



Landeshauptstadt Düsseldorf  
Stadtentwässerungsbetrieb

## **Schließung der Deichlücke in der Ortslage Himmelgeist**

### **3. Bereich (Himmelgeister Landstraße)**

zw. Rheinstrom-km 730,05 und 730,70 - rechtes Ufer

**Genehmigungsplanung**  
Geotechnik u. Tragwerksplanung

### **Baugrundgutachten**

Bearbeiter: Arge Hahn-Bender / Patt / Borchert  
Fachplaner: Borchert Ingenieure GmbH & Co. KG  
Steeler Straße 529  
45276 Essen  
Tel.: (0201) 43 555 0  
Fax: (0201) 43 555 43  
E-Mail: [info@borchert-ing.de](mailto:info@borchert-ing.de)



**BORCHERT INGENIEURE**

Umwelt - Geotechnik - Baugrundlabor

Essen, im Dezember 2018



Borchert Ingenieure · Steeler Straße 529 · 45276 Essen

ARGE Hahn-Bender/Patt/Borchert  
Feldstraße 76  
46485 Wesel

Borchert Ingenieure GmbH & Co. KG  
Steeler Straße 529 · 45276 Essen

Geschäftsführender Gesellschafter  
Dipl.-Ing. Christoph Borchert  
Öffentlich bestellter und vereidigter  
Sachverständiger für Bodenmechanik,  
Erd- und Grundbau der Industrie- und  
Handelskammer zu Essen  
Staatlich anerkannter Sachverständiger für Erd-  
und Grundbau der Ingenieurkammer-Bau NRW

fon 0201 43555-0  
fax 0201 43555-43  
info@borchert-ing.de  
www.borchert-ing.de

Projekt 7290/47  
Zeichen He/Fo  
Datum 18.12.2015

**PROJEKT:** Schließung der Deichlücke in der Ortslage  
Himmelgeist, 3. Bereich (Himmelgeister  
Landstraße)  
Rheinstrom-km 730,0 und 730,7 rechtes Ufer

**Entwurfs- und Genehmigungsplanung**

## Baugrundgutachten

- Baugrunduntersuchung
- Standsicherheitsberechnung
- Erosionsstabilität und Untergrundhydraulik

(Ergänzung zum Baugrundgutachten  
6028/40 vom 09.03.2011)

**AUFTRAGGEBER:** Stadtentwässerungsbetriebe Düsseldorf

**PROJEKTLEITER:** Dipl.-Ing. Borchert/Dipl.-Ing. Helfers  
7290-g.docx

**GUTACHTEN UMFASST:** 27 Textseiten  
5 Anlagen

**VERTEILER:** IB Hahn-Bender GmbH: 1x analog, 1x digital  
IB R.A. Patt GmbH: 1x analog, 1x digital  
SEB Düsseldorf: 1x analog, 1x digital

**Inhaltsverzeichnis****Seite**

<b>1.</b>	<b>Vorbemerkungen .....</b>	<b>1</b>
1.1	Vorgang und Aufgabenstellung .....	1
1.2	Vorhandene Unterlagen .....	2
1.3	Ergänzende Untersuchungen .....	3
<b>2.</b>	<b>Baugrund.....</b>	<b>4</b>
2.1	Baugrundaufbau .....	4
2.1.1	Deichvorland .....	4
2.1.2	Deichhinterland .....	5
2.1.3	Vorhandener Deich .....	6
2.1.4	Mobile Hochwasserschutzwand/Spundwand .....	6
2.2	Baugrundbeurteilung.....	6
2.2.1	Dichtende Deckschichten.....	6
2.2.2	Terrassensande und -kiese.....	8
2.3	Maßgebende Bodenkenngrößen.....	9
<b>3.</b>	<b>Grundwasserverhältnisse .....</b>	<b>11</b>
<b>4.</b>	<b>Ergebnisse der chemischen Analysen .....</b>	<b>12</b>
<b>5.</b>	<b>Deichplanung und Trassenführung .....</b>	<b>12</b>
<b>6.</b>	<b>Standsicherheitsuntersuchungen .....</b>	<b>14</b>
6.1	Nachweisführung .....	14
6.2	Berechnungsgrundlage .....	16
6.3	Materialkennwerte (Charakteristische Bodenkennwerte) .....	16
6.4	Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen .....	17
6.5	Aufbruchsicherheit der Flutlehmdecke .....	18
6.6	Rückschreitende Erosion/Suffosion .....	21
6.7	Gebrauchstauglichkeit .....	23
<b>7.</b>	<b>Erdbautechnische Richtlinien.....</b>	<b>24</b>
7.1	Herrichten des Deichlagers .....	24
7.2	Einbauen und Verdichten der Deichbaustoffe .....	25
<b>8.</b>	<b>Qualitätssicherung .....</b>	<b>25</b>
<b>9.</b>	<b>Schlussbemerkungen.....</b>	<b>25</b>



## Anlagenverzeichnis

Anlage 1:	Bohrplan 1 : 1.000
Anlage 2/1 – 2/9:	Bohrprofile und Widerstandslinien 1 : 100
Anlage 3:	Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche
Anlage 4:	Ergebnisse der chemischen Analysen an aufgeschütteten Böden
Anlage 5:	Ausgabeplots der durchgeführten Standsicherheitsberechnungen

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Zusammenstellung der charakteristischen Bodenkenngrößen.....	11
Tabelle 2: Einwirkungen und Bemessungssituationen.....	15
Tabelle 3: Charakteristische Bodenkennwerte zur Berechnung der Standsicherheit.....	16
Tabelle 4: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen.....	17
Tabelle 5: Aufbruchsicherheit der Flutlehmdecke.....	20
Tabelle 6: Zulässiger Kontrollgradient $i_k$ nach Chugaev.....	22
Tabelle 7: Vorhandene hydraulische Gradienten.....	22

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Körnungsband Flutlehm.....	7
Abbildung 2: Körnungsband verlehnte Sande.....	8
Abbildung 3: Körnungsband der Terrassensande und -kiese.....	9
Abbildung 5: Regelprofil Variante 4 – HW-Schutzwand.....	13
Abbildung 4: Regelprofil Variante 4 - Erddeich.....	14
Abbildung 6: Versagensmechanismus hydraulischer Grundbruch.....	18
Abbildung 7: Erosionsgrundbruch.....	21



## 1. Vorbemerkungen

### 1.1 Vorgang und Aufgabenstellung

Die Stadtentwässerungsbetriebe Düsseldorf (SEBD) planen die Schließung der Deichlücke in der Ortslage Himmelgeist (3. Bereich) zwischen Rhein-km 730,0 und 730,7. Der derzeitige Hochwasserschutz wird auf einem kleinen Streckenabschnitt durch die Himmelgeister Straße, zum größten Teil jedoch durch einen Erddeich mit geringer Höhe bis  $h = \text{ca. } 1,20 \text{ m}$  gebildet. Der Erddeich verläuft entlang der rheinseitigen Grundstücksgrenzen der Bebauungen an der Himmelgeister Landstraße. Die vorhandene Deichkrone liegt heute um  $\text{ca. } 0,37 \dots 0,77 \text{ m}$  unterhalb des maßgebenden Wasserspiegels zu  $\text{BHQ}_{2004}$  und weist auf dem gesamten Streckenabschnitt eine Minderhöhe auf. Ein ausreichender Hochwasserschutz ist damit z. Zt. nicht gegeben. Ein Neubau der Hochwasserschutzanlage ist dringend erforderlich.

Im Streckenabschnitt des 3. Bereiches in Himmelgeist wurden bereits in den Jahren 1981 bis 1987 von der Ingenieur Consult Geotechnik Leonhardt-Veith und Partner GbR (ICG), Düsseldorf, Baugrunduntersuchungen durchgeführt. Diese Baugrundaufschlüsse wurden unter Berücksichtigung der damaligen Planungsvorgaben im Rasterabstand von  $\text{ca. } 100 \text{ m}$  parallel zum Rheinufer bis  $\text{ca. } 50 \text{ m}$  vom Rheinufer entfernt und auf der Deichkrone des vorhandenen Erddeiches niedergebracht.

Im Zuge der Vorplanung hat die Borchert Ingenieure als ARGE-Partner ergänzende geotechnische Untersuchungen und Standsicherheitsberechnungen für die seinerzeit geplanten Trassenvarianten 1 bis 5 durchgeführt. Die Ergebnisse dieser ergänzenden geotechnischen Untersuchungen im Zuge der Vorplanung wurden im Baugrundgutachten 6028/40 vom 09.03.2011 dokumentiert. Unter Abwägung aller Vor- und Nachteile hat sich aus planerischer Sicht die Variante 4 als Vorzugsvariante herauskristallisiert.

