

Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH · Heidengaß 16 · 76356 Weingarten (Baden)

Ingenieurbüro für Wasserbau, Wasserwirtschaft und Tiefbau
Wald + Corbe GbR
Beratende Ingenieure

Am Hecklehamm 18

76549 Hügelsheim

Anerkanntes Institut
nach DIN 1054
Beratende Ingenieure

Dr. techn. K. Kärcher
Dipl.-Ing. K.-M. Gottheil
Dipl.-Geol. D. Klaiber
Dipl.-Ing. J. Santo

Baugrunduntersuchungen
Erd- und Grundbau
Boden- und Felsmechanik
Damm- und Deichbau
Ingenieur- u. Hydrogeologie
Deponietechnik
Grundwasserhydraulik
Bodenmechanisches Labor

Ihr Zeichen

Unser Zeichen
E 6553d15G

Bearbeiter
He ☎ 06340/508 070-7
m.heckmann@kaercher-geotechnik.de

Datum
06. November 2015

GEOTECHNISCHE STELLUNGNAHME

Ausbau des Leimbaches Leimbachunterlauf Sicherung Kirchheimer Mühle Bach-km 14+800 – 14+870

Projekt-Nr.:	E6553d15G
Auftraggeber:	Ingenieurbüro für Wasserbau, Wasserwirtschaft und Tiefbau Wald + Corbe GdR Beratende Ingenieure Am Hecklehamm 18 76549 Hügelsheim
Angebot:	vom 20.01.2015
Auftrag:	-
Anlagen:	Lageplan 1 Untergrundaufbau 2.1 – 2.2 Laboruntersuchungen 3.1 – 3.6 erdstatische Berechnungen 4.1 – 4.3b Ausbauskizze IB Wald + Corbe 5.1

<u>Inhalt:</u>	1. Vorbemerkungen
	2. Unterlagen
	3. Geplante Baumaßnahme
	4. Baugrund
	5. Ausführungsempfehlungen / Standsicherheitsnachweise

1. Vorbemerkungen

Für den Ausbau des Leimbachunterlaufes, Bach - km 14+742 - 21+270 wurden von der Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Weingarten, die geotechnischen Gutachten E 6553c23G und E 6553c22G vom 14. / 15. Januar 2015 erarbeitet, in welchen allgemeine Ausbauempfehlungen und zugehörige Standsicherheitsnachweise für Regelquerschnitte der Leimbachdämme bei einer Sohltieferlegung des Bachlaufes erarbeitet wurden.

Die vorliegende Stellungnahme handelt die lokalen Sicherungsmaßnahmen der rechten und linken Uferböschung des Leimbaches im Bereich der Kirchheimer Mühle von Bach-km 14+800 - 14+870 ab. Im betreffenden Bachabschnitt sind eine vorhandene Bogenbrücke aus Bruchsteinmauerwerk, eine Ufermauer aus Ortbeton und ein ehemaliges Mühlengebäude, welches zu einem Wohnhaus umgebaut ist, zu unterfangen. Weiterhin muss die linke Uferböschung durch einen Blocksteinsatz gesichert werden.

Die Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH wurde mit der Erarbeitung einer geotechnischen Stellungnahme zu den erforderlichen Unterfangungs- und Sicherungsmaßnahmen beauftragt.

2. Unterlagen

Der vorliegenden Stellungnahme liegen folgende Unterlagen zugrunde:

- Detaillageplan, Maßstab: 1 : 500, IB Wald + Corbe, 2013
- 1 Querprofile des Bestandes und des Gewässerausbaus bei Bach-km 14+859, Genehmigungsplanung, IB Wald + Corbe, Juli 2015
- Geotechnisches Gutachten zum Ausbau des Leimbaches, Bach-km 19+345 - 21+270, (E 6553c23G vom 14.01.2015), Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Weingarten
- Geotechnisches Gutachten zum Ausbau des Leimbaches, Bach-km 14+742 - 19+345, (E 6553c22G vom 15.01.2015), Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH, Weingarten
- Bodenproben von 1 Bohrsondierung (BS 60, DIN 4021) ausgeführt 2007 auf der linken Bachseite bei Bach-km 14+859 durch die VG Umwelttech, Weingarten
- Boden- und Grundwasserprobe von 2 Rammkernbohrung á 12 m Tiefe, verrohrt, Ø = 220 mm, ausgeführt 2015 durch die Terrasond Gesellschaft für Baugrunduntersuchungen GmbH & Co.KG, Herbolzheim

- Bodenproben von 1 Bohrsondierung (BS 60 DIN 4021) á 10 m Tiefe, ausgeführt 2015 durch die Terrasond Gesellschaft für Baugrunduntersuchungen GmbH & Co.KG, Herbolzheim
- Rammprotokoll von 5 Sondierungen mit der Schweren Sonde (DPH n. DIN EN ISO 22476 – 2:2012 – 03), ausgeführt 2015 auf der linken und rechten Bachseite durch die Terrasond Gesellschaft für Baugrunduntersuchungen GmbH & Co.KG, Herbolzheim
- Erdstatische und untergrundhydraulische Berechnungen, durchgeführt durch die Ingenieurgesellschaft Kärcher, Weingarten
- Hydrogeologische Kartierung und Grundwasserbewirtschaftung Rhein - Neckar - Raum, Fortschreibung 1983 - 1998, Ministerium für Umwelt und Verkehr, Baden - Württemberg, Hessisches Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft und Forsten, Ministerium für Umwelt und Forsten Rheinland – Pfalz, 1999
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ EAB, 5. Auflage, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 2012

3. Geplante Baumaßnahme

Das vom Ingenieurbüro Wald + Corbe, Hügelsheim, übersandte Ausbauprofil bei Bach km 14+859 wurde zum besseren Verständnis in der Anlage 5.1 beigelegt.

Die Bachsohle des Leimbaches wird bei Bach-km 14+859 um ca. 0,75 m auf ein Niveau von ca. 102,6 m+NN vertieft. Der Bemessungswasserspiegel wird seitens des RP Karlsruhe nach der SohlLieferlegung mit BHW \cong 104,1 m+NN und der Mittelwasserstand mit MW = 102,9 m+NN angegeben. Das erforderliche Freibordmaß beträgt $f = 0,5$ m.

Die linke Bachböschung wird durch einen mehrreihigen Blocksteinsatz gesichert. Die Höhe des Blocksteinsatzes über der geplanten Bachsohle beträgt ca. 2,9 m, das auf der linken Bachseite vorhandene, seitliche Gelände wird auf ein Niveau von ca. 105,2 – 105,5 m+NN angeglichen.

Das rechte Ufer des Leimbaches wird im jetzigen Zustand durch eine senkrechte Ortbetonwand mit einer Standhöhe von ca. 2,2 m über dem vorhandenen Leimbachbett gesichert. Nach den Erkundungsergebnissen ist davon auszugehen, dass kein rückwärtiger Sporn an der Ortbetonmauer vorhanden ist. Die Ortbetonmauer gründet somit entweder als „Trogbauwerk“ in der jetzigen Bachsohle oder ist einer Spundwand aufgelagert. Durch die SohlLieferlegung des Leimbaches muss die Ortbetonwand unterfangen werden, die Standhöhe der Ortbetonwand wird sich nach der SohlLieferlegung auf ca. 3,0 m vergrößern. Im Bereich von Bach-km 14+850 – 14+865 grenzt ein zum Wohnhaus umgebautes Lagergebäude an die vorhandene Ufermauer an. Das Wohngebäude ist angrenzend zur Ufermauer nicht unterkellert. Der horizontale Abstand zwischen der Gebäudeaußenwand und der Ufermauer beträgt ca. 2 m, verifizierte Angaben zur Gründungstiefe, Fundamentbreite und Gebäudelasten liegen nicht vor. Nach fernmündlicher

Mitteilung des mit der Planung und Bauleitung der Umbaumaßnahmen am Lagergebäude beauftragten Architekten kann für die nachfolgenden erdstatischen Nachweisen davon ausgegangen werden, dass die Gebäudeaußenwand lediglich in frostfreier Tiefe auf einem Niveau von $UK_{\text{Gründung}} \cong 104,8 \text{ m} + \text{NN}$ gründet. Es wird empfohlen, entsprechendes im Zuge der Ausführungsplanung zu überprüfen.

