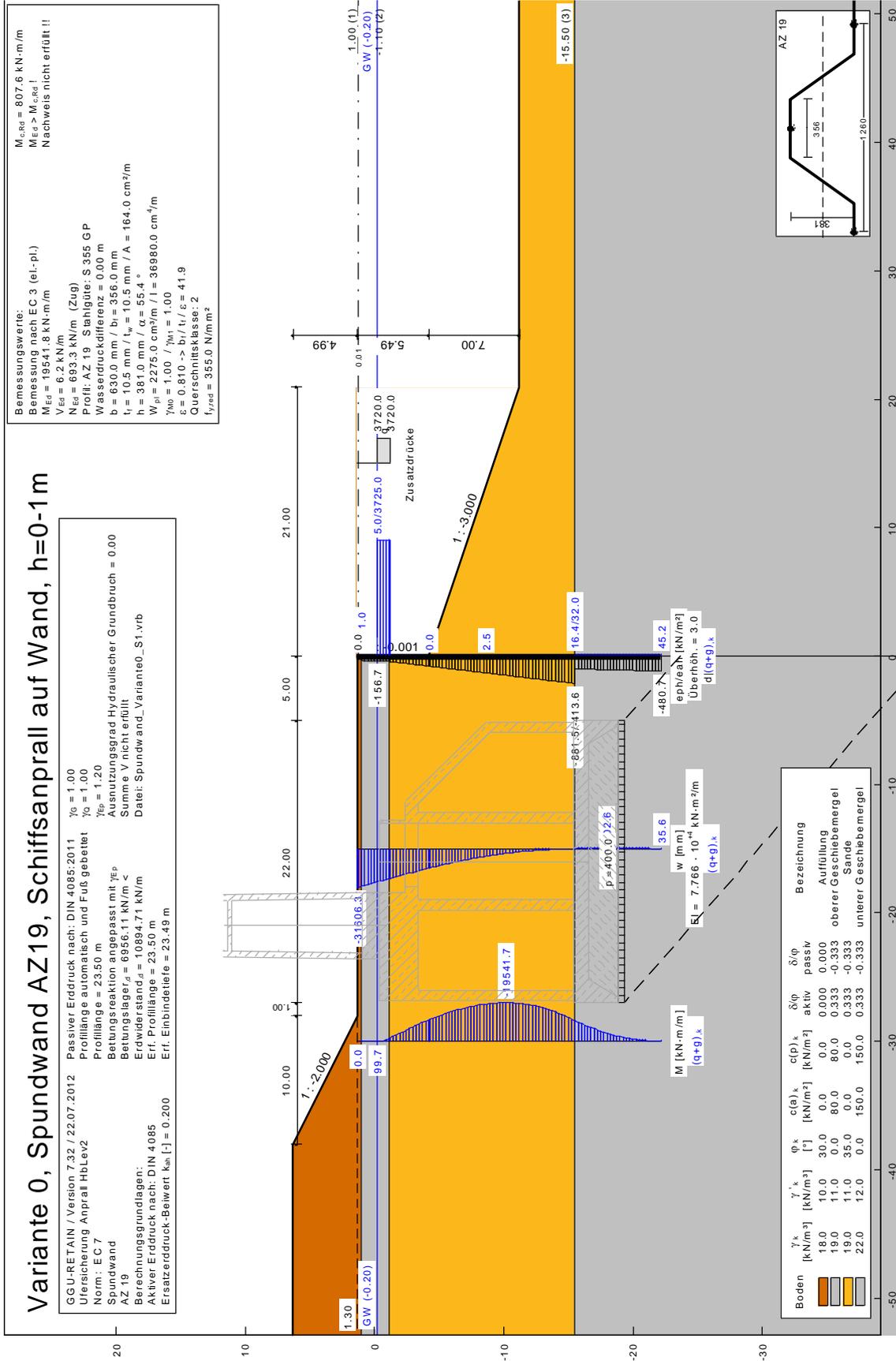


Abbildung 4-3: Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand AZ19, Anprall Szenario 1

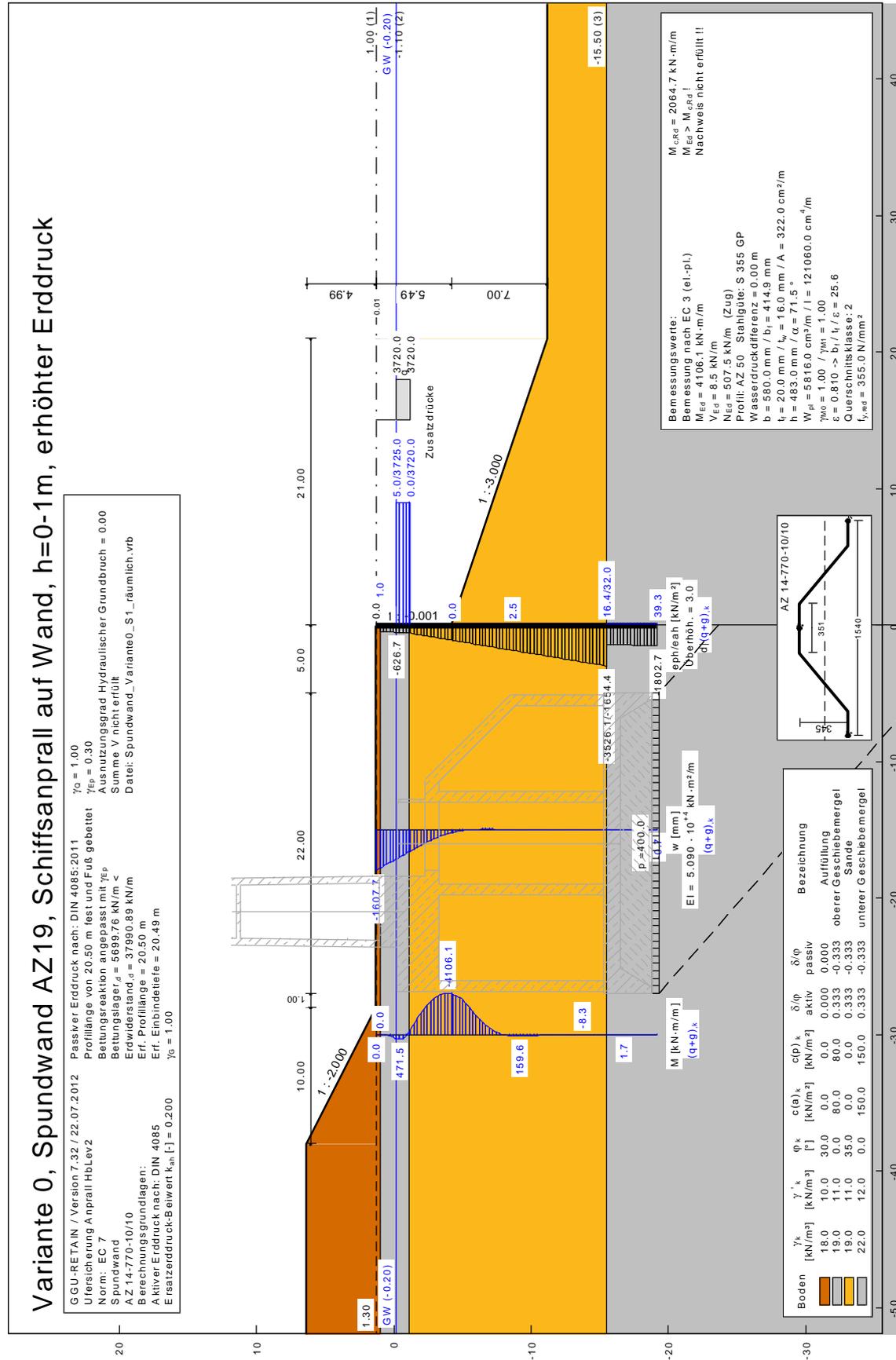


Abbildung 4-4: Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand AZ19, Anprall Szenario 1 + räumlicher Erddruck

G:\DAT\Proj\274 Anprall Pfeiler Hblev2\08 Plan-Erg\82 Endbericht\90274-01\_Rev\_2\_Anprallsicherung.Docx

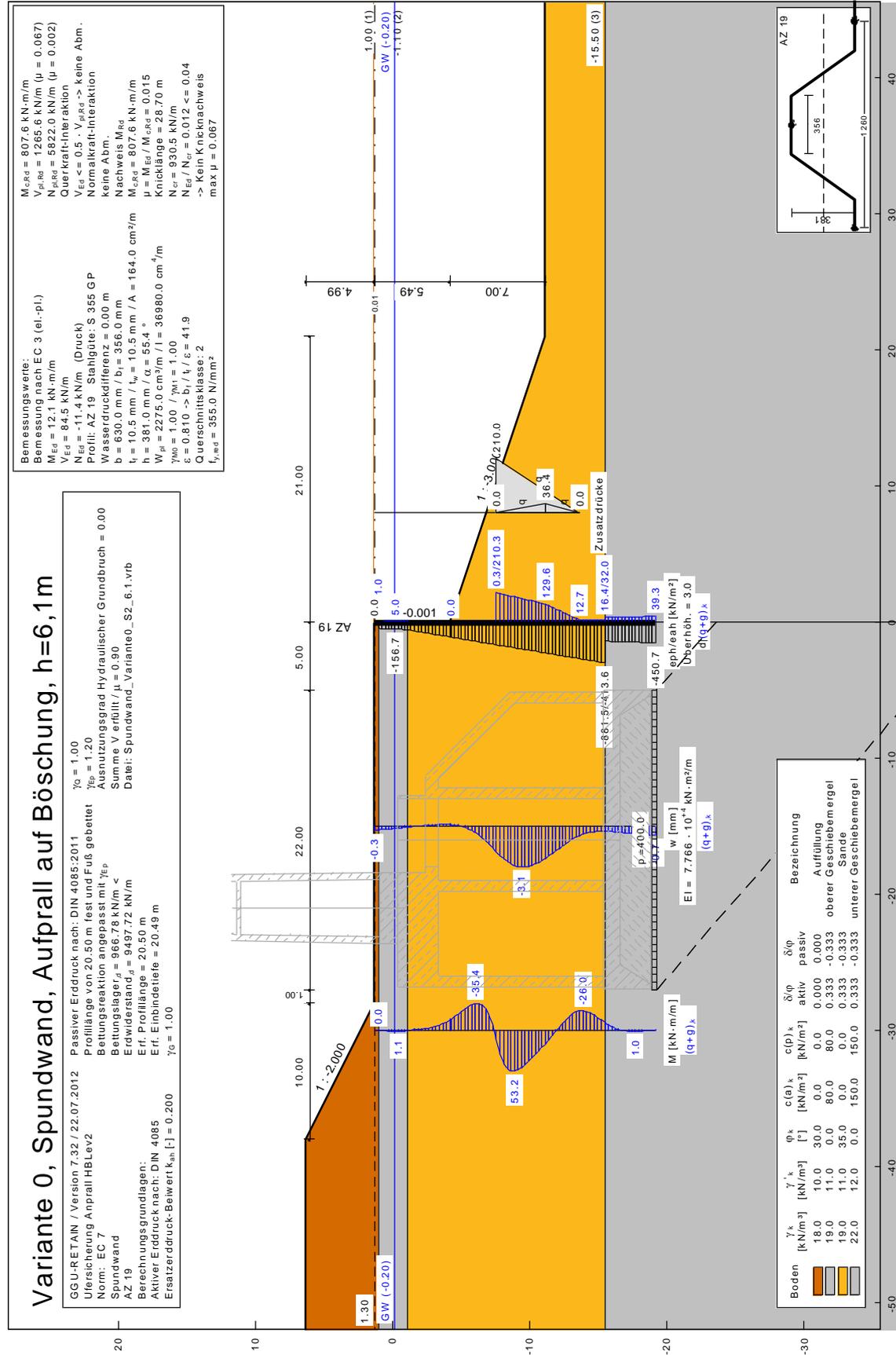


Abbildung 4-5: Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand AZ19, Szenario 2 (6,1 m)

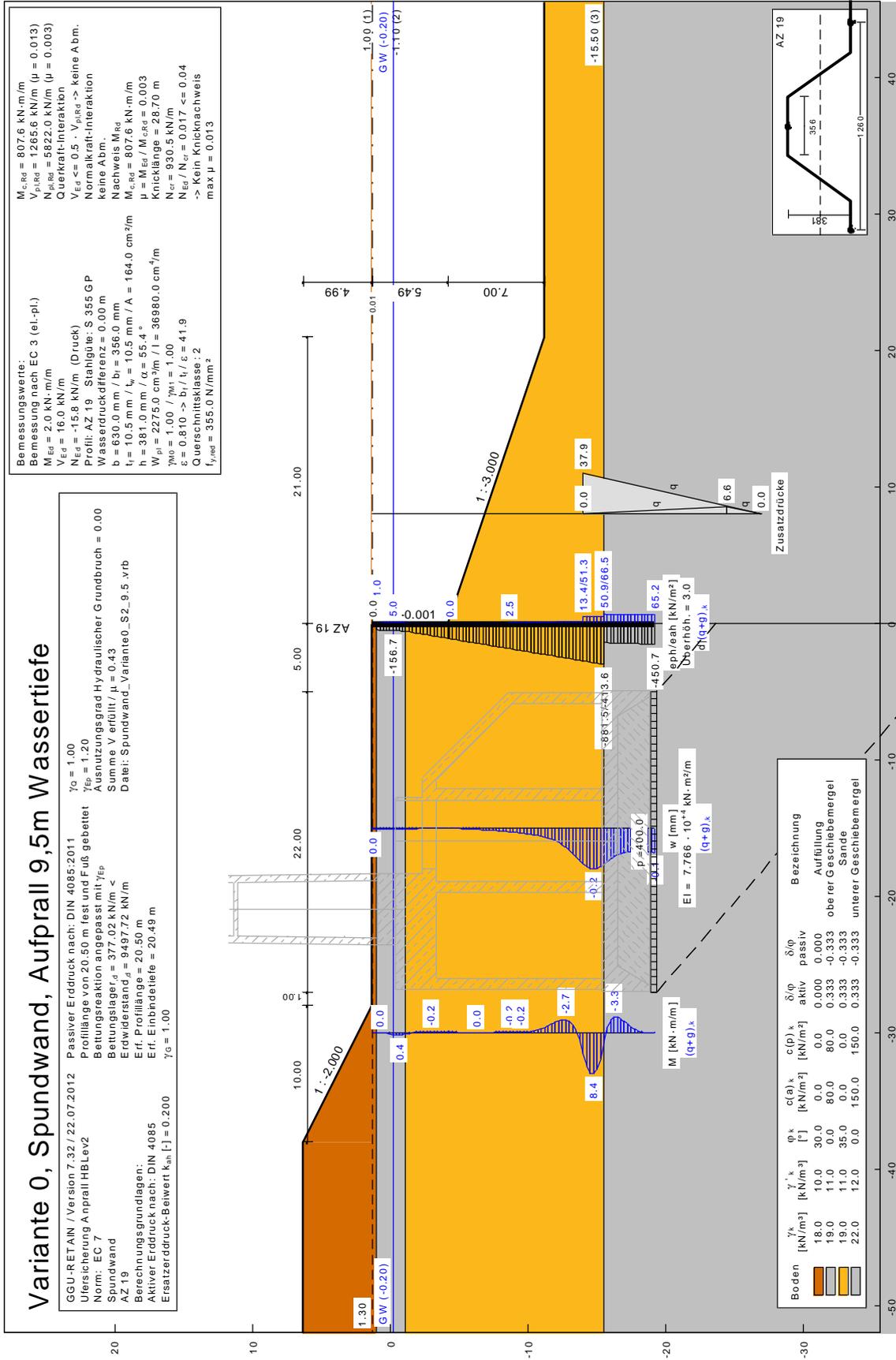


Abbildung 4-6: Retain Ausdruck, Variante 0, Spundwand AZ19, Szenario 2 (9,5 m)

## 5 Variante 1: Bohrpfahlwand

Variante 1 ist eine unverankerte, tangierende Bohrpfahlwand  $d = 2\text{m}$ . Da die Bohrpfähle untereinander nicht verbunden sind, müssen die durch den Schiffsanprall auftretenden lokalen Beanspruchungen von jedem beanspruchten Pfahl einzeln abgetragen werden.

Vergleichsweise werden in Variante 1 auch die Auswirkungen eines Bodenaustauschs vor und hinter der Gründungskonstruktion untersucht. Unbeachtet bleiben dabei allerdings zusätzliche Nachweise für das Brückenfundament (Gleiten, Grundbruch etc).

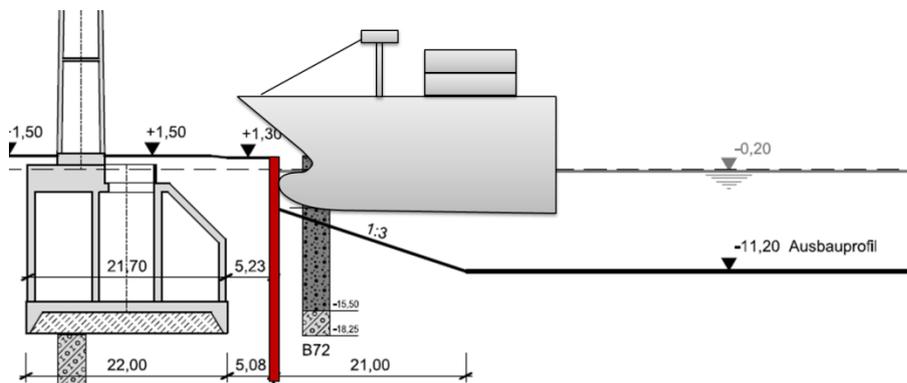


Abbildung 5-1: Variante 1, Bohrpfahlwand, verschiedene Varianten

### 5.1 Normalzustand

Die Standsicherheit der unverankerten Konstruktion für den Normalzustand ist gegeben. Durch die fehlende Verankerung im Kopfbereich der Ufersicherung ergibt sich eine maßgebende Profillänge von 20m bei einer Einbindetiefe von 14,50 m auf der Passivseite (vgl. Abbildung 5-1).

### 5.2 Schiffsanprall

#### 5.2.1 Aufprall auf Wand im Bereich des Wasserspiegels (Szenario 1)

##### Ohne Berücksichtigung des räumliche Erddrucks

Die Berechnung ohne Ansatz des erhöhten Erdwiderstands erfolgt analog der Variante 0 als ebenes 2D-Modell mit einem Meter „Modelltiefe“. Die Profillänge vergrößert sich gegenüber dem „Normalzustand“ um 3,5 m auf 23,5 m (vgl. Abbildung 5-3). Die Kopfverformung der Wand beträgt  $u_x = \sim 270\text{ mm}$ . Die maximale Bewehrungsmenge ist mit  $A_s = 1.298\text{ cm}^2$  sehr groß und entspricht 4% des Betonquerschnitts (Stoßbereich).

##### Mit Berücksichtigung des räumliche Erddrucks

Wird analog Variante 0 der Erdwiderstand hinter der Wand um den Faktor 4 erhöht ( $\gamma_{EP} = 0,25 \cdot 1,2 = 0,3$ ), verringert sich die Kopfverformung der Bohrpfahlwand auf  $u_x \sim 34\text{ mm}$  und die Bewehrungsmenge auf  $A_s \sim 350\text{ cm}^2$  (vgl.

Abbildung 5-4). Die Profillänge wird auf 20 m gesetzt, da dies die erforderliche Länge für den Lastfall Normalzustand ist.

Die Vergrößerung des passiven Erddrucks lässt sich nur sehr unsicher abschätzen, daher sollten die ermittelten Verformungen kritisch betrachtet werden.

### 5.2.2 Aufprall auf Uferböschung für 6,1 m und 9,5 m (Szenario 2)

Aus Gründen der Vergleichbarkeit werden hier die Ergebnisse für zwei ausgewählte Lastfälle des Szenarios 2 angegeben. Eindeutig ist zu sehen, dass aufgrund der großen Verteilungsbreite und des tiefen Auftreffens der Horizontalkomponenten des Schiffsanpralls auf die Wand keine nennenswerten Verformungen aktiviert werden. Dies entspricht den Berechnungen aus Variante 0 (vgl. Abbildung 5-5 und Abbildung 5-6)

### 5.3 Auswirkungen auf den Senkkasten

Die ermittelten Verschiebungen und Verdrehungen werden den in [8] und in Abschnitt 2.7 angegebenen maximalen Verschiebungen und Verdrehungen gegenüber gestellt.

In der FE-Software Plaxis wird ein senkrechter Schnitt durch die Ufersicherungswand und das umliegende Erdreich geführt. Da die genauen Auswirkungen der räumlichen Erddruckverteilung schlecht abzuschätzen sind, wird konservativ mit den nicht erhöhten Werten des Erdwiderstands gerechnet.

Zum Vergleich der Auswirkungen eines Bodenaustauschs vor und hinter dem Senkkasten wurde Abbildung 5-9 bis Abbildung 5-11 eingefügt.

Die maximal mögliche Verschiebung des Brückenpfeilers ist mit 98 mm angegeben worden, die maximale Senkkastenverschiebung mit 58 mm. Es ist offensichtlich, dass die Verschiebungen am Brückenpfeiler (128 bis 247 mm) und am Senkkasten (101 bis 163 mm) zu groß sind, um schadensfrei aufgenommen werden zu können (vgl. Abbildung 5-8 bis Abbildung 5-11).

### 5.4 Bewertung

Tabelle 5-1: Bewertung Variante 1

Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Im Gegensatz zu Variante 0 standsicher</li> <li>– geringere Auswirkung auf den Senkkasten möglich als bei Variante 0</li> <li>– Bodenaustausch im Böschungsbereich vor der Wand verringert Belastung durch Lastausbreitung</li> </ul>
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Bodenaustausch hinter der Wand überflüssig, da Auswirkungen auf Senkkasten größer werden</li> <li>– sehr massive Konstruktion ⇒ teuer</li> <li>– die zu erwartenden Verformungen sind zu groß</li> </ul>
Fazit	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Variante sollte nicht weiter verfolgt werden</li> </ul>

### 5.5 Abbildungen

Auf den folgenden Seiten sind die graphischen Berechnungsergebnisse zusammengefasst dargestellt.

