



26.02.2024 RR/se

## **Umbau Messehalle 12, 3. Bauabschnitt**

### **Bericht zur Planung Baugrube Leistungsphase 4 - Genehmigungsplanung**

---

**Auftraggeber:** S & P Sahlmann Planungsgesellschaft  
für Bauwesen mbH  
Rathenaustraße 19  
04179 Leipzig

---

**Bearbeiter:** Dipl.-Ing. Almuth Große  
Robert Ries, M.Sc.

Berichtsnummer: LS 35/23
--------------------------

Die statische Berechnung umfasst die Seiten gemäß Inhaltsverzeichnis.
---

Dateiname: 240216.LS35_23.RR.docx
-----------------------------------

**Gutachten  
Beratung  
Planung  
Bauüberwachung**

Geschäftsführer:

Dipl.-Ing. Almuth Große <sup>1), 2)</sup>  
Dr.-Ing. Jens Mittag <sup>1)</sup>

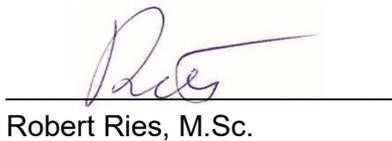
<sup>1)</sup> anerkannte Prüfsachverständige für Erd- und Grundbau

<sup>2)</sup> öffentlich bestellte und vereidigte Sachverständige für Erd- und Grundbau, baugrundbedingte Schäden und Bauwerksabdichtungen im erdbehürten Bereich

Partnerbüro:

GuD Geotechnik und Dynamik  
Consult GmbH  
Darwinstraße 13 · 10589 Berlin  
Tel. 030/789089-0 / Fax -89

  
Dipl.-Ing. Almuth Große

  
Robert Ries, M.Sc.

**REVISIONSSEITE**

Projekt: Umbau Messehalle 12, 3. Bauabschnitt

Projekt-Nr.: LS 35/23

Dokument: Bericht zur Planung Baugrube, Leistungsphase 4 - Genehmigungsplanung

Dateiname: 240216.LS35\_23.RR.docx.docx

Revision	Datum	Beschreibung	aufgestellt	geprüft	freigegeben
00	26.02.2024	Erstübergabe	Robert Ries, M.Sc.	Dipl.-Ing. A. Große	Dipl.-Ing. A. Große

**INHALTSVERZEICHNIS****SEITE**

I.	VORBEMERKUNGEN .....	I.4
I.1	Veranlassung .....	I.4
I.2	Unterlagen Bestand und Neubau.....	I.4
I.2.2	Unterlagen zu Baugrund- und Grundwasserverhältnissen .....	I.7
I.2.3	Literatur .....	I.7
I.3	Baumaßnahme.....	I.8
I.3.1	Örtliche Gegebenheiten.....	I.8
I.3.2	Geplantes Bauvorhaben .....	I.10
I.3.3	Baugrubenkonzept .....	I.11
I.4	Berechnungsannahmen .....	I.12
I.4.1	Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	I.12
I.4.2	Bemessungssituation .....	I.14
I.4.3	Bemessungsannahmen.....	I.15
I.4.3.1	Verbau.....	I.15
I.4.3.2	Lasten aus dem Portikus .....	I.16
I.4.3.3	Vordimensionierung der Steifen.....	I.21
I.4.3.4	Einzelfundamente.....	I.23
I.4.3.5	Bohrpfahl.....	I.25
I.4.3.6	Erddruckermittlung .....	I.25
II.	BEMESSUNG .....	II.1
II.1	Verbau – Trägerbohlwand .....	II.1
II.2	Bohrpfahl.....	II.4
II.3	Unterfangung Portikus.....	II.5
II.4	Einzelfundamente - Schnitt 3.....	II.14
	Protokolle der statischen Nachweisführung.....	II.15
III	POSITIONSPLAN ZUR GENEHMIGUNGSPLANUNG	

## **I. VORBEMERKUNGEN**

### **I.1 Veranlassung**

Die GuD Geotechnik und Umweltgeologie GmbH wurde von der S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH beauftragt, entsprechend der Festlegung Punkt 4.4 des Protokolls des Projekt Jourfixe 114, die Objekt- und Tragwerksplanung für die Baugrube bis einschließlich Leistungsphase 7 (Objektplanung) und Leistungsphase 6 (Tragwerksplanung) zu erstellen. Gegenstand dieses Berichtes ist die Genehmigungsplanung für die Ausführung einer Baugrube zur Errichtung des Untergeschosses im Bauabschnitt der Messehalle 12.

### **I.2 Unterlagen Bestand und Neubau**

[U 1.1] Lage- und Höhenplan Alte Messe Leipzig, Messehalle 12, mit eingetragenen Medien, vom 09.11.2018, M 1:500, aufgestellt durch Roland Meyer, öffentlich bestellter Vermessungsingenieur

[U 1.2] Planunterlagen zum geplanten Neubau 2. Bauabschnitt, aufgestellt und zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH:

- Grundriss UG Segment E1, Leistungsphase Ausführungsplanung, vom 14.11.2023, Index E, M 1:50, Plan-Nr. 013754g001\_02\_E1\_5\_ARC\_GR1U\_000\_E\_F\_
- Grundriss UG Segment E2, Leistungsphase Ausführungsplanung, vom 08.02.2024, Index E, M 1:50, Plan-Nr. 013754g001\_02\_E2\_5\_ARC\_GR1U\_000\_E\_F\_
- Grundriss UG Segment H1, Leistungsphase Ausführungsplanung, vom 03.03.2023, Index B, M 1:50, Plan-Nr. 013754g001\_02\_H1\_5\_ARC\_GR1U\_000\_B\_F\_
- Schnitt SI, Leistungsphase Ausführungsplanung vom 21.04.2023, Index C, M 1:50, Plan-Nr. 013754g001\_02\_--\_5\_ARC\_SCSI\_000\_C\_F\_
- Schnitt SE, Leistungsphase Ausführungsplanung vom 11.05.2023, Index D, M 1:50, Plan-Nr. 013754g001\_02\_--\_5\_ARC\_SCSE\_000\_D\_F\_

[U 1.3] Planunterlagen zum geplanten Neubau 3. Bauabschnitt, aufgestellt und zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH:

- Lage Baucontainer, Leistungsphase Ausführungsplanung, Stand 22.11.2023, M 1:50, Plan-Nr. 013754g001\_03\_--\_5\_ARC\_BAUG\_002\_-\_F\_
- Grundriss UG, Leistungsphase Ausführungsplanung, vom 22.01.2024 (Vorabzug vom 22.01.2024), M 1:200, Plan-Nr. 013754g001\_03\_--\_5\_ARC\_GRUG\_200\_-\_V\_

- Grundriss EG, Leistungsphase Entwurfsplanung, vom 21.08.2019 (Vorabzug vom 22.09.2020), M 1:200, Plan-Nr. 013754g001\_02\_--\_3\_ARC\_GREG\_GuD
- Schnitte, Leistungsphase Ausführungsplanung, vom 07.02.2024 (Vorabzug vom 07.02.2024), M 1:50, Plan-Nr. 013754g001\_03\_--\_5\_ARC\_SCXX\_XXX\_-\_V\_

[U 1.4] Ermittlung der Fundamentlasten am Bestand Südportikus, 5 Seiten, ohne Datum, aufgestellt und zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH, E-Mail vom 11.10.2023

[U 1.5] Ergänzung zur Ermittlung der Fundamentlasten am Bestand Südportikus, 8 Seiten, ohne Datum, aufgestellt und zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH, E-Mail vom 11.10.2023

[U 1.6] Ermittlung der Lasten für die verbleibenden Fundamente der Bestandsrahmen Achse 22 bis Achse 36, 12 Seiten, ohne Datum, aufgestellt und zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH, E-Mail vom 11.09.2020

[U 1.7] Lastangaben zum verbleibenden Betonsockel der Einzelfundamente, aufgestellt und zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH, E-Mail vom 11.06.2021

[U 1.8] Statik zur Fassadensicherung Messehalle 12, vom 31.07.2020, aufgestellt durch BPK Ingenieurgesellschaft mbH, zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH, E-Mail vom 11.10.2023

[U 1.9] Bestandspläne der Messehalle 12, zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH:

- Kellergrundriss vom 30.06.1952, Blatt-Nr. 631, aufgestellt durch VEB Z Projektierung Sachsen, Zweigstelle Leipzig
- Kellergrundriss vom August 1923
- Querschnitt der Halle 9 (12) vom 07.12.1924
- Fundamentplan der Eisenbinder-Fundamente für Halle 9 (12), Blatt-Nr. 4662, M 1:50/500
- Schreiben Bauaufsichtsamt Stadt Leipzig, vom 18.02.1950

- [U 1.10] Statische Berechnung und konzeptionelle Beschreibung Rückbau zum Bauvorhaben vom 08.05.2019, aufgestellt und zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH
- [U 1.11] Vermesseraufmaß der Fundamentschürfe vom 04.06.2021, aufgestellt durch das Vermessungsbüro Roland Meyer:
- Detailaufmaß Schürfe, Plan-Nr. 19-9008-MH12\_a, M1:200, Stand 01.07.2021
  - Detailaufmaß Schürfe, Plan-Nr. 19-9008-MH12\_b, M1:200, Stand 01.07.2021
- [U 1.12] Bericht zur Planung Baugrube Umbau Messehalle 12, 2. Bauabschnitt, Leistungsphase 3 – Entwurfsplanung vom 16.10.2020, Bericht-Nr. LS 23/19, aufgestellt durch die GuD Geotechnik und Umweltgeologie GmbH
- [U 1.13] Bericht zur Planung Baugrube Umbau Messehalle 12, 2. Bauabschnitt, Leistungsphase 4 – Genehmigungsplanung vom 16.10.2020, Bericht-Nr. LS 23/19, aufgestellt durch die GuD Geotechnik und Umweltgeologie GmbH
- [U 1.14] Planunterlagen zur Baugrubenplanung Umplanung Messehalle 12, 2.BA aufgestellt durch die GuD Geotechnik und Umweltgeologie GmbH:
- Grundriss Baugrube, Leistungsphase Ausführungsplanung, Stand 02.05.2022, Index E, M 1:100, Plan-Nr. 013754g001\_02\_--\_5\_TIE\_BAUG\_001\_E\_F
  - Grundriss Baugrube, Leistungsphase Ausführungsplanung, Stand 06.07.2022, Index E, M 1:100, Plan-Nr. 013754g001\_02\_--\_5\_TIE\_BAUG\_002\_E\_F
  - Schnitt u. Details Baugrube, Leistungsphase Ausführungsplanung, vom 11.02.2022, Index C, M 1:50/1:10, Plan-Nr. 013754g001\_02\_--\_5\_TIE\_BAUG\_003\_C\_F
  - Grundriss Baugrube, Leistungsphase Entwurfsplanung, vom 14.10.2020, M 1:200, Plan-Nr. 3 GuD\_BG-GR\_001
  - Schnitte Baugrube, Leistungsphase Entwurfsplanung, vom 14.10.2020, M 1:100, Plan-Nr. 3 GuD\_BG-SC\_001
- [U 1.15] Angaben zur Mauerwerksfestigkeit des Portikus, aufgestellt und zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH, E-Mail vom 11.06.2021