Nach den vorhandenen Unterlagen weist die vorhandene Bogenbrücke aus Bruchsteinmauerwerk eine Fahrbahnbreite von 3,5 m und eine Länge bzw. Spannweite von ca. 5,8 m auf. Weitere Lastangaben und Fundamentabmessungen im Bereich der Widerlager liegen nicht vor. Nachfolgend wird von einer Gründungstiefe der Widerlager von 0,5 m unter der vorhandenen Bachsohle ausgegangen, was einem Niveau von $UK_{\text{Brücke}} \cong 102,9 \text{ m} + \text{NN}$ entspricht.

Wie vor Ort ersichtlich, scheint die bestehende Steinbogenbrücke durch die Auflagerung einer neuen Tragplatte in neuerer Zeit ertüchtigt worden zu sein. Es wird empfohlen; diesen Sachverhalt zu überprüfen und die statischen Unterlagen zur erfolgten Brückensanierung einzusehen. Unter Umständen ergeben sich so Hinweise zu den Abmessungen und Gründungstiefen der vorhandenen Brückenwiderlager. Weiterhin wird empfohlen, die Lastannahmen der Dimensionierung der Tragplatte auf deren Gültigkeit zu überprüfen und mit der Dimensionierung der Unterfangungselemente abzustimmen.

Generell wird empfohlen, im Vorfeld der Sicherungsarbeiten die Höhenannahmen der Fundamente sowie die Höhenlage der vorhandenen Leitungslagen zu überprüfen.

4. Baugrund. Bodenmechanische Kennwerte. Grundwasser

4.1 Untergrundaufbau

Bei Bach-km 14+859 wurde im Jahr 2007 eine nicht verrohrte Bohrsondierungen ($\varnothing = 60 \text{ mm}$) mit 8 m Tiefe am linken Bachufer ausgeführt.

Im Jahr 2015 wurden die Erkundungsergebnisse am linken und rechten Bachufer durch 2 verrohrte Rammkernbohrungen mit Tiefen von 12 m unter GOK, eine nicht verrohrte Bohrsondierung ($\varnothing = 60 \text{ mm}$) mit 10 m Tiefe sowie 5 Schweren Rammsondierungen (DPH n. DIN EN ISO 22476 – 2:2012 – 03) á 12 m Tiefe ergänzt. Die Lage der Bohransatzpunkte ist in der Anlage 1 dargestellt.

Eine zeichnerische Darstellung der angetroffenen Untergrundverhältnisse nach DIN 4023 ist in den Anlagen 2.1 und 2.2 für die Bach-km ~14+840 und Bach-km ~14+859 beigelegt, dort finden sich neben der Bodenbeschreibung Zuordnungen zu den Bodengruppen nach DIN 18196 sowie zu den Bodenklassen nach DIN 18300. Weiterhin sind die Rammwiderstände n_{10} der Schweren Rammsondierungen in Form von Diagrammen aufgetragen. Folgender Untergrundaufbau wurde angetroffen:

Im Bereich der Hinterfüllung der Ufermauern sowie teilweise knapp unterhalb der zu vermutenden Gründungssohle konnten gemischtkörnige Böden der Bodengruppe SU* und leichtplastische Böden der Bodengruppe UL und TL mit breiig - weicher Konsistenz nachgewiesen werden. Diese teilweise aufgeweichten Böden befinden sich im Einstaubereich des Leimbaches und sind der Bodenklasse 2 nach DIN 18300 zuzuordnen.

Die Dammkörper der Leimbachdämme sowie die oberflächennah anstehenden, bindigen Deckschichten bestehen überwiegend aus Auelehmen der Bodengruppen UL, TL, TM und TA nach DIN 18196, welche in etwa bis zu einer Tiefe von 2,4 - 2,6 m unter dem Niveau der geplanten Bachsohle (ca. 100,2 – 100,0 m+NN) anstehen. Überwiegend wurden steif bis halb feste Konsistenzen ermittelt (vgl. Anlage 3.2), so dass zum Großteil von einer Zuordnung zur Bodenklasse 4 (Bodengruppen UL, TL, TM) und Bodenklasse 5 (Bodengruppe TA) nach DIN 18300 ausgegangen werden kann. Bei einem Aushub unter Wasser bzw. einem Zutritt von Niederschlag ist jedoch damit zu rechnen, dass die leichtplastischen, bindigen Böden (UL, TL) aufgrund ihrer geringen Plastizität rasch in die Bodenklasse 2 der „fließenden Bodenarten“ übergehen.

Lokal werden die o.g. Auelehme von einer geringmächtigen Schicht (Mächtigkeit ca. 0,5 m) aus gemischtkörnigen Böden der Bodengruppe SU* und SU unterlagert.

Unterhalb einem Niveau von 99,7 - 100,0 m+NN folgen feinteilfreie Mittel – Grobsande mit schwankenden Kiesanteilen und lockerer bis mitteldichter Lagerung, welche den Bodengruppen SE / SW / GW und der Bodenklasse 3 (DIN 18300) zugeordnet werden können (vgl. Anlage 3.1). Unterhalb einem Niveau von 94,2 m+NN steigen die Rammwiderstände der schweren Rammsonde unter Wasser auf $n_{10} \geq 15 - 30$ Schläge je 10 cm Eindringtiefe an, was auf eine dichte Lagerung der anstehenden grobkörnigen Böden (Bodengruppen SE und GW, Bodenklasse 3) schließen lässt.

4.2 Bodenmechanische Kennwerte

Die angetroffenen Böden sind aus der Bearbeitung der geotechnischen Gutachten E 6553c23G und E 6553c22G zum Ausbau des Leimbach Unterlaufes ausreichend bekannt; so dass die Durchführung von Laboruntersuchungen auf Versuche zur Charakterisierung der Böden (vgl. Anl. 3.1 – 3.6) beschränkt werden konnte.

Die für erdstatische Berechnungen und Nachweise erforderlichen Kennwerte der angetroffenen Böden sind unter Einbeziehung der erforderlichen Sicherheiten in der Rechenwerttabelle der Anlagen 2.1 und 2.2 aufgeführt. Hierin bezeichnet E_s den Steifemodul, φ' den Reibungswinkel, c' die Kohäsion und γ/γ' die Wichte/Wichte unter Auftrieb der jeweils angetroffenen Bodenschicht. Es handelt sich hierbei um charakteristische Werte im Sinne der DIN 1054:2010-12. Weiterhin wurde in den rechten Spalten der Rechenwerttabelle eine Zuordnung zu den Bodengruppen nach DIN 18196 und den Bodenklassen nach DIN 18300 getroffen.

Bei der Ausschreibung von evtl. anstehenden Bohrarbeiten ist aufgrund der hohen Quarzanteile der anstehenden Kiese und Sande von einer mindestens starken Abrassivität der anstehenden Böden auszugehen.

4.3 Grundwasserverhältnisse

Nach der Hydrogeologischen Kartierung des Rhein – Neckar – Raumes ist der mittlere Grundwasserstand im untersuchten Bauabschnitt auf einem Niveau von ca. 98,5 m+NN zu erwarten. Die bestehende Leimbachsohle kann als „dicht“ angesetzt werden, so dass im Hochwasserfall im Bereich des Hinterlandes nicht mit artesisch gespannten Druckwasserverhältnissen zu rechnen ist.

