# Geotechnischer Bericht

zum

Projekt

# Neubau Supermarkt

# Heuriedweg 21

# Lindau

**5. Bericht**


erstattet von

Institut für Geotechnik

Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG

Egerländer Straße 44

65556 Limburg

Tel.: 06431/29490

Fax: 06431/294944


**Az. 10 14 30**

Inhaltsverzeichnis


1.0 Auftrag ..... 6
2.0 Unterlagen ..... 8
2.1 Planseitige Unterlagen ..... 8
2.2 Unterlagen IfG ..... 10
3.0 Situation ..... 12
4.0 Baugrund ..... 16
4.1 Auffüllungen ..... 19
4.2 Auesande ..... 21
4.3 Seeton ..... 22
4.4 Grundmoräne ..... 25
4.5 Süßwassermolasse ..... 27
5.0 Bodenmechanische Laborversuche / Bodenkennwerte Lockergesteine ..... 30
5.1 Auffüllungen ..... 31
5.2 Auesande ..... 32
5.3 Seeton ..... 33
5.4 Grundmoräne ..... 34
5.5 Süßwassermolasse ..... 35
6.0 Wasserverhältnisse ..... 36
7.0 Schlussfolgerungen und Empfehlungen ..... 41
7.1 Baugrund- und Grundwassermodell ..... 41
7.2 Bauwerksdaten ..... 43
7.3 Baureifmachung / Erdarbeiten / Wasserhaltung ..... 44
7.4 Gründung ..... 50
7.4.1 Duktile Gussrammpfähle ..... 50
7.4.2 Bohrpfahlgründung nach DIN EN 1536 ..... 53
7.5 Bauwerksabdichtung ..... 59
7.6 Baunebenarbeiten ..... 60
7.7 Verkehrsflächen ..... 61
8.0 Geodynamik ..... 65

9.0 Bodenklassen und Homogenbereiche nach DIN 18300 / DIN 18301 ..... 66
10.0 Schlussbemerkungen ..... 68

Anlagenverzeichnis


| | |
|---|---|
| 1 | Lageplan der Aufschlusspunkte, Maßstab 1 : 750 |
| 2 | Profilschnitt der Kernbohrungen, Maßstab 1 : 200<br>BK 1, BK 2, BK 3, BK 4 |
| 3.1.1 | Auswertung der Drucksondierungen |
| 3.1.2 | Ergebnisse Flügelsonde |
| 3.1.3 | Einaxiale Druckfestigkeit |
| 3.2 | Ergebnisse Felsmechanik |
| 4 | Ergebnisse Baugrundwasseranalyse |
| 5.1 | Vorbemessung Bohrpfahl d = 0,9 m, l = 30 m … 40 m |
| 5.2 | Vorbemessung Bohrpfahl d = 1,2 m, l = 30 m … 40 m |
| 5.3 | Vorbemessung Bohrpfahl d = 1,5 m, l = 30 m … 40 m |
| 6.1 | Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 270 mm |
| 6.2 | Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 320 mm |
| 6.3 | Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 370 mm |
| 7.1.1 | Pfahlsetzungsberechnung |
| 7.1.2 | Setzungsberechnung Pfähle als tief liegende Flachgründung (33 m unter GOK) |
| 7.2.1 | Vorbemessung Gründung |
| 7.2.2 | Setzungsberechnung Pfähle als tief liegende Flachgründung (33 m unter GOK) |

7.3.1 Vorbemessung Gründung

7.3.2 Setzungsberechnung Pfähle als tief liegende Flachgründung (33 m unter GOK)

7.4 Pfahlsetzungsberechnung

## 1.0 Auftrag

Die Kaufland Dienstleistung GmbH & Co. KG, vertreten durch die Kaufland Dienstleistung Süd-Ost GmbH & Co. KG erteilte den Auftrag zur Durchführung der vertiefenden Baugrunderkundung (Phase 2) für den geplanten Neubau eines Kaufland-Supermarktes in Lindau auf dem Grundstück Heuriedweg 21.

Aufgabenstellung der vertiefenden Erkundung ist die Durchführung von vier Kernbohraufschlüssen sowie deren Auswertung. Im Ergebnis der vertiefenden Erkundung sind abschließende Gründungsempfehlungen auszuarbeiten und vorstatisch zu dimensionieren. Die zu erwartenden Wechselwirkungen der Spezialtiefgründung mit Pfählen und dem Untergrund sind hinsichtlich der Setzungen zu beurteilen. Alle Untersuchungsergebnisse sind in einen zusammenfassenden Geotechnischen Bericht einzugliedern.

Zu diesem Themenkomplex liegt der 4. Geotechnische Bericht vom 30.08.2018 vor. Dieser wird durch den hier vorliegenden 5. Geotechnischen Bericht ersetzt.

Hintergrund ist die Fortschreibung der Planung. Am 18.10.2018 wurden dem IfG durch die Riemer Planung GmbH aktuelle Planunterlagen übermittelt, die entsprechend in das Berichtswesen des IfG eingearbeitet werden sollen. Insbesondere wurde die Darstellung der Bohransatzpunkte der vertiefenden

Baugrunderkundungen (Phase 2) mittels Kernbohrungen in den aktuellen Grundrissplan erbeten. Dieser Aufforderung wurde gefolgt. Weiterhin wurden die planseitigen Unterlagen im Kapitel 2 um die am 18.10.2018 übergebenen entsprechend ergänzt und diskrete Anpassungen der Situationsbeschreibung im Kapitel 3 als Folge der Planfortschreibung vorgenommen.

Auf die Gründungsempfehlungen und alle weiteren geotechnisch relevanten Fragestellungen haben die aktualisierten Pläne keinerlei Einfluss. Es haben sich seit der Drucklegung des 4. Geotechnischen Berichtes auch keine neuen Erkenntnisse zu den Untergrundverhältnissen ergeben. Die Baugrundbeschreibung sowie die Schlussfolgerungen und Empfehlungen behalten daher im Grundsatz ihre Gültigkeit und einer Überarbeitung bedurfte es nicht. In der Folge ergibt sich für die Planung und Tragwerksplanung, soweit diese auf dem 4. Bericht des IfG aufbaut, kein weiterer Handlungsbedarf.

## 2.0 Unterlagen

### 2.1 Planseitige Unterlagen

a) Riemer Planung GmbH:

- 301_V3a 07_2018 EG Parkebene VORABZUG.pdf
- 302_V3a 07_2018 1.OG Marktebene VORABZUG.pdf
- 303_V3a 07_2018 2. OG Nebenräume VORABZUG.pdf
- (05_2018 Ansichten S+W VORABZUG.pdf
- (05_2018 Ansichten N+O VORABZUG.pdf
- KL Lindau_Handskizze_Grobkonzept Stützenstellung Parkebene.pdf
- 18-08-02 Ak03
- SYSTEMSCHNITT 1 M_1_200.pdf
- SYSTEMSCHNITT 1 M_1_200.dwg
- ERDGESCHOSS M_1_200.pdf
- ERDGESCHOSS M_1_200.dwg
- 1. OBERGESCHOSS M_1_200.pdf
- 1. OBERGESCHOSS M_1_200.dwg
- 2. OBERGESCHOSS M_1_200.pdf
- 2. OBERGESCHOSS M_1_200.dwg

b) Ammann IBA GbR:

- Lastangaben vom 07.08.2017

## 2.2 Unterlagen IfG

- Geotechnischer Bericht (1. Bericht, Az.: 10 14 30) vom 15.12.2014
- Abfalltechnischer Bericht (2. Bericht, Az. 10 14 30) vom 19.12.2014
- Geotechnischer Kurzbericht (3. Bericht, Az. 10 14 30) vom 20.12.2017
- Geotechnischer Bericht (4. Bericht, Az. 10 14 30) vom 30.08.2018
- Lageplan der Aufschlusspunkte, Maßstab 1 : 750 (Anlage 1)
- Profilschnitt der Kernbohrungen, Maßstab 1 : 200 (Anlage 2)
- Auswertung der aus den Drucksondierungen abgeleiteten $c_u$-Werte (Anlage 3.1.1)
- Bestimmung der undränierten Scherfestigkeit mit der Flügelsonde (Anlage 3.1.2)
- Indirekte Feststellung der einaxialen Druckfestigkeit mittels Taschenpenetrometer FL 2950 (Anlage 3.1.3)
- Bestimmung der Druckfestigkeit durch einaxiale Druckversuche (Anlage 3.2)
- Baugrundwasseranalyse (Anlage 4)
- Vorbemessung Bohrpfahl d = 0,9 m (Anlage 5.1)
- Vorbemessung Bohrpfahl d = 1,2 m (Anlage 5.2)
- Vorbemessung Bohrpfahl d = 1,5 m (Anlage 5.3)

- Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 270 mm (Anlage 6.1)
- Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 320 mm (Anlage 6.2)
- Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 370 mm (Anlage 6.3)
- Pfahlsetzungsberechnung (Anlage 7.1.1, 7.1.2, 7.2.1, 7.2.2, 7.3.1, 7.3.2, 7.4)

## 3.0 Situation

Auf dem Gelände eines ehemaligen EDEKA-Marktes auf dem Grundstück Heuriedweg 21 in Lindau ist der Neubau eines Kaufland-Supermarktes vorgesehen. Das IfG wurde mit der Baugrunderkundung und Gründungsberatung beauftragt. Dazu liegt der 1. Bericht aus dem Jahre 2014 vor. Es wurde seinerzeit festgestellt, dass bis in größere Tiefen wenig tragfähige Böden vorhanden sind und eine konventionelle Flachgründung in den anstehenden Böden keine standsichere und gebrauchstaugliche Fundamentierung gewährleistet.

Im Rahmen der 1. Geotechnischen Standortbewertung im Jahr 2014 erfolgte auch eine abfalltechnische Beurteilung der anstehenden Böden. Die Resultate sind im 2. Bericht dokumentiert.

Zur weiteren Standortbegutachtung war eine vertiefende Baugrunderkundung erforderlich. Die Erkundung wurde in zwei Phasen aufgeteilt. In Phase 1 wurde im vergleichsweise kostengünstigen Aufschlussverfahren der Drucksondierungs-technik die Tiefenlage des tragfähigen Untergrundes detektiert und daraus ein vorläufiges Bemessungsmodell zur Beurteilung der Sondergründungsmaßnahmen ausgearbeitet. Da mit dem Drucksondierverfahren der tragfähige Untergrund nur hinsichtlich seiner Höhenlage detektiert, jedoch nicht qualifiziert aufgeschlossen werden kann, war in Phase 2 eine Erkundung mit Kernbohraufschlüssen

vorgesehen. Die Durchführung dieser Leistungen wurde nunmehr beim IfG abgerufen.

In dem mehrjährigen Prozess der Projektentwicklung wurde nunmehr auch das vorgesehene Konzept des Marktes festgelegt. Demnach ist es vorgesehen, einen nicht unterkellerten Markt zu errichten. Die Erdgeschossebene bleibt der Ansiedlung von Kundenparkplätzen vorbehalten. Die Verkaufsebene ist im 1. Obergeschoss untergebracht. Dort befinden sich auch die Lagerräume sowie Büro- und Sozialräume. In Teilbereichen erhält der Baukörper ein 2. Obergeschoss, welches ausschließlich Nebenräume für technische Einrichtungen beherbergen wird.

Die Erschließung des Gebäudes erfolgt für den Kundenverkehr über Rollsteige. Ergänzend dazu stehen zur Erschließung bzw. Entfluchtung mehrere Treppenhäuser bzw. Aufzugsanlagen zur Verfügung. Diese Treppenhaus- und Aufzugskerne dienen zugleich der Aussteifung des Gebäudes, welches ansonsten auf rasterförmig geplanten Stützen ruht.

Die verkehrstechnische Erschließung des Geländes erfolgt über den im Süden vorgelagerten Heuriedweg. Die derzeitige Ein- und Ausfahrt zum Grundstück wird aufgegeben und voraussichtlich durch einen Kreisverkehr ersetzt. Es werden derzeit noch Alternativen zur Ausbildung des Knotenpunktes diskutiert.

Zum Zeitpunkt der vertiefenden Baugrunderkundung im Juli 2018 war der alte Markt nicht mehr in Betrieb und das Grundstück geräumt. Die Zapfanlagen der ehemaligen Tankstelle am EDEKA-Markt waren bereits rückgebaut. Ansonsten war festzustellen, dass an der derzeitigen Grundstücksgrenze im Südosten des Marktgeländes eine Grundwassermessstelle installiert worden ist. Die Installation steht möglicherweise mit umwelttechnischen Untersuchungen des Tankstellenareals in Verbindung. Ein konkreter Anlass und Untersuchungsergebnisse dazu liegen hier nicht vor.

Ansonsten hat sich der Bautenstand vor Ort nicht verändert. Der Bestandsmarkt besteht aus einem eingeschossigen Verkaufsgebäude, dessen Erdgeschossfußboden etwas oberhalb der Freianlagen eingeordnet ist. Diese sind überwiegend mit Schwarzdecken befestigt. Lokal sind Grünflächen integriert.
An der südöstlichen Baugrenze ist gegenwärtig noch eine umfriedete Grünfläche vorhanden, welche zukünftig in das Bebauungskonzept mit dem Kaufland-Supermarkt eingegliedert wird.

Weitere Details sind den in Kapitel 2.1 aufgeführten Planunterlagen der Riemer Planung GmbH zu entnehmen, die für die Objektplanung zuständig ist. Der im vorliegenden Bericht berücksichtigte Planstand der Architektur datiert vom 18.10.2018.

Die Tragwerksplanung wird vom Ingenieurbüro Ammann IBA GbR übernommen. Von dort wurden vorstatische Lastangaben zur Verfügung gestellt.

Im vorliegenden Geotechnischen Bericht werden auf Basis aller im Verlauf der mehrstufigen Baugrunderkundung gewonnenen Erkenntnisse Ausführungsempfehlungen für die Gründung sowie die Abwicklung der Erd- und Gründungsarbeiten festgelegt. Die Konzeptionen werden dabei auf den aktuellen Stand der Planung ausgerichtet. Diesbezüglich ersetzt der 5. Bericht die im 1. Bericht, 3. Bericht und 4. Bericht enthaltenen Schlussfolgerungen.

Bei der Dokumentation der Aufschlussdaten beschränkt sich der 5. Bericht allerdings auf die Aufschlüsse der vertiefenden Erkundung der Phase 2, bestehend aus vier Kernbohraufschlüssen. Auf eine Eingliederung der in vorlaufenden Erkundungskampagnen (1. Bericht und 3. Bericht) gewonnenen Aufschlussergebnisse in den 5. Bericht wird verzichtet.

## 4.0 Baugrund

Zur vertiefenden Baugrunderkundung der Phase 2 wurden folgende Aufschlüsse niedergebracht:

- Kernbohrungen: BK 1, BK 2, BK 3, BK 4

Im Bereich der Lockergesteine erfolgte die Bohrung mittels Schappe Durchmesser 180 mm im Schutz einer Verrohrung DN 200. Die Festgesteine wurden im Seilkernrohrverfahren mit Innendurchmesser 100 mm / Außendurchmesser 146 mm mit Wasserspülung ausgeführt.
In den Bohrlöchern wurden 14 Flügelsondierungen und 4 Bohrlochrammsondierungen (SPT) durchgeführt sowie insgesamt 6 Sonderproben (ungestörte Proben) entnommen.

Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurde der eingespiegelte Wasserstand gemessen, anschließend die Verrohrung vollständig entfernt und die Bohrlöcher wurden über das gesamte Bodenprofil hinweg, gemäß der behördlichen Vorgaben, mit einem Spezialbindemittel (Zeo-Therm) verpresst.

Die Lage der 4 Bohransatzpunkte ist im Lageplan der Anlage 1, Maßstab 1 : 750 dargestellt. Die Bohransatzpunkthöhen wurden im amtlichen Bezugssystem mNN

eingemessen. Als Festpunkt wurde die Oberkante eines Kanaldeckels auf dem Heuriedweg gewählt. Die Bohransatzpunkthöhen ergaben sich im Spektrum zwischen 398,09 mNN und 398,76 mNN.

Die Profile der Aufschlussbohrungen sind im Schnitt in der Anlage 2 im Maßstab 1 : 200 dargestellt.

Aus den durchgeführten Bodenaufschlüssen, einer detaillierten Geländeaufnahme sowie den allgemeinen geologischen Kartenunterlagen ergibt sich für den Projektstandort folgendes Bild der allgemeinen Baugrundsituation:

An der Basis des erkundeten Profilabschnittes wurden die tertiären Sedimentgesteine der oberen Süßwassermolasse aufgeschlossen. Es handelt sich um eine Wechselfolge aus Sandsteinen und Mergelsteinen (Schluff- und Tonsteine mit kalkigem Bindemittel). Das Hangende wird durch die Grundmoräne eingenommen. Hierbei handelt es sich nach dem Ergebnis der Baugrunderkundung um feinkörnige Böden von steifer bis halbfester Konsistenz mit steinig-blockigen Einschaltungen sowie horizontweise auch fächerförmig eingelagerten Kieshorizonten. Der Grundmoräne liegen die Seetone auf. Diese Weichschicht besitzt eine Mächtigkeit von knapp 20 m. Sie wird von jüngeren Lockersedimenten abgedeckt, die meist als Auesande mit schluffigen Beimengungen ausgebildet sind. Es sind in diesem Schichtkomplex

Holzeinlagerungen und lokal auch Torfeinschaltungen vorhanden und im Kleinbohrverfahren der ersten Sondierkampagne im Jahr 2014 nachgewiesen worden.

Den Auesedimenten aus schluffigen Sanden mit untergeordneten Torfeinschaltungen liegt zur Geländeoberkante hin künstliche Auffüllung auf. Es handelt sich hierbei vorwiegend um den gebundenen und ungebundenen Oberbau der im Bestand vorhandenen Verkehrsflächenbefestigungen.
Tiefer reichende Auffüllungen sind entlang der Leitungstrassen sowie im Umfeld erdverlegter Tanks der ehemaligen Tankstelle zu erwarten, wurden jedoch aufschlusstechnisch nicht erfasst.

Nachfolgend erfolgt die ausführliche Beschreibung der angetroffenen Bodenschichten hinsichtlich Vorkommen, Schichtstärken, Farbe und bodenmechanischer Feldansprache.

## 4.1 Auffüllungen

Das oberste Schichtglied der Bodenabfolge wird durch künstliche Auffüllungen eingenommen. Die Sondierungen wurden in den versiegelten Verkehrsflächen angeordnet. Dort bildet eine zwischen etwa 6 cm und 16 cm mächtige Schwarzdecke den obersten Abschluss. Die Schwarzdeckenbefestigung lagert einem ungebundenen Oberbau aus einem meist schwach schluffig ausgebildeten Kies-Sand-Gemisch von grauer Färbung auf. Die Schichtbasis des ungebundenen Oberbaus verläuft etwa 0,5 m bis 0,6 m unterhalb der Geländeoberkante. Unterhalb des Oberbaus wurden in der aktuellen Erkundungskampagne noch tiefer reichende Auffüllungen im Profil der BK 1 und BK 3 nachgewiesen. Es handelt sich um Auffüllungen unterschiedlicher Zusammensetzung. Sowohl feinkörnige als auch grobkörnige bis gemischtkörnige Auffüllungen wurden dabei festgestellt.

In den Kernbohrungen wurde die maximale Schichtstärke der Auffüllungen mit 1,6 m im Profil der BK 3 notiert.
Die Schichtbasis der Auffüllungen verläuft am Projektstandort auf Höhen zwischen etwa 396,5 mNN und 397,5 mNN.

Tiefer reichende Auffüllungen sind in Kanal- und Leitungsgräben sowie im Umfeld erdverlegter Tanks der ehemaligen Tankstelle zu erwarten. Aufschlusstechnisch wurden diese Auffüllungen nicht erfasst.

## 4.2 Auesande

Als oberstes Schichtglied der natürlichen Bodenabfolge wurden quartäre Auesedimente nachgewiesen. Es handelt sich hierbei vorwiegend um schwach schluffige bis schluffige Sande, deren Schichtunterkante mit einem nur geringen Schichtrelief mit Flurabständen zwischen etwa 3 m bis 4 m unter GOK auf Höhen zwischen 394 mNN und 395 mNN verläuft.

In die schwach schluffigen bis schluffigen Sande sind bisweilen Holzreste eingelagert. Im Profil der BK 2 wiesen die Auesande auffallend hohe Schluffanteile auf und das bodenmechanische Verhalten wurde dort bereits signifikant durch das Feinkorn geprägt. Die Auesande traten hier als stark sandiger Schluff von weicher Konsistenz in Erscheinung und waren mit Holzresten durchzogen.

Die indirekten Aufschlüsse der Bohrkampagnen 2014 und 2017 weisen für die Auesedimente im Allgemeinen eine mittlere Tragfähigkeit nach.

## 4.3 Seeton

Ausweislich der Kernbohraufschlüsse werden die Auesande auf Höhen zwischen ca. 394 mNN und 395 mNN durch nacheiszeitliche Seeablagerungen abgelöst. Es handelt sich dabei um feinsandige, tonige Schluffe von hellgrauer Färbung. Sie weisen eine weiche bis breiige Zustandsform auf und sind durch eine entsprechend geringe Festigkeit gekennzeichnet.