Im Zuge der Entwurfs- und Genehmigungsplanung für diese Vorzugsvariante 4 wurden weitere ergänzende Baugrunduntersuchungen zur Verdichtung des Erkundungsrasters entsprechend den Vorgaben der Regelwerke erforderlich. Des Weiteren mussten die Standsicherheitsberechnungen auf den aktuellen Stand der Regelwerke auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzeptes aktualisiert werden. Zur Erlangung ausreichender Planungssicherheit wurden eine



Vervollständigung des Erkundungsrasters auf einen Rasterabstand von 100 m für die Trassenvariante 4 und ergänzende Baugrunduntersuchung in der geplanten Achse der Hochwasserschutzwand/Spundwandtrasse im Rasterabstand von 50 m mittels Rammsondierungen erforderlich.

Die Ergebnisse dieser ergänzenden geotechnischen Untersuchungen und Standsicherheitsberechnungen werden im vorliegenden Baugrundgutachten zur Entwurfs- und Genehmigungsplanung dokumentiert und bewertet. Das vorliegende Baugrundgutachten ist eine Ergänzung zum Baugrundgutachten 6028/40 vom 09.03.2011.

## 1.2 Vorhandene Unterlagen

### Geotechnische Unterlagen:

[U1] Baugrundbericht der ICG Düsseldorf vom Juni 1999, Bearbeitungsnummer 8819

[U2] Baugrundgutachten der Borchert Ingenieure vom 09.03.2011, Projekt-Nr. 6028/40

### Planungsunterlagen Bestand:

[U3] Luftbildaufnahme des Planungsgebietes

[U4] 2 Lagepläne, M. = 1 : 1.000

[U5] Querprofile QP1 bis QP 6, M. 1 : 100/100, STAT 0+000 bis STAT 0+800, Planungsstand März 2015

### Planungsunterlagen Entwurfs- und Genehmigungsplanung:

[U6] Lageplan Variante 4, M. 1 : 1000, Planungsstand Februar 2011

[U7] Querprofile Variante 4, Planungsstand Februar 2011

[U8] Längsschnitt Variante 4, M. = 1 : 500 / 1 : 50, Planungsstand Februar 2011

[U9] Regelprofil Variante 4, M. = 1 : 100 / 1 : 25, Planungsstand Februar 2011



[U10] Technische Regelwerke:

DIN 1054 (12/2010)

DIN 4020 (12/2010)

DIN 4084 (Entwurf 11/2009)

DIN 19 712 (01/2013)

DVWK-Merkblatt M 507-1 (12/2011)

### 1.3 Ergänzende Untersuchungen

Ergänzend zu den vorliegenden Untersuchungsergebnissen der Baugrunderkundungskampagne von März bis Mai 2009 wurden für die Entwurfs- und Genehmigungsplanung auftragsgemäß im Zeitraum vom 12.02. bis 10.03 2015 insgesamt folgende Untersuchungen durchgeführt:

#### **Mobile Hochwasserschutzwand/Spundwand:**

- **12 Sondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH)** mit Sondiertiefen zwischen 10,0 m und 11,0 m unter Geländeoberfläche (GOF)

#### **Deichbereich und Deichvorland:**

- **13 Kleinrammbohrungen (KRB)** mit Aufschlusstiefen zwischen 3,0 m und 5,0 m unter Geländeoberfläche (GOF)
- **11 Sondierungen mit der mittelschweren Rammsonde (DPM)** mit Sondiertiefen zwischen 2,7 m und 5,0 m unter Geländeoberfläche (GOF)
- **17 Bodenproben** für weitere bodenmechanische Laborversuche
  - zur Bestimmung des Wassergehaltes nach DIN 18.121
  - der Korngrößenverteilung nach DIN 18.123.

Die Aufschlussstellen wurden vom Bohrtrupp der Borchert Ingenieure lage- und höhenmäßig mit GPS-System Leica 1200 (Messbereichtoleranz  $\pm 1 - 2$  cm) eingemessen. Die Lage der Aufschlussstellen aller Erkundungskampagnen sind im Bohrplan der Anlage 1 dargestellt. Die Lage der vorhandenen Baugrundaufschlüsse der ICG sind in der Anlage 1 ebenfalls eingetragen. Die Ergebnisse der vorhandenen Baugrunduntersuchung ICG und der durchgeführten Baugrunduntersuchungen der Borchert Ingenieure sind in den Anlagen 2/1 bis 2/9 in Form von



Bohrprofilen und Widerstandslinien zeichnerisch dargestellt. Die Anlage 3 enthält die Zusammenstellung aller Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche. In der Anlage 4 sind die Ergebnisse der chemischen Analysen zusammengestellt. Die Ausgabeplots der durchgeführten aktuellen Standsicherheitsberechnungen sind der Anlage 5 zu entnehmen.

## **2. Baugrund**

### **2.1 Baugrundaufbau**

#### **2.1.1 Deichvorland**

Im Deichvorland befinden sich Wiesenflächen und landwirtschaftliche Nutzflächen. Das Rheinufer ist mit einer Basaltsteinlage befestigt.

Die Geländeoberfläche ist mit einer ca. 0,15...0,50 m dicken Mutterbodenschicht (Ackerkrume bzw. Grasnarbe) abgedeckt.

Unterhalb der Mutterbodenabdeckung folgen die Böden der Flutlehmdecke (stark sandige Schluffe und stark schluffige tonige Sande), die bis in ca. 0,70...1,30 m Tiefe erbohrt wurden und Schichtmächtigkeiten im Allgemeinen zwischen  $d = \text{ca. } 0,30 \dots 1,20 \text{ m}$  aufweisen. Örtlich, insbesondere am Bauanfang, sind die oberflächennahen Flutlehm Böden stark sandig ausgebildet und halten hier bis ca. 1,10...2,00 m Tiefe unter Bohransatz durch. Diese sandig ausgebildeten Böden weisen noch Feinkornanteile ( $\text{Korn-}\varnothing < 0,06 \text{ mm}$ ) mit  $a_{\text{FK}} = \text{ca. } 30 \dots 42 \text{ Gew.}\%$  auf und wirken damit aufgrund ihrer gegenüber den unterlagernden sandigen Böden deutlich geringeren Wasserdurchlässigkeit als dichtendes Element.

Unterhalb dieser Böden der Flutlehmdecke folgen Fein- bis Mittelsande, die unterhalb ihres Schichtenhauptes örtlich noch schwach schluffig ausgebildet sind und bis in ca. 1,00...3,00 m Tiefe unter GOF durchhalten. An einigen Aufschlussstellen, insbesondere in den ufernahen Bereichen und dem Deichvorland, sind diese sandigen Zwischenschichten nicht erbohrt worden, so dass die Böden der Flutlehmdecke hier unmittelbar dem sandig-kiesigen Terrassenböden aufliegen.



Unterhalb der o. g. Bodenbildungen folgen bis zur Endteufe der Bohrungen die sandig-kiesigen Böden der Niederterrasse (stark sandiger Kies und kiesiger Sand), die örtlich schwach schluffig ausgebildet sein können.

## 2.1.2 Deichhinterland

Im derzeitigen Deichhinterland befinden sich Privatgrundstücke und zum Planungsende hin das Gelände des Wasserwerkes Flehe sowie landwirtschaftliche Nutzflächen. Auf dem eingezäunten Gelände des Wasserwerkes Flehes befindet sich ein Wald.

Im Bereich der Privatgrundstücke ist die Geländeoberfläche mit einer Mutterbodendecke von ca. 0,10...0,40 m abgedeckt. Im Bereich des übrigen Geländes beträgt die Mutterbodendecke ca. 0,15...0,50 m.

Unterhalb der Mutterbodenabdeckung sind bindige Böden des Flutlehmes bis in ca. 0,85...2,00 m Tiefe unter GOF erbohrt worden. An den meisten Aufschlussstellen weist die Flutlehmdecke eine Schichtmächtigkeit von ca. 1 m auf.

Angeschüttete Böden sind örtlich im Bereich eines Privatgrundstückes (RKS 8) aus sandig-kiesigen Böden vorhanden. Im Bereich der Aufschlussstellen RKS 13 und RKS 15 sind Anschüttungen mit Fremd Beimengungen aus Aschen bis in ca. 0,50...1,00 m Tiefe erbohrt worden. Unterhalb der o. g. Bodenbildungen folgen Fein- bis Mittelsande, die örtlich schwach schluffig bis schluffig ausgebildet sind und Mächtigkeiten von  $d = \text{ca. } 0,60 \text{ m}$  bis  $d > 1,0 \text{ m}$  aufweisen. Die verlehmtten Sande können aufgrund ihrer bindigen Anteile und der damit verbundenen geringen Wasserdurchlässigkeit der abdichtenden Decklehmschicht gegenüber den durchlässigen sandig-kiesigen Terrassenböden zugeordnet werden.

