



2013/021-N02 – St/Wi – 29.04.2019

**BBI Geo- und Umwelttechnik  
Ingenieur-Gesellschaft mbH  
Beratende Ingenieure**

Lübecker Str. 1 · 22087 Hamburg  
Tel. +49-40-229 468-0 · Fax -40  
E-Mail info@b-b-i.de  
www.b-b-i.de

**NEUBAU DER A26 - OST  
AK HH-HAFEN (A7/A26) – AD SÜDERELBE (A1/A26)**

**ABSCHNITT 6B (VKE 7052)  
AS HH-MOORBURG (A26) – AS HH-HOHE SCHAAR  
BAU-KM 1+950 BIS 5+840**

**Gutachten  
Beratung  
Planung  
Bauüberwachung  
Baugruddynamik  
Umwelttechnik**

**Geotechnische Fachplanung Strecke  
(Bau-km 1+950 bis 2+900)**

**Geschäftsleitung**  
Dr.-Ing. Franjo Böckmann<sup>1</sup>  
Dr.-Ing. habil. Sascha Henke<sup>1</sup>  
Dr. rer. nat. Götz Hirschberg<sup>1</sup>  
Dr.-Ing. Fabian Kirsch<sup>1,2</sup>  
Dr.-Ing. Olaf Stahlhut<sup>1</sup>

**Senior-Partner**  
Dipl.-Ing. Peter Bahnsen<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Mitglieder der Hamburgischen  
Ingenieurkammer-Bau

<sup>2</sup> Anerkannter Prüfsachverständiger für  
den Erd- und Grundbau.

Verband Beratender Ingenieure

Zertifiziert gemäß:  
DIN EN ISO 9001: 2008



SCC (Safety Certificate Contractors)



**Auftraggeber:**

**DEGES**  
Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH  
Zimmerstraße 54  
10117 Berlin

Amtsgericht Hamburg  
Handelsregister Nr.:  
HRB 46 681

Steuer.Nr.: 43/705/00237  
UST-ID: DE 118640446

Commerzbank AG  
IBAN: DE59 2008 0000 0900 7180 00  
BIC: DRESDEFF200



Im Verbund mit der GuD  
Geotechnik und Dynamik  
Consult GmbH



## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. AUFGABENSTELLUNG .....	1
2. UNTERLAGEN .....	1
2.1 Gutachten.....	2
2.2 Pläne	2
2.3 Normen und Regelwerke .....	3
2.4 Berechnungsprogramme .....	4
3. STRECKENVERLAUF UND GRADIENTE.....	4
4. UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE UND GRUNDWASSER.....	5
5. BODENKENNWERTE.....	6
6. GRÜNDUNG DES DAMMBAUWERKES .....	7
6.1 Überschüttverfahren .....	8
6.1.1 Setzungen .....	11
6.2 Aufgeständerte Gründungspolster .....	13
6.2.1 Vorzugsvariante .....	14
7. VORBEMESSUNG UND STANDSICHERHEITSNACHWEISE .....	16
7.1 Geometrie und Belastung des Tragsystems.....	16
7.2 Berechnungsabschnitte .....	17
7.3 Nachweise und Bemessung .....	18
7.3.1 Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Betonsäulen .....	18
7.3.2 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Betonsäulen.....	18
7.3.3 Bemessung der Lastverteilungsschicht nach EBGEO .....	19
7.3.4 Gesamtstandsicherheitsnachweis Damm .....	20
7.3.5 Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrung.....	21
7.4 Setzungen .....	22
8. ARBEITSEBENE.....	22
9. ZUSAMMENFASSUNG .....	23
ANLAGENVERZEICHNIS .....	25



Abbildung 1: Geländebruchnachweis Endzustand .....	9
Abbildung 2: Geländebruchnachweis Bauzustand, Schütthöhe +12 mNN .....	10
Abbildung 3: Verlauf der Primärsetzungen, Station 2+098 .....	11
Tabelle 1: Charakteristische Bodenkennwerte.....	6
Tabelle 2: Kriechsetzungen bei einer Überschütthöhe von 2 m .....	12
Tabelle 3: Bemessungsabschnitte Tragsäulen und Geokunststoffbewehrung .....	17
Tabelle 4: Ergebnisse der Bemessung der Geokunststoffbewehrung.....	20



## 1. AUFGABENSTELLUNG

Die Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) plant im Auftrag der Freien und Hansestadt Hamburg, Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Innovation, den Netzlückenschluss zwischen den Bundesautobahnen A7 im Westen und der A1 im Osten. Mit der Weiterführung der von Stade kommenden A26 im Süden des Hamburger Hafens sollen eine leistungsfähige Ost-West-Straßenverbindung hergestellt und weiträumige Hafenverkehre gebündelt werden. Neben der überregionalen Funktion im Autobahnnetz soll die A26 zudem die Erreichbarkeit des Hamburger Hafens verbessern und innerstädtische Quartiere von Verkehr entlasten und damit Lärm- und Schadstoffemissionen reduzieren.

Das Neubauvorhaben der A26, Hafenpassage Hamburg, Abschnitt 6b (VKE 7052) erstreckt sich von der AS Hamburg-Moorfleet bis zur AS Hamburg-Hohe Schaar (Bau-km 1+950 bis 5+840). Im Streckenabschnitt von Station 1+950 bis 3+120 verläuft die Trasse über das Entwässerungsfeld des Anlagenteiles Moorburg-Ost der Behandlungsanlage Moorburg/Ellernholz der HPA. Dabei wird die Trasse zunächst bis zur Station 2+900 in Dammlage geführt, bevor der Brückenzug Richtung Süderelbe beginnt.

Für den in Dammlage geführten Streckenabschnitt über die Entwässerungsfelder (von Station 1+950 bis 2+900) wurde die Arbeitsgemeinschaft der Ingenieurbüros Steinfeld und Partner sowie BBI von der DEGES mit der Ausarbeitung einer Geotechnischen Fachplanung zur Gründung des Dammes beauftragt. Grundlagen für die Fachplanung sind die Geotechnischen Berichte [U1] und [U2].

Der vorliegende Bericht dokumentiert die Ergebnisse der Geotechnischen Fachplanung. Die Planung der Verkehrsmaßnahme erfolgt durch die Vössing Ingenieurgesellschaft mbH.

Der Übersichtslageplan auf der Anlage 1 zeigt die generelle Lage der geplanten Strecke und deren Umgebung.

## 2. UNTERLAGEN

Nachfolgende Gutachten, Pläne, Normen und Regelwerke liegen dem vorliegenden Bericht zugrunde:



## 2.1 Gutachten

- [U1] Arbeitsgemeinschaft A26 – Geotechnik Süderelbquerung, Neubau der A26 – Ost, AK HH-Süderelbe (A7) bis AD/AS HH-Stillhorn (A1), VKE 7052: AS HH-Moorburg (o) – AS HH-Hohe Schaar (m), 1. Bericht - Vorbericht, Baugrundbeurteilung und grundbautechnische Angaben im Rahmen der Vorerkundung, Juli 2015
- [U2] Arbeitsgemeinschaft A26 – Neubau der A26, AK HH-Süderelbe (A7) – AD/AS HH-Stillhorn (A1), VKE 7052: AS HH-Moorburg (o) – AS HH-Hohe Schaar (m), Streckengutachten Damm, Bau km 1+1950 bis km 2+900, Geotechnischer Bericht, Bericht 1, Baugrundbeurteilung, Dezember 2018.

## 2.2 Pläne

- [U4] Neubau der A26 – Ost, AK HH-Süderelbe (A7) bis AD/AS HH-Stillhorn (A1), Abschnitt 6b: AS HH-Moorburg (o) – AS HH-Hohe Schaar (m), Bau-km 1+959 bis 5+844, Lageplan 1+950 – 2+900, Maßstab 1:1000, Vössing Ingenieurgesellschaft mbH, Bearbeitungsstand 29.08.2018.
- [U5] Höhenplan A26, 1+900 bis 2+900, Unterlage/Blatt-Nr. 6.1/1, Maßstab 1:1000/100, Planstand 19.10.2018, Planverfasser. Ingenieurgesellschaft (INGE) A26 Vössing – LAP c/o Vössing Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg/100.
- [U6] Querprofile Bereich Entwässerungsfelder Moorburg Ost, M 1:100, erstellt von Vössing Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg, Januar 2018.
- [U7] Neubau der A26 – Ost, AK HH-Süderelbe (A7) bis AD/AS HH-Stillhorn (A1), Abschnitt 6b: AS HH-Moorburg (o) – AS HH-Hohe Schaar (m), Bau-km 1+959 bis 5+844, Deichplanung Moorburger Hauptdeich, Querschnitte Bau-km 2+100 und 2+650, Sweco GmbH, Stade, Bearbeitungsstand 27.08.2018.
- [U8] Umbau der Behandlungsanlage MBO für die A26-Ost, Lageplan und Schnitte, iwB Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg, Juni 2017.