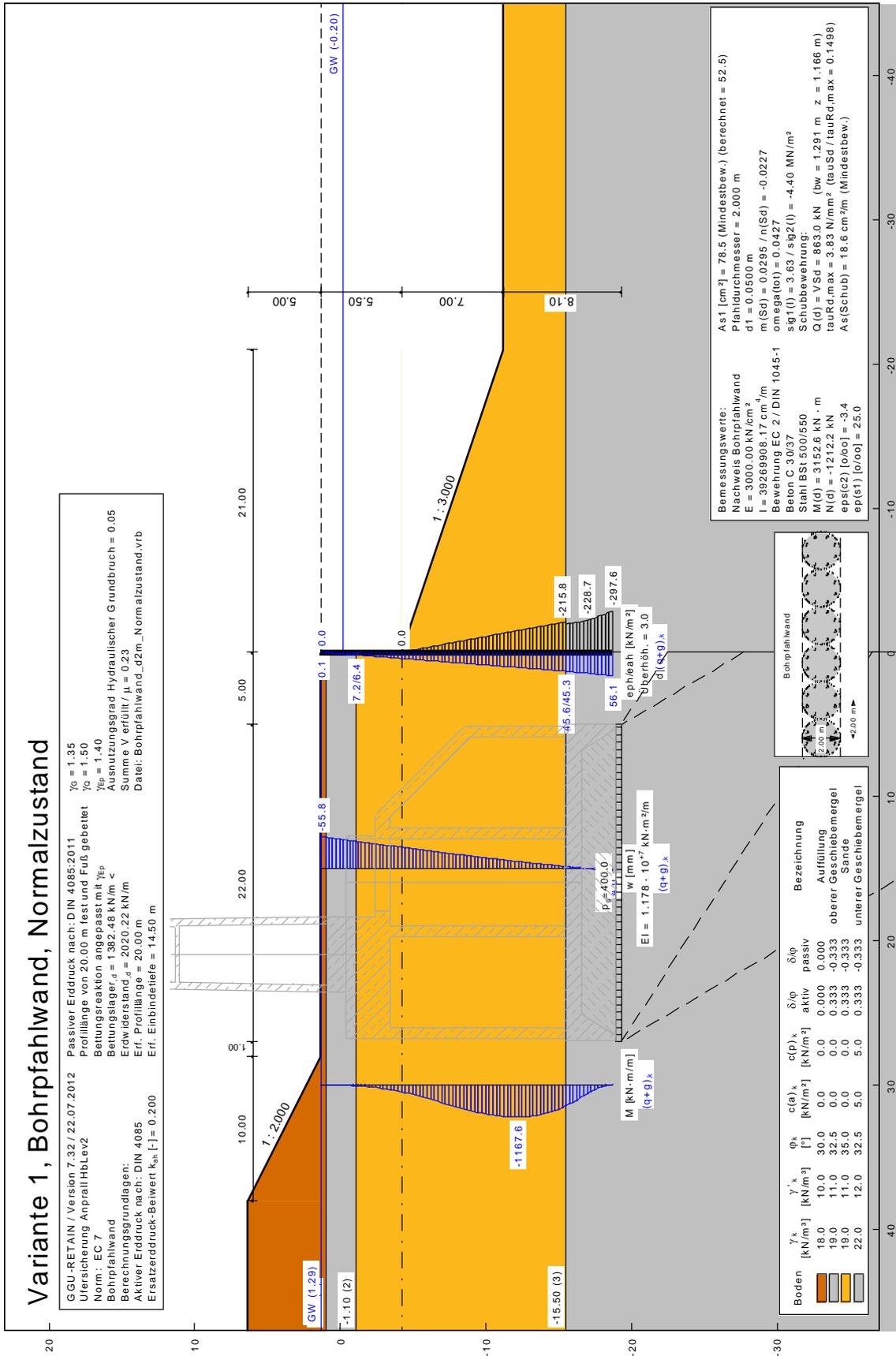


Abbildung 5-2: Variante 1, Normalbetrieb, Bohrpfehlwand d = 2 m, l = 20 m

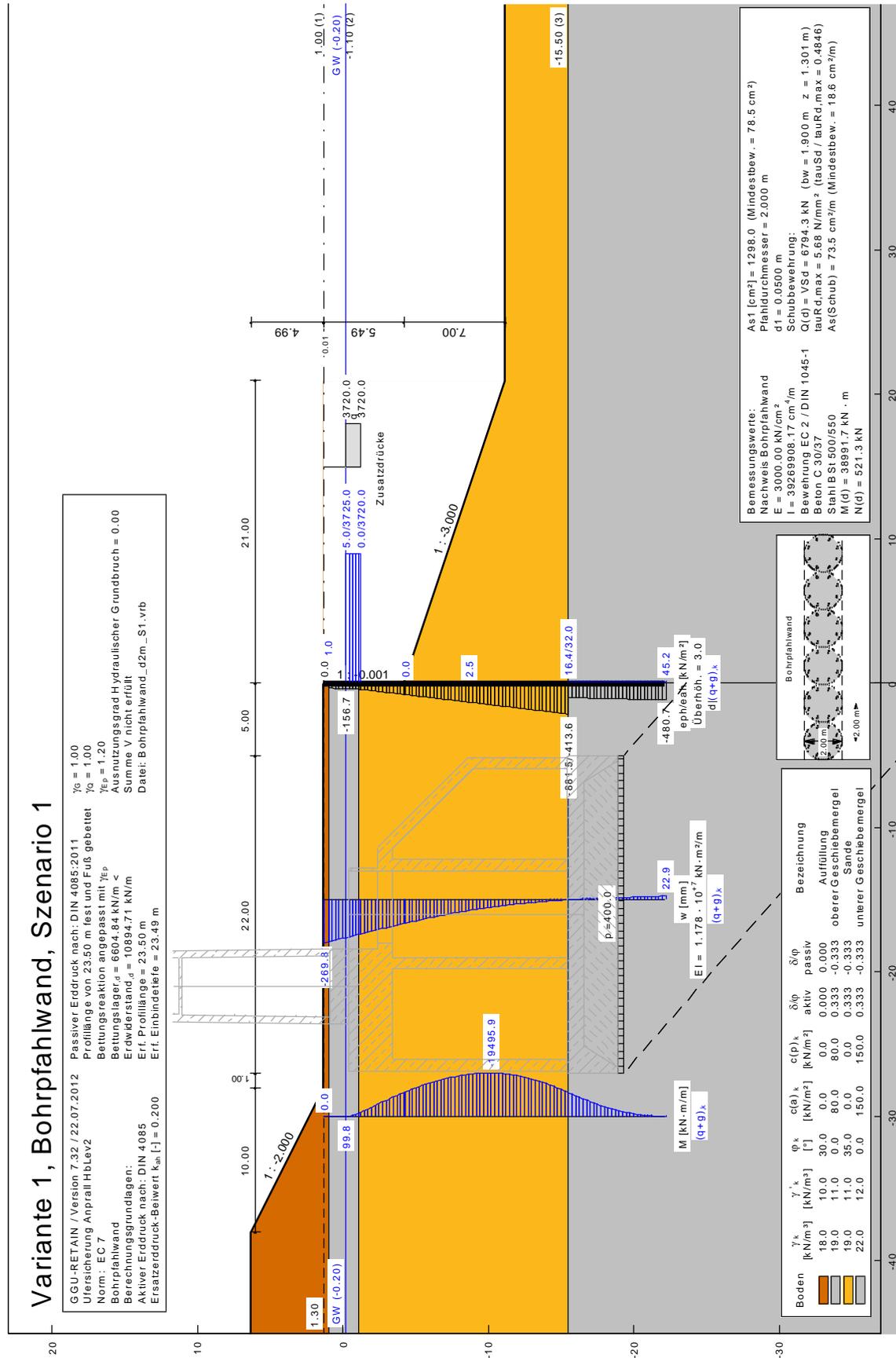


Abbildung 5-3: Variante 1, Szenario 1, Bohrfahwand, Anprall 1 m Wassertiefe, l = 23,5 m

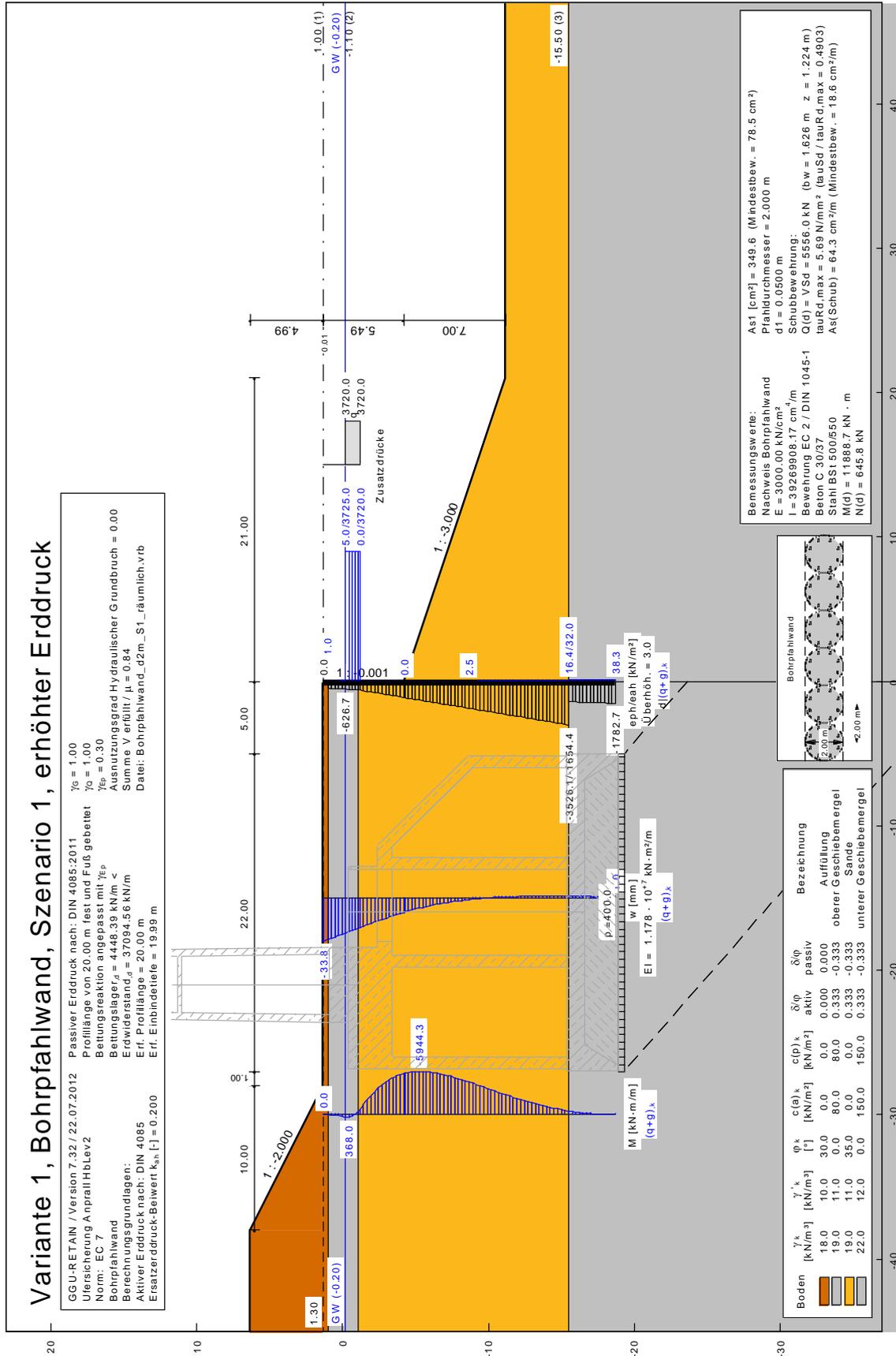


Abbildung 5-4: Variante 1, Szenario 1, Bohrpfehlwand, Anprall 1 m Wassertiefe,  $l = 20 \text{ m}$ , räumlicher Erddruck

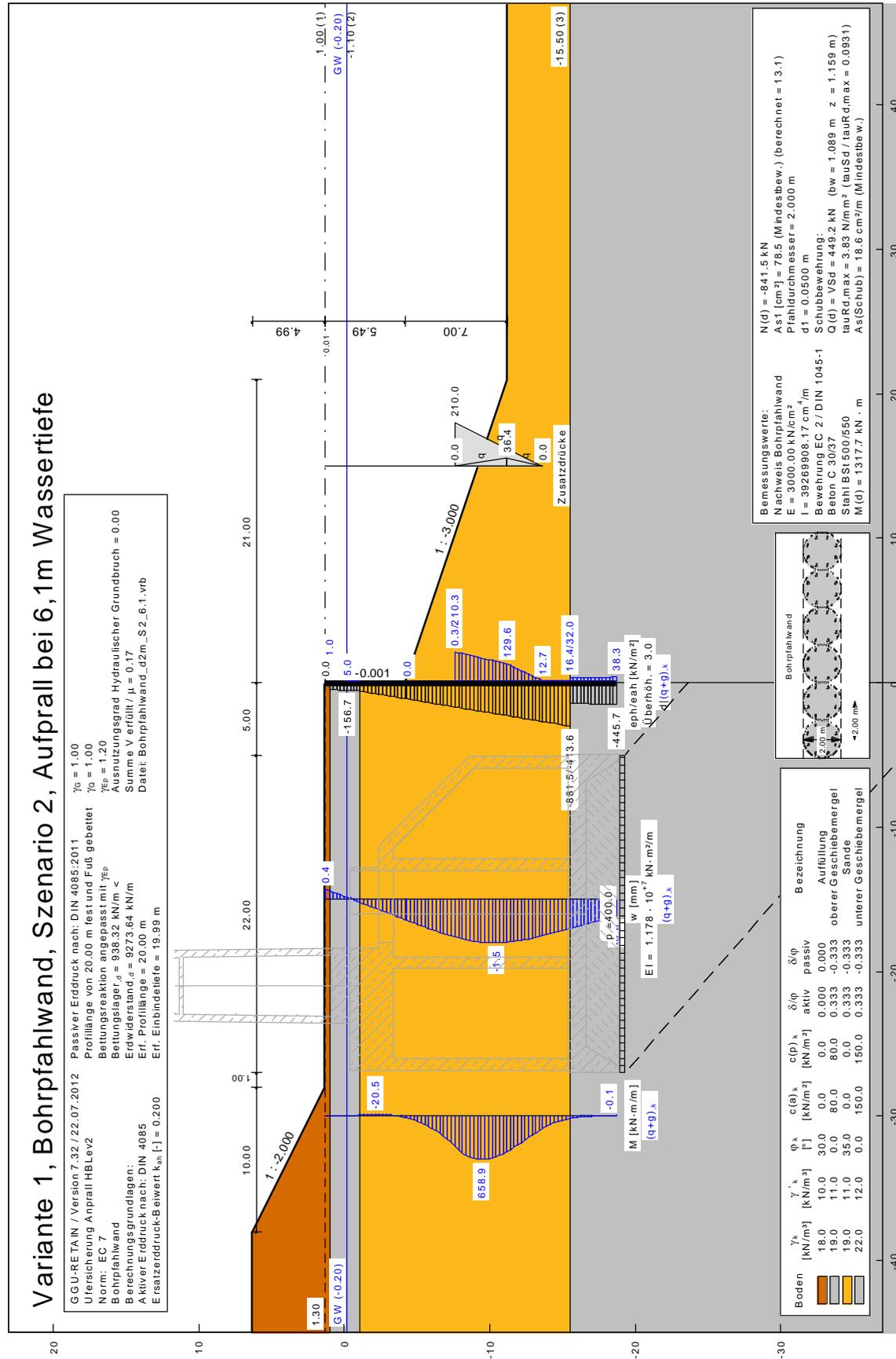


Abbildung 5-5: Variante 1, Szenario 2, Bohrfahlwand, Anprall 6,1 m Wassertiefe, l = 20 m

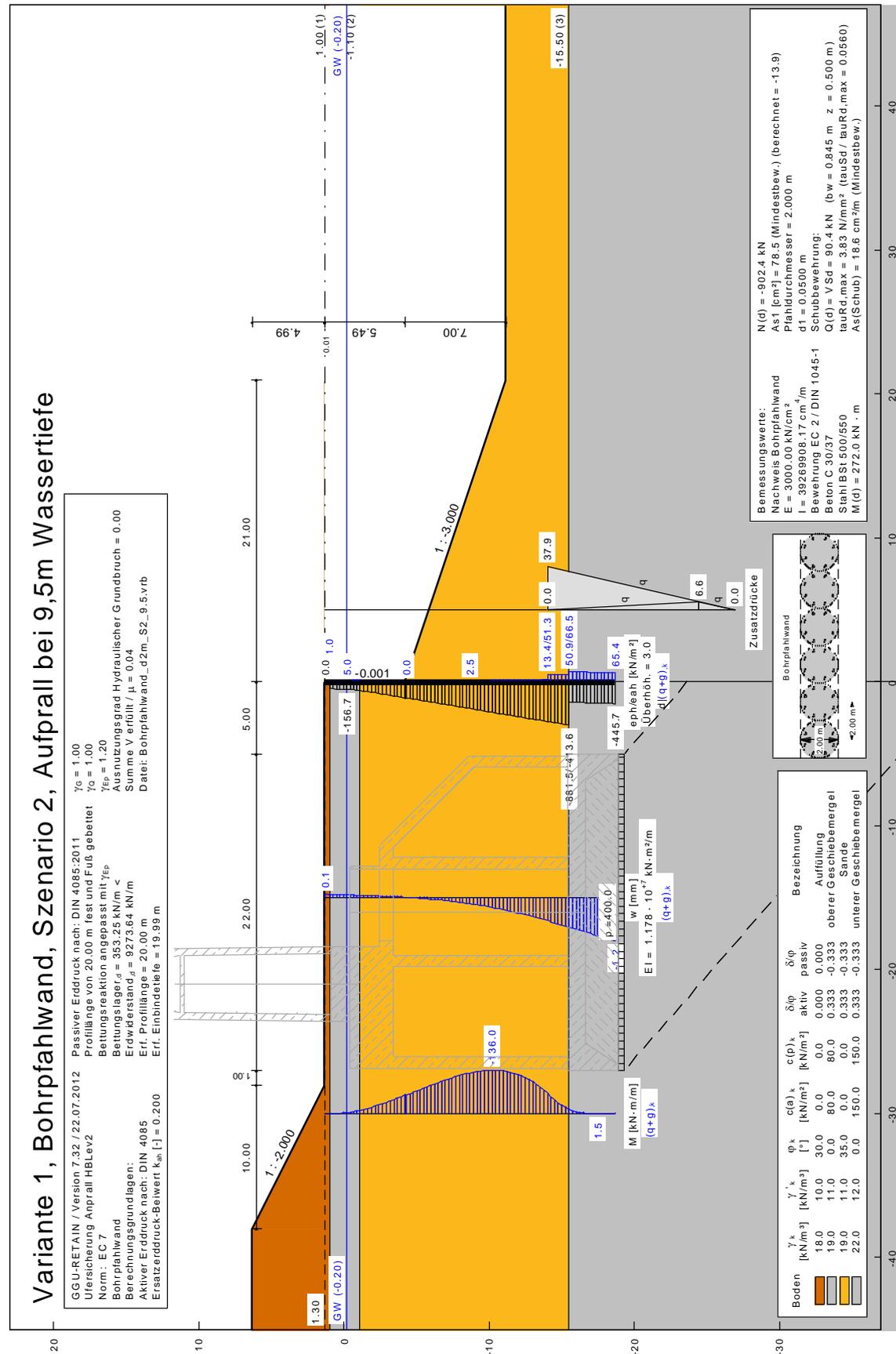


Abbildung 5-6: Variante 1, Szenario 2, Bohrfahwand, Anprall 9,5 m Wassertiefe, l = 20 m

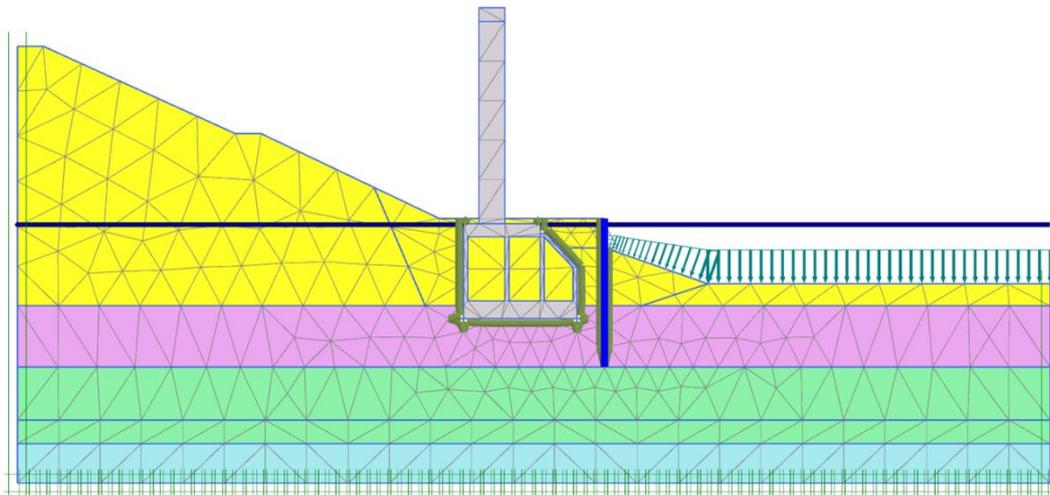


Abbildung 5-7: Plaxis Modell, Variante 1, Szenario 1

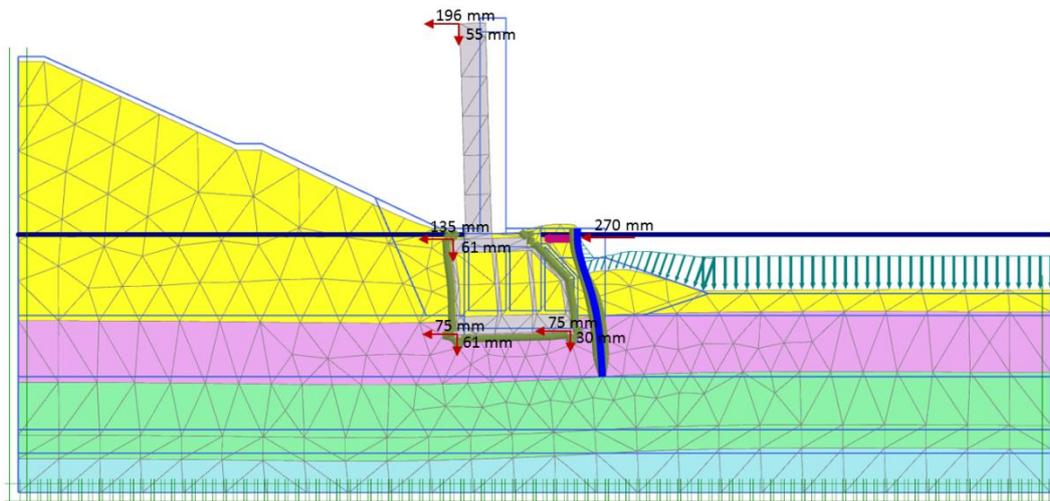


Abbildung 5-8: Verformungen des Gesamtsystems

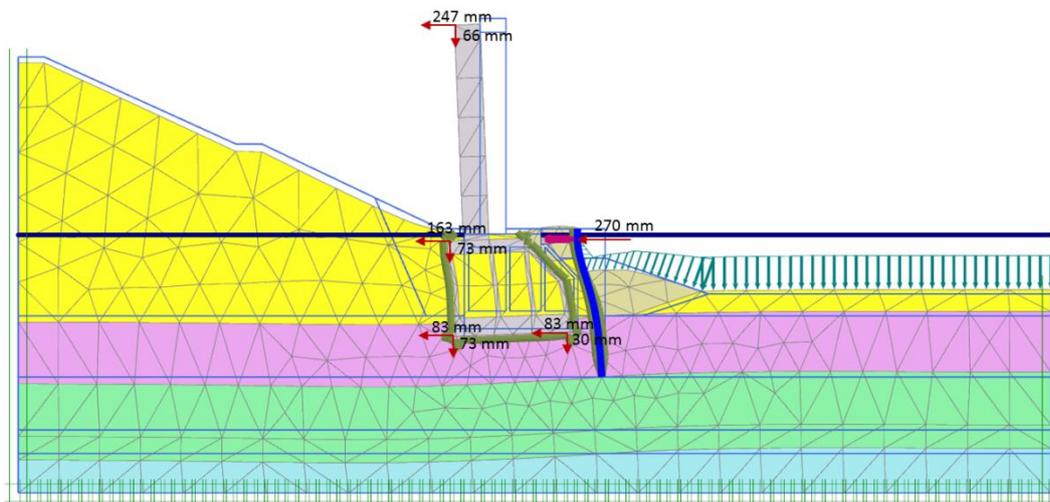


Abbildung 5-9: Verformungen des Gesamtsystems, NA-Material vor Ufersicherung und vor Senkkasten