Exemplarische Laboruntersuchungen in der Erkundungskampagne 2014 ergaben für das Sediment eine mittlere bis ausgeprägte Plastizität, was auch allgemeinen Erfahrungswerten aus dem erweiterten Projektumfeld entspricht.

Die Scherfestigkeit ist nur gering. Zur Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit des Sedimentes wurden verschiedene Versuche durchgeführt. Da die Qualität der ungestörten Bodenproben aus den Seetonen für höherwertigere Laborversuche nicht hinreichend war, erfolgten daran ausschließlich Prüfungen mittels Taschenpenetrometer. Die dabei ermittelten Druckfestigkeiten $q_u$ ergeben folgendes Spektrum:

$$25\ kN/m^2 \leq q_u \leq 40\ kN/m^2.$$

Dies entspricht einer undränierten Scherfestigkeit im Spektrum

$12{,}5\ kN/m^2 \leq c_u \leq 20\ kN/m^2$.

Die Ergebnisse der Penetrometerversuche (siehe Anlage 3.1.3) korrelieren recht gut mit den unteren Grenzwerten der aus den Drucksondierungen abgeleiteten undränierten Scherfestigkeit (siehe Anlage 3.1.1).

In insgesamt 14 Flügelscherversuchen wurden undränierte Scherfestigkeiten im Spektrum $c_u = 3{,}2\ kN/m^2 – 19{,}4\ kN/m^2$ ermittelt. Die in den Flügelscherversuchen teilweise deutlich niedrigeren Werte $c_u < 10\ kN/m^2$ ordnen sich nicht plausibel in alle anderen Untersuchungsergebnisse ein und werden auf nachteilige Veränderungen der Bodeneigenschaften beim Bohren und Niederführen der Verrohrung zurückgeführt.

Als charakteristisch kann für die Seetone eine undränierte Scherfestigkeit

$c_u = 15\ kN/m^2$

angesehen werden.

Die Mächtigkeit der über die Tiefe sehr gleichförmigen Seetone erreicht Größenordnungen von knapp 20 m. Die Liegendgrenze verläuft auf Höhen zwischen etwa 374,5 mNN und 376,0 mNN.

## 4.4 Grundmoräne

Das Liegende der Seetone wird durch Sedimente der Grundmoräne eingenommen. Das Tragverhalten dieser Schicht wird durch eine feinkörnige Grundmatrix dieser Schicht bestimmt. Das Material setzt sich aus tonigen, sandigen, kiesigen Schluffen von vorzugsweise halbfester, bisweilen auch nur steifer Konsistenz zusammen. Regellos sind in diese Schicht Steine und Blöcke eingelagert. Bisweilen sind auch kiesige Zwischenschichten (z. B. BK 1) erkundet worden. Eine durchgehende Horizontierung ist allerdings nicht nachweisbar und es handelt sich offensichtlich um lokale Schuttfächer innerhalb der Moräne. Das graue bis graugrüne Sediment weist eine gute Tragfähigkeit auf. Die Schichtbasis wurde auf Höhen zwischen etwa 371 mNN und 369 mNN angetroffen. Die Schichtstärke variiert zwischen etwa 4,5 m und 6,0 m.

In der Schicht wurden insgesamt vier Bohrlochrammsondierungen durchgeführt:

- SPT 1: BK 1 – 25,00 – 25,45 m: 1/7/6; $N_{30}$ = 16
- SPT 2: BK 2 – 23,00 – 23,45 m: 10/19/28; $N_{30}$ = 47
- SPT 3: BK 3 – 27,00 – 27,28 m: 19/>30; $N_{30}$ = n.b.
- SPT 4: BK 4 – 25,00 – 25,45 m: 1/16/24; $N_{30}$ = 40

Die Versuche zeigen eine recht hohe Festigkeit der Grundmoräne.

Es wird an dieser Stelle dokumentiert, dass die im Bohrprofil der BK 2 zwischen 25,0 m und 26,0 m unter GOK durchörterte Sandsteinschicht unter Berücksichtigung der im Liegenden nachgewiesenen Sedimente als Driftblock interpretiert wird und Bestandteil der Grundmoräne ist.

Die zwischen 26,0 m und 27,5 m unter GOK durchörterten Sedimente waren zweifellos nicht als zersetzter Fels der Süßwassermolasse anzusprechen und begründen diese Einschätzung. Folglich weist die Schichtoberkante der unterlagernden Süßwassermolasse bzw. die Schichtbasis der Grundmoräne ein nur geringes Relief im ± 1-Meter-Bereich auf.

## 4.5 Süßwassermolasse

Auf Höhen zwischen etwa 371 mNN und 369 mNN wurde die Hangendgrenze der Süßwassermolasse angetroffen und bis in Tiefen zwischen 35 m und 45 m unter GOK nachverfolgt.

Die Beschaffenheit der Süßwassermolasse weist sowohl in horizontaler als auch vertikaler Erstreckung deutliche Unterschiede auf. Sie besteht aus einer Wechselfolge harter, unverwitterter bis angewitterter, hellgrau gefärbter Sandsteine und braunen bis graubraunen Mergelsteinen (Schluff- und Tonsteine mit kalkigem Bindemittel). Die Mergelsteine sind mürbe und von entsprechend geringer Festigkeit.

Aus den gewonnenen Kernbohrungen wurden insgesamt 16 Proben zur labortechnischen Festigkeitsbestimmung extrahiert. Daran wurden die Rohdichte sowie die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt. Die Bemusterung der Einzelergebnisse führt zu folgendem Resultat:

- Mergelstein: $0{,}5 \leq q_u \leq 4{,}8$ MN/m²
- Sandstein: $14{,}8 \leq q_u \leq 103{,}0$ MN/m²

Die feldmäßige Beurteilung der Felsproben ordnet sich plausibel in die Ergebnisse der einaxialen Druckfestigkeitsbestimmungen ein. Die Mergelsteine waren

entsprechend mürbe, je nach Verwitterungsgrad ritzbar, teils brechbar und reagierten bei Hammerschlag mit einem allenfalls dumpfen Klang sowie mehr oder weniger stark ausgeprägten Kerbenbildungen. Bei kräftigem Hammerschlag kam es zum Kernzerfall.

Demgegenüber ist der Sandstein nicht mehr ritzbar, zeigt keine nennenswerten Kerbenbildungen und es entstand beim Anschlagen ein heller Klang.

In den Kernen waren in Längsrichtung keine Trennflächen feststellbar. Dies deutet auf ein weitständiges Kluftgefüge hin. Die Schichtgrenzen zwischen Sandsteinen und Mergelsteinen verlaufen näherungsweise horizontal, was auf eine söhlige Lagerung des Gebirgsverbandes hindeutet.

Die Sedimentgesteine der Süßwassermolasse stellen einen sehr gut tragfähigen Baugrund dar. Bei isolierter Betrachtung der darin enthaltenen Gesteine sind die Mergelsteine gegenüber den Sandsteinen allerdings deutlich geringer tragfähig.

Eine Bemusterung der Bohrungen hat ergeben, dass in den Bohrprofilen sowohl Mergelsteine von geringer Festigkeit als auch Sandsteine von hoher Festigkeit überwiegen können. Gesteine mit vorwiegend geringer Festigkeit wurden im Profil der Kernbohrung BK 4 nachgewiesen, während beispielsweise in der Kernbohrung BK 3 die festeren Gesteinsarten dominieren. Insgesamt ist die Abfolge der Sand-

und Mergelsteine scheinbar regellos und es lassen sich trotz der vermuteten horizontalen Schichtung keine durchgehend nachverfolgbaren Sandsteinvorkommen gegenüber den Mergelsteinen abgrenzen.

## 5.0 Bodenmechanische Laborversuche / Bodenkennwerte Lockergesteine

Nach den durchgeführten Baugrunduntersuchungen ergibt sich die Einstufung in die GK-2. Zur Festlegung der maßgebenden bodenmechanischen Rechenwerte wurden Laborversuche durchgeführt.
Laborversuche an den Auesedimenten und Seeablagerungen wurden bereits mit dem 1. Bericht vorgelegt. Ansonsten wurde die labortechnische Beurteilung im Rahmen der vertiefenden Kampagne auf die Bewertung der Süßwassermolasse als Lastboden für die Tiefgründung ausgerichtet. Die im Rahmen der vertiefenden Erkundung der Phase 1 und Phase 2 durchgeführten Bohrlochversuche und Laborversuche sind in Anlage 3 dokumentiert.

Es wurden im Einzelnen die folgenden Bodenkennwerte ermittelt bzw. Bodenkennwertzuordnungen nach DIN 1055/EAU/EAB vorgenommen:

$\gamma_k$ = Feuchtwichte (kN/m³)

$\gamma'_k$ = Feuchtwichte unter Auftrieb (kN/m³)

$\varphi'_k$ = Reibungswinkel (°)

$\varphi^*_k$ = Ersatzreibungswinkel (°)

$c'_k$ = Kohäsion (kN/m²)

$c_{u,k}$ = Kohäsion, undräniert (kN/m²)

$E_{s,k}$ = Steifemodul (MN/m²)

## 5.1 Auffüllungen

Nach DIN 18196 ergibt sich für den ungebundenen Oberbau der Verkehrsflächen die Einstufung A, [GW], [GU].

Für erdstatische Berechnungen gelten folgende bodenmechanische Kenndaten:

$\gamma_k$ = 20 kN/m³

$\gamma'_k$ = 11 kN/m³

$\varphi^*_k$ = 32,5°

$c'_k$ = 0 kN/m²

$E_{s,k}$ = 30 – 50 MN/m²

## 5.2 Auesande

Nach DIN 18196 ist die Schicht als SU/SŪ, GU/GŪ, TL einzustufen.

Für erdstatische Berechnungen sind folgende bodenmechanische Kenndaten in Ansatz zu bringen:

$\gamma_k$ = 18 kN/m³

$\gamma'_k$ = 8 kN/m³

$\varphi'_k$ = 30°

$c'_k$ = 0 kN/m²

$E_{s,k}$ = 10 – 30 MN/m²

## 5.3 Seeton

Nach DIN 18196 ergibt sich die Einstufung UM/UA.

Für erdstatische Berechnungen gelten folgende bodenmechanische Kenndaten:

$\gamma_k$ = 18 kN/m³

$\gamma'_k$ = 8 kN/m³

$\varphi'_k$ = 25°

$c'_k$ = 0 kN/m²

$c_u$ = 5 – 10 kN/m²

$c_{u,k}$ = 15 kN/m²

$E_{s,k}$ = 1 – 2 MN/m²

Der charakteristische Wert der undränierten Kohäsion wurde aus Indexversuchen, Korrelationen der Drucksondierungen sowie Flügelsondierungen abgeleitet. Der charakteristische Wert von $c_u$ = 15 kN/m² kann partiell unterschritten werden.

Im Allgemeinen steigt die undränierte Scherfestigkeit über die Tiefe etwas an.

## 5.4 Grundmoräne

Nach DIN 18196 ergibt sich die Einstufung TM/TA/UM/UA, untergeordnet GE, GŪ.

Für erdstatische Berechnungen gelten folgende bodenmechanische Kenndaten:

$\gamma_k$ = 20,5 kN/m³

$\gamma'_k$ = 10,5 kN/m³

$\varphi'_k$ = 20,0°

$c'_k$ = 15,0 kN/m²

$E_{s,k}$ = 20 - 40 MN/m²

## 5.5 Süßwassermolasse

Das Festgestein wurde in unterschiedlichen Verwitterungsgraden VZ bis VU wechsellagernd angetroffen. Die Rohdichte variiert zwischen etwa 2,22 g/cm³ und 2,64 g/cm³.

Die einaxiale Druckfestigkeit wurde wie folgt ermittelt:

- Mergelstein: $0,5 \leq q_u \leq 4,8$ MN/m²
- Sandstein: $14,8 \leq q_u \leq 103,0$ MN/m²

Für erdstatische Berechnungen gelten folgende bodenmechanische Kenndaten:

$\gamma_k$ = 24 kN/m³

$\gamma'_k$ = 14 kN/m³

$\varphi'_k$ = 37,5°

$c'_k$ = - kN/m²

$E_{s,k}$ = 175 – 35.000 MN/m²

Der Abschätzung des Steifemoduls liegt die Beziehung $E \approx 350 \times q_u$ zugrunde.

## 6.0 Wasserverhältnisse

Zum Zeitpunkt der vertiefenden Baugrunderkundung (Phase 2) wurden folgende Wasserstände ermittelt:

| Bohrung | Grundwasser (m u. GOK) | Grundwasser (mNN) |
|---|---|---|
| BK 1 | 1,60 | 396,53 |
| BK 2 | 1,70 | 396,68 |
| BK 3 | 1,75 | 397,01 |
| BK 4 | 1,61 | 396,48 |

Zusätzlich wurde der Grundwasserflurabstand in einem Fremdpegel im südöstlichen Sektor des Grundstückes mit

$$GW_{GMS(Tankstelle)} = 396{,}49 \text{ mNN}$$

gemessen.

Die Lage der Messstelle ist in nachstehendem Foto dokumentiert:

Das angetroffene Grundwasser zirkuliert in den Auesanden. Die unterlagernden Beckenschluffe sind vollständig wassergesättigt. Bei den Bohrarbeiten in der Grundmoräne sowie der Süßwassermolasse wurden keine Wasserzutritte zur Bohrung oder Spülwasserverluste festgestellt.

Der Wasserstand des Bodensees am Pegel Lindau lag im Untersuchungszeitraum der Erkundung Phase 2 (14.07.2018 bis 20.07.2018) zwischen 395,45 mNN (14.07.2018) und 395,31 mNN (20.07.2018).

Für den Bodensee bei Lindau sind folgende Wasserstände charakteristisch (Betrachtungszeitraum: bis 2016):

| Gewässerkundlicher Hauptwert | Winter (mNN) | Sommer (mNN) | Jahr (mNN) |
|---|---|---|---|
| NW | 394,21 | 394,52 | 394,21 |
| MNW | 394,63 | 394,93 | 394,62 |
| MW | 394,92 | 395,61 | 395,27 |
| MHW | 395,40 | 396,34 | 396,36 |
| HW | 396,07 | 397,58 | 397,58 |

Die höchsten Pegelstände des Bodensees (seit der letzten Änderung des Pegelnullpunktes) ergeben sich aus den gewässerkundlichen Unterlagen wie folgt:

| Rang | Pegelstand Bodensee (mNN) | Datum |
|---|---|---|
| 1 | 397,58 | 11.06.1999 |
| 2 | 397,05 | 21.06.2016 |
| 3 | 396,81 | 15.06.1995 |
| 4 | 396,80 | 22.06.2001 |
| 5 | 396,78 | 12.06.2013 |

Das Projektareal Heuriedweg 21 befindet sich außerhalb potentieller Überschwemmungsgebiete. Bei Extremhochwässern bildet der Heuriedweg etwa die nördliche Grenze der potentiell überschwemmungsgefährdeten Flächen der Ortslage Lindau.

Außerhalb von Perioden mit extremen Hochwasserereignissen ist von einer Grundwasserfließrichtung in südliche Richtung zum Bodensee hin auszugehen.

Der Grundwasserflurabstand wurde im Untersuchungszeitraum in Größenordnungen um 1 m notiert. Unter Mitberücksichtigung des Umstandes, dass sich auch in den im Untersuchungszeitraum ungesättigten Bodenzonen aufstauendes Sickerwasser ausbilden kann, muss am Projektstandort im Grundsatz bereits ab der derzeitigen Geländeoberkante mit dem Antreffen von Wasser in tropfbar flüssiger Form gerechnet werden. Allerdings ergibt sich durch den ungebundenen Oberbau auch eine dränierende Wirkung, sodass für Bemessungsaufgaben vereinfacht folgender Bemessungsgrundwasserspiegel zugrunde gelegt werden kann:

$$GW_{max} \approx 398{,}0 \text{ mNN}$$

Eine im Jahr 2014 durchgeführte Baugrundwasseranalyse ergab keine betonaggressiven Inhaltsstoffe im Grundwasser. Im Verlauf der vertiefenden Erkundungsphase wurde eine Kontrollanalytik durchgeführt. Dazu wurde eine Wasserprobe aus dem Fremdpegel im südöstlichen Teil des Grundstückes gewonnen.

Der Prüfbefund der hydrochemischen Laboruntersuchung ist in Anlage 4 hinterlegt. Es wurde festgestellt, dass im Grundwasser kalklösende Kohlensäure mit einer Konzentration von 46 mg/l $CO_2$ vorhanden ist. Hieraus ergibt sich nach den Bewertungskriterien der DIN 4030 eine Zuordnung zur Expositionsklasse XA 2.

Mit dem Untergrund in Berührung kommende Betonbauteile sind auf Umgebungsbedingungen XA 2 nach DIN 4030 abzustimmen. Zweckmäßigerweise ist eine kalkarme Betonrezeptur zu wählen.

## 7.0 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

### 7.1 Baugrund- und Grundwassermodell

Die ausgewerteten Bodenaufschlüsse sowie die bodenmechanische Bewertung infolge der Feldansprache ergeben folgendes Baugrundmodell mit Tragfestigkeitszuordnung:

| Schicht | Schichtunterkante [mNN] | Tragfähigkeit |
|---|---|---|
| Auffüllung | ca. 397,5 – 396,5 | gut |
| Auesande | ca. 394,0 – 395,0 | mittel |
| Seeton | ca. 374,5 – 376,0 | sehr gering |
| Grundmoräne | ca. 369,0 – 371,0 | mittel bis gut |
| Süßwassermolasse | unter 353,0 | sehr gut |

Grundwasser in geschlossener Form wurde mit Flurabständen um 1,0 m bis 1,5 m nachgewiesen. Das Grundwasser enthält kalklösende Kohlensäure, was zur Einstufung in die Expositionsklasse XA 2 nach DIN 4030 führt.

Für den Projektstandort gilt ein

- $GW_{max}$ = 398,0 mNN

Oberhalb des Grundwasserspiegels ist das Antreffen von aufstauendem Sickerwasser nicht auszuschließen.

## 7.2 Bauwerksdaten

Die endgültige Höheneinordnung des Bauobjektes war zum Zeitpunkt der geotechnischen Berichterstattung noch nicht festgelegt worden. Das IfG geht von folgender Höhenstellung aus.

- EG/Parkebene = 0,0 m (Kote) = 398,50 mNN
- 1. OG SBW: = 4,90 m (Kote) = 403,40 mNN

Die vorstehenden Annahmen zur Höheneinordnung sind planseitig zu überprüfen. Bei deutlichen Abweichungen der endgültigen Höhenstellung von der hier getroffenen Annahme sind ergänzende Abstimmungen mit dem IfG zu treffen.

Als Arbeitsgrundlage für die Beurteilung der Gründungsverhältnisse wurden dem IfG Lastangaben für drei Stützentypen zur Verfügung gestellt:

- Innenstütze Verkauf: $G_k$ = 3,4 MN / $Q_k$ = 2,0 MN
- Außenstütze Verkauf: $G_k$ = 2,3 MN / $Q_k$ = 1,2 MN
- Innenstütze 50 % Lager + 50 % Verkauf: $G_k$ = 3,8 MN / $Q_k$ = 3,3 MN

Auf dieser Datengrundlage wird die Vorbemessung der Gründung durchgeführt.

Für das Bauobjekt ergibt sich die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK-2.

## 7.3 Baureifmachung / Erdarbeiten / Wasserhaltung

Die Realisierung des Neubauvorhabens setzt den Rückbau des bestehenden Gebäudes voraus. Der Baukörper ist vollständig einschließlich der Fundamentierung abzubrechen. Etwaige Gründungspfähle sind bis ca. 1,5 m unter zukünftiger GOK zu kappen. Alte Entwässerungsleitungen sind wahlweise auszubauen oder dauerhaft mit Dämmer zu verfüllen.

Da das neue Gebäude in nicht unterkellerter Bauweise konzipiert ist, erübrigt sich die Herstellung einer tieferen Baugrube.

Zur Herstellung der Baugruben zur Verlegung der Grundleitungen bzw. Herstellen der Pfahlköpfe sind Böschungen gemäß DIN 4124 und den ergänzenden Vorgaben des IfG wie folgt anzulegen:

- Auffüllung $\leq$ 45°
- Auesande $\leq$ 45°
- Seeablagerung Böschung unzulässig

Die freien Böschungshöhen sind bis maximal zur Grundwasseroberfläche zulässig. Für geböschte Baugruben ist daher im Vorfeld eine Absenkung des Grundwasserspiegels unausweichlich.

Aufgrund von austretendem Schichtwasser innerhalb der Böschung ist zu erwarten, dass sich lokale Böschungsausbrüche einstellen. Hier ist zur Stabilisierung das anstehende Material prismenförmig herauszuholen und durch Grobschottermaterial der Körnung 0/150 in einer Stärke von mindestens 50 cm am Fußpunkt zu ersetzen.

