

Hamburg
Berlin · Kiel · Oldenburg

Boiestraße 11
24114 Kiel
Tel.: (04 31) 5 35 58 - 0
Fax: (04 31) 5 35 58 - 18

www.igb-ingenieure.de

Kiel, 27.11.2007
KI 06-689 • Bc/Ov

Baugrundgutachten

Straßenbauverwaltung: Land Schleswig-Holstein

Straße: Bundesstraße B 5

Streckenbezeichnung: B 5, Dreistreifigkeit Tönning-Husum,
1. BA von Tönning nach Rothenspieker
Bau-km 0+300 bis 5+500
und Ausbau K40

Gemarkung: Oldenswort

Projektschlüssel: B005-000698-034

Auftraggeber:

Landesbetrieb für Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein
Niederlassung Flensburg
Schleswiger Straße 55
24491 Flensburg

INHALTSÜBERSICHT

| | Seite |
|--|-----------|
| 1 ALLGEMEINES | 3 |
| 1.1 Veranlassung..... | 3 |
| 1.2 Vorhandener Zustand | 3 |
| 1.3 Planung | 4 |
| 2 BAUGRUNDERKUNDUNG UND BAUGRUND | 5 |
| 2.1 Baugrunderkundung | 5 |
| 2.2 Baugrundbeschreibung..... | 6 |
| 2.3 Grundwasserverhältnisse..... | 10 |
| 2.4 Schadstoffe..... | 11 |
| 2.5 Kampfmittel..... | 12 |
| 2.6 Leitungen im Untergrund..... | 12 |
| 3 BODENMECHANISCHE LABORVERSUCHE..... | 13 |
| 3.1 Korngrößenverteilung | 13 |
| 3.2 Wassergehalt..... | 13 |
| 3.3 Glühverlust | 14 |
| 3.4 Wasserdurchlässigkeit | 14 |
| 3.5 Scherfestigkeit | 15 |
| 3.6 Steifemodul und Zeitsetzungsverhalten | 16 |
| 3.7 Bodenkennwerte..... | 17 |
| 4 BAUGRUNDBEURTEILUNG | 19 |
| 4.1 Allgemeines | 19 |
| 4.2 Zulässige Bodenpressung..... | 21 |
| 4.3 Grundbruchsicherheitsnachweis | 21 |
| 4.4 Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch | 21 |
| 4.3 Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch | 21 |
| 4.4 Setzungsabschätzung..... | 23 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 5 | BAUGRUNDVERBESSERUNGSVERFAHREN | 28 |
| 5.1 | Beschleunigte Setzungsvorwegnahme | 28 |
| 5.2 | Gründung auf pfahlähnlichen Elementen und lastverteilernder, geogitterbewehrter Schicht..... | 31 |
| 5.3 | Setzungsminimierung durch Einbau von Leichtbaustoffen | 34 |
| 5.4 | Empfehlung..... | 35 |
| 6 | HINWEISE ZUR AUSFÜHRUNG | 37 |
| 6.1 | Allgemeines | 37 |
| 6.2 | Arbeitsebene und Aufstandsfläche..... | 37 |
| 6.3 | Anschluss Fahrbahnübergänge, Sanierung vorh. Fahrbahn | 38 |
| 6.4 | Dammschüttmaterial, Hinterfüllung- bzw. Überschüttmaterial | 40 |
| 6.5 | Böschungsneigungen und Baugruben | 40 |
| 6.6 | Wasserhaltung..... | 41 |
| 6.7 | Setzungsmessungen | 41 |
| 6.8 | Baubetrieblicher Ablauf | 42 |
| 7 | BEWEISSICHERUNG | 42 |
| 8 | ZUSAMMENFASSUNG..... | 43 |
| | ANLAGENVERZEICHNIS..... | 46 |
| | UNTERLAGENVERZEICHNIS..... | 48 |

1 ALLGEMEINES

1.1 Veranlassung

Zwischen Tönning und Husum ist der dreistreifige Ausbau der B5 geplant. Im 1. Bauabschnitt soll der Streckenabschnitt Tönning – Rothenspieker auf einer Länge von ca. 5 km sowie die K40 zwischen der L36 und Rothenspieker auf einer Länge von ca. 1 km ausgebaut werden.

Bauherr der Maßnahme ist das „Land Schleswig-Holstein“, vertreten durch den „Landesbetrieb für Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein, Niederlassung Flensburg“ (im folgenden LBV-SH genannt). Die Objektplanung der Verkehrsanlagen erfolgt durch die eds-planung – Beratende Ingenieure, Gettorf (im folgenden eds genannt) im Auftrag des LBV-SH.

Vom LBV-SH wurden wir durch Ingenieurvertrag vom 21.12.2006 (AZ: P240-553.2-B5) beauftragt, für den 1. Bauabschnitt (1. BA) zum Ausbau der B5 eine Baugrundbeurteilung und ein Gründungsgutachten zu erstellen. Der beauftragte Leistungsumfang schließt die Baugrunderkundung nicht ein.

1.2 Vorhandener Zustand

Der Baubereich liegt im Kreis Nordfriesland in den Gemeinden Tönning und Oldenswort in der Marsch westlich des Eiderdeiches innerhalb der öffentlichen Hochwasserschutzlinien, siehe **Anlage 1**.

Die vorhandene Geländeoberkante der Marsch liegt in etwa zwischen ca. NN +0,5 m und NN +2,0 m. Die Dammkrone bzw. Fahrbahnoberkante der B5 liegt etwa zwischen NN +2,3 m und NN +3,4 m und die des Parallelweges am Böschungsfuß etwa zwischen NN +0,5 m und NN +3,3 m. Die K 40 weist Höhen von zwischen NN +1,5 m und NN +2,9 m auf.

Die Banketten sind nur schwach befestigt und die Dammböschungen unbefestigt. Der Parallelweg hat eine Breite von ca. 2,0 m bis 2,5 m und ist asphaltiert.

Auf dem 1. BA sind folgende wesentlichen Brücken-Bauwerke (BK60) zu benennen:

- Bau-km 0+400: BW 1619503 0, Sielzug, Stahlfertigteilrohr, D = 2,2 m,
Bau-km 0+530: BW 1619504 0, Gemeindeweg über B 5, LH = 4,7 m, LW = 85 m,
Bau-km 3+800: BW 1619501 0, B 5 über Alte Eider, LW = 12,9 m, mit separater
Radwegbrücke.

Die Brücke über die Alte Eider bei Bau-km 3+800 ist als Einfeld-Bauwerk ausgeführt. Die Gründung der Widerlager erfolgte auf Ort betonrammpfählen mit Pfählenden von ca. NN -16 m. Die Schrägpfähle weisen eine Neigung von 4 : 1 auf. Für dieses Bauwerk liegt ein Baugrundgutachten [U1] aus 2001 vor. Über die Gründung der Radwegbrücke liegen keine Unterlagen vor.

1.3 Planung

Es ist vorgesehen, die B5 auf vorhandener Trasse mit planfreien Knotenpunkten auszubauen (Variante 3a). Der Ausbau erfolgt dreistreifig nach RAS-Q mit einem Regelquerschnitt RQ 15,5 [U3]. Der vorhandene Radweg wird dabei z. T. überbaut.

Für den langsamfahrenden Verkehr (< 60 km/h) wird ein Ersatzwegenetz geschaffen. Hierzu wird u. a. ein Parallelweg mit Radwegnutzung am Böschungsfuß geplant. Darüber hinaus werden vorhandene Wirtschaftswege ausgebaut.

Sämtliche plangleichen Knotenpunkte werden aufgehoben. Die Verknüpfung der B5 mit der K40 erfolgt durch einen sog. Höhenfreien Knoten. Die Anbindung der abgehängten Straßen erfolgt über die Parallelwege zu den planfreien Anschlussstellen der K40 und B202. Die Einmündung der L36 am Bauende des 1. BA soll im Zuge des 2. BA aufgehoben werden.

Die vorhandenen Brücken-Bauwerke innerhalb des 1. BA bei Bau-km 0+400 (Sielzug), Bau-km 0+530 (Gemeindeweg über B 5) und Bau-km 3+800 (B 5 über Alte Eider mit separater Radwegbrücke) sollen unverändert erhalten bleiben. Lediglich die Fahrbahnbreite der Brücke über die Alte Eider soll durch Umbau der Schrammborde an den RQ15,5 angepasst werden.

Zur Überführung der K40 über die B5 ist der Bau eines neuen Überführungsbauwerkes (BK60) bei Bau-km 3+960 (LH = 4,7 m, LW = 23 m, Br. zw. d. Gel. = 10,5 m) vorgesehen. Angaben zur geplanten Gründung liegen derzeit nicht vor. Die Anbindung erfolgt über je ca. 270 m lange Rampen zur K40 und B5.

2 BAUGRUNDERKUNDUNG UND BAUGRUND

2.1 Baugrunderkundung

Für das Bauwerk BW 1619501 0, B5 über die Alte Eider bei Bau-km 3+800 liegt ein Baugrundgutachten aus 2001 vor [U1]. Hierzu wurde im Januar 2000 eine Rammkernsondierungen (KB1/00) bis 20 m unter GOK abgeteuft und zwei Drucksondierungen bis 25 m Tiefe durchgeführt. Darüber hinaus wurden drei weitere Altbohrungen aus 1987 und 1953 mit einbezogen. Die genaue Lage der Bohransatzpunkte ist in [U1] nicht angegeben und daher in Anlage 2.2 nicht dargestellt. Die Ergebnisse dieser Untergrundaufschlüsse ([U1, Anlage 7.2]) sind in **Anlage 3.3** in Form von Bohrprofilen als Querschnitt höhengerecht aufgetragen.

Zur ergänzenden Erkundung des Baugrundes wurde von IGB im Februar 2007 eine Ausschreibungsunterlage aufgestellt über

- 33 Kleinrammbohrungen (KB1/07 bis KB33/07) in Tiefen von 15 m bis 20 m,
- 6 Trockenbohrungen (B1/07 bis B6/07) mit durchgehender Gewinnung gekernter Proben zwischen 15 m und 25 m Tiefe sowie
- 12 Drucksondierungen (DS1/07 bis DS12/07) zwischen 20 m und 27 m Tiefe.

Der Längsabstand der Aufschlüsse betrug i. M. ca. 125 m.

Die Leistungen wurden vom LBV-SH ausgeschrieben und an die Fa. Neumann Baugrunduntersuchungen, Eckernförde vergeben. Die Ausführung der Untergrunderkundung erfolgte in der Zeit vom 02.05. bis 23.05.2007.

Die Lage der Bohransatzpunkte ist in den beigefügten Lagepläne der **Anlagen 2.1** und **2.2** dargestellt.

Die Ergebnisse der Untergrundaufschlüsse sind auf den **Anlagen 3.1** bis **Anlagen 3.5** als Schichtenprofile aufgetragen. Die zu den Schichtenprofilen gehörende Legende (Abkürzungen gemäß DIN 4023) ist ebenfalls auf den Anlagen dargestellt. Den Schichtenprofilen liegen die Schichtenverzeichnisse des Bohrunternehmens zugrunde, die nach Ansprache der aus den einzelnen Bodenschichten entnommenen Bodenproben überarbeitet und ergänzt wurden.

2.2 Baugrundbeschreibung

Die Auswertung der aufgestellten Schichtenverzeichnisse und Klassifizierung des gewonnenen Probenmaterials führten zu den als **Anlagen 3.1** bis **3.5** beigefügten Bohrprofilen.

Die Geländehöhe der Bohransatzpunkte schwanken zwischen ca. NN +0,7 m und NN +3,4 m. Die Schichtenfolge lässt sich wie folgt zusammenfassen (von oben nach unten):

- I. Straßenbefestigung bzw. Oberboden
- II. Auffüllungen (überwiegend Sande mit humosen und bindigen Anteilen)
- III. Marsch- und Wattablagerungen (Klei, Wattsand, marine Sande)
- IV. z. T. unterlagert von Basistorf
- V. pleistozäner Sand
- VI. Geschiebemergel.

Im Folgenden werden die verschiedenen Schichten im Einzelnen beschrieben; weitere Einzelheiten zum Baugrund können den **Anlagen 3.1** bis **3.5** entnommen werden.

I. Straßenbefestigung bzw. Oberboden

Zur Durchführung der Bohrungen B1/07 bis B 3/07, B5/07 und B6/07 wurde die bestehende Oberflächenbefestigung durchkernt. Der Oberbau der B5 besteht gemäß den Bohrkernen B1/07 und B2/07 sowie den zugehörigen Bohrprofile aus einer 22 cm bis 26 cm dicken Asphaltdecke oberhalb einer Frostschutz- bzw. Schotter-/Kiestragschicht (vermutlich Bauklasse II/III). Die Dicke des frostsicheren Oberbaus beträgt etwa 0,75 m. Die Bohrkern B3/07 und B5/07 weisen eine geringe Asphaltstärke von nur 10 cm bis 14 cm auf. Ob es sich hierbei um Kernverluste beim Bohren handelt oder eine Asphalttragschicht fehlt, ließ sich nicht eindeutig bestimmen.

Der Oberbau der K40 besteht gemäß Bohrkern B6/07 aus einer ca. 10 cm dicken Asphaltdecke oberhalb einer Schottertragschicht mit einer Gesamtdicke des frostsicheren Oberbaus von ca. 0,5 m. Der Aufbau des Radweges wurde nicht erkundet.