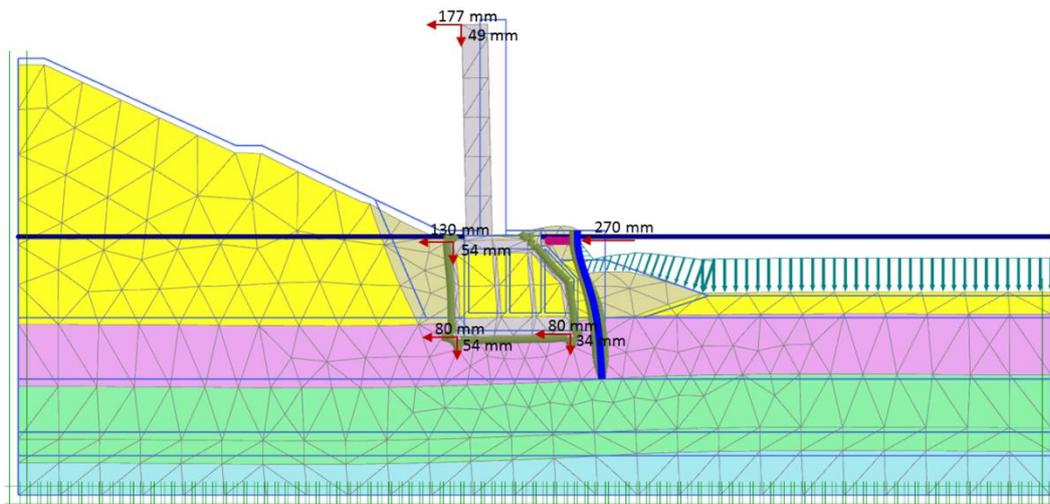


Abbildung 5-10: Verformungen des Gesamtsystems, NA-Material vor Ufersicherung und vor und hinter dem Senkkasten

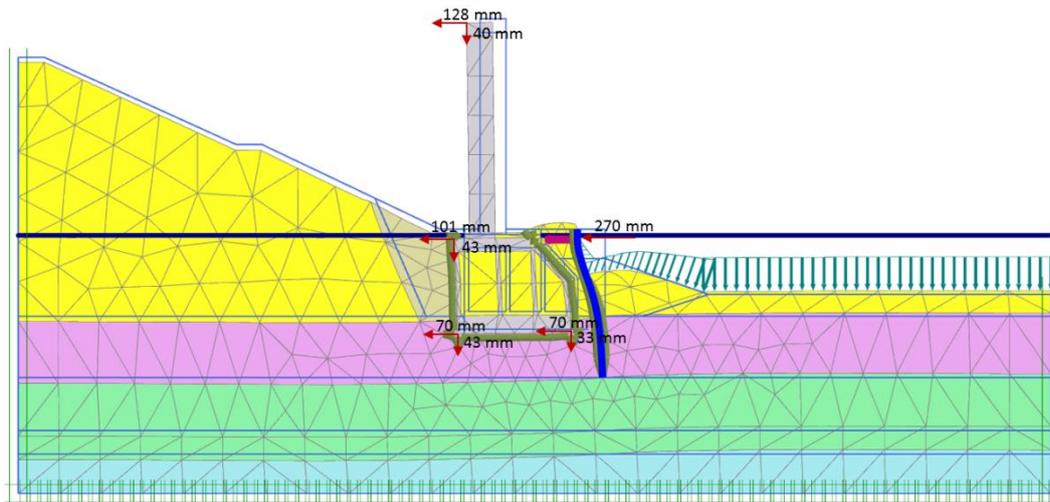
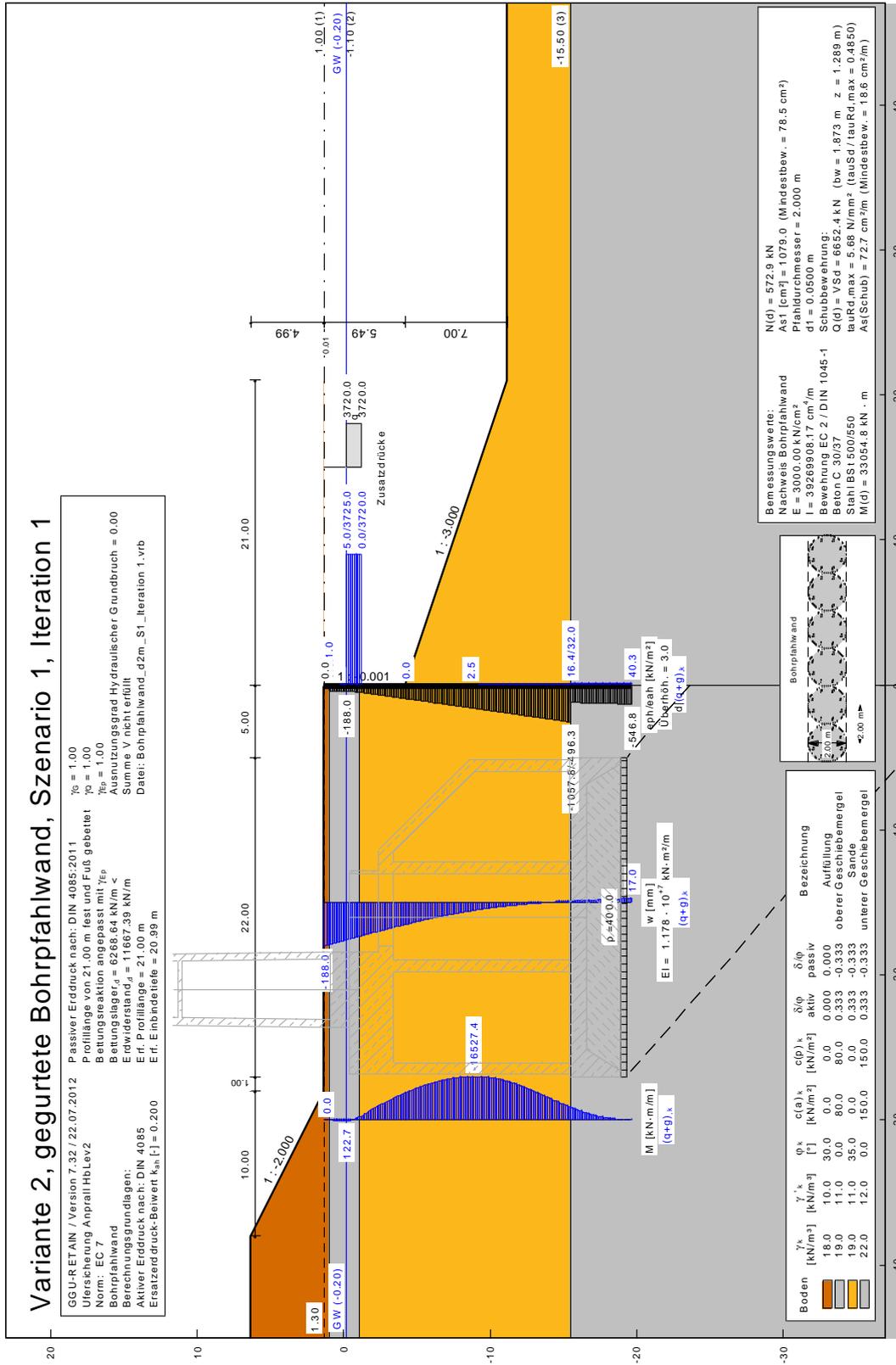


Abbildung 5-11: Verformungen des Gesamtsystems NA-Material hinter dem Senkkasten





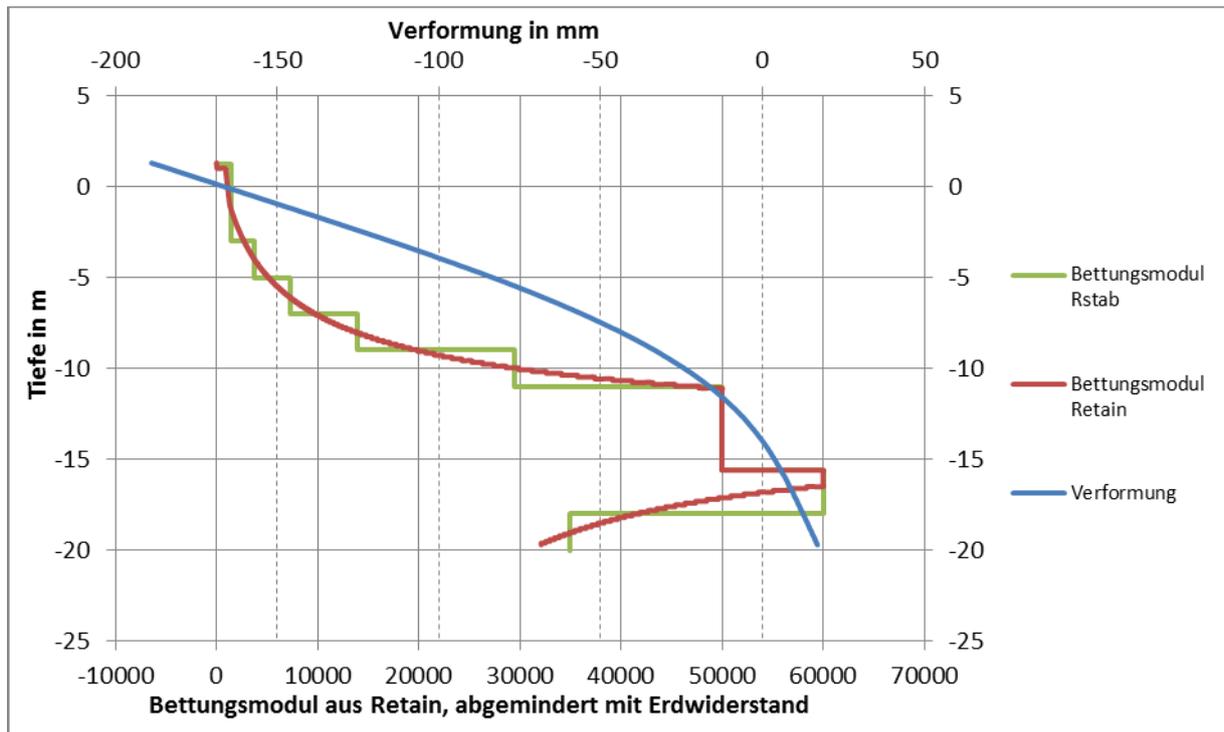


Abbildung 6-3: Verformungen, Bettungsmodule Retain => RStab, 1. Iteration

Tabelle 6-1: Numerische Eingaben RStab, 1. Iteration

1.9 STABBETTUNGEN									
Bettung Nr.	Stab Nr.	C-1,x [kN/m²]	C-1,y [kN/m²]	C-1,z [kN/m²]	C-2,x [kN]	C-2,y [kN]	C-2,z [kN]	C-phi [kNm/rad/m]	Ausfall der Bettung
1	1	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
2	2	0.000	2800.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
3	3	0.000	7600.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
4	4	0.000	14600.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
5	5	0.000	22800.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
6	6	0.000	59000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
7	7	0.000	100000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
8	8	0.000	120000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
9	9	0.000	70000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

LASTFÄLLE						
LF-Nr.	LF-Bezeichnung	LF-Faktor	Eigenschaften des Lastfalls	Eigengewicht	Berechnungs-Theorie	
1	Eigengewicht	1.0000	ständig	1.00	I. Ordnung	
2	Anprall	1.0000	veränderlich	--	I. Ordnung	

2.2 STABLASTEN					LF2				
Nr.	Beziehen auf	An Stäben Nr.	Last-Art	Last-Verlauf	Last-Richtung	Bezugslänge	Lastparameter		
		An Stabs. Nr.					Symbol	Wert	Einheit
5	Stäbe	3	Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	7440.000	kN/m
							p-2	7440.000	kN/m
							A	1.200	m
							B	2.200	m

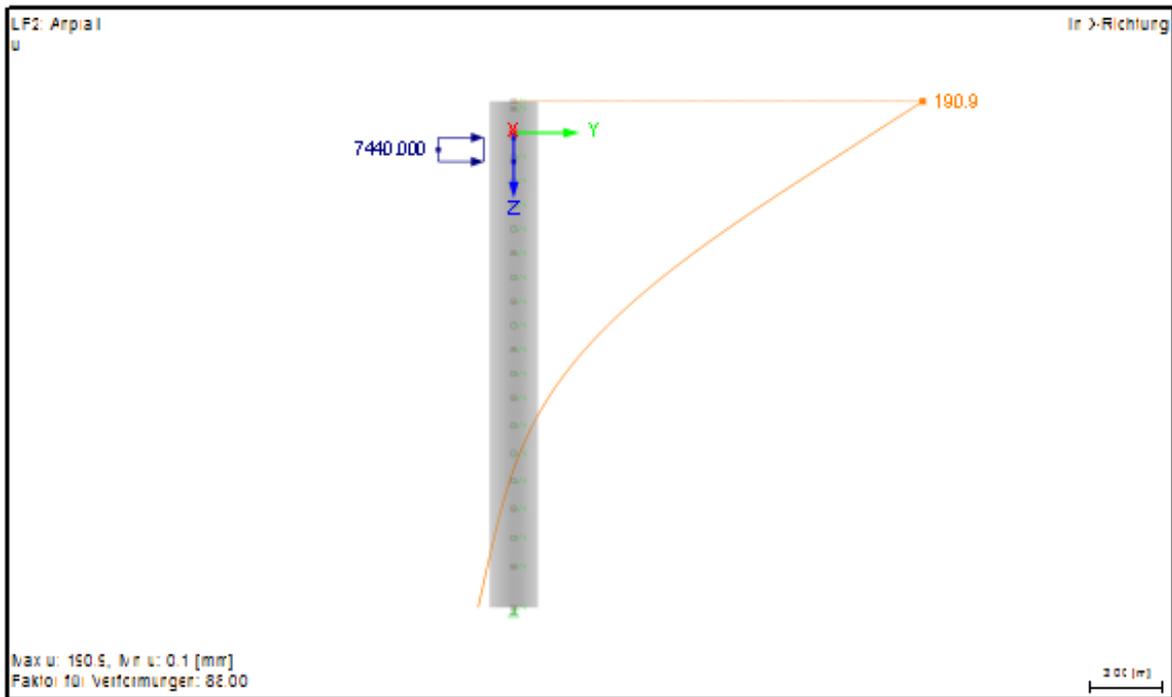


Abbildung 6-4: Verformungen des Einzelpfahls 1.Iteration

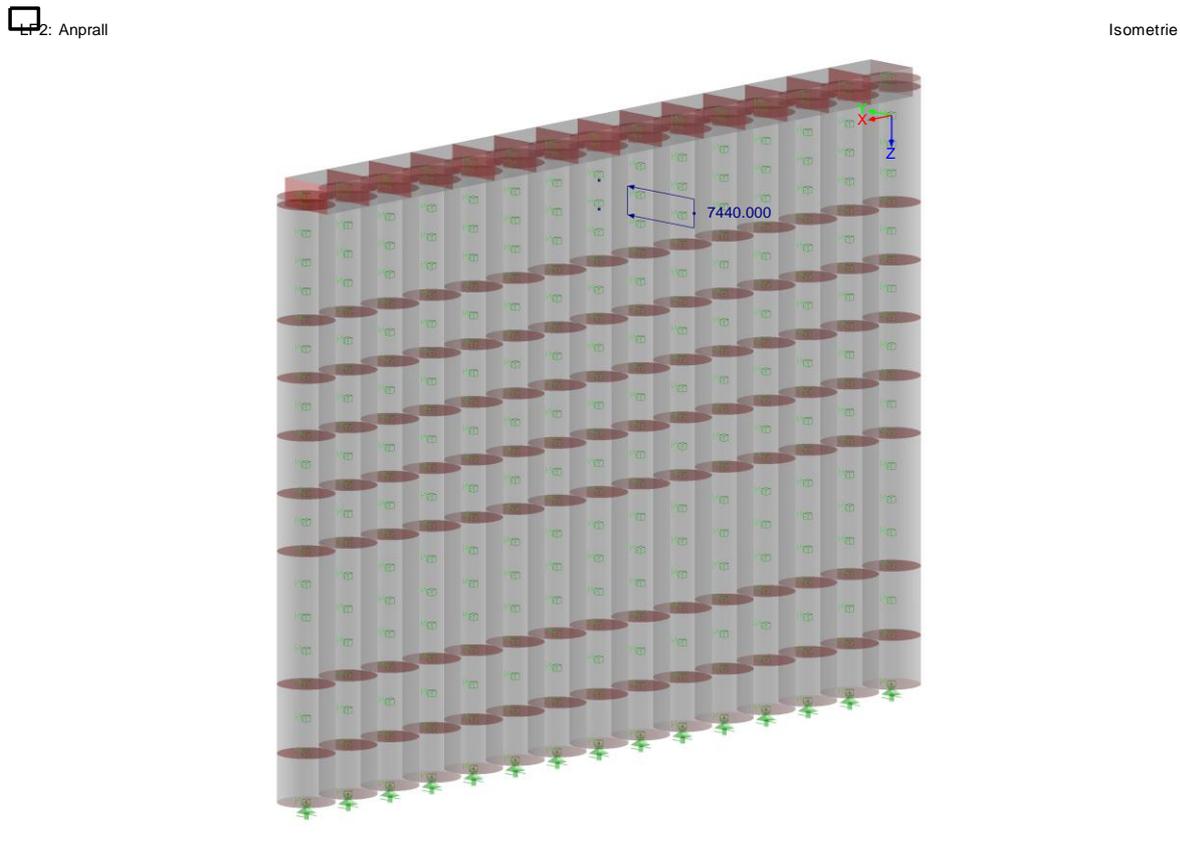


Abbildung 6-5: Gesamtsystem Wand mit Gurtung, 1.Iteration

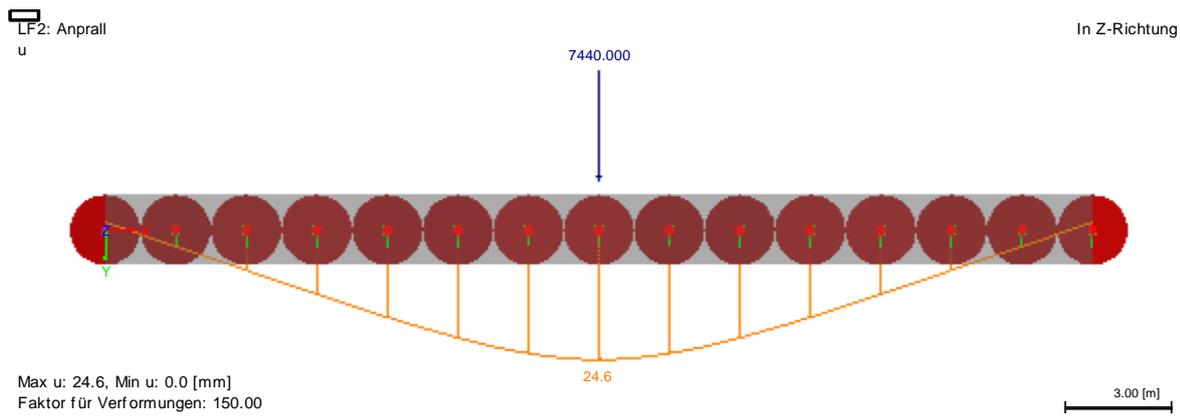


Abbildung 6-6: Verformung Gesamtsystem im Grundriss, 1. Iteration

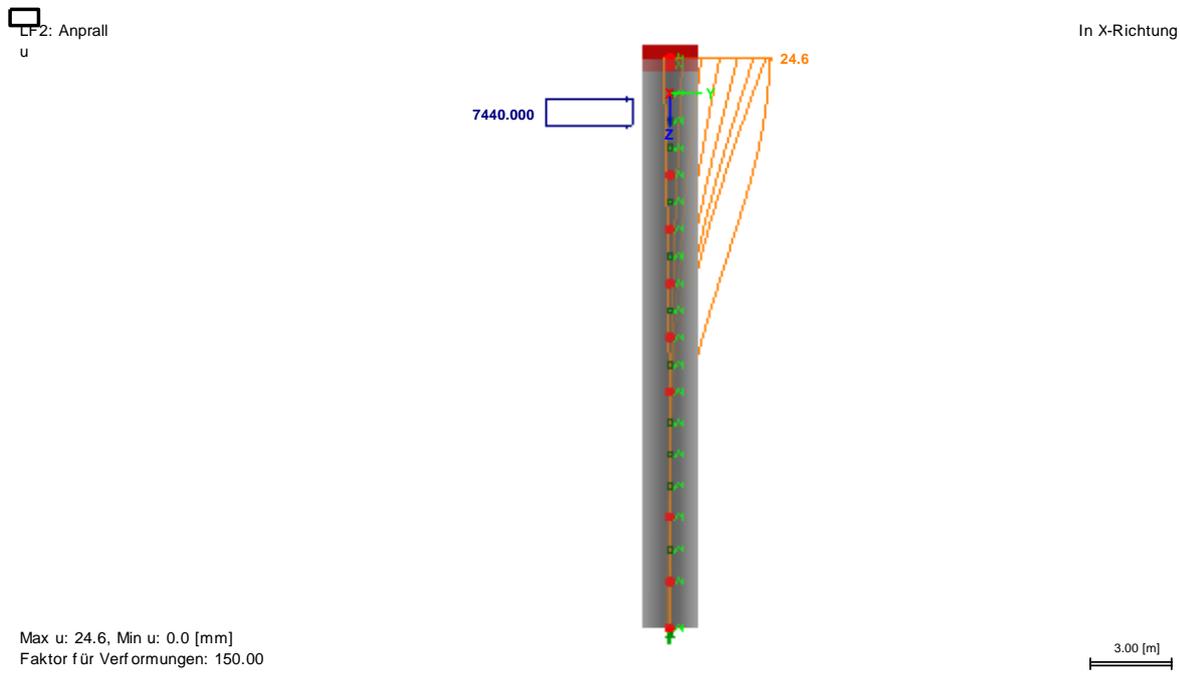


Abbildung 6-7: Verformung Gesamtsystem im Schnitt, 1. Iteration

Es ergeben sich „verträgliche“ Verformungen des Einzelpfahls und geringe Verformungen des Gesamtsystems unter Ansatz der horizontalen Gurtung. Da die ermittelten Bettungsmodule aus einer sehr großen lokalen Belastung resultieren und dementsprechend sehr stark abgemindert wurden, sind weitere Iterationsschritte erforderlich, um die Werte genauer anzupassen.