### 2.3 Normen und Regelwerke

DIN 1054:2010-12	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
DIN EN 1997-1:2014-03	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2014-03.
DIN EN 1997-1/NA:2010-12	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN EN 1997-2:2010-10	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010
DIN EN 1997-2/NA:2010-12	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
DIN EN 1998-1/NA:2011-01	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau
DIN 4084:2009-01	Baugrund- und Geländebruchberechnungen, Januar 2009, Normenausschuss Bauwesen im DIN
ZTV E-StB: Ausgabe 2009:	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau
Merkblatt FGSV	Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund, Ausgabe 2010
EBGEO	Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnungen von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Gekunststoffen – EBGEO, 2. Auflagen 2010



## 2.4 Berechnungsprogramme

Für die erdstatischen Berechnungen wurden folgende Programme der GGU Software GmbH, Braunschweig, eingesetzt:

1. Stability, Version 13, Gelände-, Böschungs- und Grundbruchberechnungen nach DIN 4084 und EC 7,
2. Consolidate, Version 5.08, Berechnung von Konsolidierungsprozessen, Porenwasserdruckverteilungen und Setzungen,
3. Settle, Version 4.01, Berechnung von Fundamentsetzungen nach DIN 4019 mittels Rechteck- oder Dreiecksfundamenten,
4. Axpile, Version 6.04, Berechnung von Bohr- und Rammpfählen nach DIN 4014, DIN 1054, EA-Pfähle und Franke.

## 3. STRECKENVERLAUF UND GRADIENTE

Die Hauptrasse der A26 verläuft in der VKE 7052 nach Querung der Hauptdeichlinie am Moorburger Hauptdeich auf einer Länge von etwa 1.250 m über die Entwässerungsfelder Moorburg-Ost der HPA, vgl. Lageplan Anlage 2. Dabei durchquert die Strecke die Entwässerungsfelder 21, 25, 29 sowie 30 bis 33. Die derzeitigen Geländeoberkanten liegen zwischen etwa +5,5 mNN (Spülfläche) und +8,0 mNN (Trenndämme).

Die geplante Trasse der A26 wird zwischen der Station 1+950 m bis 2+900 in Dammlage geführt. Die Gradienten liegen zu Beginn des Entwässerungsfeldes etwa auf einer Höhe von +13,60 mNN und steigen dann im Weiteren auf etwa +14,8 mNN an (Station 2+150). Anschließend fällt die Gradienten bei einem Gefälle von 0,7 % auf etwa + 12 mNN ab, der Tiefpunkt liegt bei Station 2+620. Bis zum Übergang auf das Brückenbauwerk steigt die Gradienten mit 4 % erneut an und liegt im Anschluss zur Brücke auf einer Höhe von etwa + 16,30 mNN. Mit den vorgenannten Höhen liegt die Gradienten im Abschnitt des Dammes zwischen etwa 6 m bis 10 m über der derzeitigen Geländehöhe der Entwässerungsfelder. Ab der Station 2+900 beginnt der Brückenzug in Richtung Süderelbe. Bei der Station 3+120 verlässt die Trasse den Abschnitt des Entwässerungsfeldes Moorburg-Ost. Unterhalb der aufgeständerten Brücke ist etwa im Abschnitt von 3+000 bis 3+070 ein Rückhaltebecken für Niederschlagswasser von den Autobahnflächen geplant.

Die Trasse der A26 kreuzt unmittelbar am Beginn der VKE 7052 die bestehende Hauptdeichlinie, so dass der Dammabschnitt im Bereich der Entwässerungsfelder



Moorburg-Ost außerhalb des öffentlichen Hochwasserschutzes liegt. Zur Sicherstellung des Hochwasserschutzes für den Damm der A26 wird die Hauptdeichlinie ab Deich-km 9+800 an die östliche Böschung des Autobahndammes verlegt. Beim Übergang vom Damm zum Brückenwiderlager knickt die Deichlinie in Richtung Westen ab und schließt bei Deich-km 10+750 wieder an die Hauptdeichlinie des Moorburger Hauptdeiches an. Um zukünftige Deicherhöhungen vorwegzunehmen, ist die Höhe der neuen Deichkrone auf +9,50 mNN festgelegt

#### 4. UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE UND GRUNDWASSER

Die Untergrundverhältnisse sind ausführlich in [U2] beschrieben und sind im Längsschnitt der Anlage 3 in Form von Bodenprofilen dargestellt. Die Untergrundverhältnisse lassen sich für den oben erläuterten Streckenabschnitt wie folgt zusammenfassen:

Im Bereich der Entwässerungsfelder stehen oberflächennah Dränsande mit einer mittleren Mächtigkeit von etwa 1 m an. Die Dränsande werden unterlagert von einer Schlickdichtung, die in der Regel eine Mächtigkeit von 0,90 m aufweist. Unterhalb der Schlickdichtung folgt das Altspülfeld, bestehend aus einer heterogenen Wechselagerung aus Schlick und Sand. Der Spülsand besteht überwiegend aus fein- und grobsandigem Mittelsand mit zum Teil schwach kiesigen Anteilen. Der Schlick ist als feinsandiger und toniger Schluff mit organischen Beimengungen anzusprechen. Vereinzelt wurden im Spülfeldbereich Kleiauffüllungen angetroffen. Die Gesamtmächtigkeit des Altspülfeldes schwankt etwa zwischen 5 m bis 6 m, die Unterkanten wurden in Tiefen von ca. -0,5 mNN bis -2,5 mNN angetroffen.

Die natürliche Basis der Spülfeder bilden organische Weichschichten in Form von Torf mit z.T. überlagerndem (und teilweise unterlagerndem) Klei. Der Klei wurde überwiegend im nördlichen Bereich des betrachteten Trassenabschnittes angetroffen. Die Unterkante der organischen Weichschichten schwankt zwischen -2 mNN und -6 mNN.

Unter den organischen Weichschichten lagern bis zur Endteufe von bis zu 30 m gewachsene wasserführende Sande. Die Sande weisen im Topbereich großteils organische Beimengungen auf. Bei den Sanden handelt es sich überwiegend um Fein- und Mittelsande, die vereinzelt grobsandige und schwach kiesige Anteile aufweisen.

In dem Altspülfeld steht Schichtenwasser an. Die nach Beendigung der Bohrarbeiten geloteten Wasserstände schwanken sehr stark zwischen -0,55 mNN und +5,19 mNN. Das Grundwasser in den Sanden unterhalb der Weichschichten steht gespannt an. Der Bemessungswasserstand für das Grundwasser ist auf +1,0 mNN festgelegt.



## 5. BODENKENNWERTE

Gemäß des Geotechnischen Gutachtens [U2] sind folgenden Baugrundkennwerte als charakteristische Werte gemäß DIN EN 1997-1:2009-09 anzusetzen.

**Tabelle 1: Charakteristische Bodenkennwerte**

Bodenschicht (Bodengruppe nach DIN 18196)	Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Scherfestigkeit			Durchlässigkeit (vertikal) $k_{f,v}$ [m/s]	Konsolidationsbeiwert $c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	Steifezahl		
		$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{u,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]			$E_{sk}$ [MN/m <sup>2</sup> ]		
							Belastung [kN/m <sup>2</sup> ]		
							0-100	100-200	>200
<b>Aufgefüllte Böden</b>									
Dammmaterial (A [SE, SW, SI, SU])	19/10	35,0	0	-	-	-	50		
Dränsandschicht (A [SE, SU])	18/10	30,0	0	-	$5 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-5}$	-	15		
Schlickdichtung (A [F, OT, OU])	14/4	30	0	25	$5 \cdot 10^{-10}$	$10^{-7} - 10^{-8}$	1,0	1,5	2,0
Spülfeldboden (A [SE, SU, F, OT, OU])	15/5	30	0	27,5	-	$10^{-7} - 10^{-8}$	1,5		
<b>Gewachsene Böden</b>									
Holozäne Weichschichte (HZ, HN, OT, OU)	12/2	25,0	0	25	$1 \cdot 10^{-9} - 1 \cdot 10^{-10}$	$10^{-7} - 10^{-8}$	1,0	1,5	2,0
Sande, locker z. T. organisch (SE, SU)	18/10	30,0	0	-	-	-	20		
Sande, mitteldicht (SE, SU)	19/11	35,0	0	-	-	-	50		
Sande, dicht –sehr dicht (SE, SU)	19/11	35,0	0	-	-	-	70		

...



## 6. GRÜNDUNG DES DAMMBAUWERKES

Die im Bereich der Trasse der A26 liegenden Entwässerungsfelder werden im Vorwege stillgelegt. Dabei erfolgt ein Rückbau der technischen Einrichtungen (z. B. Rohrleitungen, Mönchbauwerke etc.). Im Zuge der Räumung der Entwässerungsfelder wird die mit feinkörnigem Baggergut (Schlick) durchsetzte oberste Dränsandschicht (ca. 10 cm) abgetragen, so dass eine saubere unbelastete Oberfläche ansteht. Die übrigen Dränsande verbleiben und stellen die Gründungsebene für den herzustellenden Damm dar. Die Trenndämme werden auf das Niveau der Dränsande zurückgebaut und der Abtragsboden in der Fläche einplaniert.