Bei den nachfolgenden erdstatischen Berechnungen wurde die Aufsättigung der Leimbachdämme bei einem Hochwasserereignis gemäß der instationären Strömungsberechnung des geotechnischen Gutachtens E 6553c23G vom 14.01.2015 angesetzt. Hierbei war in der Bemessungssituation BS – P von einem 24-stündigen Einstau auf dem Niveau des Bemessungswasserspiegels bei einer Gesamtdauer der Hochwasserwelle von 48 Stunden ausgegangen worden. Für die im Baufeld anstehenden bindigen Böden der Dammkrone und der anstehenden Auelehme wurde eine hydraulische Durchlässigkeit von $k_f = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s angesetzt, den gemischtkörnigen Böden der Hinterfüllung wurde eine hydraulische Durchlässigkeit von $k_f = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s zugeordnet.

4.4 Erdbebenzone

Nach DIN 4149:2005-04 gilt folgende Einstufung des Baugeländes:

Erdbebenzone	1
Untergrundklasse	S
Baugrundklasse	C (bei Gründung im Sand bzw. Kies)

5. Ausführungsempfehlungen / Standsicherheitsnachweise

5.1 Unterfangung der Brückenwiderlager

Im Allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass bei Steinbogenbrücken keine nennenswerten Biege- bzw. Zugspannungen im Gewölbe auftreten und die Horizontallasten aus dem Gewölbeschub über Reibungsschluss in der Gründungssohle und den passiven Erdwiderstand der Brückenwiderlager in den Untergrund eingeleitet werden.

Die Widerlagerfundamente gründen wahrscheinlich oberhalb der zukünftigen Leimbachsohle innerhalb der bindigen Auelehme. Von einer konventionellen, abschnittswisen Unterfangung der Widerlager auf die anstehenden Auelehme unterhalb der zukünftigen Leimbachsohle wird abgeraten, da es hierdurch zu Spannungsumlagerungen auf tieferliegende, bindige Schichten kommen wird, die zu zusätzlichen Setzungen der Widerlager führen werden.

Es wird daher empfohlen, etwaige Unterfangungselemente auf die tieferliegenden, gut tragfähigen Sande zu führen, um die für das Brückenbauwerk zusätzlich auftretenden Setzungen reduzieren zu können.

Die Unterfangung der Widerlagerfundamente und der seitlichen Flügelwände auf die gut tragfähigen Sande kann beispielsweise im Düsenstrahl - Verfahren (Hochdruck - Injektion - Verfahren (HDI)- Verfahren) erfolgen. Hierbei wird eine Einbindung der Düsenstrahl - Körper von 0,5 m in die gut tragfähigen Kiessande empfohlen (Gründungsniveau unterhalb 99,5 m+NN), woraus mit Gesamttiefen von ca. 3,1 m unter der zukünftigen Leimbachsohle zu rechnen ist. Bei einer vollflächigen Unterfangung der vorhandenen Widerlagerfundamente und Flügelmauern und einer Beschränkung der Sohlspannung in der tiefergelegten Gründungssohle auf $\sigma_0 \cong 300 \text{ kN/m}^2$, können die zu erwartenden, zusätzlichen Setzungen des Brückenbauwerkes auf $s \leq 1,0 \text{ cm}$ beschränkt werden (vgl. Anl. 4.1). Die notwendigen Abmessungen der Unterfangungskörper sind durch einen Tragwerksplaner festzulegen, weiterhin ist die sichere Ableitung der Horizontalkräfte aus Gewölbeschub und Verkehrslasten über Reibungsschluss in der Gründungssohle und die Hinterfüllung der Widerlager nachzuweisen.

Alternativ ist die Ausführung einer Unterfangung der Widerlager mittels Mikropfählen möglich. Zur Aufnahme der Horizontalkräfte werden Schrägpfähle erforderlich werden. Die Erfordernis der Ausführung von Streich- bzw. Kopfbalken zur Einleitung der Bauwerkslasten in die Mikropfähle ist seitens des Tragwerkplaners zu überprüfen.

Aufgrund der geringen Arbeitshöhe von $H \leq 1,8 \text{ m}$ zwischen dem Scheitel des Brückenbogens und der bestehenden Leimbachsohle sollte die Ausführbarkeit von Mikropfählen im Vorfeld der Ausschreibung überprüft werden. In jedem Fall sind die Bohrgerätschaften an die begrenzten Arbeitshöhen anzupassen.

Die Lastabtragung von verpressten Mikropfählen erfolgt über Mantelreibung, geringfügige Kopfverformungen von wenigen Millimetern bis zur vollständigen Aktivierung der Mantelreibung sind in Kauf zu nehmen. Nach der EA - Pfähle kann innerhalb der anstehenden, grobkörnigen Böden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der Pfahlmantelreibung von folgenden Erfahrungswerten ausgegangen werden:

Tab. 1: Erfahrungswerte Pfahlmantelreibung für verpresste Mikropfähle

Tiefenstufe (m+NN - m+NN)	DIN 18196 [-]	n_{10} (DPH) u. GW (Schläge / 10 cm)	$q_{c,i}$ [MN/m ²]	$q_{si,k}$ [kN/m ²]
99,8 – 94,2	SE	5	7,5	150
94,2 – 90	SE	>15	15	240

Es wird davon ausgegangen, dass lediglich Druckpfähle ausgeführt werden müssen. Hierbei sind an mindestens 3 % der Bauwerkspfähle Probelastungen nach DIN EN 14199 bzw. der EA - Pfähle auszuführen, die Mindestanzahl der Probelastung $n \geq 2$ ist einzuhalten. Die Prüflasten sind seitens des Tragwerksplaners in Abhängigkeit der Anzahl der Probelastungen festzulegen. Bei der Bestimmung der Pfahltragfähigkeit wird ein zulässiges Kriechmaß von $k_s \leq 2$ mm empfohlen.

5.2 Setzsteinsicherung Bach-km 14+835 – 14+855, linke Bachseite (Anl. 4.2, 5.1)

Gemäß der Anlage 5.1 soll aufgrund der beengten Platzverhältnisse innerhalb des Mühlengeländes im Bereich von Bach-km 14+835 – 14+855 auf der linken Bachseite eine wasserseitige Böschungssicherung mittels eines mehrreihigen Blocksteinsatzes durchgeführt werden. Voraussetzung für die Ausführbarkeit einer Setzsteinsicherung ist, dass im Bau- und Endzustand keine Fundamentlasten in die Böschungfläche ausstrahlen.

Der Nachweis der äußeren Standsicherheit des mehrreihigen Blocksteinsatzes ist in der Anlage 4.2 dargestellt. Hierbei wurden folgende Vorgaben / Lastannahmen getroffen bzw. ermittelt:

- Für die Blocksteinlagen werden Abmessungen von $h \geq 0,8$ m (Höhe) und $b \geq 1,2$ m (Mindestbreite) angenommen. Die charakteristische Feuchtwichte der Blocksteine wird mit $\gamma_k \geq 23$ kN/m³ angesetzt.
- Es wird davon ausgegangen, dass die Blocksteine in einem Mörtelbett verlegt werden, dem Reibungswiderstand der Lagerfugen wird daher eine Reibungszahl von $\mu = 0,45$ zugrunde gelegt.

