



. Ausfertigung

Zuckerfabrik Jülich AG

Bedburger Höfe Nachhaltiges Stadtquartier an der Erft

Stellungnahme zur Tragfähigkeit des Baugrunds

Auftraggeber: Zuckerfabrik Jülich AG
Projekt-Nr.: 844-10
Abschluss der Bearbeitung: 16.02.2011



Inhalt

1	Vorgang, örtliche Situation	5
2	Unterlagen	6
3	Örtliche Situation	8
4	Art und Umfang der durchgeführten Untersuchungen	10
5	Geologischer Überblick	11
6	Hydrogeologische Situation	14
7	Bodensenkungen	16
8	Seismologische Aspekte	17
9	Baugrundaufbau	18
9.1	Allgemeines	18
9.2	Auffüllungen = Hauptbodenschicht 1	20
9.3	Auenböden = Hauptbodenschicht 2	23
9.4	Terrassensedimente = Hauptbodenschicht 3	25
9.5	Bautechnische Eigenschaften der Böden gemäß Unterlage 2.1	28
9.6	Klassifizierung und Kennwerte	30
10	Hinweise und Empfehlungen zur Bauausführung	32
10.1	Allgemeines	32
10.2	Straßen- und Kanalbau	33
10.3	Gründung von Hochbauten	37
10.4	Bau von Kellern, Tiefgaragen etc.	40
11	Schlussbemerkung, Unterschrift	43



Anlagen

- Anlage 1.1: Übersichtslageplan i. M. 1 : 50.000
- Anlage 1.2: Lageplan, Lage der Erkundungen aus 2010 mit Darstellung der geplanten Bebauung und Angabe der oberen Schichtgrenze des ausreichend tragfähigen Baugrunds am Rasterpunkt, Maßstab 1 : 2.000
- Anlage 1.3: Lageplan, Lage der früheren Erkundungen mit Darstellung der ehemaligen Betriebseinrichtungen und des CPT-Aufschlussrasters aus 2010, Maßstab 1 : 2.000
- Anlage 1.4.1: Ausschnitt aus der Hydrologischen Karte von NRW, Blatt 5005 Bergheim, Grundrisskarte i. M. 1 : 25.000
- Anlage 1.4.2: Ausschnitt aus der Hydrologischen Karte von NRW, Blatt 5005 Bergheim, Profilkarte, i.M. 1 : 25.000/2.000
- Anlage 1.4.3: Legende zu den Ausschnitten aus der Hydrologischen Karte von NRW, Blatt 5005 Bergheim
- Anlage 1.5: Grundwassergleichenplan i.M. 1 : 25.000, 1. Grundwasserstockwerk, Stand: Oktober 2009 und Oktober 1955, Erftverband, 09/2010, Ganglinien der Grundwassermessstellen 27/927491, 27/927501, 27/874381 und 27/927312, Erftverband, 08.09.2010
- Anlage 1.6: Stellungnahme der RWE Power AG vom 28.09.2010 zur Bergschadensgefährdung im Projektgebiet
- Anlage 2.1: Baugrundschnitt Achse A (A1 – A6), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100
- Anlage 2.2: Baugrundschnitt Achse C (C1 – C6), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100
- Anlage 2.3: Baugrundschnitt Achse E (E1 – E11), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100
- Anlage 2.4: Baugrundschnitt Achse G (G3 – G11), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100
- Anlage 2.5: Baugrundschnitt Achse 1 (A1 – F1), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100
- Anlage 2.6: Baugrundschnitt Achse 3 (A3 – G3), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100
- Anlage 2.7: Baugrundschnitt Achse 5 (A5 – F5), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100
- Anlage 2.8: Baugrundschnitt Achse 7 (D7 – G7), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100
- Anlage 2.9: Baugrundschnitt Achse 9 (D9 – G9), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100



Anlage 2.10: Baugrundschnitt Achse 11 (D11 – H11), M.d.L. 1 : 500, M.d.H. 1 : 100

Anlage 3: Diagramme der Drucksondierungen CPT aus 2010 mit Darstellung der abgeleiteten Steifemoduln

Anlage 4: Bohrprofile der aus der Machbarkeitsstudie vom 06.05.1997 vorliegenden Erkundungsbohrungen früherer Kampagnen

Anlage 5: Sondierdiagramme der aus der Machbarkeitsstudie vom 06.05.1997 vorliegenden Rammsondierungen früherer Kampagnen



1 Vorgang, örtliche Situation

Die Zuckerfabrik Jülich AG plant die Erschließung und Bebauung von Teilen des Werksgeländes der ehemaligen Zuckerfabrik am Ortsrand der Stadt Bedburg. Bei dem rund 650 m x 450 m großen Baufeld unmittelbar östlich der Erft handelt es sich zum größten Teil um durch Auflandung von Rübenerde künstlich aufgehöhte Flächen. Hier soll mit den sogenannten Bedburger Höfen ein neues nachhaltiges Stadtquartier entstehen.

Für das geplante Bauvorhaben liegt eine Machbarkeitsstudie des Geotechnisches Beratungsbüro Dipl.-Ing. Siegfried Lange (GGB) vom 06.05.1997 vor. Die Zuckerfabrik Jülich AG hat das Ingenieurbüro Gell & Partner mit E-Mail vom 27.08.2010 über die Drees & Sommer Infra Consult und Entwicklungsmanagement GmbH beauftragt, auf dem Areal zusätzliche Sondierungen zur Überprüfung der Tragfähigkeit durchzuführen. Im vorliegenden Bericht werden die Ergebnisse der vertiefenden Überprüfungen ausgewertet und mit den alten Erkundungsergebnissen verglichen. Es werden verschiedene Gründungsvarianten für Ein- und Mehrfamilienhäuser und öffentliche Gebäude vorgestellt sowie Hinweise und Empfehlungen zur Herstellung von Verkehrsflächen und Leitungsgräben ausgesprochen.

Zur Altlastensituation bzw. zur Gefährdung der Umwelt auf den Wirkungspfaden Boden – Mensch, Boden – Grundwasser und Boden – Nutzpflanze wurden gesonderte Stellungnahmen verfasst. Sobald die erst kürzlich vorgelegten Unterlagen zu Altlastenuntersuchungen aus 1996 und 1997 ausgewertet und alle zusätzlich erforderlichen Erkundungen in Abstimmung mit der Unteren Bodenschutzbehörde des Rhein-Erft-Kreises festgelegt und ausgeführt worden sind, werden die Ergebnisse dieser Untersuchungen in einem weiteren Bericht vorgestellt.



2 Unterlagen

Zur Ausarbeitung des vorliegenden Berichts wurden unserem Ingenieurbüro die nachfolgend aufgelisteten Unterlagen zur Verfügung gestellt:

- 2.1 Machbarkeitsstudie einer Bebauung des Fabrikgeländes des Werkes Bedburg der Zuckerrfabrik Jülich AG zwischen Erft, dem Venturi-Kanal, dem Bedburger Entwässerungsgraben und der geplanten Zuwegung zur L 361 n, Geotechnisches Beratungsbüro Dipl.-Ing. Siegfried Lange, Kerpen, 06.05.1997
- 2.2 Masterplan mit Darstellung des derzeitigen städtebaulichen Entwurfs des neuen Stadtquartiers, erhalten von der Ingenieurbüro H. Berg & Partner GmbH als dwg-Datei ohne Schriftfeld mit E-Mail vom 02.08.2010
- 2.3 Bedburger Höfe, Nachhaltiges Stadtquartier an der Erft, Pilotprojekt der Deutschen Gesellschaft für nachhaltiges Bauen, AG Stadtquartiere, Projektblatt der E. + H. Faerber Büro für Architektur und Innenarchitektur, erhalten von der Drees & Sommer Infra Consult und Entwicklungsmanagement GmbH, Stuttgart, mit E-Mail vom 21.06.2010
- 2.4 Bedburger Höfe, Nachhaltiges Stadtquartier an der Erft, Rahmenplan Erschließung, Stand 11.05.2010, erhalten von der Drees & Sommer Infra Consult und Entwicklungsmanagement GmbH, Stuttgart, mit E-Mail vom 21.06.2010

In Unterlage 2.1 werden die Ergebnisse einer Vielzahl älterer Unterlagen verschiedener Gutachter zusammengefasst. Die dort aufgelisteten Ursprungsdokumente liegen uns nicht vor. Zur Überprüfung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse wurden folgende Unterlagen ausgewertet:

- 2.5 Topographische Karte von Nordrhein-Westfalen i.M. 1 : 50.000, Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen
- 2.6 Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen i.M. 1 : 100.000, Blatt C 5102 Mönchengladbach, Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen, und die zugehörigen Erläuterungen, 1990



- 2.7 Hydrologische Karte von Nordrhein-Westfalen i.M. 1 : 25.000/2.000, Grundrisskarte und Profilkarte, Blatt 5005 Bergheim, Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen, 1996
- 2.8 Bodenkarte von Nordrhein-Westfalen i.M. 1:50.000, Blatt L 5104 Düren, Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen, Krefeld, 1976
- 2.9 Grundwassergleichenplan i.M. 1 : 25.000, 1. Grundwasserstockwerk, Stand: Oktober 2009 und Oktober 1955, Erftverband, 09/2010, Ganglinien der Grundwassermessstellen 27/927491, 27/927501, 27/874381 und 27/927312, Erftverband, 08.09.2010
- 2.10 Stellungnahme der RWE Power AG zur Bergschadensgefährdung im Projektgebiet, RWE Power AG, 28.09.2010
- 2.11 Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen der Bundesrepublik Deutschland (Karte zu DIN 4149), Geologischer Dienst Nordrhein-Westfalen, Juni 2006
- 2.12 Rathsmann, W.: Bodenbewegungen als Folge von Grundwasserentzug im rheinischen Braunkohlerevier (in: Braunkohle 38, Heft 4, S. 82 - 86), 1986
- 2.13 Erschließung „Nördl. Victor-Gollancz-Straße“ in 52428 Jülich, Rüttelstopfverdichtung mit dem Schleusenrüttler System Keller Grundbau, Ausführungsunterlagen aus 1999, erhalten von der Keller Grundbau GmbH mit E-Mail vom 14.09.2010
- 2.14 Abstimmungsgespräche am 16. und 20.12.2010 mit der Ingenieurbüro H. Berg & Partner GmbH über Art und Ausbildung eines Regelkanalgrabenquerschnitts unter Berücksichtigung einer im gesamten Straßenbereich vorausgegangenen Baugrundverbesserung mittels Rüttelstopfverdichtung
- 2.15 Erschließung Bedburger Höfe, Vorplanung, Entwässerungskonzept Regelgraben Kanalbau, Blatt Nr. V 2.2, Maßstab 1 : 20, erhalten von der Ingenieurbüro H. Berg & Partner GmbH, Aachen, mit E-Mail vom 02.02.2011

3 Örtliche Situation

Das Baufeld für das nachhaltige Stadtquartier „Bedburger Höfe“ liegt zwischen der Erft im Westen, dem Bedburger Entwässerungsgraben im Osten, der K 37n im Norden und dem Naturschutzgebiet Blericher Bruch im Süden. Westlich der Erft befindet sich der Gewerbepark Adolf-Silverberg-Straße.

Die Anbindung des Neubaugebiets soll über einen Kreisverkehr an der K 37 erfolgen. Von hier aus ist das nördlich erftabwärts gelegene Zentrum der Stadt Bedburg rund 600 m entfernt (siehe Anlage 1.1). Eine weitere Zufahrt ist über eine bestehende Erftbrücke in der Südwestecke des Stadtquartiers vorgesehen.