Entsprechend der oben erläuterten Untergrundverhältnisse stehen unterhalb der Gründungsebene organische Schlickschichten (Schlickdichtung der Entwässerungsfelder unterhalb der Dränsande sowie Schlickschichten des Altspülfeldes) und organische Weichschichten an, wobei es sich überwiegend um Torf handelt. Mit der Herstellung des Dammbauwerks werden große Lasten auf das Gelände aufgebracht, was zu starken Setzungen der organischen Weichschichten führt, die sich über lange Zeiträume erstrecken. Bei diesen Verhältnissen sind im Vorwege Baugrundverbesserungsmaßnahmen erforderlich, wobei im vorliegenden Fall im Wesentlichen zwischen folgenden Verfahren unterschieden wird:

- Überschüttverfahren zur Konsolidierung der organischen Schichten vor Beginn des Straßenausbaus,
- Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern.

Ein Austausch der organischen Weichschichten scheidet im vorliegenden Fall aus. Die organischen Weichschichten sind nur gering wasserdurchlässig. Sie wirken als hydraulische Sperrschicht und decken den 1. Grundwasserleiter ab. Bautechnisch erforderliche Durchörterungen sind wieder zu verschließen.

Eine weitere Möglichkeit, die Belastung des Untergrundes durch das Dammbauwerk zu reduzieren, stellt der Einsatz von Leichtbaustoffen dar. Der Einsatz bietet sich insbesondere bei Umbaumaßnahmen im Bestand an, um die zusätzlichen Lasten und somit die entstehenden Setzungen möglichst gering zu halten. Als Leichtbaustoff kommt beispielsweise Blähton in Betracht, der in Geotextilien eingepackt wird. Bei den im vorliegenden Fall großen herzustellenden Dammhöhen ist der Einsatz von Leichtbaustoffen zur Reduzierung der Setzungen unter bautechnischen Gesichtspunkten nicht praktikabel.

Als Varianten zur Baugrundverbesserung wurden das Überschüttverfahren und das Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern untersucht. Die Ergebnisse werden nachfolgend erläutert.



## 6.1 Überschüttverfahren

Beim Überschüttverfahren wird der Damm höher als geplant hergestellt. Dabei sollten die Lasten des überhöhten Dammes größer sein als die Lasten des Endausbaus bestehend aus dem Gewicht des Dammes, des Straßenoberbaus und der Verkehrslasten. Unter den Lasten des überhöhten Dammes erfolgt eine Konsolidierung der Weichschichten, so dass die Setzungen des Untergrundes weitgehend vorweggenommen werden. Nach dem Abklingen der Setzungen wird die Überschüttung auf die Planhöhe des Dammes zurückgebaut, anschließend erfolgt der Straßenausbau.

Mit dem Überschüttverfahren können in der Regel die Sofort- und Primärsetzungen weitestgehend vorweggenommen werden sowie in Abhängigkeit von der Liegezeit der Überschüttung ein Anteil der Kriechsetzungen. Die erforderlichen Liegezeiten sind abhängig von der Schichtdicke und der Durchlässigkeit des zu konsolidierenden Bodens. Der Konsolidierungsverlauf kann zeitlich durch den Einbau von Vertikaldräns zur Entwässerung des Bodens beschleunigt werden.

Bei den im vorliegenden Fall herzustellenen Dammhöhen ist die Überschüttung stufenweise aufzubringen. Die dabei in einer Einbauphase möglichen Einbauhöhen sind abhängig von der undrännierten Scherfestigkeit der organischen Weichschichten. Bei zu großer Einbauhöhe und zu schnellem Schüttvorgang besteht die Gefahr von Geländebrüchen. Die nächste Einbaustufe darf erst eingebaut werden, wenn die Weichschichten teilkonsolidiert sind und sich dadurch die undrännierte Scherfestigkeit auf den für die nächste Einbaustufe erforderlichen Wert verbessert hat. Dies ist durch baubegleitend auszuführende Messungen zu kontrollieren.

Zur Überprüfung der Machbarkeit des Überschüttverfahrens zur Herstellung des Dammes wurden erdstatische Berechnungen unter Zugrundelegung der in Abschnitt 5 genannten Bodenkennwerte durchgeführt. Die Berechnungen sind beispielhaft für die Station 2+089 in der Anlage 5.1 dokumentiert. Dort liegt etwa der Hochpunkt der Gradienten und weisen die anstehenden Torfe eine Dicke von etwa 2 m auf. Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit erfolgt im Sinne eines Böschungs- und Geländebruchs auf der Grundlage der Versagensmechanismen nach DIN 4084:2009-01. Die Berechnungen erfolgten mit der GGU-Software Stability. Dabei wurden kreisförmige Gleitlinien mit Lamelleneinteilung entsprechend des Verfahrens nach Krey / Bishop untersucht.

Im ersten Arbeitsschritt wurde die Endstandsicherheit des Dammes mit Ansatz der drännierten Scherfestigkeiten für die organischen Schichten (Schlick und Weichschichten) für die Bemessungssituation BS-P nach DIN 1054 überprüft. Dabei wurde festgestellt, dass bei einem Ausnutzungsgrad von 0,70 die Endstandsicherheit des Dammes gegeben ist, vgl. Anlage 5.1-1. Werden in den Berechnungen für die Endhöhe des Dammes die undrännierten Scherfestigkeiten angesetzt (Anfangszustand mit

...



Porenwasserüberdruck), erhöht sich der Ausnutzungsgrad auf 1,22, wobei die Bemessungssituation BS-T zugrunde gelegt ist (vorübergehende Bemessungssituation), vgl. Anlage 5.1-2. Demnach ist für diesen unkonsolidierten Anfangszustand keine Standsicherheit gegeben, so dass die Herstellung des Dammes in mehreren Einbauphasen mit reduzierten Schütthöhen und Liegezeiten zur Konsolidierung erforderlich ist.

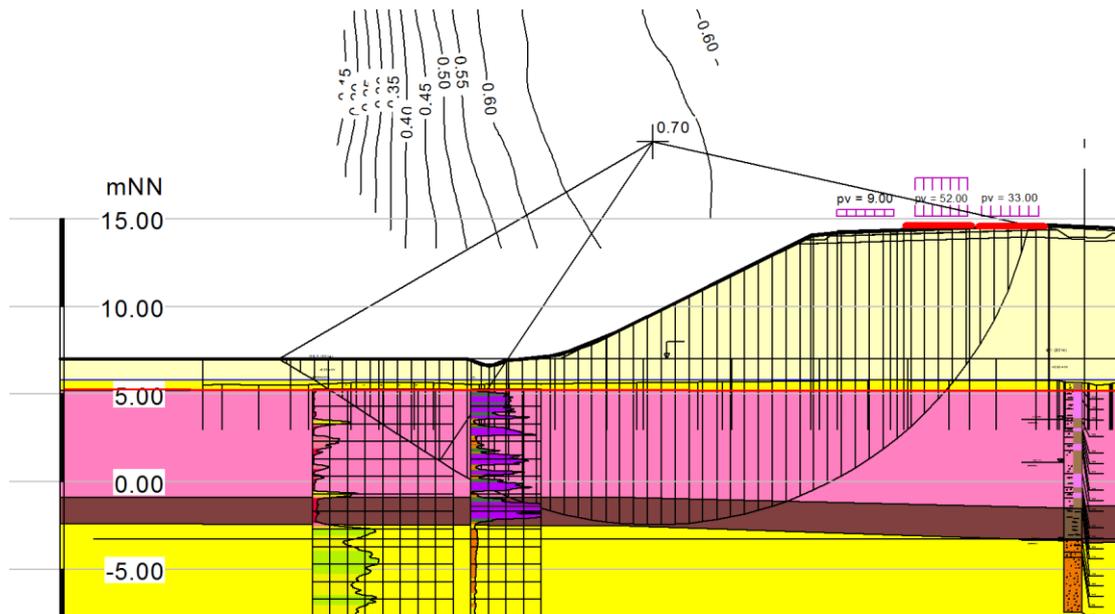


Abbildung 1: Geländebruchnachweis Endzustand

Im Bauzustand des Dammes wird der Untergrund durch den Einbau des Dammmaterials schrittweise steigend belastet, was in den bindigen Böden (Schlick und Weichschichten) Konsolidierungsvorgänge auslöst. Mit der Dauer der Liegezeit sowie der Zunahme der Lasten durch Fortschritt des Einbaus findet im vorliegenden Fall eine Verbesserung der Scherfestigkeit der bindigen Böden statt. In diesem Fall kann nach DIN 4084 bei den Geländebruchuntersuchungen mit den effektiven Scherparametern und den Porenwasserüberdrücken in den Konsolidierungsschichten gerechnet werden. Im unkonsolidierten Boden stellt sich ein Porenwasserüberdruck ein, dessen Größe zu Beginn der Konsolidation der Last aus der jeweiligen Dammschüttung entspricht. Mit zunehmender Liegezeit baut sich der Porenwasserüberdruck langsam ab und es erhöhen sich die Scherfestigkeiten, wodurch die Standsicherheit (die Ausnutzungsgrade werden kleiner) größer wird. Zur Beschleunigung der Konsolidierung wurden in den Berechnungen Vertikaldräns im Bereich des Altpülfeldes vorgesehen.