Außerhalb des befestigten Straßenquerschnittes steht aufgefüllter Oberboden ab Geländeoberkante (GOK) als Andeckung in einer Dicke von 0,1 m bis 0,3 m an. Bei den

KB10/07 und KB11/07 betrug die Oberbodenmächtigkeit 0,5 m bzw. 0,8 m. Innerhalb der landwirtschaftlichen Flächen steht im Bereich des geplanten Überführungsbauwerkes K40/B5 natürlicher Oberboden in einer Dicke von 0,1 m bis 0,3 m an (KB29/07 und KB31/07).

II. Auffüllungen

Unterhalb der Oberflächenbefestigung bzw. Oberbodenandeckung stehen Auffüllungen an. Die Unterkante der Auffüllungsschichten beträgt in der Regel zwischen 0,5 m und 1,2 m unter GOK und liegt somit entsprechend zwischen NN ± 0,0 m und NN + 2,65 m. Hiervon abweichend wurden bei den KB1/07, KB2/07, KB6/07, KB19/07, KB20/07, KB27/07, B2/07 und B3/07 Auffüllungen in einer deutlich größeren Mächtigkeit bis 1,5 m bis 3,0 m unter GOK und einer Unterkante von z. T. NN – 0,3 m erkundet.

Örtlich steht unterhalb des Oberbodens auch direkt der natürlich gewachsene Boden an (KB6/07, KB11/07 und KB31/07).

Die Auffüllungen setzen sich aus Sanden, größtenteils fein- bis grobsandigem Mittelsand zusammen und sind zum Teil schluffig sowie schwach kiesig.

Vereinzelt (KB10/07, KB28/07, KB30/07 und B2/07) wurden bindige Böden als Auffüllung in einer Mächtigkeit von 0,4 m (KB28/07, KB30/07) bis 2,2 m (B2/07) erkundet. Die bindigen Auffüllungen setzen sich aus Klei bzw. Schluff zusammen.

Die Auffüllungen weisen zum Teil Reste von Ziegel, Asphalt und Schlacke auf. Vor allem in den bindigen Auffüllungen sind darüber hinaus organische und humose Bestandteile vorhanden. Die bindigen Auffüllungen stehen in weicher bis steifer und steifer Konsistenz an.

III. Marsch- und Wattablagerungen

Die B5 verläuft nördlich von Tönning etwa parallel zur Eider. Die Eider verläuft hier innerhalb eines ehemaligen Urstromtals der Weichsel-Kaltzeit. Die B5 liegt im 1. BA im Übergangsbereich zwischen der Marsch und dem ehemaligen Wattgebiet des Eiderstromes.

Unterhalb der o. g. Auffüllungen bzw. des Oberbodens stehen demnach brackische und marine Ablagerungen der Marsch sowie marin-brackische Ablagerungen (Wattablagerungen) bestehend aus:

- Klei,
- Wattsand und
- Sand

in unregelmäßiger Schichtfolge und Mächtigkeit an. Nach oben hin steht zunächst Klei an, der nach unten überwiegend gefolgt wird von Wattsanden. Im weiteren stehen Wechsellagerungen von Klei, Wattsanden und Sanden an.

Die Gesamtmächtigkeit der setzungswirksamen Weichschichten (bindige Auffüllungen, Klei, einschl. Torf) ist sehr unterschiedlich und schwankt zwischen ca. 3 m (KB18/07) und ca. 19 m (B1/07) entlang der B5 bzw. zwischen ca. 3 m (KB33/07) und 12,5 m (B4/07) im Bereich der K40.

Die Mächtigkeit der Wattsande und holozänen Sande ist ebenfalls sehr unterschiedlich; sie schwankt zwischen 0 m und ca. 10 m entlang der B5 bzw. zwischen 0 m und 5 m im Bereich der K40.

Klei

Der natürlich anstehende Klei ist ein toniger Schluff bis schluffiger Ton, der gering bis stark feinsandig ausgebildet ist. Der Feinsandanteil variiert zwischen 0 und ca. 40 Gew.-%. Der Klei enthält auch in den untersten Lagen organische Bestandteile und Pflanzenreste. Er weist unterschiedlich ausgeprägte Anteile an Schalenresten (Muscheln) auf und ist daher kalkhaltig. Die Konsistenz des Kleis ist überwiegend weich in oberen Lagen weich bis steif.

Wattsande und Sand

Bei den Wattsanden handelt es sich um schluffige bis stark schluffige Feinsande, wobei diese in Wechsellagerungen aus Klei-, Feinsand- und Mittelsandlagen mit zum Teil sehr gering Schichtmächtigkeiten anstehen. Feinschichtungen waren zu erkennen.

Die holozänen Sande setzen sich aus Fein- bis Grobsanden zusammen und liegen im Wesentlichen als Mittelsand vor. Sie weisen überwiegend Schalenreste (Muscheln) und vereinzelt Kleilagen auf und sind kalkhaltig und überwiegend schlufffrei.

IV: Basistorf – Unterkante Holozän

Die Unterkante der Marsch- und Wattablagerungen bildet örtlich eine wenige Dezimeter mächtige Basistorf-Schicht. Dieser Basistorf wurde bei den Aufschlüssen B1/07, B2/07, KB18/07, B4/07, KB23/07, KB24/07 – KB26/07, KB28/07 und KB33/07 erkundet.

Der Torf ist stark zersetzt und gepresst, z. T. mit einzelnen Sandlagen. Örtlich liegt der Torf als gering mächtige Lage (< 10 cm) im Liegenden einer Kleischicht vor.

Die Unterkante des Holozän wurde südlich der „Alte Eider“ zwischen Bau-km 0+200 und 3+600 nur bei den tief reichenden Bohrungen (t > 16 m) (B1/07 und B2/07) sowie den Drucksondierungen DS1/07 bis DS8/07 durchteuft. Nördlich der „Alte Eider“ ab Bau-km 3+600 bis Ende des 1. BA sowie entlang der K40 wurde die Unterkante des Holozän nahezu bei allen Aufschlüssen durchteuft.

Die Untergrenze des Holozän steigt generell von Süden von ca. NN – 20 m nach Norden Eiderstromaufwärts auf ca. NN – 10 m an und fällt entlang der K40 von Westen (Kreuzung zur L36, KB 33/07) von ca. NN – 7 m nach Osten (östlich der B5, KB 29/07) auf ca. NN – 14 m in Richtung Eider ab. Die erkundete Tiefenlage stimmt sehr gut mit den Höhenangaben für die Holozän-Basis der geologischen Übersichtskarte [U4] überein.

Nach den Bohrergebnissen liegt die Holozän-Basis zwischen den in **Tabelle 1.1** und **1.2** angegebenen Höhen:

Tabelle 1.1: Holozän-Basis B5

| Bau-km | [-] | 0+200 | 1+500 | 2+500 | 3+600 | 4+900 | 5+400 |
|--------|------|-------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|-------|
| Basis | [NN] | -20 m | -20 m bis -16 m | -15 m | -14 m bis -12 m | -12 m bis -10 m | |

Tabelle 1.2: Holozän-Basis K40

| Lage | [-] | Ost | K40/B5 | West |
|-------|------|-------|---------|------|
| Basis | [NN] | -14 m | -12,7 m | -7 m |

V. Sand – Pleistozän

Unterhalb der Marsch- und Wattablagerungen wurden bei den Drucksondierungen und Bohrungen (Ausnahme B3/07) sowie den Kleinrammbohrungen nördlich der „Alte Eider“ (B18/07 bis KB33/07, Ausnahme KB21/07) bis zur Endteufe Sande des Pleistozän erkundet. Dabei handelt es sich um wasserdurchlässige Fein- bis Grobsande unterschiedlicher Kornzusammensetzung. Die Sande sind kalkfrei und schlufffrei.

VI. Geschiebemergel

Nördlich der „Alte Eider“ wurde bei der KB25/07 Geschiebemergel ab einer Tiefe von 15,5 m (ca. NN – 14 m) erbohrt. Die Unterkante des Geschiebemergel wurde bis zur Endteufe von 16 m nicht erkundet. Der Mergel wies eine steife Konsistenz auf.

Weiterhin wurden bei der KB26/07 sowie im Bereich der K40 (B4/07, KB32/07 und KB33/07) innerhalb der pleistozänen Sande einzelne Mergelstreifen in 14 m bis 20 m Tiefe angetroffen.

Für die vorgenannten Schichten wurden mit den Drucksondierungen DS1/07 bis DS12/07 folgende Spitzendruckwiderstände q_c und Mantelreibungen τ gemessen (siehe auch **Anlagen 3.1 bis 3.5** und **Anlage 10**):

| | | | |
|----------------------------|------------------------------------|-------------------------------|----------------|
| Auffüllungen: | $q_c \approx 1 - 2 \text{ MN/m}^2$ | $\tau_m < 0,1 \text{ MN/m}^2$ | |
| Klei / Wattsand: | $q_c = 1 - 8 \text{ MN/m}^2$ | $\tau_m < 0,1 \text{ MN/m}^2$ | $R_f = < 8\%$ |
| Sand, Holozän: | $q_c = 10 - 50 \text{ MN/m}^2$ | $\tau_m < 0,4 \text{ MN/m}^2$ | $R_f = < 1 \%$ |
| Sand, Pleistozän: | $q_c = 10 - 30 \text{ MN/m}^2$ | $\tau_m < 0,2 \text{ MN/m}^2$ | $R_f = < 1 \%$ |
| Sand/Mergel ab 20 m Tiefe: | $q_c = > 30 \text{ MN/m}^2$ | $\tau_m > 0,2 \text{ MN/m}^2$ | $R_f = < 1 \%$ |
| DS8 und DS10. | | $\tau_m > 0,8 \text{ MN/m}^2$ | $R_f = < 3 \%$ |

Der Untergrundaufbau und die Schichtenfolge kann zusammenfassend in drei Bemessungsbodenprofile (BMP) unterschieden werden, die in **Anlage 12** dargestellt sind. Die Bemessungsbodenprofile (BMP) sind gegliedert in die drei Abschnitte Stat. 0+000 bis 2+600 (BMP1), Stat. 2+600 bis 3+800 (BMP2) und Stat. 3+800 bis 5+200 (BMP3).

2.3 Grundwasserverhältnisse

Während der Kleinrammbohrungen wurden nicht ausgepegelte Wasserstände gemessen, die nur bedingt aussagekräftig für die Grundwasserverhältnisse sind. Der Ruhewasserstand wurde im Mai 2007 0,7 m bis max. 2,8 m unter GOK gemessen. Bei den Bohrungen hatte sich kein Ruhewasserstand eingestellt, so dass die Angaben in den Bohrprofilen nicht maßgeblich sind.

Aufzeichnungen von Grundwassermessstellen lagen nicht vor.

Der Grundwasserspiegel lag nach den Messungen während der Baugrunderkundung im Mai 2007 in der Regel zwischen NN + 1,0 m und NN – 0,5 m. Ein einheitlicher Grundwasserhorizont kann anhand der vorliegenden Aufschlüsse nicht angegeben werden.

Die Einzelwasserstände können den **Anlagen 3.1 bis 3.5** entnommen werden.

Mit einem jahreszeitlich bedingten Schwankungsbereich des Grundwassers um mehrere Dezimeter muss gerechnet werden.

Die Höhe des Grundwasserhorizontes ist u. a. anhängig von den jahreszeitlich schwankenden Niederschlägen und örtlichen Verhältnissen sowie den Wasserständen in den Entwässerungsgräben der Marsch sowie in der Eider.

Die Entwässerungsgräben im Bereich des Streckenabschnittes des 1. BA gehören zum Sielverband (SV) Rothenspieker und Norderwasserlösung des Deich- und Hauptsielverband Eiderstedt. Die Gräben des SV Rothenspieker entwässern über das Deichsiel Rothenspieker in die Eider. Maximale Wasserstände von rund NN ± 0 m treten bei Sturmfluten in der Nordsee auf. Das Wasserdruckniveau des Grundwassers wird beeinflusst durch den Wasserstand innerhalb der Gräben und schwankt nur gering und stark gedämpft mit den Tidewasserständen der Eider.

Für die B5 und K40 ist entsprechend ein Bemessungswasserstand von NN + 1,0 m und für den Lastfall Sunk ein Wasserstand von NN – 1,0 m anzusetzen.

2.4 Schadstoffe

Im Rahmen der Untergrundaufschlüsse wurden von der vorhandenen Asphaltdecke insgesamt 5 Bohrkerne entnommen (B1/07 bis B 3/07, B5/07 und B6/07). An den Bohrkerne wurde in unserem bodenmechanischen Labor ein Schnelltest (Lacktest) durchgeführt. Der Schnelltest ergab, dass der Asphalt nicht oder nur gering PAK-haltig ist. Zur quantitativen Bestimmung wurde daher an vier repräsentativen Proben eine chemische Analyse durchgeführt.

Nach den Ergebnissen der chemischen Analyse enthält der Straßenoberbau nur sehr geringe Mengen an PAK (< 1 mg/kg TS) und ist somit als pechfrei einzustufen. Dies gilt auch für den Oberbau der K40. Der Prüfbericht ist als **Anlage 11** angehängt.

2.5 Kampfmittel

Vom Kampfmittelräumdienst (KMR) liegt angabegemäß ein Negativbescheid vor. Für die Trasse der B5, 1. BA und K40 besteht kein Verdacht auf Kampfmittel.

2.6 Leitungen im Untergrund

Im Untergrund verlaufen Leitungen der verschiedenen Versorgungsunternehmen. Die Leitungspläne der zuständigen Versorgungsunternehmen wurden zu Beginn der Arbeiten angefordert und liegen beim AG vor. Bei bestehendem Leitungsverdacht wurde an den betreffenden Ansatzpunkten vorgeschachtet.