Für Leitungsgräben mit Verlegetiefen von mehr als 1,5 m wird der Einsatz von Grabenverbaugeräten nach DIN 4124 empfohlen.

Das IfG geht davon aus, dass das Entfernen der erdverlegten Tanks der ehemaligen Tankstelle im Verantwortungsbereich des Vornutzers liegt. Andernfalls sind beim IfG erforderlichenfalls ergänzende Empfehlungen zur Gestaltung der Baugrube unter Vorlage der Bestandspläne abzurufen.

Im Verlauf der Baumaßnahme werden umfangreichere Erdarbeiten zur Herrichtung des Geländes erforderlich. Die im Bestand vorliegenden Verkehrsflächen sind nach den geltenden, technischen Regelwerken nicht in eine normierte Bauklasse bzw. Bauweise einzuordnen. Eine grundhafte Erneuerung ist auch in Bezug auf die Höhenstellung unausweichlich.

Eingriffe in den Untergrund sind zur Herrichtung der neuen Verkehrsflächen auf der geplanten Erdgeschossebene bis etwa 1 m unter zukünftige Geländeoberkante

erforderlich, um einen standfesten Oberbau zu erhalten. Die im Bestand vorliegende Frostschutzkonstruktion genügt heutigen Erfordernissen nicht mehr und die Materialien können allenfalls als Baustoff für Stabilisierungsschichten dienen.

Im Grundsatz bestehen zwei Lösungsansätze zur Umsetzung der zugehörigen Erdarbeiten:

- Herrichtung nach Abwicklung der Spezialtiefbauarbeiten
- Herrichtung vor Abwicklung der Spezialtiefbauarbeiten

Beide Varianten haben Vor- und Nachteile.

Die ressourcenschonendere Bauweise besteht darin, ausgehend vom derzeitigen Gelände bzw. ausgehend von einer nach Durchführung der Abbrucharbeiten etwa auf Höhe der Fußbodenunterkante des bestehenden Marktes eingeordneten Arbeitsebene zunächst die Spezialtiefbauarbeiten zur Umsetzung der erforderlichen Bohrpfahlgründung abzuwickeln.

Unter der genannten Voraussetzung steht in den ehemaligen Hofflächen die Asphaltdecke zur Abwicklung des Baustellenverkehrs und die Zwischenlagerung des Bohrgutes zur Verfügung.

Die unter dem Markt zu erwartenden grobkörnigen bis bindigkeitsarmen, gemischtkörnigen Böden können als Arbeitsebene herangezogen werden und müssen ohnehin im Zuge der Höhenanpassung an den Außenanlagenbereich später abgetragen werden. Sie würden bei dieser Arbeitsweise vor der Abfuhr noch als Baubehelf für den Spezialtiefbau dienen.

Der Nachteil dieser Maßnahme besteht darin, dass die Erdarbeiten in den Verkehrsflächen bei vorlaufender Abwicklung der Spezialtiefbauarbeiten hinsichtlich der Gerätewahl und Arbeitsweise auf das Vorhandensein der Gründungspfähle ausgerichtet werden müssen. Aushubarbeiten im Umfeld der Pfähle müssen mit Kleingeräten bzw. nötigenfalls auch in Handschachtung erfolgen.

Wird in umgekehrter Reihenfolge gearbeitet und zunächst großflächig die Geländeregulierung vollzogen, muss akzeptiert werden, dass eine etwa 0,2 m mächtige Opferschicht benötigt wird, durch Verunreinigungen während der Spezialtiefbauphase verloren geht und abgefahren werden muss.

Bei dieser Alternative wird zunächst ein Flächenabtrag bis ca. 1 m unter zukünftige Geländeoberkante vorgenommen. Die endgültige Aushubordinate ergibt sich aus der Konstruktionshöhe des planmäßigen Verkehrswegeoberbaus (aktuelle

Annahme IfG: d = 60 cm) in Verbindung mit einer erforderlichen Planumsstabilisierungsschicht von d = 0,4 m.

Zur Stabilisierung der Arbeitsebene Spezialtiefbau ist vor Kopf eine mineralische Stabilisierungsschicht aus Schotter oder Brechkies der Körnung 0/32-56 mit d = 0,6 m einzubringen und zu verdichten. Auf der Oberkante dieser Schicht erfolgt dann die Abwicklung der Spezialtiefbauarbeiten. Nach Abschluss der Spezialtiefbauarbeiten ist die Opferschicht von d = 0,2 m Stärke abzutragen.
Das IfG geht davon aus, dass die verbleibenden 40 cm Stabilisierungsschicht qualitativ noch ausreichen, um darauf nach entsprechender Nachverdichtung eine Basistragfähigkeit $E_{v2} \geq 45$ MN/m² zu generieren.

Im Bereich von Baustelleneinrichtungsflächen, die nicht mit dem Spezialtiefbau in Berührung kommen, erübrigt sich der Abtrag der Opferschicht. Hier sind dann im Topbereich der Planumsstabilisierungsschicht zweckmäßigerweise Baustoffe einzusetzen, welche in den Endzustand übernommen werden können und dementsprechend Frostschutz- und Tragschichtqualität mit den oberbau-spezifischen Anforderungen aufweisen.

Die Auswahl des Arbeitsverfahrens ist unter wirtschaftlichen und ausführungs-technischen Gesichtspunkten planseitig abzuwägen.

Bei tiefbautechnischen Erschließungsarbeiten bzw. den Rohbauarbeiten zur Herstellung der Pfahlköpfe sind Baugruben zu erstellen, die möglicherweise bis in das Grundwasser hinabreichen.
Eine endgültige Einschätzung dazu wird sich erst in Abhängigkeit der finalen Höhenstellung des Gebäudes, den Bauteilabmessungen bzw. Verlegetiefen der Medienleitung treffen lassen.

Wird in den Fundamentausschachtungen bzw. Leitungsgräben die Grundwasseroberfläche unterschnitten, so ist hier der Grundwasserspiegel durch eine offene Wasserhaltung so weit abzusenken, dass die jeweiligen Arbeiten ausgeführt werden können. Dafür ist eine Erlaubnis einzuholen.

## 7.4 Gründung

### 7.4.1 Duktile Gussrammpfähle

Auf Initiative des Bauherren soll vom IfG die Möglichkeit einer Tiefgründung auf duktilen Gussrammpfählen bewertet werden. Dies begründet sich darin, dass positive Erfahrungswerte unter vergleichbaren geologischen Verhältnissen bei einer Erweiterungsbaumaßnahme in Konstanz vorliegen.

Aus Sicht des IfG ist dieses Pfahlsystem bei den Standortverhältnissen in Lindau nicht einsetzbar.

Nach der aktuellen Zulassung für das Pfahlsystem ist ein Stabilitätsnachweis nach Theorie 2. Ordnung nach DIN EN 1994-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1994-1-1/MA ohne Ansatz einer seitlichen Stützung durch den Boden zu führen, wenn ein Pfahl teilweise frei in organischen oder in bindigen Böden (vgl. DIN EN 1997-1 in Verbindung mit DIN EN 1997-1/NA und DIN 1054, Abschnitt 3.1 mit einer charakteristischen, undränierten Scherfestigkeit von $c_{u,k} \leq 15$ kN/m² nach DIN 18137-1) steht.

Bei diesem Nachweis ist stets eine ungewollte Ausmitte EV = L/150 zu berücksichtigen, wobei L die freie, nicht gestützte Länge des Pfahls ist.

Das Maß L, die nicht gestützte Länge des Pfahls, ist bei den Standortverhältnissen von Lindau mit 18,5 m zu veranschlagen. Dieses Maß ergibt sich aus der Liegendgrenze des Seetons von ca. 375,5 mNN in Verbindung mit der Liegendgrenze der Auesande auf etwa 394,0 mNN.

Die diesbezüglichen Anforderungen der Zulassung führen dazu, dass die innere Tragfähigkeit des Pfahls bei Weitem nicht ausgenutzt werden kann. Der mobilisierbare Pfahlwiderstand unter Berücksichtigung des Knicknachweises liegt bei $R_d \approx 60$ kN. Die Zulassung lässt es nicht zu, ersatzweise einen höheren Widerstand über Probebelastungen nachzuweisen. Insoweit scheidet das Pfahlsystem für eine Anwendung am Standort Kaufland Lindau aus.

Gegen eine Anwendung des Pfahlsystems sprechen weitere Argumente:

Die planmäßige Nutzungsdauer von nicht mantelverpressten Pfählen ist auf 50 Jahre begrenzt. Bei längerer Nutzungsdauer sind mit dem Inhaber der Zulassung ergänzende Abstimmungen in Bezug auf Abrostungszuschläge, etc. zu treffen. Längere Nutzungszeiträume setzen eine Mantelverpressung voraus. Die Mantelverpressung ist allerdings nur in Lockergesteinen zulässig und damit ein Absetzen der Pfähle in besser tragfähigen Festgesteinsschichten nicht mehr möglich.

Dies hat zur Folge, dass bei einer mantelverpressten Ausführung mit entsprechendem Tragfestigkeitsnachweis in der Grundmoräne ohnehin nur vergleichsweise geringe Pfahlwiderstände mobilisierbar wären.
Diese sind in Anlage 6.1 bis 6.3 für verschiedene Rammschuhdurchmesser untersucht worden und ergeben Widerstände im Spektrum von $R_d$ = 173 kN bis 620 kN. Die innere Tragfähigkeit der Pfähle könnte somit nicht annähernd ausgenutzt werden. Maßgebend bliebt allerdings ohnehin der Knicknachweis.

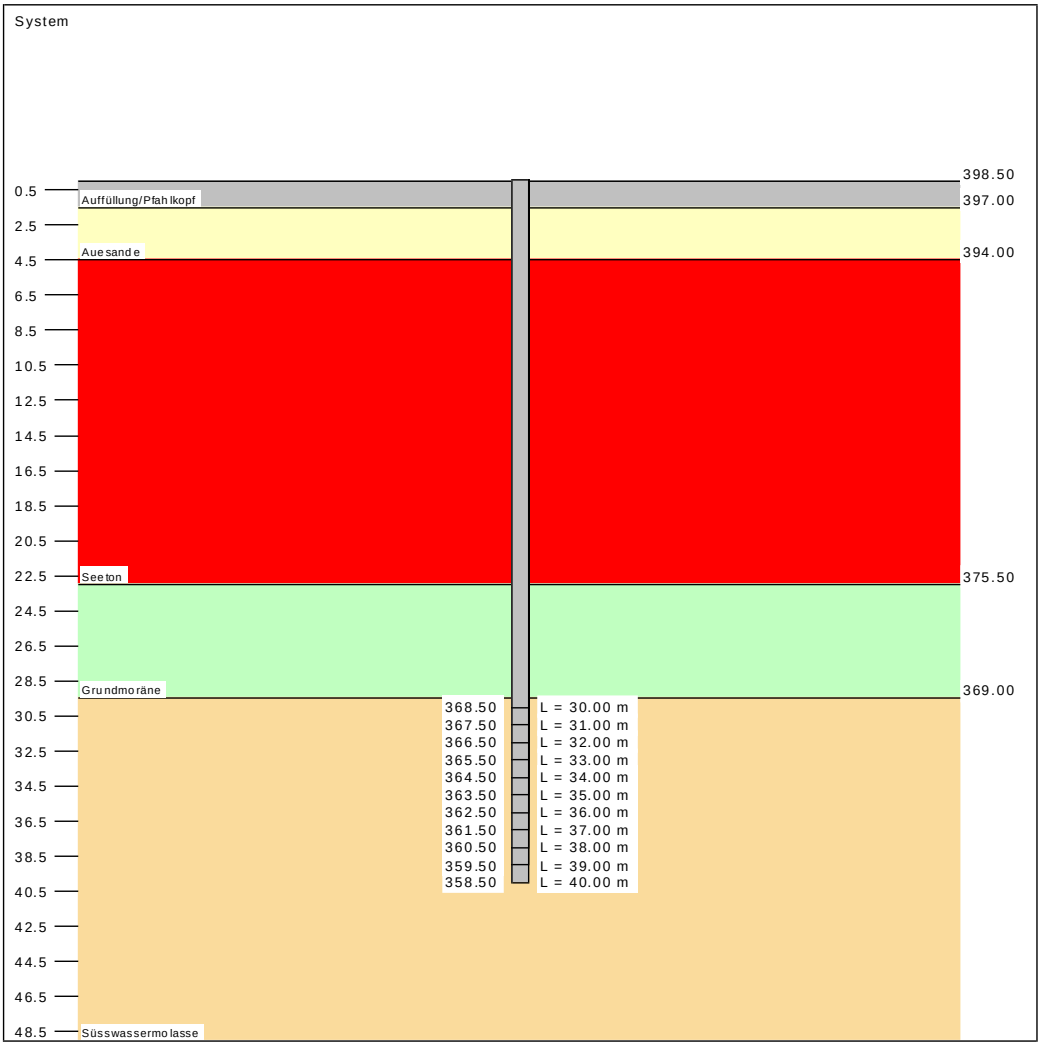
Die statisch erforderlichen Pfahlgruppen lassen sich bei Mindestachsabständen von 0,5 m bzw. 0,7 m in Abhängigkeit des Rohrdurchmessers nicht wirtschaftlich unter den Pfahlköpfen anordnen.

Darüber hinaus besteht die Gefahr, dass Pfähle bei der Herstellung benachbarte Pfähle oder deren Mantelverpressung beschädigen. Nach Zulassung sind Abweichungen von der Sollneigung von $\pm$ 3° einzuplanen. Dies bedeutet bei einer Versenktiefe von bis zu etwa 29 m gegenüber der zukünftigen Geländeoberkante, dass der Pfahlfuß in einem Zielgebiet mit ca. 3 m Durchmesser zu liegen kommt. Ein seitlicher Abstand der Pfähle im Bereich ihrer Krafteinleitungslängen von 0,5 m bzw. 0,7 m lässt sich damit nach Auffassung des IfG nicht gewährleisten.

Auch deshalb ist das System nicht zur Anwendung zu empfehlen.

### 7.4.2 Bohrpfahlgründung nach DIN EN 1536

Zur Gewährleistung einer standsicheren und gebrauchstauglichen Gründung wird vom IfG eine Tiefgründung auf Bohrpfählen nach DIN EN 1536 vorgeschlagen.
Die Lastabtragung erfolgt dabei in der Süßwassermolasse erfordert einen dauerhaften Eingriff in das Grundwasser und ist genehmigen zu lassen.
Für die Bemessung kann für alle Gründungspfähle ein vereinfachtes, idealisiertes Bemessungsmodell zugrunde gelegt werden. Diese weist folgende Struktur auf:




| Boden | $q_{b,k02}$ [MN/m²] | $q_{b,k03}$ [MN/m²] | $q_{b,k10}$ [MN/m²] | $q_{s,k}$ [MN/m²] | Bezeichnung |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auffüllung/Pfahlkopf |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auesande |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Seeton |
| | 0.950 | 1.200 | 1.600 | 0.065 | Grundmoräne |
| | 0.950 | 1.200 | 1.600 | 0.200 | Süsswassermolasse |

Die Modellanwendung auf Bohrpfähle mit Durchmessern d = 0,90 m, d = 1,20 m sowie d = 1,50 m für axial beanspruchte Pfähle erfolgte in Anlage 5 für Pfahllängen L = 30,0 m bis 40,0 m.

Pfahlwiderstände werden, wie das Modell zeigt, ausschließlich in der Grundmoräne bzw. der Süßwassermolasse generiert. Der Pfahlspitzenwiderstand in der Süßwassermolasse wurde auf die weniger tragfesten Mergelsteinschichten abgestimmt. Bei der Ableitung der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ und die charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ in den Gesteinen der Süßwassermolasse wurde auf die EA-Pfähle, Tabelle 5.18 bzw. 5.19 zurückgegriffen. Für die Grundmoräne wurde als Leitparameter ein Ansatz $c_u \approx 250$ kN/m² in Verbindung mit Tabelle 5.14 und 5.15 der EA-Pfähle herangezogen.

Eine Vorbemessung der Pfahlgründung erfolgte in Anlage 7. Beim Entwurf der erforderlichen Pfahlgruppen wurde davon ausgegangen, dass im Bereich der Innenstützen auch Momente abzutragen sind. Es wurden daher Pfahlgruppen mit mindestens vier Pfählen konzipiert, welche die Beanspruchung mit zweiachsiger Biegung ermöglichen.

Bei der Auslastung der Pfähle wurde eine entsprechende Systemreserve belassen, da die Pfahlkräfte unter Mitberücksichtigung der Biegung gegenüber der gleichmäßig verteilten Vertikalkraft noch signifikant ansteigen werden.

Bei der Vorbemessung wurde ferner das Eigengewicht des Pfahlkopfes zuzüglich einer Überschüttung berücksichtigt, wobei die Pfahlkopfhöhe mit 1,0 m angenommen wurde.

Vom IfG wurde untersucht, welche Verformungen die Pfähle erleiden werden. Es ergibt sich dazu zunächst der Hinweis, dass die in den Bemessungshilfen der Anlage 5 ausgewiesenen Setzungen nicht zutreffend sind. Sie basieren auf der Konstruktion einer Widerstandssetzungslinie, die nur für Lockergesteine gilt.
Bei Gründung von Pfählen im Fels kann in der Regel auf den Gebrauchstauglichkeitsnachweis verzichtet werden. Vom IfG wurde dennoch eine Abschätzung der Setzungen durchgeführt und auch eine nachteilige Beeinflussung des Lastsetzungsverhaltens durch die Gruppenwirkung abgebildet.
Die Pfahlgründung wurde dabei als tiefliegende Flachgründung modelliert, wobei in der Pfahlfußebene der Einzelpfähle 50 % des charakteristischen Pfahlspitzenwiderstandes $q_{b,k}$ mobilisiert werden.

Für die Mergelsteine wurde ein Steifemodul $E_{s,k}$ = 175 MN/m² als unterer Grenzwert eingeführt. Insoweit wurde die Obergrenze der Vertikalverschiebung in

der Pfahlfußebene berechnet. Ausweislich der Setzungsanalyse treten in der Pfahlfußebene Setzungen von rechnerisch etwa 2 mm auf. Eine nachteilige Beeinflussung aus Gruppenwirkung tritt nicht auf, wenn, wie im Entwurf vom IfG berücksichtigt, der Pfahlachsabstand mit a $\geq$ 3 x d gewählt wird.

Bei Ausnutzung der äußeren Tragfähigkeit ergibt sich unter den korrespondierenden, charakteristischen Einwirkungen eine Stauchung der Pfähle von etwa 3,7 mm. Untersucht wurde die Stauchung des Betonquerschnittes. Die steifigkeitserhöhende Wirkung der statisch erforderlichen und konstruktiven Bewehrung wurde in der Abschätzung vernachlässigt.

Zusammenfassend lassen die Untersuchungen die Prognose zu, dass die Pfahlkopfsetzung ein Maß von

$$s \approx 0{,}5 \text{ cm}$$

nicht übersteigen wird.

Die Setzungen sind aus geotechnischer Sicht als hochbautypisch und bauwerksverträglich einzustufen.

Horizontallasten müssen über den Erdwiderstand vor den Pfahlköpfen bzw. Pfahlkopfbalken in den Untergrund eingetragen werden. Der Erdwiderstand vor den Pfahlköpfen kann unter Berücksichtigung der formulierten Anforderungen an den ungebundenen Oberbau sowie die Eigenschaften der Auesande mit einem mittleren Reibungswinkel

$$\varphi'_k = 32{,}5°$$

ermittelt werden. Nach Maßgabe der geltenden Regelwerke ist die Ausnutzung des Erdwiderstandes von 1/3 ohne gesonderten Gebrauchstauglichkeitsnachweis zulässig.

## 7.5 Bauwerksabdichtung

Sofern keine Anschüttungen gegen den Baukörper vorgenommen werden, kann auf die Anlage einer Dränage verzichtet werden.

Anfallendes Oberflächenwasser ist mit Gegengefälle vom Bauwerk wegzuführen.

## 7.6 Baunebenarbeiten

Von den beim Aushub anfallenden Böden sind die im Außenanlagenbereich gewinnbaren Kiese des ungebundenen Oberbaus für eine erdbautechnische Weiterverwendung geeignet. Das Erdbaukonzept des IfG sieht vor, diese Böden als Stabilisierungsschicht unterhalb neuer Frostschutz- und Tragschichtkonstruktionen einzusetzen.

Gleichsam sind diese Böden zur Rückverfüllung von Abbruch- und Bergungsgruben geeignet.

Aushubmaterial aus den Beckenschluffen ist für eine erdbautechnische Weiterverwendung ungeeignet und abzufahren. Auch die aufliegenden Auesande und –kiese sind aufgrund der heterogenen Zusammensetzung und überwiegenden Wassersättigung für eine Weiterverwendung in qualifizierten Erdbauwerken ungeeignet und daher ebenfalls abzufahren.