- Zur Gründung der Blocksteine wird die Ausführung eines Streifenfundamentes mit einer Mindestbreite von $b \geq 1,4$ m und einer Mindeststärke von $d > 0,4$ m empfohlen (vgl. Anl. 4.2). Aus Gründen der Frostsicherheit wird die Ausführung eines ca. 0,4 m mächtigen Schotterpolsters unter dem Streifenfundament empfohlen, in welchem ggfs. eine offene Wasserhaltung ausgeführt werden kann.
- Die freie Standhöhe der Blocksteinwand wird mit $H \leq 2,4$ m angesetzt, die Vorderkante der Blocksteine wird entgegen der vorliegenden Planung auf eine Neigung von $\alpha \leq 75^\circ$ gegen die Horizontale versteilt, um eine gleichmäßigere Sohlspannungsverteilung zu erzielen.
- Erdseitig wird die Blocksteinmauer mit gutdurchlässigem Schüttmaterial hinterfüllt, so dass in der Bemessungssituation BS – P im Falle einer schnellen Spiegelsenkung nicht mit einem nennenswerten, treibenden Wasserdruck auf den Blocksteinsatz zu rechnen ist.
- Die maßgebende Nachweisführung erfolgt in der Bemessungssituation BS – A. Bachseitig wird hierbei ein Einstau auf dem Niveau des Mittelwasserstandes angenommen. Erdseitig wird von einem Versagen der drainierenden Wirkung der Hinterfüllung ausgegangen, so dass auf den Blocksteinsatz ein Wasserdruck gemäß der instationären Strömungsberechnung des o.g. geotechnischen Gutachten (E 6553c23G 14.01.2015) bei einer schnellen Spiegelsenkung angesetzt wird.
- Temporäre Baugrubenböschungen sind unter einem Böschungswinkel von $\beta \leq 60^\circ$ anzulegen. Bei den vorliegenden Untergrundverhältnissen ist von einem Winkel des aktiven Erdruckkeils von $\nu_a \approx 50 - 55^\circ$ auszugehen, erdseitig des Blocksteinsatzes werden daher die Kennwerte des anstehenden Bodens zur Ermittlung des aktiven Erdruckes angesetzt.
- Die Dammkrone bzw. das hoch liegenden Hinterland wird allenfalls zu fußläufigen Unterhaltungsarbeiten begangen. Eine Befahrung des Unterhaltungstreifens mit Fahrzeugen wird für den vorliegenden Abschnitt nicht berücksichtigt.
- Der Ansatz des aktiven Erdruckes nach DIN 4084 ist für den vorliegenden Fall der Ausführung eines Blocksteinsatzes ausreichend.
- Auf den Ansatz eines passiven Erdwiderstandes muss aufgrund der geringen Einbindetiefe des Blocksteinsatzes verzichtet werden. Die Gleitsicherheit in der Gründungssohle ist gegeben. Konstruktiv wird empfohlen, das Streifenfundament gegen die gegenüberliegende Böschung durch horizontale Druckstempel permanent auszusteiern. Gemäß dem statischen Nachweisen kann von einer charakteristischen, horizontalen Stempelkraft von $H \cong 10$ kN/lfdm ausgegangen werden.
- Die Gleitsicherheit in der untersten Lagerfuge ist gegeben, konstruktiv wird die Ausführung von Maßnahmen gegen Gleiten in der Lagerfuge (Ausführung von Dollen, Winkel) empfohlen.
- Aufgrund der trapezförmigen Sohlnormalspannungsverteilung resultieren Verdrehungen der untersten Blocklage von $\Delta s \leq 1$ cm gegen die Erdseite hin, dies ist aus geotechnischer Sicht tolerierbar.

Konstruktiv wird folgendes empfohlen:

- Die Hinterfüllung der Blocksteine ist filterstabil gegen das anstehende Erdreich auszuführen, es wird die Verwendung eines Geotextils empfohlen.
- Die Hinterfüllung der Blocksteine ist auf die Fugenbreite der Lagersteine abzustimmen, damit die Filterstabilität gewährleistet bleibt. Hierfür kann bei Verwendung eines gebrochenen Schottermaterials gegebenenfalls ein Geotextil vorgesehen werden. Alternativ ist die Verwendung eines Drainbetons möglich.
- Der Fuß bzw. die Fundamente der Blocksteinwand sind gegen Erosion und Kolkbildung zu sichern.
- Die Erfordernis einer Absturzsicherung sollte geklärt werden.

5.3 Sicherung Ufermauer, Bach-km 14+825 – 14+865, rechte Bachseite (Anl. 4.3a/b, 5.1)

Das zum Wohnhaus umgebaute Lagergebäude auf der rechten Bachseite (Bach-km 14+850 - 14+862) ist bachseitig nicht unterkellert. Bei Annahme einer frostfreien Gründungstiefe der bachseitigen Giebelwand von $UK_{\text{Gründung}} \cong 104,8 \text{ m} + \text{NN}$ (vgl. Kap. 3) ist von einer Gründung in den anstehenden, bindigen Auelehmen auszugehen. Entsprechend dem übersandten Ausbauprofil des IB Wald + Corbe, Hügelsheim (vgl. Anl. 5.1) muss davon ausgegangen werden, dass die Fundamentlasten des Giebels in die Böschung oberhalb der zukünftigen Bachsohle ausstrahlen werden.

Von einer konventionellen, abschnittswisen Unterfangung der Giebelfundamente entsprechend der DIN 4123 auf die anstehenden Auelehme unterhalb der zukünftigen Leimbachsohle wird abgeraten, da es hierdurch zu Spannungsumlagerungen auf tieferliegende, bindige Schichten kommen wird, die zu zusätzlichen Setzungen der Giebelwand führen werden.

Die Ausführung einer Unterfangung der Giebelwand im Düsenstrahlverfahren oder die Ausführung von Wurzelfpählen auf die unterlagernden, gut tragfähigen Kiessande ist möglich, erfordert jedoch sehr wahrscheinlich die Ertüchtigung bestehender Giebelfundamente bzw. die Sicherung des benachbarten, unterkellerten Teilbereiches. Bei dieser Ausführungsvariante wird bei einer Sohltieferlegung des Leimbaches die aus den Fundamentlasten resultierende Horizontalbelastung der Ufermauer reduziert. Hierdurch würde eine abschnittsweise Unterfangung der bestehenden Ufermauer möglich, welche prinzipiell auch außerhalb des Bereiches des Lagergebäudes zur Anwendung kommen kann. Die erforderlichen Mindestabmessungen des Unterfangungskörpers und die Erfordernis von Aussteifungsmaßnahmen in der Leimbachsohle sind in diesem Fall seitens eines Tragwerksplaners festzulegen.

Sofern nur die Ufermauer mittels Wurzelfpählen unterfangen werden soll, sind bei der Sohltieferlegung des Leimbaches die Knicksicherheit der Pfähle und deren ausreichende Sicherheit gegen Abscheren nachzuweisen.

Im Hinblick auf die verbleibende Standzeit der vorhandenen Ortbetonmauer, den oben beschriebenen, notwendigen Sicherungsaufwand am bestehenden Wohngebäude sowie Unsicherheiten bei der Bemessung infolge der unbekanntenen Gründungssituation und Betonbeschaffenheit der vorhandenen Ortbetonwand erscheint die Neuerrichtung einer Bohrpfahlwand unmittelbar bachseitig der vorhandenen Ortbetonwand die nachhaltigere Ausführungsvariante mit geringerem Ausführungsrisiko. Durch die Ausführung einer Rückverankerung im Bereich des Lasteintrages des zum Wohnhaus umgebauten Lagergebäudes kann bei dieser Sicherungsvariante flexibel auf die unterschiedlichen Randbedingungen reagiert werden. Der evtl. vorhandene Trog in der Leimbachsohle muss bei der Ausführung der Bohrpfahlwand durchörtert werden, was nach der provisorischen Errichtung eines Arbeitsplanums und Ausführung der Rückverankerung jedoch möglich ist.