Der ehemalige Braunkohletagebau Fortuna-Garsdorf reicht von Osten her bis wenige Hundertmeter an das Projektgebiet heran (siehe Bild 3.1). Die Verfüllung des Tagebaus wurde im Jahr 2004 weitgehend abgeschlossen. Zwischen dem Tagebaurand und dem geplanten Stadtquartier verläuft die L 361.

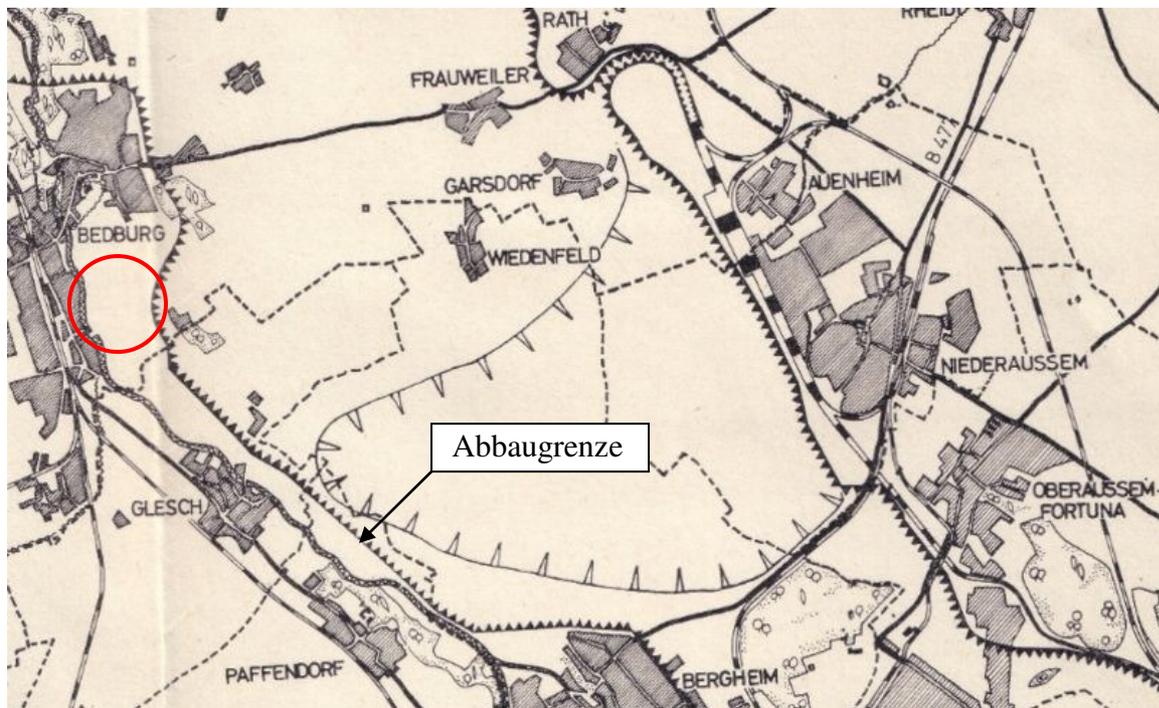


Bild 3.1: Abbaugrenzen des Tagebaus Fortuna-Garsdorf



Das Gelände in der (östlichen) Erftaue gehörte zum Werk Bedburg der Zuckerfabrik Jülich AG. Hier wurde in der Vergangenheit großflächig Rübenerde aufgelandet. Im westlichen Teil beträgt die Geländeaufhöhung rund 5 m. Auf dem bereits aufgehöhten Areal befanden sich auch eine Rübenstapelanlage sowie Anlagen zur Behandlung des Betriebswassers (zwei Eindicker und eine anaerobe Abwasserreinigungsanlage). Diese Anlagen wurden zwischenzeitlich zurückgebaut. Lediglich die Gründungspfähle der Schienenbahn der Stapelanlage sind im Untergrund verblieben. Nach Osten schließen sich Polder, ein Carbokalkbecken und eine Bauschuttdeponie an. Die Aufhöhung des Urgeländes kann hier bis zu 9 m erreichen.

Das Werk Bedburg der Zuckerfabrik Jülich AG wurde im März 1997 geschlossen. Mit der letzten Kampagne endete auch die Auflandung von Rübenerde im Bereich des Erschließungsgebiets. Die (infolge des Tagebaus abgesunkenen) Urgeländehöhen wurden in den aktuellen Aufschlüssen auf ca. 51,9 – 57,4 mNN festgestellt. Die heutige Geländeoberfläche befindet sich an den Aufschlusspunkten auf Höhen von 58,4 – 63,4 mNN.

Der städtebauliche Entwurf sieht in den Randbereichen zur Erft und zum Naturschutzgebiet Reihen- und kleinere Hofhaustypen mit privaten Gärten vor (siehe Anlage 1.2). Dabei kann es sich sowohl um klassische Einfamilien- aber auch um Mehrgenerationenhäuser handeln. Im inneren Bereich sind autofreie Wohnhöfe mit Tiefgaragen geplant. Das Zentrum des Quartiers „wird durch viergeschossige Punkthäuser markiert“, die auch Büronutzung und Arztpraxen enthalten können (siehe Unterlage 2.2).

Die Entwicklung des alten Zuckerfabrikgeländes soll der Nachfrage entsprechend von Norden, d.h. von der K 37n aus erfolgen. Die Andienung der nach Süden fortschreitenden Baufelder ist über die Brücke in der Südwestecke vorgesehen.



4 Art und Umfang der durchgeführten Untersuchungen

Zur Überprüfung der Tragfähigkeit der aufgelandeten Böden wurden im Rahmen des vorliegenden Gutachtens die folgenden Erkundungen durchgeführt:

- 63 elektrische Drucksondierungen (CPT) inkl. Messung der Mantelreibung mit Tiefen von bis zu 14,0 m, ausgeführt von der Fa. Fugro Ingenieurbureau B.V., Hardinxveld am 10. – 12.08.2010

Die Ansatzpunkte der Drucksondierungen wurden durch unser Büro in einem gleichmäßigen Raster über das Baufeld verteilt und vor Ort abgesteckt. Die fachtechnische Betreuung der Erkundungen sowie das höhenmäßige Einmessen der Aufschlüsse erfolgte ebenfalls durch unser Ingenieurbüro. Als Bezugspunkt für die Höhenvermessung wurde ein Kanaldeckel am Rand des Projektgebiets in der Sankt-Florian-Straße herangezogen.

Mit Ausnahme der CPT-D10 reichen alle Drucksondierungen bis in die dicht bis sehr dicht gelagerten Terrassensedimente hinein (siehe Anlagen 2 und 3). An den Rasterpunkten D9 und F6 mussten die Sondierungen aufgrund von (oberflächennahen) Sondierhindernissen umgesetzt werden.

Die Lage der Baugrundaufschlüsse geht aus Anlage 1.2 (Maßstab 1 : 2.000) hervor. Die angetroffenen Bodenverhältnisse werden in zehn Baugrundschnitten in den Maßstäben M.d.L. = 1 : 500 und M.d.H. = 1 : 100 dargestellt (siehe Anlagen 2.1 – 2.10). Die Ergebnisse der Drucksondierungen sind einschl. der Darstellung der aus den Sondierergebnissen abgeleiteten Steifemoduln in Anlage 3 abgelegt. Der Erläuterungsbericht der FUGRO Ingenieurbureau B.V. zur Durchführung und zu den Ergebnissen der Drucksondierungen liegt diesem Gutachten als Anlage 6 bei.

Anlage 4 enthält als Auszug aus der Machbarkeitsstudie vom 06.05.1997 von Dipl.-Ing. Siegfried Lange (siehe Unterlage 2.1) zusätzlich die Bohrprofile früherer Erkundungsbohrungen im Planungsgebiet. Die Diagramme früherer Rammsondierungen sind (ebenfalls als Auszug aus der Machbarkeitsstudie vom 06.05.1997 von Dipl.-Ing. Siegfried Lange) in Anlage 5 abgelegt.



5 Geologischer Überblick

Das Projektgebiet liegt im südlichen Abschnitt der Niederrheinischen Bucht am Nordostrand der Erft-Scholle (siehe Bild 5.1).

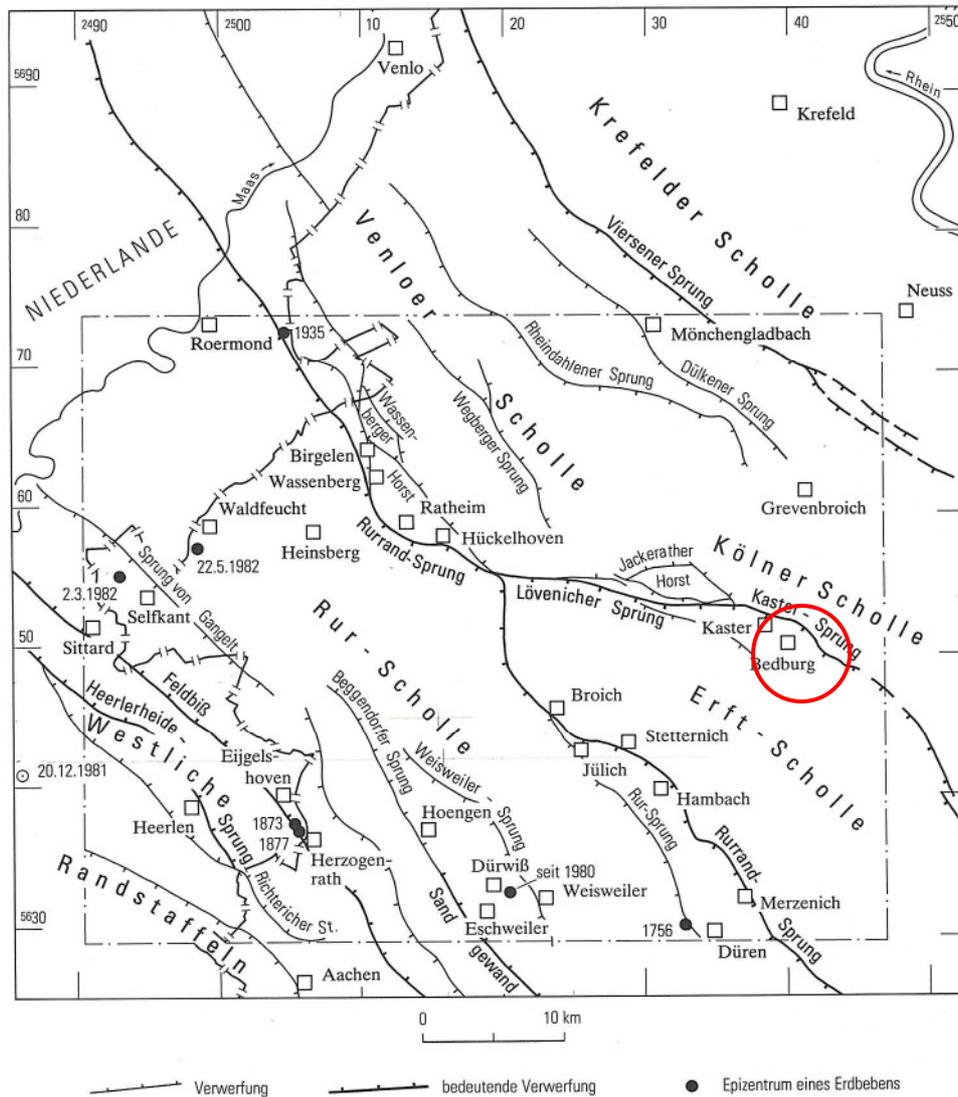


Bild 5.1: Der tektonische Bau des Deckgebirges (aus Unterlage 2.6)

Die rezenten Absenkungsbewegungen der Niederrheinischen Bucht und die gleichzeitige Heraushebung des Rheinischen Schiefergebirges führten zu einer intensiven Bruchschollentektonik, bei der sich innerhalb der känozoischen Lockergesteine zahlreiche NW - SE streichende



Verwerfungen herausbildeten. Die Schollen fallen mit 3 – 20° nach Nordosten ein; die Versatzhöhe der Schichten an den Querstörungen beträgt bis zu 300 m.