Die sandige Zwischenschicht ist wie auch im Vorland nicht an jeder Aufschlussstelle erbohrt worden. Zur Endteufe der Bohrungen folgen auch hier die sandig-kiesigen Böden der Niederterrasse des Rheins.



### 2.1.3 Vorhandener Deich

Nach den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung der ICG besteht der vorhandene Deich aus sandigen und tonigen Schluffen und ist homogen aufgebaut.

Unterhalb des Deichlagers sind durchgehend die bindigen Böden des Flutlehmes mit Mächtigkeiten zwischen  $d = \text{ca. } 0,60 \dots 1,10 \text{ m}$  erbohrt worden. Diese liegen wiederum sandigen Böden geringer Mächtigkeit oder bereits den sandig-kiesigen Terrassenböden auf.

### 2.1.4 Mobile Hochwasserschutzwand/Spundwand

Zwischen STAT 0+000 und STAT 0+530 ist eine geringere Deichhöhe geplant. Die fehlende Höhe bis zum Schutzziel einschließlich Freibord soll mit mobilen Hochwasserschutzelementen geschlossen werden.

Nach dem Ergebnis der Rammsondierung sind im den aufgeschlossenen Tiefenbereich bis 10,0 m in den sandig-kiesigen Terrassenböden im Allgemeinen Schlagzahlen  $N_{10} = \text{ca. } 10 \dots 15$ , teilweise  $N_{10} = \text{ca. } 20$ , gemessen worden. Aus diesen Sondierwiderständen kann eine Lagerungsdichte  $D = \text{ca. } 0,61 \dots 0,85$  abgeleitet werden, die bereits auf eine dichte Lagerung (dicht:  $D > 0,5$ ) der sandig-kiesigen Böden hinweisen. Örtlich sind in unterschiedlich Tiefen teilweise sprunghaft ansteigende Schlagzahlen  $N_{10} = \text{ca. } 40$  und  $N_{10} = \text{ca. } 50$  gemessen worden, die auf eine schichtenweise sehr dichte Lagerung bzw. auf eine grobe Körnung mit steinigen Einlagen schließen lassen.

## 2.2 Baugrundbeurteilung

### 2.2.1 Dichtende Deckschichten

#### Flutlehme:

Die Kornzusammensetzung der Flutlehme schwankt zwischen einem stark sandigen Schluff und einem tonigen und schluffigen Sand. Der Feinkornanteil dieser ausgeprägten Flutlehme liegt bei  $a_{FK} = \text{ca. } 40 \dots 60 \text{ Gew.-%}$ .

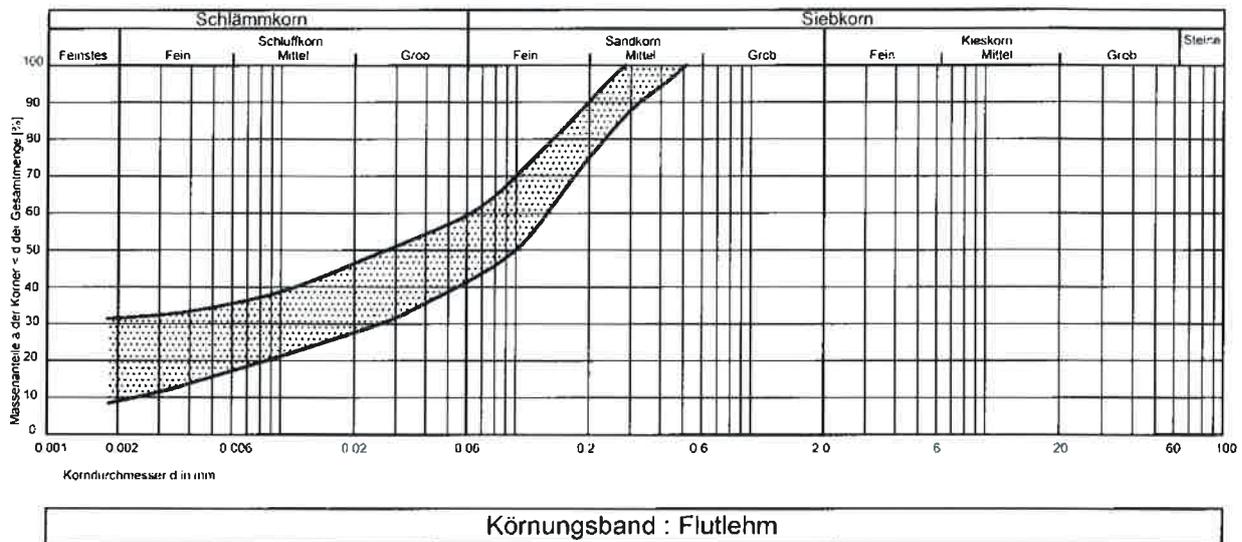


Abbildung 1 : Körnungsband Flutlehm

Innerhalb dieses Schichtenpaketes sind mit der mittelschweren Rammsonde Schlagzahlen  $N_{10, DPM} = \text{ca. } 4 \dots 6$  repräsentativ, aus denen Druckfestigkeiten  $q_u = \text{ca. } 0,12 \dots 0,16 \text{ MN/m}^2$  abgeleitet werden können. Die bindigen Böden weisen nach den Ergebnissen der Rammsondierungen eine durchgehend steife Zustandsform auf. Dies deckt sich auch mit den Bohrkernansprachen vor Ort.

### Verlehnte Sande:

Die Kornzusammensetzung dieser verlehnten Sande schwankt zwischen einem schwach tonigen schluffigen Sand und schluffigen feinsandigen Mittelsanden. Bei einem vorhandenen Feinkornanteil (Korn- $\varnothing < 0,06 \text{ mm}$ )  $a_{FK} = \text{ca. } 20 \dots 42 \text{ Gew.-%}$  weisen die verlehnten Sande ein gegenüber den sandig-kiesigen Terrassenböden deutlich geringere Wasserdurchlässigkeit auf und sind daher den abdichtenden Böden der Decklehmschicht zuzuordnen.

Da es sich bei einem Hochwasserereignis um einen temporären und instationären Zustand handelt, tritt aufgrund der großen Durchlässigkeitsunterschiede zwischen diesen verlehnten Sanden und den sandig-kiesigen Terrassenböden ( $\Delta k \gg 100$ ) eine Durchströmung nicht ein. Die verlehnten Sande können daher auch unter diesem Aspekt als dichtend angesehen werden.



Innerhalb dieses Schichtenpaketes sind mit der mittelschweren Rammsonde Schlagzahlen  $N_{10,DPM} = \text{ca. } 5$  repräsentativ, aus denen eine Lagerungsdichte  $D = \text{ca. } 0,38$  abgeleitet werden kann. Die anstehenden verlehnten Sande sind durchgehend mitteldicht gelagert.