Nachfolgend wird daher für den Bereich des zum Wohnhaus umgebauten Lagergebäudes (Bach-km 14+850 - 14+862) die Vordimensionierung einer rückverankerten Bohrpfahlwand untersucht, welche in der Anlage 4.3a beigelegt ist. Hierbei wurden folgenden Ausbauvorgaben und Lastannahmen getroffen bzw. ermittelt:

- Aufgrund der unterhalb der Gründungssohle anstehenden Auelehme wird vor dem zu unterfangenden Fundament ein Druckausbreitungswinkel in der Höhe des charakteristischen Reibungswinkels der anstehenden bindigen Böden von $\beta = \varphi_k = 27,5^\circ$ empfohlen.
- Die Fundamentlasten strahlen bei Ansatz des vorgenannten Druckausbreitungswinkels im Endzustand in die freie Standhöhe des erforderlichen Verbaus aus (vgl. Anl. 4.3). Die Kopfverformungen der Bohrpfahlwand müssen daher durch geeignete Aussteifungs- oder Rückverankerungsmaßnahmen eingeschränkt werden (EAB (2012), S. 153).
- Aufgrund der erforderlichen Reduzierung der Kopfverformungen der Bohrpfahlwand wird der Ansatz eines erhöhten aktiven Erdruckes auf den Mittelwert zwischen Erdruchdruck E_0 und horizontalem, aktiven Erddruck $E_{a,h}$ erforderlich (EAB (2012), S. 162).
- Aufgrund der locker bis mitteldichten Lagerung der bis zu einem Niveau von 94,2 m+NN anstehenden Sande sowie der erforderlichen, unnachgiebigen Stützung (Aussteifung / Rückverankerung) darf in den Standsicherheitsnachweisen der Fuß der Bohrpfahlwand nicht als „eingespannt“ angesetzt werden (EAB (2012), S. 114 ff). Eine Einspannung des Fußes nach BLUM ist nicht gegeben.
- Aufgrund der erforderlichen, großen Ankerneigung und dem geringen Abstand zwischen Verbauwand und zu unterfangendem Fundament wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erforderlich (EAB (2012), S. 85). Die nachfolgenden Standsicherheitsberechnungen erfolgten daher im Bettungsmodulverfahren.

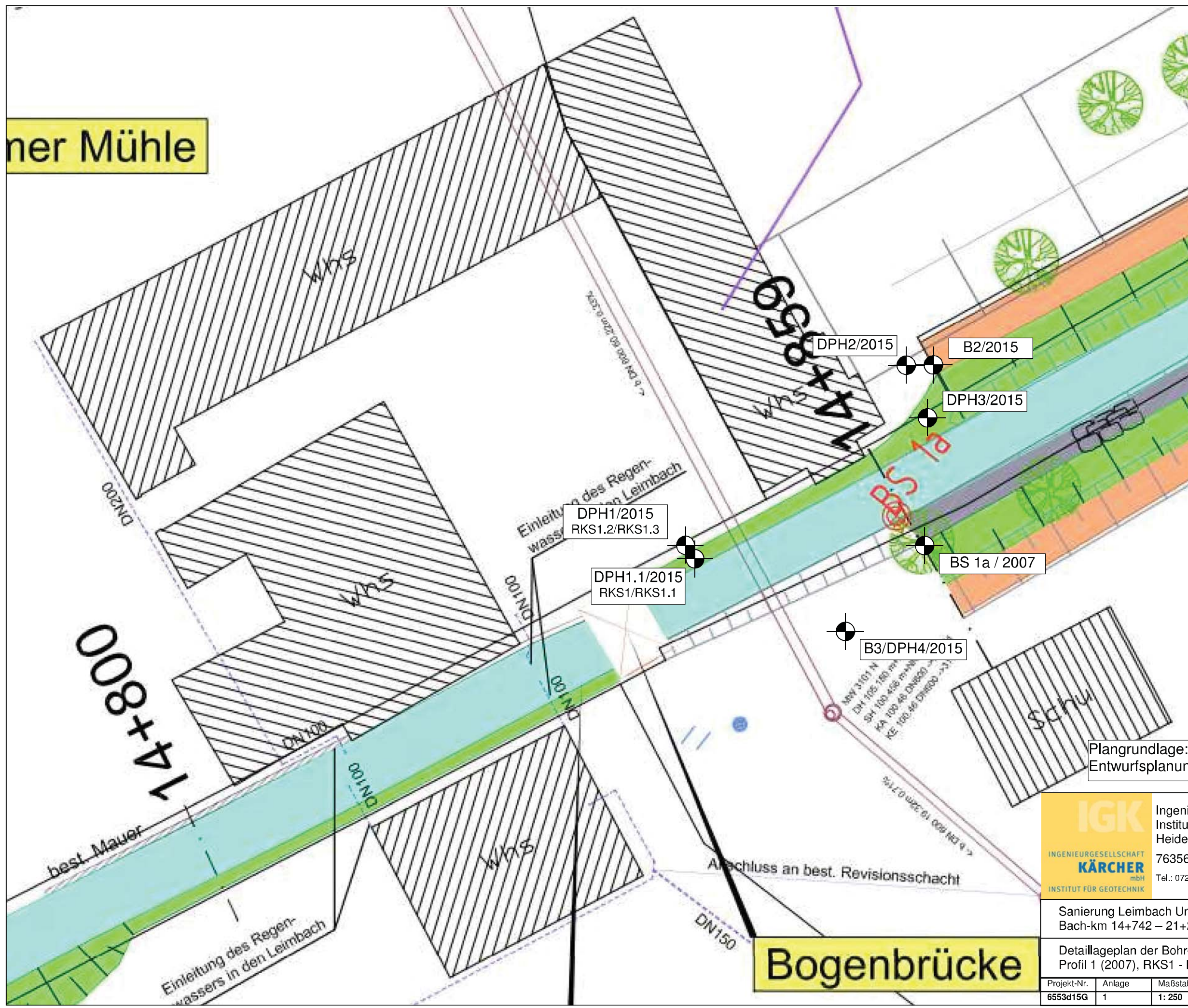
- Die charakteristische, vertikale Sohlspannung des Giebelfundamentes des zum Wohnhaus umgebauten Lagergebäudes wird auf $p_g = 300 \text{ kN/m}^2$ (ständige Linienlast $q_g' = 150 \text{ kN/lfm}$) zzgl. einer Verkehrsbelastung von $p_q = 100 \text{ kN/m}^2$ (nichtständige Linienlast $q_q' = 50 \text{ kN/lfm}$) geschätzt, die Breite des Gebäudefundamentes wird hierbei mit $b = 0,5 \text{ m}$ angenommen. Horizontallasten werden nicht angesetzt. Die Richtigkeit der Lastannahmen ist im Zuge der Ausführungsplanung durch einen Tragwerksplaner zu überprüfen.
- Auf dem vorhandenen Unterhaltungspfad zwischen dem Wohngebäude und der vorhandenen Ort betonmauer wird eine nichtständige Verkehrslast von $p_{v,k} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Horizontalbelastungen der Verbauwand aus Seitenstoß werden nicht berücksichtigt.
- Aufgrund der geringen horizontalen Erstreckung der Bohrpfahlwand entlang der Leimbachachse sowie der zu erwartenden, gemischtkörnigen Hinterfüllung der Ufermauer wurde im Hochwasserfall mit einer Aufsättigung des Erdreiches hinter der Bohrpfahlwand gerechnet. Auf der Aktivseite der Bohrpfahlwand wird daher ein Wasserdruck gemäß der instationären Strömungsberechnung des o.g. geotechnischen Gutachtens (E 6553c23G vom 14.01.2015) bei einer schnellen Spiegelsenkung angesetzt.
- Der Porenwasserdruck wird mittels „Stromröhren - Ansatz“ entlang der Spundwand ermittelt.
- Gemäß den Bemessungsvorgaben der DIN 19712 erfolgt die Nachweisführung bei den o.g. Randbedingungen in der Bemessungssituation BS - P
- Um Ausspülungen hinter der Bohrpfahlwand zu vermeiden, wird eine Bohrpfahlwand mit überschrittenen Bohrpfählen empfohlen. Der Bohrpfahldurchmesser wird in den nachfolgenden Standsicherheitsnachweisen mit $d = 620 \text{ mm}$ angesetzt, der Abstand der bewehrten Bohrpfähle mit $a \leq 1,0 \text{ m}$.
- Gemäß der Standsicherheitsberechnungen der Anlagen 4.3a wird bei einer Rückverankerung eine Einbindetiefe der Bohrpfahlwand von $t = 4,0 \text{ m}$ unter die zukünftige Leimbachsohle von $102,6 \text{ m} + \text{NN}$ erforderlich. Gemessen ab $OK_{\text{Freibord}} = 105,6 \text{ m} + \text{NN}$ entspricht dies einer erforderlichen Gesamtlänge der Bohrpfähle von $l_{\text{ges}} \geq 7,0 \text{ m}$.
- Es wird empfohlen, die Rückverankerung im Bereich des Wohngebäudes (Bach-km 14+850 - 14+865) auf dem Gründungsniveau der zu unterfangenden Fundamente auszuführen, da hierdurch Kopfverformungen auf ein Minimum beschränkt werden können (vgl. Anlage 4.3a). Nach EAB (2012), S. 119, ist die Rückverankerung hierbei vor dem Aushub auf 100 % der rechnerischen Ankerkraft von $N_{(g,q),k} \cong 160 \text{ kN / lfdm}$ Bohrpfahlwand vorzuspannen. Zum Zweck der Kostenermittlung kann von 10,5 m langen Permanentankern mit einer Verpressstrecke von ca. 3 m ausgegangen werden, was bei einem Ankerabstand von $a = 1,0 \text{ m}$ ausreichend ist. Die Ankerköpfe sind für einen temporären Einstau auszulegen (Korrosionsschutz).