Das Zentrum des (Absenkungs-) Beckens liegt auf der Erftscholle etwa bei Bergheim. Hier erreichen die infolge der weit nach Süden reichenden Meeresvorstöße abgelagerten tertiären Sedimente eine Mächtigkeit von bis zu 1.200 m. Die quartären Lockergesteinsschichten sind stellenweise bis zu 100 m dick. Die durchschnittliche Absenkungsrate der Niederrheinischen Bucht beträgt 2,6 cm/a.

Das Erft-Sprungsystem, dessen Hauptverwerfung im Raum Bedburg als Kaster-Sprung bezeichnet wird, trennt die Erft- von der Kölner-Scholle (siehe Bild 5.1). Der Kaster-Sprung verläuft den geologischen Kartenwerken zufolge in geringer Entfernung nordöstlich des geplanten Stadtquartiers. Die Schichtenfolge des Tertiärs und Quartärs ist in seiner Umgebung (bis in das Baufeld hinein?) besonders intensiv zerstückelt (siehe z.B. Anlage 1.4.2).

Der Untergrund lässt sich unterteilen in das Grundgebirge aus karbonischen Festgesteinen und das Deckgebirge aus tertiären und quartären Lockergesteinen.

Die Mächtigkeit des Tertiärs beträgt, wie oben bereits erwähnt, am Ostrand der Erftscholle bis zu ca. 1.200 m. Die Hangendgrenze der tertiären Sedimente verläuft südwestlich des Sprungsystems bei Bedburg auf einer Höhe von etwa +10 mNN und somit im Mittel rund 45 m unter OK Urgelände (siehe Anlage 1.4.2). Nordöstlich der (ersten Neben-) Verwerfung liegt die Tertiäroberfläche gemäß der Hydrologischen Karte rund 10 – 20 m höher. Am Top des tertiären Sedimentkörpers findet sich zu beiden Seiten der Störung der Reuverton. Allerdings ist seine Mächtigkeit im Nordosten wegen Abtrag deutlich geringer als im Südwesten (siehe Anlage 1.4.2).

Wenige Hundertmeter nordöstlich der geplanten „Bedburger Höfe“ wurde im Tagebau Fortuna-Garsdorf Braunkohle gewonnen (siehe u.a. Bild 3.1). Das Abbaufeld ist zwischenzeitlich wieder aufgefüllt worden.



Die quartären Lockergesteine erreichen im Projektgebiet Mächtigkeiten von rund 45 m. Die jüngsten Ablagerungen des Quartärs stellen die in den Niederungen der Erft in nur geringer Mächtigkeit abgelagerten holozänen Auenlehme dar (siehe TL in Anlage 1.4.2). Die Dicke der lehmigen und mit Torfbändern durchzogenen Talablagerungen beträgt maximal rund 2 m. Außerhalb der Flussniederung werden die jüngsten Schichten bzw. Decklehme von äolischen Lössböden aus dem Pleistozän gebildet.

In einem Streifen von rund 1,5 km beidseits der Erft wird der Auen- bzw. Lösslehm von sandig-kiesigen Sedimenten der Talterrasse der Erft (Erftschotter) unterlagert (siehe TT in Anlage 1.4.2). Darunter folgen in größerer Mächtigkeit die Sand-Kies-Gemische der Jüngeren und der Älteren Hauptterrasse des Rheins (siehe Hr und Gr in Anlage 1.4.2) und im Liegenden die Älteste Hauptterrasse von Rhein und Maas (siehe F in Anlage 1.4.2).



6 Hydrogeologische Situation

Vor Beginn der Sumpfungsmaßnahmen im Rahmen des Braunkohleabbaus lag die Grundwasseroberfläche im Obersten (1.) Grundwasserstockwerk im Bereich des Projektgebietes auf einer Höhe von etwa 58 – 59 mNN und wies damit zumindest örtlich nur einen sehr geringen Flurabstand auf (siehe Anlagen 1.4 und 1.5). Die GW-Gleichen zeigen eine zur Erft hin gerichtete Strömung. In Unterlage 2.1 heißt es dazu:

Der oberflächennahe Grundwasserspiegel stand im unbeeinflussten Zustand in Höhe des Erftwasserspiegels und stieg in östlicher Richtung dem ansteigenden Gelände entsprechend an. Er lag somit in Erftnähe in ca. 4 m Tiefe und am östlichen Rand des Areals bei ca. 1 – 2 m unter der Oberfläche des ehemaligen Geländes vor der Auflandung durch die Zuckerfabrik.

Trotzdem waren ab heutiger Geländeoberfläche der überwiegend humos-feinkörnige Auflandungsboden und der holozäne Tallehm überwiegend wassererfüllt, wobei das angetroffene Bodenwasser aus der Versickerung von Niederschlagswässern und von versickernden Wässern der Absetzbecken zu stammen scheint und auf das hohe Wasserhaltevermögen dieser Bodenarten zurückzuführen ist. Eine Wassereinspeisung der Erft in die Uferzonen wird wegen einer Eigendichtung der benetzten Flächen für sehr gering erachtet.

Das oberste Grundwasserstockwerk in den quartären Terrassensedimenten wird im Liegenden durch den Reuverton begrenzt. Aufgrund der großen Mächtigkeit und fehlender wasserstauernder Zwischenlagen ist die heutige Lage der Grundwasseroberfläche in der Umgebung von Bedburg erheblich von der Grundwasserabsenkung im Zuge des Braunkohletagebaus beeinflusst.

Derzeit ist der Grundwasserspiegel im Großraum Bedburg aufgrund der Sumpfungsmaßnahmen der Tagebaue noch um rund 25 – 30 m abgesenkt. Die nahegelegene Messstelle 27/874381 zeigt z.B. Wasserstände zwischen ca. 59 mNN (Stand 1955) und rd. 34 mNN (Stand 2010, siehe Unterlage 2.9 und Anlage 1.5).



Ob der Grundwasserspiegel in Zukunft wieder sein ursprüngliches Niveau erreichen wird oder dauerhafte Sumpfungsmaßnahmen dies verhindern werden, ist unklar. Zur künftigen Entwicklung der hydrogeologischen Verhältnisse ist der Erftverband zu befragen.

Im Rahmen der Dimensionierung von Energiegewinnungsanlagen auf der Basis von Erd-/Grundwasserwärme ist der vg. Sachverhalt zu berücksichtigen.

Die in großer Mächtigkeit auf das Gelände angedeckten Lehmböden neigen wie die Auenbildungen grundsätzlich zur Bildung von Staunässe. Bei hohen Wassergehalten ist die Befahrbarkeit und Bearbeitbarkeit der feinsandigen Schluffe nicht nur erheblich erschwert, sondern u.U. nicht gewährleistet. Wassergesättigte Partien neigen beim Anschnitt zum Ausfließen.



7 Bodensenkungen

Neben den rezenten vertikalen Bewegungen des Untergrundes führen insbesondere die Sumpfungmaßnahmen im Rahmen des Braunkohletagebaus zu erheblichen Bodensenkungen. 1985 betrug die bis dahin registrierte maximale Gesamtsenkungsrate im Raum Bergheim rund 2.400 mm (siehe Unterlage 2.12). Die regionalen Setzungsraten sind in erster Linie abhängig von der faziellen Zusammensetzung des entwässerten Gebirgskörpers.

Über die Größenordnungen oder zeitlichen Verläufe von Bodensenkungen oder -hebungen im unmittelbaren Projektgebiet können nicht zuletzt wegen der Nähe zu einem ehemaligen Abbaurand keine Aussagen getroffen werden. Hinsichtlich einer möglichen Beeinträchtigung des Bauvorhabens durch noch andauernde Bodensenkungen oder -hebungen wird empfohlen, Rücksprache mit der RWE Power AG zu halten (siehe auch Unterlage 2.10 und Anlage 1.6).



8 Seismologische Aspekte

Unterlage 2.11 enthält die Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen zur DIN 4149:2005-04. Das Projektgebiet liegt danach in der Erdbebenzone 2 und der Untergrundklasse S (Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung).

Das Intensitätsintervall für die Erdbebenzone 2 beträgt $7,0 \leq I < 7,5$. Die Intensität ist eine Kennzahl für die Stärke der Bodenerschütterung bei Erdbeben. Sie beschreibt die Auswirkung auf Menschen und Objekte und das Ausmaß der Gebäudeschäden vor Ort. Den in der DIN 4149:2005 angegebenen Werten liegt die Europäische Makroseismische Skala (EMS) zugrunde. Danach sind bei einem Erdbeben mit der Intensität $7 \leq I < 7,5$ Schäden an Gebäuden wie z.B. Risse im Verputz und Spalten in den Wänden und Schornsteinen zu erwarten.

In der Erdbebenzone 2 beträgt der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung $a_g = 0,6 \text{ m/s}^2$.

Die Baugrundklasse beschreibt den seismisch relevanten oberflächennahen Untergrund bis in eine Tiefe von etwa 20 m. Im vorliegenden Fall soll der oberflächennahe Untergrund auf der sicheren Seite liegend der Baugrundklasse C zugeordnet werden.



9 Baugrundaufbau

9.1 Allgemeines

Zur Überprüfung der Tragfähigkeit des Baugrunds und insbesondere der aufgelandeten Rüben-erde wurden aktuell ausschließlich Drucksondierungen, d.h. Aufschlüsse ohne Bodengewinn ausgeführt. Die Schichtenfolge im Projektgebiet war bereits durch die Ergebnisse früherer Bohrungen sowie die Ergebnisse der geologischen Recherche hinreichend genau bekannt und wurde durch die Kleinbohrungen für die Altlastenerkundungen nochmals bestätigt. Der überwiegende Teil der im Rahmen der Tragfähigkeitsprüfung niedergebrachten Drucksondierungen reicht bis in die Ablagerungen der Jüngeren Hauptterrasse des Rheins hinein (OK Terrasse = Leithorizont).

Aufgrund seiner geologischen und morphologischen Position ist der Untergrund in dem erkundeten Tiefenbereich relativ einheitlich aufgebaut (siehe u.a. Anlage 1.4.2). Zwischen den einzelnen Aufschlusspunkten können abweichende Verhältnisse im Hinblick auf die Zusammensetzung und insbesondere im Hinblick auf die Mächtigkeit der Auffüllungen und Auenböden nicht ausgeschlossen werden bzw. sind nach den vorliegenden Aufschlussergebnissen anzunehmen.

Die DIN 4094-1:2002-06 enthält im Anhang C (informativ) ein Auswertediagramm zur Bestimmung von Bodenarten aus den Ergebnissen der Drucksondierungen (Spitzenwiderstand und Reibungsverhältnis). In der DIN EN ISO 22476-1:2009-10 (Ersatz für die DIN 4094-1:2002-06) ist dieses Diagramm nicht mehr enthalten. Im vorliegenden Gutachten wird das in Bild 9.1 dargestellte Diagramm bei der Auswertung der Drucksondierungen hinsichtlich der Schichtenfolge berücksichtigt. Allerdings möchten wir darauf hinweisen, dass Abweichungen zwischen den Bohrergebnissen und der Interpretation der Sondierdiagramme möglich sind und nicht zwangsläufig einen Widerspruch darstellen.