## **I.2.2 Unterlagen zu Baugrund- und Grundwasserverhältnissen**

- [U.2.1] Baugrund- und Gründungsgutachten zum Umbau Messehalle 12, vom 04.02.2019, aufgestellt durch Erdbaulabor Leipzig GmbH, zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH
- [U.2.2] Baugrund- und Gründungsgutachten (Dokumentation der ausgeführten Schürfe), vom 08.02.2019, aufgestellt durch Erdbaulabor Leipzig GmbH, zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH
- [U.2.3] Baugrund- und Gründungsgutachten zum Umbau Messehalle 12, Ergänzungsuntersuchung (5/2021) vom 29.06.2021, aufgestellt durch Erdbaulabor Leipzig GmbH, zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH
- [U.2.4] Baugrund- und Gründungsgutachten zum Umbau Messehalle 12, Ergänzungsuntersuchung, Teil 2 (07/2021) vom 20.08.2021, aufgestellt durch Erdbaulabor Leipzig GmbH, zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH
- [U.2.5] Bericht zum Pumpversuch / Bodenstruktur Homogenbereich E.4/B.4 vom 22.09.2021, aufgestellt durch Koop Wasserbau GmbH, zur Verfügung gestellt durch S & P Sahlmann Planungsgesellschaft für Bauwesen mbH

## **I.2.3 Literatur**

- [U.3.1] EA Pfähle, Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, 2007/2012, 1. und 2. Auflage
- [U.3.2] EAB, Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, 2021, 6. Auflage
- [U.3.3] Handbuch zum Eurocode 7 (DIN EN 1997-1), Band 1
- [U.3.4] Weißenbach, Anton: Baugruben, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, 2018, 3. Auflage
- [U.3.5] Bühler, Dirk: Museum aus gegossenem Stein, Betonbaugeschichte im Deutschen Museum, Deutsches Museum Studies, herausgegeben von Wilhelm Füßl, Ulf Hashagen, Ulrich Kernbach, Helmuth Trischler, Band 1, Deutsches Museum Verlag, 2015

- [U.3.6] Besler, D. Einfluß von Temperaturerhöhungen auf die Tragfähigkeit von Baugrubensteifen. Bautechnik 71, 1994, Heft 9, Seite 582 – 590
- [U.3.7] DIN 4093: 2015-11 – Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren

### **I.3 Baumaßnahme**

#### **I.3.1 Örtliche Gegebenheiten**

Die Messehalle 12 liegt auf dem Gelände der Alten Messe, südwestlich der Straße des 18. Oktober. Westlich der Halle liegt die Perlickstraße, an die sich im Weiteren der Biocube und das Fraunhofer Institut anschließt. Südwestlich der Messehalle verläuft die Puschstraße, dahinter befindet sich das German Center for Intergrative Biodiversity Research (iDiv). Südöstlich der Messehalle liegen die Parkplätze des sich daran anschließenden Hit-Marktes.

Die ehemalige bestehende Messehalle 12 wurde vor Baubeginn des 2. Bauabschnittes bis zur Geländeoberfläche zurückgebaut. Im Bereich des 2. Bauabschnittes wurde ebenso die Teilunterkellerung abgebrochen. Oberirdisch wurden lediglich die Bestandsrahmen einschließlich der Fundamente im Inneren der Halle und die südliche Fassade, nachfolgend als Portikus bezeichnet, erhalten. Der Portikus wird mit einer Abstützkonstruktion [U 1.8] gesichert.

Vom Nordosten kommend verläuft ein Abwasserkanal unterhalb des Stadtarchives (1. BA) Leipzig und dem Neubau des 2. Bauabschnittes, der etwa nach 2/3 der Gesamtlänge den Grundriss der Messehalle in einem schleifenden Schnitt verlässt. Die Sohle des Sammlers liegt nach [U 1.1] zwischen 119,78 m NHN im Nordosten, im Bereich der Straße des 18. Oktober, und 119,43 m NHN im Südwesten, beim Verlassen des Hallengrundrisses. Die Wand- und Sohlstärke des Kanals ist nicht bekannt. Auf der sicheren Seite liegend wird die Unterkante der Kanalsohle bei 119,00 m NHN angesetzt. Im Bereich des 3. Bauabschnittes liegt der Abwasserkanal außerhalb der Baugrube.

Die Bauarbeiten im 2. Bauabschnitt werden derzeit ausgeführt. Die Unterkante der Bodenplatte des Neubaus liegt entsprechend [U 1.2] bei 123,56 m NHN.

Die Messehalle 12 ist zum Großteil nicht unterkellert, die Oberkante Fußboden wird nach [U 1.9] bei 128,0 vermutlich m NN, angegeben. Der östliche Gebäudeteil ist über die gesamte Länge der Bauabschnitte 2 und 3 auf einer Breite von etwa 12 m unterkellert. Die Tiefe des Kellers wird in [U 1.9] von Oberkante Erdgeschossfußboden bis Oberkante Kellerfußboden mit 2,8 m angegeben. Die Oberkante Kellerfußboden liegt damit etwa bei 125,2 m NN.

Nach einem Schreiben des Bauaufsichtsamtes der Stadt Leipzig vom 18.02.1950 stehen die Fundamente teils auf Strausspfählen, die wegen örtlich angetroffenen, aufgefüllten Böden angeordnet worden sind. Nach [U.3.5] wurden diese Pfähle von der Firma Dykerhoff & Widmann AG eingesetzt. Zur Herstellung mussten Eisenrohre mit einem Durchmesser von 30 cm manuell in den Boden gebohrt werden. Das Erdmaterial im Inneren der Rohre wurde mit Bohrköpfen oder Kiespumpen entfernt. Der Hohlraum wurde mit Stampfbeton gefüllt und das Eisenrohr dabei sukzessive gezogen. Planunterlagen, bei welchen Fundamenten diese Pfähle und in welchem Umfang diese ausgeführt worden sind, liegen nicht vor. Bei den bisher ausgeführten Maßnahmen (Herstellung Unterfangung 2. BA, Schürfe zur Erkundung der Fundamente) wurde die genannten Pfähle nicht angetroffen.

Im Mittelschiff der Halle, entlang der Einzelfundamente der Bestandsrahmen und teilweise dazwischen, verlaufen Lüftungskanäle, deren Sohle teilweise unter der Fundamentsohle der Bestandsrahmen liegt. Die in Längsrichtung verlaufenden Kanäle, die in [U 1.10] als Mittelkanal bezeichnet werden, liegen ca. 1 m unterhalb der Gründungssohle der Einzelfundamente. Die Unterkante der von diesem Mittelkanal zwischen die Einzelfundamente abgehenden, als Stichkanal bezeichneten Lüftungskanäle, liegen nach [U 1.10] etwa 40 cm unter Gründungssohle. Parallel zum Portikus verläuft ebenfalls ein Lüftungskanal. Die Unterkante des Kanals ist nicht bekannt. Im Zuge der Rückbauarbeiten wurden die Kanäle bis zum Übergang zum 3. BA zurückgebaut. Somit befinden sich im Untergrund noch zwei Abschnitte der Mittelkanäle an den noch zu unterfangenden Einzelfundamenten und der parallel zum Portikus verlaufende Lüftungskanal.

Nach den Bestandsunterlagen [U 1.9] sind die „Eisenbinder“, im Folgenden als Bestandsrahmen bezeichnet, auf Einzelfundamenten gegründet. Nach dem Fundamentplan [U 1.9], der „Eisenbinder“ liegt die Gründungssohle der Einzelfundamente zwischen 124,8 m NN und 125,5 m NN. Die Unterkante der Einzelfundamente bei 125,5 m NN konnte bei den Fundamentschürfen [U 1.11] bestätigt werden. Der Portikus ist nach den Bestandsunterlagen [U 1.9] auf Streifenfundamenten gegründet. Vereinzelt befinden sich Einzelfundamente der Windpfeiler auf der Innenseite des Portikus, diese sollen im Zuge des Aushubes zurückgebaut werden. In den vorliegenden Bestandsunterlagen werden lediglich Angaben zur Gründungstiefe der Streifenfundamente im Bereich der Unterkellerung gemacht. Zur restlichen Gründung des Portikus werden in den Bestandsunterlagen keine Angaben zur Gründungstiefe gemacht. Bei den Schürfen [U.2.2] und [U 1.11] wurde die Unterkante der Gründung untersucht. Dabei ergeben sich für verschiedene Bereiche unterschiedliche Unterkanten. Die Unterkante der Gründung im Achsbereich 37 – 41 / Q – F liegt nach [U 1.11] und [U.2.2] zwischen 125,69 und 125,50 m NN. Im Achsbereich F – C liegt die Unterkante der Gründung bei 125,84 m NN. Für die Unterkante der Fundamente im Bereich der Unterkellerung, Achsbereich C – A / 41 – 37 kann dem Querschnitt der Halle 9 (12) [U 1.9] eine Kote von 123,8 m NN entnommen werden. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen aus Schurf 4 in diesem Bereich [U.2.2], bei dem die Unterkante Bodenplatte mit 123,72 m NHN angegeben wird

### **I.3.2 Geplantes Bauvorhaben**

Nach [U 1.3] soll im 3. Bauabschnitt auf einer Fläche von etwa 50 m x 85 m ein unterkellertes, mehrgeschossiges Gebäude errichtet und der bestehende Portikus integriert werden. Ebenso soll der Neubau des 3. Bauabschnittes an den Neubau des 2. Bauabschnittes angeschlossen werden. Die Oberkante Bodenplatte ist nach [U 1.3] bei 124,56 m NHN geplant. Die Dicke der Bodenplatte wird mit 1,0 m angegeben. Aufgrund eines nach [U.2.1] auszuführenden Bodenaustausches ist die Baugrube bis 123,20 m NHN auszuheben. Für die vier Aufzüge im 3. BA ist eine Unterfahrt von 1,4 m, eine 0,5 m dicke Bodenplatte und einer 10 cm starken Sauberkeitsschicht vorgesehen. Daraus ergibt sich eine Baugrubensohle in diesen Bereichen bei 122,56 m NHN.

Entlang der Perlickstraße ist auf einer Fläche von ca. 10 m x 28 m eine unterirdische Elt-Zentrale vorgesehen, welche über die Bauflucht des restlichen Neubaus hinausragt.