Bei der weiteren Berechnungen zum Überschüttverfahren wurden 3 Einbauphasen mit den Herstellhöhen + 9 mNN, +12 mNN und + 15 mNN untersucht. Nach jeder



Schüttphase wurde eine Teilkonsolidierung des Untergrundes mit einer Liegezeit von 90 Tagen abgewartet, bevor der weitere Einbau mit der nächsten Schüttstufe erfolgte. Bei der Schütthöhe von +9 mNN und Ansatz des vollen Porenwasserüberdrucks ergab sich ein Ausnutzungsgrad von 0,90 und somit eine ausreichende Standsicherheit gegen Böschungs- und Geländebruch, vgl. Anlage 5.1-3. Durch den Abbau des Porenwasserüberdrucks hat sich nach einer Liegezeit von 90 Tagen die Standsicherheit bei einem Ausnutzungsgrad von 0,57 erhöht, vgl. Anlage 5.1-4. Wird in diesem teilkonsolidierten Zustand die nächste Schüttstufe bis +12 mNN aufgebracht, erhöht sich der Porenwasserüberdruck wieder und der Ausnutzungsgrad steigt auf 0,79 an, vgl. Anlage 5.1-5. Nach weiteren 90 Tagen Liegezeit ist der Ausnutzungsgrad wieder auf 0,61 zurückgegangen (Anlage 5.1-6), bevor dann die letzte Schüttstufe bis zur Endhöhe zuzüglich Überschüttung aufgebracht werden kann.

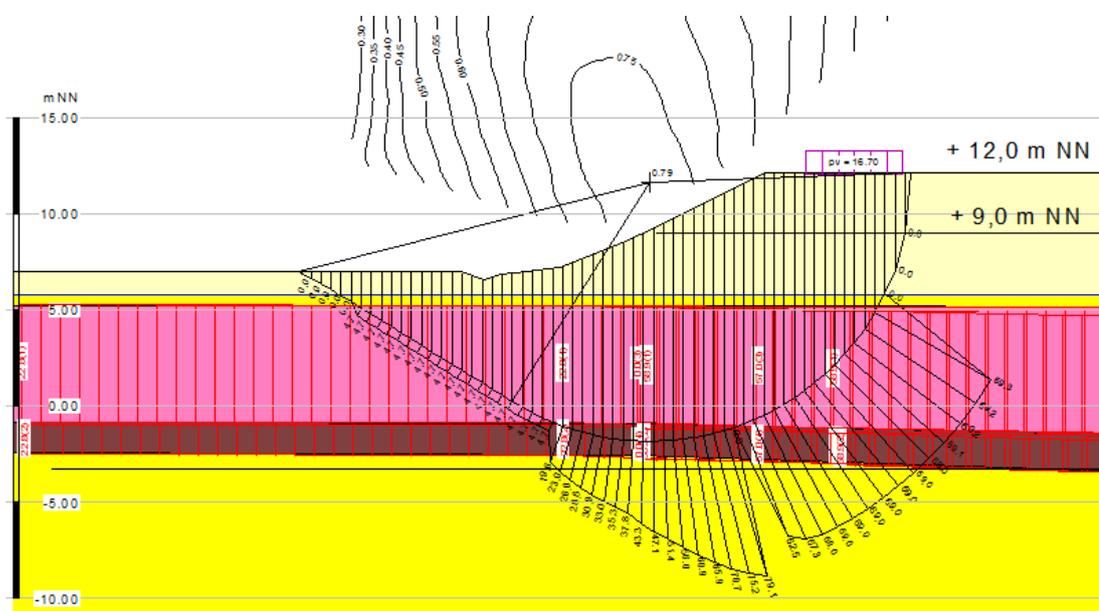


Abbildung 2: Geländebruchnachweis Bauzustand, Schütthöhe +12 mNN

Die in Anlage 5.1 dokumentierten Berechnungen zeigen, dass der Damm der A26 bei 3 Schüttstufen unter Berücksichtigung des Einbaus von Vertikaldräns innerhalb eines Zeitraums von etwa 180 Tagen aufgebaut werden kann.

Bei den vorgenannten Berechnungen der Bauzustände wurde ebenfalls kreisförmige Gleitlinien nach Krey / Bishop untersucht, siehe Darstellung in Abb. 2. Zum Vergleich wurden für die Bauzustände mit Einbauhöhen von +9,0 mNN und +12,0 mNN Standsicherheitsberechnung mit Betrachtung von Gleitkörpern nach Janbu durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse sind als Anlage 5.1-3a und 5.1-5a beigefügt. Für die ungünstigsten Gleitkörper wurden Ausnutzungsgrade von 0,86 (Einbauhöhe +9,0



mNN) und 0,76 (Einbauhöhe +12,0 mNN) ermittelt. Diese Ergebnisse stimmen gut überein mit den Berechnungen unter Zugrundelegung von kreisförmigen Gleitlinien.

### 6.1.1 Setzungen

Für die vorgenannten Schüttstufen wurden Zeit-Setzungsverläufe berechnet. Die Berechnungen ergaben, dass bei Liegezeiten von ca. 3 Monaten und dem Einbau von Vertikaldräns im Altspülfeld die Primärsetzungen der jeweiligen Laststufen innerhalb der 3 Monate weitgehend abklingen. Für das Bodenprofil der betrachteten Station 2+098 sind die Primärsetzungen nach etwa 12 Monaten abgeklungen. Die Primärsetzungen betragen am Ende ca. 0,79 m.

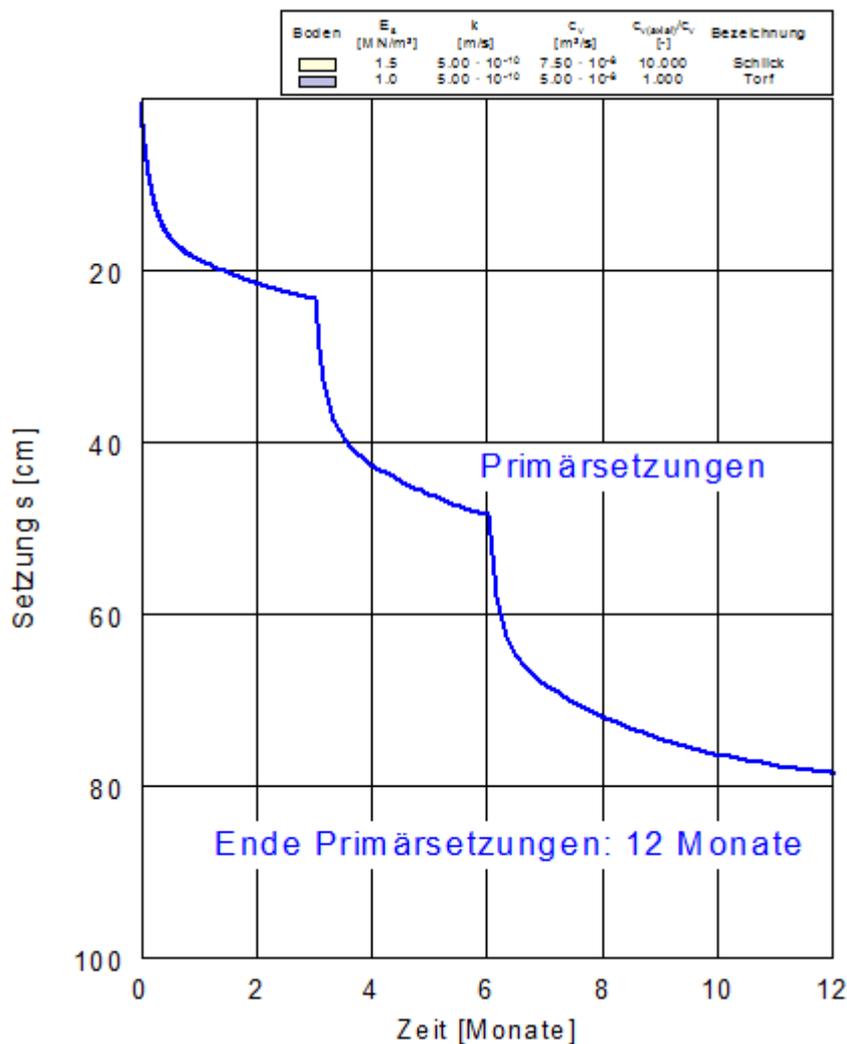


Abbildung 3: Verlauf der Primärsetzungen, Station 2+098



Gegen Ende der Primärsetzungen beginnen die Kriechsetzungen (Sekundärsetzungen). Dabei handelt es sich um Verformungen des Bodens, die über viele Jahre nach Aufbringung der Belastung anhalten können. Die Grundlagen zur Abschätzung des Kriechverhaltens des Bodens bilden die Zeit-Setzungskurven der durchgeführten Kompressionsversuche mit den dabei abgeleiteten Kriechwerten. Mit den in [U2] dokumentierten Kriechbeiwerten wurden für die Bodenprofile B1, B3 und B7 Berechnungen zur Abschätzung der Kriechsetzungen vorgenommen, die im Einzelnen in der Anlage 5.2 dokumentiert sind.