**6.2.1.2 Iteration 2**

Mit den in Iteration 1 ermittelten Verformungen des Gesamtsystems wird erneut eine Retain-Berechnung durchgeführt. Jetzt wird allerdings die Kraft gesucht, die eine Verformung von **24,6 mm** bei ansonsten gleichen Randbedingungen hervorruft. Die anzusetzende Kraft beträgt **1832 kN/m<sup>2</sup>**. Die sich ergebenden gemittelten Bettungszahlen werden in ein neues RStab-Einzelpfahlmodell übernommen und dahingehend angepasst, dass sich die ermittelten

Verformungen der Programme gleichen. Dann erfolgt mit diesen Bettungszahlen die Berechnung des gegurteten Gesamtmodells.

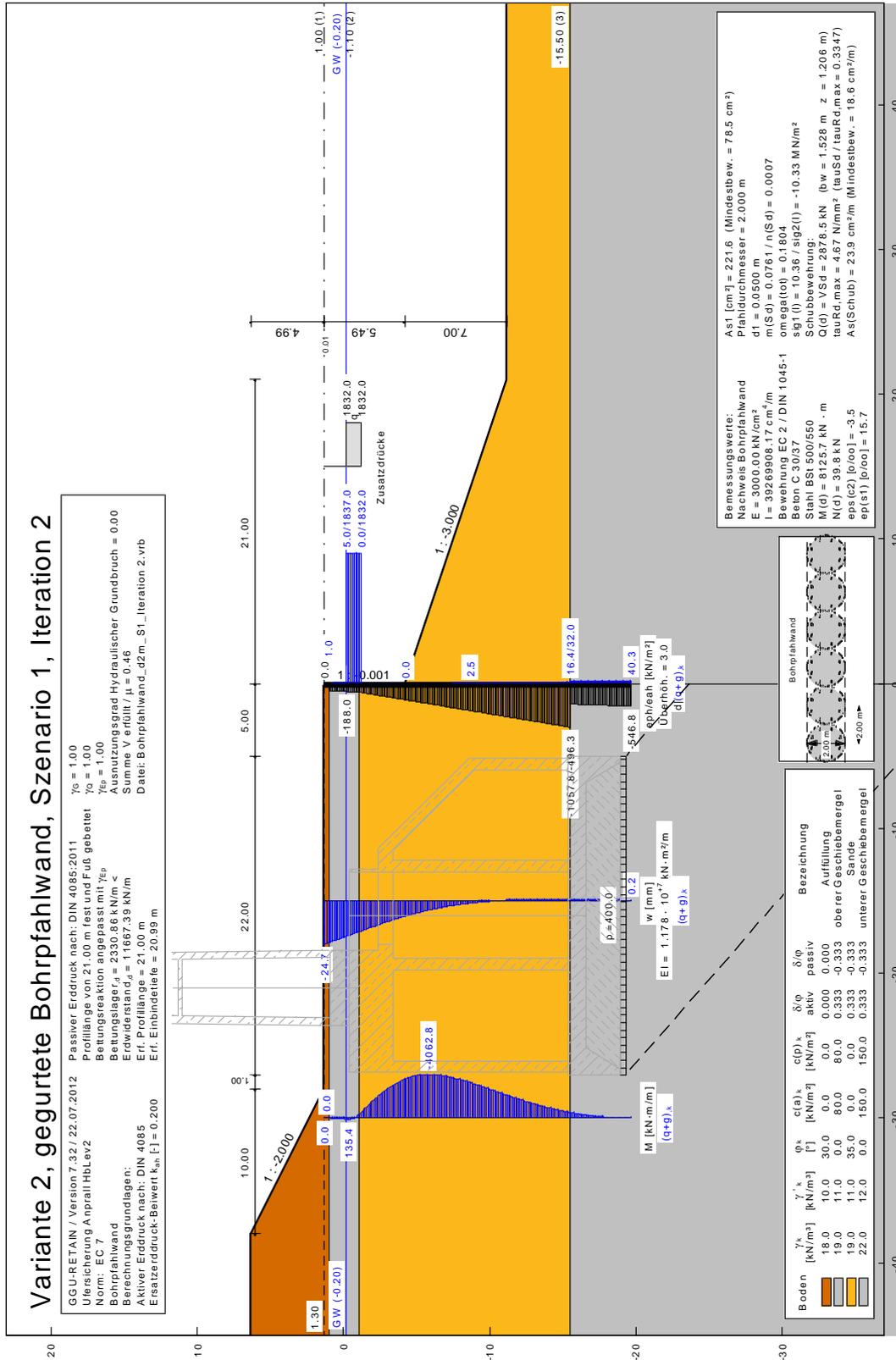


Abbildung 6-8: Variante 2, Szenario 1, Bohrfahlwand, 2. Iteration

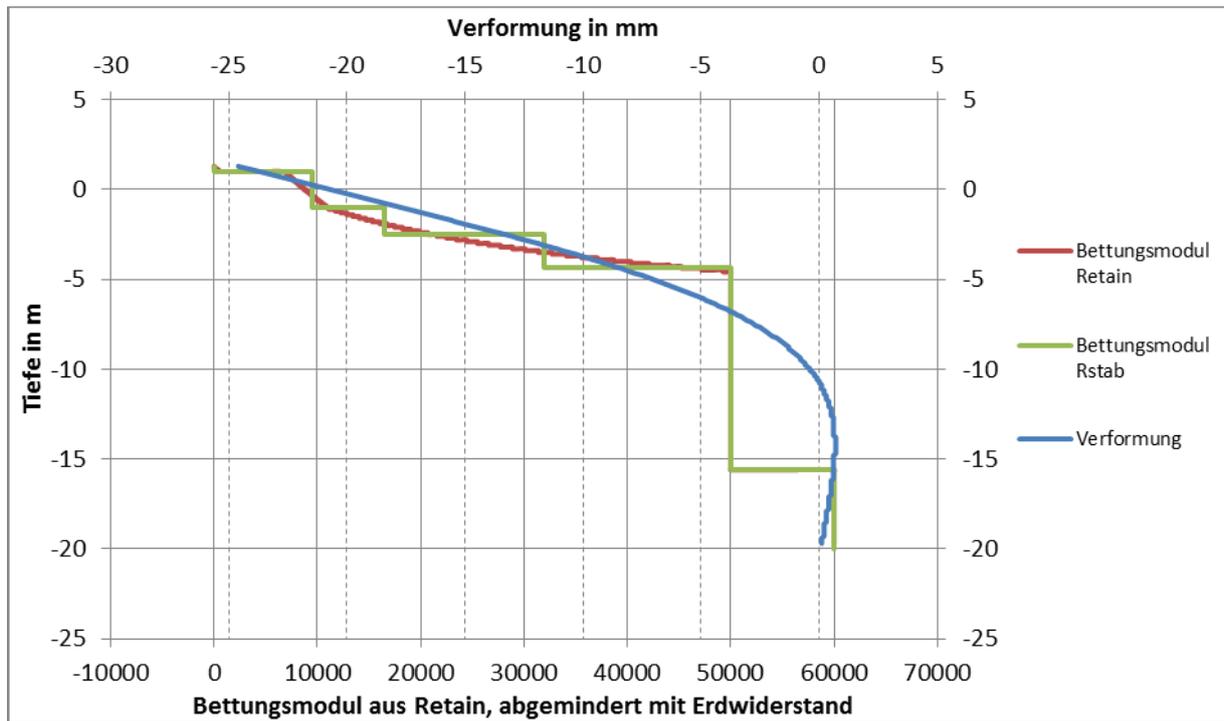


Abbildung 6-9: Verformung, Bettungsmodule Retain ⇒ RStab, 2. Iteration

Tabelle 6-2: Numerische Eingaben RStab, 2. Iteration

1.9 STABBETTUNGEN									
Bettung Nr.	Stab Nr.	C-1,x [kN/m <sup>2</sup> ]	C-1,y [kN/m <sup>2</sup> ]	C-1,z [kN/m <sup>2</sup> ]	C-2,x [kN]	C-2,y [kN]	C-2,z [kN]	C-phi [kNm/rad/m]	Ausfall der Bettung
1	1	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
2	2	0.000	19000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
3	3	0.000	33000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
4	4	0.000	66000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
5	5	0.000	100000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
6	6	0.000	120000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--

LASTFÄLLE					
LF-Nr.	LF-Bezeichnung	LF-Faktor	Eigenschaften des Lastfalls	Eigengewicht	Berechnungs-Theorie
1	Eigengewicht	1.0000	ständig	1.00	I. Ordnung
2	Anprall	1.0000	veränderlich	--	III. Ordnung

LF2: Anprall					LF2					
2.2 STABLASTEN					LF2					
Nr.	Beziehen auf	An Stäben Nr.	An Stabs. Nr.	Last-Art	Last-Verlauf	Last-Richtung	Bezugslänge	Lastparameter		
								Symbol	Wert	Einheit
5	Stäbe	3		Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	3664.000	kN/m
								p-2	3664.000	kN/m
								A	0.000	m
								B	0.200	m
5	Stäbe	2		Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	3664.000	kN/m
								p-2	3664.000	kN/m
								A	1.200	m
								B	2.000	m

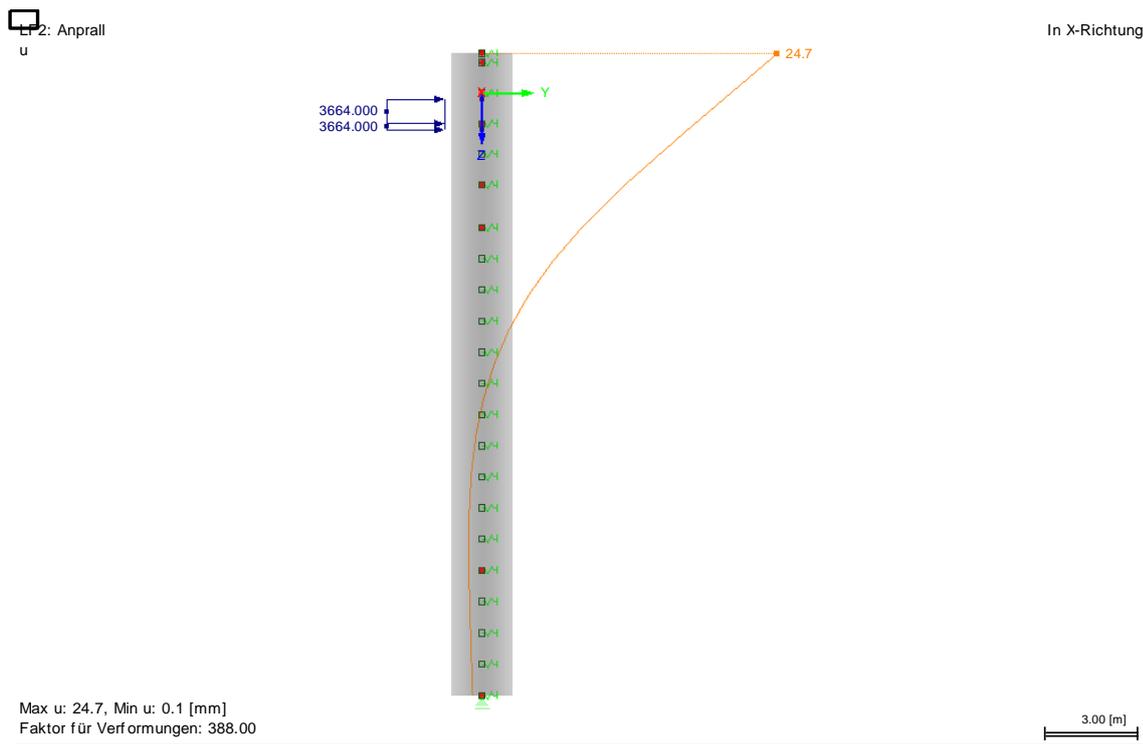


Abbildung 6-10: Verformung des Einzelpfahls, 2. Iteration

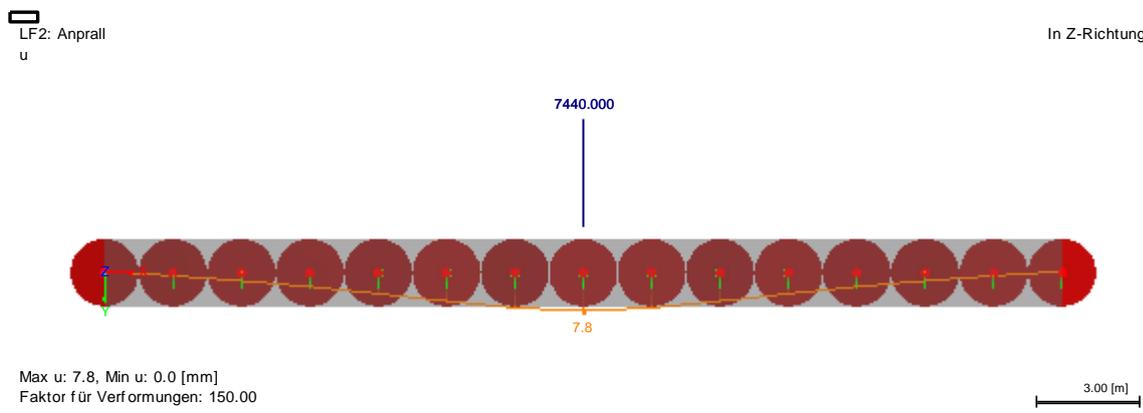


Abbildung 6-11: Verformung Gesamtsystem im Grundriss, 2. Iteration

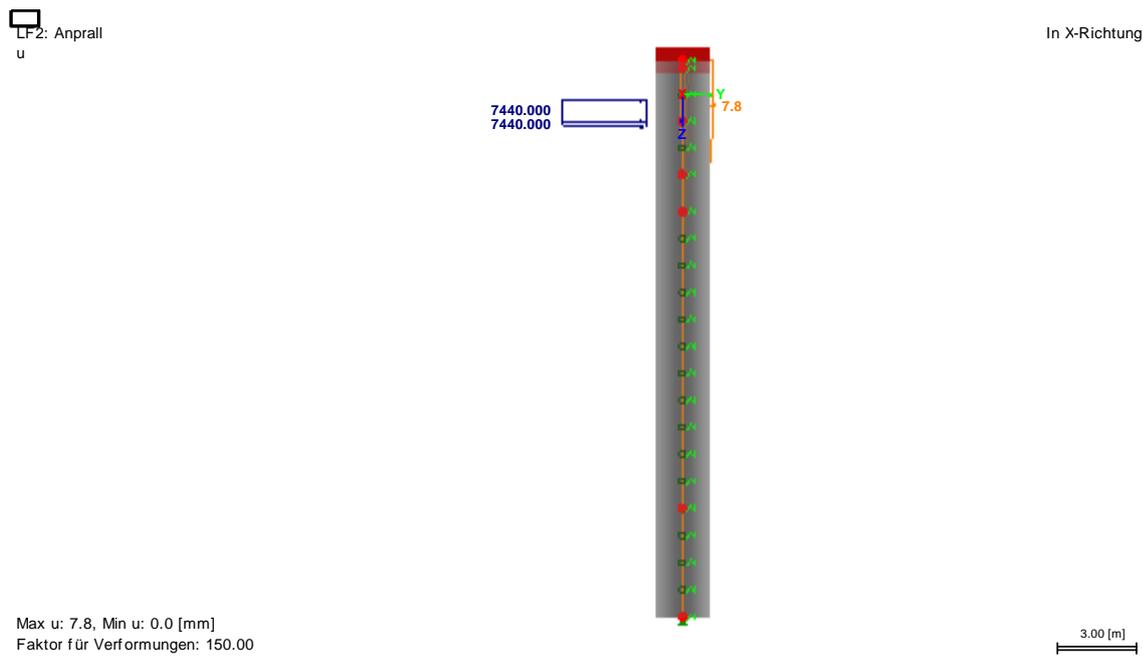


Abbildung 6-12: Verformung Gesamtsystem im Schnitt, 2. Iteration

### 6.2.1.3 Iteration 3

Ähnlich der 2. Iteration wird eine Last ermittelt unter der der Einzelpfeiler eine Verformung von **7,8 mm** erfährt. Die dafür benötigte Kraft beträgt **910 kN/m<sup>2</sup>**. Die aus dieser Berechnung resultierenden Bettungsmoduln werden unter dieser Kraft in ein RStab-Einzelpfeilermodell gesetzt um eine ähnliche Verformung zu erhalten. Anhand der ermittelten Bettungswerte erfolgt die Berechnung des gegurteten Gesamtsystems für die Gesamtlast aus Schiffsstoß.