### **I.3.3 Baugrubenkonzep**

Die Baugrubenwand zum Parkplatz des Hit-Marktes sowie überwiegend entlang der Perlickstraße kann in geböschter Form ausgeführt werden. Nach der Beschreibung der anstehenden Auffüllung, Baugrundsicht 1 in [U.2.1], wird hier ein Böschungswinkel von 45° gewählt. Des Weiteren ist ein Arbeitsraum von 1,0 m zwischen Außenkante Neubau und Böschungsfuß berücksichtigt.

Im Bereich der Perlickstraße, in dem sich die Abstützkonstruktion zur Sicherung des Portikus befindet, ist für den Bau der Elt.-Zentrale ein Verbau zur Sicherung der Baugrubenwand erforderlich. Hier wird ein eingespannter Trägerbohlverbau vorgesehen, der einen Abstand von 0,2 m zur Außenkante Bodenplatte hat. Dafür ist jedoch eine Anpassung der Abstützkonstruktion erforderlich. Um einen ausreichenden Abstand zur Bohrachse zu gewährleisten, muss der angrenzende Stützbock mind. 65 cm in Richtung Achse 38 verlegt werden. Aufgrund der direkt angrenzenden Unterfangung des Portikus sind die ersten zwei Träger in senkrecht im Düsenstrahlverfahren hergestellten Säulen einzustellen. Die Ausfachung zwischen den Trägern erfolgt ebenfalls durch senkrechte Düsenstrahlsäulen. Die verbleibenden Träger werden wie üblich in einer Bohrung eingestellt und die Felder mit Kanzhölzern ausgeführt.

Aufgrund der Gründungstiefe der Fundamente des Portikus zwischen 125,5 m NHN und 123,72 m NHN muss die Bestandswand für den Aushub der Baugrube in diesem Bereich bis 123,2 m NHN bzw. 122,56 m NHN gesichert werden. Um einen sicheren Lastabtrag aus der verbleibenden Wand in die Neugründung zu realisieren, wird hier eine Unterfangung im Düsenstrahlverfahren nach DIN EN 12716 vorgesehen.

Die Gründungssohle der Einzelfundamente der Bestandsrahmen liegt ebenfalls oberhalb der geplanten Baugrubensohle. Auch hier ist eine Sicherung dieser Fundamente erforderlich und es wird ebenso eine Unterfangung im Düsenstrahlverfahren nach DIN EN 12716 vorgesehen.

## **I.4 Berechnungsannahmen**

### **I.4.1 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse**

Die Baugrundverhältnisse für den 2. und 3. BA werden in [U.2.1] beschrieben. Danach wurden zunächst aufgefüllte Böden angetroffen, Baugrundsicht 1 gemäß [U.2.1]. Diese werden aus nichtbindigen und bindigen Böden sowie Gemischen daraus gebildet und sind mit Bauschuttresten durchsetzt. Bei zwei der ausgeführten Kernbohrungen bzw. Kleinrammbohrungen wurde die Unterkante der aufgefüllten Böden bei 123,20 m NHN angetroffen. Es wird davon ausgegangen, dass aus diesem Grund in [U.2.1] ein genereller Bodenaustausch unterhalb der Gründung bis auf diese Kote empfohlen wird.

Unter den aufgefüllten Böden wird bei den Aufschlüssen überwiegend Geschiebelehm/-mergel angetroffen, Baugrundsicht 2 gemäß [U.2.1]. Die Unterkante dieser Schicht wird mit einigen Aufschlüssen nicht erkundet. Soweit diese erkundet wird, liegt sie zwischen 119,4 m NHN und 123,7 m NHN. Darunter folgt im überwiegenden Teil des Baufeldes Ton, Baugrundsicht 3 gemäß [U.2.1], der überwiegend bis zur Endteufe der Aufschlüsse bei etwa 108,0 m NHN erkundet worden ist. Lediglich bei dem Aufschluss KB 6 in der westlichen Ecke des Bestandsgebäudes, an der Kreuzung Perlickstraße/Puschstraße wurde direkt unter dem Geschiebelehm/-mergel, Baugrundsicht 2 gemäß [U.2.1] Sand, Baugrundsicht 4 gemäß [U.2.1] bis zur Endteufe angetroffen. Ebenso wurde zur Herstellung der Brunnen zur Ausführung eines Pumpversuches [U.2.5] in diesem Bereich eine Bohrung abgeteuft. Bei dieser Bohrung wurde bis 119,15 m NHN der Geschiebemergel angetroffen, darunter folgt bis 118,4 m NHN ein kiesiger, schluffiger, Ton. Aufgrund der geringen Mächtigkeit und der Zusammensetzung des Tones, wird für die Berechnung angenommen, dass es sich ebenfalls um den Geschiebemergel handelt. Darunter folgt bis zur Endteufe die Baugrundsicht 4.

Für diese Baugrundsichten werden in [U.2.1] die nachfolgend aufgeführten charakteristischen bodenmechanischen Kennwerte angegeben.

**Tabelle 1:** Charakteristische Bodenkennwerte-Rechenwerte

Bodenkennwert	Baugrundsicht			
	1 Auffüllung	2 Geschiebe- mergel	3 Ton	4 Sand
Feuchtwichte $\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	20	20	18
Auftriebswichte $\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	8	11	10	10
Reibungswinkel $\varphi_k$ [°]	25	27	20	30
Kohäsion $c_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	5	20	0
Steifemodul $E_{S,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	10	25	18 bis $\geq 40$ <sup>1)</sup>	45

<sup>1)</sup> spannungsabhängig

In [U.2.1] werden keine charakteristischen Werte für die undränierete Kohäsion angegeben. Aus den ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten in Tabelle 9 [U.2.1] lassen sich jedoch folgende Werte ableiten.

B.2  $q_u$  i.M. 321 kN/m<sup>2</sup>

B.3  $q_u$  i.M. 310 kN/m<sup>2</sup>

Der Ansatz eines Mindestwertes von  $c_{u,k} = 60$  kN/m<sup>2</sup> ist somit aus unserer Sicht gerechtfertigt.

Für die Bemessung werden aus den Baugrundaufschlüssen [U.2.1] die nachfolgend aufgeführten Baugrundmodelle für den 3. BA angesetzt. Aufgrund der Ergebnisse der Kernbohrung KB6 [U.2.1] und der Bohrung für den Brunnen Br.1 [U.2.5] an der westlichen Ecke des Portikus wird für den Bereich ein gesondertes Baugrundmodell gewählt.

**Tabelle 2:** Baugrundmodelle, Schichtunterkanten in m NHN

Bereich	Perlickstraße TBW/Ufa	Portikus Ufa	Einzelfundamente Ufa
Baugrundprofil	1	2	3
B1	123,2	123,2	123,2
B2	118,4	121,3	120,5
B4	<116,0	119,4	119,4
B3	-	<116,0	<116,0

TBW... Trägerbohlwand; Ufa ... Unterfangung

Als bauzeitlicher Grundwasserstand wird in [U.2.1] 122,7 m NHN angegeben. In dem Ergänzungsbericht [U.2.4] wird der bauzeitliche Grundwasserstand, bedingt durch Schichtenwasser, bei 124 m NHN bis 126 m NHN definiert. Im Rahmen der Bauausführung zum 3. BA ist daher die Anordnung von Kleinspülfiltern sowohl im Bereich des Trägerbohlverbaus, der Unterfangung als auch im Böschungsbereich vorgesehen. Zudem ist die Anordnung einer Horizontaldränage in der Baugrubensohle geplant. Durch die beschriebenen Maßnahmen wird ein maximaler Grundwasserstand von 122,7 m NHN ( $\pm 0,5$  m unterhalb der Baugrubensohle) sichergestellt. Ein entsprechender Wasserstand wird in der Bemessung berücksichtigt.

#### I.4.2 Bemessungssituation

Nach [U.3.2] ist die Baugrubensituation als Baumaßnahme für vorübergehende Zwecke der Bemessungssituation BS-T (Transient situations) zuzuordnen. Für die gewählten Konstruktionen und den angenommenen Nutzungszeitraum (in der Regel  $\leq 2$  Jahre) werden die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit erfüllt. Entsprechend der EB 52, der 6. Auflage der EAB [U.3.2] ist die Tragfähigkeit von Steifen immer in der Bemessungssituation BS-P (Persistent situations) nachzuweisen. Ebenso wird für die Bemessung der Steifenkonstruktion gemäß EB 24 der EAB die Berücksichtigung von Temperaturlasten als Sonderfall betrachtet. Sonderfälle sind gemäß EB 79 in der Bemessungssituation BS-T/A zu bemessen.

### **I.4.3 Bemessungsannahmen**

#### **I.4.3.1 Verbau**

Konstruktionsteile des eingespannten Trägerbohlverbaus werden durch den aktiven Erddruck infolge Bodeneigengewicht und den nachfolgenden genannten Verkehrslasten belastet. Neben dem Bodeneigengewicht wird für alle Bemessungsschnitte des Verbaus eine großflächige Ersatzlast von  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  ab Hinterkante Baugrubenwand angesetzt.

Mit der großflächigen Ersatzlast  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  sind neben Lagerlasten auch folgende Nutzlasten aus Straßen- und Schienenverkehr laut Straßenverkehrszulassungsordnung, aus Baustellenverkehr und Baubetrieb aus Baggern und Hebefahrzeugen bei Einhaltung der folgenden Abstände abgedeckt:

- Zulässige Belastungen aus Straßen-, Schienen- und Baustellenverkehr  
Bei Straßenfahrzeugen nach Straßenzulassungsordnung (EAB, EB 55) gilt:  
Abstand  $\geq 1,0 \text{ m}$  zwischen Aufstandsfläche der Räder und der Hinterkante der Baugrubenwand mit folgenden Achslasten:
  - Einzelachslast  $\leq 11,5 \text{ t}$
  - Doppelachslast  $\leq 16,0 \text{ t}$
  - Dreifachachslast  $\leq 21,0 \text{ t}$

Nach EAB EB 57 müssen für Bagger und Hebefahrzeuge folgende Abstände eingehalten werden:

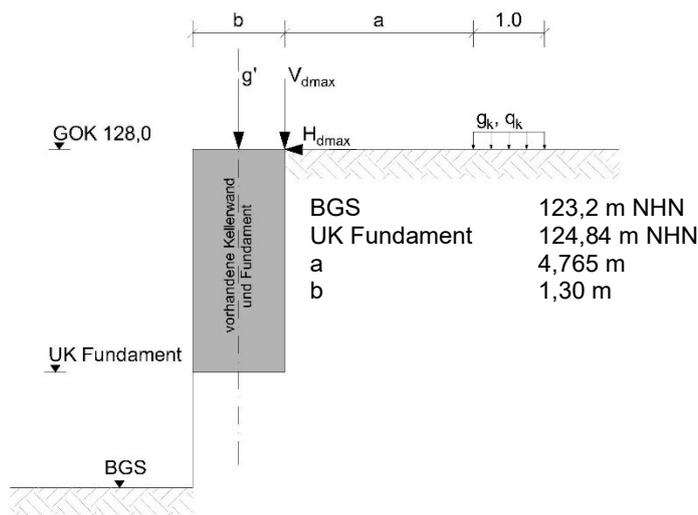
- 1,5 m bei einem Gesamtgewicht von 10 t
- 2,5 m bei einem Gesamtgewicht von 30 t
- 3,5 m bei einem Gesamtgewicht von 50 t
- 4,5 m bei einem Gesamtgewicht von 70 t

**I.4.3.2 Lasten aus dem Portikus**

Die Gründungstiefen und Abmessungen des Portikus konnten, wie in I.3.1 beschrieben, aus Bestandsunterlagen [U 1.9] abgelesen werden bzw. wurden diese durch Schürfe [U 1.11] und [U.2.2] erkundet.