3 BODENMECHANISCHE LABORVERSUCHE

Während der Bohrarbeiten wurden kontinuierlich gestörte Bodenproben entnommen, die in unserem Labor bodenmechanisch angesprochen wurden. Zur Beurteilung des Baugrundes stand eine Vielzahl gestörter Bodenproben der Güteklasse 3 zur Verfügung.

Zur Entnahme ungestörter Proben (UP) sowie zur durchgehenden Gewinnung von Bohrkernen wurden die sechs Bohrungen B1/07 bis B6/07 ausgeführt. Es wurden insgesamt 13 Bodenproben der Güteklasse 1 (UP) vom Klei aus unterschiedlichen Tiefen entnommen und 108 m Bohrkern gewonnen. Von den Wattsanden und Sanden konnten keine UP gewonnen werden.

Zur Ermittlung und Bestätigung grundlegender Kennwerte wurden im bodenmechanischen Labor Versuche an ausgewählten Proben ausgeführt. Die Zusammenstellung der Laborversuche ist in den **Anlagen 4.1 bis 4.3** dargestellt. Die Einzelergebnisse der Laborversuche sind den **Anlage 5 bis 9** zu entnehmen.

3.1 Korngrößenverteilung

Um Aufschluss über die Kornverteilungsstrukturen der einzelnen Böden zu gewinnen wurden von den erbohrten Böden des Baugrundes insgesamt 15 Kornanalysen nach DIN 18123 durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen, die Kornverteilungskurven, sind in den **Anlagen 5.1 bis 5.5** dargestellt und flossen bei der Erstellung der Bohrprofile (Anlagen 3.1 bis 3.5) mit ein.

Die Kornverteilungskurven bestätigten die Aussagen der Bodenklassifizierung oder führten gegebenenfalls zu geringen Korrekturen.

3.2 Wassergehalt

Ein wichtiger Parameter für die Konsistenzbeurteilung und Eigenschaften bindiger Erdstoffe ist der Wassergehalt.

Durch Ofentrocknung nach DIN 18121, Bl. 1, wurden folgende Wassergehalte ermittelt:

| | | |
|------|----------------------|----------------|
| Klei | w = 36,5 % bis 83 %, | |
| Torf | w = 175 % | (aus KB25/07). |

Für die Probe KB7/07 aus 19,5 m Tiefe wurde abweichend davon ein höherer Wassergehalt von $w = 114 \%$ für den Klei bestimmt.

Diese Versuchsergebnisse können den **Anlagen 4.1 bis 4.5** sowie **5.1 bis 5.5** entnommen werden und sind zusätzlich in den Bohrprofilen der **Anlagen 3.1 bis 3.4** höhenbezogen dargestellt.

3.3 Glühverlust

Neben dem Wassergehalt ist der Glühverlust ein wichtiger Parameter für die Eigenschaften natürlicher Weichschichten.

Der Glühverlust wurde an vier Proben vom Klei und einer Probe vom Torf ermittelt und beträgt (bezogen auf das Trockengewicht):

$$\text{Klei } V_{\text{gl}} = 2,7 \% \text{ bis } 4,6 \%,$$

$$\text{Torf } V_{\text{gl}} = 50 \%.$$

Der Klei weist demnach nur geringe organische Bestandteile auf. Der Glühverlust des Torfes liegt im üblichen Bereich. Die Versuchsergebnisse sind in **Anlage 4.2** im Einzelnen angegeben.

3.4 Wasserdurchlässigkeit

Für die Beurteilung des Setzungsverhaltens und Entwässerbarkeit der Weichschichten ist ein wichtiger Parameter die Durchlässigkeit gegenüber Wasser.

An zwei Proben (B1/UP2 mit Feinsand-Anteil 40 Gew.-% und B2/UP1 mit Feinsand-Anteil 2 Gew.-%) wurde jeweils die Durchlässigkeit k bestimmt.

Da die Marsch- und Wattablagerungen eine ausgeprägte horizontale Schichtung mit wechselnden Klei- und Feinsandlagen aufweisen, wurden die Versuche sowohl mit vertikaler (k) als auch horizontaler Durchströmung (k_h) durchgeführt.

Darüber hinaus lässt sich die Durchlässigkeit näherungsweise auch rechnerisch anhand der Ergebnisse der Zeitsetzungsversuche ermitteln.

| | | |
|---|----------------|--|
| Versuch nach DIN 18130 (l = 30): | k | = 1,8 bis 8,8 x 10 ⁻⁹ m/s |
| | k _h | = 0,65 bis 1,9 x 10 ⁻⁶ m/s |
| rechnerisch aus Kompressionsversuch (σ ₀ = 100 – 200 kN/m ² bzw. 200 – 400 kN/m ²) | k | = 0,33 bis 2,7 x 10 ⁻¹⁰ m/s |

Die Versuchsergebnisse können den **Anlagen 6.1 bis 6.4** und die Rechenwerte den **Anlagen 7.6 bis 7.10** entnommen werden.

Die horizontale Durchlässigkeit ist um etwa 2 bis 3 Zehnerpotenzen größer als die vertikale Durchlässigkeit.

Die Durchlässigkeitsbeiwerte für die Sande lassen sich ausreichend genau anhand der Korngrößenverteilung bestimmen.

3.5 Scherfestigkeit

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit des Kleibodens wurde an fünf UP im Labor einaxiale Druckversuche nach DIN 18136 und an drei UP direkte Scherversuche (Rahmenscherversuch) durchgeführt. Die Versuchsergebnisse können den **Anlagen 8 und 9** entnommen werden und sind in **Anlage 4.1** zusammengestellt.

Die einaxiale Druckfestigkeit sowie die zugehörige Druckspannung und Stauchung wurde ermittelt zu:

$$q_u = 300 \text{ bis } 405 \text{ kN/m}^2$$
$$(\sigma = 7,1 \text{ bis } 25,6 \text{ kN/m}^2, \varepsilon = 16,3 \% \text{ bis } 22,1 \%).$$

Die Bruchbilder der Proben sind auf **Anlage 8.5** wider gegeben.

Anhand der einaxialen Druckfestigkeit lässt sich durch Abminderung folgender Wert für die undrained Scherfestigkeit ermitteln:

$$c_u = 150 \text{ bis } 200 \text{ kN/m}^2.$$

Die Scherfestigkeit wurde gemäß **Anlage 9** wie folgt ermittelt:

$$\text{Reibungswinkel } \varphi' = 31,7^\circ$$
$$\text{Kohäsion } c' = 6,6 \text{ bis } 37,3 \text{ kN/m}^2.$$

3.6 Steifemodul und Zeitsetzungsverhalten

Zur Abschätzung des Setzungsverhaltens ist die Angabe des Konsolidierungskoeffizient c_v , welcher über Steifemodul und Durchlässigkeit bestimmt wird, erforderlich. Zur Bestimmung des Steifemoduls wurden eindimensionale Kompressionsversuche nach DIN 18135 durchgeführt.

Darüber hinaus wurde bei der Durchführung eines Kompressionsversuches das Zeitsetzungsverhalten bestimmt.

Für verschiedene Spannungszustände wurden folgende Steifemodule ermittelt:

Tabelle 2: Steifemodul (E_s)

| Steifemodul Klei | | | | Spannung [kN/m ²] | | | |
|---------------------|------|-----|----------|-------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | | | 50 | 100 | 200 | 400 |
| Probe | t | w | fS | E_{s1} (Erstbelastung) | | | |
| [-] | [m] | [%] | [Gew.-%] | [MN/m ²] | [MN/m ²] | [MN/m ²] | [MN/m ²] |
| B1/UP2 | 9,0 | 39 | 38 | 5,7 | 8,7 | 14,6 | 26,0 |
| B2/UP1 | 3,0 | 44 | 12 | 2,5 | 4,1 | 7,5 | 13,9 |
| B3/UP2 | 7,0 | 38 | 43 | 4,8 | 6,7 | 10,3 | 17,3 |
| B4/UP4 | 12,0 | 60 | 25 | 1,4 | 2,2 | 3,7 | 6,6 |
| B5/UP1 | 3,0 | 79 | 1 | 0,8 | 1,2 | 2,1 | 3,8 |

Die Versuchsergebnisse können den **Anlagen 7.1** bis **7.5** entnommen werden.

Der Konsolidierungskoeffizient (Verfestigungsbeiwert) c_v und Kompressionsbeiwert (Kriechbeiwert = Neigung der Sekundärsetzungen) c_α wurde in Zeitsetzungsversuchen für verschiedene Spannungszustände ermittelt, siehe **Anlage 7.6** bis **7.10**:

Tabelle 3: Konsolidierungskoeffizient (c_v) und Kriechbeiwert (c_α)

| Konsolidierungskoeffizient (c_v) / Kompressionsbeiwert (c_α) Klei | | | | Spannung [kN/m ²] | | | |
|---|------|-----|----------|-------------------------------|---------------------|------------|-----------|
| | | | | 100 - 200 | 200 - 400 | 100 - 200 | 200 - 400 |
| Probe | t | w | fS | c_v | | c_α | |
| [-] | [m] | [%] | [Gew.-%] | [m ² /s] | [m ² /s] | [-] | [-] |
| B1/UP2 | 9,0 | 39 | 38 | 1×10^{-7} | 3×10^{-7} | 0,0028 | 0,0020 |
| B2/UP1 | 3,0 | 44 | 12 | 2×10^{-8} | 7×10^{-8} | 0,0044 | 0,0052 |
| B3/UP2 | 7,0 | 38 | 43 | 2×10^{-7} | 2×10^{-7} | 0,0032 | 0,0036 |
| B4/UP4 | 12,0 | 60 | 25 | 7×10^{-8} | 7×10^{-8} | 0,0112 | 0,0120 |
| B5/UP1 | 3,0 | 79 | 1 | 2×10^{-8} | 3×10^{-8} | 0,0364 | 0,0364 |

3.7 Bodenkennwerte

Die Angabe der Bodenkenngrößen erfolgte auf Grundlage unserer Erfahrungen in der näheren Umgebung, der Bodenansprache in unserem Labor und der o. g. bodenmechanischen Versuchsergebnisse. Für erdstatische Berechnungen können gemäß DIN 1054 (2005) die in **Tabelle 4** angegebenen charakteristischen Werte in Ansatz gebracht werden (γ , γ' , $E_{S,k}$, c_v , ϕ'_k , c'_k , $c_{u,k}$).

Die Kenngrößen für den Klei wurden dabei unter Angabe verschiedener Spannungszustände angesetzt.

Bei Anwendung des Globalsicherheitskonzeptes gemäß DIN 1054 (1976) sind die Rechenwerte der Bodenkenngrößen den angegebenen charakteristischen Werten gleichzusetzen. Im Fall von Berechnungen gemäß EAU (1990/96) sind die Scherparameter wie folgt abzumindern:

$$\tan \text{cal } \phi' = \tan \phi'_k / 1,1 \quad ; \quad \text{cal } c' = \text{cal } c'_k / 1,3 \quad ; \quad \text{cal } c_u = \text{cal } c_{u,k} / 1,3.$$

Im Bedarfsfalle können weitere Kennwerte beim Baugrundsachverständigen abgefragt werden.

Der Klei und die Auffüllungen sind der Bodenklasse 3 bis 4 zuzuordnen. Die Sande sind nach DIN 18300 in die Bodenklasse 3 einzustufen.

Tabelle 4: Bodenkennwerte

| Bodenart | Wichte | Scherfestigkeit | | | Durchlässigkeit | | Steifemodul | | | | Konsolidierungs- koeffizient | |
|------------------------|----------------------|---------------------|----------------------|----------------------|---|--|-------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--|--|
| | | Reibungs- winkel | Kohäsion | undr. Scherf. | vertikal | horizon- tal | 50 kN/m ² | 100 kN/m ² | 200 kN/m ² | 400 kN/m ² | c_v | c_h |
| [-] | γ/γ' | φ'_k | c'_k | $c_{u,k}$ | k | k_h | $E_{S,k}$ | $E_{S,k}$ | $E_{S,k}$ | $E_{S,k}$ | [m ² /s] | [m ² /s] |
| | [kN/m ³] | [°] | [kN/m ²] | [kN/m ²] | [m/s] | [m/s] | [MN/m ²] | [MN/m ²] | [MN/m ²] | [MN/m ²] | [MN/m ²] | [m ² /s] |
| Auffüllung, S | 19/11 | 32,5 | 0 | - | $1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$ | | 15 - 40 | | | | 2×10^{-3} | |
| Auffüllung, KI | 17/7 | 25 | 7,5 | 60 | 1×10^{-9} | 1×10^{-8} | 0,8 - 1,5 | 1 - 2,5 | 2 - 4 | 4 - 8 | 1×10^{-7} $- 5 \times 10^{-7}$ | 1×10^{-6} $- 5 \times 10^{-6}$ |
| Klei, mit Sandlagen | 17/7 | 20 - 30 | 5 - 20 | 20 - 150 | 1×10^{-10} $- 2 \times 10^{-9}$ | 2×10^{-9} $- 2 \times 10^{-8}$ | 1 - 4 | 2 - 5 | 3 - 10 | 5 - 18 | 2×10^{-8} $- 1 \times 10^{-6}$ | 2×10^{-7} $- 1 \times 10^{-5}$ |
| Wattsand, schluffig | 19/11 | 30 | 2,5 | - | $1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-7}$ | | 15 - 40 | | | | 2×10^{-4} | |
| Sand, Ho- lozän | 19/11 | 32,5 | 0 | - | $1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$ | | > 30 | | | | 2×10^{-3} | |
| Torf | 11/1 | 15 | 5 | - | 1×10^{-8} | 2×10^{-8} | 0,5 | | | | 5×10^{-7} | 1×10^{-6} |
| Sand, Pleistozän | 19/11 | 35 | 0 | - | 1×10^{-4} | | > 50 | | | | 0,5 | |

4 BAUGRUNDBEURTEILUNG

4.1 Allgemeines

Der 1. BA der B5 verläuft etwa parallel zur Eider innerhalb eines ehemaligen Urstromtals der Weichsel-Kaltzeit im Übergangsbereich zwischen der Marsch und dem ehemaligen Wattgebiet des Eiderstromes. Die durchgeführten Baugrunderkundungen zeigen, dass entlang der Trasse unterhalb der Straßenauffüllungen bzw. des Oberbodens brackische und marine Ablagerungen der Marsch sowie marin-brackische Ablagerungen (Wattablagerungen) aus Klei, Wattsand und Sand in unregelmäßiger Schichtfolge und Mächtigkeit anstehen. Oberhalb steht Klei an, der nach unten überwiegend gefolgt wird von Wechsellagerungen aus Klei, Wattsanden und Sanden.