Die einzelnen Schichten werden in der Folge ihres Auftretens von oben nach unten i.W. anhand der Ergebnisse früherer Kampagnen (siehe Unterlage 2.1 und Anlage 4) beschrieben. Zusätzliche Hinweise auf die fazielle Ausbildung und auf die Lage der Schichtgrenzen liefern, wie zuvor bereits erwähnt, auch die Drucksondierungen. Die Tragfähigkeit der durchteuften Bodenschichten kann für jeden Aufschlusspunkt leicht anhand der Darstellung des Steifemodulverlaufs über die gesamte Erkundungstiefe in Anlage 3 abgelesen werden. In den nachfolgenden Abschnitten wird die Tragfähigkeit der Bodenschichten horizontweise zusammenfassend bewertet.

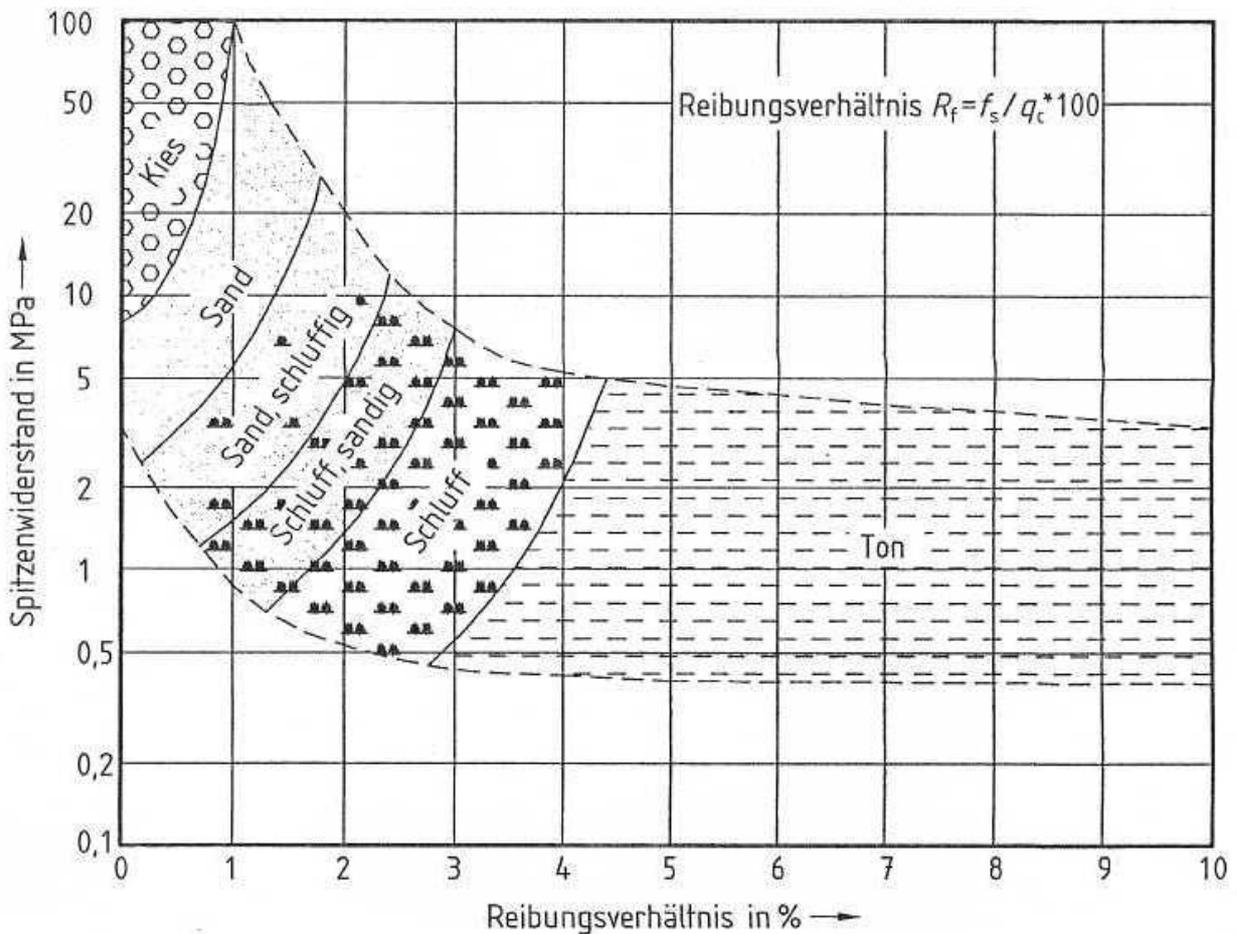


Bild 9.1: Ableitung der durchteuften Bodenarten aus Reibungsverhältnis und Spitzenwiderstand



Die Bodenklassifikation erfolgt nach DIN 18196 (Bodengruppe), DIN 18300 (Bodenklasse), DIN 18301 (Bodenklasse), ZTVE-StB 09 (Frostempfindlichkeit) und ZTVA-StB-97 (Verdichtbarkeit). Die charakteristischen Werte der bodenmechanischen Kenngrößen werden auf der Grundlage der Feld- und (früheren) Laboruntersuchungen sowie unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten bei vergleichbaren Untergrundverhältnissen und Anhaltswerten aus der Literatur festgelegt. Es wird darauf hingewiesen, dass es sich hierbei nicht um feste Größen im Sinne von Materialkonstanten handelt, sondern um bereichsweise variierende Werte, die auch von der Art und Dauer der Beanspruchung abhängen.

Der Baugrund lässt sich im Projektgebiet in die folgenden Schichtkomplexe gliedern:

- Auffüllungen = Hauptbodenschicht 1 (nach Dipl.-Ing. Lange)
- Auenböden = Hauptbodenschicht 2 (nach Dipl.-Ing. Lange)
- Terrassensedimente = Hauptbodenschicht 3 (nach Dipl.-Ing. Lange)

9.2 Auffüllungen = Hauptbodenschicht 1

Die Auffüllungen werden in der Machbarkeitsstudie vom 06.05.1997 (Unterlage 2.1) als Hauptbodenschicht 1 = **Auflandungsböden aus feinkörnigen Böden mit und ohne Beimengungen humoser Art** bezeichnet. Ihre Schichtmächtigkeit wird zu 5 – 9 m angegeben.

Unterlage 2.1 verweist auf die Ergebnisse von insgesamt 36 Korngrößenverteilungsanalysen. Danach besteht der Durchschnittsfüllboden aus 14 Massen-% Grobkorn (Sand und Kies mit einem Korndurchmesser $> 0,06$ mm) und 86 Massen-% Feinkorn (Ton und Schluff mit einem Korndurchmesser $\leq 0,06$ mm) und ist als schwach sandiger, schwach toniger Schluff zu bezeichnen. Weniger als 10 % der untersuchten Proben ergaben einen deutlich höheren Grobkornanteil.



Die Bodenansprachen der früheren Kampagnen ergaben ebenfalls überwiegend feinkörnige Auflandungsböden. In seltenen Fällen und dann meist oberflächennah wurden anthropogene Beimengungen wie Bauschutt und Asche festgestellt (siehe Unterlage 2.1).

Die Plastizitätsgrenzen der bindigen Füllböden wurden in den früheren Untersuchungen an insgesamt 26 Proben zu $w_L = 32 - 52 \%$ (Mittelwert $\overline{w_L} = 41 \%$) und $w_P = 24 - 38 \%$ (Mittelwert $\overline{w_P} = 30 \%$) ermittelt. Gemäß dem Plastizitätsdiagramm nach Casagrande entsprachen 4 Bodenproben der Bodengruppe UL, 1 Bodenprobe der Bodengruppe TL, 3 Bodenproben der Bodengruppe TM, 15 Bodenproben der Bodengruppe OU/UM und 3 Bodenproben der Bodengruppe OT nach DIN 18196 (siehe Unterlage 2.1).

An insgesamt 39 Proben aus den bindigen Auffüllungen wurden seinerzeit die natürlichen Wassergehalte zu $w = 18 - 58 \%$ (Mittelwert $\overline{w} = 38 \%$) ermittelt. Bei 22 von 26 Proben führte die Bewertung des natürlichen Wassergehalts in Verbindung mit den ermittelten Plastizitätsgrenzen (s.o.) nach Atterberg zu einer breiigen Konsistenz (siehe Unterlage 2.1).

Insgesamt 36 Laborversuche zur Ermittlung der organischen Bestandteile lieferten seinerzeit $V_{GI} = 3 - 15 \%$ (Mittelwert $\overline{V_{GI}} = 6 \%$). Kalkgehaltsbestimmungen ergaben an 28 untersuchten Bodenproben eine Bandbreite von $V_{Ca} = 2 - 54 \%$ (siehe Unterlage 2.1).

Nach Unterlage 2.1 bzw. den Ergebnissen entsprechender Laboruntersuchungen nach Enslin/Neff sind die feinkörnigen Auflandungsböden sehr schwach quellfähig.

Fazit von Dipl.-Ing. Lange zu den seinerzeit durchgeführten Untersuchungen (siehe Unterlage 2.1):

Die Auflandungsböden bestehen zu ca. 15 % aus überwiegend grobkörnigen Böden oder aus grob- oder feinkörnigen Böden mit Bauschuttbeimengungen. Ca. 85 % der Auflandungsböden sind feinkörnige Böden, von denen mehr als 70 % Beimengungen humoser Art führen. Der Kalkgehalt ist örtlich sehr hoch (bis $V_{Ca} = 54 \%$), überwiegend aber im Durchschnitt gering vertreten.



Der Kalkgehalt verschiebt – wie die humosen Beimengungen – in Abhängigkeit von seiner Höhe die plastischen Eigenschaften scheinbar von leicht plastisch auf mittelplastisch.

Die feinkörnigen Böden mit und ohne Beimengungen humoser Art sind aufgrund der kleinen Plastizitätszahl überwiegend mittelplastisch und vereinzelt leicht plastisch.

Ihre Konsistenz ist stark vom natürlichen Wassergehalt abhängig und somit im Bereich der Auflandungspolder aufgrund des überwiegend hohen natürlichen Wassergehalts breiig/weich und außerhalb der Auflandungspolder weich/steif und vereinzelt halbfest.

Fazit aus den Tragfähigkeitsprüfungen der aktuellen Kampagne:

Die Drucksondierungen der aktuellen Kampagne bestätigen die Feststellungen von Dipl.-Ing. Lange (Machbarkeitsstudie vom 06.05.1997, siehe Unterlage 2.1) hinsichtlich der Schichtmächtigkeit sowie der Konsistenz bzw. Tragfähigkeit der aufgelandeten Rübenerden.

Zum Vergleich: Nach Placzek gilt eine steife Konsistenz bindiger Böden bei Spitzenwiderständen der Drucksonde von $q_c = 5,0 - 8,0 \text{ MN/m}^2$ als nachgewiesen. Spitzenwiderstände von $q_c = 2,0 - 5,0 \text{ MN/m}^2$ entsprechen einer weichen Konsistenz. Danach dürften die Auffüllungen zu meist in breiiger bis weicher und selten in steifer oder besserer Konsistenz anstehen (vgl. Anlagen 2 und 3).