Für die Unterfangungskörper unter dem bestehenden Portikus werden die Lasten entsprechend der vorliegenden Zusammenstellung der Gründungslasten [U 1.4] und [U 1.5] angesetzt. Zudem werden die Lasten der Abstützkonstruktion zur Fassadensicherung [U 1.8] entsprechend der dazugehörigen Statik angesetzt. Daraus ergeben sich die nachfolgenden Lastansätze.

Schnitt 2A, Achsen C-D1, F-L, M-O



Linienlast zwischen Achsen E1 und G gemäß [U 1.4][U 1.5]

$$g = 273,5 \text{ kN/m (inkl. Fundament)}$$

$$g' = 273,5 \text{ kN/m} - 20 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 \text{ m} \times 3,16 \text{ m}$$

$$g' = 191,4 \text{ kN/m}$$

Charakteristische Lasten an Knoten 61 aus der Abstützkonstruktion gemäß [U 1.8]

$$V_{dmax}: V_{k,g} = 8,9 + 3,9 = 12,8 \text{ kN (LF 1 + LF 5)}$$

$$V_{k,q} = 70 \text{ kN (LF 20)}$$

$$H_{dmax}: H_{k,g} = 0,5 + 3,5 = 4 \text{ kN (LF 1 + LF 5)}$$

$$H_{k,q} = 49,7 \text{ kN (LF 20)}$$

Lastverteilung in Unterfangungskörper unter 45°, max. jedoch bis halben Abstand zur nächsten Abstützung [U 1.8] verteilt auf  $0,5 \times (3,8 \text{ m} + 6,7 \text{ m}) = 5,25 \text{ m}$

$$V_{k,g}' = 2,4 \text{ kN/m} \quad H_{k,g}' = 0,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{k,q}' = 13,3 \text{ kN/m} \quad H_{k,q}' = 9,5 \text{ kN/m}$$

Außermitte aus seitlichem Angriff von  $V_{dmax}$  in Höhe von 128,0 m NHN, bei einer Wanddicke von 0,85 m.

$$\Sigma M_{k,g+q} = (2,4 + 13,3) \text{ kN/m} \times 0,425 \text{ m} = 6,7 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V_{k,g+q} = (191,4 + 2,4 + 13,3) \text{ kN/m} = 207,1 \text{ kN/m}$$

$$e_{g+q} = 0,032 \text{ m}$$

$$\Sigma M_{k,g} = 2,4 \text{ kN/m} \times 0,425 \text{ m} = 1,0 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V_{k,g} = (191,4 + 2,4) \text{ kN/m} = 193,8 \text{ kN/m}$$

$$e_g = 0,005 \text{ m}$$

Auflast aus Aufschwerung der Abstützkonstruktion an Knoten 13 gemäß [U 1.8]

$$V_{k,g} = 5,1 + 3,9 = 9,0 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 5})$$

$$V_{k,q} = 70 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

8 Betonplatten (3 m x 1 m) je 14,4 kN

$$G_{\text{Platten,d}} = 115,2 \text{ kN}$$

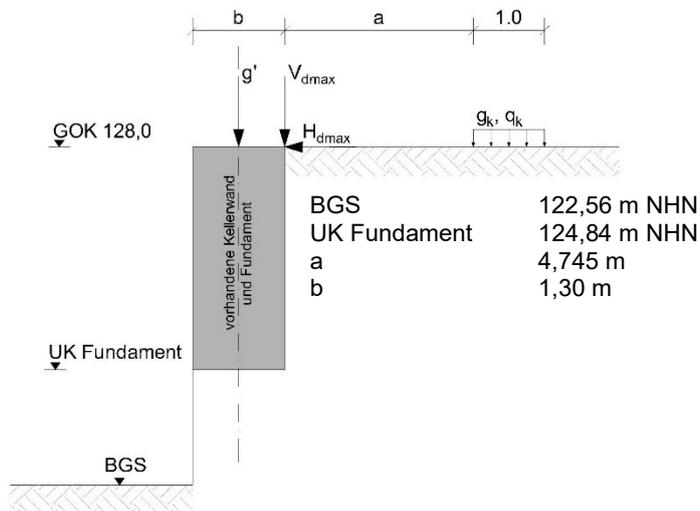
$$G_{\text{Platten,k}} = 115,2 \text{ kN} / 1,35 = 85,4 \text{ kN}$$

verteilt 5,25 m

$$g_k = 18,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 13,3 \text{ kN/m}^2$$

Schnitt 2B, Achsen D1-F, L-M



Linienlast zwischen Achsen E1 und G gemäß [U 1.4][U 1.5]

$$g = 234,4 \text{ kN/m (inkl. Fundament)}$$

$$g' = 234,4 \text{ kN/m} - 20 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 \text{ m} \times 3,16 \text{ m}$$

$$g' = 152,3 \text{ kN/m}$$

Charakteristische Lasten an Knoten 60 aus der Abstützkonstruktion gemäß [U 1.8]

$$V_{dmax}: V_{k,g} = 8,9 + 3,8 = 12,7 \text{ kN (LF 1 + LF 5)}$$

$$V_{k,q} = 71,8 \text{ kN (LF 20)}$$

$$H_{dmax}: H_{k,g} = 0,5 + 3,4 = 3,9 \text{ kN (LF 1 + LF 5)}$$

$$H_{k,q} = 50,9 \text{ kN (LF 20)}$$

Lastverteilung in Unterfangungskörper unter 45°, max. jedoch bis halben Abstand zur nächsten Abstützung [U 1.8] verteilt auf  $0,5 \times (3,8 + 6,7) = 5,25 \text{ m}$

$$V_{k,g}' = 2,4 \text{ kN/m} \quad H_{k,g}' = 0,8 \text{ kN/m}$$

$$V_{k,q}' = 13,7 \text{ kN/m} \quad H_{k,q}' = 9,7 \text{ kN/m}$$

Außermitte aus seitlichem Angriff von  $V_{dmax}$  in Höhe von 128,0 m NHN, bei einer Wanddicke von 0,85 m.

$$\Sigma M_{k,g+q} = (2,4 + 13,7) \text{ kN/m} \times 0,425 \text{ m} = 6,8 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V_{k,g+q} = (152,3 + 2,4 + 13,7) \text{ kN/m} = 207,1 \text{ kN/m}$$

$$e_{g+q} = 0,033 \text{ m}$$

$$\Sigma M_{k,g} = 2,4 \text{ kN/m} \times 0,425 \text{ m} = 1,02 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V_{k,g} = (152,3 + 2,4) \text{ kN/m} = 154,7 \text{ kN/m}$$

$$e_g = 0,007 \text{ m}$$

Auflast aus Aufschwerung der Abstützkonstruktion an Knoten 12 gemäß [U 1.8]

$$V_{k,g} = 5,1 + 3,8 = 8,9 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 5})$$

$$V_{k,q} = 71,8 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

8 Betonplatten (3 m x 1 m) je 14,4 kN

$$G_{\text{Platten,d}} = 115,2 \text{ kN}$$

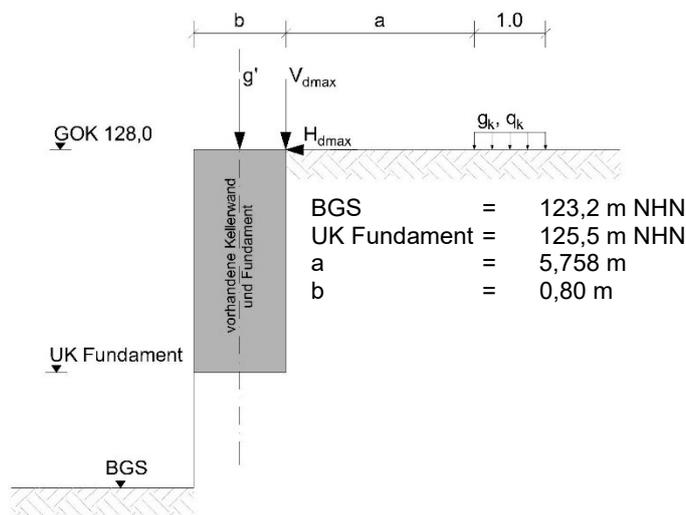
$$G_{\text{Platten,k}} = 115,2 \text{ kN} / 1,35 = 85,4 \text{ kN}$$

verteilt 5,25 m

$$g_k = 18,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 13,7 \text{ kN/m}^2$$

Schnitt 2C, Achsen O-Q, 37-41



Linienlast zwischen Achsen 37 und 38 gemäß [U 1.4][U 1.5]

$$g = 245,0 \text{ kN/m (inkl. Fundament)}$$

$$g' = 245,0 \text{ kN/m} - 20 \text{ kN/m}^3 \times 0,8 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}$$

$$g' = 205,0 \text{ kN/m}$$

Charakteristische Lasten an Knoten 93 aus der Abstützkonstruktion gemäß [U 1.8]

$$V_{dmax}: V_{k,g} = 8,9 + 2,0 = 10,9 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 4})$$

$$V_{k,q} = 50,0 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

$$H_{dmax}: H_{k,g} = 0,5 + 1,8 = 2,3 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 4})$$

$$H_{k,q} = 36,9 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

Lastverteilung in Unterfangungskörper unter 45°, max. jedoch bis halben Abstand zur nächsten Abstützung [U 1.8] verteilt auf 2 x (0,5 x 4,5) = 4,5 m

$$V_{k,g}' = 2,4 \text{ kN/m} \quad H_{k,g}' = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$V_{k,q}' = 11,1 \text{ kN/m} \quad H_{k,q}' = 8,2 \text{ kN/m}$$