Die Untergrenze des Holozän steigt von Süden bei ca. NN – 20 m nach Norden (Eiderstrom aufwärts) auf ca. NN – 10 m an und fällt entlang der K40 von Westen von ca. NN - 7 m nach Osten in Richtung Eider auf ca. NN – 14 m ab. Die Gesamtmächtigkeit der setzungswirksamen Weichschichten schwankt zwischen 3 m und ca. 19 m bzw. zwischen 3 m und 12,5 m im Bereich der K40.

Für Bemessungen und Berechnungen sind die in **Anlage 12** angegebenen Bemessungsbodenprofile zugrunde zu legen. Die für die einzelnen Bodenschichten anzusetzenden Bodenkennwerte entsprechen den Angaben in Tabelle 4. Die Bemessungsbodenprofile (BMP) sind gegliedert in die drei Abschnitte Stat. 0+000 bis 2+600 (BMP1), Stat. 2+600 bis 3+800 (BMP2) und Stat. 3+800 bis 5+200 (BMP3).

Stau- bzw. Grundwasser wurde im Mai 2007 zwischen 0,7 m bis max. 2,8 m unter GOK angetroffen. Ein einheitlicher Grundwasserhorizont kann anhand der vorliegenden Aufschlüsse nicht angegeben werden. Aufzeichnungen von Grundwassermessstellen liegen nicht vor.

Die vorhandene Geländeoberkante der Marsch liegt in etwa zwischen ca. NN +0,5 m und NN +2,0 m.

Die B5 hat im betreffenden Bauabschnitt eine vorhandene Gradientenhöhe von NN + 2,3 m bis NN +3,4 m. Der vorh. parallel verlaufende Radweg weist Höhen von NN + 0,5 m bis NN + 2,0 m auf.

Die geplanten Gradientenhöhen sollen gegenüber der vorhandene Gradienten nur unwesentlich verändert werden. Lediglich im Kurvenabschnitt zwischen Stat. ca. 2+600 und 3+000 liegt die geplante Gradienten mit rd. NN +3,3 m um bis zu rd. 0,8 m oberhalb der vorhandenen GOK.

Gemäß [U3] weist die vorh. Fahrbahn eine Breite von ca. 7,5 m mit beidseitigen Banketten von ca. 1 m bis 2 m Breite auf. Im Zuge des dreistreifigen Ausbaues wird die B5 auf eine Fahrbahnbreite von 12,5 m verbreitert. Die Bankette erhalten eine Breite von 1,5 m. Der Querschnitt der B5 wird insgesamt im Mittel um 5 m auf 15,5 m verbreitert. Die geplante Fahrbahn erhält einen frostsicheren Straßenoberbau von 0,7 m.

Die Verbreiterung erfolgt südlich der „Alten Eider“ auf der Westseite und nördlich der „Alten Eider“ auf der Ostseite der B5 jeweils durch einseitige Aufhöhung der vorh. Straßenböschung („Anschulterung“). Die Fahrbahnoberkante (FOK) im Bereich der Verbreiterung („Anschulterung“) liegt zwischen 1 m und 2 m oberhalb des vorhandenen Geländes (Radweg) bzw. der vorhandenen Böschung.

Die Parallelwege liegen etwa auf Höhe des bestehenden Geländes innerhalb des Marschengeländes, außerhalb des vorhandenen Dammprofils. Zur Herstellung des Straßenaufbaus von ca. 0,5 m ist überwiegend ein Bodenaushub erforderlich.

Zwischen Parallelweg und dem Böschungsfuß des Straßendamms der B5 ist eine Zwischenberme in Höhe des Parallelweges sowie ein 2,5 m breiter Graben geplant. Außerhalb des Parallelweges wird ein weiterer Graben zur Aufrechthaltung der Vorflut und zur Entwässerung der Anrainerflächen angeordnet. Die vorhandenen Entwässerungsgräben werden überwiegend überschüttet.

Die Böschungen des Straßendamms erhalten eine Neigung von 1 : 2. Die Grabenböschungen werden mit einer Neigung von 1 : 1,5 ausgebildet.

Von grundlegender Beurteilungskraft für die Gründungsempfehlung sind die Ergebnisse der Böschungsbruchberechnungen sowie der Setzungsabschätzung. Zum einen müssen die Böschungen und aufgehöhten Straßendämme eine ausreichende Standsicherheit aufweisen. Zum anderen sind die Setzungen und Setzungsunterschiede der B5 auf ein Minimum zu begrenzen.

4.2 Zulässige Bodenpressung

Nachweis nach DIN 1054 (2005), Nr. 7 entfällt, da keine Gründung zur Lastabtragung von Fundamente geplant ist.

4.3 Grundbruchsicherheitsnachweis

Nachweis entfällt, siehe Kpt. 4.2.

4.4 Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch

Nachweis nach DIN 1054 (2005), Nr. 12.3 und DIN 4084 entfällt. Keine verankerte oder nicht verankerten Stützbauwerke zur Sicherung von Geländesprüngen vorgesehen.

4.3 Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch

Die Nachweise wurden mit dem Programm BOESCH, V 6.15, GGU, nach DIN 4084 (1981) nach dem Globalsicherheitskonzeptes gemäß DIN 1054 (1976) geführt. Gegenüber den Nachweisen gemäß E DIN 4084 (2002) nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054 (2005) ergeben die Berechnungen in der Regel ein höheres Sicherheitsniveau.

Die Nachweise wurden an den Querprofilen Bau-km 1+500 [U3.1] und Bau-km 4+600 [U3.5] geführt. Das Querprofil Bau-km 1+500 ist repräsentativ für den Streckenabschnitt Bau-km 0+000 bis 3+800 (südlich der Alten Eider) mit den zugehörigen Bemessungsbodenprofilen BMP1 und 2 (Anlage 12.1 und 12.2) und das Querprofil Bau-km 4+600 für den Abschnitt Bau-km 3+800 bis 5+200 (nördlich der Alten Eider) mit dem zugehörigen BMP3.

Den Berechnungen liegen die Bodenkennwerte der **Tabelle 4** zugrunde, wobei bei der Scherfestigkeit für den Klei - auf der sicheren Seite liegend - die Mindestwerte angesetzt wurden. Die Nachweise wurden geführt für den

Anfangszustand bei Aufbringung der Geländeaufhöhung (siehe Kpt. 5.1) unter Ansatz der undrännierten Scherfestigkeit ($c_{u,k}$),

Anfangszustand bei Verkehrsfreigabe unter Ansatz der undrännierten Scherfestigkeit ($c_{u,k}$) und

Endzustand unter Ansatz der drännierten Scherfestigkeit $\phi'_{,k}$, $c'_{,k}$.

Den Standsicherheitsnachweisen liegen folgenden Randbedingungen und Lastannahmen zu Grunde:

- Baugrund- und Bodenkennwerte gemäß Tabelle 4
- vorh. = gepl. FOK ca. NN +3,0 m bis NN +3,6 m,
- vorh. GOK am Böschungsfuß (Urgelände / Radweg) ca. NN + 1,5 m,
- vorh. = gepl. Verkehrslast SLW60/30, Ansatz als Flächenlast $p = 33,3/16,7 \text{ kN/m}^2$;
Verkehrslast Wirtschaftsweg SLW30, Ansatz als Flächenlast $p = 16,7 \text{ kN/m}^2$
- Überhöhung der Vorbelastungsschüttung 2 m.

Die Ergebnisse der Böschungsbruchberechnungen sind in **Anlage 13.1** (Stat. 1+500) und **Anlage 13.2** (Stat. 4+600) wider gegeben. In den Anlagen sind jeweils die ungünstigsten Gleitkreise dargestellt. Die Sicherheit gegen Böschungsbruch wurde bei allen Berechnungen mit $\eta > 1,4 = \text{erf. } \eta$ nach DIN 4084 (1981) ermittelt. Nach E DIN 4084 (2002) ergibt sich damit jeweils ein Ausnutzungsfaktor $1/f_{(\text{max})} < 1,0$.

Dies führt unter Gewährleistung des erforderlichen Sicherheitsniveaus und auf Grundlage der vorliegenden Entwurfsplanung (Querschnitte) zu folgender Gründungsempfehlung:

- Böschungsneigungen bis 1 : 2 (Straßendamm, Endzustand),
- Böschungsneigungen Bauzustand bis 1 : 1,5 (Vorbelastungsschüttung),
- Neigung Grabenböschungen bis 1 : 1,5,
- Grabentiefe bis 1,5 m,
- Bankette / Bermen > 1,5 m,
- Anforderung Dammmaterial (Ersatz-) Reibungswinkel $\phi'_{,k} = 32,5^\circ$.

Weitere Anforderungen an den Boden im Überschüttbereich bzw. das Dammmaterial sowie Anmerkungen und Empfehlungen zur Ausführung und Ausschreibung sind dem Kpt. 6 zu entnehmen.

4.4 Setzungsabschätzung

Allgemeines

Boden lässt sich infolge seiner Verformbarkeit unter Spannung zusammendrücken, was sich als Setzungen im Gründungshorizont bzw. an der GOK bemerkbar macht.

Dabei sind drei Setzungsarten zu unterscheiden:

- Sofortsetzungen
- Primärsetzungen (Konsolidierungssetzungen)
- Sekundärsetzungen (Kriechsetzungen)

Die Sofortsetzung s_0 ist eine volumentreue Formänderung des Bodens (Scherverformung) und tritt innerhalb sehr kurzer Zeit ein. Die Volumenänderungen treten bei teilgesättigten Böden auf; bei voller Wassersättigung ist $s_0 = 0$. Vor allem bei weichen, bindigen Böden ist die Sofortsetzung von Bedeutung. Die Sofortsetzung lässt sich im Kompressionsversuch bzw. mittels Zeit-Setzungs-Diagramm näherungsweise ermitteln.

Die Primärsetzung tritt durch Verminderung des Porenraumes ein (Abströmen von Luft und Porenwasser) bei gestalttreuer Volumenänderung. Wenn bindige Schichten schneller belastet werden als sie das Porenwasser abgeben können, entstehen Porenwasserüberdrücke, die erst allmählich abgebaut werden. Dieser Vorgang der Primärsetzung s_1 wird als Konsolidierung bezeichnet und tritt innerhalb eines großen Zeitraumes auf.

Die Sekundärsetzung tritt vor allem bei weichen, bindigen und organischen Böden ohne weiteres Auspressen von Porenwasser infolge plastischer Verformung (Kriechen) auch noch nach Ablauf der primären Setzungen ein. Kriechsetzungen s_2 , die während der Konsolidierungssetzungen auftreten, werden im Kompressionsversuch - und somit auch bei der Setzungsberechnung - mit erfasst. Der Endwert der Kriechsetzungen jedoch lässt sich nicht eindeutig berechnen sondern nur z. B. anhand von Zeit-Setzungs-Diagrammen abschätzen.

Der Setzungsabschätzung liegen die folgenden Randbedingungen zu Grunde:

- Baugrund- und Bodenkennwerte gemäß Tabelle 4,
- vorh. = gepl. FOK ca. NN +3,0 m bis NN +3,6 m,
- vorh. GOK am Böschungsfuß (Urgelände / Radweg) ca. NN + 1,5 m,

- vorh. = gepl. Verkehrslast SLW60/30, Ansatz einer setzungswirksamen Flächenlast von $p = 16,7 \text{ kN/m}^2$; Verkehrslast Wirtschaftsweg SLW30, Ansatz einer setzungswirksamen Flächenlast von $p = 5 \text{ kN/m}^2$.

Sofortsetzungen

Nach den Ergebnissen der Kompressionsversuche (**Anlagen 7.1 bis 7.5**) sowie den Zeit-Setzungs-Diagrammen (**Anlagen 7.6 bis 7.10**) sowie auf Grund von Erfahrungswerten werden sich Sofortsetzungen in Größenordnungen von 10 % bis ca. 80 % der Primärsetzungen einstellen. Die Sofortsetzungen s_0 betragen somit zwischen etwa 0,05 m und 0,15 m im Bereich der größten Auflasten. Die Sofortsetzungen s_0 sind für das Verformungsverhalten nach Abschluss der Baumaßnahme nur von geringer Bedeutung, da diese bereits während des Aufbringens der Aufschüttung eintreten, sondern nur bei der Festlegung der Aufschütthöhen zu berücksichtigen.