Aus den Ergebnissen der Drucksondierungen kann auch der Steifemodul der durchteuften Böden abgeleitet werden. Diese Auswertung ist in Anlage 3 für jeden Aufschlusspunkt über die gesamte Erkundungstiefe dargestellt. Danach weisen die Auffüllungen überwiegend Steifemoduln von $E_s < 5 \text{ MN/m}^2$ und über weite Tiefenbereiche sogar nur $E_s = 1 - 2 \text{ MN/m}^2$ auf. Sie sind damit als überwiegend nicht bis sehr gering tragfähiger Baugrund zu bewerten.

Zur Ableitung der durchteuften Bodenarten aus den Ergebnissen der Drucksondierungen siehe Bild 9.1 und Anlage 3.



9.3 Auenböden = Hauptbodenschicht 2

Nach der Machbarkeitsstudie vom 06.05.1997 (Unterlage 2.1) handelt es sich bei der unter den Auffüllungen anstehenden Bodenschicht um **gewachsene Auenböden der Erftaue aus feinkörnigen Böden mit Beimengungen humoser Art und Torfböden** (= Hauptbodenschicht 2).

Die Auenböden wurden im Rahmen der früheren Erkundungskampagnen an insgesamt 10 Proben hinsichtlich ihrer Kornverteilung untersucht. *Danach bestehen die feinkörnigen, leicht- bis mittelplastischen Böden aus schwach sandigen bis sandigen, schwach tonigen bis tonigen Schluffen und die gemischtkörnigen Böden aus schwach tonigen Sanden und Schluffen* (siehe Unterlage 2.1).

An insgesamt 8 Proben aus den Auenböden wurden seinerzeit die natürlichen Wassergehalte zu $w = 43 - 116 \%$ ermittelt. Ohne Berücksichtigung des Wassergehalts einer stark humosen Probe ergibt sich ein Mittelwert von $\bar{w} = 51 \%$ (siehe Unterlage 2.1).

Insgesamt 13 Laborversuche zur Ermittlung der organischen Bestandteile lieferten seinerzeit $V_{GI} = 5 - 48 \%$ mit einem Mittelwert $\bar{V}_{GI} = 9 \%$, wobei 2 Proben mit $V_{GI} \geq 25 \%$ (Torf!) bei der Mittelwertbildung unberücksichtigt bleiben (siehe Unterlage 2.1).

Fazit von Dipl.-Ing. Lange zu den seinerzeit durchgeführten Untersuchungen (siehe Unterlage 2.1):

Die Auenböden bestehen überwiegend aus schwach sandigen, schwach tonigen Schluffen, humos bis vereinzelt stark humos, mit Torfeinlagerungen, schwach schluffig, schwach tonig. Der natürliche Wassergehalt der leicht- bis mittelplastischen Schluffe mit unterschiedlich hohen Beimengungen humoser Art weist auf wassergesättigte Böden hin.



Fazit aus den Tragfähigkeitsprüfungen der aktuellen Kampagne:

Die Drucksondierungen der aktuellen Kampagne bestätigen eine meist geringe bis sehr geringe Konsistenz und Tragfähigkeit der Auenböden.

Zum Vergleich: Nach Placzek gilt eine steife Konsistenz bindiger Böden bei Spitzenwiderständen der Drucksonde von $q_c = 5,0 - 8,0 \text{ MN/m}^2$ als nachgewiesen. Spitzenwiderstände von $q_c = 2,0 - 5,0 \text{ MN/m}^2$ entsprechen einer weichen Konsistenz. Danach dürften die Auenböden wie auch die Rübensedimente zumeist in breiiger bis weicher und selten in steifer oder besserer Konsistenz anstehen (vgl. Anlagen 2 und 3).

Eine Ableitung der oberen Schichtgrenze der Auenböden aus den Ergebnissen der Drucksondierungen ist schwierig und mit gewissen Unsicherheiten behaftet, da der Übergang zwischen den Auflandungs- und Auenböden fließend ausgebildet ist und beide Bodenschichten vergleichbare bodenmechanische Eigenschaften besitzen. Die untere Schichtgrenze der Auenbildungen bzw. der Übergang zu den gut tragfähigen Terrassensedimenten kann dagegen gut am sprunghaften Anstieg des Spitzenwiderstands der Drucksonde abgelesen werden. Im Rahmen der vorliegenden Betrachtungen dürfte es ausreichend sein, den Horizont der Auenböden auf den Teufenbereich von 1 – 2 m oberhalb der Terrassensedimente einzugrenzen.

Die Auswertung der Sondiererergebnisse bezüglich des Steifemoduls ist in Anlage 3 für jeden Aufschlusspunkt über die gesamte Erkundungstiefe dargestellt. Danach weisen die Auenbildungen meist Steifemoduln von $E_S < 5 \text{ MN/m}^2$ und oftmals sogar nur $E_S = 1 - 2 \text{ MN/m}^2$ auf. Sie sind damit wie die Auffüllungen als überwiegend nicht bis sehr gering tragfähiger Baugrund zu bewerten.

Zur Ableitung der durchteuften Bodenarten aus den Ergebnissen der Drucksondierungen siehe Bild 9.1 und Anlage 3.



9.4 Terrassensedimente = Hauptbodenschicht 3

Unter den Auenböden folgen **dicht gelagerte und damit gut bis sehr gut tragfähige grob- bis gemischtkörnige Terrassenböden**, die als Hauptbodenschicht 3 bezeichnet werden (siehe Unterlage 2.1).

Fazit aus den Tragfähigkeitsprüfungen der aktuellen Kampagne

Die Drucksondierungen der aktuellen Kampagne bestätigen die gute bis sehr gute Tragfähigkeit der Terrassensedimente.

Zum Vergleich: Eine mitteldichte bzw. dichte Lagerung nichtbindiger Böden wird bei Drucksondierungen i.d.R. aus Spitzendrücken von $q_c = 5 - 12 \text{ MN/m}^2$ bzw. $12 - 20 \text{ MN/m}^2$ abgeleitet. Danach dürften die Terrassenkiese und -sande bereits im Hangenden des Horizonts überwiegend dicht gelagert sein (vgl. Anlagen 2 und 3).

Die obere Schichtgrenze der gut tragfähigen Terrassensedimente kann, wie zuvor bereits erwähnt, vergleichsweise gut am sprunghaften Anstieg des Spitzenwiderstands der Drucksonde abgelesen werden. Diese Auswertung haben wir für jeden Sondieransatzpunkt vorgenommen. In Anlage 1.2 ist die Terrassenoberfläche als Höhenkote in mNN an den Rasterpunkten dargestellt. Mit der entsprechenden Höhenkote der Geländeoberfläche (siehe z.B. Anlage 3) kann die Gesamtdicke der nicht tragfähigen Bodenschichten (Auffüllungen + Auenböden = Hauptbodenschichten 1 + 2) an jedem Rasterpunkt ermittelt werden. Sie variiert danach innerhalb des Baufeldes zwischen ca. 5,5 m und 11,1 m (siehe Tabellen 9.1 und 9.2).

Die Ableitung des Steifemoduls der gewachsenen Kies-Sand-Gemische erfolgt in Anlage 3 wie zuvor für jeden Aufschlusspunkt über die gesamte Erkundungstiefe. Danach weisen die Terrassensedimente bereits im Hangenden des Horizonts meist Steifemoduln $E_S \gg 40 \text{ MN/m}^2$ auf.

Zur Ableitung der durchteuften Bodenarten aus den Ergebnissen der Drucksondierungen siehe Bild 9.1 und Anlage 3.



Aufschluss/ Rasterpunkt Nr.	Aufschluss- tiefe [m u. GOK]	Ansatzhöhe = GOK [mNN]	OK Hauptbodenschicht 3 [mNN]	Mächtigkeit Hauptbodenschicht 1 + 2 [m]
CPT-A1	9,80	61,42	53,2	8,2
CPT-A2	10,00	61,82	53,6	8,2
CPT-A3	10,00	62,56	55,0	7,6
CPT-A4	9,90	61,86	53,7	8,2
CPT-A5	8,30	59,63	52,9	6,7
CPT-A6	9,20	58,43	52,7	5,7
CPT-B1	11,10	61,11	53,2	7,9
CPT-B2	10,00	61,70	54,1	7,6
CPT-B3	12,20	62,23	53,6	8,6
CPT-B4	11,60	61,71	52,7	9,0
CPT-B5	9,90	59,81	51,7	8,1
CPT-B6	7,90	58,48	51,3	7,2
CPT-C1	9,90	60,77	52,5	8,3
CPT-C2	11,00	61,06	53,5	7,6
CPT-C3	12,10	61,64	52,4	9,2
CPT-C4	12,20	61,55	52,5	9,1
CPT-C5	12,70	59,75	51,1	8,7
CPT-C6	9,30	58,37	50,9	7,5
CPT-D1	11,10	61,26	52,4	8,9
CPT-D2	11,50	61,67	52,5	9,2
CPT-D3	11,50	61,48	52,9	8,6
CPT-D4	10,60	61,43	51,7	9,7
CPT-D5	8,50	60,13	52,6	7,5
CPT-D6	9,30	59,13	51,5	7,6
CPT-D7	7,70	58,54	52,4	6,1
CPT-D8	8,00	59,12	52,2	6,9
CPT-D9	8,90	59,46	52,1	7,4
CPT-D10	3,90	62,31	nicht erkundet	nicht erkundet
CPT-D11	14,00	63,42	52,3	11,1
CPT-E1	10,60	60,72	52,1	8,6
CPT-E2	10,20	60,21	53,0	7,2
CPT-E3	10,00	59,96	52,1	7,9
CPT-E4	10,00	59,86	52,1	7,8
CPT-E5	7,60	59,76	52,9	6,9

Tabelle 9.1: Auswertung der Drucksondierungen – Oberfläche des gut tragfähigen Baugrunds



Aufschluss/ Rasterpunkt Nr.	Aufschluss- tiefe [m u. GOK]	Ansatzhöhe = GOK [mNN]	OK Hauptbodenschicht 3 [mNN]	Mächtigkeit der Hauptbodenschicht 1 + 2 [m]
CPT-E6	9,00	58,98	53,5	5,5
CPT-E7	7,20	58,75	53,1	5,7
CPT-E8	7,50	59,31	53,2	6,1
CPT-E9	7,30	59,42	53,0	6,4
CPT-E10	10,20	61,35	52,4	9,0
CPT-E11	12,20	62,76	53,1	9,7
CPT-F1	11,00	60,98	52,7	8,3
CPT-F3	9,10	60,07	53,0	7,1
CPT-F4	8,60	59,73	51,8	7,9
CPT-F5	8,70	59,45	51,6	7,9
CPT-F6	7,50	58,94	53,0	5,9
CPT-F7	7,00	59,02	52,8	6,2
CPT-F8	7,40	59,11	53,5	5,6
CPT-F9	7,60	59,54	53,1	6,4
CPT-F10	8,50	60,57	53,5	7,1
CPT-F11	11,00	62,68	53,6	9,1
CPT-G3	9,10	59,95	51,8	8,2
CPT-G4	8,60	59,80	51,9	7,9
CPT-G5	7,50	59,18	52,3	6,9
CPT-G6	7,10	58,96	52,8	6,2
CPT-G7	7,20	59,16	53,2	6,0
CPT-G8	7,30	59,03	53,3	5,7
CPT-G9	7,30	59,47	52,9	6,6
CPT-G10	11,70	60,51	53,8	6,7
CPT-G11	9,60	61,57	53,6	8,0
CPT-H10	7,90	61,16	55,1	6,1
CPT-H11	8,20	61,48	55,4	6,1

Tabelle 9.2: Auswertung der Drucksondierungen – Oberfläche des gut tragfähigen Baugrunds



9.5 Bautechnische Eigenschaften der Böden gemäß Unterlage 2.1

In der Machbarkeitsstudie vom 06.05.1997 (Unterlage 2.1) werden für die aufgeschlossenen Bodenschichten, basierend auf den Ergebnissen entsprechender Laboruntersuchungen, weitere bautechnische bzw. bodenmechanische Eigenschaften genannt. Diese werden der Vollständigkeit halber nachfolgend nochmals aufgelistet.