Außermitte aus seitlichem Angriff von  $V_{dmax}$  in Höhe von 128,0 m NHN

$$\Sigma M_{k,g+q} = (2,4 + 11,1) \text{ kN/m} \times 0,4 \text{ m} = 5,4 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V_{k,g+q} = (205,0 + 2,4 + 11,1) \text{ kN/m} = 218,5 \text{ kN/m}$$

$$e_{g+q} = 0,025 \text{ m}$$

$$\Sigma M_{k,g} = 2,4 \text{ kN/m} \times 0,4 \text{ m} = 0,96 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V_{k,g} = (205,0 + 2,4) \text{ kN/m} = 207,4 \text{ kN/m}$$

$$e_g = 0,005 \text{ m}$$

Auflast aus Aufschwerung der Abstützkonstruktion an Knoten 96 gemäß [U 1.8]

$$V_{k,g} = 5,1 + 2,0 = 7,1 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 4})$$

$$V_{k,q} = 50,0 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

6 Betonplatten (3 m x 1 m) je 14,4 kN

$$G_{\text{Platten,d}} = 86,4 \text{ kN}$$

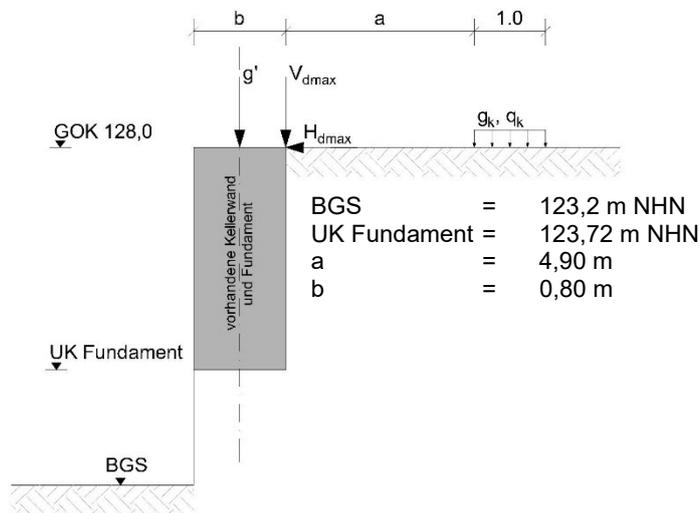
$$G_{\text{Platten,k}} = 86,4 \text{ kN} / 1,35 = 64 \text{ kN}$$

verteilt 4,5 m

$$g_k = 15,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 11,1 \text{ kN/m}^2$$

Schnitt 2D, Achsen A-C, 37-41



Linienlast zwischen Achsen B und A1 gemäß [U 1.4][U 1.5]

$$g = 275,0 \text{ kN/m (inkl. Fundament)}$$

$$g' = 275,0 \text{ kN/m} - 20 \text{ kN/m}^3 \times 0,8 \text{ m} \times 4,28 \text{ m}$$

$$g' = 206,6 \text{ kN/m}$$

Charakteristische Lasten an Knoten 92 aus der Abstützkonstruktion gemäß [U 1.8]

$$V_{dmax}: V_{k,g} = 8,9 + 2,3 = 11,2 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 4})$$

$$V_{k,q} = 55,8 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

$$H_{dmax}: H_{k,g} = 0,5 + 2,1 = 2,6 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 4})$$

$$H_{k,q} = 41,2 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

Lastverteilung in Unterfangungskörper unter 45°, max. jedoch bis halben Abstand zur nächsten Abstützung [U 1.8] verteilt auf  $2 \times (0,5 \times 4,5) = 4,5 \text{ m}$

$$V_{k,g}' = 2,5 \text{ kN/m} \quad H_{k,g}' = 0,6 \text{ kN/m}$$

$$V_{k,q}' = 12,4 \text{ kN/m} \quad H_{k,q}' = 9,2 \text{ kN/m}$$

Außermitte aus seitlichem Angriff von  $V_{dmax}$  in Höhe von 128,0 m NHN

$$\Sigma M_{k,g+q} = (2,5 + 11,2) \text{ kN/m} \times 0,4 \text{ m} = 5,5 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V_{k,g+q} = (206,6 + 2,5 + 12,4) \text{ kN/m} = 218,5 \text{ kN/m}$$

$$e_{g+q} = 0,025 \text{ m}$$

$$\Sigma M_{k,g} = 2,5 \text{ kN/m} \times 0,4 \text{ m} = 1,0 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V_{k,g} = (206,6 + 2,5) \text{ kN/m} = 209,1 \text{ kN/m}$$

$$e_g = 0,005 \text{ m}$$

Auflast aus Aufschwerung der Abstützkonstruktion an Knoten 89 gemäß [U 1.8]

$$V_{k,g} = 5,1 + 2,3 = 7,4 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 4})$$

$$V_{k,q} = 55,8 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

6 Betonplatten (3 m x 1 m) je 14,4 kN

$$G_{\text{Platten,d}} = 86,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Platten,k}} = 86,4 \text{ kN} / 1,35 = 64 \text{ kN}$$

verteilt 4,5 m

$$g_k = 15,9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 12,4 \text{ kN/m}^2$$

### I.4.3.3 Vordimensionierung der Steifen

Die Bemessung der Steifen erfolgt unter Berücksichtigung der folgenden Einwirkungen:

- Temperatur T (nach[U.3.6])
- Nutzlast P = 1 kN/m
- Ersatzimperfektion I (DIN EN 1993): Ansatz  $e_{o,d} = 1/250$
- Steifenkraft S
- Anprall A
- Eigengewicht G

Gemäß EAB (EB 24) wird die Berücksichtigung von Temperaturlasten bei der Steifenbemessung als Sonderfall betrachtet. Sonderfälle sind gemäß EAB (EB79) im BS-T/A zu bemessen.

Lastfall Steifenausfall (Anprall):

Der Lastfall "Ausfall einer Steife" wird berücksichtigt, indem als Einwirkung eine Anpralllast von  $A_P = 100 \text{ kN}$  nach EAB EB 56 in der Mitte der Steife berücksichtigt wird. Die Stahlsteifen werden mit der Gurtung verschweißt, daher kann davon ausgegangen werden, dass unter Berücksichtigung der Anpralllast EAB EB 52 Abs. 15 hinreichend erfüllt ist. Gemäß EAB EB 52 dürfen alle Traglastreserven ausgenutzt werden, weshalb als Teilsicherheitsbeiwerte 1,0 angesetzt wird.

Für die Steifen werden daher 3 Lastfallgruppen betrachtet:

LG Regellast:

$$1,35 * G + 1,5 * P + I + 1,35 * S \rightarrow BS - P$$

LG Regellast und Temperatur:

$$1,15 * (1,15 * G + 1,2 * P + I + 1,15 * S + 1,15 * T) \rightarrow BS - T/A$$

$$1,32 * G + 1,38 * P + 1,15 * I + 1,32 * S + 1,32 * T) \rightarrow BS - T/A$$

LG Anprall:

$$1,15 * (1,1 * G + 1,1 * P + I + 1,1 * S + 1,1 * T + 1,1 * A) \rightarrow BS - A$$

$$1,27 * G + 1,27 * P + 1,15 * I + 1,27 * S + 1,27 * T) \rightarrow BS - A$$

Gemäß EAB EB 52 werden die Lastgruppen, die nicht in der Bemessungssituation BS-P bemessen werden, um 15 % erhöht. Die maßgebende Lastgruppe führt zu der Dimensionierung des erforderlichen Steifenprofils.

### Erläuterung Temperatureinfluss

Die Ermittlung des Einflusses der Temperatur auf die Steife erfolgt nach Weißenbach:

$$N_t = f_T * \alpha_T * \Delta\vartheta * E * A$$

$f_T$ : Temperaturbeiwert gemäß [U.3.5]

$f_T = 0,25$  für Pfahlwände und Schlitzwände in Lockergestein bei Steifenkräften aus Erddruck bis 500 kN

$f_T = 0,35$  für Pfahlwände und Schlitzwände in Lockergestein bei Steifenkräften aus Erddruck über 500 kN

$$\alpha_T = 1,2 * 10^{-5} \frac{1}{K}$$

$$\Delta\vartheta = 30 K$$

$$E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$$

$A = \text{Querschnittsfläche, abhängig von Wahl des Querschnittes}$

#### **I.4.3.4 Einzelfundamente**

Zur Geometrie der Einzelfundamente liegen Bestandspläne vor [U 1.9]. Weiterhin sind in [U 1.6] die Ergebnisse eines Fundamentschurfes zusammengefasst, welcher im Rahmen der Untersuchungen zu [U.2.2] im Achspunkt 34/G ausgeführt wurde. Ein Vergleich der Bestandspläne mit den Ergebnissen des Schurfes zeigt deutliche Abweichungen der Fundamentgeometrie. Ergänzend wurde daher im Zuge der Rückbaumaßnahmen das Fundament im Achsbereich K/14 freigelegt und dessen Geometrie aufgenommen [U 1.11]. Aus dem Aufmaß geht eine abgetreppte Fundamentgeometrie hervor, welche in der Sohle eine Grundfläche von 4,85 m x 4,3 m aufweist. Die Fundamentsohle wurde bei 125,50 m NHN erkundet.

Im Zuge der Rohbaumaßnahmen ist geplant, die Fundamentgeometrie auf eine Grundfläche von 2,8 m x 3,9 m zu reduzieren und in den Neubau zu integrieren. Die geplante Unterfangung der Einzelfundamente beschränkt sich daher auf diese Grundfläche.

Die auf die Einzelfundamente einwirkenden Lasten wurden in [U 1.6] und ergänzend [U 1.7] ermittelt und ausgewiesen. Wobei die Einwirkungen aus der Kranbahn für die Bau-  
maßnahme nach Aussage des Tragwerksplanes nicht berücksichtigt werden müssen. Die Lasten aus [U 1.6] und [U 1.7] sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst. Die bekannten Lasten wurden um das Eigengewicht des Unterfangungskörpers (2,8 m x 3,9 m x 2,8 m) bei einer angesetzten Wichte von 20 kN/m<sup>3</sup> ergänzt.

Weiterhin wurde die Einwirkung auf die Fundamente infolge eines einseitigen Freigrabens berücksichtigt, konkret eine Aushubdifferenz von 1 m zum Endaushubniveau von 123,2 m NHN. Die Einwirkung infolge des wirksamen Erddruckes wurden wie folgt ermit-  
telt:

$$e_{a,g,h} = \gamma * z * K_{a,g,h}$$

$$e_{a,g,h} = 18 \frac{kN}{m^3} * 1,0 m * 0,35 = 6,3 kN/m^2$$

$$E_{a,g,h} = 0,5 * 6,3 \frac{kN}{m^2} * 1,0 m = 3,15 kN$$

$$z_{Ea,g,h} = \frac{1}{3} * 1,0 m = 0,34 m = 123,54 m NHN$$

$$M_{Ea,g,h} = 0,54 m * 3,15 kN = 1,7 kNm$$

**Tabelle 3:** Lastangaben Einzelfundamente nach [U 1.6] und [U 1.7]

Einwirkung		min Einwirkung [kN]	max Einwirkung [kN]
Belastung aus Konstruktion	V <sub>G,k</sub> [kN]	60,0	93,2
	H <sub>G,k,y</sub> [kN]	5,4	7,0
	M <sub>G,k,y</sub> [kNm]	40,5	52,3
Windlasten	V <sub>Q,k</sub> [kN]	-137,7	137,7
	H <sub>Q,k,y</sub> [kN]	0	4,5
	H <sub>Q,k,x</sub> [kN]	8	107,0
Einwirkung einseitiger Aushub	M <sub>Ea,k,y</sub> [kNm]	1,7	
Eigengewicht Fundament	G <sub>k,1</sub> [kN]	565,4 + 71,69 [U 1.7]= 637,1	
Eigengewicht Unterfangung	G <sub>k,2</sub> [kN]	611,5	

Aus den in Tabelle 3 aufgeführten Lasten werden nachfolgend insgesamt drei zu untersuchende Lastkombinationen (LK) gebildet. Diese LK bilden die minimalen (LK 2) und maximalen Einwirkungen (LK 1) sowie die Kombination aus minimalen Vertikalkräften und maximalen Horizontalkräften (LK 3) ab. Dabei wurden die Horizontallasten, ausgehend von einer Tieferführung der Fundamente um 2,8 m auf 122,7 m NHN, in auf Höhe der Fundamentsohle wirkende Momente überführt.