Für die Verfüllung der Arbeitsräume wird bindigkeitsarmes Kiessand- oder Vorsiebmaterial mit einem Feinkornanteil von < 0,063 mm < 10 % empfohlen. Das Schüttgut ist in Lagen von maximal 0,3 m einzubauen und zu verdichten. Als Verdichtungswert gilt eine einfache Proctordichte von $D_{Pr} \geq 100$ % oder ein Steifemodul von $E_{v2} \geq 100$ MN/m².

## 7.7 Verkehrsflächen

Das Planum im Bereich von Verkehrsflächen wird durch den Einbau einer mineralischen Stabilisierungsschicht ertüchtigt, sodass eine Grundtragfähigkeit $E_{v2} \geq 45$ MN/m² zur Verfügung steht (siehe Kapitel 7.3).

Um Verunreinigungen durch den Baubetrieb zu vermeiden, wird diese Schicht durch eine 0,2 m starke Opferschicht geschützt, sofern der Spezialtiefbau nicht auf vorhandenen Oberflächen abgewickelt wird. Diese Opferschicht ist vor dem Andecken des ungebundenen Oberbaus zu entfernen. Es ist eine Nachverdichtung der Stabilisierungsschicht vorzunehmen.

Die geforderte Tragfähigkeit des Rohplanums ist durch statische Plattendruckversuche nach DIN 18134 mit einem Verformungsmodul $E_{v2} \geq 45$ MN/m² nachzuweisen.

Für die Planung der Verkehrsflächen sind die im Folgenden erläuterten Randbedingungen zu berücksichtigen.

Die im Baubereich anstehenden Böden sind nach ZTVE-StB‘17 hinsichtlich der Frostempfindlichkeit wie folgt einzustufen:

| Bodenarten | Frostempfindlichkeitsklassen nach ZTVE StB‘17 |
|---|---|
| Ungebundener Oberbau Bestand | F 1* |
| Auesande und –kiese | F 1 – F 3, überwiegend F 3 |
| Seeablagerungen | F 3 |
| Grundmoräne | F 3 |
| Süßwassermolasse | F 1 – F 3 |

* augenscheinliche Prüfung FSS/KTS im Bestand, keine Frostschäden im Verkehrsflächenbestand

F1 - nicht frostempfindlich
F2 - gering bis mittel frostempfindlich
F3 - sehr frostempfindlich

Insbesondere bei Winterbaustellen sind die entsprechenden Zusatzmaßnahmen zur Sicherung der Planums- und Gründungsflächen zu beachten.

Für den Untergrund unterhalb der 0,4 m starken Stabilisierungsschicht gilt demnach der Ansatz der Frostempfindlichkeitsklasse F 3. Die Stabilisierungsschicht aus F1-Material kann dem frostsicheren Oberbau zugerechnet werden.

Der weitere Verkehrsflächenoberbau ist dann nach Maßgabe der RStO'12 zu planen. Da auf dem eingebauten F 1-Boden ein Verformungsmodul $E_{v2} \geq 120$ MN/m² (Belastungsklasse Bk 1,0 bis Bk 100) bzw. $E_{v2} \geq 100$ MN/m² (Belastungsklasse Bk 03) nicht erreicht wird, ist zu empfehlen, eine Tragschicht ohne Bindemittel aufzubringen, deren Dicke nach Tabelle 8 der RStO'12 aufzubringen ist.

Wesentliche Inhalte dieser Bemessungstabelle der RStO'12 sind in nachstehender Tabelle zusammengefasst:

| $E_{v2}$ auf Oberfläche ToB (MN/m²) | ≥ 80 | ≥ 100 | ≥ 120 | ≥ 150 |
|---|---|---|---|---|
| Stärke STS (cm) | 15 | 15 | 25 | 35 |
| Stärke KTS (cm) | 15 | 15 | 30 | 50 |
| Stärke FSS (cm) aus überwiegend gebrochenem Material | 15 | 20 | 30 | - |
| Stärke FSS (cm) aus überwiegend ungebrochenem Material | 20 | 25 | 35 | - |

Für die Herstellung bituminöser Trag- und Deckschichten gelten dann die Vorgaben der TL Asphalt StB 07 und der ZTV Asphalt StB 07.

Sofern als Deckschicht Verbundsteinpflaster gewählt wird, ist sorgfältig darauf zu achten, dass die Frostschutz- und Tragschichten mit einer Ebenflächigkeit von ±1 cm, bezogen auf die 4-m-Richtlatte, hergestellt werden.

Weiterhin ist sorgfältig darauf zu achten, dass die Kornabstufung des Frostschutz- und Tragschichtmaterials den vorgegebenen Sieblinien entspricht, da ansonsten bei einem Defizit des Feinkornanteils Material der Pflasterbettung abwandern kann.

Die Pflasterbettung ist in einer gleichmäßigen Schichtstärke von maximal 4 cm aufzubringen und unter Wasserzugabe auf $D_{Pr} \geq 100$ % der einfachen Proctordichte nach Auflage der Pflastersteine zu verdichten. Es wird hier die Körnung 0/5 empfohlen. Die Pflasterfugen sind mit Material der Körnung 0/2 auszuschlämmen.

Das Pflaster ist nach Fertigstellung einer kontinuierlichen Wartung zu unterziehen, ggf. ist ein Nachsanden zu veranlassen.

Bei Pflasterbauweisen sind zusätzlich die Vorgaben der ZTV Pflaster-StB 06 zu beachten.

Für die in den Oberbauschichten zur Verwendung vorgesehenen Baustoffe ist sorgfältig zu prüfen, dass im Vorfeld die erforderlichen Eignungsprüfungen durchgeführt wurden und die zugehörigen Eignungs- und Gütenachweise vorliegen. Es ist sicherzustellen, dass der vorgesehene Verwendungszweck im Sinne der Anforderungen des Bauvertrages mit der festgestellten Eignung der geprüften Baustoffe übereinstimmt.

Die Vorgaben der RAS-Ew sind bei der Entwässerungsplanung des nicht gebundenen Oberbaus zu berücksichtigen.

## 8.0 Geodynamik

Nach DIN 4149 gilt für den Projektstandort Lindau folgende Einstufung:

- Erdbebenzone: 2
- Untergrundklasse: S
- Baugrundklasse: -

Für die Nachweise gegenüber geodynamischen Beanspruchungen befindet sich derzeit noch eine Berechnung des Antwortspektrums in Bearbeitung. Die dynamischen Berechnungen wurden der Technischen Universität Kaiserslautern, Fachbereich Bauingenieurwesen, Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau, Herrn Prof. Dr. habil. Christos Vrettos übertragen und erfolgen auf Grundlage der im vorliegenden Bericht dokumentierten Untersuchungsergebnisse zur Beschaffenheit des Baugrundes.

## 9.0 Bodenklassen und Homogenbereiche nach DIN 18300 / DIN 18301

Nach DIN 18300 (Erdarbeiten) bzw. DIN 18301 (Bohrarbeiten) ergibt sich folgende Bodenklassifikation:

| Bodenarten | Bodenklassen nach DIN 18300 | Homogenbereich nach DIN 18300 |
|---|---|---|
| Auffüllung | 3 – 5 | 1 |
| Auesande | 3 – 4 | 2 |
| Seeton | n.G.d.A. | n.G.d.A. |
| Grundmoräne | n.G.d.A. | n.G.d.A. |
| Süßwassermolasse | n.G.d.A. | n.G.d.A. |

n.G.d.A. = nicht Gegenstand der Arbeiten

| Bodenarten | Bodenklassen nach DIN 18301 | Homogenbereich nach DIN 18301 |
|---|---|---|
| Auffüllung | BN 1 – 2, S 1 | 1 |
| Auesande | BN 1 – 2, BB 2 - 3 | 1 |
| Seeton | BB 1 – 2 | 1 |
| Grundmoräne | BB 3 – 4, BS 1, BS 3 | 2 |
| Süßwassermolasse | FV 1, FV 3, FV 6, FD 1 – FD 3 | 3 |

Es ergibt sich der Hinweis, dass das Bohrgut unter dem Einfluss der Bohrarbeiten erfahrungsgemäß nachteilige Veränderungen erleidet. Für Erdarbeiten im Umgang mit Bohrgut werden folgende Klassifizierungskriterien empfohlen:

| Bodenarten | Bodenklassen nach DIN 18300 | Homogenbereich nach DIN 18300 |
|---|---|---|
| Gemisch aus Auffüllung Auesand und Seeton | 2, untergeordnet 4 | 3 |
| Gemisch aus Grundmoräne und Süßwassermolasse | 3 – 4 | 4 |

## 10.0 Schlussbemerkungen

Der vorliegende Bericht beschreibt die Ergebnisse der vertiefenden Baugrunderkundung der Phase 2 mit Kernbohrungen am Standort des geplanten Kaufland Supermarktes in Lindau am Bodensee.

Mit den Kernbohrungen wurden Schlüsselbohrungen zur ergänzenden Interpretation der Drucksondierungen geschaffen. Darüber hinaus wurden boden- und felsmechanische Laboruntersuchungen zur Beurteilung der tieferen Baugrundschichten durchgeführt. Dies ermöglichte es, ein für das Bauvorhaben standsicheres und gebrauchstaugliches Gründungskonzept auf Bohrpfählen weiterzuentwickeln.

Die Bemessungswerte für die Gründung wurden dokumentiert und sind in Verbindung mit dem idealisierten Baugrundmodell in die Auslegungsberechnung der Gründung einzubringen.

Geodynamische Bemessungsansätze für den Standort Lindau, der nicht in die Baugrundklassen A bis C nach DIN 4149 eingeordnet werden kann (dominierende Scherwellengeschwindigkeit < 150 m/s), werden derzeit von der TU Kaiserslautern ermittelt und nachgereicht.

Ansonsten ist die geotechnische Berichterstattung zur mehrstufigen Baugrunderkundung als abgeschlossen zu betrachten.

Der vorliegende Bericht gilt nur in seiner Gesamtheit.

Limburg, 31.10.2018/ste

Bearbeiter:
Jochen Stegemann
(Dipl.-Ing. FH)

Ralph Schäffer
(Dipl.-Ing.)

Christian Zirfas
(Bachelor of Engineering)
(M.A. European Business)

Institut für Geotechnik Dr. Jochen Zirfas
GmbH & Co. KG

Höhenbezugspunkt

Kernbohrung (BK)

**Zeichenerklärung / Legende**

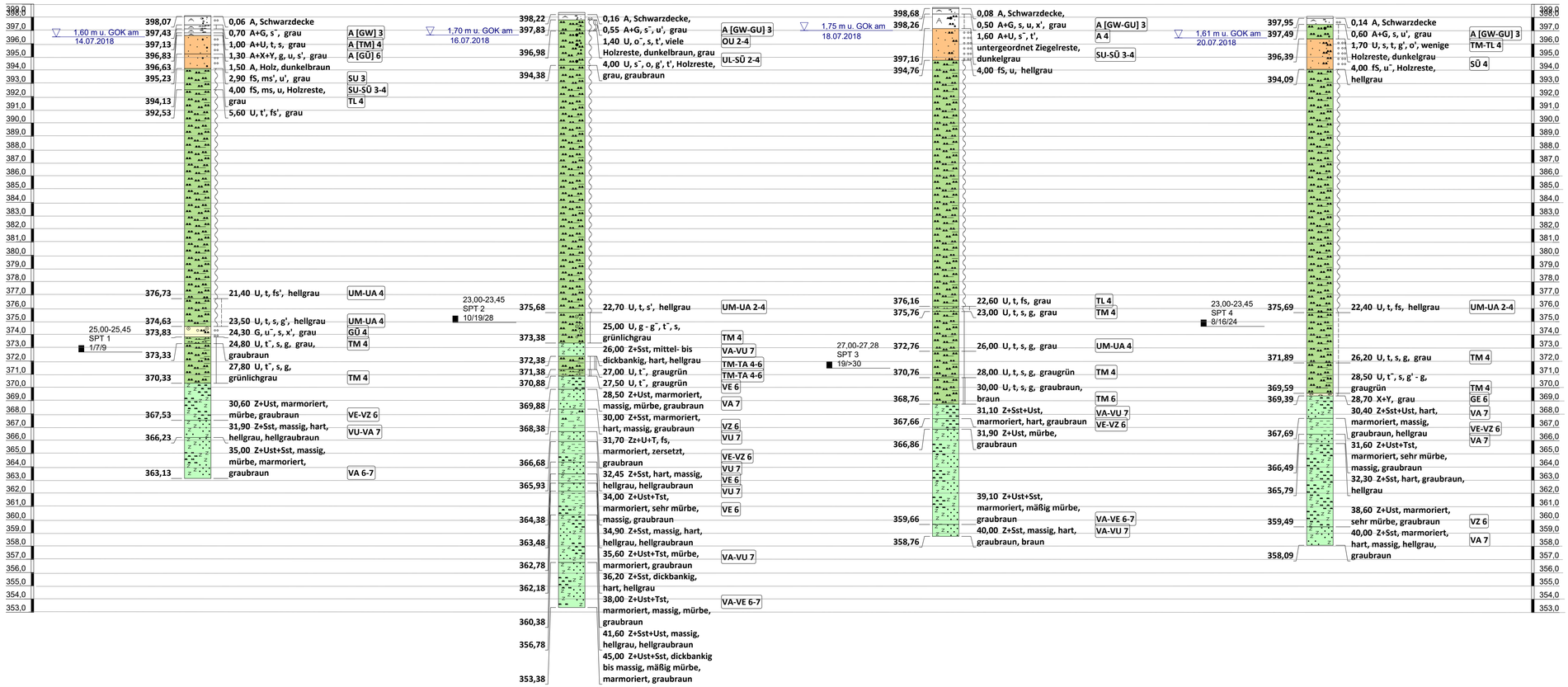
**Projekt:**
Neubau Supermarkt, Heuriedweg 21
L I N D A U

**Planbezeichnung/Maßstab:**
Lageplan der Kernbohrungen
1:750

| | |
|---|---|
| Anlage: 1 | Projekt-Nr.: 10 14 30 |
| Blattgröße: A 3 | Datei: Anlage 1 |


Institut für Geotechnik
Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG
Egerländer Straße 44
65556 Limburg
Telefon: 06431/29490
Telefax: 06431/294944


| | | |
|---|---|---|
| Bearbeiter: | ste | Datum: |
| Gezeichnet: | sba | 30.10.2018 |
| Geändert1 : | | |
| Geändert2 : | | |
| Geändert3 : | | |
| Gesehen1 : | ste-rs | 30.10.2018 |
| Gesehen2 : | | |
| Gesehen3 : | | |
| Gesehen4 : | | |




Rammsondierung nach DIN EN 22476–2

Schlagzahlen für 10 cm Eindringtiefe

ET Endtiefe
M Mächtigkeit der DPH

| | DPL | DPM | DPH |
|---|---|---|---|
| Spitzendurchmesser | 3.57 cm | 4.37 cm | 4.37 cm |
| Spitzenquerschnitt | 10.00 cm² | 15.00 cm² | 15.00 cm² |
| Gestängedurchmesser | 2.20 cm | 3.20 cm | 3.20 cm |
| Rammbärgewicht | 10.00 kg | 30.00 kg | 50.00 kg |
| Fallhöhe | 50.00 cm | 50.00 cm | 50.00 cm |

▽ 2.36 01 07.13 Grundwasser (nach Ende der Bohrung)

▼ 2.36 01 07.13 Grundwasser (Ruhe)

Legende:

steif
weich - steif
halbfest
mitteldicht
dicht
locker

Auffüllung (A)
Sand (S)
Schluff (U)
Kies (G)
Fels (Z)
Stein (X)


INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
DR. JOCHEN ZIRFAS
GMBH & CO. KG

EGERLÄNDER STRASSE 44
65556 LIMBURG
TEL: 06431/2949-0
E-MAIL: IFG@IFG.DE


Projekt: Neubau Supermarkt, Heuriedweg 21
LINDAU

Planbezeichnung: Profilschnitt der Kernbohrungen
BK 1, BK 2, BK 3, BK 4

| | | | |
|---|---|---|---|
| Aktenzeichen: | 10 14 30 | Sachbearbeiter: | STE |
| Anlagen Nr.: | 2 | Zeichner: | SBA |
| Plan Nr.: | 1/1 | Gezeichnet am: | 26.07.2018 |
| Maßstab (H/L): | 1: 200/--- | Geprüft am: | 26.07.2018 |

Institut für Geotechnik
Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG
Egerländer Straße 44
65556 Limburg-Staffel

# ANLAGE 3.1.1

AZ .:10 14 30
Neubau Supermarkt
Heuriedweg 21, Lindau

Auswertung der aus den Drucksondierungen abgeleiteten $c_u$-Werte (Mittelwert der 100 Messwerte je Meter Sondiertiefe; oberer und unterer Grenzwert; Datenbasis: Geotechnik Heiligenstadt)

| Tiefe | DS 1a | | DS 2 | | DS 3 | | DS 4 | | DS 5 | | DS 6 | | DS 7 | | DS 8 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $c_{u,min.}$ [kN/m²] | $c_{u,max.}$ [kN/m²] | $c_{u,min.}$ [kN/m²] | $c_{u,max.}$ [kN/m²] | $c_{u,min.}$ [kN/m²] | $c_{u,max.}$ [kN/m²] | $c_{u,min.}$ [kN/m²] | $c_{u,max.}$ [kN/m²] | $c_{u,min.}$ [kN/m²] | $c_{u,max.}$ [kN/m²] | $c_{u,min.}$ [kN/m²] | $c_{u,max.}$ [kN/m²] | $c_{u,min.}$ [kN/m²] | $c_{u,max.}$ [kN/m²] | $c_{u,min.}$ [kN/m²] | $c_{u,max.}$ [kN/m²] |
| **4,00-5,00** | 21,83 | 36,38 | 21,46 | 35,77 | 19,52 | 32,53 | 16,60 | 27,66 | 19,87 | 33,12 | 13,66 | 22,76 | 18,44 | 30,74 | 20,94 | 34,90 |
| **5,00-6,00** | 20,44 | 34,07 | 17,48 | 29,14 | 18,04 | 30,06 | 14,16 | 23,60 | 16,73 | 27,88 | 13,87 | 23,11 | 18,35 | 30,58 | 18,20 | 30,33 |
| **6,00-7,00** | 18,95 | 31,59 | 15,63 | 26,05 | 15,78 | 26,29 | 12,22 | 20,36 | 16,06 | 26,77 | 13,05 | 21,75 | 17,59 | 29,32 | 19,67 | 32,78 |
| **7,00-8,00** | 17,75 | 29,59 | 15,41 | 25,69 | 15,86 | 26,43 | 12,08 | 20,14 | 15,71 | 26,19 | 12,70 | 21,17 | 16,21 | 27,01 | 16,42 | 27,37 |
| **8,00-9,00** | 17,94 | 29,90 | 16,65 | 27,75 | 16,94 | 28,23 | 12,85 | 21,42 | 14,85 | 24,74 | 13,66 | 22,77 | 17,64 | 29,39 | 17,25 | 28,75 |
| **9,00-10,00** | 18,27 | 30,45 | 18,43 | 30,72 | 16,85 | 28,08 | 12,45 | 20,75 | 16,33 | 27,22 | 14,07 | 23,45 | 17,06 | 28,44 | 17,92 | 29,86 |
| **10,00-11,00** | 18,45 | 30,75 | 17,87 | 29,78 | 16,69 | 27,81 | 12,88 | 21,47 | 16,72 | 27,86 | 13,92 | 23,20 | 17,12 | 28,53 | 17,50 | 29,17 |
| **11,00-12,00** | 18,63 | 31,04 | 18,43 | 30,71 | 16,21 | 27,01 | 13,27 | 22,11 | 18,10 | 30,17 | 15,11 | 25,18 | 17,22 | 28,71 | 18,22 | 30,36 |
| **12,00-13,00** | 19,90 | 33,16 | 18,58 | 30,97 | 16,04 | 26,73 | 16,19 | 26,98 | 18,64 | 31,07 | 15,90 | 26,50 | 18,88 | 31,47 | 18,14 | 30,23 |
| **13,00-14,00** | 21,00 | 35,00 | 20,05 | 33,41 | 18,14 | 30,23 | 16,62 | 27,70 | 21,61 | 36,02 | 16,73 | 27,88 | 19,65 | 32,76 | 17,54 | 29,24 |
| **14,00-15,00** | 20,94 | 34,90 | 20,19 | 33,65 | 18,03 | 30,04 | 16,83 | 28,05 | 21,60 | 36,00 | 17,15 | 28,59 | 19,72 | 32,87 | 18,04 | 30,06 |
| **15,00-16,00** | 21,29 | 35,48 | 20,10 | 33,50 | 18,82 | 31,36 | 16,84 | 28,07 | 21,04 | 35,07 | 17,30 | 28,84 | 19,92 | 33,21 | 18,29 | 30,48 |
| **16,00-17,00** | 20,78 | 34,63 | 20,33 | 33,88 | 18,98 | 31,64 | 15,85 | 26,42 | 21,68 | 36,13 | 17,35 | 28,91 | 19,24 | 32,06 | 18,61 | 31,02 |
| **17,00-18,00** | 20,75 | 34,58 | 19,64 | 32,73 | 17,71 | 29,51 | 15,94 | 26,57 | 20,76 | 34,61 | 16,74 | 27,89 | 19,52 | 32,53 | 19,59 | 32,65 |
| **18,00-19,00** | 23,93 | 39,89 | 20,48 | 34,14 | 19,80 | 32,99 | 17,79 | 29,65 | 21,92 | 36,54 | 16,28 | 27,13 | 21,50 | 35,83 | 19,16 | 31,93 |
| **19,00-20,00** | 22,65 | 37,75 | 22,74 | 37,89 | 22,58 | 37,64 | 16,88 | 28,14 | 24,63 | 41,05 | 19,90 | 33,16 | 23,08 | 38,47 | 17,29 | 28,81 |
| **20,00-21,00** | 23,55 | 39,25 | 22,03 | 36,72 | 24,78 | 41,29 | 16,60 | 27,67 | 23,31 | 38,85 | 19,49 | 32,49 | 29,47 | 49,11 | 19,06 | 31,77 |
| **21,00-22,00** | 26,47 | 44,11 | 24,60 | 41,00 | 29,23 | 48,71 | 19,77 | 32,94 | 25,99 | 43,32 | 21,31 | 35,52 | 73,03 | 121,72 | 20,06 | 33,43 |
| **22,00-23,00** | 29,40 | 48,99 | 30,58 | 50,97 | 46,65 | 77,75 | 33,16 | 55,26 | 27,76 | 46,27 | 25,43 | 42,39 | 252,96 | 421,60 | 22,66 | 37,77 |