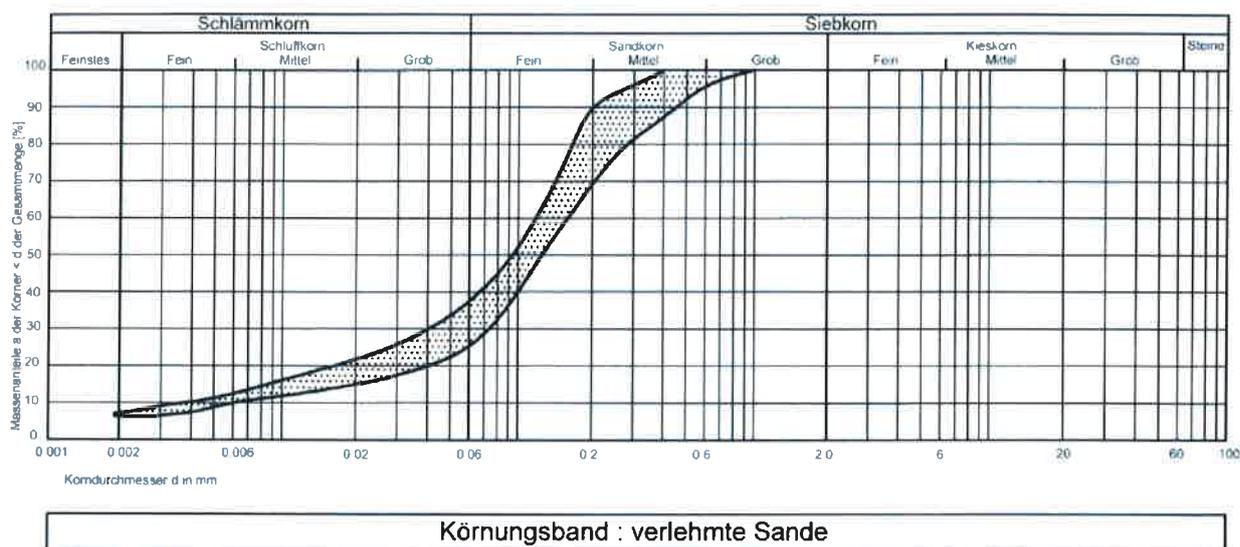
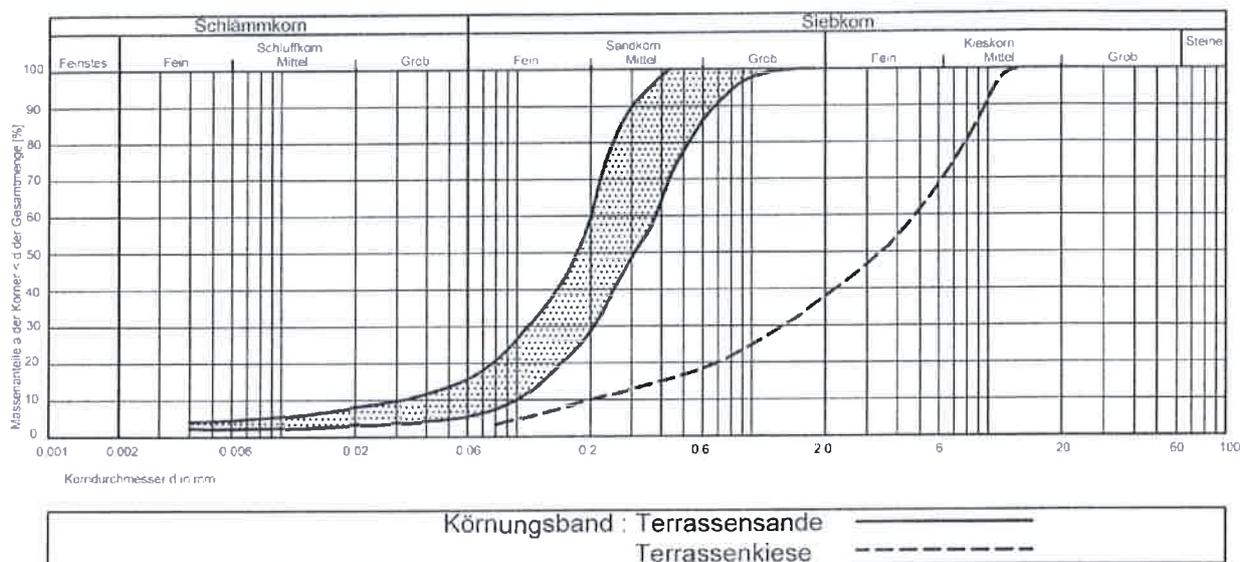


Abbildung 2: Körnungsband verlehnte Sande

## 2.2.2 Terrassensande und -kiese

Die im aufgeschlossenen Tiefenbereich anstehenden Sande bestehen ihrer Kornzusammensetzung nach überwiegend aus schwach schluffigen, mittelsandigen bis stark mittelsandigen Feinsanden, die örtlich schwach grobsandig ausgebildet sind. Der Feinkornanteil (Korn- $\varnothing < 0,06$  mm) dieser Sande schwankt zwischen  $a_{FK} = \text{ca. } 4 \dots 16$  Gew.-%.

Die aufgeschlossenen sandig-kiesigen Terrassenböden schwanken ihrer Kornzusammensetzung nach zwischen einem sandigen bis stark sandigen und örtlich schwach schluffigem Kies.



**Abbildung 3: Körnungsband der Terrassensande und -kiese**

Innerhalb der **sandigen Böden** sind Schlagzahlen  $N_{10,DPM} = \text{ca. } 8 \dots 10$  repräsentativ, aus denen eine Lagerungsdichte  $D = 0,48 \dots 0,53$  abgeleitet werden kann, die auf eine durchgehend mittel-dichte Lagerung schließen lassen.

Innerhalb der **kiesigen Böden** der Niederterrasse sind im Allgemeinen Schlagzahlen  $N_{10,DPM} = 10 \dots 20$  bzw.  $N_{10,DPH} = 10 \dots 20$  repräsentativ, aus denen Lagerungsdichten  $D = 0,55 \dots 0,85$  abgeleitet werden können, die auf eine dichte bis sehr dichte Lagerung hinweisen. Örtlich sind mit der schweren Rammsonde in unterschiedlichen Tiefenbereichen Rammspitzen mit  $N_{10} > 30 \dots 40$  gemessen worden, die auf eine sehr dichte Lage bzw. grobkörnige Ausbildung schließen lassen. Dies ist beim Einbringen von vertikalen Elementen wie z. B. Spundbohlen zu berücksichtigen, weil je nach Einbringverfahren Erschwernisse auftreten können.

## 2.3 Maßgebende Bodenkenngrößen

Nach der Auswertung der Sondierergebnisse können für die an den Aufschlusspunkten durchörterten Böden die in der Tabelle 1 zusammengestellten charakteristischen Bodenkenngrößen angesetzt werden. Diese beschreiben die mechanischen Eigenschaften der anstehenden Böden im ungestörten Lagerungszustand. In den Fällen, in denen keine auswertbaren



Versuchs- bzw. Untersuchungsergebnisse zur Verfügung standen, sind die Kennwerte anhand der Angaben im Fachschrifttum (z. B. DIN 1055, Teil 2) und/oder empirisch abgeschätzt worden.

Die in Tabelle 1 angegebenen charakteristischen Bodenkenngrößen sind auch für die Bemessung von Baugrubenverbauen bzw. die Ermittlung des Erddruckes maßgebend, sofern nicht die Kenngrößen der Arbeitsraumverfüllungen herangezogen werden müssen.

In Tabelle 1 sind außerdem die nach den Klassifizierungsrichtlinien der DIN 18.300 (siehe VOB, Teil C) sich ergebenden Bodenklassen angegeben. Die Böden der Klasse 4 sind wasser- und bewegungsempfindlich. Dies ist bei den Erdarbeiten zu berücksichtigen.

Die wasser- und bewegungsempfindlichen Böden der Klasse 4 erfahren eine Verschlechterung ihrer Zustandsform, sobald sie im wassergesättigten Zustand äußeren Einwirkungen unterliegen. In der Regel genügt bereits das Begehen, um eine Verschlechterung der Zustandsform herbeizuführen. Bei einer Konsistenzzahl  $i_c \leq 0,5$  ist die Klasse 2 (fließende Bodenarten) zutreffend. Ein in den Böden der Klasse 4 angelegtes Planum muss daher bei ungünstigen Grundwasser- bzw. Witterungsbedingungen oder wenn die Baugruben längere Zeit offen stehen müssen, witterungs- und begehungsfest stabilisiert werden.



Bodenart	Wichten $\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungs- winkel $\varphi_k$ [°]	Kohäsion $c_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bodenklasse nach DIN 18.300	Bodenklasse nach DIN 18.301
<b>Flutlehme:</b> Schluff, feinsandig, tonig steife Zustandsform	19,5/9,5	25	10	10...15	4	BB 2
<b>Verlehnte Sande:</b> Fein- bis Mittelsande, schluffig mitteldicht gelagert	19,5/10	32,5	5	25...35	4	BN 1 – BN 2
<b>Terrassensande und - kiese:</b> Feinsand, mittelsan- dig, z. T. grobsandig, schwach schluffig mitteldicht gelagert	19/10	35	-	30...50	3...4	BN 1
Kies, stark sandig, z. T. schwach schluffig dicht gelagert	21/12	37,5	-	80...110	3*)	BS 1 – BS 2

\*) bei Grobkorn > 63 mm, BKL 5...6

**Tabelle 1: Zusammenstellung der charakteristischen Bodenkenngrößen und Bodenklassen**

In der neuen DIN 18.300 (08/2015) werden die Böden nach bodenmechanischen Parametern in Homogenbereiche eingestuft. Der Flutlehm ist in den Homogenbereich S1, die Terrassensande und -kiese in den Homogenbereich S3 einzustufen. Eine detailliertere Beschreibung sollte im Zuge der Ausführungsplanung vorgenommen werden.

### 3. Grundwasserverhältnisse

Die durchörterten sandigen und sandig kiesigen Böden waren zum Zeitpunkt der Felduntersuchungen im Frühjahr 2009 und der jetzigen Erkundungskampagne Februar/März 2015 bis in den aufgeschlossenen tiefen Bereich nicht durch Grundwassereinstau vernässt.

Lediglich im Bereich der Aufschlussstelle RKS 8 waren die oberflächennah anstehenden angeschütteten sandig-kiesigen Böden (Privatgrundstück) im Tiefenbereich 0,25...1,20 m vernässt.