- Im Bereich der Hofffläche, außerhalb des Einflussbereiches der Wohnbebauung, kann auf die Ausführung einer Rückverankerung der Bohrpfahlwand verzichtet werden (vgl. Anl. 4.3b). Im Bereich unterhalb der zukünftigen Leimbachsohle wurde hierbei eine horizontale Steifenkraft von $H = 10 \text{ kN/ldm}$ angesetzt, welche aus der horizontalen Aussteifung des gegenüberliegenden Blocksteinsatzes resultiert (vgl. Anl. 4.2). Wie aus der Anlage 4.3b ersichtlich, werden im Bereich der Hoffflächen Gesamtlängen der nicht rückverankerten Bohrpfähle von $l_{\text{ges}} \cong 8,0 \text{ m}$ notwendig, wobei mit tolerablen, horizontalen Kopfverformungen $w < 1 \text{ cm}$ zu rechnen.

Konstruktiv werden folgende zusätzliche Vorkehrungen empfohlen:

- Bei Ausführung einer rückverankerten Bohrpfahlwand im Bereich der Wohnbebauung können die Kopfverformungen der Wand im Bereich der Fundamente auf ein Minimum, resultierend aus dem unvermeidlichen Ankerschlupf, beschränkt werden. Auch bei Ausführung einer Unterfangung der Gebäudefundamente im Düsenstrahlverfahren ist mit geringen Setzungsbeträgen, resultierend aus dem Schrumpfen der Unterfangungselemente beim Abbinden, zu rechnen.
- Es wird empfohlen, an der angrenzenden Bebauung im Vorfeld der Bauausführung eine intensive Beweissicherung durchzuführen. Die Höhenlage der Fundamente ist im Vorfeld der Bauausführung zu kontrollieren. Es wird empfohlen, während der Sicherungsarbeiten Bewegungen der Bohrpfahlwand und der angrenzenden Fundamente kontinuierlich messtechnisch zu fassen, um ggfs. korrigierenden Einfluss auf den Ablauf der Sicherungsarbeiten nehmen zu können.
- Hierbei wird insbesondere empfohlen, die tatsächlich vorliegenden Gründungshöhen der angrenzenden Bestandgebäude, der Ufermauer und des vorhandenen Brückenbauwerkes zu überprüfen.
- Die oben beschriebenen Standsicherheitsnachweise sind Nachweise der äußeren Standsicherheit. Diese Standsicherheitsnachweise stellen eine Vordimensionierung dar und sind im Zuge der Ausführungsplanung zu überarbeiten und durch Nachweise der inneren Standsicherheit zu ergänzen. Es wird empfohlen, die Ausführungsstatik einem Prüfenieur zur Prüfung zu übergeben.

ner Mühle



Plangrundlage:
Entwurfsplanung IB Wald + Corbe, 2013

IGK
INGENIEURGESELLSCHAFT
KÄRCHER
mbH
INSTITUT FÜR GEOTECHNIK

Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
Institut für Geotechnik
Heidengass 16
76356 Weingarten
Tel.: 07244 / 7013-0 Fax: 07244 / 7013-17

Sanierung Leimbach Unterlauf
Bach-km 14+742 – 21+270

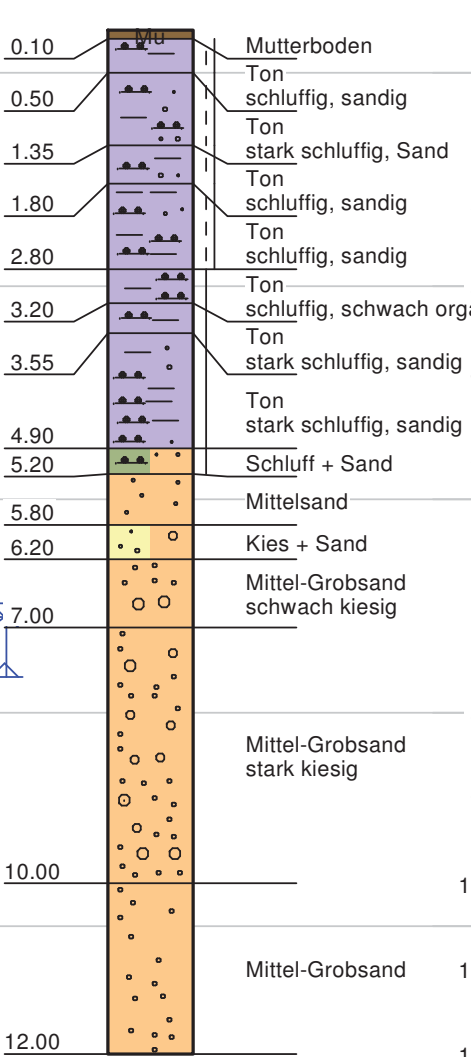
Detaillageplan der Bohr- und Sondieransatzpunkte
Profil 1 (2007), RKS1 - B3 (2015) / Bach-km 14+859

Projekt-Nr.	Anlage	Maßstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
6553d15G	1	1: 250	05.11.2015	He	He

Bodenkennwerte zu B3/2015						
Tiefe [m]	Es [MPa]	phi' [°]	c' [kN/m²]	gam [kN/m³]	DIN 18196	DIN 18300
2.8 (102.7)	8	25	6	20/11	TM	4
5.2 (100.3)	10	27.5	7	20/11	TL	4
10.3 (95.2)	40	32.5	0	20/11	SE/SW	3
12.0 (93.5)	50	37.5	0	20/11	SE	3