**Tabelle 4:** Lastkombination aus Tabelle 3

Einwirkung	LK 1	LK 2	LK 3
$V_{G,k}$ [kN]	1341,80	1308,60	1308,60
$V_{Q,k}$ [kN]	137,70	-137,70	-137,70
$M_{G,k,x}$ (aus $H_{G,k,y}$ ) [kNm]	19,60	15,12	19,60
$M_{G,k,y}$ [kNm]	52,30	40,50	52,30
$M_{Q,k,x}$ (aus $H_{Q,k,y}$ ) [kNm]	12,60	0	12,60
$M_{Q,k,y}$ (aus $H_{Q,k,x}$ und $M_{Ea,k,y}$ ) [kNm]	301,30	24,10	301,30

#### I.4.3.5 Bohrpfahl

Als Ersatz für die Aufschwerung auf die Abstützkonstruktion hinter dem Portikus wird ein Bohrpfahl hergestellt. Dieser wird mit den Lasten aus Knoten 89 gemäß [U 1.8] belastet.

$$V_{k,g} = 5,1 + 2,3 = 7,4 \text{ kN} \quad (\text{LF 1} + \text{LF 4})$$

$$V_{k,q} = 55,8 \text{ kN} \quad (\text{LF 20})$$

$V_{k,q}$  wird sowohl als Druck- und Zugkraft am Pfahlkopf 55,8 kN angesetzt.

#### I.4.3.6 Erddruckermittlung

Konstruktionsteile des eingespannten Trägerbohlverbau werden durch den aktiven Erddruck infolge Eigengewicht und den zuvor genannten Verkehrslasten belastet. Für die Bemessung der Unterfangungsmaßnahmen zur Sicherung des Portikus wurde der erhöhte aktive Erddruck mit 50 % Erdruhedruckanteil angesetzt. Die Ermittlung des Erddrucks erfolgt auf Basis der in Tabelle 1 angegebenen bodenmechanischen Kennwerte.

## II. BEMESSUNG

### II.1 Verbau – Trägerbohlwand

Der Verbau wird für den Endaushubzustand bemessen. Die Berechnungen erfolgen mit dem Programm DC-Baugrube, V9.28 sowie DC-Böschung, V9.19. In den nachfolgenden Abschnitten sind die Ergebnisse der Verbaubemessung aufgeführt. Die entsprechende Nachweisführung ist den Seiten II.15 bis II.40. zu entnehmen.

Es ergeben sich folgende Abmessungen:

- Träger HEB 500 Stahlgüte S 355 im Abstand 2,0 m, Mindesteinbindung 8,90 m
- Ausfachung Holzbohlen  $d = 6$  cm (C24)
- Anordnung eines Zugbandes mit einem Querschnitt von  $10 \text{ cm}^2$

Die Verbauträger werden in vorab hergestellte Bohrungen (Durchmesser 750 mm) auf eine angeheftete Stahlplatte eingestellt. Danach wird die Bohrung mit Sand verfüllt. Anschließend kann, unter sukzessivem Einbau der Holzbohlen, bis auf Endaushubniveau ausgehoben werden. Hinsichtlich des Einbaus der Bohlen sind die Anforderungen der DIN 4124 einzuhalten. Eine kraftschlüssige Hinterfüllung ist zu gewährleisten.

Bei dem Verbau ergeben sich im Endaushubzustand rechnerische Verformungen bis 15,2 cm am Kopf der Verbauträger, die zu Schäden an der angrenzenden Oberflächenbefestigung sowie zu Rissen in der Oberflächenbefestigung führen können.

- **Nachweis der Abtragung von Vertikalkräften in den Untergrund (EAB, EB 84, EB 85)**

$$V_d \leq R_{v,d}$$

mit:

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k}}{1,4}$$

$$R_{v,k} = \eta_t \cdot A \cdot q_{b,k}$$

$$A = 0,15 \text{ m}^2 \text{ (Fußplatte entspricht Grundfläche des Trägerprofil HEB 500)}$$

$$q_{b,k} = 1.370 \text{ kN/m}^2$$

HEB 500 im Abstand von 2,0 m, Mindesteinbindung 8,90 m

$$\eta_t = 1,0 \text{ da Einbindetiefe} > 2,50\text{m}$$

$$R_{v,k} = 1 \cdot 0,15 \text{ m}^2 \cdot 1.370 \text{ kN/m}^2 = 205,5 \text{ kN/m}$$

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k}}{1,4} = 146,8 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 44,94 \text{ kN/m} \cdot 2,0 \text{ m} = 89,90 \text{ kN}$$

$$V_d = 89,9 \text{ kN} \leq 146,8 \text{ kN} = R_{v,d}$$

- **Nachweis der Druckspannung im Gewölbe**

Im Bereich direkt hinter dem bestehenden Portikus ist, aufgrund der angrenzenden Unterfangung des Portikus geplant, die ersten zwei Verbauträger in vorab hergestellte Düsenstrahlsäulen einzustellen.

Die Ausfachung zwischen den als Tragelement fungierenden Stahlträgern erfolgt durch senkrechte Düsenstrahlsäulen, wobei der einwirkende Erddruck über die Gewölbewirkung der Düsenstrahlausfachung zu den Verbauträgern geführt wird. Der Mindestquerschnitt der Düsenstrahlausfachung beträgt 0,5 m.

Die Nachweisführung des Gewölbes erfolgt für den maximal wirkenden Erddruck von 40,33 kN/m<sup>2</sup> entsprechend Seite II.25. Die Druckspannung im Gewölbe wird nach [U.3.4] ermittelt:

$$\sigma_d = 0,5 * e_{h,d} * \left(\frac{a_t}{d_w}\right)^2$$

Dabei ist

$$e_{h,d} = \text{max. wirkender Erddruck} = 40,33 \text{ kN/m}^2$$

$$a_t = \text{Feldweite} = 2,0\text{m}$$

$$d_w = \text{min. Gewölbstärke} = 0,5 \text{ m}$$

$$\sigma_d = 0,5 * 40,33 \text{ kN/m}^2 * \left(\frac{2,0 \text{ m}}{0,5 \text{ m}}\right)^2$$

$$\sigma_d = 0,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \text{erf } f_{c,d} \geq 2,0 = \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dabei ergibt sich für die Ausführung eine nachzuweisende Festigkeit von

$$\text{Min } f_{m,k} \geq 3,53 \text{ N/mm}^2$$

- **Nachweis der Aufnahme des Gewölbeschubes durch die Verbauträger**

Auf Basis der Erddruckfigur der Verbaubemessung (Seite II.25) und der daraus resultierenden maximalen Erddruckordinate von  $e_{\text{Max}} = 40,33 \text{ kN/m}^2$  erfolgt die Ermittlung des wirkenden Gewölbeschubes.

$$G = q * l^2 / 8 * x * f$$

$$G = (40,33 \text{ kN/m}^2 * 2,0\text{m}^2) / (8 * 0,5 \text{ m})$$

$$G = 20,17 \text{ kN/m je Träger} \rightarrow G_{\text{gesamt}} = 40,33 \text{ kN/m}$$

Die Aufnahme des Gewölbeschubes erfolgt durch Zugbänder, welche an die Verbauträger geschweißt werden und diese miteinander verbinden. Hierzu wird zunächst die vorhandene Zugfestigkeit eines Flachstahles St 235 mit einem Querschnitt von  $1500 \text{ mm}^2$  ( $150 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ ) ermittelt.

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1500 \text{ mm}^2 * 355 \text{ N/mm}^2}{1,0} = 532,5 \text{ kN} \right.$$

$$\left. \frac{0,9 * A * f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 * 1500 \text{ mm}^2 * 490 \text{ N/mm}^2}{1,25} = 529,2 \text{ kN} \right.$$

$$N_{t,Rd} = 529,2 \text{ kN}$$

Die erforderliche Länge einer 6 cm Kehlnahtverbindung unter Berücksichtigung der Ausnutzung der ermittelten Zugfestigkeit ergibt sich unter Ansatz einer Grenzkraft von  $F_{w,Rd} = 12,47 \text{ kN/cm}$  wie folgt:

$$\text{erf. } L = \frac{N_{t,Rd}}{F_{w,Rd}} = \frac{529,2 \text{ kN}}{12,47 \text{ kN/cm}} = 42,44 \text{ cm}$$

Die vorhandene Schweißnahtlänge unter Berücksichtigung des gewählten Trägerprofil HEB500 beträgt 120,0 cm, somit ist der Schweißnahtnachweis unter Ansatz der Zugfestigkeit des Zugbandes erbracht.

Der erforderliche vertikale Abstand der Zugbänder ergibt sich wie folgt:

$$erf. a = \frac{N_{t,Rd}}{G_{gesamt}} = \frac{529,2 \text{ kN}}{40,33 \text{ kN/m}} = 13,12 \text{ m}$$

Es ergeben sich folgende Abmessungen:

- Träger HEB500 Stahlgüte S 355 im Abstand 2,0 m, Mindesteinbindung 8,90 m
- Ausfachung mittels Düsenstrahlkörper, Mindestquerschnitt  $b = 50 \text{ cm}$
- Anordnung von 1 Zugband S 355 mit einem Querschnitt von  $15 \text{ cm}^2$  auf halber Aushubhöhe max. 2,4 m u GOK, Anbindung an Träger mittels 6 cm Kehlnaht, Schweißnahtlänge 120 cm je Zugband, ersetzt das nach EAB konstruktiv erforderliche Zugband.