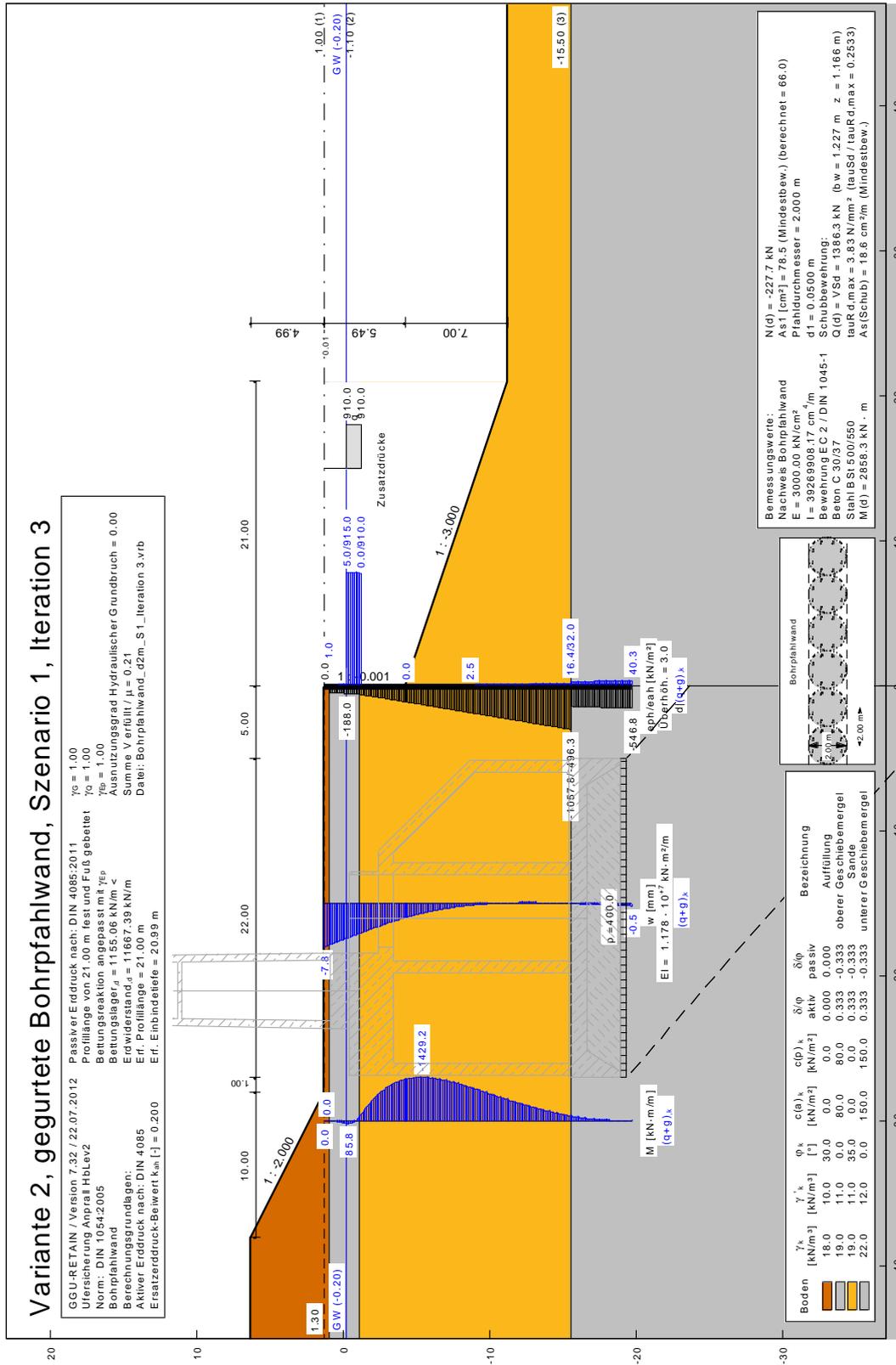


Abbildung 6-13: Variante 2, Szenario 1, Bohrpfehlwand, 3. Iteration

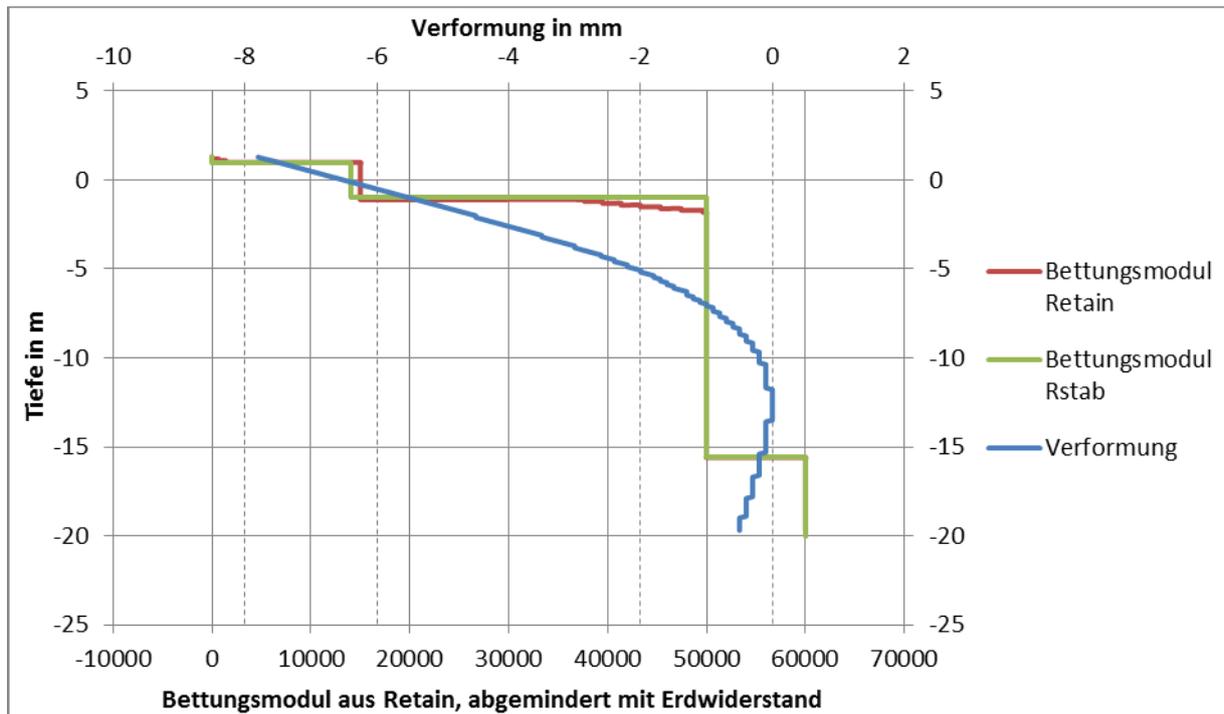


Abbildung 6-14: Verformung, Bettungsmodule Retain ⇒ RStab, 3. Iteration

Tabelle 6-3: Numerische Eingaben RStab, 3. Iteration

1.9 STABBETTUNGEN									
Bettung Nr.	Stab Nr.	C-1,x [kN/m <sup>2</sup> ]	C-1,y [kN/m <sup>2</sup> ]	C-1,z [kN/m <sup>2</sup> ]	C-2,x [kN]	C-2,y [kN]	C-2,z [kN]	C-phi [kNm/rad/m]	Ausfall der Bettung
1	1	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
2	2	0.000	28000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
3	5	0.000	100000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--
4	6	0.000	120000.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	--

LASTFÄLLE					
LF-Nr.	LF-Bezeichnung	LF-Faktor	Eigenschaften des Lastfalls	Eigengewicht	Berechnungstheorie
1	Eigengewicht	1.0000	ständig	1.00	I. Ordnung
2	Anprall	1.0000	veränderlich	--	III. Ordnung

LF2: Anprall					LF2				
2.2 STABLASTEN									
Nr.	Beziehen auf	An Stäben Nr.	Last-Art	Last-Verlauf	Last-Richtung	Bezugslänge	Lastparameter		
		An Stabs. Nr.					Symbol	Wert	Einheit
6	Stäbe	5	Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	1820.000	kN/m
							p-2	1820.000	kN/m
							A	0.000	m
							B	0.200	m
7	Stäbe	2	Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	1820.000	kN/m
							p-2	1820.000	kN/m
							A	1.200	m
							B	2.000	m

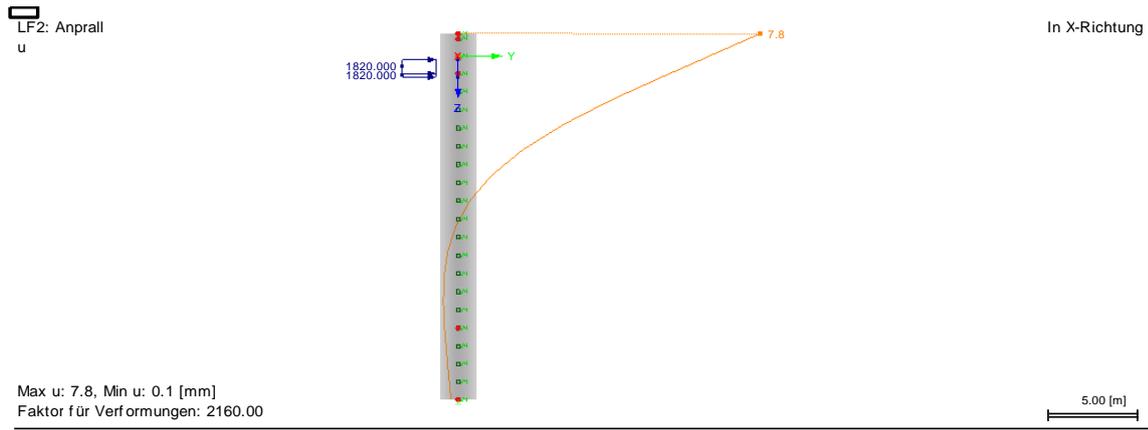


Abbildung 6-15: Verformung des Einzelpfahls, 3. Iteration

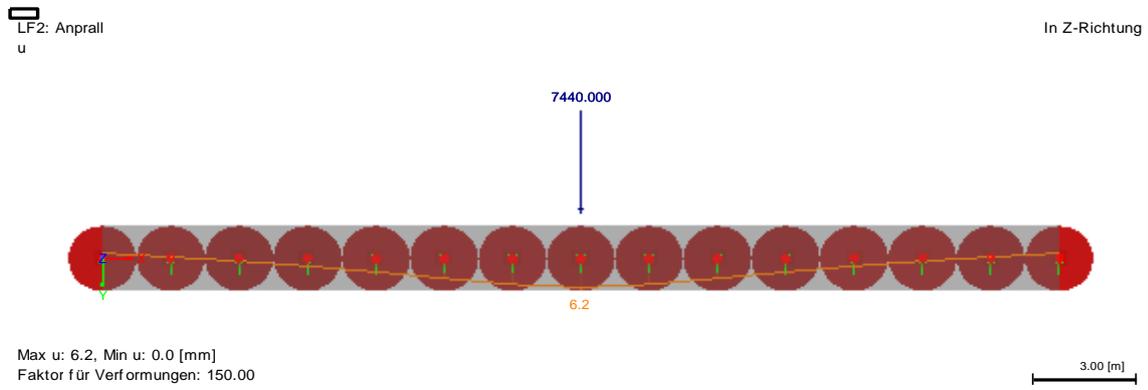


Abbildung 6-16: Verformung Gesamtsystem im Grundriss, 3. Iteration

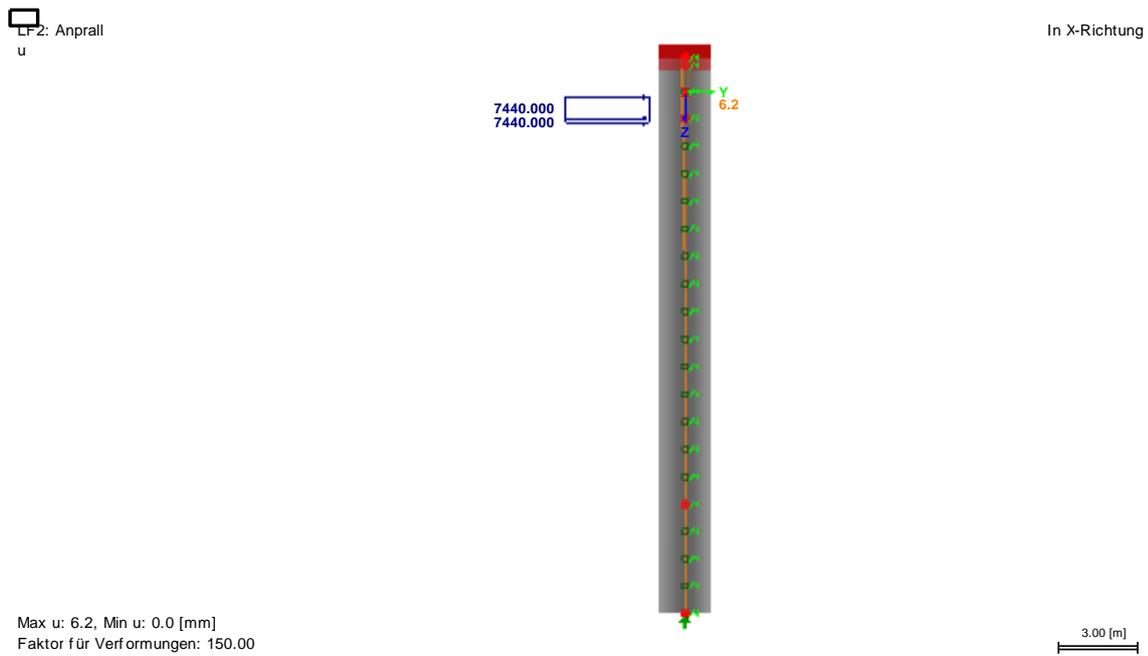


Abbildung 6-17: Verformung Gesamtsystem im Schnitt, 3. Iteration

Nach der dritten Iteration ist zu erkennen, dass die Kopfverschiebung des gegurteten Gesamtsystems ca. gegen **5,9 mm** konvergiert (vgl. Abbildung 6-25).

### Zusammenfassung der Iterationen und Optimierung

In einer späteren Untersuchung kann geprüft werden wie das bestehende Modell optimiert werden kann. Hierbei ist dann eine für die Brücke maßgebende maximale Verformung nach [8] einzuhalten. Die Steifigkeit der Gurtung, der Pfahldurchmesser und die Einbindelänge können als Variablen dienen. Diese Berechnung wird gegebenenfalls mit der Ausarbeitung der Zielvariante geprüft.

### 6.2.2 Aufprall auf Uferböschung für 6,1 m und 9,5 m (Szenario 2)

Dieses Szenario wird hier nicht näher betrachtet, da es keine maßgebliche Belastung für die Uferwand darstellt (siehe Variante 0, Abschnitt 4 und Variante 1, Abschnitt 5).

### 6.3 Auswirkungen auf den Senkkasten

Mittels der FE-Software Plaxis werden erneut die Auswirkungen der Ufersicherungslösung auf den sich hinter der Wand befindlichen Senkkasten und damit auch auf die Brückenkonstruktion geprüft (Verformungen im Maßstab 1 : 30).

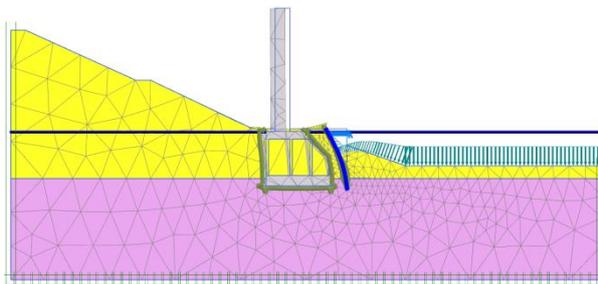


Abbildung 6-18: Verformung 1, Ausgangssituation

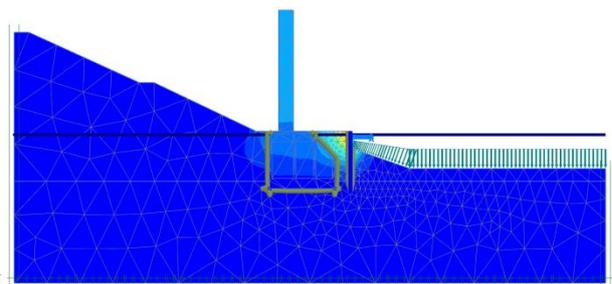


Abbildung 6-19: Verformung 2, Ausgangssituation

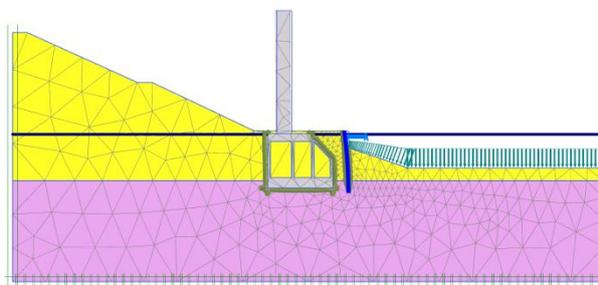


Abbildung 6-20: Verformung 1, Iteration 1

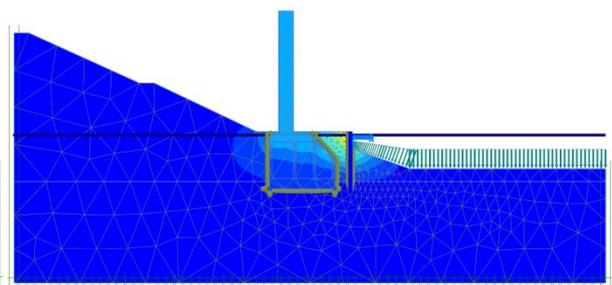


Abbildung 6-21: Verformung 2, Iteration 1

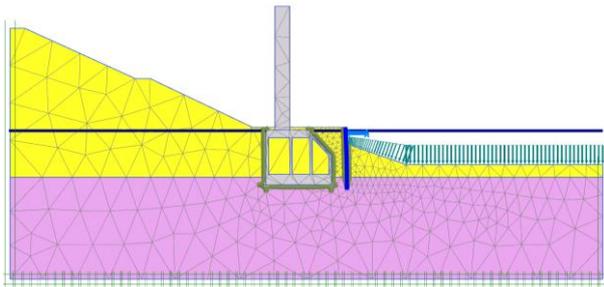


Abbildung 6-22: Verformung 1, Iteration 2

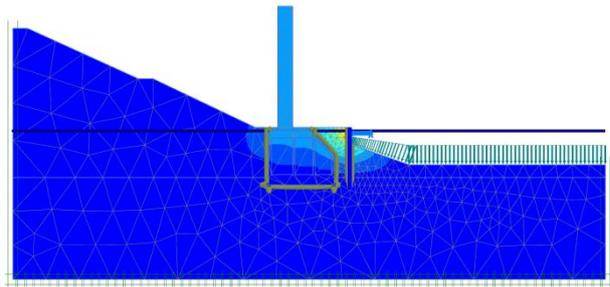


Abbildung 6-23: Verformung 2, Iteration 2

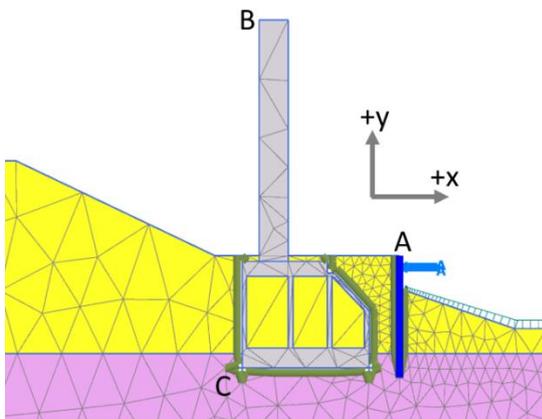


Abbildung 6-24: Ausgewählte Punkte für Verformung Variante 2

Tabelle 6-4: Verformungen ausgewählter Punkte, Variante 2 [mm]

	Iteration 1			Iteration 2			Iteration 3			ORT
	U	Ux	Uy	U	Ux	Uy	U	Ux	Uy	
<b>A</b>	190,4	-187,4	33,6	24,6	-24,3	3,8	7,8	-7,7	1,2	Oberkante Bohrpfeilwand
<b>B</b>	40,4	-40,3	-2,3	6,8	-6,8	-0,4	2,1	-2,1	-0,1	Oberkante Brückenpfeiler
<b>C</b>	10,9	-10,5	-3	1,9	-1,8	-0,5	0,5	-0,5	-0,1	Unterkante Senkkastenfundament, links

Deutlich ist zu erkennen, dass die Verschiebung mit der Anzahl der Iterationsschritte konvergiert. Die in der 3. Iteration erhaltenen Verschiebungen sind geringer als die Vorgaben nach [8] ( $2,1 \text{ cm} < 9,8 \text{ cm}$  und  $1 \text{ cm} < 5,8 \text{ cm}$ ).

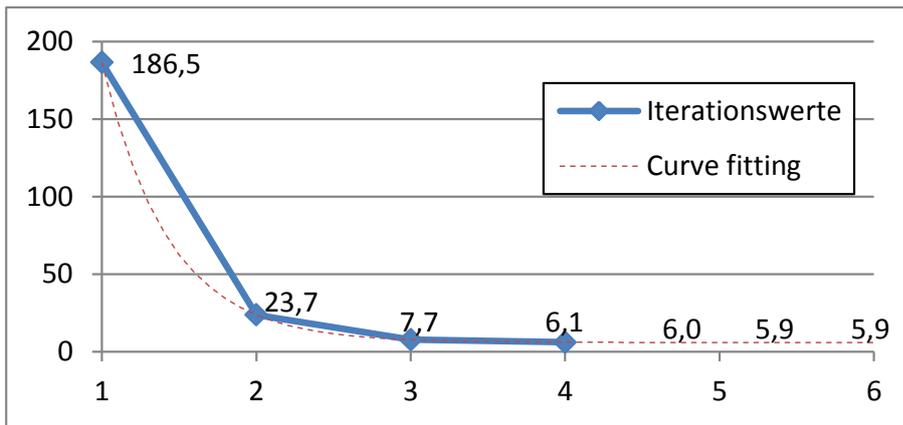


Abbildung 6-25: Verformung / Iterationsschritte mit Curvefitting  $A - B * (1 - C^{(-Dx+E)})$

### 6.4 Bewertung

Tabelle 6-5: Bewertung Variante 2

Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>- durch sehr steife Gurtung Lastabtrag über größere Fläche als bei Varianten 0 und 1</li> <li>- sehr massive, dadurch wartungsarme und dauerhafte Konstruktion</li> <li>- geringe (lokale) Schäden durch Schiffsanprall</li> <li>- geringste Auswirkungen auf Senkkasten</li> <li>- geringe Bewehrungsmenge</li> </ul>
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>- sehr massive Konstruktion ⇒ teuer</li> </ul>
Fazit	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Variante sollte als Zielvariante verfolgt werden</li> </ul>

## 7 Variante 3: Ufersicherungswand mit Fendern

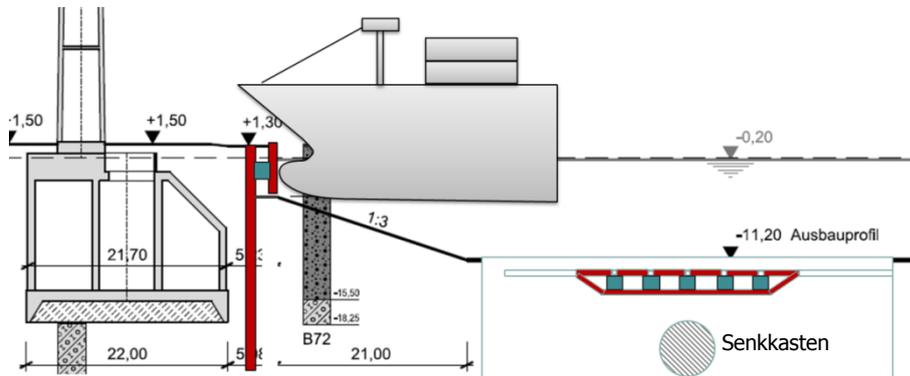


Abbildung 7-1: Variante 3, Ufersicherungswand mit Fenderung

Mittels der Fender lässt sich die in die Ufersicherungswand einzuleitende Energie reduzieren. Damit verringern sich ebenfalls die Auswirkungen eines Anpralls auf den Senkkasten und damit auf die Brückenkonstruktion. Die Ufersicherungswand muss im Bereich des Senkkastens um die Stärke der Fender in Richtung der Gründung versetzt werden.

Als Ufersicherungswand könnten alle bereits vorgestellten Varianten eingesetzt werden, wenn die Fenderkonstruktion befestigt werden kann und die Wand für alle Lastfälle ausreichend standsicher ist.

### 7.1 Normalzustand

Für den Normalzustand würde jede der bereits vorgestellten Lösungen ausreichend dimensioniert sein.

### 7.2 Schiffsanprall

Zur Untersuchung des Schiffsanpralls wurden die vorgegebenen Stoßlasten in Energien umgerechnet. Da die Fender oberhalb der Böschung angebracht werden, wird eine Deformationsenergie  $E_{def} = 4,2 \text{ MNm}$  zur Bemessung maßgebend. Diese Energie kann mittels einer Reihe von Fendern wie bspw. Super-Cone-Fender SCN 2000 E2,6 aufgenommen und zum Teil dissipiert werden. Dadurch wird ein geringerer Teil der Reaktionskräfte im Bauwerk aktiviert als ohne Fender, da sich die Aufprallenergie teilweise über Verformungsarbeit im Fender und damit einhergehender Wärmeentwicklung abbaut.

Vorausgesetzt die gesamte Aufprallenergie von  $4,2 \text{ MNm}$  wird von einem Fender aufgenommen, ergibt sich eine Reaktionskraft hinter diesem Fender von:

$$\begin{aligned} E_I / E_R &= 4200 \text{ kN} / 4424 \text{ kN} && \text{(vorhandene zu aufnehmbare Energie)} \\ E_I &= 0,95 E_R && \text{(95 \% der maximal aufnehmbaren Energie)} \\ \mathbf{R_r} &= \mathbf{4,27 \text{ MN}} && \text{(maximale Fenderreaktionskraft für normale Nutzung)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{dyn} &= 6,2 \text{ MN} && \text{(dynamische Last lt. BAW)} \\ F_{stat} &= 1,2 \cdot F_{dyn} = 1,2 \cdot 6,2 \text{ MN} = 7,44 \text{ MN} && \text{(statische Last lt. BAW).} \end{aligned}$$

Im Gegensatz zu Variante 0, 1 und 2 verringert sich die maximale Einwirkung von 7,44 MN auf 4,27 MN. Dies entspricht einer Reduktion auf 57% der Tragwerksbelastung ohne Fenderkonstruktion.