Die Kriechsetzungen halten erfahrungsgemäß über Jahrzehnte an, wobei die Setzungsraten mit der Zeit abnehmen. Die Kriechsetzungen sind nicht lastabhängig, sondern hängen im Wesentlichen von den Bodeneigenschaften und der Mächtigkeit der setzungsrelevanten Schichten ab. So sind beispielsweise die Kriechsetzungen von Torfen deutlich größer als die von Kleiböden. Die durchgeführten Berechnungen zur Abschätzung der Kriechsetzungen ergaben folgende Ergebnisse:

**Tabelle 2: Kriechsetzungen bei einer Überschütthöhe von 2 m**

Zeit nach Ende Primärsetzung	Bodenprofil		
	B1	B3	B7
	Kriechsetzungen in [cm]		
4 Jahre	4,4	6,7	4,0
30 Jahre	11,8	26,2	14,7
120 Jahre	16,9	39,6	22,1

Gemäß der obigen Tabelle sind nach 4 Jahren Liegezeit des Dammes mit einer Überschütthöhe von 2 m Kriechsetzungen zwischen ca. 4 cm bis 6,7 cm eingetreten. Dies ist das Maß der Kriechsetzungen, das vorweggenommen werden kann, falls der Straßenausbau nach 4 Jahren Liegezeit erfolgt. In der Folgezeit treten jedoch weitere erhebliche Kriechsetzungen auf, die beispielsweise für das ungünstigste Profil B3 ab dem 4. Jahr bis zum 30. Jahr zusätzlich 19,5 cm und bis zum 120. Jahr zusätzlich 32,9 cm betragen. Durch Erhöhung der Überschütthöhe und damit Vergrößerung der Konsolidierungslast lassen sich die Kriechsetzungen reduzieren. So verringern sich die Kriechsetzungen bei Ausführung einer Überschütthöhe von 4 m um etwa 20 %.

Bei Kriechsetzungen in der vorgenannten Größenordnung sowie der auf Grund der Heterogenität des Altpüfeldes zu erwartenden unterschiedlichen Kriechmaße können Schäden am Straßenbauwerk nicht ausgeschlossen werden. Aus diesem Grund wird empfohlen, auf das Überschüttverfahren als Maßnahme zur Baugrundverbesserung im Bereich des Entwässerungsfeldes Moorburg-Ost zu verzichten und aufgeständerte Gründungspolster auszuführen.



## 6.2 Aufgeständerte Gründungspolster

Die aufgeständerten Gründungspolster bestehen aus einer horizontalen, lastverteilenden Tragschicht und vertikalen Tragsäulen. Die Tragschicht ist in der Regel bewehrt mit Geokunststoffen und bewirkt die Verteilung der Lasten auf die Säulen. Bei den Säulen ist zu unterscheiden zwischen verformbaren und steifen Tragsystemen.

Zu den verformbaren Tragsystemen gehören die geokunststoffummantelten Sandsäulen. Als starre Tragsysteme sind im Wesentlichen zu nennen:

- Fertigpfähle (als Rammpfähle) und
- Bohrpfähle aus Ortbeton.

Zur Abtragung der Bauwerkslasten müssen die Tragsäulen in den tragfähigen Baugrund einbinden. Den tragfähigen Baugrund stellen die Sande unterhalb der Weichschichten dar. Somit müssen die Weichschichten zur Herstellung der Tragsäulen durchörtert werden.

Die Weichschichten sind nur gering wasserdurchlässig und stellen eine hydraulische Barriere zwischen dem Stau- und dem Grundwasser dar. Diese Barriere stellt ebenfalls eine Schutzschicht für den Grundwasserleiter dar und ist zu erhalten. Die verformbaren Tragsysteme aus geokunststoffummantelten Sandsäulen sind gut wasserdurchlässig, so dass Wegigkeiten im Bereich der Weichschichten entstehen und die Barrierefunktion verloren geht. Aus diesem Grund kommt die Ausführung von Sandsäulen nur in Betracht, wenn zusätzlich Abdichtungsmaßnahmen im Bereich der hydraulischen Barriere erfolgen. Dies kann beispielsweise durch Einbau von Bentonit im Säulenkörper auf Höhe der Barrierschicht erfolgen. Der Einbau einer Bentonit-sperre hat jedoch zu Folge, dass die Wirkung der Sandsäule als Vertikaldrän zur Beschleunigung der Primärsetzungen verloren geht bzw. eingeschränkt wird.

Die Wirksamkeit der Gründung auf vertikalen Tragsäulen beruht im Wesentlichen auf einer Spannungskonzentration oberhalb der Säulen, wodurch die wenig tragfähigen Weichschichten zwischen den Säulen entlastet werden. Die Lastumlagerung auf die Säulen ist bei verformbaren "weichen" Tragsystemen geringer als bei starren Tragsystemen. Demzufolge werden die Weichschichten bei verformbaren Systemen stärker belastet als bei starren, so dass mit Langzeitkriechsetzungen zu rechnen ist. Erfahrungsgemäß können die Langzeitkriechsetzungen durch ein Tragsystem aus geokunststoffummantelten Säulen auf etwa 50 % der Kriechsetzungen des unverbesserten Baugrunds reduziert werden.

Die starren Tragsysteme durchörtern zur Abtragung der Lasten ebenfalls die Weichschichten, jedoch wird der Durchdringungsbereich wieder durch den Pfahlschaft aus Beton verschlossen. Um bei der Pfahlherstellung eine vertikale Verschleppung von



Boden aus dem Altspülfeld zu vermeiden, werden die Fertigpfähle oder die Vortriebsrohre der Bohrpfähle mit kegelförmigen Fußspitzen ausgebildet, die einen Öffnungswinkel von ca. 60 Grad haben und keinen Überstand zum Pfahlschaft bzw. zum Schaft des Vortriebsrohres aufweisen. Derartige Tragsysteme aus Fertigrammpfählen und Ortbetonbohrpfählen wurden bereits in Hamburg in Abstimmung und mit Begleitung durch die Behörde für Umwelt und Energie auf kontaminierten Standorten ausgeführt.

Die horizontale Tragschicht besteht in der Regel aus einem geokunststoffbewehrten Erdkörper. Durch diese Schicht wird durch Ausbildung eines Traggewölbes die Lastumverteilung auf die Betonsäulen sichergestellt. Die Bewehrung überbrückt durch Membranwirkung zwischen den Säulen die wenig tragfähigen organischen Schichten, die nahezu vollständig unbelastet bleiben. Die Bewehrung aus Geokunststoffen wird nach statischen Erfordernissen ein- oder mehrlagig ausgeführt. Durch den bewehrten Erdkörper werden ebenfalls die bei Dammböschungen auftretenden inneren Spreizkräfte aufgenommen.

### **6.2.1 Vorzugsvariante**

Für die Ausführung der Baugrundverbesserung werden starre Betonsäulen (Fertigrammpfähle oder Bohrpfähle aus Ortbeton) mit einer geokunststoffbewehrten Tragschicht empfohlen, die für den vorliegenden Anwendungsfall folgende Vorteile aufweisen:

- Die organischen Weichschichten bleiben als hydraulisch wirksame Schutzschicht für den Grundwasserleiter erhalten. Die bei Ausführung der Säulen entstehenden Löcher in den Weichschichten werden durch die Betonsäulen verschlossen.
- Der Straßendamm kann nach Fertigstellung des Tragsystems in einem kontinuierlichen Arbeitsfortschritt geschüttet werden, Arbeitsunterbrechungen zur Konsolidierung der Weichschichten sind nicht erforderlich.
- Auf Grund der großen Steifigkeit der Betonsäulen sind die Restsetzungen des Systems infolge Damm- und Verkehrslasten gering und treten überwiegend schon während der Dammschüttung auf.

Für die im vorliegenden Fall unter Berücksichtigung der abzutragenden Lasten und der vorhandenen Untergrundverhältnisse in Betracht kommenden Tragsysteme werden nachfolgend bewertet. Dabei wurden folgende Systeme betrachtet:



- Betonsäule, unbewehrt, Durchmesser 0,40 m,
- Fertigrammpfahl aus Stahlbeton, Pfahlquerschnitt 0,35 m x 0,35 m,
- Vollverdrängungsbohrpfahl, bewehrt, Durchmesser 0,46 m.

#### Betonsäulen, Durchmesser 0,40 m:

Die Betonsäulen haben bei einem Durchmesser von 0,40 m und einer Einbindelänge in den tragfähigen Untergrund von  $\geq 1$  m eine Tragfähigkeit von ca.  $R_{E,k} = 500$  kN (einwirkende charakteristische Last). Bei den gemäß Tab. 3, Abschnitt 7.2, abzutragenden Lasten ergeben sich erforderliche Pfahlraster zwischen 1,5 m x 1,5 m bis 1,8 m x 1,8 m und Pfahllängen zwischen 11,5 m bis 14,0 m, die herzustellenden Gesamtpfahlmeter liegen bei 277.200 m. Unter Zugrundelegung eines Einheitspreises der Säulen von 35 €/m ergeben sich für die Säulen Kosten in der Höhe von 9,7 Mio. €. Die Säulen werden im Verdrängungsbohrverfahren hergestellt, das nahezu erschütterungsfrei ist und nur geringe Lärmemissionen verursacht.