## II.2 Bohrpfahl

Als Ersatz für die Aufschwerung ist geplant, einen Bohrpfahl einzubringen, auf welchen die Abstützkonstruktion abgesetzt wird. Auf dem Pfahlkopf wirken die in I.4.3.5 genannten Lasten. Der Pfahl wirkt als Zug- und Druckpfahl. Als ungünstiger Fall wird keine Mantelreibung angesetzt und die Aufnahme der Zugkraft lediglich durch das Eigengewicht des Pfahls aufgenommen. Aufgrund der Mindesteinbindung von 2,5 m in eine tragfähige Schicht, ergibt sich eine konstruktive Pfahllänge von 7,5 m

Pfahldurchmesser	$D_b = 0,75 \text{ m}$
Pfahllänge	$l = 7,50 \text{ m}$
Eigengewicht Pfahl	$G_k = 82,9 \text{ kN}$

$$F_{c,d} = (1,35 \cdot (7,4 \text{ kN} + 82,9 \text{ kN}) + 1,5 \cdot 55,8 \text{ kN}) = 205,7 \text{ kN}$$

Wirksame Fußfläche	$A_b = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 0,375^2 \text{ m} = 0,442 \text{ m}^2$
Fußwiderstand	$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} = 0,442 \text{ m}^2 \cdot 1370 \text{ kN/m}^2 = 605,5 \text{ kN}$

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{605,5}{1,4} = 432,5 \text{ kN} > 205,7 \text{ kN} = F_{c,d}$$

Nachweis für die Zugkraft aus der Abstützkonstruktion:

$$F_d = (1,5 \cdot 55,8 \text{ kN}) = 83,7 \text{ kN} < 111,9 \text{ kN} = (1,35 \cdot 82,9 \text{ kN}) = R_d$$

### II.3 Unterfangung Portikus

Die Unterfangung wird für folgende Aushubzustände bemessen:

- Aushub 1: Ankereinbau, 50 cm unter Anker-/Steifenansatz  
 Aushub 2: Aushub bis Baugrubensohle 123,20 m NHN (Schnitt 2A, 2C und 2D)  
 Aushub bis Baugrubensohle 122,56 m NHN (Schnitt 2B)

Des Weiteren erfolgt der Nachweis des Rückbaus der Anker unter Berücksichtigung der fertiggestellten Bodenplatte als Abstützung. Die Bemessung erfolgt mit dem Programm GGU-Underpin, Version 9.09 sowie dem Programm GGU-Stability, Version 13.01. Dabei wurden folgende Bemessungsschnitte gewählt.

**Tabelle 5:** Übersicht der Schnitte zur Bemessung der Unterfangung

Schnitt	Achsbereiche	Nachweis auf Seite
2A	C-D1, F-L, M-O	II.41 – II.70
2B	D1-F, L-M	II.71 – II.102
2C	O-Q, 37-41	II.122 – II.150
2D	A-C, 37-41	II.220 – II.248

Die für die Unterfangung maßgebenden Höhen ergeben sich wie folgt. Programmtechnisch bedingt ist das vorhandene Fundament Bestandteil in der Berechnung ausgewiesenen erforderlichen Kubatur. Die in nachfolgender Tabelle angegebene Kubatur ist die tatsächlich herzustellende Unterfangung

**Tabelle 6:** Angesetzte Höhen und erforderliche Kubatur

Schnitt	UK Fu [m NHN]	BGS [m NHN]	freie Höhe [m]	erforderliche Kubatur [m <sup>3</sup> /m]
2A	124,84	123,20	1,64	11,2
2B	124,84	122,56	2,28	13,1
2C	125,50	123,20	2,30	13,6
2D	123,72	123,20	0,52	9,3

UK Fu...Unterkante Fundament

BGS...Baugrubensohle

Als Bemessungsfestigkeit wird  $f_{m,d} = 2,0 \text{ MN/m}^2 = 2,0 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Daraus ergibt sich nach Abschnitt 4.4.4 der DIN 4093 [U.3.7] und Formel (4) mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die Zylinderdruckfestigkeit  $\gamma_M = 1,5$  eine erforderliche charakteristische Zylinderdruckfestigkeit  $f_{m,k}$  von mindestens  $3,53 \text{ N/mm}^2$ .

### Nachweis Längskraft für unbewehrte Betonquerschnitte

Für den Rückbauzustand der Anker wurde die Baugrubensituation nach Fertigstellung der Bodenplatte mit einer Unterkante von 123,56 m NHN bzw. 122,66 m NHN betrachtet. Unter Ansatz der Bodenplatte als Steife kann ein Rückbau des Ankers bzw. der Gurtung für diese Baugrubensituation nachgewiesen werden. Dabei wird die Steife im oberen Drittelpunkt der Bodenplatte angesetzt. Aufgrund des unbekanntem Bewehrungsgrades der Bodenplatte erfolgt der Nachweis der Steife daher, auf der sicheren Seite liegend, nachfolgend für einen unbewehrten Betonquerschnitt.

$$N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w \cdot k$$

Dabei ist

$\eta = \text{Wirksamkeitsfaktor} = 1,0$  für Beton  $\leq C35/45$

$f_{cd,pl} = \text{Bemessungswert der Betondruckfestigkeit (Annahme C25/30)}$

$b = \text{Querschnittsbreite} = 1,0 \text{ m}$

$h_w = \text{Querschnittslänge} = 1,0 \text{ m}$

$k = \text{Faktor für Lastausmitte} = 0,6$  (Lasteinwirkung im Drittelpunkt)

$$N_{Rd} = 1 \cdot 14,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 = 8520,0 \text{ kN}$$

Schnitt 2A  $N_{Ed} = 172,3 \text{ kN}$  (Seite II. 61)

$$172,3 \text{ kN} < 8520,0 \text{ kN}$$

Schnitt 2B  $N_{Ed} = 230,8 \text{ kN}$  (Seite II. 93)

$$230,8 \text{ kN} < 8520,0 \text{ kN}$$

Schnitt 2C  $N_{Ed} = 208,0 \text{ kN}$  (Seite II. 141)

$$208,0 \text{ kN} < 8520,0 \text{ kN}$$

Schnitt 2D  $N_{Ed} = 213,6 \text{ kN}$  (Seite II. 98)

$$213,6 \text{ kN} < 8520,0 \text{ kN}$$

### **Nachweis Gurtung**

Über die auf den Seiten II.56, II.84 bzw. II.231 ausgewiesenen Ankerkräfte erfolgte die Bemessung der Gurtung mit dem Programm Dlubal RStab 8.25. Die entsprechenden Nachweise sind auf den Seiten II.105 bis II.113 aufgeführt. Für den Schnitt 2A ergibt sich ein erforderliches Gurtprofil 2\*U240 bei einem Ankerabstand von 3,0 m, für die Schnitte 2B und 2D ist ein Gurtprofil 2\*U240 bei einem Ankerabstand von 2,5 m erforderlich.

### **Nachweis Aussteifung – Schnitt 2C**

Für die südwestliche Ecke des Portikus wird eine Aussteifung in Höhe von 126,4 m NHN zur Stützung der Baugrubenwand vorgesehen. In dem Berechnungsschnitt 2C wurde die charakteristische horizontale Stützkraft der Aussteifungsebene ermittelt (Seite II.133). Für die Stützkraft wird ein Zuschlag von 5 % veranschlagt. Damit beträgt die charakteristische horizontale Stützkraft

$$H_k = 97,8 \text{ kN/m}$$

#### *Ermittlung der Ersatzsteifigkeit zur Verformung der Baugrubenwand in Richtung Erdreich*

Auf Grund der unterschiedlichen Schenkellängen der Gurtung entlang des Portikus kommt es bereichsweise zu einer Verformung der Baugrubenwand in Richtung Erdreich (nach außen). In diesem Fall wird hinter der Baugrubenwand ein passiver Erddruck mobilisiert.

#### Ersatzsteifigkeit der Unterfangung im Achsbereich O-Q/37-41

Zur Ermittlung einer Ersatzsteifigkeit wird ein Unterfangungsabschnitt von 128,0 m NHN (OK Gelände) bis 121,3 m NHN (UK Unterfangung) modelliert und analog zur Unterfangungsberechnung gebettet.

Es wird dabei das Baugrundprofil 2 mit Bettung in Anlehnung an die EAB (EB 102), Tabelle EB 102-1 betrachtet

- Auffüllung  $k_{sh,k} = 2,5 \text{ MN/m}^3$
- Geschiebemergel  $k_{sh,k} = 6,5 \text{ MN/m}^3$

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm RStab. Für den Unterfangungsabschnitt wurden manuell die Querschnittswerte eingegeben.

Für eine Einheitslast von 100 kN/m wird eine Verformung von ca. 10,8 mm = 0,0108 m in Höhe von 126,4 m NHN ermittelt. Vereinfachend wird daher eine Bettung von  $C = 100 \text{ kN/m} / 0,0108 \text{ m} = 9260 \text{ kN/m}^3$  in der Berechnung der Aussteifungskonstruktion für den Fall angesetzt, dass eine Verformung in Richtung Erdreich auftritt. Die Ergebnisse sind auf den Seiten II.151 bis II.155 dargestellt.

#### *Bemessung der Gurtung für die Aussteifungsebene*

Zum Nachweis der Gurtung und Ermittlung der Steifenkräfte wird ein horizontales Stabwerk gewählt. Die maßgebende Steifenkräfte für die Stützlast P der nachfolgenden Bemessung der Steifen wird anhand der resultierenden Schnittgrößen an diesem Stabwerk ermittelt. Der Nachweis der Gurtung für den Aushubzustand erfolgte mit dem Programm Dlubal R-Stab, V8.25. Für die Gurtung ist ein HEB300 Profil der Stahlsorte S355. Die Ergebnisse der Bemessung der Gurtung sind auf den Seiten II.156 bis II.174 dargestellt.

#### **Nachweis Aussteifung**

Der Nachweis der Steifen erfolgte mit dem Programm Dlubal R-Stab, V8.25. Die maßgebende Steifenkräfte für die Stützlast P ergeben sich aus den Schnittgrößen des horizontalen Stabwerks für die Bemessung der Gurtung. Bei der Nachweisführung wurden die drei Lastgruppen wie in Kapitel I.4.3.3 erläutert angesetzt.

Es wurden vier verschiedene Steifenprofile gewählt. Nachfolgend sind die Eingangswerte und Ergebnisse der Steifenbemessung aufgeführt:

**Tabelle 7:** Übersicht Ergebnisse Steifenbemessung

Steife Nr.	Steifenkraft $N_k$ [kN]	Profil	Stahlgüte	Temperatur $N_t$ [kN]	Länge [m]	A [cm <sup>2</sup> ]	Seiten
1	399,9	RO 610 x 16,0	S355	565,2	17,022	299,0	II.175 – II.183
2	518,3	RO 610 x 12,5	S355	621,9	12,785	235,0	II.184 – II.192
3	458,5	RO 435 x 16,0	S355	415,8	8,553	220,0	II.193 – II.201
4	450,9	RO 355x 12,5	S355	255,2	4,342	135,0	II.202 – II.210



Gewichtskraft der Unterfangung

$$G_{k,Ufa} = 15,565 \text{ m}^3 \times 14,05 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 4373,8 \text{ kN}$$

Auftriebskraft an der Unterkante der Unterfangung

$$W_k = 2,8 \text{ m} \times 14,05 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 550,8 \text{ kN}$$

Vertikalkomponente des aktiven Erddruck, erdseitig der Unterfangung ermittelt anhand der aktiven Erddruckordinaten (Seite II.133)

$$E_{ah} = 200,1 \text{ kN/m}$$

$$E_{av} = E_{ah} \times \tan(27^\circ/2) = 48,1 \text{ kN/m}$$

$$E_{av} = 48,1 \text{ kN/m} \times 14,05 \text{ m} = 675,9 \text{ kN}$$

Resultierende Vertikallast

$$V_{res} = 59,1 \text{ kN} + 2669 \text{ kN} + 4373,8 \text{ kN} + 675,9 \text{ kN} - 550,8 \text{ kN} = 7227,0 \text{ kN}$$

In der Modellberechnung wird ein Faktor von 1,065 für das Eigengewicht angesetzt, um die wirklichkeitsnahe Vertikallast zu berücksichtigen.