Sondierabschnitt liegt ganz oder teilweise in der Moräne

## Bestimmung der undränierten Scherfestigkeit mit der Feldflügelsonde

| Bohrung | Tiefe | Ablesung Drehmoment | Flügeldurchmesser | $c_u$ |
|---|---|---|---|---|
| [-] | [m] | [Nm] | [m] | [kN/m²] |
| BK 1 | 10,0 m | 20 | 0,075 | 12,9 |
| BK 1 | 15,0 m | 24 | 0,075 | 15,5 |
| BK 1 | 20,0 | 30 | 0,075 | 19,4 |
| BK 2 | 5,0 | 5 | 0,075 | 3,2 |
| BK 2 | 15,0 | 10 | 0,075 | 6,5 |
| BK 2 | 20,0 | 25 | 0,075 | 16,2 |
| BK 3 | 11,0 | 16 | 0,075 | 10,3 |
| BK 3 | 13,5 | 10 | 0,075 | 6,5 |
| BK 3 | 16,0 | 25 | 0,075 | 16,2 |
| BK 3 | 26,0 | 26 | 0,075 | 16,8 |
| BK 4 | 5,0 | 5 | 0,075 | 3,2 |
| BK 4 | 10,0 | 15 | 0,075 | 9,7 |
| BK 4 | 15,0 | 20 | 0,075 | 12,9 |
| BK 4 | 20,0 | 24 | 0,075 | 15,5 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bauvorhaben:<br>**Neubau Supermarkt**<br>**Heuriedweg 21**<br><br>**L I N D A U** | **Institut für Geotechnik**<br>**Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG**<br>**Egerländer Straße 44**<br>**65556 Limburg** | | |
| Plan:<br>**- Ergebnisse Feldflügelsonde -** | Proj.Nr.: **10 14 30** | Datum: **21.08.18** | Anlage: **3.1.2** |
| | Maßstab: **ohne** | Gez.: **STE** | Gepr.: **STE** |

# Indirekte Feststellung der einaxialen Druckfestigkeit mittels Taschenpenetrometer FL 2950

| Probe | Tiefe | Adapter | U | Messwerte | | | | | Mittelwert | Druckfestigkeit $q_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [-] | [m] | [mm] | [-] | [kg/cm²] | | | | | [kg/cm²] | [kN/m²] |
| BK 1 UP 1 | 10,3 | 14,2 | 5 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | **1,50** | **30** |
| BK 1 UP 2 | 20,0 | 14,2 | 5 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | **2,00** | **40** |
| BK 2 UP 1 | 22,0 | 14,2 | 5 | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,75 | 1,75 | **1,75** | **35** |
| UP 1 BK 3 | 13,3 | 14,2 | 5 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | **1,50** | **30** |
| UP 2 BK 3 | 18,3 | 14,2 | 5 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | **1,50** | **30** |
| UP 1 BK 4 | 10,3 | 14,2 | 5 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | **1,25** | **25** |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bauvorhaben:<br>**Neubau Supermarkt**<br>**Heuriedweg 21**<br><br>**L I N D A U** | **Institut für Geotechnik**<br>**Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG**<br>**Egerländer Straße 44**<br>**65556 Limburg** | | |
| Plan:<br>**- Einaxiale Druckfestigkeit -** | Proj.Nr.: **10 14 30** | Datum: **21.08.18** | Anlage: **3.1.3** |
| | Maßstab: **ohne** | Gez.: **STE** | Gepr.: **STE** |

## Bestimmung der Druckfestigkeit durch einaxiale Druckversuche

| Probe | Entnahmetiefe | Verwitterungsgrad FGSV (Feldansprache lfG) | Rohdichte | Druckfestigkeit $q_u$ |
|---|---|---|---|---|
| [-] | [m] | [-] | [g/cm³] | [MN/m²] |
| BK 1/30 | 29,7-30,0 | VE-VZ | 2,36 | 3,1 |
| BK 1/32 | 30,6-31,0 | VU-VA | 2,52 | 24,9 |
| BK 2/27 | 25,6-26,0 | VU-VA | 2,64 | 103,0 |
| BK 2/30 | 27,7-30,0 | VE | 2,35 | 14,8 |
| BK 2/32 | 29,6-30,0 | VA | 2,51 | 33,9 |
| BK 2/33 | 30,6-31,0 | VZ | 2,23 | 0,9 |
| BK 2/43 | 39,6-30,0 | VU-VA | 2,59 | 71,6 |
| BK 2/48 | 44,1-44,4 | VA-VE | 2,46 | 15,3 |
| BK 4/30 | 29,5-29,9 | VA | 2,54 | 37,4 |
| BK 4/31 | 31,0-31,4 | VE-VZ | 2,34 | 1,9 |
| BK 4/33 | 33,2-33,5 | VZ | 2,32 | 1,0 |
| BK 4/34 | 34,2-34,5 | VZ | 2,30 | 4,8 |
| BK 4/36 | 36,1-36,5 | VZ | 2,29 | 0,5 |
| BK 4/38 | 37,6-38,0 | VZ | 2,22 | 3,2 |
| BK 4/39 | 38,6-38,9 | VA | 2,53 | 54,1 |
| BK 4/40 | 39,3-39,6 | VA | 2,56 | 63,3 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bauvorhaben:<br>**Neubau Supermarkt**<br>**Heuriedweg 21**<br><br>**L I N D A U** | **Institut für Geotechnik**<br>**Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG**<br>**Egerländer Straße 44**<br>**65556 Limburg** | | |
| Plan:<br>**- Ergebnisse Felsmechanik -** | Proj.Nr.: **10 14 30** | Datum: **21.08.18** | Anlage: **3.2** |
| | Maßstab: **ohne** | Gez.: **STE** | Gepr.: **STE** |

# Wasseranalyse nach DIN 4030
# (Laborbericht AIRK)

Analytik Institut
Dr. Riebler & Kunze GmbH & Co. KG
Freiberg

AIRK

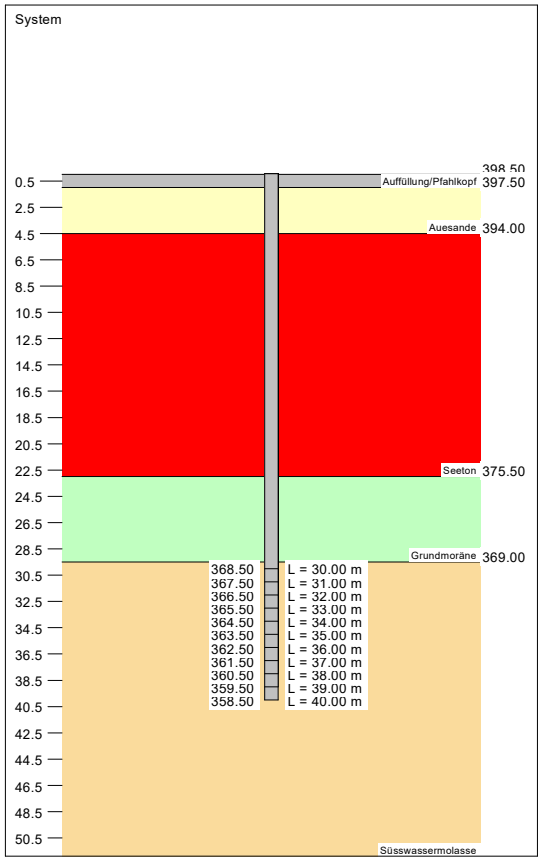
## Prüfbericht Nr.: 1805396

**Untersuchung Grundwasser**

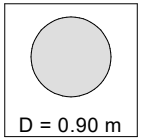
| Probenbezeichnung: | | | GWM 1 |
|---|---|---|---|
| Labornummer: | | | 1809576 |
| Parameter | Methode | Einheit | Ergebnis |
| Färbung (visuell) | DIN EN ISO 7887: 2012-04 | | bräunlich |
| Geruch | DEV B 1/2: 1971 | | erdig |
| Permanganatindex | DIN EN ISO 8467: 1995-05 | mg/l $O_2$ | 7,6 |
| pH-Wert | DIN EN ISO 10523 2012-04 | | 7,20 |
| Gesamthärte - Berechnung (Ca + Mg) | DIN EN ISO 11885 2009-09 | °dH | 21 |
| Carbonathärte - Berechnung (Säurekapazität) | DIN 38409-H 7: 2005-12 | °dH | 12 |
| Nichtcarbonathärte | Rechengröße | °dH | 9,0 |
| Ammonium | DIN 38406-E 5 1983-10 | mg/l | 6,7 |
| Chlorid | DIN EN ISO 10304-1 2009-07 | mg/l | 15 |
| Sulfat | DIN EN ISO 10304-1 2009-07 | mg/l | 12 |
| Magnesium | DIN EN ISO 11885 2009-09 | mg/l | 11 |
| Sulfid, gesamt | DIN 38405-D 26: 1989-04 | mg/l | < 0,1 |
| Kalklösekapazität | DIN 4030 2008-06 | mg/l | 46 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bauvorhaben:<br>**Neubau Supermarkt**<br>**Heuriedweg 21**<br><br>**L I N D A U** | **Institut für Geotechnik**<br>**Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG**<br>**Egerländer Straße 44**<br>**65556 Limburg** | | |
| Plan:<br>**- Ergebnisse Baugrundwasseranalye -** | Proj.Nr.: **10 14 30** | Datum: **21.08.18** | Anlage: **4** |
| | Maßstab: **ohne** | Gez.: **STE** | Gepr.: **STE** |

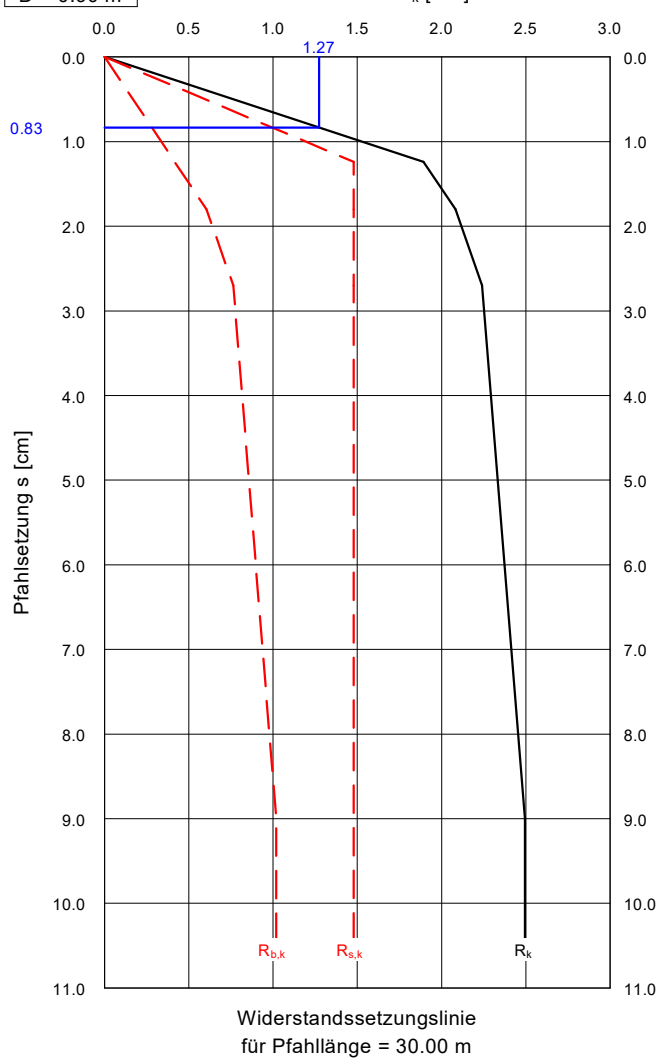
ANLAGE 5.1.: Vorbemessung Bohrpfahl d = 0,9 m, l = 30,0 m ... 40,0 m

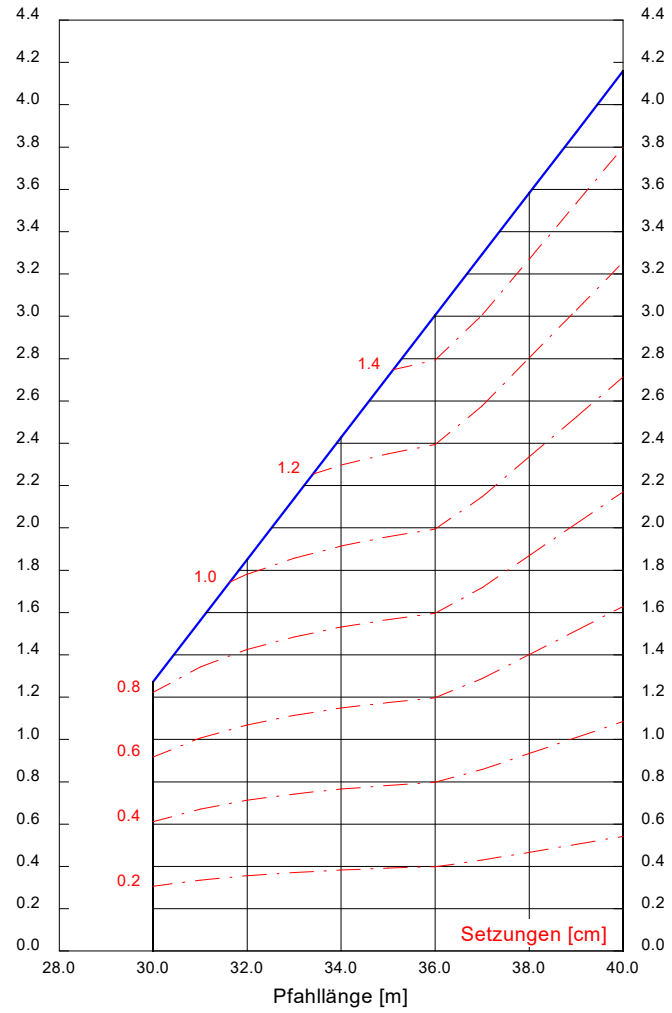



| Boden | $q_{b,k02}$ [MN/m²] | $q_{b,k03}$ [MN/m²] | $q_{b,k10}$ [MN/m²] | $q_{s,k}$ [MN/m²] | Bezeichnung |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auffüllung/Pfahlkopf |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auesande |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Seeton |
| | 0.950 | 1.200 | 1.600 | 0.065 | Grundmoräne |
| | 0.950 | 1.200 | 1.600 | 0.200 | Süsswassermolasse |




Berechnungsgrundlagen
10 14 30 - Neubau Supermarkt Heuriedweg 21, Lindau
Norm: EC 7
Bohrpfahl (DIN 4014)
Pfahldurchmesser = 0.900 m
$\gamma_P = 1.40$
$\gamma_G = 1.35$
$\gamma_Q = 1.50$
$\gamma_{(G,Q)} = 0.330 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.330) \cdot \gamma_G$
$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.330
Zul V
Setzung

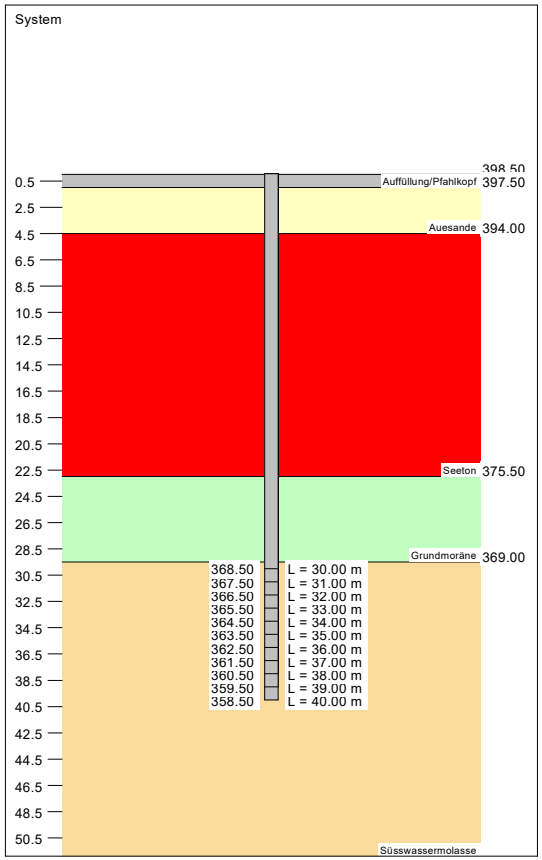


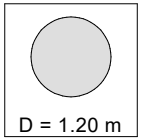

| D [m] | Länge [m] | $R_k$ [MN] | $R_d$ [MN] | $R_{E,k}$ [MN] | zul V [MN] | s [cm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.900 | 30.00 | 2.495 | 1.782 | 1.274 | 1.274 | 0.83 |
| 0.900 | 31.00 | 3.061 | 2.186 | 1.562 | 1.562 | 0.93 |
| 0.900 | 32.00 | 3.626 | 2.590 | 1.851 | 1.851 | 1.04 |
| 0.900 | 33.00 | 4.192 | 2.994 | 2.139 | 2.139 | 1.15 |
| 0.900 | 34.00 | 4.757 | 3.398 | 2.428 | 2.428 | 1.27 |
| 0.900 | 35.00 | 5.323 | 3.802 | 2.717 | 2.717 | 1.39 |
| 0.900 | 36.00 | 5.888 | 4.206 | 3.005 | 3.005 | 1.51 |
| 0.900 | 37.00 | 6.454 | 4.610 | 3.294 | 3.294 | 1.53 |
| 0.900 | 38.00 | 7.019 | 5.014 | 3.582 | 3.582 | 1.53 |
| 0.900 | 39.00 | 7.585 | 5.418 | 3.871 | 3.871 | 1.53 |
| 0.900 | 40.00 | 8.150 | 5.821 | 4.160 | 4.160 | 1.53 |

zul V = $R_{E,k} = R_k / (\gamma_P \cdot \gamma_{(G,Q)}) = R_k / (1.400 \cdot 1.399) = R_k / 1.96$ [$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$]

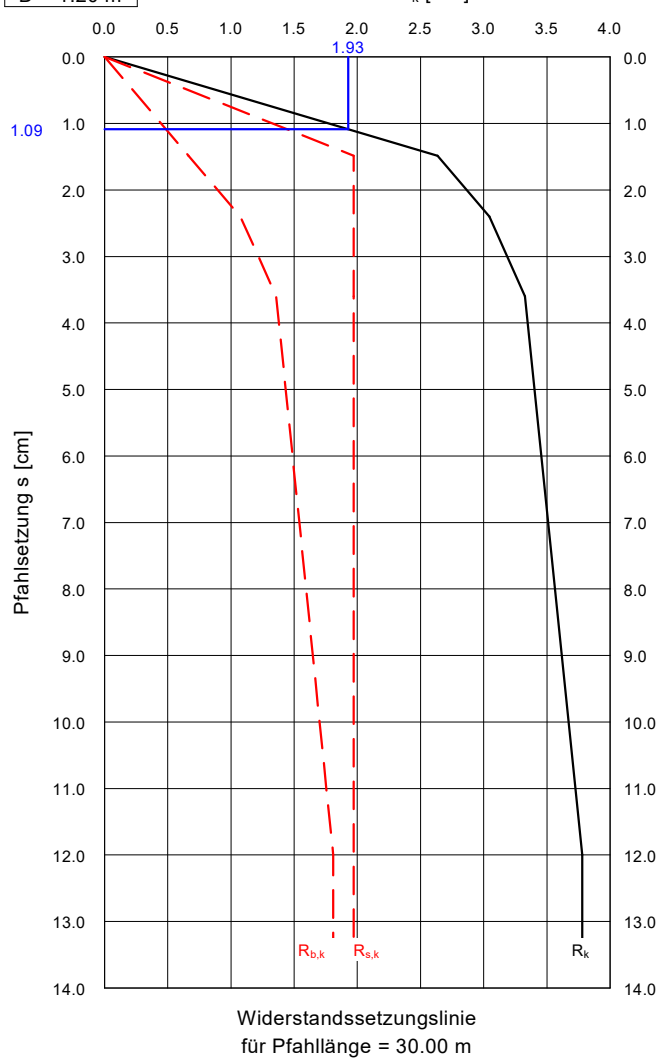
ANLAGE 5.2.: Vorbemessung Bohrpfahl d = 1,2 m, l = 30,0 m ... 40,0 m