Primärsetzungen

Die Berechnung der Primärsetzungen erfolgt nach folgender Formel:

$$cal\ s = \sum \left(\frac{\sigma_i \cdot d_i}{E_{s,i}} \right)$$

Es bedeuten:

cal s = Setzung in m,

σ = Normalspannung in kN/m^2 ,

d = Schichtstärke in m,

E_s = Steifeziffer in kN/m^2 .

Die Berechnung der Fundamentsetzungen wurde mit dem Programm SETTLE, V2.22, GGU, nach DIN 4019 ermittelt.

Die Setzungsberechnung wurden für die repräsentativen Querprofile Bau-km 1+500 [U3.1] und Bau-km 4+600 [U3.5] mit den drei Bemessungs-Bodenprofilen BMP1 bis 3 (**Anlage 12**) durchgeführt. Den Berechnungen liegen die Bodenkennwerte der **Tabelle 4** zugrunde. Da bei den Bemessungs-Bodenprofilen die Mächtigkeiten der einzelnen Schichten zum Teil variieren und in Tabelle 4 für die Steifeziffer E_s eine Spannweite angegeben wird, wurden die Berechnungen jeweils unter Ansatz ungünstiger Parameter (geringe Steifeziffer und große Schichtmächtigkeit) und günstiger Parameter (hohe Steifeziffer und geringe Schichtmächtigkeit) für die Weichschichten durchgeführt.

Die Ergebnisse der Setzungsberechnungen sind in **Anlage 14** im Querschnitt dargestellt. Die Angabe der Setzungen bezieht sich jeweils auf Oberkante vorh. Gelände bzw. unterkante vorh. Straßenoberbau.

Das Maximum der Setzungen tritt bei den BMP1 und 2 (Stat. 0+200 bis 3+800) innerhalb der vorh. Böschung am gepl. westlichen Fahrbahnrand ein, da hier die größten Lasten auf den Untergrund einwirken. Beim BMP3 (Stat. 3+800 bis 5+200) liegt das Maximum der Setzungen innerhalb des vorh. Grabens am Fuß der gepl. Böschung, da hier die größte Geländeauffüllung vorliegt.

Die maximalen Setzungen betragen gemäß **Anlage 14.1a, 14.2a und 14.3a** unter Annahme ungünstiger Parameter etwa 0,22 m. Bei Ansatz günstiger Parameter errechnen sich die Setzungen gemäß **Anlage 14.1b, 14.2b und 14.3b** zu etwa 0,06 m.

Die Setzungen nehmen nach außen hin ab und betragen an den Rändern der gepl. Aufhöhung nur noch wenige Zentimeter. Die Mitnahmesetzungen am Übergang zur vorh. Fahrbahn betragen zwischen etwa 0,02 m bis 0,10 m. Im Bereich des gepl. Wirtschaftsweges betragen die Setzungen - unter der Annahme, dass gepl. FOK = vorh. GOK [gem. U3], weniger als 0,05 m.

Der wesentliche Anteil der Setzungen wird durch die oberhalb von etwa NN –10 m bis NN –13 m anstehenden Weichschichten hervorgerufen. Unterhalb dieser „Grenztiefe“ haben die anstehenden Weichschichten nur noch einen sehr geringen Anteil (< 0,02 m) an den Gesamtsetzungen.

Die Primärsetzungen werden allmählich eintreten und erst deutlich nach Abschluss der Baumaßnahme abgeklungen sein, sofern keine beschleunigte Setzungsvorwegnahme erfolgt, siehe Kapitel 5.1. Zur Abschätzung der zeitlichen Entwicklung wurde zusätzliche Berechnungen zur Bestimmung des Konsolidationsverlaufes mit dem Software-Programm „KONSOLIDATION“, Version 2.11 der Fa. GGU durchgeführt. Die Berechnung erfolgt nach der eindimensionalen Konsolidationstheorie nach Terzaghi mit einschichtigen und mehrschichtigen Systemen.

Die Konsolidierungsdauer ist dabei zum einen abhängig von dem Konsolidierungskoeffizienten c_v der Böden, welcher über Steifemodul und Durchlässigkeit bestimmt wird, und zum anderen von der Länge des Dränweges.

Die konsolidierungsbedingten Setzungen werden gemäß den Diagrammen in **Anlage 15.1 und 15.2** ohne beschleunigte Setzungsvorwegnahme zwischen 1 Jahr bis etwa 15 Jahre nach Lastaufbringung abgeklungen sein (Konsolidierungsgrad $U > 90 \%$).

Sekundärsetzungen

Bei den rechnerisch ermittelten Setzungen handelt es sich überwiegend um Primärsetzungen. Hinzu kommen Setzungen aus Kriechen. Nach der Auswertung Zeit-Setzungsversuchen und der Kompressionsversuche in **Anlage 7.6 bis 7.10** beträgt der Anteil der Sekundärsetzung an den Gesamtsetzungen etwa 25 % bis 40 %. Zu den vorgenannten Primärsetzungen kommen noch Sekundärsetzungen in einer Größenordnung von etwa 0,05 m bis zu 0,2 m hinzu.

Das Kriechen tritt jedoch stark verzögert auf. Die zeitliche Entwicklung des Kriechvorganges wurden anhand der Ergebnisse der vorgenannten Zeit-Setzungsversuche abgeschätzt. Die Abschätzung der Dauer erfolgt nach dem 2. Modellgesetz:

$$\frac{T}{t} = \left(\frac{D}{d} \right)^n$$

Es bedeuten:

- T = Setzungszeit in Natur
- t = Setzungszeit im Laborversuch
- D = längster Entwässerungsweg in der Natur
- d = längster Entwässerungsweg im Laborversuch
- n = 2 bei bindigen Böden; = 1 bei organischen Böden

Die Berechnungen, die im einzelnen nicht wieder gegeben werden, ergeben, dass etwa 90 % der Kriechsetzungen erst nach mehreren Jahren bis Jahrzehnten abgeklungen sein werden.

Zusammenfassung

Die Ergebnisse zeigen, dass die Setzungen wegen der unregelmäßigen Schichtfolge stark variieren können. Die Mächtigkeit sowie die Steifigkeit der setzungswirksamen Weichschichten kann innerhalb kurzer Streckenabschnitte stark schwanken. Es ist daher mit Primärsetzung zwischen ca. 0,05 und 0,25 m und weiteren Sekundärsetzungen in etwa gleicher Größenordnung im Bereich der größten Geländeaufschüttung zu rechnen.

Ohne Baugrund verbessernde Maßnahmen sind Schäden am Straßenkörper bzw. ein erhöhter Unterhaltungsaufwand infolge Setzungen und Setzungsdifferenzen zu erwarten. Für den Straßenquerschnitt der Bundesstraße B5 sind die zu erwartenden Setzungen und einhergehenden Setzungsunterschiede zu groß, so dass für die Bereiche der Verbreiterung bzw. Aufhöhung des vorhandenen Straßenquerschnittes baugrundverbessernde Maßnahmen erforderlich sind.

Ein Bodenaustausch führt im vorliegenden Fall nicht zu einer merklichen Reduzierung der Setzungen, da die Gesamtmächtigkeit der Weichschichten deutlich zu groß ist. Es wäre ein Bodenaustausch von mehreren Metern erforderlich, was sich bautechnisch nur begrenzt umsetzen ließe (Wasserhaltung, Baugrubensicherung, etc.) und zu deutlichen Kostensteigerungen führen würde.

Die Setzungen haben Auswirkungen in Form negativer Mantelreibung oder Mitnahmesetzungen auf unmittelbar angrenzende Gebäude und Bauteile wie z. B. die Nachbarbebauung oder Brückenwiderlager. Diese Auswirkungen der Setzungen sind gesondert zu betrachten. Sofern diese Auswirkungen nachteilig oder unzulässig hoch sind, sind besondere, zusätzliche Maßnahmen zu treffen. In den Übergangsbereichen kann so ggf. der Einbau von pfahlähnlichen Elementen oder Leichtbaustoffen erforderlich werden (vgl. Kapitel 5.2 und 5.3).

Für den Wirtschaftsweg werden die ermittelten Setzungen von $< 0,05$ cm unter den genannten Randbedingungen seitens Bodengutachter als vertretbar eingestuft. Baugrundverbessernde Maßnahmen werden als unverhältnismäßig und nicht erforderlich angesehen. Hingegen wird ein teilweiser Bodenaustausch empfohlen, vgl. Kpt. 6.2. Ein erhöhter Unterhaltungsaufwand ist jedoch nicht gänzlich auszuschließen.

5 BAUGRUNDVERBESSERUNGSVERFAHREN

Im 1. BA der B5 stehen setzungswirksame Weichschichten in großen Mächtigkeiten an. Nach den Ergebnisse der Setzungsberechnungen und der Abschätzung des zeitlichen Verlaufes der Setzungen sind zur Vermeidung von Schäden am Straßenkörper bzw. zur Minimierung des Unterhaltungsaufwand für die Bundesstraße B5 baugrundverbessernde Maßnahmen für den Bereiche der Verbreiterung bzw. Aufhöhung des vorhandenen Straßenquerschnittes erforderlich.

Zur Auswahl stehen folgende geeignete Maßnahmen:

- Beschleunigte Setzungsvorwegnahme mittels Vorbelastungsschüttung und Einbringen von Vertikaldränagen,
- Setzungsvorwegnahme durch Vorbelastungsschüttung (ohne Vertikaldränagen)
- setzungsreduzierende Gründung durch Einbau von pfahlähnlichen Elementen,
- Einbau von Leichtbaustoffen (z. B. Blähton), setzungsminimierend.

Für den Wirtschaftsweg sind die prognostizierten Setzungen so gering, dass diese als vertretbar eingestuft werden. Baugrundverbessernde Maßnahmen werden daher als unverhältnismäßig und nicht erforderlich angesehen. Sollten jedoch geänderte Randbedingungen, wie z. B. größere Aufhöhung oder Verkehrslasten, zu einer Erhöhung der Setzungen führen oder sind die prognostizierten Setzungen nicht vertretbar, können auch hier baugrundverbessernde Maßnahmen erforderlich werden.

5.1 Beschleunigte Setzungsvorwegnahme

Das Prinzip der beschleunigten Setzungsvorwegnahme beruht auf einer Geländeüberhöhung durch Sandüberschüttung als Vorbelastung mit einer ausreichenden Liegezeit der Überhöhungsschüttung und dem Einbau von Vertikaldränagen. Nach Ende der Liegezeit erfolgt der Rückbau der Überhöhung auf das Sollmaß des geplanten Geländes. Durch das Einbringen der Vertikaldränagen werden die Setzungen vorweg genommen. Die Gesamtsetzungen ändern sich nicht; sie erfolgen nur über einen deutlich kürzeren Zeitraum.

Diese Methode stellt für die genannten Rahmenbedingungen ein kostengünstiges Konzept zur Baugrundverbesserung dar. Die Kunststoff-Banddräns haben einen geringen Materialpreis und lassen sich i.d.R. sehr schnell einbringen.

Das Ziel dieser Art der Baugrundverbesserung besteht darin, die Setzungen vor Herstellung des Endzustandes weitgehend vorwegzunehmen. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um die Primärsetzungen infolge Konsolidierung. Die Sekundärsetzungen (Kriechen) infolge geplanter Aufhöhung und zusätzlicher Verkehrslast lassen sich nicht oder nur im geringen Maße vorwegnehmen und treten auch mit setzungsbeschleunigenden Maßnahmen zeitlich stark verzögert und unabhängig von der Weichschichtmächtigkeit erst innerhalb eines sehr großen Zeitraumes (Jahre bis Jahrzehnte) auf.

Die Konsolidierung erfolgt durch Abgabe von Porenwasser. Die Entwässerung bzw. die Porenwasserabgabe erfolgt horizontal in Richtung Vertikaldränagen; das Porenwasser wird vornehmlich über die wasserwegsameren Vertikaldränagen abgeführt. Durch den gegenüber der vertikalen Durchströmung deutlich verkürzten Fließweg wird das Porenwasser schneller abgegeben und die Konsolidation beschleunigt. Durch die horizontale Schichtung der Weichschichten mit dünnen Feinsandeinlagerungen weist der Klei zudem in horizontale Richtung eine höhere Wasserdurchlässigkeit als in vertikale Richtung auf. Dies wirkt bei Einsatz von Vertikaldränagen weiter setzungsbeschleunigend.

Bei der Dimensionierung der Vorbelastung und Vertikaldränagen wird angestrebt, die Höhe der Überhöhung, die Liegezeit zur Vorwegnahme der Setzungen und den Dränabstand zu optimieren.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Vordimensionierung zur Konsolidationsbeschleunigung zusammengefasst. Zur Bestimmung des Konsolidationsverlaufes bei Einsatz von Vertikaldränagen wurden die Berechnungen mit dem in Kapitel 4.4 genannten Programm „KONSOLIDATION“ durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten unter Ansatz ungünstiger Bodenverhältnisse (Untergrenze für Durchlässigkeit und Konsolidierungskoeffizient gem. Tabelle 4).

Da zum einen die unteren Weichschichtlagen wie in Kapitel 4.4 beschrieben nur einen geringen Anteil an der Gesamtsetzung haben und zum anderen von mächtigen, wasserdurchlässigen Wattsand- bzw. Sandschichten überlagert werden, kann als Unterkante

der Vertikaldränagen die „Grenztiefe“ bzw. Oberkante der Wattsande angesetzt werden. Die Einbringtiefe beträgt bezogen auf die GOK zwischen etwa 10 m und 12 m.