*Auflager / Widerlager*

Als Auflager und Widerlager wird der Spitzendruck und die Reibung an der Unterkante der Baugrubenwand und die Mantelreibung im Bereich der Einbindetiefe (passive Seite) in Ansatz gebracht. Die Reibung an der Erdseite (aktive Seite) der Baugrubenwand wird auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Weiterhin wird an der Stirnseite der Unterfangung der passive Erddruck berücksichtigt.

Auflager am Fuß der Unterfangung

Vertikales Lager, Ansatz  $C = 50.000 \text{ kN/m}^2$  (nur Druckkräfte, Ausfall bei Zugkräften)

Horizontales Lager über Reibung an der Wandunterkante bei 121,3 m NHN

$$H_{k,Fu\beta} = V_{res} \times \tan 30^\circ = 4172,5 \text{ kN}$$

modelliert wird die Reibung am Fuß über die Vertikalkraft am Fuß und den Reibungsbeiwert  $\mu = \tan 30^\circ = 0,577$

Auflager im Einbindebereich der Unterfangung

Im Einbindebereich des Unterfangungskörpers wird vereinfacht ein horizontales und vertikales Linienlager in der Höhe 122,25 m NHN modelliert.

Reibung an der Luftseite der Baugrubenwand - passive Seite nach Entwurf EAB (EB 85) dürfen die Mantelwiderstände von Ortbetonwänden unter Zugrundelegung der oberen Erfahrungswerte der in der EA Pfähle angegebenen charakteristischen Größen der Mantelreibung ermittelt werden.

Ansatz:  $c'_{k}$  5 kN/m<sup>2</sup> nach [U.2.1]  
 $c'_{u,k}$  60 kN/m<sup>2</sup> siehe Abschnitt I.4.1  
 $q_{s,k}$  30 kN/m<sup>2</sup> nach EA-Pfähle, Tab. 5.15 [U.3.1]

Faktor 0,5 als horizontales Linienlager und Faktor 0,510 für vertikales Linienlager

$$H_{k,Luft} = 0,5 \times 1,90 \text{ m} \times 30 \text{ kN/m}^2 = 28,5 \text{ kN/m}$$

$$H_{k,Luft} = 0,5 \times 1,90 \text{ m} \times 14,05 \text{ m} \times 30 \text{ kN/m}^2 = 400,4 \text{ kN}$$

$$V_{k,Luft} = 0,51 \times 1,90 \text{ m} \times 30 \text{ kN/m}^2 = 29,1 \text{ kN/m}$$

$$V_{k,Luft} = 0,51 \times 1,90 \text{ m} \times 14,05 \text{ m} \times 30 \text{ kN/m}^2 = 408,9 \text{ kN}$$

Es wird für die volle Reibung eine Verschiebung von 0,5 cm unterstellt.

Horizontales Lager als nichtlineares Lager (Federlagerkraft bis 28,5 kN/m, dann Fließen)

$$\text{Ansatz } C_h = 28,5 \text{ kN/m} / 0,005 \text{ m} = 5.700 \text{ kN/m}^2$$

Vertikales Lager als nichtlineares Lager (Federlagerkraft bis 29,1 kN/m, dann Fließen)

$$\text{Ansatz } C_v = 29,1 \text{ kN/m} / 0,005 \text{ m} = 5.820 \text{ kN/m}^2$$

Der passive Erddruck wird für den Aushub bei 123,2 m NHN an der Stirnseite der Unterfangung angesetzt.

$$e_{aph,\delta,k} = z \times \gamma \times K_{pgh}^{\delta} = 1,9 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 \times 4,20 = 159,6 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{ph,k} = (159,6 \text{ kN/m}^2 \times 1,9 \text{ m}) / 2 = 151,6 \text{ kN/m}$$

$$E_{ph,k} = 2,8 \text{ m} \times 151,6 \text{ kN/m} = 424,5 \text{ kN/m}$$

Der passive Erddruck wird über folgende Bettung modelliert.

$$k_{sh} = 6.500 \text{ kN/m}^3 \times 2,8 \text{ m} = 18.200 \text{ kN/m}^2$$

Die Modellierung des Systems erfolgt mit dem Programm RFEM 5.24.02. Die Ergebnisse sind auf den Seiten II.211 bis II.219 dargestellt.

**Nachweis der Gleitsicherheit (GEO-2)**

Bemessungswert der Einwirkungen

$$H_d = 1,2 \times H_k = 1,2 \times 783,4 \text{ kN} = 940,1 \text{ kN}$$

Bemessungswert des Widerstandes (ohne passiven Erddruck an der Stirnseite)

$$R_d = (H_{k,Fuß} + H_{k,Luft}) / 1,1 = (4172,5 + 400,4) / 1,1 = 4157,2 \text{ kN}$$

$$940,1 \text{ kN} = H_d < R_d = 4157,2 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

**Nachweis der Kippsicherheit (EQU)**

Bemessungswert der Einwirkungen (destabilisierend), Moment um Punkt A

$$\begin{aligned} M_{d,dst} &= 1,2 \times (5,1 \text{ m} \times H_k) \\ &+ 1,2 \times ((14,05 \text{ m} / 2) \times W_k) \\ &= 1,2 \times (5,1 \text{ m} \times 783,4 \text{ kN}) + 1,2 \times (7,025 \text{ m} \times 550,8 \text{ kN}) \\ &= 9437,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bemessungswert der Einwirkungen (stabilisierend), Moment um Punkt A

$$\begin{aligned} M_{d,stab} &= 0,9 \times (7,025 \text{ m} \times G_{k,wand}) \\ &+ 0,9 \times (7,025 \text{ m} \times E_{av}) \\ &+ 0,9 \times (7,025 \text{ m} \times V_k) \\ &+ 0,9 \times (0,95 \text{ m} \times E_{ph}) \\ &+ 0,9 \times (0,95 \text{ m} \times V_{k,Luft}) \times 0,5 \\ &= 0,9 \times (7,025 \text{ m} \times 2669 \text{ kN}) \\ &+ 0,9 \times (7,025 \text{ m} \times 675,9 \text{ kN}) \\ &+ 0,9 \times (7,025 \text{ m} \times 59,1 \text{ kN}) \\ &+ 0,9 \times (0,95 \text{ m} \times 424,5 \text{ kN}) \times 0,5 \\ &+ 0,9 \times (0,95 \text{ m} \times 408,4) \times 0,5 \\ &= 21877,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$9437,7 \text{ kNm} = M_{d,dst} < M_{d,stab} = 21877,8 \text{ kNm} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Für die Reduzierung der Horizontalkräfte wurde in der Ecke der Baugrube im Achsbereich 41/Q ein Anker angesetzt, welcher einen Teil der Horizontalkräfte der Gurtung aufnimmt. Der Anker wird in einem Winkel von  $45^\circ$  in der Horizontalen in der Ecke eingebracht. Aus der Bemessung ergeben sich für dieses Auflager eine Ankerkraft von

$$A_k = 703,8 \text{ kN}$$

Um den Lastabtrag in die Schicht B3 zu gewährleisten, muss der Anker mit einer Länge von insgesamt 20,5 m und einer Verpressstrecke von 8,0 m (nachverpresst) hergestellt werden. Zu Aufnahme der Kräfte sind 5 Litzen notwendig.

### Nachweis unbewehrter Beton / Mauerwerk

Programmbedingt wird der Nachweis des unbewehrten Betons mit der Druckfestigkeit von Beton geführt. Da jedoch das Mauerwerk des Portikus bis in Tiefen von max. 123,72 m NHN ansteht, wird der Nachweis für den ungünstigsten Schnitt 2D, Ankereinbau auf der Höhe der maximalen Ausnutzung geführt. Dieser liegt auf einem Niveau von 125,2 m NHN. Entsprechend [U 1.15] beträgt die charakteristische Festigkeit des Mauerwerks  $f_{m,k} = 5,37 \text{ N/mm}^2$ .

Angaben entsprechend Bemessungsergebnisse Schnitt 2D, Ankereinbau (Seite II.224)

$$b = 1,7 \text{ m}$$

$$\varphi = 0,402$$

$$f_{m,d} = \alpha \times f_{m,k} / \gamma_m \text{ mit } \alpha = 0,85 \text{ und } \gamma_m = 1,5$$

$$f_{m,d(\text{Beton})} = 2,0 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{m,d(\text{MW})} = 0,304 \text{ MN/m}^2$$

auf dem Niveau von 125,2 m NHN ergeben sich 0,8 m Mauerwerk und 0,9 m Beton. Daraus ergibt sich ein gemittelter Bemessungswert für die Druckfestigkeit von

$$f_{m,d} = (2,0 \text{ MN/m}^2 \times 0,9 \text{ m} + 0,304 \text{ MN/m}^2 \times 0,8 \text{ m}) / 1,7 = 1,2 \text{ MN/m}^2$$

Der Bemessungswert des Widerstands ergibt sich wie folgt

$$V_{r,d} = b \times f_{m,d} \times \varphi$$

$$V_{r,d} = 1,7 \text{ m} \times 1,2 \text{ MN/m}^2 \times 0,402 = 0,820 \text{ MN/m} = 820,0 \text{ kN/m}$$

Der Bemessungswert der Einwirkung auf dem Niveau beträgt  $V_d = 388,5 \text{ kN/m}$

$$V_d = 388,5 \text{ kN/m} < 820,0 \text{ kN/m} = V_{r,d}$$

**II.4 Einzelfundamente - Schnitt 3**

Die für die Bemessung der Fundamenttieferführung angesetzten Einwirkungen und Geometrien sind unter Punkt I.4.3.3 aufgeführt. Die entsprechende Nachweisführung erfolgte mit dem Programm GGU Footing V 10.06 und ist auf den Seiten II.266 bis II.274 aufgeführt.

Im Ergebnis der Bemessung ergibt sich eine Tieferführung der Fundamente auf ein Niveau von 122,7 m NHN.