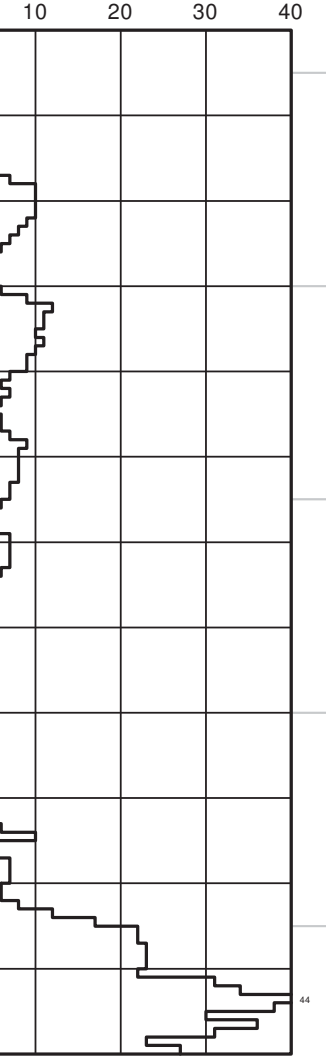
B3/2015

105,5 m+NN



DPH 4

105,5 m+NN

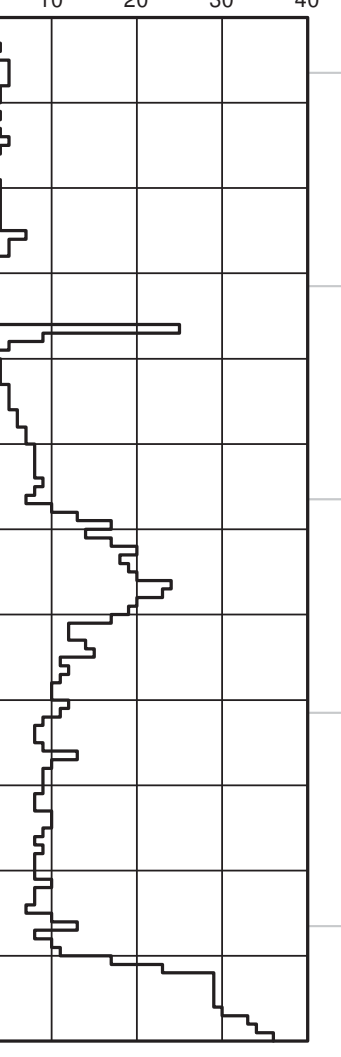


104,1
103,4
102,6

Gründungsniveau Bogenbrücke : ca. 102,9 m+NN

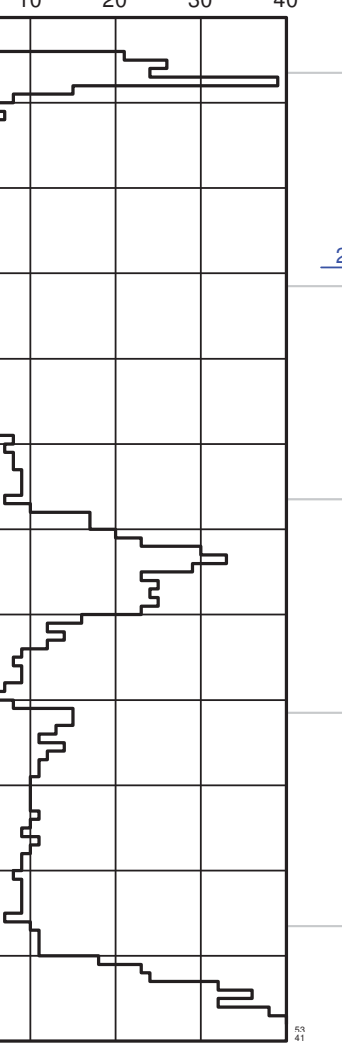
DPH 1.1

105,65 m+NN



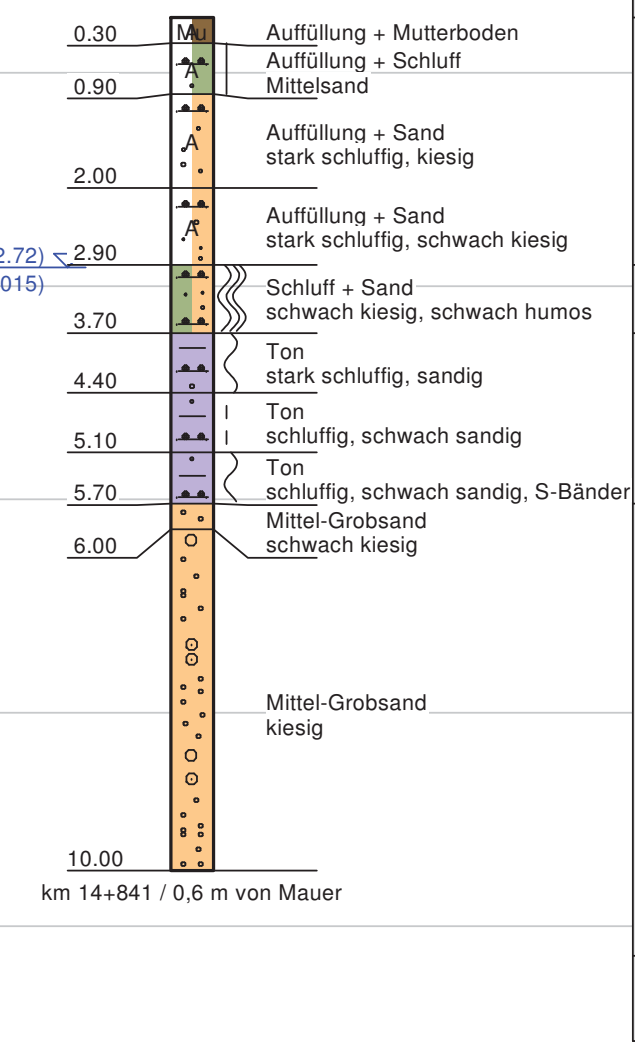
DPH 1

105,65 m+NN



RKS 1/2015

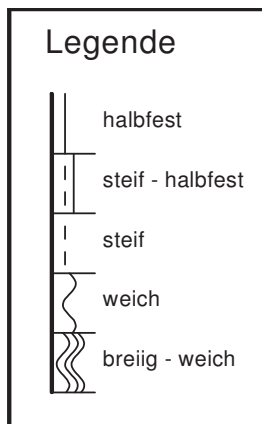
105,65 m+NN



Bodenkennwerte zu RKS 1/2015						
Tiefe [m]	Es [MPa]	phi' [°]	c' [kN/m²]	gam [kN/m³]	DIN 18196	DIN 18300
102.8	15	30	0	20/11	SU*	4/2
102.0	3	27.5	2	20/11	UL/TL	4/2
100.0	5	25	4	20/11	TL	4
94.7	50	35	0	19/10	SE	3
93.7	70	37.5	0	20/11	SE	3

linkes Bachufer

- BHW
- OK Sohle, Bestand
- OK Sohle, geplant

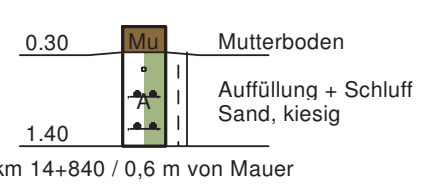


2,45
10.05.07 GW nach Bohrende

rechtes Bachufer

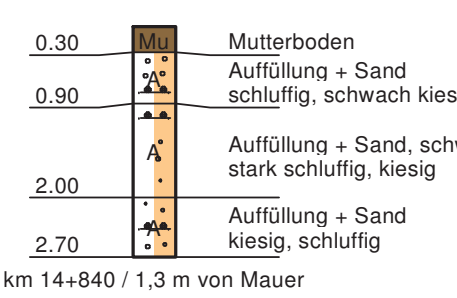
RKS 1.1

105,65 m+NN



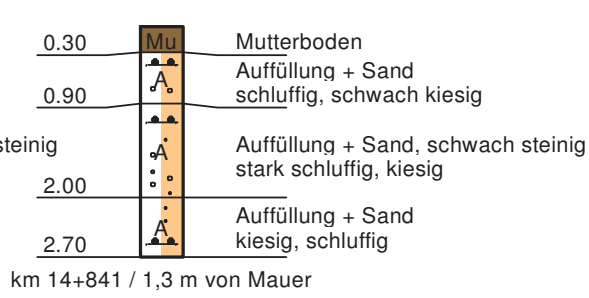
RKS 1.2

105,65 m+NN



RKS 1.3

105,65 m+NN



Regierungspräsidium
Karlsruhe
Abteilung 5 - Umwelt / Referat 53.1

Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
Institut für Geotechnik
Heidengaß 16
76356 Weingarten
Tel. 07244 / 7013 - 0 Fax - 17
email: info_karcher-geotechnik.de

Ausbau des Leimbaches
Leimbachunterlauf, Bach-km 14+497 - 21+270
Gemarkung Nußloch, St. Ilgen und Sandhausen

Erkundung 2007 / 2012 / 2015
Bohrungen RKS1/2015, km 14+840 und B3/2015, km 14+846
Untergrundverhältnisse, Bodenmechanische Kennwerte