Scherfestigkeit

Für die Auflandungs- und Auenböden (Hauptbodenschichten 1 und 2) wird auf der Grundlage von 10 Scherversuchen ein Reibungswinkel von $\varphi' = 23,5 - 29^\circ$ und eine Kohäsion von $c' = 25 - 47 \text{ kN/m}^2$ genannt (siehe Abschnitt 6.4.1 und Anlage 25 in Unterlage 2.1). Die undrained Scherfestigkeit wird von Dipl.-Ing. Lange bei weicher Konsistenz zu ca. $c_u = 25 \text{ kN/m}^2$ abgeschätzt.

Verdichtungsfähigkeit

Zwei Proctorversuche an den Auflandungsböden mit $V_{GI} = 3 - 12 \%$ ergaben $\rho_{Pr} = 1,22$ bzw. $1,65 \text{ g/cm}^3$ bei $w_{Pr} = 34$ bzw. 15% . Die natürlichen Wassergehalte der untersuchten Proben betragen $w = 30$ bzw. 54% (siehe Abschnitt 6.4.2 und Anlagen 26 – 27 in Unterlage 2.1).

Zusammendrückbarkeit

Der Steifemodul der Hauptbodenschicht 1 = Auflandungsböden wird von Dipl.-Ing. Lange auf der Basis einer statistischen Auswertung von verschiedenen Kompressionsversuchen für Rübensedimente mit $V_{GI} = 3 - 15 \%$ lastabhängig zu $E_S = 2 - 6 \text{ MN/m}^2$ (Laststufe $30 - 60 \text{ kN/m}^2$) und $E_S = 2 - 7,2 \text{ MN/m}^2$ (Laststufe $60 - 120 \text{ kN/m}^2$) angegeben. Für die Hauptbodenschicht 2 = Auenböden mit $V_{GI} = 5 - 48 \%$ werden lastabhängige Steifemoduln von $E_S = 0,9 - 4,3 \text{ MN/m}^2$ (Laststufe $30 - 60 \text{ kN/m}^2$) und $E_S = 0,8 - 4,9 \text{ MN/m}^2$ (Laststufe $60 - 120 \text{ kN/m}^2$) genannt (siehe Abschnitt 6.4.3 und Anlagen 28 – 29 in Unterlage 2.1).



Wasserdurchlässigkeit

Seinerzeit wurden 8 Laborversuche zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit der Hauptbodenschicht 1 (Auflandungsböden) durchgeführt. Sie lieferten Durchlässigkeitsbeiwerte $k_f = 3,8 \times 10^{-9}$ bis 8×10^{-10} m/s (siehe Abschnitt 6.4.4 und Anlagen 30 – 33 in Unterlage 2.1).



9.6 Klassifizierung und Kennwerte

Tabelle 9.3 enthält die Klassifizierung der erkundeten Bodenschichten. Die auf der Grundlage der Feld- und Laboruntersuchungen, der organoleptischen Ansprache sowie auf der Grundlage von Erfahrungswerten bei vergleichbaren Böden und von Angaben in der Literatur festgelegten charakteristischen Werte der bodenmechanischen Kenngrößen sind in Tabelle 9.4 zusammengefasst.

Es sei noch einmal darauf hingewiesen, dass es sich hierbei nicht um feste Größen im Sinne von Materialkonstanten handelt, sondern um bereichsweise variierende Werte, die auch von der Art und Dauer der Beanspruchung abhängen.

Bodenschicht	Klassifizierung				
	Bodengruppen nach DIN 18196	Bodenklassen nach DIN 18300	Bodenklassen nach DIN 18301 (2010:04)	Frostempfindlichkeit nach ZTVE-StB 09	Verdichtbarkeitsklassen nach ZTVA-StB 97
Oberboden	-	1	BO 1 BB 2, BB 3	F2, F3 (gering bis stark frostempfindlich)	V3
bindige Auffüllungen (i.d.R. Rübenerde)	UM, UL, TL, TM, OU, OT (GU*, SU*)	2, 4	BB 1, BB 2 (BN 2)	F3 (stark frostempfindlich)	V3 (V2)
nichtbindige Auffüllungen (i.d.R. Tragschichten / Packlagen etc.)	GW, GI, GE, GU, SW, SI, SE, SU	3	BN 1	F1, F2 (nicht bis gering frostempfindlich)	V1
Auenlehm	UL, UM, TL, TM	2, 4	BB 1, BB 2 (BB 3)	F3 (stark frostempfindlich)	V3
Niedermoorbildungen	HN, HZ, OT, OH, OU	1, 2 (untergeordnet 4)	BO 1, BO 2, BB 1, BB 2 (BB 3)	F2, F3	V3
Terrassensedimente	GW, GI, GU, SW, SE, SI, SU, (im Hangenden auch GU*, SU*)	3, im Hangenden auch 4	BN 1 im Hangenden auch BN 2, BB 2, BB 3 Zusatzklasse BS 1	F1 – F2 (nicht bis gering frostempfindlich) (F3)	V1, V2

Tabelle 9.3: Zusammenstellung der Bodenklassifizierungen



Bodenschicht	Charakteristische Werte der bodenmechanischen Kenngrößen				
	Wichte γ_k [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ'_k [kN/m ³]	Reibungswinkel φ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	Steifemodul $E_{s,k} = f(\sigma)$ [MN/m ²]
Auffüllungen bis 1,0 m u. GOK	19,5 (im Mittel)	10 (im Mittel)	Ersatzreibungswinkel $\varphi'' = 30$	-	5 – 10
Auffüllungen ab 1,0 m u. GOK	19 (im Mittel)	10 (im Mittel)	Ersatzreibungswinkel $\varphi'' = 27,5$	-	siehe Diagramme in Anlage 3 *)
Auenlehm	19,5 (im Mittel)	10 (im Mittel)	27,5 (im Mittel)	2,5 (im Mittel)	
Niedermoor- bildungen	15 (im Mittel)	6 (im Mittel)	25,0 (im Mittel)	5,0 (im Mittel)	
verlehmt Terrassen- sedimente	20 (im Mittel)	10 (im Mittel)	Ersatzreibungswinkel $\varphi'' = 35^\circ$	-	30 – 50
unverlehmt	21 (im Mittel)	11 (im Mittel)	32,5 / 37,5 (Sande / Kiese)	0	40 – 80

*) in überschläglichen Setzungsberechnungen kann als Mittelwert $E_s = 2 \text{ MN/m}^2$ angesetzt werden

Tabelle 9.4: Zusammenstellung der charakteristischen Werte der bodenmechanischen Kenngrößen



10 Hinweise und Empfehlungen zur Bauausführung

10.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Drucksondierungen zeigen, dass die in den Polderflächen aufgelandete Rübenerde in den letzten 10 – 15 Jahren keine nennenswerte Tragfähigkeitszunahme durch Konsolidation erfahren hat. Wegen der mehrere Meter dicken, nicht- bis sehr gering tragfähigen Rübenerdesedimente herrschen fast im gesamten Baubereich schwierige Baugrundverhältnisse vor. Eine mit gewachsenen Lehmböden mindestens steifer Konsistenz vergleichbare Tragfähigkeit zeigte sich bei den aufgelandeten Böden lediglich im Tiefenbereich von ca. 0,0 – 1,0 m unter GOK.

Die unter den aufgelandeten Lehmen anstehenden gewachsenen Auenböden (Auenlehme und Niedermoortorfe) sind ebenfalls als nicht- bis sehr gering tragfähiger Baugrund zu bewerten.

Einen ausreichend und im vorliegenden Fall gut bis sehr gut tragfähigen Baugrund stellen die unter den Auenböden in großer Schichtmächtigkeit folgenden gewachsenen Terrassensedimente dar. Die Oberkante des tragfähigen Baugrunds liegt im Erschließungsgebiet i.d.R. etwa 6 – 9 m unter der derzeitigen Geländeoberfläche (siehe auch Tabellen 9.1 und 9.2 sowie Anlage 1.2).

Die geplante Erschließung des Gebiets als nachhaltiges Stadtquartier lässt sich nach den a.a.R.d.T. nur mit entsprechend hohem Aufwand realisieren. Generell gilt: sobald Erdarbeiten in einer Tiefe von mehr als 1 m unter GOK ausgeführt werden sollen, ist mit erheblichen Erschwernissen durch die nicht standfesten und weichen bis breiigen Rübenerdesedimente zu rechnen.



10.2 Straßen- und Kanalbau

Für einen dauerhaft standsicheren und gebrauchstauglichen Straßen- und Kanalbau halten wir eine Bodenverbesserung für zwingend erforderlich. Es wird empfohlen, im Vorfeld Rüttelstopfsäulen bis auf die gut tragfähigen Terrassensedimente herzustellen.

Grundsätzliche Ziele einer Baugrundverbesserung mittels Rüttelstopfverdichtung sind die Vergrößerung des Steifemoduls (und damit eine Verringerung der Setzungen) und die Erhöhung der Scherfestigkeit (hierdurch wird die Tragfähigkeit gesteigert). Das Tragverhalten des Verbundsystems Boden-Stopfsäule hängt von dem zu verbessernden Boden, der Anordnung der Säulen, dem Säulenmaterial und dem eingesetzten Gerät ab.

Beim Rüttelstopfverfahren wird zunächst ein Tiefenrüttler bis in oder auf die tragfähigen Bodenhorizonte eingetrieben. Anschließend wird der Rüttler wieder gezogen und der so entstandene Hohlraum in Stufen von rund 1 m mit einem geeigneten Material (meist Schotter oder Kies) verfüllt und danach mit dem Rüttler verdichtet. Dabei wird das eingebrachte Material in den umgebenden Baugrund eingedrückt. Durch die horizontale Ausdehnung der Stopfsäule entsteht eine Verzahnung mit dem umgebenden stützenden Bodenkörper.

Bei der stufenweisen Verfüllung des Hohlraums besteht allerdings die Gefahr, dass aus den Wandungen herausbrechender gewachsener Boden die Tragfähigkeit der Säulen reduziert. Dieser Nachteil führte zur Entwicklung des heute vorwiegend für die Herstellung von Stopfsäulen eingesetzten Schleusenrüttlers.

Mit diesem Gerät lässt sich das Zugabematerial an der Rüttlerspitze unter Druckluft dosiert und kontinuierlich zugeben. Es entfällt das Aus- und Wiedereinfahren des Rüttlers und das damit verbundene Risiko eines Bodeneinbruchs. Die Verdichtung erfolgt sukzessive durch Stopfen, und es entsteht eine sehr gut verdichtete und mit dem umgebenden Baugrund verspannte Stopfsäule. Die Gründungsebene muss nach Fertigstellung der Stopfsäulen nachverdichtet werden.



Jede Stopfsäule stellt einen Bodenkörper dar, dessen bodenmechanische Kennwerte hinreichend genau erfassbar sind. Besonders wichtig in diesem Zusammenhang ist die sehr viel höhere vertikale Wasserdurchlässigkeit der Säule gegenüber dem anstehenden Boden. Diese Dränagewirkung ist für die Beurteilung des Verhaltens des verbesserten Bodenkörpers im Hinblick auf den Abbau eines möglichen Porenwasserüberdrucks, wie er beim Aufbringen von Last entstehen kann, wichtig.