Mit der Maßgabe dass die Ufersicherungsmaßnahmen nur in der Uferlinie und nicht darüber hinaus vorgenommen werden dürfen, verringert sich der vorhandene Abstand zwischen Vorderkante Wand und Ufersicherungsbauteil um:

- Fendertafel    ~ -0,8 m
- Fender        ~ -2,0 m
- Pfahl         ~ -1,8 m
- **Gesamt**     ~ **-4,6 m**

Da die lichte Weite von Vorderkante Uferwand bis Vorderkante Senkkasten lediglich 5 m beträgt, ist der verbleibende Abstand zu gering.

### 7.3 Auswirkung auf den Senkkasten

Aufgrund der geometrisch, konstruktiven Probleme werden die Auswirkungen auf den Senkkasten nicht genauer betrachtet.

### 7.4 Bewertung

Tabelle 7-1: Bewertung Variante 3

Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>– geringere Reaktionskräfte als bei allen anderen Varianten</li> <li>– weniger steife Konstruktion der Ufersicherung nötig, bei gleichen Auswirkungen auf den Senkkasten</li> </ul>
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>– aufwändig auszuführen</li> <li>– Abstand zu Senkkasten wird um Fender und -tafel reduziert und zu gering</li> <li>– Lebensdauer kürzer / Wartungsaufwand größer als bei massiver Konstruktion</li> </ul>
Fazit	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Variante sollte nicht weiter verfolgt werden</li> </ul>

## 8 Variante 4: „Graben“ und gegurtete Abweiserdalben

In dieser Variante wird das Kanalbett um 4 m über die vorgesehene Ufersicherung hinaus verbreitert. Im Bereich der Ufersicherung werden Abweiserdalben platziert. Hinter den Dalben ist im Bereich des Wassergrabens Raum für die zur Energieaufnahme notwendige Verformung.

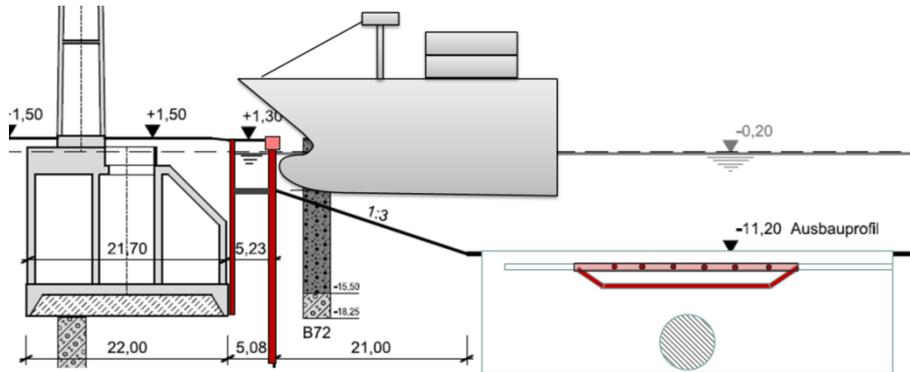


Abbildung 8-1: Variante 4, Graben mit Abweiserdalben

Die eigentliche Ufersicherungswand muss hier zusätzlich noch zwischen Dalben und Senkkasten errichtet werden. Ebenfalls muss eine Gurtung und Verankerung der Wand erfolgen.

### 8.1 Normalzustand

Für den Normalzustand ist zur Ufersicherung eine rückverankerte Spundwand AZ19 (Variante 0), wie in der Vorplanung für diesen Abschnitt vorgesehen, ausreichend. Die Dalben werden in diesem Lastfall nicht belastet.

### 8.2 Schiffsanprall

Durch die Gurtung wird davon ausgegangen, dass sich die Last aus dem Schiffsanprall auf mindestens 2 Dalben verteilt. Voraussetzung dafür ist eine ausreichend steife horizontale Gurtung der Dalben.

Im Folgenden ist der Anprall auf den Dalben mit einer Kraft von 2480 kN berechnet worden. Dies entspricht einer Verteilung der Anpralllast von 7440 kN auf drei Dalben. Die Berechnung erfolgte mit dem Programm LATPILE des GGU-Software-Pakets.

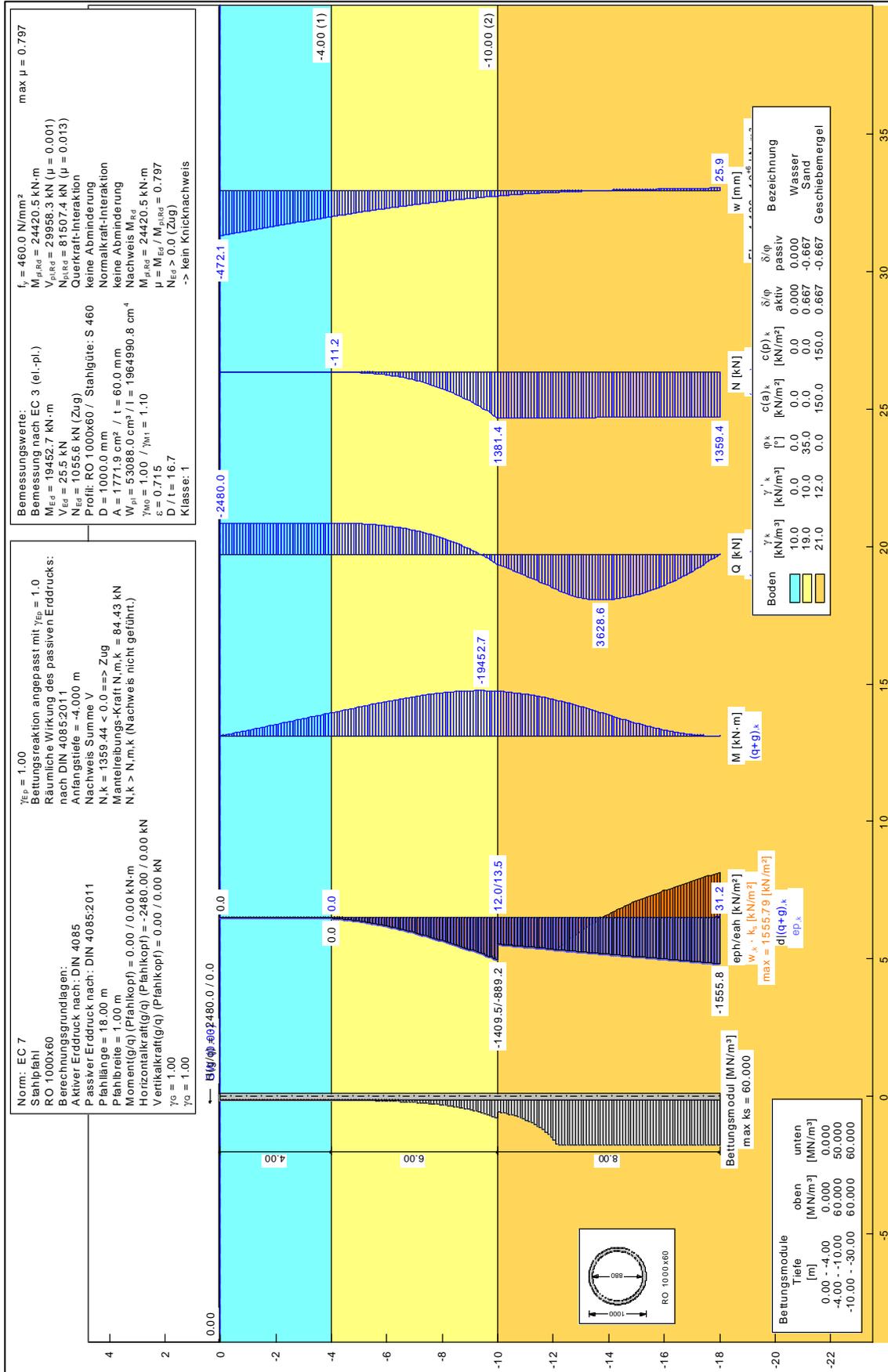


Abbildung 8-2: Dalbenbemessung (2480 kN) für „Grabenlösung“

### 8.3 Auswirkung auf den Senkkasten

In dieser Berechnung werden die Auswirkungen auf den Senkkasten mittels der FE-Software Plaxis geprüft. Hierbei werden folgende Laststufen untersucht: 3720 kN, 2480 kN, 1860 kN und 1240 kN. Dies entspricht einer Verteilung der Last auf 2, 3, 4 und 6 Dalben. (alle Verformungen im Maßstab 1 : 2,5)

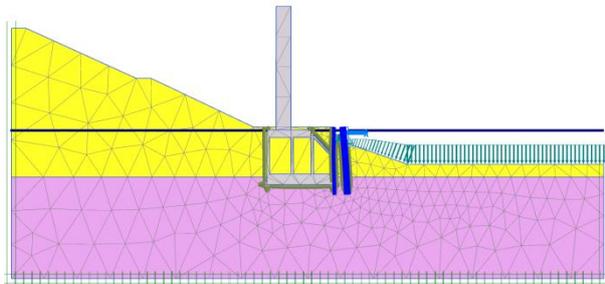


Abbildung 8-3: Verformung Gesamt, Last auf 2 Dalben

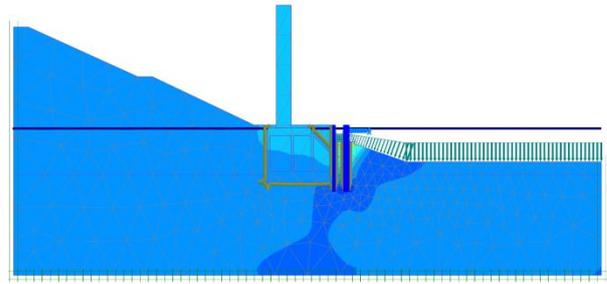


Abbildung 8-4: Verformung UX, Last auf 2 Dalben

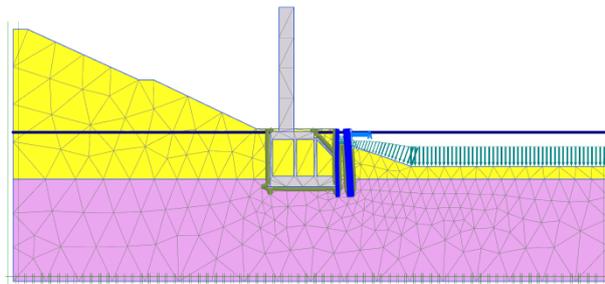


Abbildung 8-5: Verformung Gesamt, Last auf 3 Dalben

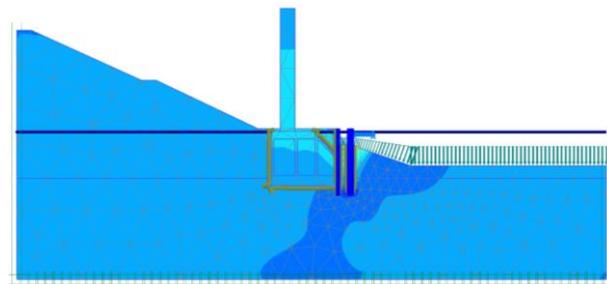


Abbildung 8-6: Verformung UX, Last auf 3 Dalben

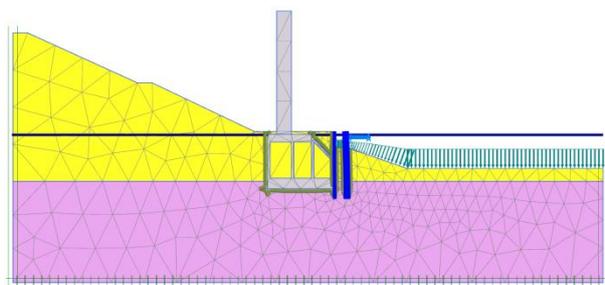


Abbildung 8-7: Verformung Gesamt, Last auf 4 Dalben

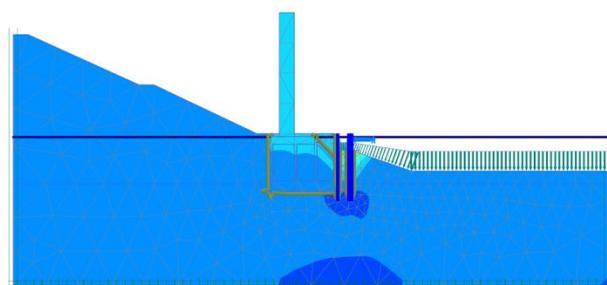


Abbildung 8-8: Verformung UX, Last auf 4 Dalben

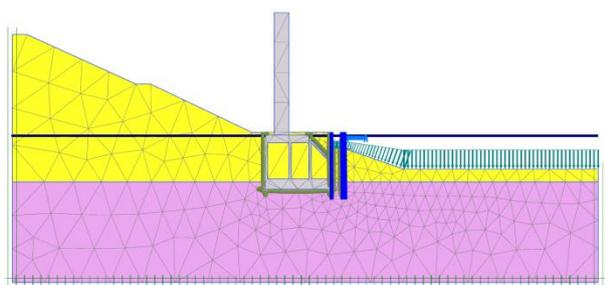


Abbildung 8-9: Verformung Gesamt, Last auf 6 Dalben

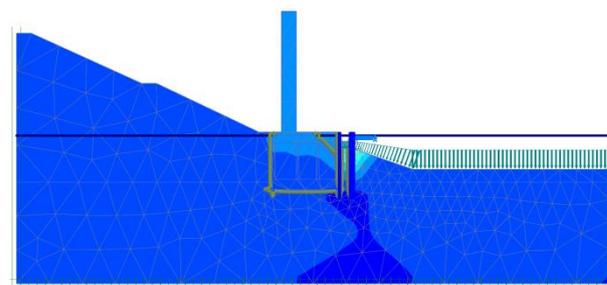


Abbildung 8-10: Verformung UX, Last auf 6 Dalben

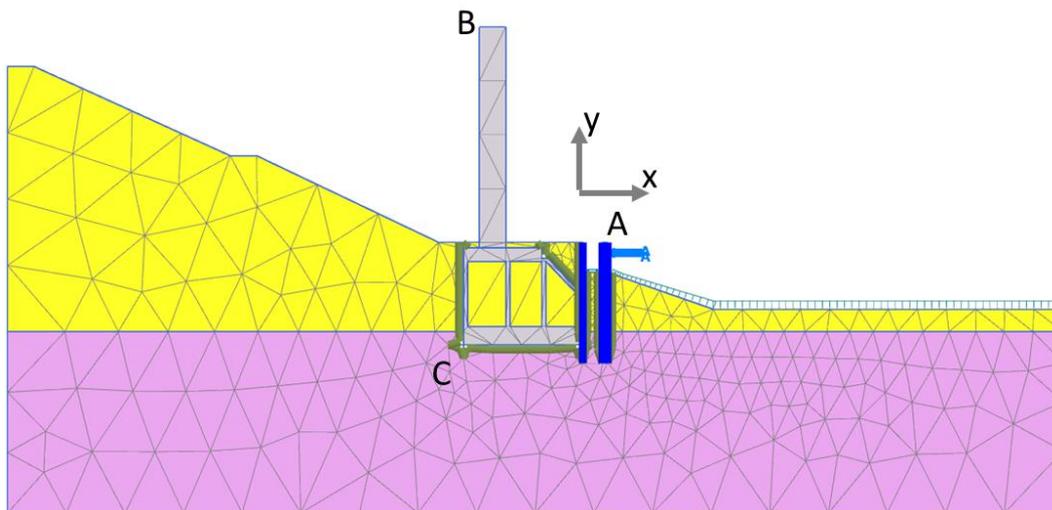


Abbildung 8-11: Ausgewählte Punkte für Verformung Variante 4

Tabelle 8-1: Verformungen ausgewählter Punkte, Variante 4 [mm]

	2 Dalben			3 Dalben			4 Dalben			6 Dalben		
	U	Ux	Uy									
<b>A</b>	535,3	-535,3	7,7	476,7	-476,7	8,9	191,5	-191,5	-0,3	106,8	-106,8	-2,4
<b>B</b>	49,2	-48,7	-7,2	36,4	-35,7	-6,9	21,4	-21,3	-2,2	11,8	-11,8	-1,2
<b>C</b>	15,5	-13,8	-6,9	11,9	-10,0	-6,4	5,9	-5,5	-2,1	3,3	-3,1	-1,1

In den Berechnungen der Programme LatPile und Plaxis gleichen sich die Verformungen am Dalben (Punkt A) für die Lastverteilung auf 3 Dalben (2480 kN). Dies spricht für die Modellähnlichkeit bei 476 mm (Plaxis) zu 472 mm (LatPile) horizontaler Verformung.

Zwischen Dalben (Punkt A) und den Fundamentpunkten B und C ist eine größere Differenz in den Verformungen erkennbar als bei Variante 2. Durch den „Wassergraben“ erfolgt die Lasteinleitung in den Senkkasten an tieferer Stelle, somit kommt es zu einer geringeren Rotation und größeren Translation des Brückenfundaments (vergl. Tabelle 6-4 „Verformungen ausgewählter Punkte, Variante 2 [mm]“).

Die Verformungsvorgaben nach [8] werden bereits mit zwei Dalben eingehalten.

### 8.4 Bewertung

Tabelle 8-2: Bewertung Variante 4

Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Lasten greifen tiefer am Senkkasten an als bei anderen Varianten</li> <li>- Weniger Rotation, mehr Translation des Senkkastens</li> <li>- Durch große Verformung der Dalben wird ein Teil der Energie abgebaut</li> </ul>
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Drei Konstruktionen erforderlich (Graben, 2 Ufersicherungswände und Dalben)</li> <li>- Auswirkung auf Gründung der Brücke durch Abschachtung vor dem Fundament muss überprüft werden (geringere Auflast vor Senkkasten)</li> <li>- Der vorhandene uferseitige Wartungsweg muss verlegt werden</li> </ul>
Fazit	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Variante sollte nicht weiter verfolgt werden</li> </ul>

## 9 Variantenvergleich

Tabelle 9-1: Entscheidungsmatrix Variantenvergleich

	<b>Gewichtung</b>	<b>0</b> Spundwand		<b>1</b> Bohrpfahlwand		<b>2</b> Bohrpfahlwand + Gurt		<b>3</b> Fender		<b>4</b> Graben + Dalben	
<b>Variante</b>											
<b>Standsicherheit</b>	<b>3</b>	0	0	2	6	3	9	0	0	2	6
<b>Verformung</b>	<b>3</b>	0	0	1	3	3	9	1	3	2	6
<b>Kosten</b>	<b>2</b>	3	6	1	2	0	0	2	4	1	2
<b>Dauerhaftigkeit</b>	<b>1</b>	0	0	1	1	2	2	1	1	1	1
<b>Gesamt</b>		<b>6</b>		<b>12</b>		<b>20</b>		<b>8</b>		<b>15</b>	

Es wird vorgeschlagen die Variante 2 (gegurtete Bohrpfahlwand) weiter zu verfolgen. Im Zuge der Berechnung der Zielstatik sollte das vorgeschlagene System optimiert werden (Profillänge, Pfahldurchmesser, Gurtabmessungen) und die Verformungen den Vorgaben von Böger und Jäckle [8] angepasst werden. Somit wird es möglich eine wirtschaftliche Konstruktion mit einem ausreichenden Schutzniveau für die Brückenkonstruktion zu erreichen.

## 10 Zielvariante

### 10.1 Allgemein

In Abstimmung mit der Planungsgruppe für den Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals (PIAusNOK), vgl. [9], wird entsprechend des Variantenvergleichs im Kapitel 9 die Variante 2 (Bohrpfahlwand mit Gurtung) als Zielvariante nachfolgend genauer untersucht. Hierbei werden der Bohrspahldurchmesser und die Einbindelänge der Wand entsprechend der Lastverteilung der Gurtung weiter optimiert.

Die genauere Betrachtung ergibt für die Anprallsicherung:

- tangierende Bohrspahlwand (volle Bewehrung in jedem Pfahl)
- Pfahldurchmesser: **d = 1,5 m**
- Einbindelänge / Pfahlhöhe: **t = 20 m**
- Gesamtbreite: **b = 36 m (24 Pfähle)**
- Abmessungen Stb.-Gurt: **b/h = 2 m / 1 m.**

### 10.2 Bodenkennwerte

Gemäß technischer Prüfung in [9] sind für die Zielvariante abweichend zu [2] geringfügige Änderungen für die effektiven Scherparameter der Geschiebemergelschichten vorzunehmen. Dies hat nur auf den Lastfall Normalbetrieb Auswirkungen, da sich lediglich die Scherfestigkeiten für den dränierten Zustand geändert haben, der Lastfall Schiffsanprall aber mit den undränierten Scherfestigkeiten berechnet wird.

Tabelle 10-1: Geänderte charakteristische Bodenkennwerte nach Stellungnahme Baugrund [2] (*kursiv*) und technische Prüfung in [9] (**fett**)

Schicht	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi'$ °	$c'$ kN/m <sup>2</sup>	$\varphi_u/c_u$ °/kN/m <sup>2</sup>	$E_s$ MN/m <sup>2</sup>
<b>Oberer Geschiebemergel</b>	<b>21</b> (19)	<b>11</b> (11)	<b>27,5</b> (32,5)	<b>5</b> (0)	0/80	15
<b>Unterer Geschiebemergel</b>	<b>22</b> (22)	<b>12</b> (12)	<b>27,5</b> (32,5)	<b>10</b> (5)	0/150	60

### 10.3 Statische Berechnung

Im Folgenden wird die Konstruktion mit dem Spundwandberechnungsprogramm Retain nachgewiesen. Außerdem erfolgt eine Vergleichsberechnung mit dem Stabwerksprogramm RStab. Hierbei können die Stabschnittgrößen für die Bemessung der Gurtung bestimmt werden. Um die Auswirkungen auf den Senksten genau zu betrachten, werden die erreichten Verformungen in ein Plaxis-Modell übertragen.