Wir gehen davon aus, dass das benachbarte Wasserwerk Flehe in der näheren Umgebung Grundwasserbeobachtungspegel unterhält. Wir empfehlen im Zuge der Amtshilfe weitere Informationen über den Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels beim Wasserwerk Flehe oder bei der Unteren Wasserbehörde bzw. dem Landesgrundwasserdienst einzuholen. Die Grundwasserstände werden auch von Grundwasserentnahmen des Wasserwerkes künstlich beeinflusst.

#### **4. Ergebnisse der chemischen Analysen**

Die aufgeschlossenen gewachsenen Böden waren organoleptisch unauffällig, so dass für diese Schichten keine weiteren chemischen Analysen veranlasst wurden.

Aus den im Bereich der Aufschlussstelle RKS 13 oberflächennah angetroffenen angeschütteten Böden wurde eine Bodenprobe aus dem Tiefenbereich 0,30...1,00 m für weitere chemische Analysen nach den Richtlinien der LAGA der SEWA Laborbetriebsges. mbH, Essen, übergeben.

Nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen ist an der untersuchten Probe, obwohl diese organoleptisch wenig auffällig war, ein deutlich erhöhter PAK-Gehalt im Feststoff mit 35 mg/kg gemessen worden, der über dem Zuordnungswert Z 2 (20 mg/kg) der LAGA liegt. Leicht erhöhte Bestandteile sind bei Blei, Zink und Cadmium gemessen worden, die den Zuordnungswert Z 1.1 bzw. Z 1.2 einhalten. Alle übrigen Parameter halten den Zuordnungswert Z 0 der LAGA ein.

Aufgrund der innerhalb der Anschüttung festgestellten hohen PAK-Gehalte (Einzelwerte) können erhöhten Entsorgungskosten auftreten. Wir empfehlen, im Zuge der Ausführungsplanung durch weitere ergänzende Bohrungen diesen Bereich durch ergänzende chemische Analysen einzugrenzen.

#### **5. Deichplanung und Trassenführung**

Der vorhandene Banndeich weist mit seiner derzeitigen Deichkrone ein Fehlmaß von ca. 0,37...0,77 m bezogen auf den Wasserspiegel zu BHQ<sub>2004</sub> auf.



Die neue Deichplanung sieht eine Deichkronenhöhe vom Wasserspiegel zu  $BHQ_{2004} + 1,0$  m Freibord vor. Im geplanten Sanierungsabschnitt liegt der Wasserspiegel zu  $BHQ_{2004}$  auf folgenden Niveaus:

Rhein-km 730,0 (STAT 0+000): +39,07 m NN

Rhein-km 730,7 (STAT 0+850): +38,93 m NN.

Aus der Vorentwurfsplanung hat sich die Variante 4 als Vorzugsvariante herauskristallisiert.

Der Hochwasserschutz der Variante 4 wird zwischen STAT 0+000 und STAT 0+530 unter Berücksichtigung der Sichtbeziehung der Anwohner mit einer geringeren Deichhöhe geplant. Die Breite der Aufstandsfläche beträgt nur ca. 15 m, mit land- und wasserseitigen Böschungsneigung 1 (V):3,5 (H). Die Fehlhöhe bis zum ausreichenden Hochwasserschutz einschließlich Freibord von 1,0 m wird durch eine mobile Hochwasserschutzwand, die auf einer Spundwand gegründet ist, ausgeglichen.

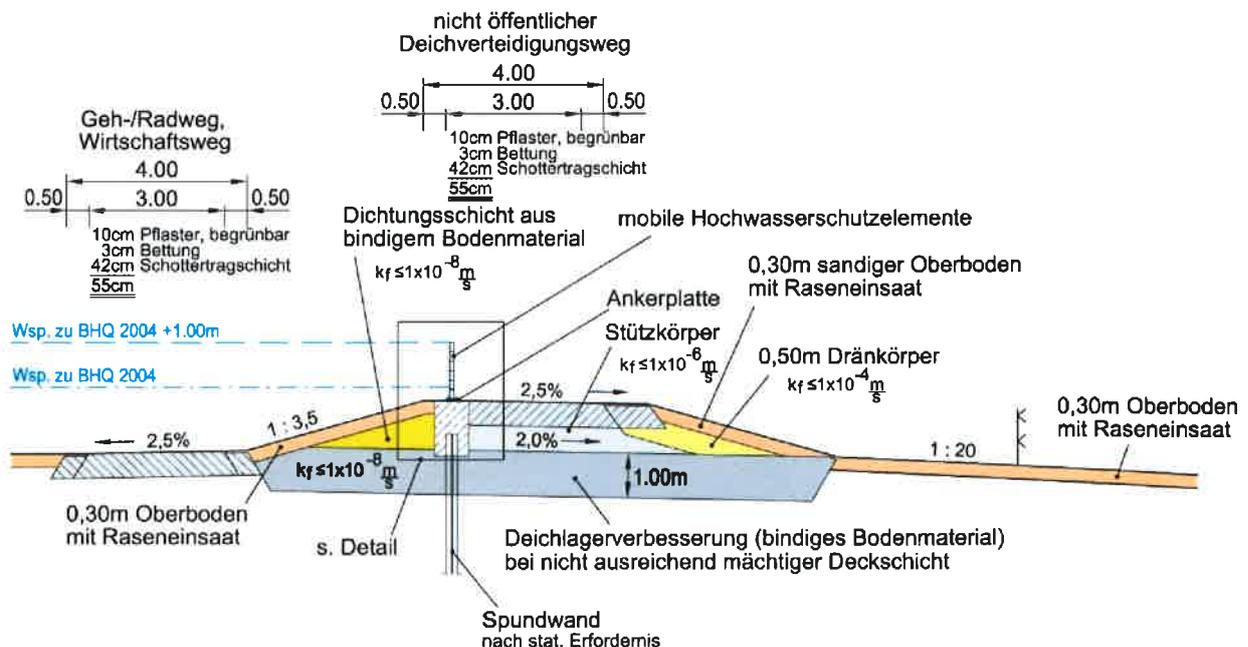
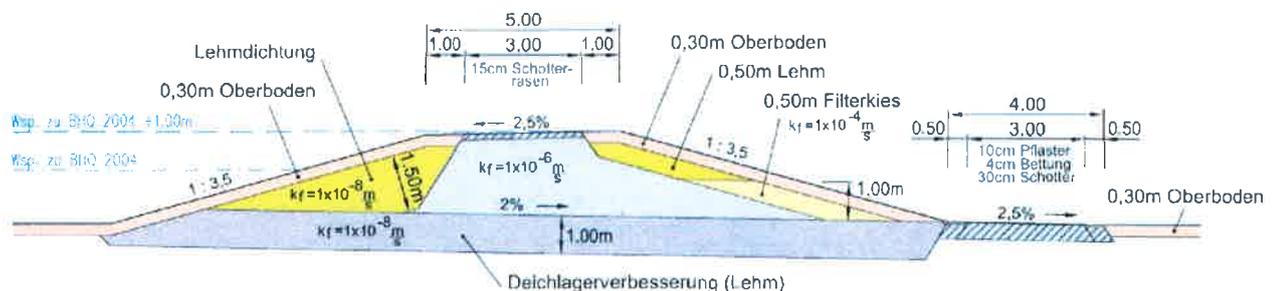


Abbildung 4: Regelprofil Variante 4 – HW-Schutzwand



Ab STAT 0+530 bis zu STAT 0+817 ist eine Rückverlegung der Deichtrasse geplant. In diesem Streckenabschnitt wird der neue Banndeich als 3-Zonen-Deich ausgeführt. In Anlehnung an das Regelprofil der Bezirksregierung Düsseldorf ist eine Kronenbreite mit 5,0 m vorgesehen. Die neue Deichhöhe des Erddeiches beträgt  $H = \text{ca. } 3,10 \dots 3,20 \text{ m}$ . Die land- und wasserseitigen Deichböschungen sollen eine Neigung  $1 \text{ (V)} : 3,5 \text{ (H)}$  erhalten. Der Deichverteidigungsweg wird zwischen STAT 0+530 bis zur Himmelgeister Landstraße parallel zum landseitigen Deichfuß geführt, im weiteren Streckenabschnitt bis Bauende übernimmt die Himmelgeister Landstraße die Funktion des Deichverteidigungsweges.