#### Fertigrammpfahl aus Stahlbeton, Querschnitt 0,35 m x 0,35 m:

Für den Fertigrammpfahl aus Stahlbeton mit den Abmessungen 0,35 m x 0,35 m liegt die Tragfähigkeit bei einer Einbindelänge in den Sanden unterhalb der Weichschichten von 5 m bei etwa  $R_{E,k} = 800$  kN. Die Pfahlraster liegen zwischen 1,8 m x 1,8 m bis 2,1 m x 2,1 m bei Pfahllängen zwischen 15,5 m bis 17,5 m. Insgesamt sind etwa 265.500 Pfahlmeter herzustellen. Bei einem Einheitspreis für vorgenannte Ramm-pfähle von ca. 55,- €/m ergeben sich Kosten für die Ramm-pfähle von 14,6 Mio. €. Die auf die Baustelle gelieferten Fertigpfähle aus Stahlbeton werden mit hydraulisch betriebenen Rammern in den Untergrund eingebracht. Beim Rammverfahren ist mit erheblichen Erschütterungen und Lärmemissionen zu rechnen. Die Verträglichkeit des Verfahrens im Hinblick auf die angrenzenden Nutzungen ist im Einzelnen noch zu prüfen.

#### Vollverdrängungsbohrpfähle, Schaftdurchmesser 0,46 m:

Vollverdrängungsbohrpfähle weisen bei einem Schaftdurchmesser von 0,46 m und einer Einbindung in den tragfähigen Sanden von 4 m erfahrungsgemäß eine Tragfähigkeit von ca.  $R_{E,k} = 1.200$  kN auf. Bei dieser Tragfähigkeit liegen die Pfahlraster zwischen 2,2 m x 2,2 m bis 2,4 m x 2,4 m bei Pfahllängen zwischen 14,5 m bis 16,5 m. Mit diesen Randbedingungen ergeben sich etwa 173.900 Gesamtpfahlmeter. Mit Ansatz eines Einheitspreises von 65 €/m betragen die Pfahlherstellungskosten ca. 11,3 Mio. €. Die Herstellung der Verdrängungsbohrpfähle ist nahezu erschütterungsfrei und nur mit geringen Lärmemissionen verbunden.



Aus geotechnischer Sicht sind alle oben erläuterten Systeme zur Abtragung der Lasten gut geeignet. Bezüglich der Umweltemissionen haben die gebohrten Betonsäulen und die Vollverdrängungsbohrpfähle gegenüber den Fertigrampfpfählen den Vorteil, dass die Herstellung nahezu erschütterungsfrei und mit nur geringen Lärmemissionen verbunden ist. Vor Ausführung von Rampfpfählen wäre im Vorwege die Verträglichkeit des Verfahrens für die angrenzenden Nutzungen nachzuweisen. Unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten ist auf der Grundlage der bekannten Marktpreise und der für die Systeme abgeschätzten Gesamtmeter an herzustellenden Säulen bzw. Pfählen das System der Betonsäulen am besten zu bewerten.

Im Folgenden werden für das Tragsystem aus Betonsäulen (Durchmesser 40 cm) und der überlagernden Lastverteilungsschicht eine Vormessung vorgenommen und die erforderlichen Standsicherheitsnachweise geführt.

## **7. VORBEMESSUNG UND STANDSICHERHEITSNACHWEISE**

### **7.1 Geometrie und Belastung des Tragsystems**

Die Geometrie des Straßenkörpers wurde entsprechend der vorliegenden Planungsquerschnitte gewählt. Die Straßendämme sind mit Böschungsneigungen von 1:2 geplant.

Die Wirksamkeit des Tragsystems und damit die Belastung der Weichschichten werden im Wesentlichen bestimmt von dem Abstand der Säulen, dem Säulendurchmesser und der Zugfestigkeit der Bewehrung. Für die im vorliegenden Fall herzustellende Dammhöhen von bis zu etwa 6 m bis 10 m (Höhe zwischen OK Arbeitsebene und OK Straße) wurden Säulenraster von 1,50 m x 1,50 m bis 1,8 m x 1,8 m bei einem Säulendurchmesser von 0,40 m gewählt, für die die nachfolgend erläuterten Tragfähigkeits- und Standsicherheitsnachweise geführt wurden. Das Säulenraster ergibt sich aus der Begrenzung der Tragfähigkeit der Säulen und im Hinblick auf eine wirtschaftliche Bemessung der Tragschicht.

Die angesetzten ständigen Lasten ergeben sich aus der Bodenschichtung oberhalb der Säulen, die aus der Lastverteilungsschicht, der Dammschüttung bis zum Planum der Straße sowie dem Straßenoberbau besteht. Die veränderlichen Lasten ergeben sich aus der Verkehrslast und wurden gem. DIN EN 1991-2:2012-12 mit 52 kN/m<sup>2</sup> auf der Straßenoberfläche in Ansatz gebracht.

Bei der Bemessung der Geokunststoffbewehrung wurde die Verteilung der Verkehrslast über die Tiefe bis zur Oberkante der Lastverteilungsschicht berücksichtigt. Dementsprechend wurden in Abhängigkeit von der Dammhöhe oberhalb der Lastverteilungsschicht die Verkehrslasten mit Werten zwischen 23 kN/m<sup>2</sup> bis 33 kN/m<sup>2</sup> in Ansatz gebracht.

...



Bei der Ermittlung der auf die Säulen wirkenden Verkehrslasten wurde ebenfalls die Lastverteilung über die Tiefe berücksichtigt. Weiterhin wurde bei der Lastermittlung vorausgesetzt, dass die Lasten (ständige Lasten und Verkehrslasten) komplett über die Säulen abgetragen werden und keine Bodenbettung zwischen den Säulen wirksam wird.

Bei der Ermittlung der im Bereich der Dammböschungen wirkenden Spreizkräfte wurden gemäß EBGE die Verkehrslasten in voller Höhe von 52 kN/m<sup>2</sup> berücksichtigt. Eine Abminderung der Verkehrslast auf Grund von Lastausbreitung ist bei der Ermittlung der Spreizkräfte nicht zulässig.

## 7.2 Berechnungsabschnitte

Unter Berücksichtigung der Straßenhöhen und der Untergrundverhältnisse wurde der Dammabschnitt mit einer Gründung auf Säulen mit bewehrter Tragschicht in insgesamt 6 Berechnungsabschnitte untergliedert. Die Zuordnung der Strecke zu den Berechnungsabschnitten kann der nachfolgenden Tabelle 3 entnommen werden, die Lage der Streckenabschnitte geht aus Anlage 2 hervor. Die Tabelle 3 enthält ebenfalls die Angaben der Damm- und Verkehrslasten, des gewählten Säulenrasters sowie die daraus ermittelte Säulenlast.

**Tabelle 3: Bemessungsabschnitte Tragsäulen und Geokunststoffbewehrung**

Station	Profil	Dammhöhe ( $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ) von AE + 6,5 mNN bis Planum [m]	Straßenoberbau ( $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$ ) [m]	Dammlast mit Oberbau [kN/m <sup>2</sup> ]	Verkehrslast* [kN/m <sup>2</sup> ]	Gesamtlast [kN/m <sup>2</sup> ]	Säulenraster [m x m]	Säulenlast $E_s$ [kN]
1+950		6,4	0,7	138	29	167	1,6 x 1,6	427
1+968	B1 / DS 2	6,8	0,7	145	28	173		444
2+098	B1 / DS 3	7,7	0,7	162	26	188		482
2+187 (HP)	B2 / DS 5	7,8	0,7	164	26	190		486
2+287	B18/1 / DS18/1	7,4	0,7	157	27	184		470
2+300		7,1	0,7	151	28	179	1,7 x 1,7	457
2+408	DS 18/3	6,4	0,7	138	29	167		516
2+500		5,7	0,7	124	31	155	1,8 x 1,8	482
2+562	B 3/16	5,5	0,7	121	32	152		449
2+641 (TP)	B 18/3 / DS 18/5	5,2	0,7	115	33	148		503
2+700		5,3	0,7	117	33	149		493
2+763	DS 18/7	6,3	0,7	136	29	165	1,7 x 1,7	478
2+800		6,7	0,7	143	28	172		484
2+813	B18/4 / DS 4/16	7,2	0,7	153	27	180	1,6 x 1,6	431
2+850		7,7	0,7	162	26	188		476
2+896	DS 18/8	9,3	0,7	193	23	216	1,5 x 1,5	496
Ende Damm								439
* mit Berücksichtigung der Lastausbreitung über die Tiefe								

Nachfolgend werden die durchgeführten Berechnungen erläutert. Die Berechnungsergebnisse können im Einzelnen der Anlage 5.3 entnommen werden.



### **7.3 Nachweise und Bemessung**

Die geführten Nachweise und die Systembemessung sind in der Anlage 5.3 zusammengestellt. Die Anlage 5.3 enthält im Einzelnen:

- Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Säulen (Anlage 5.3-1)
- Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Säulen (Anlage 5.3-2)
- Nachweis der Gesamtstandsicherheit des Dammbauwerkes (Anlage 5.3-3)
- Bemessung der Lastverteilungsschicht einschließlich Nachweis der Verankerungslänge (Anlage 5.3-4)

#### **7.3.1 Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Betonsäulen**

Mit dem Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Betonsäulen wird ein Materialversagen ausgeschlossen. Gemäß [U2] kann für das anstehende Grundwasser die Expositionsklasse XA 0 angenommen werden. Bei diesen Verhältnissen wurde für die Nachweise der inneren Tragfähigkeit der Betonsäulen ein Beton der Klasse C25/30 zugrunde gelegt, der für die Expositionsklassen XA 0 ausreichend ist.