Mit einer Sandüberschüttung von rd. 1 m gegenüber der gepl. FOK von rd. NN + 3,5 m (OK Vorbelastung rd. NN + 4,5 m), einer Liegezeit von mindestens $T = 2$ Monaten und einem Raster der Vertikaldränagen von ca. $a = 1,5$ m wird ein Konsolidationsgrad von $U \geq 90$ %, bezogen auf die Gesamtsetzungen der Vorbelastung, und somit eine fast vollständige Vorwegnahme der ohne Überschüttung zu erwartenden Primärsetzungen zu erreichen sein. Bei Vergrößerung des Rasters auf $a = 2$ m ist eine Vorbelastungsschüttung von ca. 1,5 m notwendig, siehe **Anlage 15.3**.

In Abhängigkeit vom Bauablauf (Liegezeit, Bauabschnitte) und der zur Verfügung stehenden Bodenmengen (Baukosten) sind die Faktoren Überhöhung, Liegezeit und Dränabstand sowie Geometrie im Rahmen der Entwurfsplanung zu optimieren.

Die zur Konsolidationsbeschleunigung erforderlichen Vertikaldränagen (Kunststoffstreifendräng) sind vorzugsweise in einem Raster gleichseitiger Dreiecke einzubringen. Dabei sind die Vertikaldränagen und Überschüttung bis in den vorh. Straßenkörper anzuordnen, um die Mitnahmesetzungen ebenfalls soweit wie möglich vorweg zu nehmen.

Bei dem Eindrücken der Vertikaldränagen sind die eingelagerten Sandschichten sowie eine mögliche dichte Lagerung der Wattsande und Sande zu beachten. Des Weiteren ist zu beachten, dass in den anstehenden aufgefüllten Böden Bauschuttreste enthalten sein können.

Durch die Vertikaldränagen wird das ausgepresste Porenwasser aus den Weichschichten überwiegend nach oben in die Auffüllungen abgeleitet. Über das Stauwasser bzw. hydraulische Gefälle entwässert dies weiter in die Vorfluter (Entwässerungsgräben).

In wieweit dies eine Entnahme von Grundwasser oder Einleitung in ein Oberflächengewässer darstellt, für die eine Genehmigung bzw. Erlaubnis einzuholen ist, kann im Rahmen dieses Gutachtens nicht beurteilt werden. Dies ist mit den zuständigen Behörden im Zuge der Planung abzustimmen.

Zur Begrenzung der Menge des anzuliefernden und wieder rückzubauenden Bodens und Beschränkung der Kosten wird empfohlen, die Überhöhung in zeitlich versetzten Bauabschnitten auszuführen.

Eine Setzungsvorwegnahme ohne Vertikaldränagen würde wegen des geringen Konsolidierungskoeffizienten c_v des Kleis eine deutlich längere Liegezeit von mehreren Monaten bis Jahren beanspruchen. Diese Variante wird daher nicht weiter betrachtet.

5.2 Gründung auf pfahlähnlichen Elementen und lastverteilernder, geogitterbewehrter Schicht

Eine Alternative zur Setzungsvorwegnahme ist die Gründung mittels pfahlähnlicher Elemente. Diese Bauweise ist kostenintensiv und sollte daher nur bei besonderen Anwendungen unter bestimmten Randbedingungen zur Ausführung kommen, z.B. zur Minimierung von Sekundärsetzungen oder negativer Mantelreibung und Mitnahmesetzungen bei angrenzenden Bauwerken.

Nach den Ergebnissen der Drucksondierungen sowie den in Tabelle 4 angegebenen Bodenkennwerte ist bei den vorherrschenden Bodenverhältnissen von einer ausreichenden seitlichen Stützung des Säulenmaterials durch den anstehenden Boden auszugehen. Hierfür stehen eine Reihe von Säulensysteme zur Verfügung. Nachfolgend soll auf einige kurz eingegangen werden.

A) Vermörtelte Rüttelstopfsäulen (Fertigmörtelstopfsäule/RSS)

Bei diesem System wird der anstehende Boden durch einen Schleusenrüttler bis Plantiefe seitlich verdrängt. Im Anschluss wird eine Säule aus Zementsuspension und Schotter- oder Kiesmaterial bis zur Herstellungsebene im Pilgerschritt eingebaut und verdichtet. Als Tragglieder entstehen relativ starre vermörtelte Säulen, die für den vertikalen Lastabtrag in den tragfähigen Untergrund genutzt werden können.

Bei dem Einrütteln des Aggregates ist bei dem anstehenden Schlick mit einer temporären Verflüssigung des Bodens zu rechnen, so dass direkt nach der Herstellung der Säulen noch nicht mit dem vollen Lastabtrag gerechnet werden kann. Hierfür werden Standzeiten von ca. einen Monat für notwendig gehalten.

Durch die eingebrachte Rüttelenergie kann es bei dem System im Umfeld der Baustelle zu Erschütterungen kommen, die auch bauliche Schäden nach sich ziehen können. Aus diesem Grund muss die Herstellung der ersten Säulen insbesondere im Bereich von Bauwerken mit Erschütterungsmessungen begleitet und nach Auswertung der Aufzeichnungen die maximale zulässige Rüttelenergie festgeschrieben werden.

B) Geotextil ummantelte Sandsäulen (GEC)

Für die Herstellung der Geotextil ummantelten Sandsäulen wird ein ähnliches vollverdrängendes Einbringverfahren wie bei den Fertigbetonstopfsäulen verwendet. Der anstehende Boden wird bis Plantiefe durch einen Schleusenrüttler seitlich verdrängt. Im Anschluss wird ein aus Geotextil bestehender Schlauch mit Sand verfüllt und verdichtet.

Als Tragglied entstehen Sandsäulen, die seitlich durch die Geotextilummantelung gestützt werden. Der vertikale Lastabtrag wird durch die verdichtete Sandsäule gewährleistet.

Die Geotextil ummantelten Sandsäulen unterstützen wie Vertikaldrainagen auch den Abbau von Porenwasserüberdrücken und beschleunigen somit zu erwartende Restsetzungen.

Ansonsten sind zur Optimierung des Systems ebenfalls Erschütterungsmessungen bei der Herstellung der ersten Säulen notwendig.

C) CMC-Säulen

Bei den CMC Säulen handelt es sich wie bei den oben beschriebenen Verfahren um ein Vollverdrängungsverfahren zur Bodenverbesserung. Hierbei werden Säulen auf Sand basierendem Spezialbeton hergestellt. Die Absetztiefen können anhand der Geräteparameter an die Untergrundverhältnisse gut angepasst werden.

Das Verfahren ist als erschütterungsfrei zu bewerten, so dass auf diesbezügliche Erschütterungsmessungen verzichtet werden kann.

Im Rahmen der Entwurfsplanung ist das System festzulegen. Nach Abwägung der technischen Parameter und der Herstellungskosten wird für die weitere Betrachtung die Ausführung von CMC-Säulen empfohlen.

Die Herstellung erfolgt rasterförmig (z. B. im Raster von ca. 2,0 m x 2,0 m). Die Säulen sind mit einer Einbindung von mindestens ca. $t = 1,0$ m in die tragfähigen Sande unterhalb der oben näher erläuterten Grenztiefe auszuführen.

Für die planmäßige Lasteintragung in die Säulen und zur erforderlichen Aktivierung einer Gewölbewirkung oberhalb der Säulen sind Geogitter in mindestens 2 Lagen als Be-

wehrung innerhalb einer Sandschicht anzuordnen. Die Geogitterbewehrung soll ferner bewirken, dass die langfristig auftretenden Setzungen begrenzt werden. Der Lagenabstand sollte zwischen 0,2 m und 0,3 m betragen.

Die Gesamtdicke des frostsicheren Straßenaufbaues oberhalb Geogitterbewehrung sollte auch unter Berücksichtigung eventueller, zukünftiger Ver- und Entsorgungsleitungen sowie zur Sicherheit gegen Aufgrabung mindestens $d = 1$ m, besser 1,6 m betragen.

Die Säulen sind vorzugsweise von einem ebenen Arbeitsplanum aus herzustellen. Bei einer FOK von rd. NN + 3,0 m bis NN + 3,5 m, einer Einbaudicke der lastverteilenden Schicht von min. $d = 0,6$ m und einer Überdeckung von mindestens 1 m liegt die Oberkante der Säulen etwa bei NN +1,0 m bis NN + 2,0 m (entsprechend der vorh. GOK am Böschungsfuß). Die Länge der Säulen beträgt entsprechend bei einer Einbindetiefe von ca. NN – 9 m bis NN - 11 m zwischen 10 m und 13 m, gerechnet ab Arbeitsebene. Sind die Restsetzungen auf ein Minimum zu beschränken, sind die Säulen bis in die pleistozänen Sande herzustellen, wodurch sich die Länge der Säulen auf bis zu 22 m erhöht.

Zur Herstellung des Arbeitsplanums ist im vorh. Böschungsbereich ein Bodenabtrag von 1,5 m bis 2 m erforderlich, um die erforderliche Überdeckung zu erlangen. Die genaue Festlegung der Höhenlage und Einbindetiefe ist im Rahmen der Objektplanung festzulegen. Die Absetztiefen sind darüber hinaus baubegleitend an die örtlichen Untergrundverhältnisse anzupassen.

Wegen der im Klei und insbesondere im Basistorf enthaltenen Organik ist die Betonrezeptur der Säulen ausreichend resistent gegenüber Huminsäuren und den daraus resultierenden betonaggressiven Eigenschaften des Grundwassers auszubilden.

Aufgrund der zu erwartenden, unterschiedlichen Setzungen der Säulen gegenüber den Bereichen zwischen den einzelnen Säulen sind Setzungsdifferenzen zu erwarten. Um diese Setzungsdifferenzen zu minimieren und die Geogitterbewehrung vorzuspannen, wird zusätzlich die Ausführung einer wie in Kapitel 5.1 beschriebene Vorbelastungsschüttung empfohlen.

Die Dimensionierung erfolgt im Zuge der Ausführungsplanung und bezieht sich auf das Rastermaß und die Tragfähigkeit bzw. Gebrauchslast der Säulen sowie die Zugfestigkeit der Geogitter und Anzahl der Lagen. Der Nachweis der Horizontalbewehrung erfolgt sowohl unter Berücksichtigung der EBGEO-Empfehlung für Bewehrungen aus Geokunststoff-

fen als auch der EBGEO, Kapitel 6.9 – „Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern“, des AK 5.2 der DGGT.

5.3 Setzungsminimierung durch Einbau von Leichtbaustoffen

Als weitere Variante kommt der Einbau von Leichtbaustoffen zur Setzungsminimierung in Frage.

Leichtbaustoffe, z. B. in Form von Blähton, werden in verschiedenen Kornrohdichten von etwa $0,4 \text{ g/cm}^3$ bis $0,7 \text{ g/cm}^3$ angeboten. Durch den Einsatz von Leichtbaustoffen wird aufgrund der extrem geringen Dichte und bei entsprechender Wahl der Einbaumächtigkeit weitgehend eine Zusatzbelastung des Baugrundes vermieden, so dass nur geringfügige Setzungen infolge zusätzlicher Auflast entstehen. Hingegen werden unabhängig vom Einbau der Leichtbaustoffe noch Restsetzungen aus Konsolidierung und Kriechen infolge der bereits vorhandenen Auffüllung eintreten.

Die Gesamtdicke des frostsicheren Straßenaufbaues über den Leichtbaustoffen sollte auch unter Berücksichtigung zukünftiger Ver- und Entsorgungsleitungen sowie Sicherheit gegen Aufgrabung - bei Einbau unterhalb des Stau- oder Grundwasserhorizontes zusätzlich gegen Auftrieb - mindestens $d = 1 \text{ m}$, besser $1,6 \text{ m}$ betragen.

Unter Berücksichtigung der Geländeaufhöhung von bis zu $\Delta h = 2 \text{ m}$ bzw. der zusätzlichen Verkehrslast des geplanten 3. Fahrstreifens beträgt die erforderliche Einbaudicke, z. B. von Blähton, zwischen $d = 2 \text{ m}$ bis 4 m .

Die Unterkante der Leichtbaustoffe liegt bei einer Überdeckung von mindestens 1 m somit etwa 3 m bis 5 m unterhalb der FOK. Die Basis der Blähtonschicht liegt damit unterhalb des vorh. Geländes am Böschungsfuß sowie unterhalb des Grundwasserspiegels. Die Ausführung dieser Variante wäre mit einem Bodenaustausch sowie Wasserhaltungsmaßnahmen verbunden. Selbst wenn ein Teil des Bodenaushubs als Auffüllung oberhalb der Leichtbaustoffe verwendet würden, müssten erhebliche Mengen Boden abgefahren werden. Dies führt zu hohen Zusatzkosten und macht diese Variante unwirtschaftlich.

Hingegen kann in Sonderfällen, z. B. zur Vermeidung negativer Mantelreibung und unzulässig hoher Zusatzlasten infolge Setzungen das Konzept der Setzungsminimierung durch Einbau von Leichtbaustoffen erforderlich werden.

Bei Einbau von Blähton ist das „Merkblatt über die Verwendung von Blähton als Leichtbaustoff im Unterbau und Untergrund von Straßen (2004)“ zu beachten. Die Anforderungen der ZTV SoB-StB sind ebenfalls zu beachten.

Alternativ kommt auch der Einsatz von Hartschaumstoffen in Frage. Für die Randbedingungen und Anwendung gelten das Vorgenannte sinngemäß. Bei Ausführung ist das „Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen“ zu beachten.

5.4 Empfehlung

Die prognostizierten Setzungen sowie die damit einhergehenden Setzungsunterschiede sind für die Bundesstraße B5 u. a. aus Gründen der Verkehrssicherheit, wegen des erhöhten Unterhaltungsaufwandes, etc. nicht vertretbar. Es sind daher Baugrundverbessernde Maßnahmen erforderlich.