Die Belastungen für die Ufersicherung und damit auch für die dahinterliegende Gründungskonstruktion ergeben sich aus zwei Lastfällen – LF1: Normalzustand und LF2: Schiffsanprall. Lastfälle, bei denen der Anprall im Bereich der Böschung stattfinden sind für die Konstruktion nicht bemessungsrelevant.





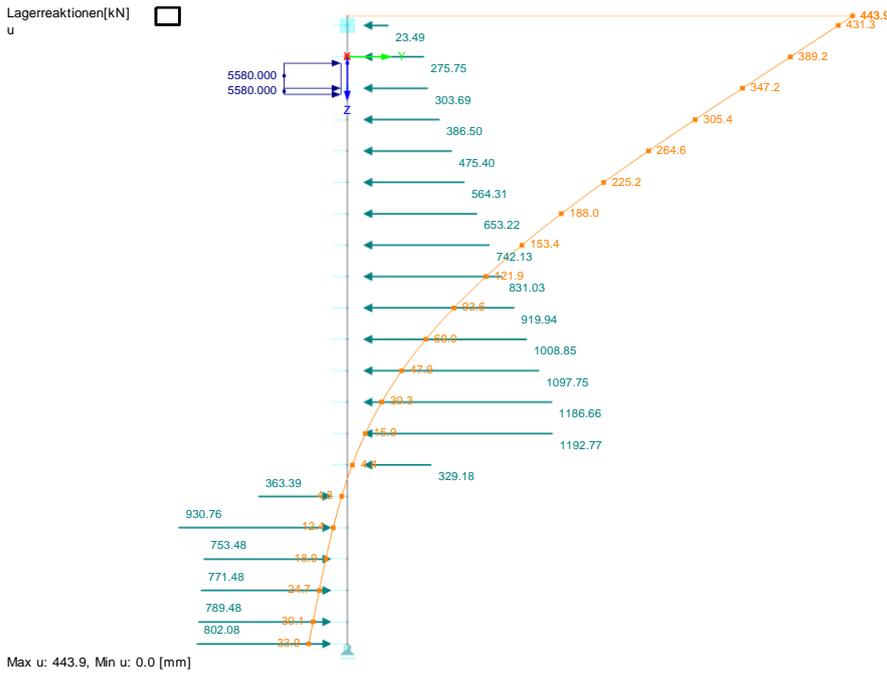


Abbildung 10-3: Zielvariante, RStab, Einzelpfahl unter Anprall, Reaktionskräfte

Um die Verformung besser zu erfassen und keine Iterationen (wie in der Berechnung von Variante 2: Bohrpfehlwand gegurtet, vgl. Abschnitt 6), durchführen zu müssen, wird in RStab eine Stabteilung in 1 m-Elementen vorgenommen. Die Knoten erhalten eine nichtlineare Federlagerung. Hierbei wird als Federkonstante  $k_s$  der Bettungsmodul mit der Breite des Stabes multipliziert. Ebenso wird der an dieser Stelle maximal aufnehmbare Erddruck als obere Grenze der Federkraft bestimmt, danach beginnt ein „Fließen“ des jeweiligen Lagers.

Die so ermittelten Verformungswerte des *Einzelstabes* in Retain und RStab gleichen sich (vergl. Abbildung 10-2 und Abbildung 10-3). Die Übereinstimmung der Modelle wird dadurch bestätigt. Somit können die verwendeten Bettungsziffern und Obergrenzen auch für die Berechnung des *Gesamtmodells* verwendet werden.

Tabelle 10-2: Federkennwerte und Federmaxima zweier Bohrpfähle (d = 1,5 m/d = 2 m)

Bodenschichten	Höhe mNN	ep kN/m <sup>2</sup>	ks kN/m <sup>2</sup>	2 m-maxEp kN/Lager	2 m-ks kN/m+Lager	1,5 m-maxEp kN/Lager	1,5 m-ks kN/m+Lager
<b>Auffüllung</b>	1,3	0,00	15000	0,00	30000	0,00	22500
	1	15,66	15000	31,32	30000	23,49	22500
<b>oberer Geschiebemergel</b>	1	165,22	15000	330,44	30000	247,83	22500
	0	183,83	15000	367,66	30000	275,75	22500
	-1	202,46	15000	404,91	30000	303,69	22500
	-1,1	204,32	15000	408,64	30000	306,48	22500
<b>Sand</b>	-1,1	204,32	50000	408,64	100000	306,48	75000
	-2	257,66	50000	515,33	100000	386,50	75000
	-3	316,94	50000	633,87	100000	475,40	75000
	-4	376,21	50000	752,41	100000	564,31	75000
	-5	435,48	50000	870,96	100000	653,22	75000
	-6	494,75	50000	989,50	100000	742,13	75000
	-7	554,02	50000	1108,04	100000	831,03	75000
	-8	613,29	50000	1226,59	100000	919,94	75000
	-9	672,57	50000	1345,13	100000	1008,85	75000
	-10	731,84	50000	1463,67	100000	1097,75	75000
	-11	791,11	50000	1582,22	100000	1186,66	75000
	-12	850,38	50000	1700,76	100000	1275,57	75000
	-13	909,65	50000	1819,30	100000	1364,48	75000
	-14	968,92	50000	1937,85	100000	1453,38	75000
	-15	1028,19	50000	2056,39	100000	1542,29	75000
<b>unterer Geschiebemergel</b>	-15,5	1057,83	50000	2115,66	100000	1586,75	75000
	-15,5	496,32	60000	992,64	120000	744,48	90000
	-16	502,32	60000	1004,64	120000	753,48	90000
	-17	514,32	60000	1028,64	120000	771,48	90000
	-18	526,32	60000	1052,64	120000	789,48	90000
	-18,7	534,72	60000	1069,44	120000	802,08	90000
	-19	538,32	60000	1076,64	120000	807,48	90000
-20	550,32	60000	1100,64	120000	825,48	90000	
-21	562,32	60000	1124,64	120000	843,48	90000	

### Belastung Gesamtmodell

Die Belastung wird durch mehrere Lastfälle (LF1=Eigenlast und LF2-LF16=Schiffsanprall) auf das Modell gebracht. Die Lastfälle 2 bis 16 belasten jeweils 3 unterschiedliche Pfähle durch Schiffsanprall (von einer Seite der Anprallsicherung zur anderen). Der ständige Lastfall LF1 und die restlichen Lastfälle 2 bis 16 werden alternativ überlagert und die Grenzwertfunktion (Umhüllende) der Schnittgrößen gebildet. Somit ergibt sich die maximal erforderliche Bewehrungsmenge für die Bohrpfahlwand und den Stahlbetongurt.

Tabelle 10-3: LF9: Schiffsanprall auf Wandmitte in Wasserspiegelebene

2.2 STABLASTEN					LF9				
Nr.	Beziehen auf	An Stäben Nr. An Stabs. Nr.	Last-Art	Last-Verlauf	Last-Richtung	Bezugslänge	Lastparameter		
							Symbol	Wert	Einheit
1	Stäbe	157	Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	5580.000	kN/m
							p-2	5580.000	kN/m
							A	0.000	m
							B	0.200	m
2	Stäbe	156	Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	5580.000	kN/m
							p-2	5580.000	kN/m
							A	0.200	m
							B	1.000	m
3	Stäbe	139,173	Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	930.000	kN/m
							p-2	930.000	kN/m
							A	0.200	m
							B	1.000	m
4	Stäbe	140,174	Kraft	Trapezförmig	Y	Wahre Länge	p-1	930.000	kN/m
							p-2	930.000	kN/m
							A	0.000	m
							B	0.200	m

**Ergebnisse**

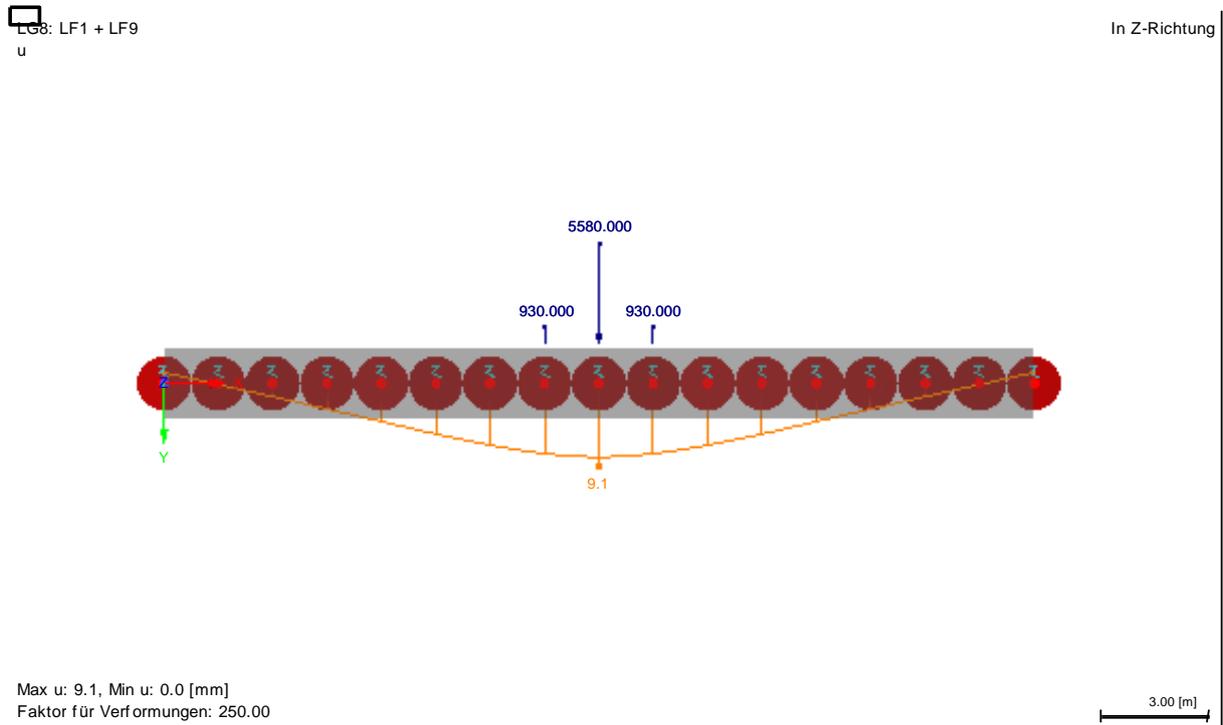
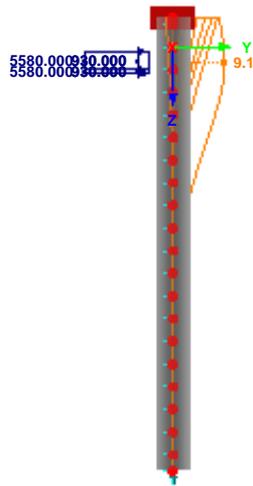


Abbildung 10-4: Verformungen LF1 (Eigenlast) + LF9 (Anprall Wandmitte), Draufsicht

LG8: LF1 + LF9  
 u

In X-Richtung



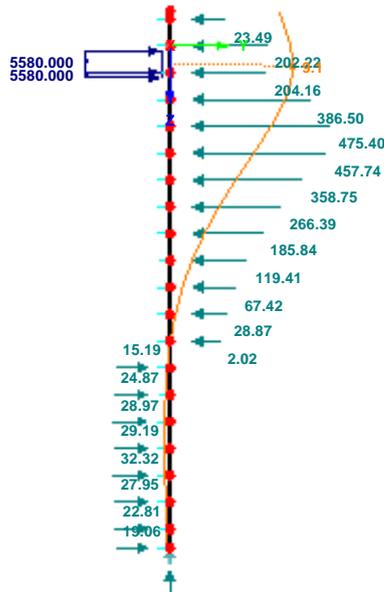
Max u: 9.1, Min u: 0.0 [mm]  
 Faktor für Verformungen: 250.00

3.00 [m]

Abbildung 10-5: Verformungen LF1 (Eigenlast) + LF9 (Anprall Wandmitte), Schnitt

LG8: LF1 + LF9  
 Lagerreaktionen[kN]  
 u

In X-Richtung

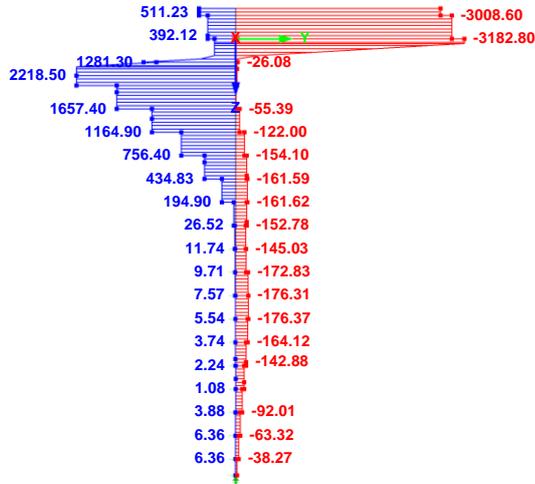


Max u: 9.1, Min u: 0.1 [mm]  
 Faktor für Verformungen: 500.00

3.00 [m]

Abbildung 10-6: Lagerreaktionen „Mittelpfahl“

☐ LK1: LG1 oder LG2 oder LG3 oder LG4 oder LG5 oder LG6 oder LG7 oder LG8 oder LG9 oder LG10 oder LG11 oder LG12 oder LG13 oder LG In X-Richtung  
 V-z

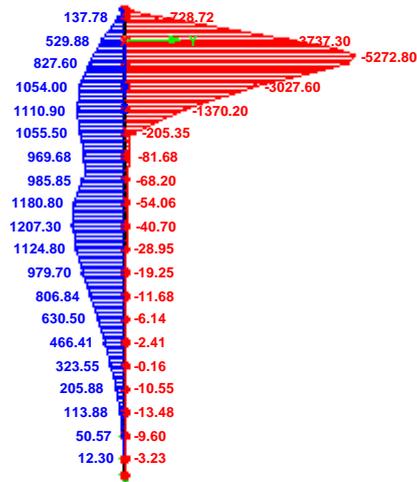


Max V-z: 2218.50, Min V-z: -3182.80 [kN]

3.00 [m]

Abbildung 10-7: Maßgebender Bohrfahl Vz

☐ LK1: LG1 oder LG2 oder LG3 oder LG4 oder LG5 oder LG6 oder LG7 oder LG8 oder LG9 oder LG10 oder LG11 oder LG12 oder LG13 oder LG In X-Richtung  
 M-y

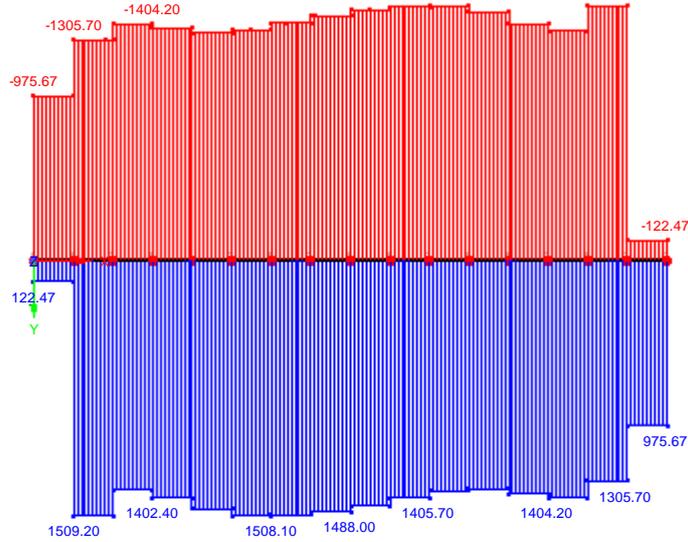


Max M-y: 1207.30, Min M-y: -5272.80 [kNm]

3.00 [m]

Abbildung 10-8: Maßgebender Bohrfahl My

☐ LK1: LG1 oder LG2 oder LG3 oder LG4 oder LG5 oder LG6 oder LG7 oder LG8 oder LG9 oder LG10 oder LG11 oder LG12 oder LG13 oder LG In Z-Richtung  
 V-z

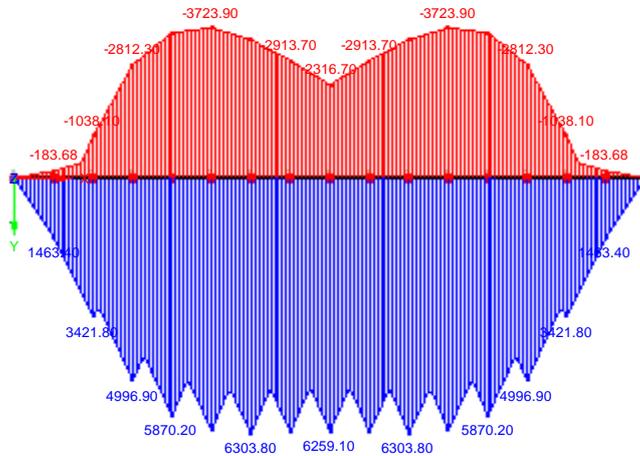


Max V-z: 1509.20, Min V-z: -1509.20 [kN]

3.00 [m]

Abbildung 10-9: Gurtung Vz

☐ LK1: LG1 oder LG2 oder LG3 oder LG4 oder LG5 oder LG6 oder LG7 oder LG8 oder LG9 oder LG10 oder LG11 oder LG12 oder LG13 oder LG In Z-Richtung  
 M-y



Max M-y: 6303.80, Min M-y: -3723.90 [kNm]

3.00 [m]

Abbildung 10-10: Gurtung My

Tabelle 10-4: Stahlbetonbemessung Gurtung und Bohrpfehl

<b>BASISANGABEN</b>				
Bemessung des Betons nach		DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01		
<b>TRAGFÄHIGKEIT</b>				
Zu bemessende LF-Kombinationen:		EK1		
<b>MATERIALIEN</b>				
Mat.-Nr.	Materialbezeichnung			
1	Beton-Festigkeitsklasse	Betonstahl	Kommentar	
	Beton C30/37	BSt 500 S (A)		
<b>QUERSCHNITTE</b>				
Quer.-Nr.	Mat.-Nr.	Querschnitts-Bezeichnung	Anmerkungen	Kommentar
1	1	Kreis 1500		
2	1	Rechteck 1000/2000		

Tabelle 10-5: Bewehrungssatz Nr. 1 - Gurtung

Angewendet auf Stabsätze	2
<u>LÄNGSBEWEHRUNG</u>	
Mögliche Stabdurchmesser	28.0
Max. Anzahl der Lagen	1
Min. Abstand für erste Lage	28.0 mm
Verankerungstyp	Gerade
Stahloberfläche	gerippt
Bewehrungsstaffelung	Keine
<u>BÜGELBEWEHRUNG</u>	
Mögliche Stabdurchmesser	12.0
Anzahl der Schnitte	2
Neigung	90°
Verankerungstyp	Haken
Bügelanordnung	Gleiche Bügelabstände
<u>BEWEHRUNGSANORDNUNG</u>	
Betondeckung nach Norm	
Betondeckung c-oben	60.0 mm
Betondeckung c-unten	60.0 mm
Betondeckung c-seitig	60.0 mm
Bewehrungsanordnung	Oben - Unten (optimierte Verteilung)
Berücksichtigte Schnittgrößen	N, V-y, V-z, M-T, M-y, M-z
<u>MINDESTBEWEHRUNG</u>	
Mindestbewehrung Min A-s,oben	0.00 cm <sup>2</sup>
Mindestbewehrung Min A-s,unten	0.00 cm <sup>2</sup>
Mindestlängsbewehrung nach Norm	X
Mindestschubbewehrung nach Norm	X
<u>EINSTELLUNGEN ZU EN 1992-1-1:2004/AC:2010</u>	

Max. Bewehrungsgrad:	8.00 %
Begrenzung der Druckzone	x
Teilsicherheit Gamma-c	FU 1.50, AC 1.30
Teilsicherheit Gamma-s	FU 1.15, AC 1.00
Reduction factor Alpha-cc	FU 0.85, AC 0.85
Reduction factor Alpha-ct	FU 0.85, AC 0.85
Bemessungsverfahren für Querkraft:	Veränderliche Druckstrebenneigung
Min. veränderliche Druckstrebenneigung	18.43 °

Tabelle 10-6: Bewehrungssatz Nr. 2 - Bohrpfeiler

Angewendet auf Stabsätze	1
<b>LÄNGSBEWEHRUNG</b>	
Mögliche Stabdurchmesser	28.0
Min. Abstand für erste Lage	28.0 mm
Verankerungstyp	Gerade
Stahloberfläche	gerippt
Bewehrungsstaffellung	Keine
<b>BÜGELBEWEHRUNG</b>	
Mögliche Stabdurchmesser	16.0
Anzahl der Schnitte	2
Verankerungstyp	Haken
Bügelanordnung	Gleiche Bügelabstände
<b>BEWEHRUNGSANORDNUNG</b>	
Betondeckung nach Norm	
Betondeckung c-oben	60.0 mm
Betondeckung c-unten	60.0 mm
Betondeckung c-seitig	60.0 mm
Bewehrungsanordnung	Gleichmäßig umlaufend
Berücksichtigte Schnittgrößen	N, V-y, V-z, M-T, M-y, M-z
<b>MINDESTBEWEHRUNG</b>	
Mindestbewehrung Min A-s, oben	0.00 cm <sup>2</sup>
Mindestbewehrung Min A-s, unten	0.00 cm <sup>2</sup>
Mindestlängsbewehrung nach Norm	X
Mindestschubbewehrung nach Norm	X
<b>EINSTELLUNGEN ZU EN 1992-1-1:2004/AC:2010</b>	
Max. Bewehrungsgrad:	8.00 %
Begrenzung der Druckzone	x
Teilsicherheit Gamma-c	FU 1.50, AC 1.20
Teilsicherheit Gamma-s	FU 1.15, AC 1.00
Reduction factor Alpha-cc	FU 0.85, AC 1.00
Reduction factor Alpha-ct	FU 0.85, AC 1.00
Bemessungsverfahren für Querkraft:	Standardverfahren

Min. veränderliche Druckstrebenneigung	22.00 °
Max. veränderliche Druckstrebenneigung	45.00 °

Tabelle 10-7: Erforderliche Bewehrung stabsatzweise

Bewehrung	Stab Nr.	Stelle [m]	LF/LG	Bewehrungsfläche	Einheit	Fehlermeldung bzw. Hinweis
<b>Stabsatz Nr.1 - Kreis 1500</b>						
As,gesamt	179	0.714	EK1	206.68	cm2	15)
As,T	177	0.000	EK1	0.00	cm2	
as,wV Bügel	179	0.000	EK1	40.90	cm2/m	58)
as,wT Bügel	177	0.000	EK1	0.00	cm2/m	
<b>Stabsatz Nr.2 - Rechteck 1000/2000</b>						
As,-z (oben)	110	0.000	EK1	44.28	cm2	
As,+z (unten)	132	0.000	EK1	76.78	cm2	
As,T	22	0.000	EK1	12.22	cm2	
as,wV Bügel	22	0.000	EK1	9.28	cm2/m	58) 69)
as,wT Bügel	22	0.000	EK1	0.29	cm2/m	