Der Säulendurchmesser hängt im Wesentlichen von der Konsistenz des umgebenden, stützenden Bodens und der Stopfenergie ab. Bei weichen Böden ergeben sich größere, bei steifen Böden kleinere Durchmesser. Übliche Durchmesser liegen zwischen 0,6 und 1,0 m. Die Säulenabstände liegen in der Regel zwischen 1 m und 3 m.

Die Rüttelstopfverdichtung kann im Vorfeld von der vorhandenen Geländeoberfläche aus mit ggf. erforderlichem Leerschlag (oberhalb des späteren Erdplanums) erfolgen. Vorseilend muss allerdings eine ausreichend tragfähige Geräteaufstandsfläche aus einem groben Schüttgut ggf. mit Vlies und/oder Geogitter hergestellt werden (siehe auch unten).

Die tatsächlich erforderliche Säulenlänge kann für jede Stopfsäule baubegleitend anhand des Eindring-/Rammwiderstands vor Ort festgelegt werden. Zur Abschätzung der je nach Lage des Bauabschnitts erforderlichen Säulenlänge können die Tabellen 9.1 und 9.2 herangezogen werden (kalkulatorischer Ansatz für Säulenlänge = GOK - OK tragfähiger Baugrund bzw. Säulenlänge = Mächtigkeit der Hauptbodenschichten 1 + 2).

Das vg. Verfahren zur Baugrundverbesserung hat sich bereits bei einer anderen Erschließungsmaßnahme auf einem ehemaligen Polder der Zuckerfabrik Jülich AG bewährt.

Bild 10.1 zeigt beispielhaft einen Auszug aus den Ausführungsplänen der Rüttelstopfverdichtung mit dem Schleusenrüttler System Keller Grundbau im Rahmen der Straßenbaumaßnahme „Nördl. Victor-Gollancz-Straße“ im Norden von Jülich (siehe Unterlage 2.13). Die Stopfsäulen wurden dort mit einem Rasterabstand von ca. 2 m bis auf die gut tragfähigen gewachsenen Terrassenböden ausgeführt.



Bild 10.1: Rüttelstopfverdichtung „Nördl. Victor-Gollancz-Straße“ in Jülich (Auszug aus Unterlage 2.13)

Abweichend von einer flächigen Anordnung der Stopfsäulen kann das Säulenraster bei Bedarf örtlich (auch noch im Rahmen der Ausführung) verdichtet werden. Es wird empfohlen, die Kanalhaltungen in der Lage entweder auf die Achsen des geplanten Säulenrasters zu legen oder entlang der Kanalachsen Stopfsäulen in regelmäßigen Abständen anzuordnen und das flächige Raster dort entsprechend anzupassen (siehe z.B. Bild 10.1).

Die erforderliche Vorgehensweise bei der Kanalverlegung auf bzw. in dem zuvor mittels Rüttelstopfverdichtung verbesserten Baugrund haben wir bereits mit dem Fachplaner ausführlich diskutiert (siehe Unterlage 2.14). Als Resümee hieraus hat das Ingenieurbüro H. Berg & Partner GmbH einen entsprechenden Regelkanalgrabenquerschnitt entworfen, welcher in Bild 10.2

dargestellt ist und die unter Berücksichtigung der vorhandenen Untergrundverhältnisse erforderlichen Maßnahmen zeigt (siehe auch Unterlage 2.15).

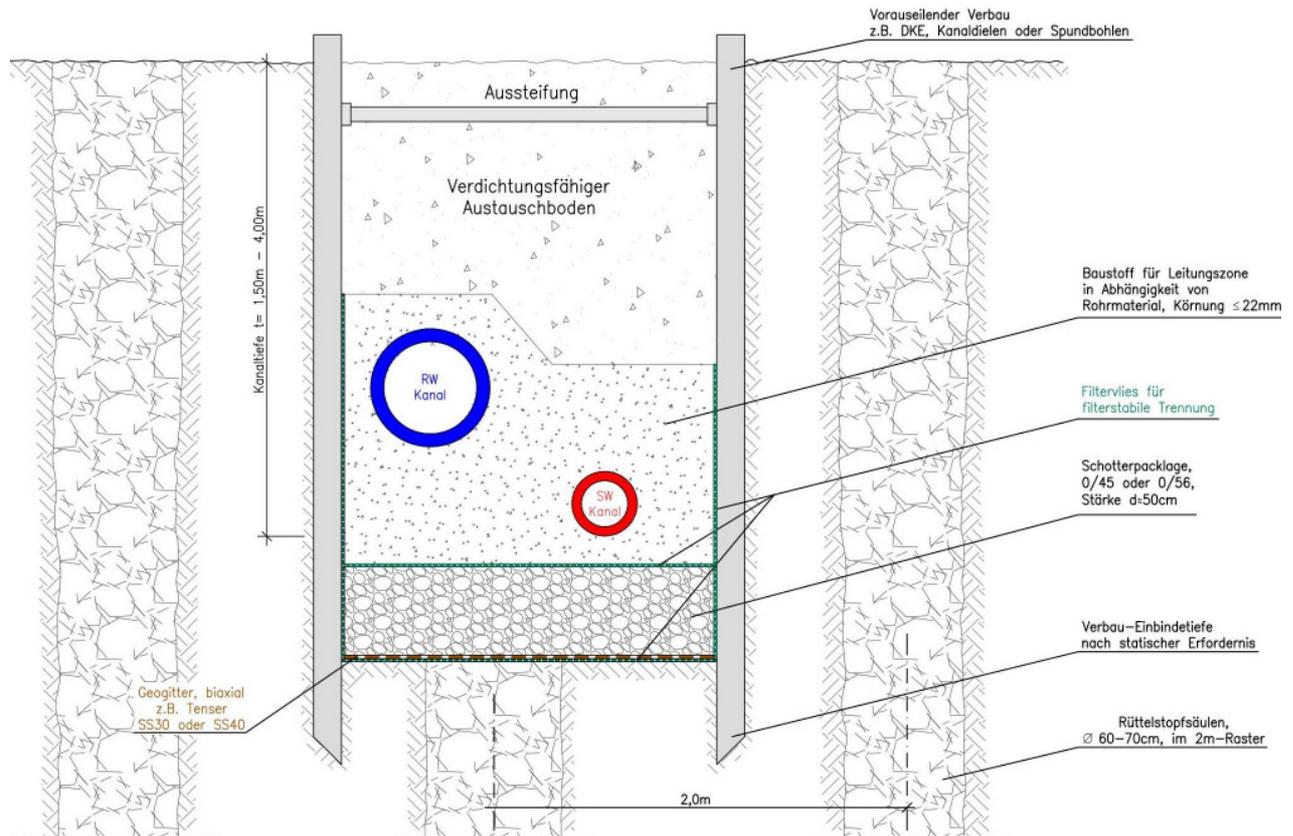


Bild 10.2: Regelkanalgrabenquerschnitt gem. Unterlage 2.15

Die ohnehin für die Herstellung der Rüttelstopfsäulen erforderliche Geräteaufstandsfläche kann auch für die nachfolgenden Kanal- und Straßenbauarbeiten als Baustraße dienen. Es wird eine Bauweise mit Vlies, Geogitter und Packlage aus einem gut verdichtbaren, kornabgestuften Kiessand oder Schotter empfohlen (Mindestdicke $d = 30 \text{ cm}$). Die Oberfläche der Geräteaufstandsfläche/Baustraße soll in ihrem Niveau dem Planum für die ungebundenen Tragschichten des Straßenbaus entsprechen und ist auf mindestens $D_{Pr} = 97 \%$ ($E_{V2} \approx 60 - 70 \text{ MN/m}^2$) zu verdichten. Nach Abschluss der Baugrundverbesserung ist die Fläche zwingend nachzuverdichten bzw. ggf. zu ertüchtigen. Gleiches gilt vor dem Bau der Erschließungsstraßen für im Zuge des Kanalbaus in Mitleidenschaft gezogene Bereiche.



Im Rahmen einer Kostenabschätzung kann für den laufenden Meter Stopfsäule aus Kies (ohne Berücksichtigung der begleitenden Erdarbeiten) ein Nettopreis von rd. 30 € angesetzt werden.

10.3 Gründung von Hochbauten

Eine dauerhaft standsichere und gebrauchstaugliche Gründung der Hochbauten kann, sofern die Gebäude nicht mit mehreren Untergeschossen ausgeführt und unmittelbar auf den gut tragfähigen Terrassensedimenten abgesetzt werden, nur in Form einer Tiefgründung erfolgen. Eine Tiefgründung auf Pfählen ist ein sicheres und setzungsarmes Bauverfahren. Es bieten sich neben konventionellen Bohrpfählen und SOB-Pfählen (Schneckenortbetonpfählen) in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht vorgefertigte Stahlbetonrammpfähle an. Die Pfähle müssen in die Terrassensedimente einbinden.

Aufgrund der selbst bei einer Unterkellerung noch in einer Schichtdicke von mehreren Metern unterhalb der Gründungsebene anstehenden nicht bis sehr gering tragfähigen Auffüllungen und Auenböden (Steifemoduln überwiegend $E_s < 5 \text{ MN/m}^2$ und über weite Tiefenbereiche sogar nur $E_s = 1 - 2 \text{ MN/m}^2$, vgl. Abschnitte 9.2 und 9.3) wird auch bei Anordnung einer dicken Polsterschicht mit Geotextil von einer Flachgründung abgeraten. Selbst bei Berücksichtigung einer entsprechenden Aushubentlastung werden die Setzungen das zulässige Maß überschreiten und aufgrund der unterschiedlichen Bauwerklasten, unterschiedlich tragfähigen Schichten und unterschiedlichen Schichtdicken sehr uneinheitlich ausfallen (Setzungsunterschiede). Hinzu kommt, dass sich die Verformungen nicht sofort nach der Lastaufbringung einstellen werden, sondern in Abhängigkeit vom Konsolidationsverhalten der Böden über einen Zeitraum von vielen Monaten bis mehreren Jahrzehnten.

Bohrpfähle müssen zwingend in den dicht gelagerten Terrassensedimenten (= Hauptbodenschicht 3) abgesetzt werden. Die Lastabtragung erfolgt dann i.W. über Mantelreibung und Spitzendruck in den gewachsenen Kies-Sand-Gemischen.



Die Mindesteinbindelänge der Pfähle in die gut tragfähigen Kiessande muss 2,5 m betragen.

Für eine bezogene Pfahlkopfsetzung von $s/D = 0,02$ kann in den Terrassensedimenten (nach den Tafelwerten in DIN 1054) als Bruchwert für den Pfahlspitzenwiderstand im GZ1B $q_{b,k} = 1,75 \text{ MN/m}^2$ angesetzt werden.

Als Bruchwert für die Pfahlmantelreibung darf nach DIN 1054 $q_{s,k} = 0,12 \text{ MN/m}^2$ gewählt werden. In den Decklehmen (Auenböden und Rübererde = Hauptbodenschichten 1 + 2) ist die Mantelreibung zu vernachlässigen. Eine negative Mantelreibung braucht nicht berücksichtigt zu werden. Für die Pfahlwiderstände ist in allen Lastfällen ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_p = 1,40$ zu berücksichtigen.