In Kapitel 5 werden die zur Auswahl stehenden, geeigneten Maßnahmen zur Baugrundverbesserung beschrieben. Unter Berücksichtigung der zu erwartenden Sekundärsetzungen, der Kosten sowie der Unterhaltungsaufwendungen der verschiedenen Varianten wird empfohlen, auf dem gesamten Streckenabschnitt das System beschleunigte Setzungsvorwegnahme auszuführen. Diese Methode stellt das kostengünstigste Verfahren dar.

Die Vertikaldränagen und die Vorbelastungsschüttung sind über den gesamten Bereich der Querschnittsverbreiterung des Straßendamms zwischen vorh. Fahrbahnkante und dem geplanten Wirtschaftsweg auszuführen.

Durch die Variierung der Parameter „Rasterabstand Vertikaldränagen, Höhe der Vorbelastungsschüttung und Liegezeit“ können die Faktoren „Kosten und Bauzeit“ je nach Wichtung optimiert werden. Bei entsprechend günstiger Akquirierung von Böden zur Vorbelastung oder deren Wiederverwertung, können die Gesamtkosten bzw. auch die Liegezeit deutlich reduziert werden.

Trotz der beschleunigten Setzungsvorwegnahme durch die Vorbelastungsschüttung werden über Jahrzehnte noch Sekundärsetzungen eintreten, die in einer Größenordnung von 0,05 m bis 0,2 m liegen können.

Diese Sekundarsetzungen sowie der wechselhafte Untergrund können zu geringen Setzungsunterschieden in Längs- und Querrichtung führen, die einen gewissen, erhöhten Unterhaltungsaufwand an den Verkehrsflächen bedingen können.

Die Brückenbauwerke und Widerlager sind unabhängig von der Empfehlung mittels Pfählen tief zu gründen. Die Gründung dieser Bauwerke ist nicht Bestandteil des vorliegenden Gutachtens.

Im Übergangsbereich zu bestehenden oder im Zuge der Baumaßnahme neu zu errichtender Brückenwiderlager sowie in unmittelbarer Nähe zu Nachbarbebauung kann die Ausführung von besonderen Maßnahmen (vermörtelte Sandsäulen, Einbau von Leichtbaustoffen) erforderlich werden.

6 HINWEISE ZUR AUSFÜHRUNG

6.1 Allgemeines

Der vorhandene Straßendamm des 1. Bauabschnitt zwischen Tönning und Rothenspieker der B5 liegt im Bereich der Marsch sowie von Wattablagerungen mit sehr mächtigen, setzungswirksamen Weichschichten aus Klei und Wattsanden. Bei der Planung, Ausschreibung und Baudurchführung der Straßenbaumaßnahme sind u. a. das „Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund“ zu beachten.

Für die Herstellung des Erdplanums und Straßenkörper sind die einschlägigen ZTV insbesondere die ZTVE-StB und ATV (DIN 18300) sowie Richtlinien der RAS-Ew und RStO zu beachten.

6.2 Arbeitsebene und Aufstandsfläche

Die alten Oberflächenbefestigungen sind zurückzubauen und schadlos zu entsorgen bzw. zur Verwertung abzufahren. Anstehender Oberboden und aufgefüllte humose Böden sowie weiche Böden innerhalb der Dammaufstandsfläche sowie im Bereich der geplanten Parallelwege sind ebenfalls abzutragen und abzufahren. Vorhandene Gräben, die überbaut werden, sind vollständig von Sediment und Schlick zu beräumen und ordnungsgemäß, möglichst in trockener Bauweise mit Sand zu verfüllen.

Zur Einbringung der Vertikaldränagen sind Arbeitsebenen innerhalb der vorh. Böschung herzustellen.

Das Erdplanum / Unterkante Frostschutzschicht der tiefer gelegenen Parallelwege ist oberhalb des Grundwasser-/Stauwasserspiegels (siehe Kpt. 2.3) zu wählen. Anderenfalls ist eine zusätzliche Sickerschicht vorzusehen, um das Wasser abzuführen.

Nach Rückbau der Oberflächenbefestigung und humosen bzw. weichen Böden ist auf dem gesamten Untergrund einschließlich der Parallelwege ein geotextiles Trenn- und Filtervlies (GRK 3) zu verlegen, um ein Verdrücken der Auffüllungssande in den Untergrund zu vermeiden. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Untergrundes sowie des Arbeitsplanums wird empfohlen, zusätzlich ein Geogitter als Bewehrungslage anzuordnen. Bei Verwendung z. B. eines Combigrid 60/60 GRK3 aus PP können die Eigenschaften eines Trenn- und Filtervlieses mit denen eines Geogitters kombiniert werden. Das Geo-

gitter ist unmittelbar als 1. Lage unterhalb des Straßenunterbaus bzw. der Tragschicht anzuordnen.

Bei Verwendung eines Geogitters kann die Gesamtmächtigkeit der Tragschicht der Parallelwege am Böschungsfuß und der erforderliche Bodenabtrag reduziert werden. Je nach geforderter Tragfähigkeit auf der Tragschicht ($E_{v2, \text{oben}}$) und vorhandener Tragfähigkeit des Untergrundes ($E_{v2, \text{unten}}$) kann in Abhängigkeit vom verwendeten Tragschichtmaterial die Dicke der Tragschicht der Parallelwege optimiert werden. Die Bemessung sollte im Rahmen der Ausführungsplanung erfolgen.

Um die Tragfähigkeit des Untergrundes nach Herstellung des Planums im Bereich der Parallelwege abschließend beurteilen zu können, sollte deren Tragfähigkeit im Zuge der Erdarbeiten durch den Baugrundgutachter überprüft werden. Anhand der Ergebnisse sind im Zuge der Ausführung vor dem Einbau des Geogitters und die Dicke der Tragschicht endgültig festzulegen. In Abhängigkeit von der geforderten Tragfähigkeit der Tragschicht kann zusätzlich die Anordnung einer mittigen Geogitterlage erforderlich werden.

Um die Tragfähigkeit des Untergrundes der tiefer gelegenen Parallelwege zu erhöhen und mögliche Setzungsdifferenzen zu begrenzen, kann alternativ zur Verwendung von Geogittern auch ein teilweiser Bodenaustausch ausgeführt werden. Der Bodenaustausch sollte mindestens bis 1 m unter geplanter FOK erfolgen. Wasserhaltungsmaßnahmen sind je nach Aushubebene und örtlichem Grundwasserspiegel und Wasserstand der Gräben auszuführen.

6.3 Anschluss Fahrbahnübergänge, Sanierung vorh. Fahrbahn

Durch den Ausbau der Straße werden die über Jahrzehnte bestehenden Untergrundverhältnisse gestört bzw. verändert. Trotz der Baugrundverbessernden Maßnahmen sind nach Abschluss der Baumaßnahme noch weitere Setzungen im begrenzten Umfang zu erwarten, die unterschiedlich groß zwischen Verbreiterungsbereich und bestehendem Straßenkörper infolge Mitnahmesetzungen auftreten können.

Zur Vergleichmäßigung der langfristig sich einstellenden Restsetzungen und der damit verbundenen, möglichen Setzungsunterschiede in Längs- und Querrichtung wird die Verlegung eines zugfesten Geogitters als Bewehrungslage empfohlen. Das Geogitter, z.B. ein Secugrid 80/80 GRK3 aus Polyester (PES), ist unmittelbar unterhalb der Trag-

schicht auf der gesamten Ausbaubreite und - soweit wie es der Straßenrückbau und die bauzeitlichen Verkehrsführung ermöglichen - bis in die vorh. Fahrbahn hinein anzuordnen.

Im Übergangsbereich zu Brücken, Durchlässen, etc. treten unterschiedliche Setzungsverhalten zwischen Straßenkörper und Bauwerk infolge vertikaler und horizontaler Verschiebungen des Straßendamms auf. Diese Verschiebungen bewirken zusätzliche Belastungen der Gründungselemente der Bauwerke infolge negativer Mantelreibung und Seitendruck, die durch besondere Maßnahmen zu vermindern sind.

Beim Anschluss an vorhandene Bauwerke stehen als erdbautechnische Maßnahmen u. a. folgende Bauweisen am Übergang zum Bauwerk bei der Herstellung des Straßendamms zur Auswahl:

- Herstellung von pfahlähnlichen Elementen mit lastverteilender Bewehrung aus Geogittern, siehe Kpt. 5.2,
- Einbau von Leichtbaustoffen, gem. Kpt. 5.3.

Alternativ kann zur Lastabschirmung gegenüber der einer Gründung die Anordnung von Abschirmwänden, z. B. als Spundwand erforderlich sein. Für die Bemessung von Abschirmwände sind die Bodenkennwerte der Tabelle 4 zu verwenden.

Beim Anschluss an neu zu errichtende Bauwerke wird die frühzeitige Herstellung einer Vorbelastungsschüttung mit Vertikaldränagen und entsprechende Dimensionierung (Abstand Vertikaldränagen, Höhe der Überschüttung) empfohlen. Setzungen und Verformungen des Untergrundes können so im Übergangsbereich weitestgehend vorweg genommen werden (vgl. Kpt. 5.1). Restsetzungen infolge Kriechen sind hierbei jedoch nicht zu vermeiden. Sofern die Gründungselemente die Belastungen aus Seitendruck und negativer Mantelreibung infolge Restverformungen nicht aufgenommen werden können, sind zusätzliche Maßnahmen wie vor beschrieben auszuführen. Die Bauwerke bzw. deren Gründungen sind vorzugsweise erst nach Abklingen der Setzungen des Untergrundes unterhalb des Straßendamms herzustellen.

Zur Verminderung eines Setzungssprunges zwischen tiefgegründeten Bauwerken und dem Straßendamm können auch Schleppplatten in Betracht gezogen werden.

Unabhängig von dem gewählten Verfahren können Restdifferenzen im Übergangsbereich Bauwerk – Straßendamm nach Fertigstellung der Straße infolge unterschiedlicher Gründungsverhältnisse nicht ausgeschlossen werden.

Die erforderlichen Maßnahmen sind im Zuge der Objekt- und Tragwerksplanung für die geplanten Bauwerke bzw. im Rahmen der Ausführungsplanung des Straßen- und Erdbaus festzulegen.

6.4 Dammschüttmaterial, Hinterfüllung- bzw. Überschüttmaterial

Als Dammschüttmaterial sowie als Material für das Hinterfüllen oder Überschütten im Bereich baulicher Anlagen (Widerlager) gelten folgende Anforderungen und Regelungen:

Es ist grobkörniger Boden gem. ZTVE-StB, Abs. 9.2.4 (1) zu verwenden und gem. ZTVE-StB, Abs. 9.3.5 einzubauen und zu verdichten.

Es gelten die Anforderungen der DIN 18300, Abs. 3.11.

Der Boden sollte eine Ungleichförmigkeitszahl von wenigstens $U = 3$ und einen Anteil von schluffigen Bestandteilen von höchstens etwa 5 Gew.-% aufweisen. Der Boden ist lagenweise einzubauen und ebenfalls auf eine wenigstens mitteldichte Lagerung zu verdichten. Die Lagerung der Böden ist im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung nachzuweisen. Bei den Straßenbauarbeiten sind die Verformungsmoduli für das Planum und die Tragschichten ebenfalls nachzuweisen.

6.5 Böschungsneigungen und Baugruben

Zur Gewährleistung der Standsicherheit sind folgende Böschungsneigungen einzuhalten:

- Straßendamm (Endzustand) 1 : 2,
- Bauzustand bis 1 : 1,5,
- Neigung Grabenböschungen bis 1 : 1,5.

Baugruben sind unter Beachtung der DIN 4124 und den Angaben der EAB auszuführen. Für die Bemessung von Baugrubenverbau sind die Bodenkennwerte der Tabelle 4 zu verwenden.

6.6 Wasserhaltung

Das Planum liegt nach den vorliegenden Planunterlagen oberhalb des Grundwasserspiegels. Wasserhaltungsmaßnahmen sind daher zur Verbreiterung des Straßendamms nicht erforderlich.

Bei einem teilweisen Bodenaustausch am Böschungsfuß zur Herstellung der Parallelwege sowie bei der Grabenberäumung und Neuanlage von Entwässerungsgräben werden Wasserhaltungen erforderlich. Diese sind vorzugsweise als offene Wasserhaltung innerhalb der Baugruben bzw. der Aushubsohle mit Pumpensämpfen, Sickerleitungen, ggf. Querdämmen anzulegen. Bezüglich des Bemessungswasserstandes siehe Kpt. 2.3. Bei einer angenommenen Grabensohle von NN +0,0 m ist eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch gegeben.

Durch die Vorbelastungsschüttung wird je nach Quergefälle des vorh. Straßenprofils die oberflächige Entwässerung nach außen unterbunden. Auf den betreffenden Abschnitten sind entsprechende Einrichtungen zur bauzeitlichen Entwässerung vorzusehen.

6.7 Setzungsmessungen

Bei der Sandüberschüttung (Vorbelastungsschüttung) sind zur Kontrolle des Zeitsetzungsverhaltens bzw. der erreichten Konsolidierung bauzeitliche Setzungsmessungen durchzuführen. Die Messpegel sind nach Herstellung der Vertikaldränagen bzw. vor der Sandaufschüttung herzustellen. Die Pegel sind mit einer ausreichend großen Grundplatte herzustellen.