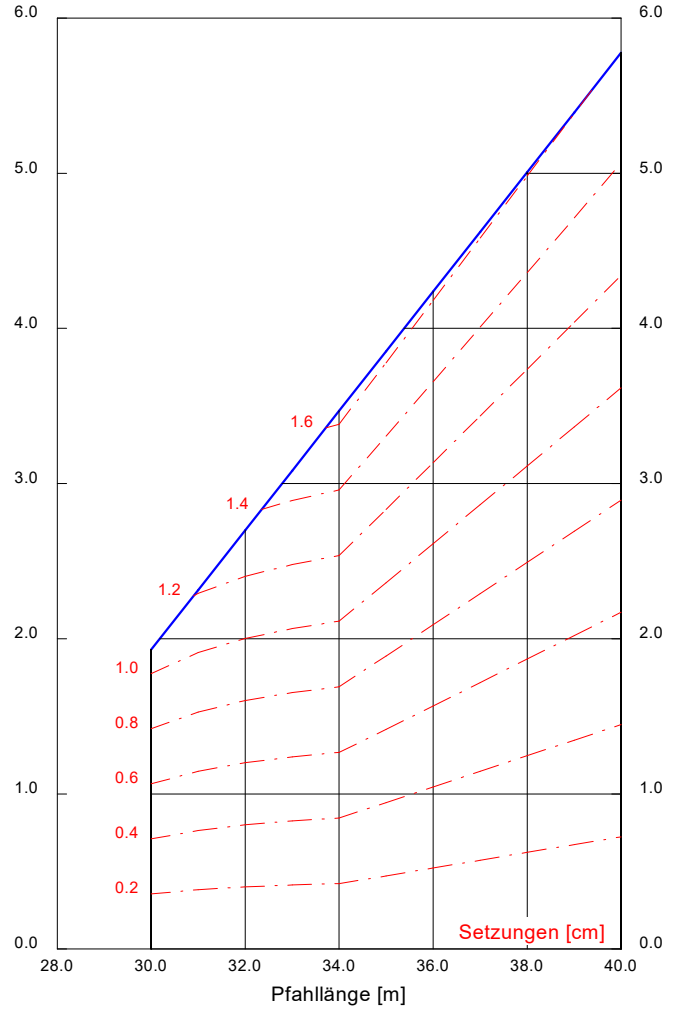



| Boden | $q_{b,k02}$ [MN/m²] | $q_{b,k03}$ [MN/m²] | $q_{b,k10}$ [MN/m²] | $q_{s,k}$ [MN/m²] | Bezeichnung |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auffüllung/Pfahlkopf |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auesande |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Seeton |
| | 0.950 | 1.200 | 1.600 | 0.065 | Grundmoräne |
| | 0.950 | 1.200 | 1.600 | 0.200 | Süsswassermolasse |




Berechnungsgrundlagen
10 14 30 - Neubau Supermarkt Heuriedweg 21, Lindau
Norm: EC 7
Bohrpfahl (DIN 4014)
Pfahldurchmesser = 1.200 m
$\gamma_P = 1.40$
$\gamma_G = 1.35$
$\gamma_Q = 1.50$
$\gamma_{(G,Q)} = 0.330 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.330) \cdot \gamma_G$
$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.330
Zul V
Setzung

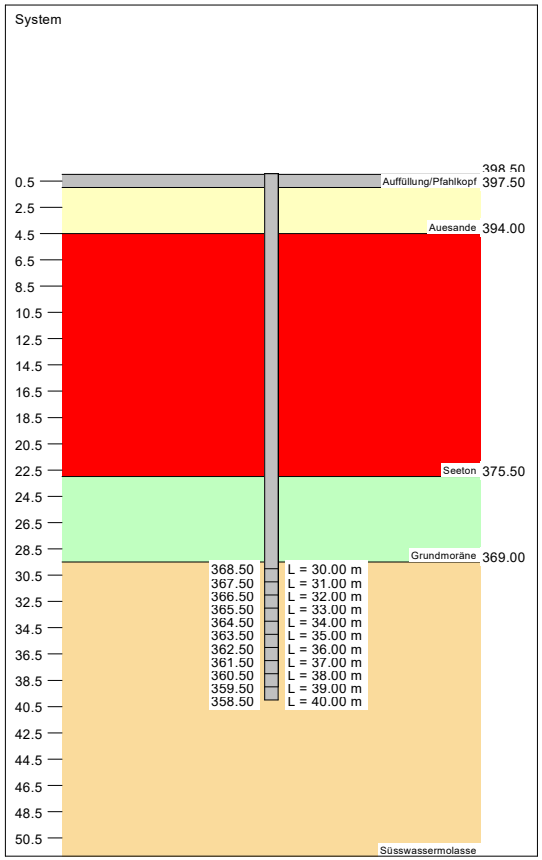


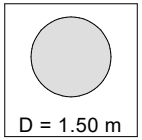

| D [m] | Länge [m] | $R_k$ [MN] | $R_d$ [MN] | $R_{E,k}$ [MN] | zul V [MN] | s [cm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.200 | 30.00 | 3.779 | 2.700 | 1.929 | 1.929 | 1.09 |
| 1.200 | 31.00 | 4.533 | 3.238 | 2.314 | 2.314 | 1.21 |
| 1.200 | 32.00 | 5.287 | 3.777 | 2.699 | 2.699 | 1.35 |
| 1.200 | 33.00 | 6.041 | 4.315 | 3.083 | 3.083 | 1.49 |
| 1.200 | 34.00 | 6.795 | 4.854 | 3.468 | 3.468 | 1.64 |
| 1.200 | 35.00 | 7.549 | 5.392 | 3.853 | 3.853 | 1.63 |
| 1.200 | 36.00 | 8.303 | 5.931 | 4.238 | 4.238 | 1.62 |
| 1.200 | 37.00 | 9.057 | 6.469 | 4.623 | 4.623 | 1.61 |
| 1.200 | 38.00 | 9.811 | 7.008 | 5.007 | 5.007 | 1.61 |
| 1.200 | 39.00 | 10.565 | 7.547 | 5.392 | 5.392 | 1.60 |
| 1.200 | 40.00 | 11.319 | 8.085 | 5.777 | 5.777 | 1.60 |

zul V = $R_{E,k} = R_k / (\gamma_P \cdot \gamma_{(G,Q)}) = R_k / (1.400 \cdot 1.399) = R_k / 1.96$ [$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$]

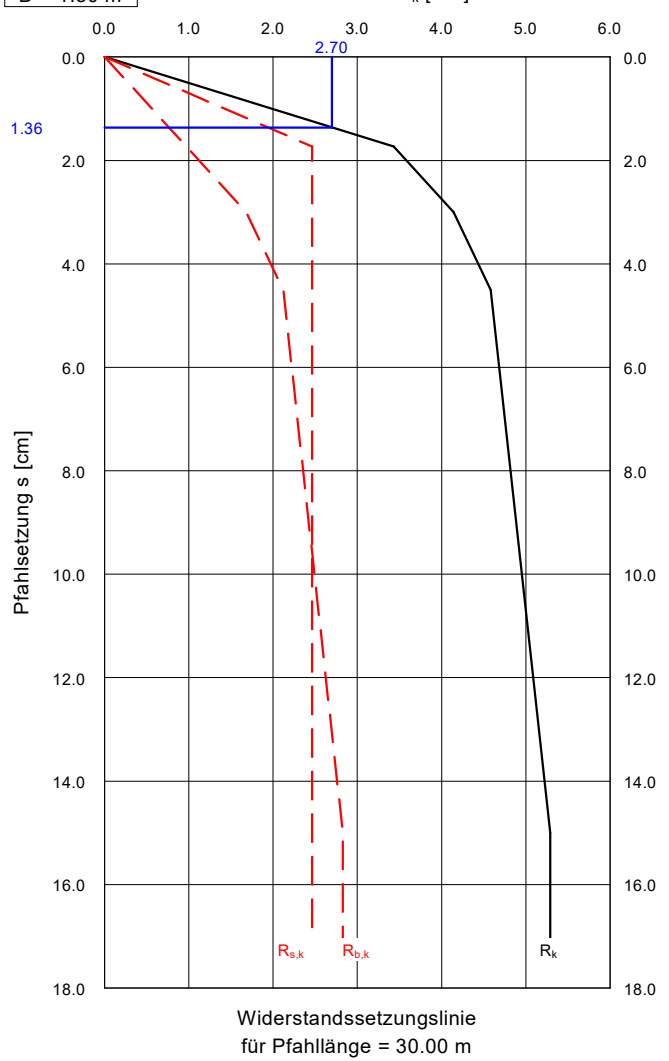
ANLAGE 5.3.: Vorbemessung Bohrpfahl d = 1,5 m, l = 30,0 m ... 40,0 m

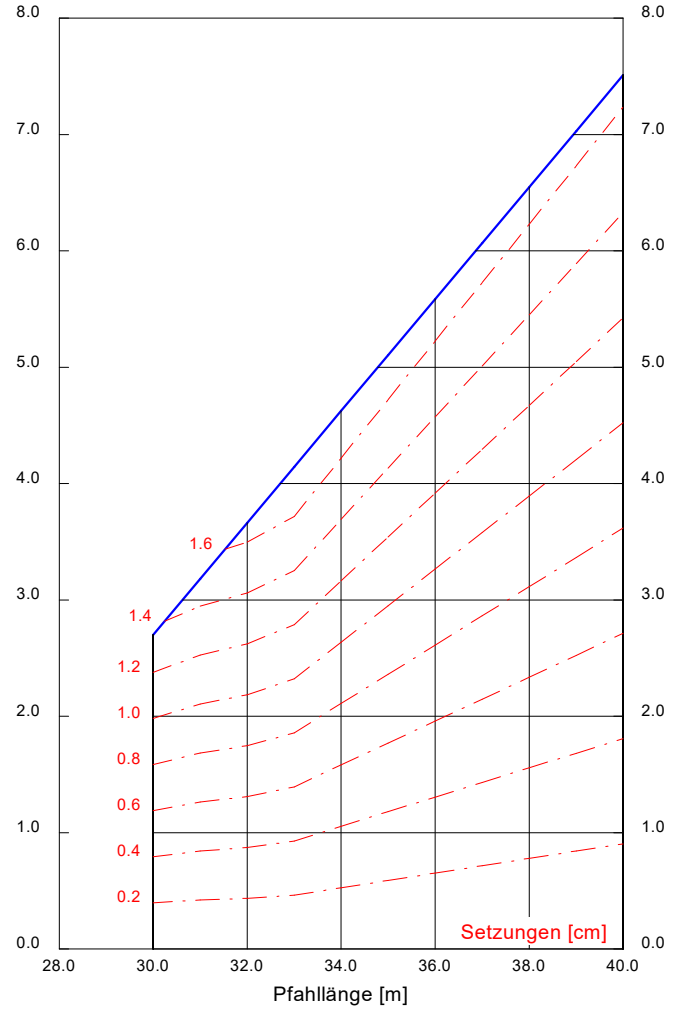



| Boden | $q_{b,k02}$ [MN/m²] | $q_{b,k03}$ [MN/m²] | $q_{b,k10}$ [MN/m²] | $q_{s,k}$ [MN/m²] | Bezeichnung |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auffüllung/Pfahlkopf |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auesande |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Seeton |
| | 0.950 | 1.200 | 1.600 | 0.065 | Grundmoräne |
| | 0.950 | 1.200 | 1.600 | 0.200 | Süsswassermolasse |




Berechnungsgrundlagen
10 14 30 - Neubau Supermarkt Heuriedweg 21, Lindau
Norm: EC 7
Bohrpfahl (DIN 4014)
Pfahldurchmesser = 1.500 m
$\gamma_P = 1.40$
$\gamma_G = 1.35$
$\gamma_Q = 1.50$
$\gamma_{(G,Q)} = 0.330 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.330) \cdot \gamma_G$
$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.330
Zul V
Setzung

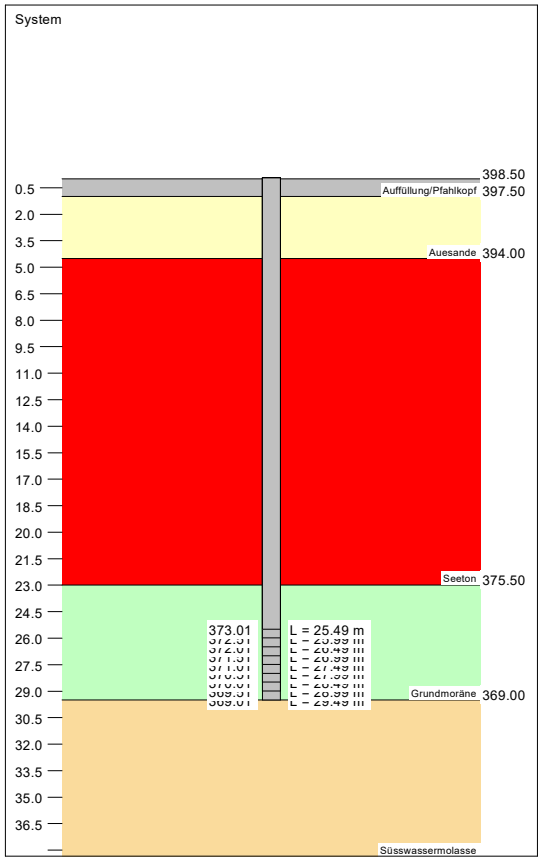


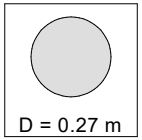

| D [m] | Länge [m] | $R_k$ [MN] | $R_d$ [MN] | $R_{E,k}$ [MN] | zul V [MN] | s [cm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.500 | 30.00 | 5.290 | 3.778 | 2.700 | 2.700 | 1.36 |
| 1.500 | 31.00 | 6.232 | 4.452 | 3.181 | 3.181 | 1.51 |
| 1.500 | 32.00 | 7.175 | 5.125 | 3.662 | 3.662 | 1.68 |
| 1.500 | 33.00 | 8.117 | 5.798 | 4.143 | 4.143 | 1.78 |
| 1.500 | 34.00 | 9.060 | 6.471 | 4.624 | 4.624 | 1.75 |
| 1.500 | 35.00 | 10.002 | 7.144 | 5.105 | 5.105 | 1.73 |
| 1.500 | 36.00 | 10.945 | 7.818 | 5.586 | 5.586 | 1.71 |
| 1.500 | 37.00 | 11.887 | 8.491 | 6.067 | 6.067 | 1.69 |
| 1.500 | 38.00 | 12.829 | 9.164 | 6.548 | 6.548 | 1.68 |
| 1.500 | 39.00 | 13.772 | 9.837 | 7.029 | 7.029 | 1.67 |
| 1.500 | 40.00 | 14.714 | 10.510 | 7.510 | 7.510 | 1.66 |

zul V = $R_{E,k} = R_k / (\gamma_P \cdot \gamma_{(G,Q)}) = R_k / (1.400 \cdot 1.399) = R_k / 1.96$ [$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$]

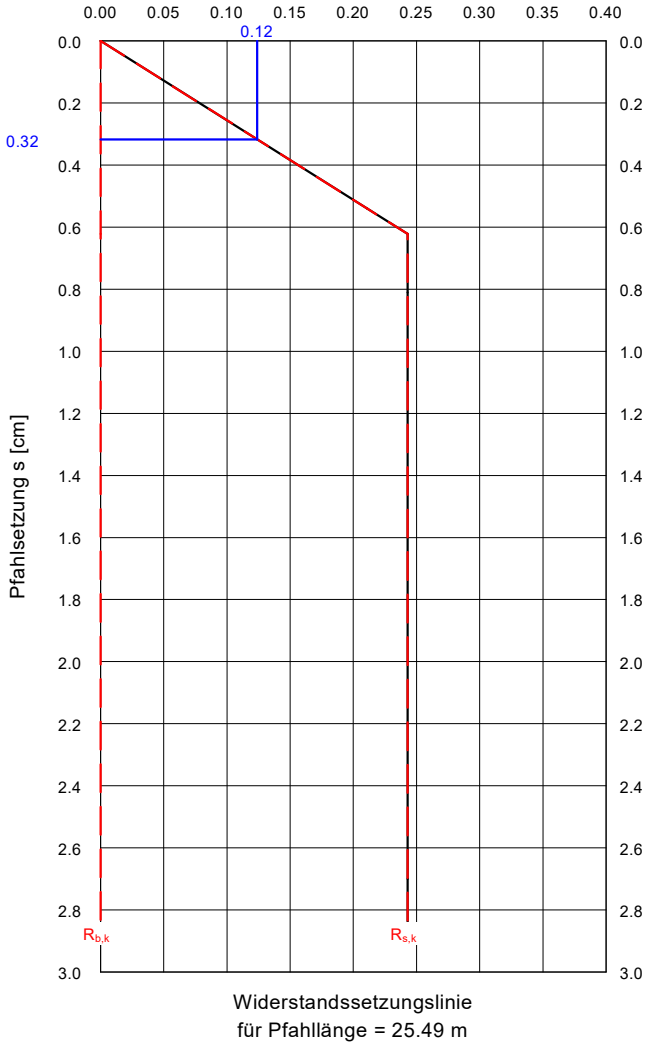
ANLAGE 6.1.: Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 270 mm

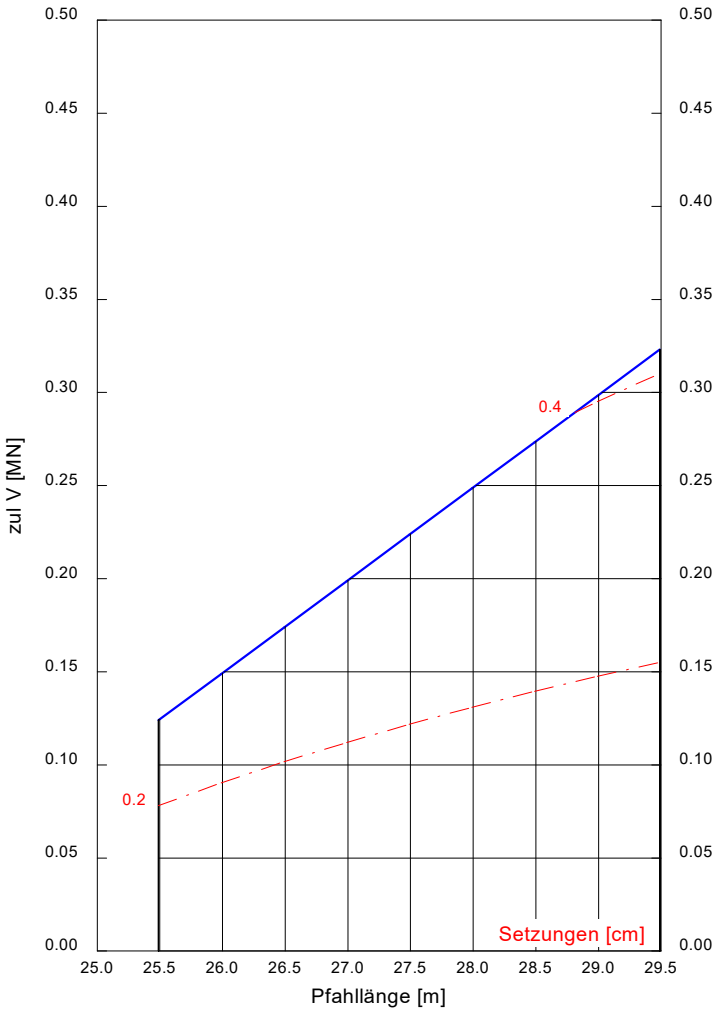



| Boden | $q_{b,k02}$ [MN/m²] | $q_{b,k03}$ [MN/m²] | $q_{b,k10}$ [MN/m²] | $q_{s,k}$ [MN/m²] | Bezeichnung |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auffüllung/Pfahlkopf |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auesande |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Seeton |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.115 | Grundmoräne |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.315 | Süsswassermolasse |




Berechnungsgrundlagen
10 14 30 - Neubau Supermarkt Heuriedweg 21, Lindau
Norm: EC 7
Bohrpfahl (DIN 4014)
Pfahldurchmesser = 0.270 m
$\gamma_P$ = 1.40
$\gamma_G$ = 1.35
$\gamma_Q$ = 1.50
$\gamma_{(G,Q)} = 0.330 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.330) \cdot \gamma_G$
$\gamma_{(G,Q)}$ = 1.399
Anteil Veränderliche Lasten = 0.330
Zul V
Setzung