Der Nachweis wurde für die gemäß Tabelle 3 ermittelte maximale Säulenlast von  $E_k = 516$  kN geführt. Dabei ergab sich ein maximaler Ausnutzungsgrad von  $\mu = 0,48 < 1$ , vgl. Anlage 5.3-1. Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit ist somit erfüllt.

#### **7.3.2 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Betonsäulen**

Die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit der Betonsäulen werden im Regelfall durch Probelastungen erbracht. Sofern Probelastungen von vergleichbaren Maßnahmen vorliegen, können diese berücksichtigt werden. Auf Grund von Erfahrungswerten kann davon ausgegangen werden, dass o. g. Betonsäulen bei den im Baufeld vorliegenden Untergrundverhältnissen und einer Einbindelänge von ca. 1 m bis 2 m in die tragfähigen Sande eine ausreichende Tragfähigkeit (charakteristische Last) für die maximal zu erwartende Last von etwa 516 kN (charakteristische Last) erbringen.

Ergänzend erfolgte zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Säulen eine Berechnung mit dem Programm AXPILE der Firma GGU. Die Berechnungen wurden in Anlehnung an die EA-Pfähle für den Pfahltyp eines Ort betonverdrängungsbohrpfahls vorgenommen. Dabei konnte bei einer Einbindelänge der Säule von 1 m in die trag-

...



fähigen Sande ein Pfahlwiderstände  $R_{E,k} = 529 \text{ kN}$  nachgewiesen werden, vgl. Berechnung in Anlage 5.3-2. Die dabei ermittelte Setzung eines Einzelpfahls liegt bei etwa 1,2 cm.

Der tragfähige Baugrund (mindestens mitteldicht gelagerte Sande unterhalb der Weichschichten) steht in Tiefen zwischen -4,0 m NN bis -6,0 m NN an. Ausgehend von der Arbeitsebene zur Säulenherstellung von +6,5 m NN ergeben sich herzustellende Säulenlängen zwischen 11,5 m bis 14 m.

### 7.3.3 Bemessung der Lastverteilungsschicht nach EBGEO

Mit der bewehrten Lastverteilungsschicht wird die Einleitung der Lasten aus dem Dammbauwerk durch Umverteilung in die Säulen sichergestellt. Die Geokunststoffbewehrung überbrückt durch Membranwirkung den wenig tragfähigen Boden zwischen den Säulen, wobei es zu einem Durchhang des Geokunststoffes kommt. Die Bemessung der Lastverteilungsschicht wurde nach der EBGEO für die Bemessungsabschnitte nach Tab. 3 für alle Bemessungssituationen (BS-P – ständig, BS-T - veränderlich und BS-A/BS-E außergewöhnlich/bei Erdbeben), durchgeführt. Bei der Bemessung der Geokunststoffbewehrung wurde ohne Ansatz von Bodenbettung zwischen den Säulen gerechnet.

Weiter erfolgte die Bemessung für 2 Beanspruchungssituationen. Dabei wurde als vorübergehende Bemessungssituation der Bauzustand mit fertiggestellter Lastverteilungsschicht nach etwa 1 Monat sowie als ständige Bemessungssituation der Endzustand des Dammes mit Verkehrsnutzung nach 120 Jahren betrachtet. Dabei wurde die Geokunststoffbewehrung so dimensioniert, dass die Dehnungen zwischen dem Bauzustand und dem Endzustand bei einer Gebrauchsdauer von 120 Jahren den Wert  $\Delta\varepsilon \leq 2,5 \%$  nicht überschreitet.

Auf Grund der Größe der Lasten und der quer zur Dammachse abzutragenden Spreizkräfte ist eine 2-lagige Bewehrung durch eine 1-axiale Geokunststoffbewehrung erforderlich. Aus diesem Grund wurden die Nachweise zur Abtragung der Zugkräfte sowohl in Längs- als auch in Querachse des Dammes geführt.

Die nach den Berechnungen erforderlichen Zugfestigkeiten der Geokunststoffbewehrung sind in der nachfolgenden Tabelle 4 für die Berechnungsprofile zusammengestellt. Demnach betragen in Längsrichtung des Dammes die erforderlichen Zugfestigkeiten zwischen 1.400 kN/m bis 1.600 kN/m und in Querrichtung 1.700 kN/m bis 2.200 kN/m. Die hohen Zugfestigkeiten resultieren aus der Dammhöhe, den Spreizkräften (Querrichtung) und der o. g. Dehnungsbegrenzung. Weiter enthält die Tabelle Angaben der erforderlichen Verankerungslängen. Die durchgeführten Berechnungen sind in der Anlage 5.3-4 zusammengestellt.



Tabelle 4: Ergebnisse der Bemessung der Geokunststoffbewehrung

Station	Säulen- raster m x m	Kurzzugfestigkeit Geotextil [kN/m]		Verankerungslänge [m]	
		längs	quer	längs	quer
1+950 bis 2+300	1,6 x 1,6	1.400	1.900	5,0	11,0
2+300 bis 2+500	1,7 x 1,7	1.600	2.000	5,0	11
2+500 bis 2+700	1,8 x 1,8	1.500	1.700	5,0	10,5
2+700 bis 2+800	1,7 x 1,7	1.400	1.800	5,0	10,5
2+800 bis 2+850	1,6 x 1,6	1.400	1.900	5,0	11
2+850 bis 2+900	1,5 x 1,5	1.400	2.200	5,0	11,5

Die Oberkante der Säulen liegt auf einer Höhe von +6,5 mNN. Die untere Lage der Geokunststoffbewehrung (Zugfestigkeit quer zur Dammachse) wird 0,15 m oberhalb der Säulenköpfe verlegt (+6,65 mNN), die obere Lage 0,30 m oberhalb der unteren Lage. Die untere Geokunststoffbewehrung wird im Fußbereich des Dammes entsprechend der statisch erforderlichen Verankerungslänge umgeschlagen, wobei der Umschlag 20 cm oberhalb der oberen Geokunststoffbewehrung liegt, vgl. Querschnitte der Anlagen 4.1 bis 4.3. Die mineralische Lastverteilungsschicht ist aus schlufffreiem Sand geplant bei einer Mächtigkeit von 1,40 m.

#### 7.3.4 Gesamtstandsicherheitsnachweis Damm

Die Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit gegen Böschungs- bzw. Geländebruch sowie zur Dammspreizung erfolgten mit dem Programm GGU-Stability. Die Standsicherheitsnachweise wurden für den Querschnitt 2+896 geführt. Dieser Querschnitt stellt die ungünstigste Situation dar, da der Damm dort mit ca.

...



+16,2 m NN die größte Höhe aufweist und gleichzeitig mit etwa 3,6 m mächtigen Weichschichten ungünstige Bodenverhältnisse gegeben sind.

Mit der Herstellung der Betonsäulen in der Gründungsfläche des Dammes verbessert sich die Gesamtstandsicherheit durch die parallel zur Gleitlinie wirkenden Säulenwiderstände. Die Größe des Säulenwiderstandes ist abhängig von der in der Säule wirkenden Normalkraft und dem Scherwiderstand. Die Betonsäulen wurden entsprechend des beim Querschnitt 2+896 geplanten Rasters von 1,5 m x 1,5 m berücksichtigt. Weiter wurde die in Querrichtung des Dammes wirkende und gemäß Abschnitt 7.3.3 bemessene Geokunststoffbewehrung mit einem Bemessungswiderstand für dem Endzustand nach 120 Jahren von 1082 kN/m (vgl. Anlage 5.3-4.6) in den Berechnungen in Ansatz gebracht.

Die Berechnungen zur Gesamtstandsicherheit sind im Einzelnen in der Anlage 5.3-3 dokumentiert. Weiter sind die Querschnitte der Stationen 2+187, 2+562 und 2+813 in den Anlage 4.1 bis 4.3 dargestellt, wobei in den Plänen die Ergebnisse der Systembemessung eingearbeitet sind.

### **Böschungs- und Geländebruch**

Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit im Sinne eines Böschungs- und Geländebruchs wurde auf der Grundlage der Versagensmechanismen nach DIN 4084:2009-01 und des Ansatzes nach Bishop geführt. Für den ungünstigsten Querschnitt der Station 2+896 ergab sich beim Böschungsbruch ein Ausnutzungsgrad von 0,91 sowie beim Geländebruch von 0,65, vgl. Anlagen 5.3-3.1 und 5.3-3.2. Somit ist für den Damm eine ausreichende Sicherheit gegen Böschungs- und Geländebruch gegeben.