Zu Beginn ist die lage- und höhenmäßige Nullmessung durchzuführen. Die Folgemessungen sind parallel zu den Auffüllungen und während der folgenden Liegezeit jeweils wöchentlich vorzunehmen. Die Messungen sind laufend aufzutragen und auszuwerten. Ausgeführte Messpegelverlängerungen und die vorhandenen Schütthöhen zum jeweiligen Messzeitpunkt sind baubegleitend zu dokumentieren.

Auch bei der Verwendung von Leichtbaustoffen sowie Einbau von Säulensystemen sind zur Kontrolle des Setzungsverhaltens bauzeitliche Setzungsmessungen durchzuführen.

Darüber hinaus werden Porenwasserdruckmessungen zur Abschätzung des Konsolidierungsverlaufes insbesondere auch zur Abschätzung des Seitendrucks im Bereich von Bauwerken und Gründungen empfohlen.

6.8 Baubetrieblicher Ablauf

Zu Beginn der Bautätigkeit ist die Vorflut durch Neugestaltung des Grabensystem vorzunehmen, da die bestehenden Gräben bereits durch die Vorbelastungsschüttung überbaut werden.

Die Dauer der Liegezeit der Vorbelastungsschüttung ist abhängig von dem übergeordneten Bauzeitenplan sowie den zur Verfügung stehenden Bodenmassen bzw. Baukosten. Zur Begrenzung der Menge des anzuliefernden und wieder rückzubauenden Bodens und Beschränkung der Baukosten wird empfohlen, die Überhöhung in zeitlich versetzten Bauabschnitten auszuführen. Der zurück gebaute Boden eines Abschnittes kann im nächsten Abschnitt wieder als Aufhöhung werden. Die Gesamtdauer der Überhöhung einschließlich Liegezeiten erhöht sich dadurch.

Der dreistreifige Ausbau soll überwiegend nur auf einer Seite des vorhandenen Straßendamms erfolgen. Die Baugrundverbessernden Maßnahmen (Vertikaldrainagen und Vorbelastungsschüttung) sowie Maßnahmen zur Vergleichmäßigung der Setzungen (Einbau Geogitter-Lagen) beschränken sich weitestgehend auf den Bereich des Ausbaus, reichen jedoch auch bis in den bestehenden Straßenkörper hinein. Diese Arbeiten können überwiegend in einem Baufeld neben der unter Verkehr befindlichen Fahrbahn ausgeführt werden. Durch die räumlichen und zeitlichen Überschneidungen ist die Verkehrlenkung während der Bauzeit für die verschiedenen Bauphasen besonders zu berücksichtigen. Für den Baustellenverkehr kann die Anlage einer zusätzlichen Baustraße erforderlich werden.

7 BEWEISSICHERUNG

Vor Beginn der Arbeiten sollte im Rahmen eines Beweissicherungsverfahrens der momentane bauliche Zustand der bestehenden Umgebungsbebauung festgehalten werden. Auf diese Weise können etwaige spätere Schadensansprüche eindeutig quantifiziert werden. Der Umfang sollte bei Planungsfortschritt festgelegt werden.

8 ZUSAMMENFASSUNG

Zwischen Tönning und Husum ist der dreistreifige Ausbau der B5 geplant. Im 1. Bauabschnitt soll der Streckenabschnitt Tönning – Rothenspieker sowie die K40 zwischen der L36 und Rothenspieker ausgebaut werden. Bauherr der Maßnahme ist das „Land Schleswig-Holstein“, vertreten durch den „Landesbetrieb für Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein, Niederlassung Flensburg“.

Das vorliegende Gutachten enthält eine Baugrundbeurteilung sowie eine Abschätzung der Setzungen und des Zeitsetzungsverhaltens. Ausgehend von den beschriebenen Bodenarten wird eine Beurteilung der Bodenschichten vorgenommen sowie Vorschläge für erforderliche bautechnische Maßnahmen und Hinweise zu deren Ausführung gegeben.

Die B5 verläuft im 1. BA zwischen Tönning und Rothenspieker im Bereich der Marsch sowie von Wattablagerungen mit sehr mächtigen, setzungswirksamen Weichschichten aus Klei und Wattsanden.

Zur Baugrunderkundung wurden im Mai 2007 33 Kleinrammbohrungen in Tiefen von 15 m bis 20 m, 6 Trockenbohrungen zwischen 15 m und 25 m Tiefe sowie 12 Drucksondierungen zwischen 20 m und 27 m Tiefe in Längsabständen von i. M. ca. 125 m ausgeführt.

Die Baugrunderkundung ergab, dass ausgehend von der GOK zunächst Auffüllungen des Straßendamms bzw. Oberboden anstehen, gefolgt von Marsch- und Wattablagerungen (Klei, Wattsand, marine Sande) in unregelmäßiger Schichtfolge und Mächtigkeit an, die z. T. von Basistorf unterlagert sind. Im Liegenden stehen pleistozäne Sande und örtlich Geschiebemergel an. Die Unterkante der Marsch- und Wattablagerungen (Holozän) steigt von ca. NN – 20 m im Süden nach Norden Eiderstromaufwärts auf ca. NN -10 m an.

Im vorliegenden Bericht wird der Untergrundaufbau im einzelnen beschrieben und u. a. auf der Grundlage von bodenmechanischen Versuchsergebnissen charakteristische Bodenkennwerte (Tabelle 4) und Bemessungsbodenprofile angegeben.

Auf Grundlage der vorliegenden Entwurfsplanung wurde der Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch erbracht. Die Nachweise wurden an drei repräsentativen Querprofilen mit den zugehörigen Bemessungsbodenprofilen jeweils für den Anfangszustand unter Ansatz der undränierten Scherfestigkeit ($c_{u,k}$) und den Endzustand unter Ansatz

der dränierten Scherfestigkeit $\phi'_{,k}$, $c'_{,k}$. Um das erforderliche Sicherheitsniveau zu gewährleisten, werden im Gutachten Gründungsempfehlungen zu Böschungsneigungen, konstruktiven Randbedingungen und Anforderungen an das Dammmaterial gemacht.

Im weiteren wird eine Setzungsabschätzung vorgenommen. Wegen der unregelmäßigen Schichtfolge und unterschiedlichen Mächtigkeit sowie Steifigkeit der setzungswirksamen Weichschichten können die Setzungen innerhalb kurzer Streckenabschnitte unterschiedlich stark eintreten.

Nach den Ergebnissen der Berechnungen ist mit Setzung zwischen etwa 0,05 m bis 0,25 m im Bereich der größten Geländeaufschüttung zu rechnen. Für den Straßenquerschnitt der B5 sind diese Setzungen und die damit einhergehenden Setzungsunterschiede zu groß, so dass für die Ausbaubereiche bzw. der Verbreiterung baugrundverbessernde Maßnahmen empfohlen werden.

Für den Wirtschaftsweg werden die ermittelten Setzungen mit $< 0,05$ m abgeschätzt. Diese relativ geringen Setzungen werden unter den genannten Randbedingungen als vertretbar eingestuft, so dass keine besonderen Maßnahmen erforderlich angesehen werden. Ein erhöhter Unterhaltungsaufwand ist jedoch nicht gänzlich auszuschließen.

Neben den genannten Setzungen kommen Setzungen aus Kriechen (Sekundärsetzungen) in etwa gleicher Größenordnung. Das Kriechen tritt jedoch stark verzögert auf und werden erst nach mehreren Jahren bis Jahrzehnten abgeklungen sein.

Wegen der zu erwartenden Setzungen sind zur Vermeidung von Schäden am Straßenkörper bzw. zur Minimierung des Unterhaltungsaufwand für den Ausbaubereich der Bundesstraße B5 baugrundverbessernde Maßnahmen erforderlich.

Im vorliegenden Bericht werden verschiedene Maßnahmen zur Baugrundverbesserung beschrieben. Es wird empfohlen, auf der gesamten Strecke der Erweiterung das System beschleunigte Setzungsvorwegnahme (Vorbelastungsschüttung/Geländeüberhöhung und Einbringen von Vertikaldränagen) auszuführen. Diese Methode stellt das kostengünstigste Verfahren dar. Es werden Hinweise zur Bemessung und Ausführung sowie Abhängigkeiten zu benachbarten Bauwerken gegeben. Im Übergangsbereich zu Brückenwiderlagern und Nachbarbebauung kann darüber hinaus die Ausführung von besonderen Maßnahmen (vermörtelte Sandsäulen, Einbau von Leichtbaustoffen, lastabschirmende Wände) erforderlich werden.

Abschließend werden u. a. Hinweise zur Herstellung von Arbeitsebenen und des Erdplans sowie Baugruben, Empfehlungen zur Verwendung von Geotextilien zur Lastverteilung und zum Ausgleich von Setzungsunterschieden, Anforderungen an das Schüttmaterial, Anmerkungen zum Bauablauf gemacht.

Für Rückfragen und weitere Beratungen stehen wir jederzeit zur Verfügung.

IGB Ingenieurgesellschaft mbH
- Niederlassung Kiel -



Dr. rer. nat. G. Overbeck

i. A. 

Dipl.-Ing. T. Brockmann

ANLAGENVERZEICHNIS

| | | | |
|----------------|--------------------|---|------------------|
| Anlage | 1 | Übersichtslageplan | M. 1 : 25.000 |
| Anlage | 2.1 | Lageplan der Untergrundaufschlüsse – Süd | M. 1 : 2.500 |
| Anlage | 2.2 | Lageplan der Untergrundaufschlüsse – Nord | M. 1 : 2.500 |
| Anlage | 3 | Ergebnisse der Untergrundaufschlüsse | M. 1:100/1:1.000 |
| Anlage | 3.1 | Bau-km 0+200 bis 1+400 | |
| Anlage | 3.2 | Bau-km 1+400 bis 2+600 | |
| Anlage | 3.3 | Bau-km 2+600 bis 3+800 | |
| Anlage | 3.4 | Bau-km 3+800 bis 5+400 | |
| Anlage | 3.5 | K40 | |
| Anlagen | 4.1 – 4.3 | Zusammenstellung der Prüfergebnisse | |
| Anlagen | 5.1 bis 5.5 | Kornverteilungskurven | |
| Anlage | 6 | Durchlässigkeitsversuche | |
| Anlage | 7.1 – 7.5 | Kompressionsversuche | |
| Anlage | 7.6 – 7.10 | Kompressionsversuche – Zeitsetzung | |
| Anlage | 8 | Einaxiale Druckversuche | |
| Anlage | 9 | Direkte Scherversuche – Rahmenscherversuch | |
| Anlage | 10 | Spitzendrucksondierungen (Fa. Neumann) | |
| Anlage | 11 | Prüfbericht Nr.: 07-I-867 (Fa. IGU) | |
| Anlage | 12.1 | Bemessungs-Bodenprofil 1, Stat. 0+000 bis 2+600 | M. 1 : 100 |
| Anlage | 12.2 | Bemessungs-Bodenprofil 2, Stat. 2+600 bis 3+800 | M. 1 : 100 |
| Anlage | 12.3 | Bemessungs-Bodenprofil 2, Stat. 3+800 bis 5+200 | M. 1 : 100 |

| | | |
|---------------|---------------|--|
| Anlage | 13 | Ergebnisse der Sicherheitsnachweise gegen Böschungsbruch |
| Anlage | 13.1 | BMP 1 und 2, Bau-km 1+500 |
| Anlage | 13.1.1 | Anfangszustand |
| Anlage | 13.1.2 | Endzustand |
| Anlage | 13.1.3 | Vorbelastungsdamm - Anfangszustand |
| Anlage | 13.2 | BMP 3, Bau-km 4+600 |
| Anlage | 13.2.1 | Anfangszustand |
| Anlage | 13.2.2 | Endzustand |
| Anlage | 13.2.3 | Vorbelastungsdamm - Anfangszustand |
| Anlage | 14 | Ergebnisse der Setzungsberechnungen |
| Anlage | 14.1 | BMP 1, Bau-km 1+500 |
| Anlage | 14.2 | BMP 2 |
| Anlage | 14.3 | BMP 3, Bau-km 4+600 |
| Anlage | 15 | Konsolidierungsverlauf Setzung |
| Anlage | 15.1 | BMP 1 und 2 |
| Anlage | 15.2 | BMP 3 |
| Anlage | 15.3 | Überhöhung mit Vertikaldrängen, BMP 1 und 2 |

UNTERLAGENVERZEICHNIS

- [U1] Baugrundgutachten Nr. 1, BW 2 B5, km 6+010 „Alte Eider“, Landesamt für Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein, Baustoff- und Bodenprüfstelle, Kiel, 06.02.2001
- [U2] B5; Dreistreifigkeit Tönning – Husum, I. BA Tönning – Rotenspieker, Lagepläne M. 1 : 1000, Unterlage Nr.: 7 Blatt Nr.: 1 bis 7, Vorabzug Stand 06.06.2007, eds – planung, Beratende Ingenieure, Gettorf
- [U3] B5; Dreistreifigkeit Tönning – Husum, I. BA Tönning – Rotenspieker, Achse 100, Querprofile M. 1 : 100, Anlage 15.9, Stand 10.09.2007, eds – planung, Beratende Ingenieure, Gettorf
[U3.1] Bau-km 1+500; [U3.2] Bau-km 2+400; [U3.3] Bau-km 2+850;
[U3.4] Bau-km 3+350; [U3.5] Bau-km 4+600; [U3.6] Bau-km 5+450;
- [U4] Geologische Übersichtskarte, 1 : 200.000, CC2318 Neumünster, Herausgegeben von der Bundesamt für Geowissenschaften und Rohstoffe in Zusammenarbeit mit den Geologischen Landesämtern der Bundesrepublik Deutschland, Hannover 1980