**Abbildung 5: Regelprofil Variante 4 - Erddeich**

## 6. Standsicherheitsuntersuchungen

### 6.1 Nachweisführung

Die untersuchten Deichanlagen im 3. Bereich sind nach DIN 19.712 und DWA-Merkblatt 507-1 aufgrund ihres hohen Schadenpotentials (unmittelbar angrenzende landseitige Bebauung) und einer Deichhöhe von  $H \geq 3 \text{ m}$  in die Klasse I (geotechnische Kategorie GK 3) einzustufen. Die Bemessungssituationen von Deichen bestimmt sich über

- **Ständige Einwirkungen:**
- Eigenlast
  - Auflast
  - Erddruck



- **Veränderliche Einwirkungen:**
  - Bemessungshochwasser BHQ
  - Beanspruchung durch schnell fallenden Wasserstand aus der BHQ
  - Verkehrslasten
  
- **Außergewöhnliche Einwirkungen:**
  - Bordvoller Wasserstand
  - Ausfall von Dichtungen
  - Ausfall von Dräns.

Für die Standsicherheitsuntersuchungen sind im vorliegenden Fall folgende Bemessungssituationen für die einzelnen Querschnittsteile zu untersuchen.

	Einwirkung	Bemessungssituation			
		BS-P (Hochwasserzustand)		BS-A (besondere Belastungen und Situationen)	
		P.1	P.2	A.1	A.2
ständige	Eigenlasten und Auflasten	X	X	X	X
	Verkehrslasten	X	X	X	X
veränderliche	Beanspruchung durch BHW <sub>2004</sub>	X			X
	Beanspruchungen durch aus BHW <sub>2004</sub> fallenden Wasserspiegel		X		
außergewöhnliche	Beanspruchungen durch Wasserstand „bordvoll“			X	
	Beanspruchungen infolge Versagen von Dichtungen bzw. Dräns				X

**Tabelle 2: Einwirkungen und Bemessungssituationen**



## 6.2 Berechnungsgrundlage

Die durchgeführten Berechnungen werden nach dem Teilsicherheitskonzept der DIN 1054 durchgeführt. Gemäß DIN 1054 ist eine ausreichende Sicherheit dann gegeben, wenn die (mit den Teilsicherheitsbeiwerten des jeweiligen Grenzzustandes multiplizierten) Einwirkungen kleiner sind als die Widerstände, die das System diesen Einwirkungen entgegenbringt ( $E_d \leq R_d$ ). Der Quotient aus Einwirkung (E) und Widerstand (R) wird auch als **Ausnutzungsgrad**  $\mu$  bezeichnet und muss bei standsicheren Böschungen  $\leq 1$  sein:

$$E_d \leq R_d \quad = \frac{E_d}{R_d} = \text{Ausnutzungsgrad } \mu \leq 1$$

Zur Ermittlung der Bemessungswerte der Widerstände ( $R_d$ ) werden die charakteristischen Werte der Scherparameter  $\varphi_k$  und  $c_k$  durch die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma$  für den jeweiligen Grenzzustand abgemindert. Analog wird für die Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkungen ( $E_d$ ) verfahren.

## 6.3 Materialkennwerte (Charakteristische Bodenkennwerte)

Die angesetzten charakteristischen Bodenkennwerte für die Standsicherheitsberechnung können der folgenden Tabelle entnommen werden:

Querschnittselemente/ Baugrund	Wichte $\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi_k$ [%]	Kohäsion $c_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
wasserseitige Dichtung	20/10	25	5 (0)
sandiger Stützkörper	19/10	32,5	-
Filterberme aus Kiessand	20/11	35,0	-
Flutlehme	19,5/9,5	25	10
Verlehmte Sande	19,5/10	32,5	5
Terrassensande/-kiese	21/11	37,5	-

**Tabelle 3: Charakteristische Bodenkennwerte zur Berechnung der Standsicherheit**



Es wird nach den Untersuchungsergebnissen unterstellt, dass unterhalb des hergerichteten Deichlagers die bindigen Flutlehm Böden mit einer mittleren Mächtigkeit  $d = \text{ca. } 1,00 \text{ m}$  anstehen und darunter die verlehnten Sande mit einer mittleren Mächtigkeit  $d = \text{ca. } 1,00 \text{ m}$ . Darunter folgen die dicht gelagerten Terrassensande- und Kiese.

## 6.4 Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen

Die Standsicherheitsuntersuchungen für die o. g. maßgebenden Lastfälle wurden mit dem Programm Stability der GGU, Braunschweig, durchgeführt. Die Standsicherheitsuntersuchungen wurden für die Deichhöhe  $\max H = \text{ca. } 3,20 \text{ m}$  (STAT ca. 0+670 bis STAT 0+725) durchgeführt. Ferner liegen den Standsicherheitsberechnungen folgende Annahmen zugrunde:

- Die Verkehrslast auf der Deichkrone beträgt  $p = 10 \text{ kN/m}^2$ .
- Eine landseitige Auflastberme mit Deichverteidigungsweg wird nicht berücksichtigt, da die Deichplanung einen Deichverteidigungsweg landseits des Banndeiches etwa auf vorhandenem Geländeniveau vorsieht.
- Freibordmaß  $1,0 \text{ m}$

Die Standsicherheitsberechnungen führten zu den in der folgenden Tabelle zusammengestellten Ausnutzungsgraden:

Bemessungssituation	Ausnutzungsgrade $\max \mu [-]$
P.1	0,60
P.2	0,84
A.1	0,91
A.2	0,90

**Tabelle 4: Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen**

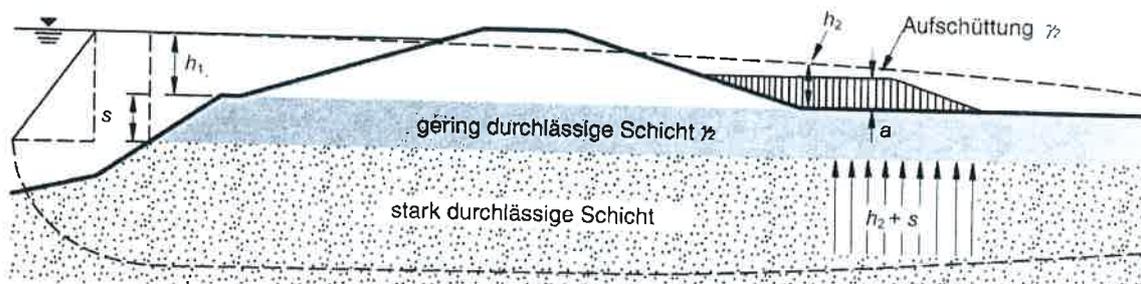


Ausnutzungsgrade  $\mu < 1,0$  stellen eine ausreichende Standsicherheit dar.

Der geplante neue Banndeich in der geplanten Querschnittsgeometrie ist für die untersuchten maßgebenden Bemessungssituationen ausreichend standsicher.

## 6.5 Aufbruchsisicherheit der Flutlehmdecke

Ein hydraulischer Grundbruch kann auftreten, wenn die unter dem Deich anstehende Deckschicht (Flutlehm-/Auelehmschicht) aufbricht. Dies ist möglich, wenn der sich im Hochwasserfall unterhalb der bindigen Deckschicht am landseitigen Deichfuß einstellende Wasserdruck größer ist, als die Auflast durch das Gewicht der Decklehmschicht.



**Abbildung 6: Versagensmechanismus hydraulischer Grundbruch**

Die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist gewährleistet, wenn folgende Gleichung (mit Teilsicherheitsbeiwerten für den Grenzzustand GZ 1a) eingehalten ist.

$$\gamma_W \cdot (h_2 + s) \cdot \gamma_{G,dst} \leq (s \cdot \gamma_1 + a_{\text{erf}} \cdot \gamma_2) \cdot \gamma_{G,stb}$$

Teilsicherheitsbeiwerte :  $\gamma_{G, stb} = 0,95$

$\gamma_{G, dst} = 1,05$

Daraus folgt für die erforderliche Höhe der Auflastberme:

$$a_{\text{erf}} = \gamma_W / \gamma_2 \cdot \gamma_{a,dst} / \gamma_{a,stb} \cdot (h_2 + s) - \gamma_1 / \gamma_2 \cdot s$$



Für den Nachweis der Auftriebssicherheit wird im vorliegenden Fall aufgrund des rheinnahen Deiches ein Abbau des hydrostatischen Potentials vom Rheinufer zum landseitigen Deichfuß nicht in Ansatz gebracht. Daraus folgt  $h_1 = h_2$ .

Für die Ermittlung der Aufbruchssicherheit der vorhandenen Flutlehmdecke gegenüber einem von unten wirkendem hydrostatischen Druck im Lastfall BHQ<sub>2004</sub> sind folgende weitere Annahmen getroffen worden:

- (1) Rhein-km 730,0: BHQ +39,07 mNN (STAT0+000)  
Rhein-km 730,7: BHQ +38,93 mNN (STAT 0+800)

Für die untersuchten Querprofile wurde zwischen den Werten linear interpoliert.