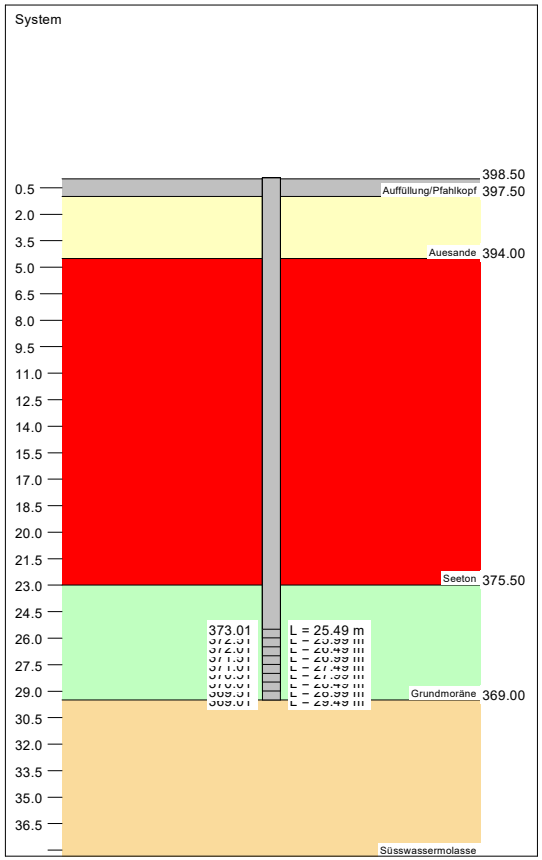


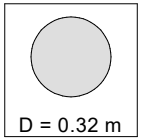

| D [m] | Länge [m] | $R_k$ [MN] | $R_d$ [MN] | $R_{E,k}$ [MN] | zul V [MN] | s [cm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.270 | 25.49 | 0.243 | 0.173 | 0.124 | 0.124 | 0.32 |
| 0.270 | 25.99 | 0.292 | 0.208 | 0.149 | 0.149 | 0.33 |
| 0.270 | 26.49 | 0.340 | 0.243 | 0.174 | 0.174 | 0.34 |
| 0.270 | 26.99 | 0.389 | 0.278 | 0.199 | 0.199 | 0.35 |
| 0.270 | 27.49 | 0.438 | 0.313 | 0.224 | 0.224 | 0.37 |
| 0.270 | 27.99 | 0.487 | 0.348 | 0.248 | 0.248 | 0.38 |
| 0.270 | 28.49 | 0.536 | 0.383 | 0.273 | 0.273 | 0.39 |
| 0.270 | 28.99 | 0.584 | 0.417 | 0.298 | 0.298 | 0.40 |
| 0.270 | 29.49 | 0.633 | 0.452 | 0.323 | 0.323 | 0.42 |

zul V = $R_{E,k} = R_k / (\gamma_P \cdot \gamma_{(G,Q)}) = R_k / (1.400 \cdot 1.399) = R_k / 1.96$ [$\gamma_{(G,Q)}$ = 1.399]

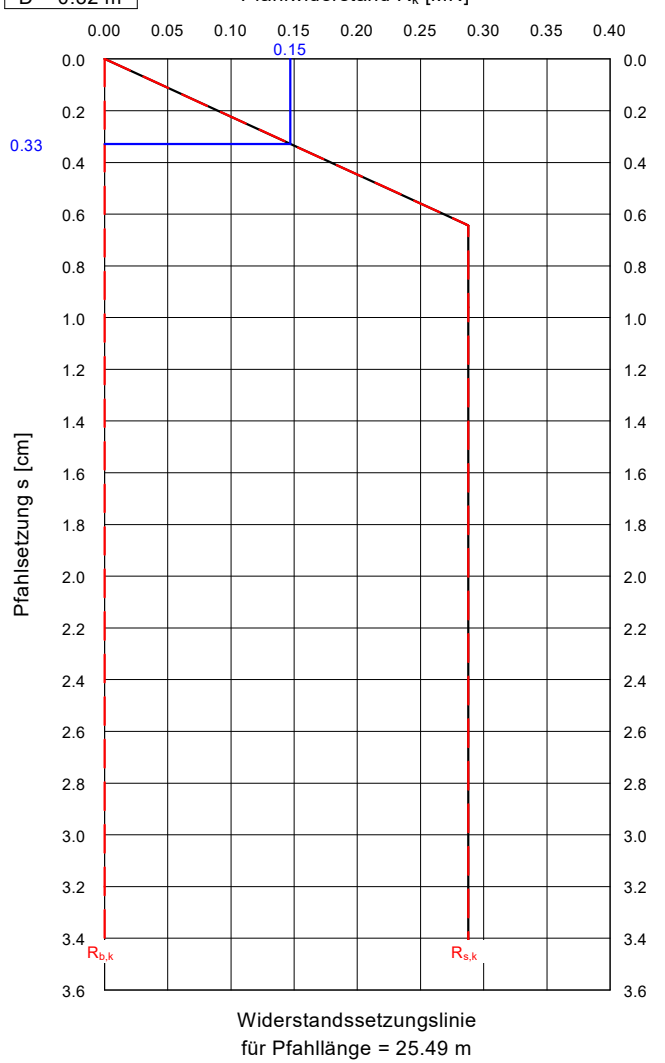
ANLAGE 6.2.: Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 320 mm

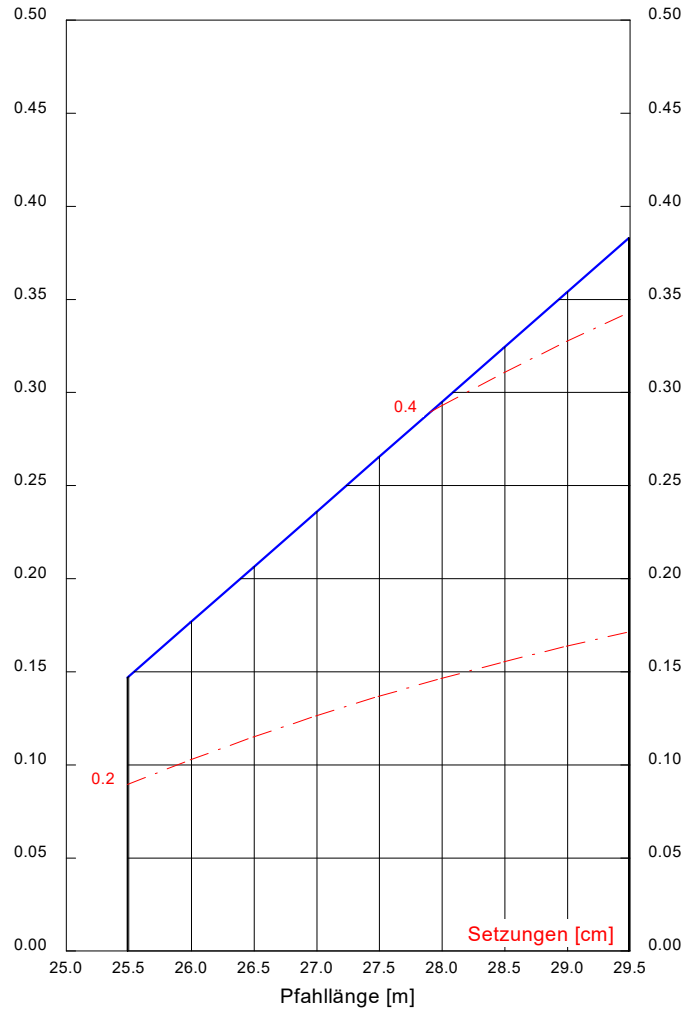



| Boden | $q_{b,k02}$ [MN/m²] | $q_{b,k03}$ [MN/m²] | $q_{b,k10}$ [MN/m²] | $q_{s,k}$ [MN/m²] | Bezeichnung |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auffüllung/Pfahlkopf |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auesande |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Seeton |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.115 | Grundmoräne |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.315 | Süsswassermolasse |




Berechnungsgrundlagen
10 14 30 - Neubau Supermarkt Heuriedweg 21, Lindau
Norm: EC 7
Bohrpfahl (DIN 4014)
Pfahldurchmesser = 0.320 m
$\gamma_P = 1.40$
$\gamma_G = 1.35$
$\gamma_Q = 1.50$
$\gamma_{(G,Q)} = 0.330 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.330) \cdot \gamma_G$
$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.330
Zul V
Setzung

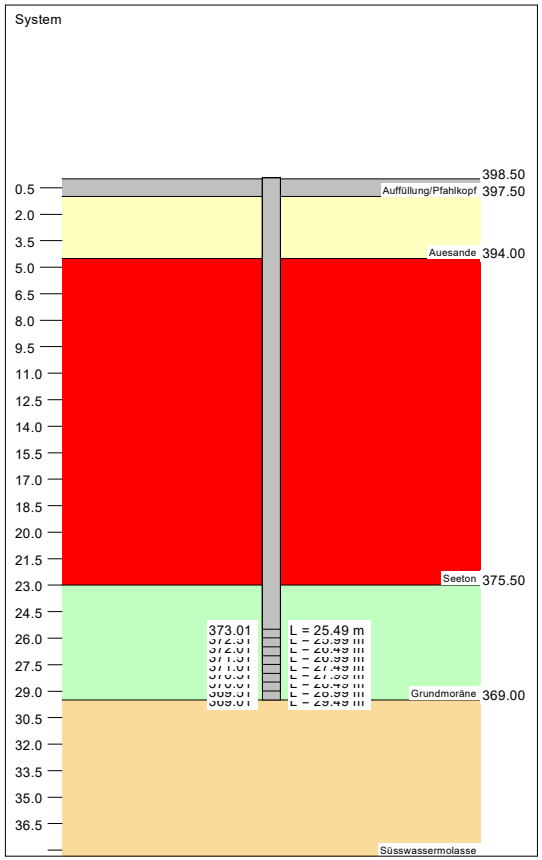


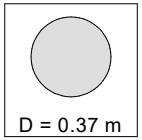

| D [m] | Länge [m] | $R_k$ [MN] | $R_d$ [MN] | $R_{E,k}$ [MN] | zul V [MN] | s [cm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.320 | 25.49 | 0.288 | 0.206 | 0.147 | 0.147 | 0.33 |
| 0.320 | 25.99 | 0.346 | 0.247 | 0.176 | 0.176 | 0.34 |
| 0.320 | 26.49 | 0.403 | 0.288 | 0.206 | 0.206 | 0.36 |
| 0.320 | 26.99 | 0.461 | 0.329 | 0.235 | 0.235 | 0.37 |
| 0.320 | 27.49 | 0.519 | 0.371 | 0.265 | 0.265 | 0.39 |
| 0.320 | 27.99 | 0.577 | 0.412 | 0.294 | 0.294 | 0.40 |
| 0.320 | 28.49 | 0.635 | 0.453 | 0.324 | 0.324 | 0.42 |
| 0.320 | 28.99 | 0.693 | 0.495 | 0.353 | 0.353 | 0.43 |
| 0.320 | 29.49 | 0.750 | 0.536 | 0.383 | 0.383 | 0.45 |

zul V = $R_{E,k} = R_k / (\gamma_P \cdot \gamma_{(G,Q)}) = R_k / (1.400 \cdot 1.399) = R_k / 1.96$ [$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$]

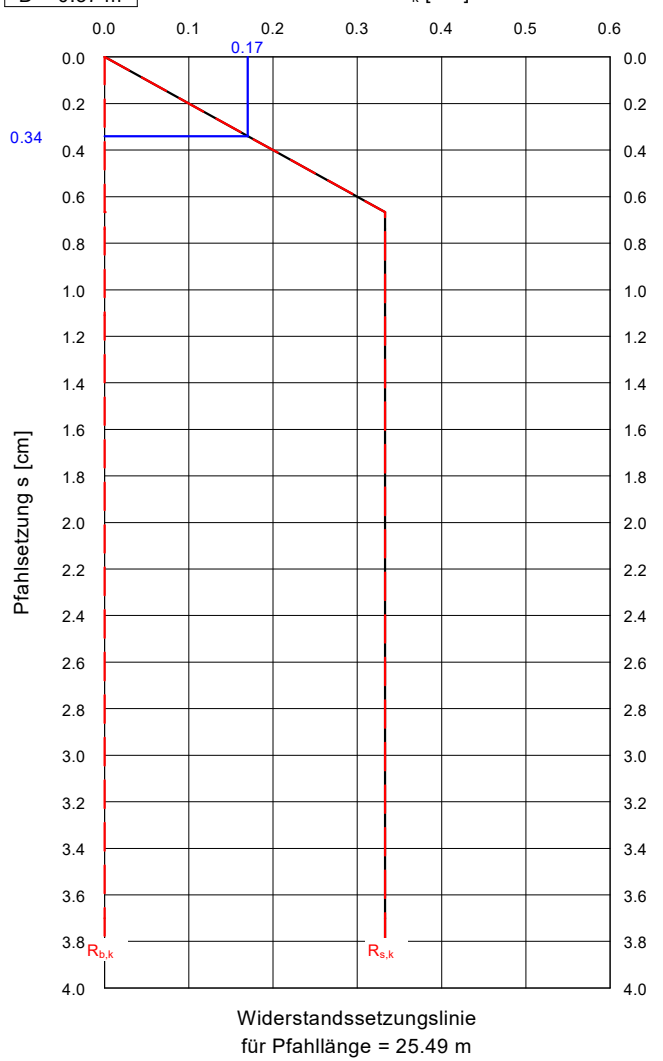
ANLAGE 6.3.: Vorbemessung mantelverpresster Duktilpfahl d = 170 mm mit Rammschuh d = 370 mm

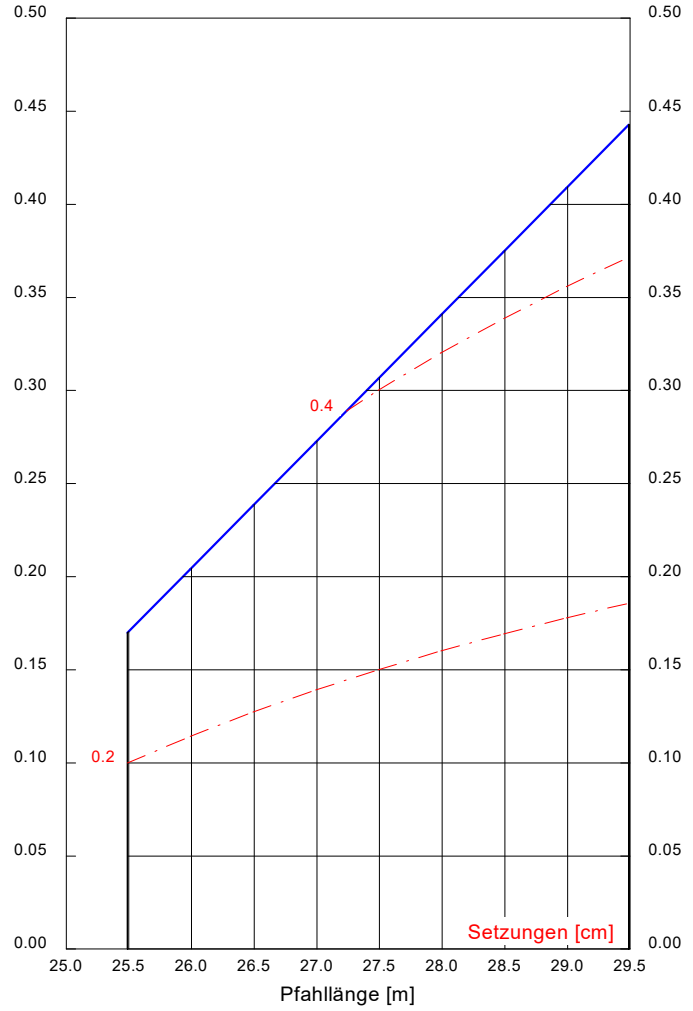



| Boden | $q_{b,k02}$ [MN/m²] | $q_{b,k03}$ [MN/m²] | $q_{b,k10}$ [MN/m²] | $q_{s,k}$ [MN/m²] | Bezeichnung |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auffüllung/Pfahlkopf |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Auesande |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | Seeton |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.115 | Grundmoräne |
| | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.315 | Süsswassermolasse |




Berechnungsgrundlagen
10 14 30 - Neubau Supermarkt Heuriedweg 21, Lindau
Norm: EC 7
Bohrpfahl (DIN 4014)
Pfahldurchmesser = 0.370 m
$\gamma_P = 1.40$
$\gamma_G = 1.35$
$\gamma_Q = 1.50$
$\gamma_{(G,Q)} = 0.330 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.330) \cdot \gamma_G$
$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$
Anteil Veränderliche Lasten = 0.330
Zul V
Setzung




| D [m] | Länge [m] | $R_k$ [MN] | $R_d$ [MN] | $R_{E,k}$ [MN] | zul V [MN] | s [cm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.370 | 25.49 | 0.333 | 0.238 | 0.170 | 0.170 | 0.34 |
| 0.370 | 25.99 | 0.400 | 0.285 | 0.204 | 0.204 | 0.36 |
| 0.370 | 26.49 | 0.467 | 0.333 | 0.238 | 0.238 | 0.37 |
| 0.370 | 26.99 | 0.533 | 0.381 | 0.272 | 0.272 | 0.39 |
| 0.370 | 27.49 | 0.600 | 0.429 | 0.306 | 0.306 | 0.41 |
| 0.370 | 27.99 | 0.667 | 0.476 | 0.340 | 0.340 | 0.43 |
| 0.370 | 28.49 | 0.734 | 0.524 | 0.375 | 0.375 | 0.44 |
| 0.370 | 28.99 | 0.801 | 0.572 | 0.409 | 0.409 | 0.46 |
| 0.370 | 29.49 | 0.868 | 0.620 | 0.443 | 0.443 | 0.48 |

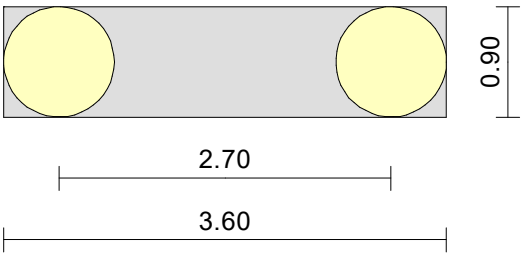
zul V = $R_{E,k} = R_k / (\gamma_P \cdot \gamma_{(G,Q)}) = R_k / (1.400 \cdot 1.399) = R_k / 1.96$ [$\gamma_{(G,Q)} = 1.399$]

**Außenstützen Verkauf**

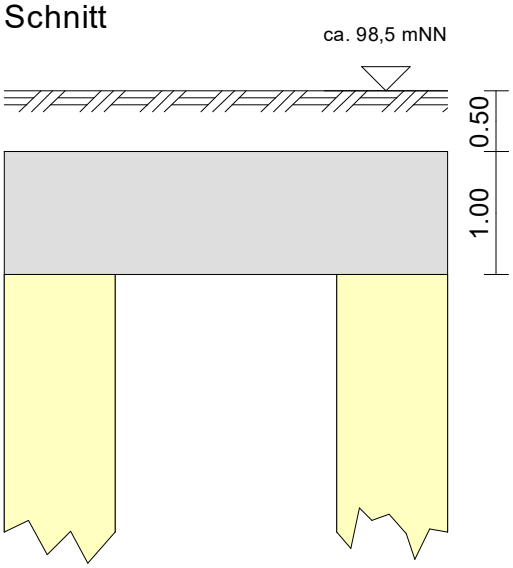
Aus Stütze: $G_k$ = 2,3 MN; $Q_k$ = 1,2 MN (Angabe Ammann IBA GbR, 07.08.2017)

gewählt: 2 x d = 0,9 m, l = 33,0 m; $R_d$ = 2,944 MN (Einzelpfahl)

Grundriss




Schnitt




Eigengewicht Pfahlkopf: 0,081 MN
Eigengewicht Überschüttung: 0,032 MN
Verkehrslast Parken: 0,032 MN