### **Dammspreizen**

Durch den Nachweis der Spreizsicherheit wird die lokale Sicherheit am Dammfuß überprüft, um ein Versagen entlang der Sohlfuge ausschließen zu können. Dabei wurde das Abgleiten der Dammböschung oberhalb der Geokunststoffbewehrung betrachtet. In den Berechnungen wurde über die gesamte Dammbreite der ungünstigste Gleitkörper auf der Grundlage des Ansatzes nach Janbu gesucht und der Ausnutzungsgrad bestimmt. Der Ausnutzungsgrad für das Abgleiten des ungünstigsten Erdkörpers oberhalb der Geokunststoffbewehrung beträgt 0,82 ( $< 1,0$ , vgl. Anlage 5.3-3.3), so dass der Nachweis somit erfüllt ist.

### **7.3.5 Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrung**

Der Herausziehewiderstand ist eine Funktion der zwischen den Bewehrungselementen und dem geschütteten Boden mobilisierten Schubspannungen im Grenzzustand. Mit



der Software Stability von GGU wird dieser Nachweis bei der Berechnung der Böschungs- und Geländebruchsicherheit bereits geführt und bei der Ermittlung des Ausnutzungsgrades berücksichtigt.

#### **7.4 Setzungen**

Die Setzungen des Tragsystems setzen sich zusammen aus Setzungen der Betonsäulen und Setzungen im bewehrten Erdkörper.

Zur Abschätzung der Setzungen der Tragglieder wurden Setzungsberechnungen durchgeführt. Dabei wurden die Setzungen des Bodens unterhalb der Säulenfüße berechnet. Die Zusammendrückbarkeit der Säulen wurde vernachlässigt. Die Berechnungen erfolgten mit dem Programm SETTLE der Software GGU für einen Baufeldausschnitt mit Säulen im Raster von 1,5 m x 1,5 m, was der ungünstigsten Lastsituation entspricht. Die Berechnungen ergaben maximale Setzungen der Säulen aus den Dammlasten (ohne Verkehrslasten) von ca. 2,2 cm, vgl. Anlage 5.4. Diese Setzungen treten überwiegend bereits bei der Schüttung des Dammes ein. Kriechsetzungen aus dem Untergrund sind nicht zu erwarten. Der aus der Verkehrslast resultierende Setzungsanteil des Untergrundes unterhalb der Säulenfüße liegt bei  $< 0,5$  cm.

Die Setzungen im bewehrten Erdkörper resultieren aus dem Durchhang der Geokunststoffbewehrung zwischen den Säulen. Der Großteil dieser Verformungen tritt ebenfalls bereits bei der sukzessiven Schüttung des Erddammes auf. Die dabei entstehenden Setzungsmulden werden im Zuge der Erdarbeiten ausgeglichen. Dadurch erhält die Geokunststoffbewehrung eine bleibende Vordehnung, die aber für die Gebrauchstauglichkeit nicht maßgebend ist. Die nach Fertigstellung des Dammes unter Einwirkung der Verkehrslasten zu erwartenden Verformungen im bewehrten Erdkörper werden auf der Grundlage der in Anlage 5.3-4 durchgeführten Berechnungen mit ca. 1 cm bis 2 cm abgeschätzt.

### **8. ARBEITSEBENE**

Die Arbeitsebene zur Herstellung der Säulen ist auf +6,5 m NN geplant. Unterhalb der Arbeitsebene stehen die Dränsande bzw. der aus den Trenndämmen umgelagerte Boden an. Die oberen 0,50 m unterhalb der Arbeitsebene können durch Nachverdichten in eine mitteldichte Lagerung gebracht werden. Die Baugeräte zur Herstellung der Betonsäulen haben in der Regel ein Gewicht von ca. 70 Tonnen. Für diese Geräte ist bei den vorgenannten Untergrundverhältnissen unterhalb der Arbeitsebene eine ausreichende Standsicherheit gegeben.



## 9. ZUSAMMENFASSUNG

Das Neubauvorhaben der A26, Hafenpassage Hamburg, Abschnitt 6b (VKE 7052) erstreckt sich von der AS Hamburg-Moorfleet bis zur AS Hamburg-Hohe Schaar (Bau-km 1+950 bis 5+840). Im Streckenabschnitt von Station 1+950 bis 3+120 verläuft die Trasse über das Entwässerungsfeld des Anlagenteiles Moorburg-Ost der Behandlungsanlage Moorburg/Ellernholz der HPA. Dabei wird die Trasse zunächst bis zur Station 2+900 in Dammlage geführt, bevor der Brückenzug Richtung Süderelbe beginnt.

Im Bereich des Entwässerungsfeldes stehen oberflächennah Dränsande an, die von einer Schlickdichtung unterlagert werden. Darunter folgt das ca. 5 m bis 6 m mächtige Altspülfeld, das aus einer heterogenen Wechsellagerung aus Schlick und Sand besteht. Unterhalb des Altspülfeldes stehen organische Weichschichten mit Mächtigkeiten von 1 m bis 4 m an, die überwiegend aus Torf bestehen. Die Weichschichten werden unterlagert von Grundwasser führenden Sanden, die den tragfähigen Baugrund darstellen.

Mit der Herstellung des Dammes im Abschnitt zwischen Bau-km 1+950 bis 2+900 werden hohe Lasten aufgebracht, was starke Setzungen des Untergrundes, insbesondere der Schlickschichten des Altspülfeldes sowie der organischen Weichschichten, verursachen würde. Bei diesen Verhältnissen sind zur Gründung des Dammes Baugrundverbesserungsmaßnahmen erforderlich.

Im Zuge der vorliegenden Geotechnischen Fachplanung werden Varianten zur Baugrundverbesserung betrachtet und bewertet. Bei der Herstellung des Dammes im Überschüttverfahren ist nach Fertigstellung der Autobahn noch mit langanhaltenden Kriechsetzungen zu rechnen, die > 30 cm betragen können. Bei Kriechsetzungen in dieser Größenordnung wird empfohlen, auf die Herstellung des Dammes im Überschüttverfahren zu verzichten und stattdessen ein auf Säulen aufgeständertes Gründungspolster auszuführen. Die Säulen sind in den Sanden unterhalb der Weichschichten abzustellen.

Im Hinblick auf die im Altspülfeld vorhandene Kontamination wird die Ausführung der Säulen aus Beton empfohlen, durch die ein Verschluss des Durchdringungsbereiches gegeben ist. Aus geotechnischer Sicht kommen dabei sowohl die Ausführung von Fertigrammpfählen als auch im Vollverdrängungsverfahren gebohrte Betonsäulen oder bewehrte Vollverdrängungsbohrpfähle in Betracht, wobei bei Fertigrammpfählen die Verträglichkeit der zu erwartenden Lärmemissionen und Erschütterungen noch zu prüfen ist. Die horizontale Tragschicht oberhalb der Säulen besteht aus einem geokunststoffbewehrtem Erdkörper. Durch diese Schicht wird durch Ausbildung eines Traggewölbes die Lastumverteilung auf die Betonsäulen sichergestellt.



Für das Tragsystem aus Betonsäulen (Durchmesser 40 cm) und bewehrter Lastverteilungsschicht wurden in Abschnitt 7 eine Vorbemessung vorgenommen und die erforderlichen Standsicherheitsnachweise geführt. In Abhängigkeit von der Dammhöhe und den Verkehrslasten sind die Säulen in Rastern zwischen 1,5 m x 1,5 m bis 1,8 m x 1,8 m herzustellen, vgl. Anlagen 2 und 4.1 bis 4.3. Die Lastverteilungsschicht aus Sand hat eine Dicke von 1,4 m und erhält 2 Lagen aus 1-axial gespannter Geokunststoffbewehrung. Die erforderlichen Kurzzeitzugfestigkeiten der Geokunststoffbewehrung liegen zwischen 1.400 kN/m bis 2.200 kN/m, wobei bei der Bemessung keine Bodenbettung zwischen den Säulen angesetzt wurde. Weiter wurden die Standsicherheitsnachweise für das Dammbauwerk geführt (Böschungs- und Geländebruch, Dammspreizen).

Die Berechnungen zur Bemessung des Tragsystems sowie die Standsicherheitsnachweise für das Dammbauwerk können im Einzelnen der Anlage 5.3 entnommen werden.

#### **BBI Geo- und Umwelttechnik**

Dr.-Ing. O. Stahlhut

i.V. Dipl.-Ing. E. Wierzoch



## ANLAGENVERZEICHNIS

Anlage 1	Übersichtsplan
Anlage 2	Lageplan Baugrundverbesserung
Anlage 3	Längsschnitt Damm
Anlage 4.1	Querschnitt Station 2+187
Anlage 4.2	Querschnitt Station 2+562
Anlage 4.3	Querschnitt Station 2+896
<b>Berechnungen</b>	
Anlage 5.1	Berechnungen zum Überschüttverfahren
Anlage 5.2	Berechnungen Kriechsetzungen
Anlage 5.3	Bemessung des Tragsystem (Säulen und Lastverteilungsschicht)
	5.3-1 Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Säulen
	5.3-2 Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Säulen
	5.3-3 Standsicherheitsnachweise Damm
	5.3-4 Bemessung der Lastverteilungsschicht
	4.1: Station 1+950 bis 2+300
	4.2: Station 2+300 bis 2+500
	4.3: Station 2+500 bis 2+700
	4.4: Station 2+700 bis 2+800
	4.5: Station 2+800 bis 2+850
	4.6: Station 2+850 bis 2+900
Anlage 5.4	Setzungsberechnung Tragsäulen