- (2) Der Rechenwert der Feuchtwichte der bindigen Böden der Flutlehmdecke und den unterlagernden verlehmteten Sanden wurde durchgehend mit  $\text{cal } \gamma_F = 19,5 \text{ kN/m}^3$  angesetzt.
- (3) Für die Geländehöhe am landseitigen Deichfuß der Variante 4 wurden jeweils die Höhen der Bohransatzpunkte nach GPS-Aufnahme (m NHN) der Borchert Ingenieure zugrunde gelegt.

Unter den getroffenen Berechnungsannahmen ergeben sich für die Untersuchungsquerschnitte die in der folgenden Tabelle 5 zusammengestellten Aufbruchssicherheiten und erforderlichen Ballastierungshöhen am landseitigen Deichfuß.



Aufschluss	GOF LS [mNHN]	UK Flut-lehm [mNHN]	d <sub>FI</sub> (m)	BHQ [mNN]	Einwirkungen $\sigma_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	Widerstände $\sigma_A$ (kN/m <sup>2</sup> )	Aufbruch-sicherheit $\mu$	a <sub>eff</sub> (m)	OK Berme [mNHN]
RKS 1	+37,33	+35,63	1,20	+39,07	36,1	22,2	1,62	0,70	+38,03
RKS 2	+37,32	+35,32	1,50	+39,07	39,4	27,8	1,41	0,55	+37,87
KRB 4	+36,98	+35,78	1,20	+39,04	34,2	27,2	1,54	0,55	+37,53
RKS 7	+37,15	+36,05	0,80	+39,02	31,2	14,8	2,11	0,85	+38,00
RKS 10	+37,20	+36,20	0,80	+39,00	29,4	14,8	1,98	0,75	+37,95
RKS 13	+37,81	+35,31	2,20	+38,98	38,5	40,7	0,94	-	+37,81
KRB 31	+37,01	+36,50	0,50	+38,97	25,9	9,3	2,78	0,85	+37,86
RKS 17	+36,29	+35,39	0,80	+38,95	37,4	14,8	2,52	1,15	+37,44
RKS 20	+37,02	+36,02	1,00	+38,94	30,7	18,5	1,65	0,60	+37,62
OK Himmel-geister Straße	ca. +37,50	ca. +35,90	1,70	38,93	32,8	31,5	1,04	0,05	+37,55

DF LS = Deichfuß landseits

**Tabelle 5: Aufbruchssicherheit der Flutlehmdecke**

Nach diesen Berechnungen ist streckenweise keine ausreichende Aufbruchssicherheit des landseitigen Deichfußes derzeit gegeben, so dass eine Ballastierung mit relativ geringer Höhe erforderlich wird. Das Niveau der Nikolausstraße liegt ausreichend hoch, so dass hier eine Aufhöhung nicht erforderlich wird.

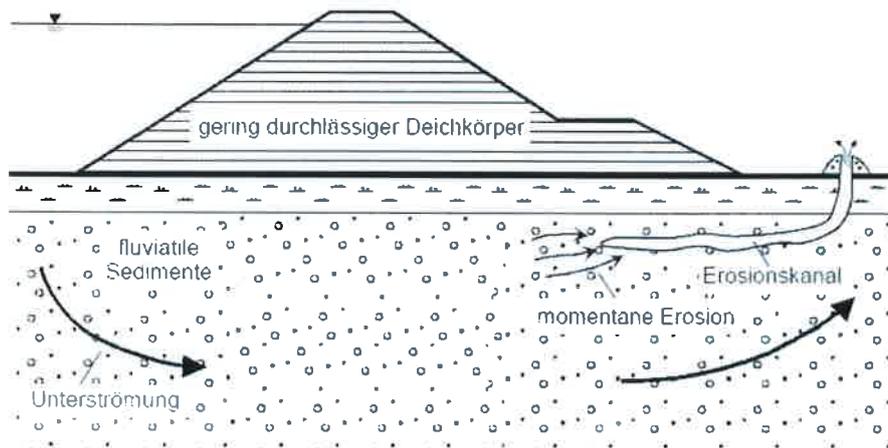
Wenn in diesem Streckenabschnitt unter Berücksichtigung der zukünftigen Nutzung des Geländes hinter dem Banndeich die geplante Geländeaufhöhung zur Niveaueinpassung zur Himmelgeister Landstraße hergestellt wird, ist eine ausreichende Aufbruchssicherheit gewährleistet.

Für die Himmelgeister Straße ist rechnerisch eine geringe Aufhöhung erforderlich. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass das niedrigste Straßenniveau zugrunde gelegt wurde und östlich der Himmelgeister Straße ein tieferes Geländenniveau vorhanden ist, so dass im Lastfall BHQ<sub>2004</sub> ein Aufbruch der Himmelgeister Straße nicht zu erwarten ist.



## 6.6 Rückschreitende Erosion/Suffosion

Unter rückschreitender Erosion versteht man das Ausschlämmen von Bodenteilchen infolge des Strömungsdruckes beginnend am landseitigen Deichfuß. Bei ungehinderter Fortsetzung dieses Vorganges und einer hinreichend großen Eigenfestigkeit kann sich im Boden ein Röhre bilden („Piping“). Diese Röhre kann sich im Endzustand bis zur Wasserseite hin fortsetzen und so zu einer ungehinderten Unterströmung des Deiches und zum Erosionsgrundbruch führen.



**Abbildung 7: Erosionsgrundbruch**

Dieser Vorgang ist dann möglich wenn infolge einer nicht gegebenen hydraulischen Grundbruchsicherheit im Bereich des luftseitigen Böschungfußes die bindige Deckschicht aufbricht und es nachfolgend im Zuge des artesischen austretenden Grundwassers zu einem Materialaustrag kommt.

Prinzipiell erosionsgefährdet sind die unterhalb der bindigen Flutlehm Böden anstehenden Terrassensande mit Ungleichförmigkeitszahl  $U \geq 8$  sowie ausfall- oder intermittierender Körnung bei gleichzeitig geringerem Feinkornanteil. Bei den hier erbohrten Terrassensanden unterhalb der Flutlehmdecke sind nach den Laborergebnissen Ungleichförmigkeitszahlen  $U = \text{ca. } 1,7\text{--}4,5$ , im Einzelfall auch  $U = \text{ca. } 30$ , vorhanden.



Unter der bindigen Deckschicht wurde dem DWA-Merkblatt 507-1 folgend das Verfahren nach Chugaev<sup>1</sup> unter Ansatz eines kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  verwendet.

Bodenart	$i_k$ [-]
Dichter Ton	0.40 – 0.52
Grobsand, Kies	0.25 – 0.33
Schluffiger Ton	0.20 – 0.26
Mittelsand	0.15 – 0.20
Feinsand	0.12 – 0.16

**Tabelle 6: Zulässiger Kontrollgradient  $i_k$  nach Chugaev**

Unter Berücksichtigung des maßgebenden Wasserspiegel zu BHQ<sub>2004</sub> und einer vorhandenen Sickerweglänge vom Rheinufer bis zum landseitigen Deichfuß zwischen  $L = \text{ca. } 50 \dots 200 \text{ m}$  ergeben sich die in der folgenden Tabelle zusammengestellten vorhandenen hydraulischen Gradienten:

STAT	$\Delta h$ [m]	Sickerweglänge $L$ [m]	vorhandener hydraulischer Gradient $i_{vor} = \frac{\Delta h}{L}$
0+200	ca. 3,60	ca. 50	0,072
0+500	ca. 2,80	ca. 100	0,028
0+750	ca. 3,20	ca. 200	0,016

**Tabelle 7: Vorhandene hydraulische Gradienten**

Legt man die Suffosionskriterien nach Chugaev mit einem für Fein- bis Mittelsand kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}=0,15$  zugrunde, so ist im ungünstigsten Fall entsprechend DIN 19.712 für die Bemessungssituation BS-P die Bedingung

<sup>1</sup> DAVIDENKOFF, 1970, siehe auch DWA-Merkblatt 507-1, Tabelle 7



$$i_{\text{vorh}} \cdot \gamma_{H,\text{vorh}} \leq i_{\text{krit}} / \gamma_{H,\text{krit}}$$
$$0,072 \cdot 1,35 < 0,15 / 1,5$$
$$0,097 < 0,10$$

erfüllt. Unter den o. g. Berechnungsannahmen ist damit die Gefahr eines Erosionsgrundbruches nicht zu erwarten.

## 6.7 Gebrauchstauglichkeit

Ungleichmäßige Setzungen bzw. Verformungen am Deich bzw. in dessen Umgebung können Schädigungen von konstruktiven Elementen (z. B. der wasserseitigen Dichtung) verursachen. Die abgeschätzten Setzungen müssen daher, besonders in Anbetracht der Anforderungen an die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes (Standzeit  $\geq 100$  Jahre) und der Gewährleistung des Hochwasserschutzes, schon bei der Planung berücksichtigt werden. Sicherheitsrelevante Elemente, bzw. Bereiche im Deichkörper oder Untergrund, dürfen keinen Verformungen ausgesetzt sein, die ihre Funktion einschränken.