Horizontallasten sollen möglichst gleichmäßig über alle Gründungspfähle eines Gebäudes abgetragen werden. Die horizontale Bettung der Pfähle kann über die Beziehung $k_s = E_s/D$ (mit $D = \text{Pfahldurchmesser} \leq 1,0 \text{ m}$) und $E_{Sk} = \text{i.M. } 2 \text{ MN/m}^2$ ermittelt werden. Bei größeren H-Lasten sind Schrägpfähle anzuordnen.

Die Bohrpfähle können wie die Rüttelstopfsäulen von der Baugrubensohle aus oder vorab von der Geländeoberfläche aus hergestellt werden. Bei letzterer Vorgehensweise sind entsprechend lange Leerbohrungen zu berücksichtigen. In beiden Fällen muss vorausgehend eine ausreichend tragfähige Geräteaufstandsfläche aus einem groben Schüttgut ggf. mit Vlies und/oder Geogitter hergestellt werden.

Im Gegensatz zu Bohrpfählen oder SOB-Pfählen erlauben Stahlbeton-Rammpfähle i.A. eine bessere Anpassung an eine inhomogene Schichtung und Tragfähigkeit des Baugrunds. Über die aufgewendete Rammenergie wird für jeden Pfahl ein Tragfähigkeitsnachweis erbracht. Dabei müssen die Pfähle lediglich so tief eingetrieben werden, bis die entsprechende Tragfähigkeit mit Sicherheit erreicht ist. Im vorliegenden Fall werden die Einbautiefen allerdings aufgrund der unzureichenden Tragfähigkeit der Auffüllungen und Auenböden i.d.R. nicht geringer als die OK bzw. das Hangende der Hauptbodenschicht 3 (siehe Tabellen 9.1 und 9.2) ausfallen.



Ein weiterer Vorteil ist: Wird ein Bohrpfahl i.d.R. planmäßig bis zur Solltiefe hergestellt, kann der Rammpfahl, wenn sich im planmäßigen Absetzniveau eine Zone mit geringerer Tragfähigkeit befindet, ohne große Zusatzaufwendungen bis in den nächsten Horizont mit hohen Spitzenwiderständen verlängert werden.

Nach Herstellerangaben kann die (innere) Tragfähigkeit eines auf Druck beanspruchten Centrum-Rammpfahls im Rahmen der Vordimensionierung wie folgt angesetzt werden (charakteristische Werte): Pfahl mit Kantenlängen 30 cm/35 cm/40 cm = 800 kN/1.250 kN/1.650 kN. Sofern Horizontal- oder Zugkräfte abgetragen werden müssen, sind Einzelnachweise erforderlich.

Die Pfähle können von der Baugrubensohle aus oder vorab von der Geländeoberfläche aus hergestellt werden. Bei letzterer Vorgehensweise sind entsprechend lange Leerbohrungen bzw. Leerschüsse zu berücksichtigen. Die Arbeitsfläche ist vorab zu befestigen.

Zur Beschreibung der zu durchteufenden Bodenarten ist die DIN 18301 heranzuziehen. Danach sind die Hauptbodenschichten 1 und 2 überwiegend den Bodenklassen BB 1 – 2 (feinkörnige Rübenerde und Auenböden mit breiiger bis steifer Konsistenz) und nur untergeordnet den Bodenklassen BN 1 – 2 (grob- bis gemischtkörnige Füllböden) und BB 3 (Lehmböden mit halbfester Konsistenz) gem. DIN 18301 zuzuordnen. Örtlich können in den Auenböden allerdings auch Niedermoorbildungen der Bodenklassen BO 1– 2 zu durchteufen sein. Die gut tragfähigen (nicht bis) schwach bindigen Kiessande der Hauptbodenschicht 3 sind in die Bodenklasse BN 1 mit Zusatzklasse BS 1 und das ggf. verlehnte Hangende des Horizonts in die Bodenklassen BN 2 und BB 2 – 3 nach DIN 18301 zu stellen.

Nach einer vorsichtigen Schätzung dürften für die Tiefgründung eines üblichen Einfamilienwohnhauses (Grundfläche 10 m x 10 m) z.B. 10 – 14 Stahlbeton-Rammpfähle erforderlich werden. Unter Zugrundelegung der Ausführung von 10 Rammpfählen (Pfahlquerschnitt 30 cm x 30 cm) mit einer Pfahllänge von jeweils 7 m ergeben sich unter Berücksichtigung von Synergieeffekten bei den Allgemein- und Nebenkosten (Gründungsarbeiten für mindestens 10 EFH



mit einem Geräteeinsatz) bis OK Pfahlkopf je EFH Mehrkosten in Höhe von netto ca. 6.500 € für die Tiefgründung. Basis der vg. Angaben ist eine aktuelle Auskunft der CentrumPfähle GmbH.

Alternativ zur Tiefgründung ist auch eine Flachgründung nach vorangegangener Bodenverbesserung mittels Rüttelstopfverdichtung denkbar (vgl. Abschnitt 10.2). Der wirtschaftliche Einsatzbereich dieses Verfahrens reicht in der Regel bis in Tiefen von 5 – 6 m unter OK Aufstandsfläche/Arbeitsebene. In erster Näherung kann davon ausgegangen werden, dass z.B. für ein mehrgeschossiges Punkthaus i.M. eine Stopfsäule je 1,5 – 2 m² Grundfläche benötigt wird (Dreiecksraster mit a = 1,5 m).

10.4 Bau von Kellern, Tiefgaragen etc.

Verbau

Ausschachtungen sind in den aufgelandeten Böden ohne vorausseilende Baugrubensicherung i.d.R. nicht möglich, da die weichen bis breiigen Rübenerdesedimente zum Ausfließen neigen. Insbesondere tiefere Baugruben (t > 1,0 – 1,5 m) dürfen deswegen keinesfalls in geböschter Bauweise hergestellt werden. Es ist zu beachten, dass die aufgelandeten Böden bei weicher bis breiiger Konsistenz kaum betretbar und mit üblichen Baugeräten nicht befahrbar sind.

Die Baugruben für Keller und Tiefgaragen (aber auch für Kanal- und Leitungsgräben) sind demzufolge senkrecht herzustellen und zu verbauen. Im vorliegenden Fall bietet sich ein Spundwandverbau an, welcher je nach Baugrubengröße entweder auszusteifen oder rückzuverankern ist. Zur Rückverankerung kommen nur steil geneigte Anker in Frage, deren Verpresskörper in den Terrassensedimenten liegen müssen.

Der Verbau kann auf den aktiven Erddruck bemessen werden. Aufgrund der unterschiedlichen Schichtenwasserführung bzw. der in Unterlage 2.1 beschriebenen Wassersättigung der Rübenerdesedimente ist ein bis max. zur Geländeoberfläche hinaufreichender Wasserdruck auf den Verbau-



anzusetzen. Verkehrslasten sind gemäß den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Baugruben“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (EAB) zu berücksichtigen. Erddruckumlagerungen können nach EAB vorgenommen werden.

Nach EAB ist nachzuweisen, dass die nach unten gerichteten Vertikalkräfte mit ausreichender Sicherheit über Mantelreibung und Spitzendruck in den Untergrund abgetragen werden können. Aufgrund der unzureichenden Tragfähigkeit der Hauptbodenschichten 1 + 2 (Rübenerde und Auenböden) sind die Spundbohlen zumindest bei rückverankerten Baugruben zur sicheren Abtragung der Vertikalkräfte bis in die gewachsenen Terrassensedimente einzubringen.

Je nach Einbindetiefe der Bohlen ist die Sicherheit gegen (hydraulischen) Grundbruch nachzuweisen.

Der Baugrubenverbau ist, wie bereits erwähnt, rückzuverankern. Es sind Verpressanker nach DIN EN 1537 (Herstellung) bzw. DIN 1054 (Bemessung) zu verwenden, deren Verpressstrecke in den Terrassensedimenten liegt. Die Krafteinleitungsstrecken dürfen sich nicht in den Hauptbodenschichten 1 und 2 befinden. Die Anker sind deswegen steil herzustellen.

Als Grenzlaster beim Bruch eines Verpressankers mit einer Krafteinleitungsstrecke von 5 m kann in den dicht gelagerten Terrassensedimenten nach Ostermayer (siehe z.B. Verpressanker in Grundbautaschenbuch Teil 2, 6. Auflage 2001, Verlag W. Ernst & Sohn) näherungsweise $A_b = 800 \text{ kN}$ angesetzt werden. Der charakteristische Herausziehwiderstand ist auf der Grundlage einer Eignungsprüfung zu ermitteln.

Erdbau

Bei der Planung und dem Bau von in die aufgefüllten Böden einbindenden Bauwerken sind Mehrkosten für den Aushub und die Abfuhr von Böden der Bodenklasse 2 nach DIN 18300 sowie, unabhängig von der Konsistenz, für die Abfuhr und Deponierung von Rübenerde bzw. Böden mit organischen Beimengungen zu berücksichtigen. Bereits geringe Mengen an organischen Beimengungen können, ohne Berücksichtigung einer sonstigen Belastung, zu einer Ein-



stufung > Z0 nach LAGA TR Boden bzw. zu erheblichen Schwierigkeiten/Kosten bei der Entsorgung des Aushubbodens führen. Vor Ort kann die auszukoffernde Rübenerde aus verschiedenen Gründen nicht oder nur in sehr geringem Umfang wiederverwendet werden. Gleiches gilt selbstverständlich auch für das bei einer Ausführung von Bohrpfählen anfallende Bohrgut.

Zu den Schadstoffbelastungen der Hauptbodenschicht 1 = Rübenerdesedimente siehe unsere Stellungnahmen vom 06. und 13.10.2010.

Wasserhaltung, Abdichtung

Der Grundwasserspiegel ist derzeit infolge der Sumpfungmaßnahmen der Tagebaue mehrere Dekameter unter GOK abgesenkt und dürfte auch nach einem vollständigen Wiederanstieg nicht über das ursprüngliche Geländeniveau hinaufreichen (vgl. Abschnitt 6).

Im Rahmen der aktuellen Untersuchungen zeigten sich in den aufgelandeten Böden Stau- und Schichtenwasserhorizonte bzw. eine vollständige Wassersättigung in unterschiedlichen Tiefen. Aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit bzw. der geringen Wasserabgabefähigkeit der Rübenerdesedimente (siehe Unterlage 2.1) werden die den Baugruben (über die Sohle) zufließenden Wassermengen gering sein. Detaillierte Wassermengenberechnungen sind bei Bedarf für den konkreten Einzelfall zu erstellen.

Bei fachgerechter Umsetzung eines Drainagekonzepts (mit Anschluss an einen Vorfluter) kann die Abdichtung erdberührter Bauwerkswände generell für den Lastfall 1 bzw. nach Teil 4 der DIN 18195 erfolgen. Dies dürfte allerdings im vorliegenden Fall in technischer sowie in wirtschaftlicher Hinsicht kaum zu realisieren sein. Ohne Dränagesystem wird aufgrund der Stauwasserbildung in den Decklehmen empfohlen, die erdberührten Bauwerkswände in wasserundurchlässiger Bauweise auszuführen oder zumindest gegen aufstauendes Sicker-/Schichtenwasser abzudichten (LF 2 nach DIN 18195).



11 Schlussbemerkung, Unterschrift

Bei Änderungen der dieser gutachterlichen Stellungnahme zugrundeliegenden Entwurfsunterlagen, Annahmen oder Angaben ist Rücksprache mit dem Bodengutachter zu halten, da sich dann Änderungen in der Beurteilung ergeben können.

Aachen, den 16.02.2011

Dipl.-Ing. Bernd Harth

Dipl.-Ing. Jürgen Knops