Tabelle 10-8: Vorhandene Längsbewehrung

Pos.-Nr.	Bewehrungs-lage	Anzahl Stäbe	D [mm]	Länge [m]	x-Stelle [m]		Gewicht [kg]	Anmerkung
					von	bis		
<b>Stabsatz Nr.1 - Kreis 1500</b>								
1	Umlaufend	34	28.0	20.560	-0.280	20.280	3378.92	
<b>Stabsatz Nr.2 - Rechteck 1000/2000</b>								
1	-z (oben)	8	28.0	24.575	-0.288	24.288	950.31	
2	+z (unten)	14	28.0	24.560	-0.280	24.280	1662.00	

Tabelle 10-9: Vorhandene Bügelbewehrung

Pos.-Nr.	Anzahl Bügel	D [mm]	Länge [m]	x-Stelle [m]		Abstand [m]	Bügel-abmessungen [mm]	Anzahl Schnitte	Gewicht [kg]	Anmerkung
				von	bis					
<b>Stabsatz Nr.1 - Kreis 1500</b>										
1	205	16.0	20.000	0.000	20.000	0.098	1412.0/1412.0/ 180.9	2	1552.4	155)
<b>Stabsatz Nr.2 - Rechteck 1000/2000</b>										
1	106	12.0	24.000	0.000	24.000	0.229	1904.0/904.0/1 35.7	2	554.1	155)

Tabelle 10-10: Stahlliste

Pos.-Nr.	Bewehrungs- typ	D [mm]	Ober- fläche	Anzahl Stäbe	Länge [m]	Verankerungstyp		Biegerollen durchmesser [m]	Gewicht [kg]
						Anfang	Ende		
Material Nr. 1 – Betonstahl BSt 500 S (A)									
1	Längs	28.0	gerippt	34	20.56 0	Gerade	Gerade		3378.9
2	Längs	28.0	gerippt	8	24.57 5	Gerade	Gerade		950.3
3	Längs	28.0	gerippt	14	24.56 0	Gerade	Gerade		1662.0
4	Bügel	12.0	gerippt	106	5.887	Haken	Haken	0.048	554.1
5	Bügel	16.0	gerippt	205	6.010	Haken	Haken	0.064	1552.4
<b>Summe</b>				367					8097.7

## Anmerkungen

Nr.	Beschreibung
15)	Kreissymmetrische Bewehrung
25)	Mindestbewehrung für Druckglieder nach 9.5.2 (2)
26)	Obere Mindestbewehrung für Balken nach 9.2.1.1 (1)
27)	Untere Mindestbewehrung für Balken nach 9.2.1.1 (1)
58)	Unter Verwendung des Näherungswertes für den Hebelarm z
69)	Mindestschubbewehrung nach 9.2.2 (5)
155)	Querabstand der Bügelschenkel max. Querabstand der Bügelschenkel nach 9.2.2 (8)

Gewählte Bewehrung Gurtung:  $A_{s1} = 9 \text{ } \varnothing 28$   
 $A_{s2} = 14 \text{ } \varnothing 28$   
 $A_{s,bü} = \varnothing 12/23$

Gewählte Bewehrung Bohrpfähle:  $A_s = 34 \text{ } \varnothing 28$   
 $A_{s,bü} = \varnothing 16 / 10$  im Wasserbereich  
 $A_{s,bü} = \varnothing 16 / 20$  im Böschungsber.

Im Folgenden eine Vergleichsberechnung mit gegurteter Bohrpfahlwand im Programm Retain.

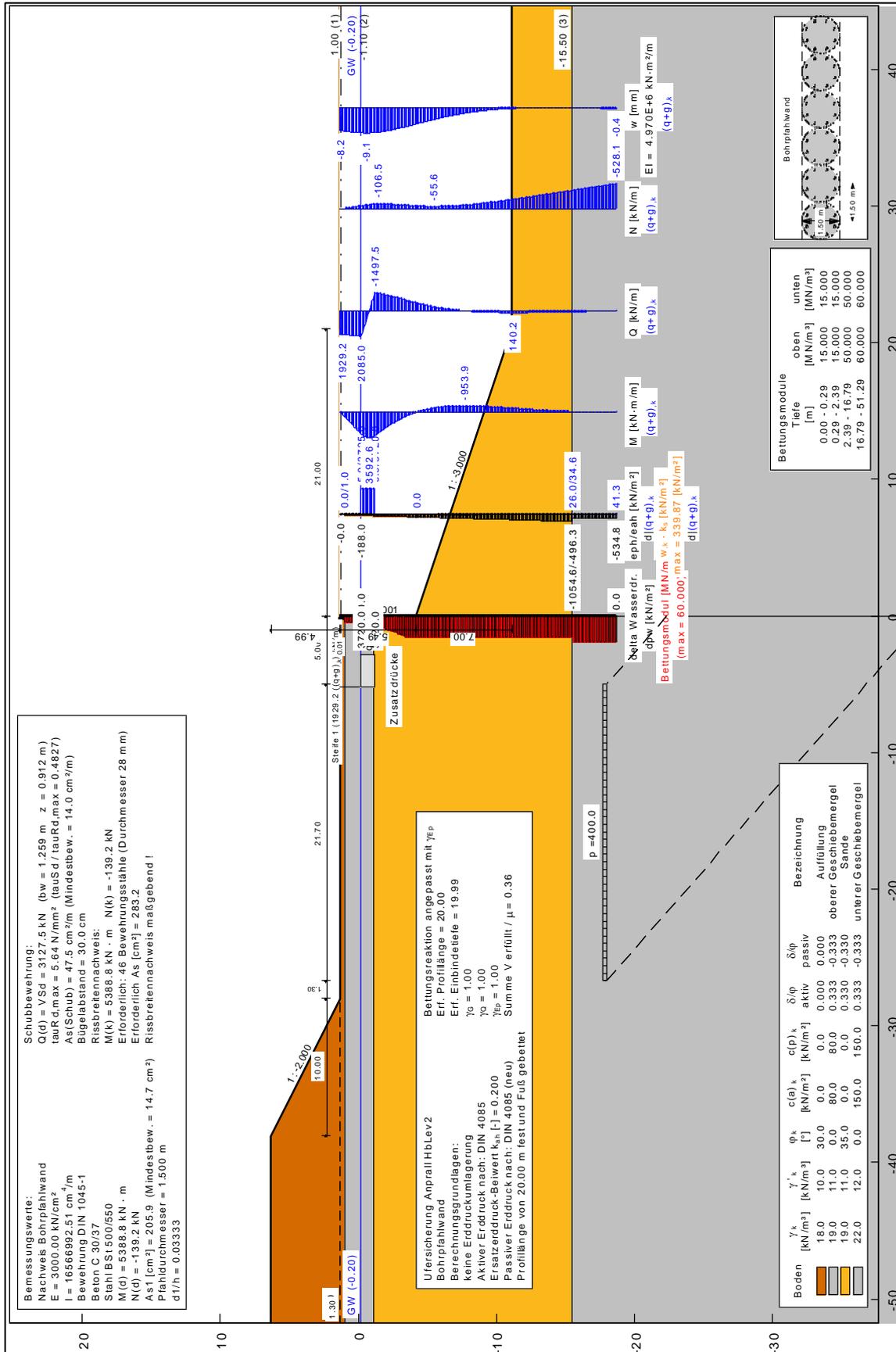


Abbildung 10-11: Vergleichsberechnung Retain

Abhängig von der gewählten Gurtung ergeben sich sehr ähnliche Werte wie in der RStab-Betrachtung für die Verformung, die Stabschnittgrößen und die Bemessung. Die erforderliche Bewehrung aus Rissweitenbegrenzung ist für den außergewöhnlichen Lastfall Schiffsanprall nicht erforderlich.

### 10.3.3 Auswirkung auf Gründungskonstruktion - Plaxis

Um die geotechnische Situation besser abzubilden, wird das FE-Modell in drei Schritten berechnet: 1. Ausgangssituation/Istzustand, 2. Einbau der Bohrpfehlwand, 3. Aushub des Kanalbetts / Normalzustand und 4. Schiffsanprall auf die Ufersicherung.

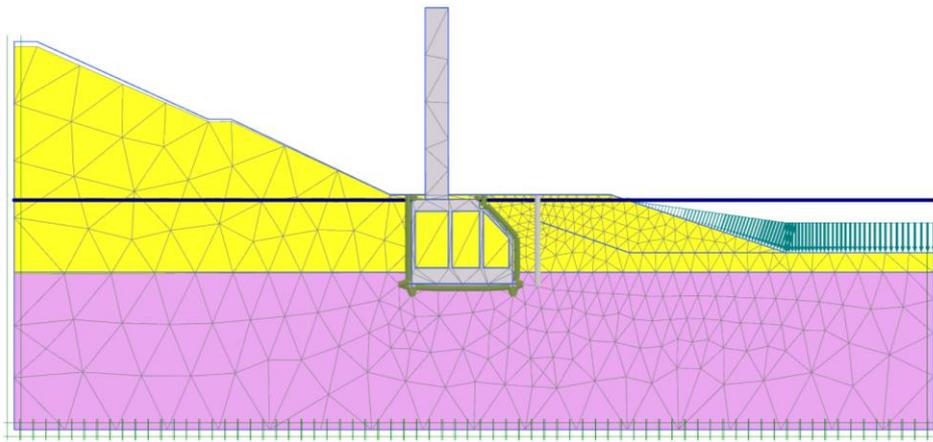


Abbildung 10-12: 1. Ausgangszustand (vor Kanalverbreiterung)

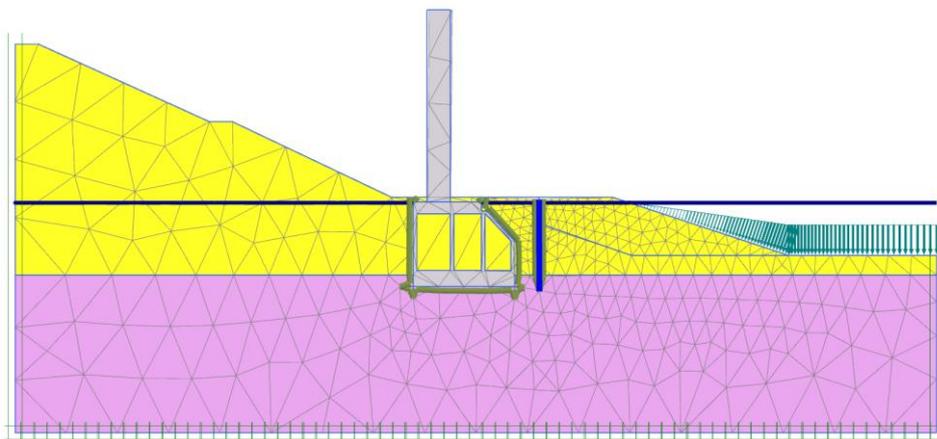


Abbildung 10-13: 2. Einbau Bohrpfehlwand

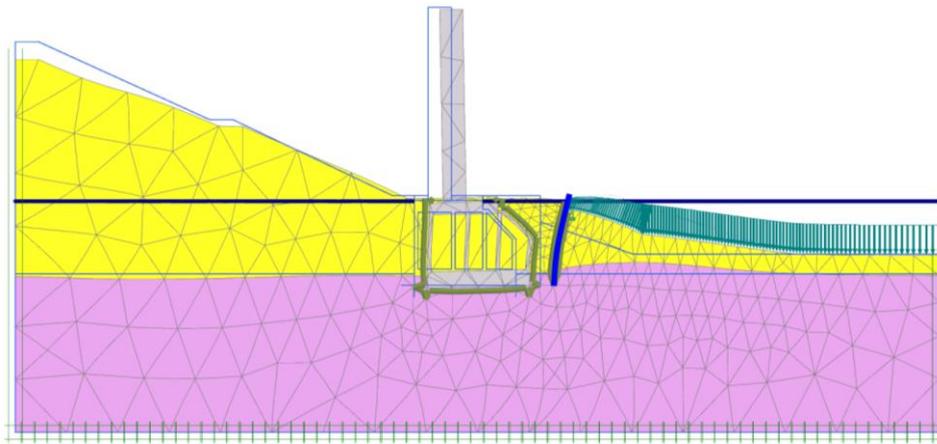


Abbildung 10-14: 3. Erweiterung des Kanalbetts (Normalzustand)

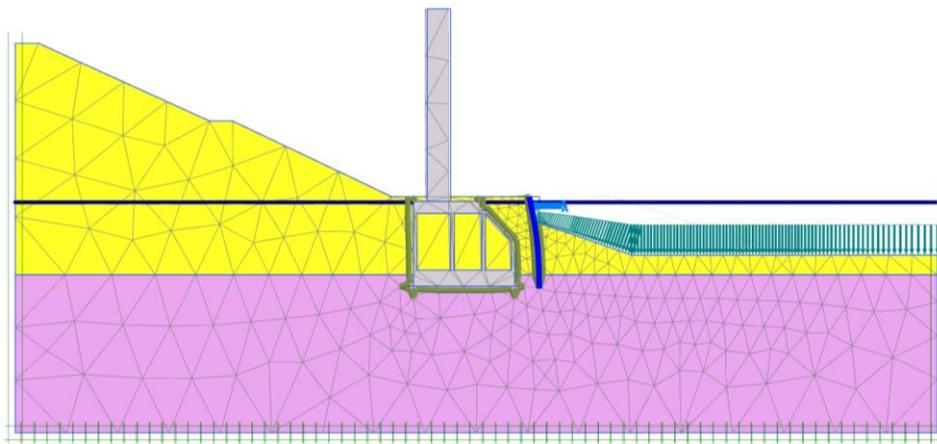


Abbildung 10-15: 4. Schiffsanprall (außergewöhnlich)

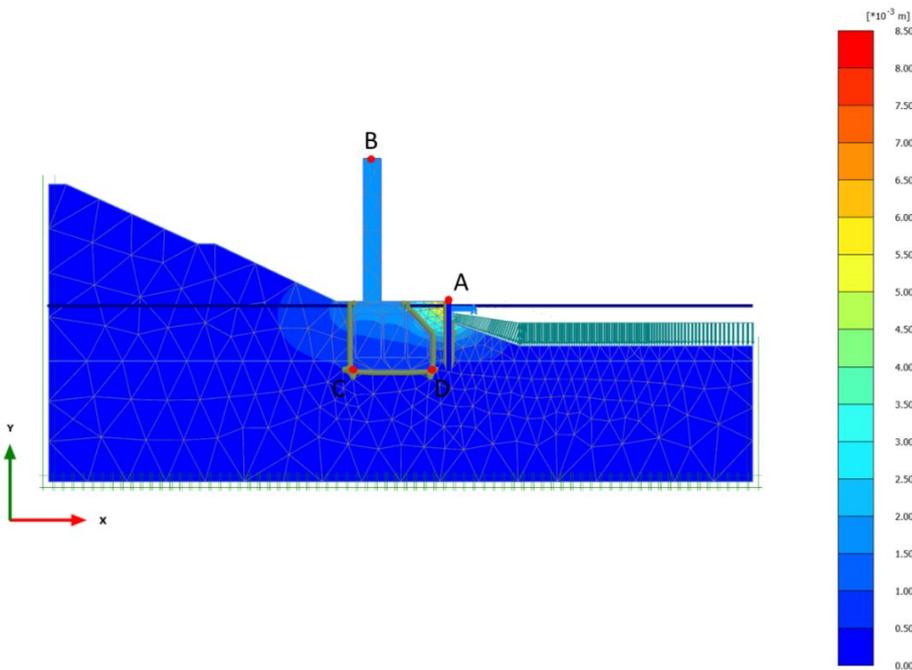


Abbildung 10-16: LF3: Ausgewählte Punkte Zielvariante

Tabelle 10-11: LF3: Verformungen ausgewählter Punkte [mm]

Schiffsanprall auf gegurtete Bohrpfahlwand				
	U	Ux	Uy	Ort
<b>A</b>	8,4	-8,2	2,0	Oberkante Bohrpfahlwand
<b>B</b>	2,0	-2,0	-0,1	Oberkante Brückenpfeiler
<b>C</b>	0,6	-0,6	-0,1	linke Unterkante Senkkastenfundament
<b>C</b>	0,6	-0,6	-0,1	rechte Unterkante Senkkastenfundament

Die aus Schiffsstoß an der Uferwand resultierende Verformung an der Gründungskonstruktion des Brückenpfeilers und am Brückenpfeiler selbst, wird als unkritisch für die Bauwerksstruktur beurteilt.

#### 10.4 Kostenschätzung Zielvariante

Tabelle 10-12: Kostenschätzung

Pos	Leistung	Menge	Einheit	EP [€]	GP [€]
1	Baustelleneinrichtung, Vorhaltdauer 2 Monate	1	St	25.000,--	25.000,--
2	Baugrube bis auf Solltiefe (i. M. 1 m) ausheben, Oberboden und Aushub teilw. seitlich lagern, teilw. abfahren, Planum für Bohrschablone herstellen	5*36=180	m <sup>3</sup>	20,--	3.600,--
3	Bohrschablone herstellen, h = 40cm, nach Herstellung wieder abbrechen	36	m	200,--	7.200,--
4	tangierende Bohrpfahlwand herstellen, D = 150, -20 m, C30/37, Einbringen des Betons im Kontraktorverfahren inkl. Einbau Bewehrung und Entsorgung des Bohrgutes	24*20=480	m	400,--	192.000,--
5	Bewehrung f. Bohrpfahlwand BSt500S (~140kg/m <sup>3</sup> )	24*0,14*36 ~120	t	1.400,--	168.000,--
6	Bohrpfähle abstemmen, Anschlussbewehrung freilegen	24	St	200,--	4.800,--
7	Bohrpfahlwand abspitzen, reinigen, Sichtflächen begradigen	144	m <sup>2</sup>	50,--	7.200,--
8	Stb.-Gurtung b/h = 2 m/1 m herstellen exkl. Schalung und Einbau Bewehrung, C30/37	36*2*1=72	m <sup>3</sup>	150,--	10.800,--
9	Bewehrung für Stahlbeton-Gurtung BSt500S, d > 14 mm (~80kg/m <sup>3</sup> )	72*0,08~6	t	1.600,--	9.600,--
10	Schalung für Stahlbeton-Gurtung	(1+1)*36~80	m <sup>2</sup>	40,--	3.200,--
11	Verfüllen der Baugrube und Wiederandecken des Oberbodens	110	m <sup>3</sup>	10,--	1.100,--
	<b>Summe</b>				<b>432.500,--</b>

## 10.5 Bewertung Zielvariante

Die aus Schiffsstoß an der Uferwand resultierende Verformung an der Gründungskonstruktion des Brückenpfeilers und am Brückenpfeiler selbst (Tabelle 10-11 „LF3: Verformungen ausgewählter Punkte [mm]“), wird als unkritisch für die Bauwerksstruktur beurteilt.

Entgegen der Variantenbetrachtung wurde der Pfahldurchmesser der Bohrpfähle von 2,0 m auf 1,5 m reduziert. Die Einbindelänge/Pfahllänge ist mit 20 m immer noch relativ groß. Hierfür maßgebend ist der Lastfall „Normalzustand“.

Mit zusätzlichen uferseitigen Ankern ließe sich die Einbindelänge der Bohrpfähle verringern, allerdings müssten die konstruktiven Aspekte des Einbaus im Bereich des Senkkastens geprüft werden. Weiterhin wäre zu prüfen, wie sich die Kosteneinsparung durch Verkürzung der Pfahllänge zu den Mehrkosten einer zusätzlichen Verankerung verhält.

In der genaueren Betrachtung hat sich ergeben, dass eine überschnittene Bohrpfahlwand im Bereich der unbewehrten Pfähle eine zu geringe Tragfähigkeit besitzt, deswegen wurde eine Wand aus sich tangierenden Pfählen gewählt, welche alle vollständig bewehrt sind.

Im Zuge der Ausführungsplanung muss gegebenenfalls der Pfahldurchmesser etwas vergrößert werden, um den Abweichungen aus den üblichen Toleranzen des Bohrprozesses zu begegnen und die Bewehrung zu schützen. Alternativ könnten kleinere unbewehrte Bohrpfähle zur Abdichtung der Pfahlzwischenräume eingebaut werden.

Aufgrund der großen Schnittkräfte und wegen der Verformungseigenschaften erhält die Gurtung einen Querschnitt von  $b / h = 1 \text{ m} / 2 \text{ m}$ .

Die Ausführung der Bohrpfahlwand und der Gurtung kann vor Beginn des Kanalausbaus von Land aus erfolgen. Geeignete Großbohrgeräte (bis 3,3 m Pfahldurchmesser) sind auf dem deutschen Markt vorhanden (z. B. Fa. Leffer). Je nach örtlichen Verhältnissen muss die Bohrung verrohrt ausgeführt werden.

Nach Einbauen des Bewehrungskorbes wird der Beton im Kontraktorverfahren eingebracht. Wenn die Bohrpfähle fertiggestellt sind, erfolgt die Herstellung der Gurtung. Nach Fertigstellung der Konstruktion können der Aushub des Uferbereichs und das Anlegen der Unterwasserböschung erfolgen.

**11 Letzte Seite**

---

Seite 1 bis 72 aufgestellt:

Hamburg, 29. November 2013

**IMS** Ingenieurgesellschaft mbH



Johannes Gramse

gez. Magnus Geduhn

## Zeichnungsverzeichnis

<b>Nr.</b>	<b>Zeichnungs-Nr.</b>	<b>Titel</b>	<b>Maßstab</b>
1.	90274-E-01	Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Bestandsplan Schnitt und Ansicht mit Baugrund	1 : 500
2.	90274-E-02	Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Zielvariante Grundriss, Schnitt, Ansicht und Details	1 : 100
3.	90274-E-03	Anprall Pfeiler Nord, HbLev 2 Zielvariante Bauphasen	1 : 50



Ingenieurgesellschaft mbH

**IMS Ingenieurgesellschaft mbH**

Stadtdeich 7  
20097 Hamburg

Tel. 040 32818-0  
Fax 040 32818-139  
info@ims-ing.de  
www.ims-ing.de