Eine überschlägliche Setzungsabschätzung hat für eine Deichhöhe  $H = \text{ca. } 3 \text{ m}$  und einer gesamten Decklehmschicht (Flutlehm und verlehnte Sande) von  $d = \text{ca. } 2 \text{ m}$  unter Zugrundelegung eines Steifemoduls

Gesamtschichtenpaket Decklehm     $\min E_s = 10 \text{ MN/m}^2$

Terrassensande (mitteldicht)     $\min E_s = 30 \text{ MN/m}^2$

eine Setzung in einer Größenordnung  $s = \text{ca. } 3 \text{ cm}$  rechnerisch ergeben.

Unter Berücksichtigung einer Eigenkonsolidation des Deiches von ca. 1 % der Deichhöhe sind rechnerische Setzungen bei einer Deichhöhe  $H = \text{ca. } 3 \text{ m}$  von  $s = \text{ca. } 3 \text{ cm}$  zusätzlich zu erwarten. Danach sind Gesamtsetzungen in der Deichachse mit  $s = \text{ca. } 6 \text{ cm}$  zu erwarten. Wir empfehlen, den geplanten neuen Banndeich bei einer Deichhöhe  $H = 3 \text{ m}$  mit einer Aufhöhung der Deichkrone von  $\Delta h = \text{ca. } 10 \text{ cm}$  einzuplanen.

Um auftretende Verformungen zu minimieren, muss sichergestellt sein, dass die Deichaufstandsebene nachverdichtet und sorgfältig hergestellt wird. Aufgelockerte oder aufgeweichte Bodenschichten sind gegen ausreichend tragfähige Böden auszutauschen.



## 7. Erdbautechnische Richtlinien

### 7.1 Herrichten des Deichlagers

Nach den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung stehen nach Abschieben der Mutterboden-decke bindige Böden und verlehnte Sande der Decklehmschicht an, die eine Schichtmächtig-keit  $d = \text{ca. } 1,0 \text{ m}$  aufweisen. Örtlich, insbesondere im Bereich der festgestellten oberflächen-nah angeschütteten Böden ist eine geringere Mächtigkeit  $d < 1,0 \text{ m}$  vorhanden, so dass hier eine Verstärkung der bindigen Böden der Flutlehmdecke erforderlich wird, um die Mindeststär-ke von  $1,0 \text{ m}$  unterhalb der neuen Deichaufstandsebene herzustellen. Hierbei wurde unterstellt, dass auch die unterlagernden verlehnten Sande mit einem Feinkornanteil  $a_{FK} \geq 20 \%$  aufgrund einer gegenüber den Sanden und Kiesen der Niederterrasse deutlich geringeren Wasserdurch-lässigkeit der abdichtenden Decklehmschicht zugeordnet werden können.

Die im Deichlager im Rohplanum anstehenden Böden sind intensiv nachzuverdichten. Die Bö-den der Bodenklasse 4 sind wasser- und bewegungsempfindlich und dürfen deshalb im was-sergesättigten Zustand nicht direkt befahren werden. Zur Vereinfachung und Verbesserung des Erdbaubetriebes bietet es sich an, diese im Rückwärtsschritt zu schütten, zu verteilen und an-schließend zu verdichten.

Die bindigen Böden lassen sich erfahrungsgemäß nur ordnungsgemäß verdichten, wenn deren Einbauwassergehalt  $w \leq \text{ca. } 19 \%$  beträgt. Bei einer Überfeuchtung sind für das Erreichen des Soll-Verdichtungsgrades  $D_{Pr} = 95 \%$  Proctordichte Sondermaßnahmen für eine natürliche Ab-trocknung oder aber eine künstliche Reduzierung des Wassergehaltes durch das Beimischen von Feinkalk/Kalkhydrat erforderlich. Erfahrungsgemäß beträgt die Beimischungsmenge für die Kalkzugabe etwa  $2\text{...}3 \text{ Gew.}\%$  bezogen auf die Trockendichte des Bodens. Die genaue Kalk-mengenzugabe muss letztendlich während der Ausführung, z. B. durch Anlegen von Probefel-dern, ermittelt werden. Es ist zu empfehlen, die o. g. erdbautechnischen Maßnahmen im Lei-stungsverzeichnis der Erdarbeiten zu berücksichtigen.



## 7.2 Einbauen und Verdichten der Deichbaustoffe

Bei der Wahl der Erdbaustoffe für das Herstellen des Deichkörpers sind die Angaben der DIN 19.712 und im DWA-Merkblatt M 507-1 zu beachten.

Die für die Herstellung des Deiches vorgesehenen Böden sind lagenweise einzubauen und zu verdichten. Die lockere Schütthöhe und die Zahl der Verdichtungsübergänge müssen auf das zum Einsatz kommende Verdichtungsgerät abgestimmt werden. Als einzuhaltende lockere Schütthöhe sollte zunächst von maximal 0,30 m (bindige Böden) bis 0,50 m (sandige Böden) ausgegangen werden.

## 8. Qualitätssicherung

Für die geplante Sanierungsmaßnahme ist ein Qualitätssicherungsplan (QSP) vorzulegen. Es wäre zu prüfen, ob dieser QSP bereits vor Erstellen der Verdingungsunterlagen aufgestellt werden sollte. Im Qualitätssicherungsplan sind folgende Vorgaben für den Erdbau festzulegen:

- Eignungsprüfung der einzubauenden Erdbaustoffe (Probenahmen und boden - mechanische Laborversuche ggf. chemische Analysen)
- Soll-Prüfwerte und Prüfverfahren
- Prüfungsumfang für EÜ und FÜ
- Hinweise zur Dokumentation.

## 9. Schlussbemerkungen

Aus den Ergebnissen der durchgeführten Baugrunduntersuchung und den erdstatischen Berechnungen können für die Planung und Bauausführung folgende Schlüsse gezogen werden:

- (1) Im Deichlagerbereich sind bereichsweise künstlich aufgeschüttete Böden erbohrt worden. Diese müssen gegen bindige Böden ausgetauscht werden.



- (2) Prüfung der Flutlehmdecke während der Bauausführung auf mögliche Fehlstellen und Verfüllen von Geländevertiefungen.
- (3) Beim Erdbau muss besondere Rücksicht auf die wasser- und bewegungsempfindlichen Böden im Deichlager und Deichaufbau genommen werden. Für einen ordnungsgemäßen Erdbaubetrieb sind insbesondere bei nasser Witterung Sondermaßnahmen in Erwägung zu ziehen oder der Baubetrieb einzustellen.
- (4) Der ordnungsgemäße Einbau der Deichbaustoffe ist während der Deichbaumaßnahme durch Verdichtungsprüfungen kontinuierlich im Zuge einer Qualitätssicherung zu kontrollieren.
- (5) Die aufgefüllten Böden weisen nach der stichprobenartigen Untersuchung erhöhte PAK-Gehalte über dem Zuordnungswert Z 2 der LAGA auf. Es können daher erhöhte Entsorgungskosten auftreten. Wir empfehlen, den Bereich der festgestellten angeschütteten Böden im Zuge der Ausführungsplanung durch ergänzende Baugrundaufschlüsse einzugrenzen und ergänzende Analysen durchzuführen.
- (6) Ergeben sich im Zuge der weiteren Planung andere als die im vorliegenden Baugrundgutachten beschriebenen Randbedingungen, bitten wir um eine entsprechende Benachrichtigung.
- (7) Sollten während der Erdarbeiten von den bisherigen Feststellungen abweichende baugrundtechnische Gegebenheiten angetroffen werden oder seitens der örtlichen Bauleitung Zweifel über die Tragfähigkeit der im Aushubbereich anstehenden Böden bestehen, sind Baugrubenabnahmen mit dem Projektingenieur der Borchert Ingenieure zu veranlassen.
- (8) Vor Beginn der Erdarbeiten und dem Einbringen der Spundbohlen ist eine Beweissicherung an den angrenzenden Gebäuden durchzuführen. Während der Baumaßnahme sind kontinuierlich Erschütterungsmessungen durchzuführen.
- (9) Die Tragwerksplanung für die mobile Hochwasserschutzwand ist bislang nicht Auftragsbestandteil.



(10) Das vorliegende Baugrundgutachten 7290/47 ist nur in seiner Gesamtheit und nur im Zusammenhang mit dem Baugrundgutachten 6028/40 verbindlich und basiert auf dem Planungsstand Februar 2011 und März 2015.

Dipl.-Ing. Christoph Borchert

Staatl. anerkannter Sachverständiger



Dipl.-Ing. Dietmar Helfers

Projektleiter