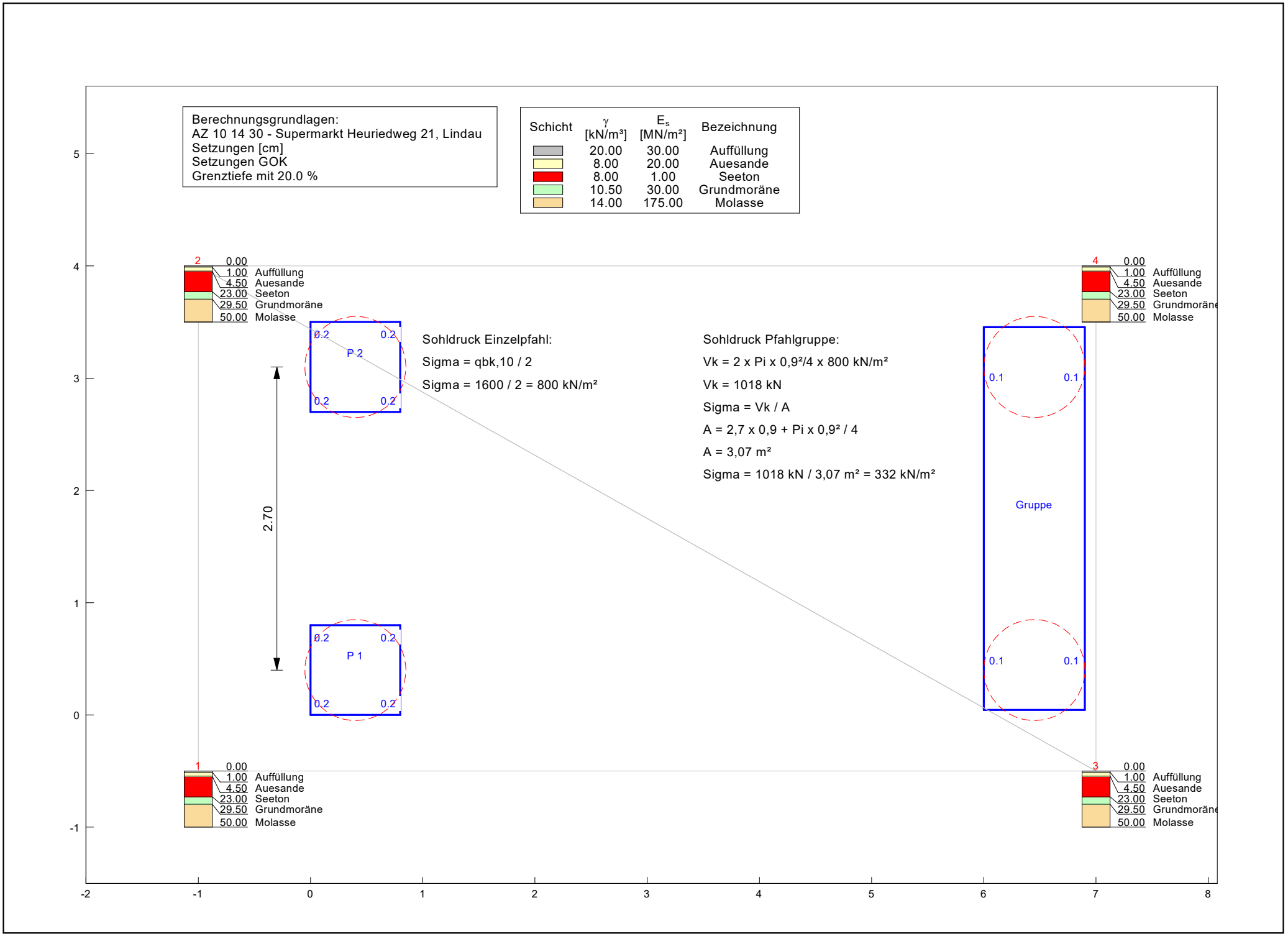
$V_d$ = 1,35 x (2,3 + 0,081 + 0,032) + 1,50 x (1,2 + 0,032) = 5,106 MN
$R_d$ = 2 x 2,994 MN = 5,988 MN (aus Bemessungshilfen)

$V_d$ / $R_d$ = 5,106 / 5,988 = 0,85 < 1,0

Es wird eine Reserve belassen, da vermutlich auch Momente abzutragen sind.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bauvorhaben:<br>**Neubau Supermarkt**<br>**Heuriedweg 21**<br><br>**L I N D A U** | **Institut für Geotechnik**<br>**Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG**<br>**Egerländer Straße 44**<br>**65556 Limburg** | | |
| Plan:<br>**- Pfahlsetzungsberechnung -** | Proj.Nr.: **10 14 30** | Datum: **27.08.18** | Anlage: **7.1.1** |
| | Maßstab: **ohne** | Gez.: **STE** | Gepr.: **STE** |

ANLAGE 7.1.2.: Setzungsberechnung Pfähle als tief liegende Flachgründung (33 m unter GOK)

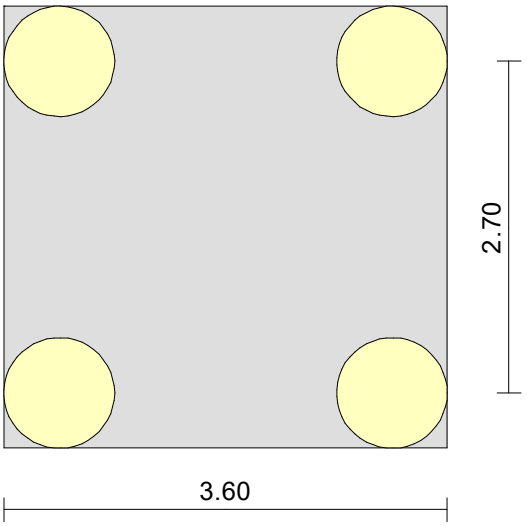


**Innenstützen Verkauf**

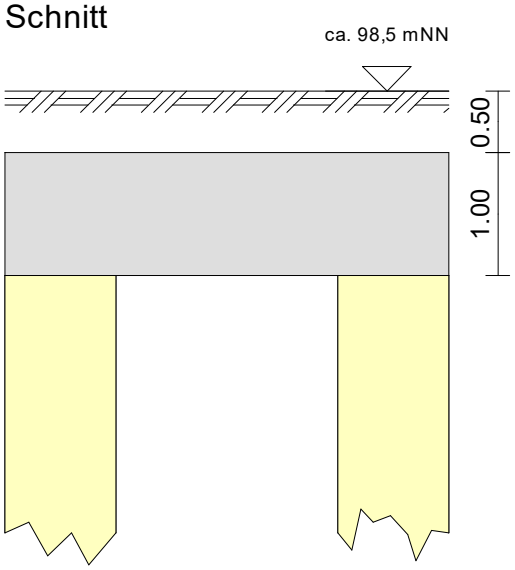
Aus Stütze: $G_k$ = 3,4 MN; $Q_k$ = 2,0 MN (Angabe Ammann IBA GbR, 07.08.2017)

gewählt: 4 x d = 0,9 m, l = 33,0 m; $R_d$ = 2,944 MN (Einzelpfahl)

Grundriss




Schnitt




Eigengewicht Pfahlkopf: 0,324 MN
Eigengewicht Überschüttung: 0,130 MN
Verkehrslast Parken: 0,130 MN

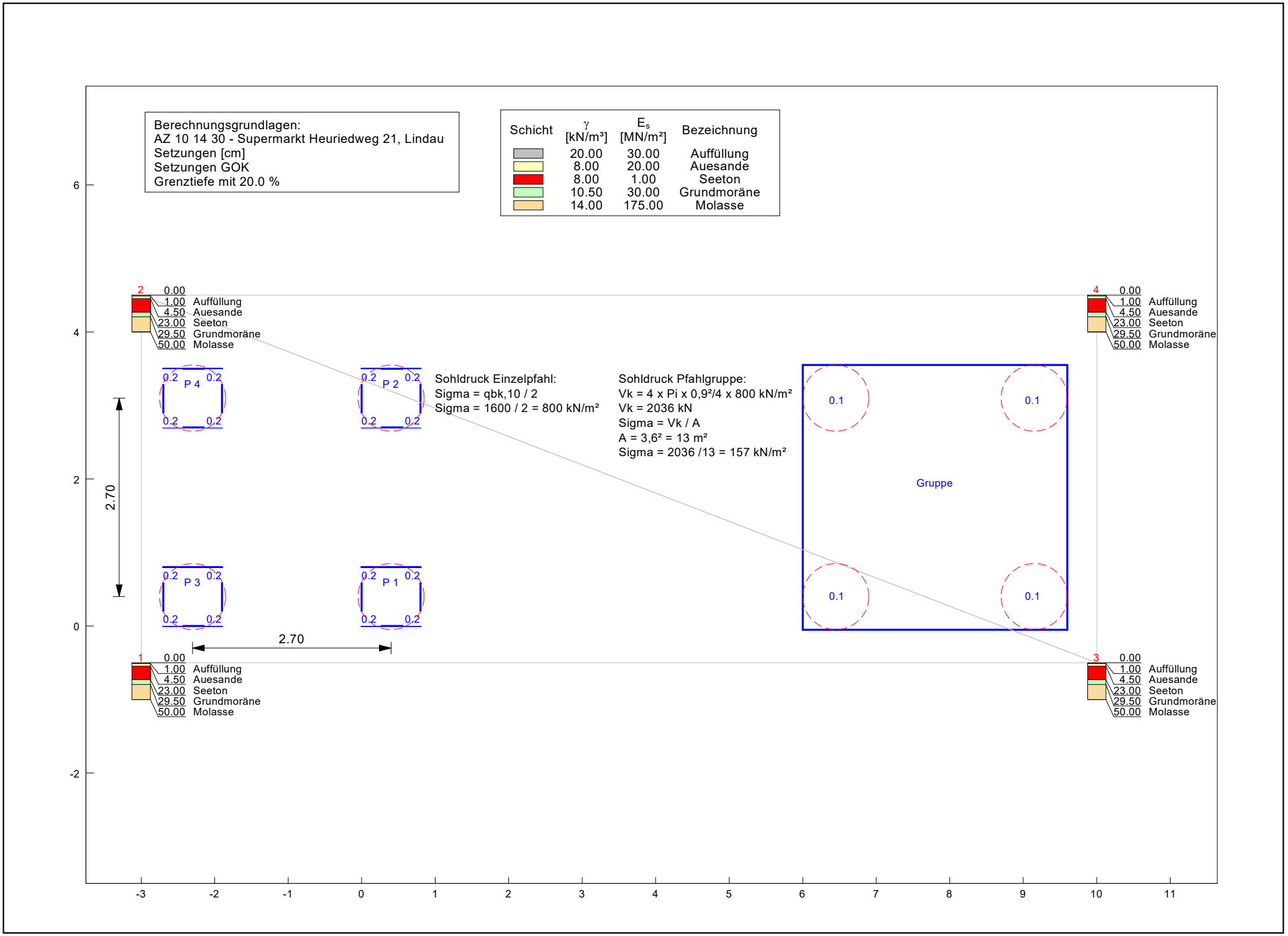
$V_d$ = 1,35 x (3,4 + 0,324 + 0,130) + 1,50 x (2,0 + 0,13) = 8,398 MN
$R_d$ = 4 x 2,994 MN = 11,976 MN (aus Bemessungshilfen)

$V_d$ / $R_d$ = 8,398 / 11,976 = 0,70 < 1,0

Es wird eine Reserve belassen, da vermutlich auch Momente abzutragen sind.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bauvorhaben:<br>**Neubau Supermarkt**<br>**Heuriedweg 21**<br><br>**L I N D A U** | **Institut für Geotechnik**<br>**Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG**<br>**Egerländer Straße 44**<br>**65556 Limburg** | | |
| Plan:<br>**- Vorbemessung Gründung -** | Proj.Nr.: **10 14 30** | Datum: **27.08.18** | Anlage: **7.2.1** |
| | Maßstab: **ohne** | Gez.: **STE** | Gepr.: **STE** |

ANLAGE 7.2.2.: Setzungsberechnung Pfähle als tief liegende Flachgründung (33 m unter GOK)

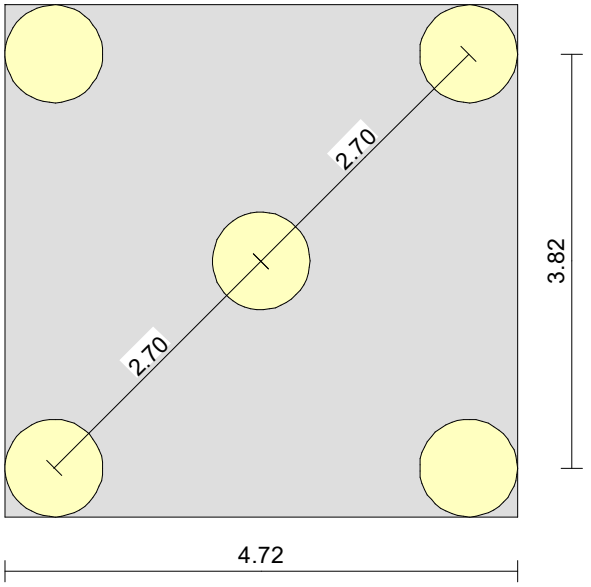


**Innenstützen 50 % Lager, 50 % Verkauf**

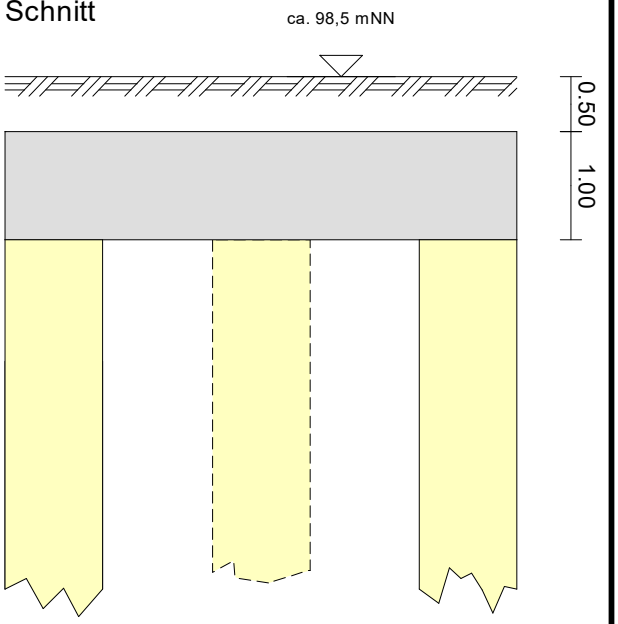
Aus Stütze: $G_k$ = 3,8 MN; $Q_k$ = 3,3 MN (Angabe Ammann IBA GbR, 07.08.2017)

gewählt: 5 x d = 0,9 m, l = 33,0 m; $R_d$ = 2,944 MN (Einzelpfahl)

Grundriss




Schnitt




Eigengewicht Pfahlkopf: 0,557 MN
Eigengewicht Überschüttung: 0,223 MN
Verkehrslast Parken: 0,223 MN

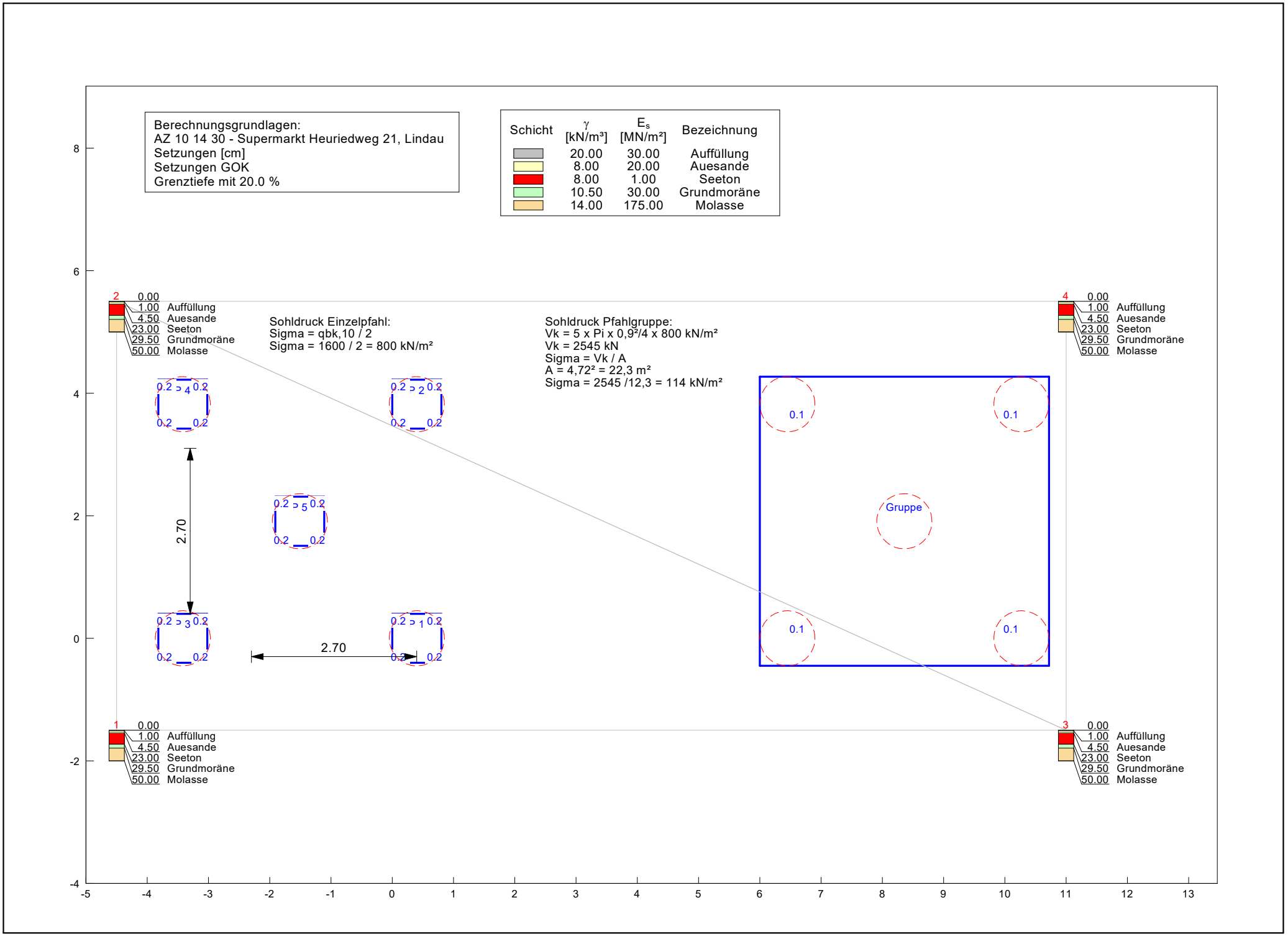
$V_d$ = 1,35 x (3,8 + 0,557 + 0,223) + 1,50 x (3,3 + 0,223) = 11,468 MN
$R_d$ = 5 x 2,994 MN = 14,970 MN

$V_d$ / $R_d$ = 11,468 / 14,970 = 0,77 < 1,0

Es wird eine Reserve belassen, da vermutlich auch Momente abzutragen sind.

| Bauvorhaben: **Neubau Supermarkt Heuriedweg 21 L I N D A U** | **Institut für Geotechnik Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG Egerländer Straße 44 65556 Limburg** | | |
|---|---|---|---|
| Plan: **- Vorbemessung Gründung -** | Proj.Nr.: **10 14 30** | Datum: **27.08.18** | Anlage: **7.3.1** |
| | Maßstab: **ohne** | Gez.: **STE** | Gepr.: **STE** |

ANLAGE 7.3.2.: Setzungsberechnung Pfähle als tief liegende Flachgründung (33 m unter GOK)



## Pfahlkopfsetzung aus Stauchung

Gewählter Pfahl:

d = 0,90 m
l = 33 m ab GOK
zul $E_k$ = 2.139 kN (bei 1/3) veränderlichen Einwirkungen

$A_{Beton}$ = Pi x 900² /4 = 636172,5 mm²
$E_{Beton}$ = 30 kN/mm² (mind. C20/25)
$EA_{Beton}$ = 19.085.175,4 kN
Betonstahl wird vernachlässigt!

$\varepsilon_{l,ges.} = E_k / EA_{Beton}$ = 2.139 kN / 19.085.175,4 kN = 1,121E-04

f = L x $\varepsilon_{l,ges.}$ = 33.000 mm x 1,121E-04 = 3,7 mm

## Zusammenfassende Setzungsprognose

Die Einsenkung der Pfahlfüße in die Süsswassermolasse führt zu geringen Vertikalverschiebungen, die auf eine Größenordnung von s ≤ 2 mm abgeschätzt werden kann. Bei den vorgesehenen Achsabständen von mindestens 2,7 m (a ≥ 3 x d) ist keine Zunahme der Vertikalverschiebung infolge Gruppenwirkung feststellbar.
Zur Setzung des Pfahls im Untergrund hinzu kommt die Stauchung f des Pfahlschaftes, die bei Auslastung der äußeren Tragfähigkeit ein Maß von f ≤ 3,7 mm erreicht. Die Dehnsteifigkeit der Stahlbetonbewehrung wurde vernachlässigt und nur die Steifigkeit des Beton (Mindestgüte C20/25) berücksichtigt.

Die **Pfahlkopfsetzung** kann zusammenfassend mit

**s ≈ 0,5 cm**

bei der vorgesehenen Lastabtragung in den mürben bis harten Festgesteinen der Süßwassermolasse angenommen werden. Die Setzungen werden aus geotechnischer Sicht als hochbautypisch und bauwerksverträglich eingestuft.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bauvorhaben:<br>**Neubau Supermarkt**<br>**Heuriedweg 21**<br><br>**L I N D A U** | **Institut für Geotechnik**<br>**Dr. Jochen Zirfas GmbH & Co. KG**<br>**Egerländer Straße 44**<br>**65556 Limburg** | | |
| Plan:<br>**- Pfahlsetzungsberechnung -** | Proj.Nr.: **10 14 30** | Datum: **27.08.18** | Anlage: **7.4** |
| | Maßstab: **ohne** | Gez.: **STE** | Gepr.: **STE** |