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d15G	2.1	1 : 100	29.10.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			



m+NN
107.50
105.00
102.50
100.00
97.50
95.00

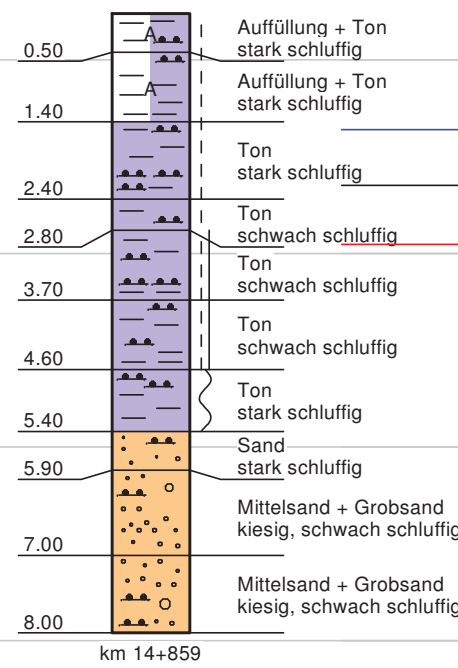
Bodenkennwerte zu BS1a/2007						
Tiefe [m]	Es [MPa]	phi' [°]	c' [kN/m²]	gam [kN/m³]	DIN 18196	DIN 18300
2.4 (103.2)	8	27,5	5	20/11	TL	4
4.6 (101.0)	8	22,5	8	20/11	TA	5
5.4 (100.2)	4	27,5	3	20/11	TL	4
5.9 (99.7)	20	30	0	20/11	SU*	4
8.0 (97.6)	40	32,5	0	19/10	SU	3

Gründungsniveau Setzsteinsicherung: ca. 102,2 m+NN

linkes Bachufer

BS 1a

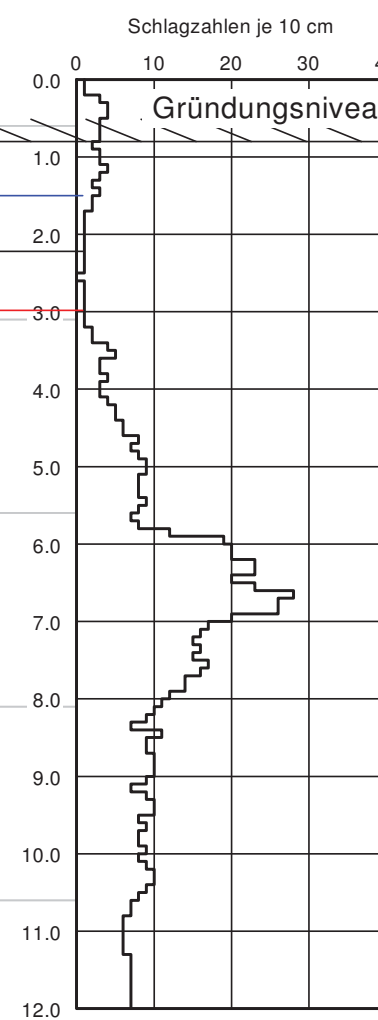
105,60 m NN



km 14+859

DPH 3

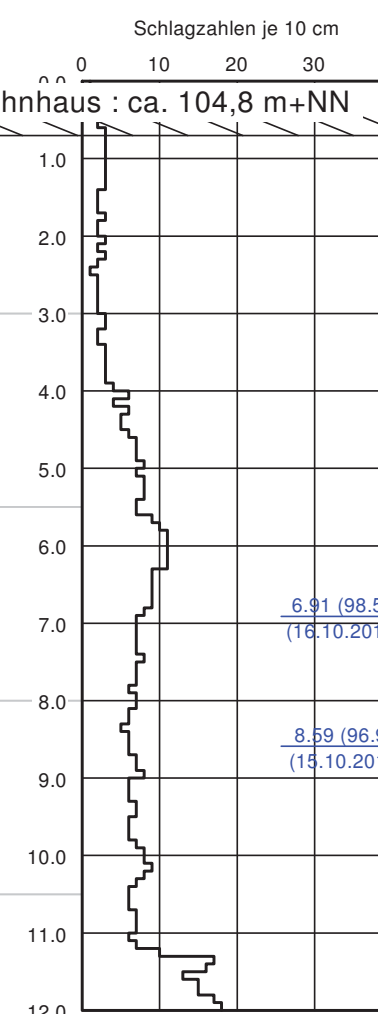
105,6 m+NN



km 14+863 / 0,7 m von Ufermauer

DPH 2

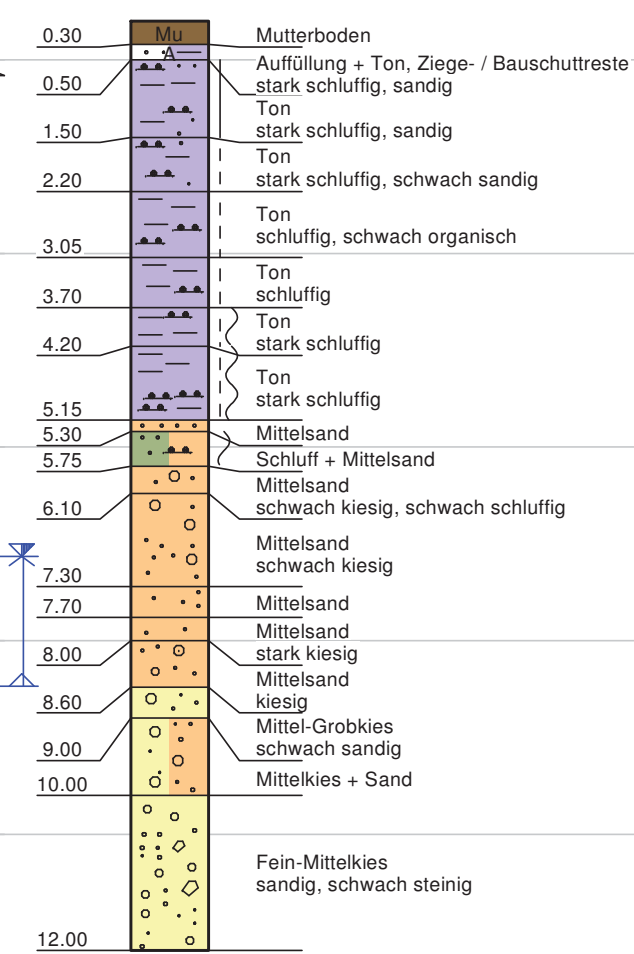
105,5 m+NN



km 14+863 / 3,5 m von Ufermauer

B 2/2015

105,50 m+NN



km 14+866 / 3,0 m von Ufermauer

Bodenkennwerte zu B2/2015						
Tiefe [m]	Es [MPa]	phi' [°]	c' [kN/m²]	gam [kN/m³]	DIN 18196	DIN 18300
103.3	10	30	0	20/11		
101.8	3	27,5	2	20/11		
100.3	5	27,5	3	20/11	TL	4
99.8	8	27,5	2	20/11	UL	4
96.9	40	32,5	0	19/10	SE	3
93.5	50	35	0	20/11	GW	3

m+NN
107.50
105.00
102.50
100.00
97.50
95.00

rechtes Bachufer

- BHW
- OK Sohle, Bestand
- OK Sohle, geplant

Legende	
	halbfest
	steif - halbfest
	steif
	weich - steif
	weich

2,45
10.05.07 GW nach Bohrende

Regierungspräsidium Karlsruhe Abteilung 5 - Umwelt / Referat 53.1					
Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH Institut für Geotechnik Heidengaß 16 76356 Weingarten Tel. 07244 / 7013 - 0 Fax -17 email: info@kaercher-geotechnik.de		 INGENIEURGESELLSCHAFT KÄRCHER mbH INSTITUT FÜR GEOTECHNIK			
Ausbau des Leimbaches Leimbachunterlauf, Bach-km 14+497 - 21+270 Gemarkung Nußloch, St. Ilgen und Sandhausen					
Erkundung 2007 / 2012 / 2015 Bohrungen BS1/2007, km 14+859 und B2/2015, km 14+866 Untergrundverhältnisse, Bodenmechanische Kennwerte					
Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d15G	2.2	1 : 100	06.11.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

Bestimmung der Kornverteilung

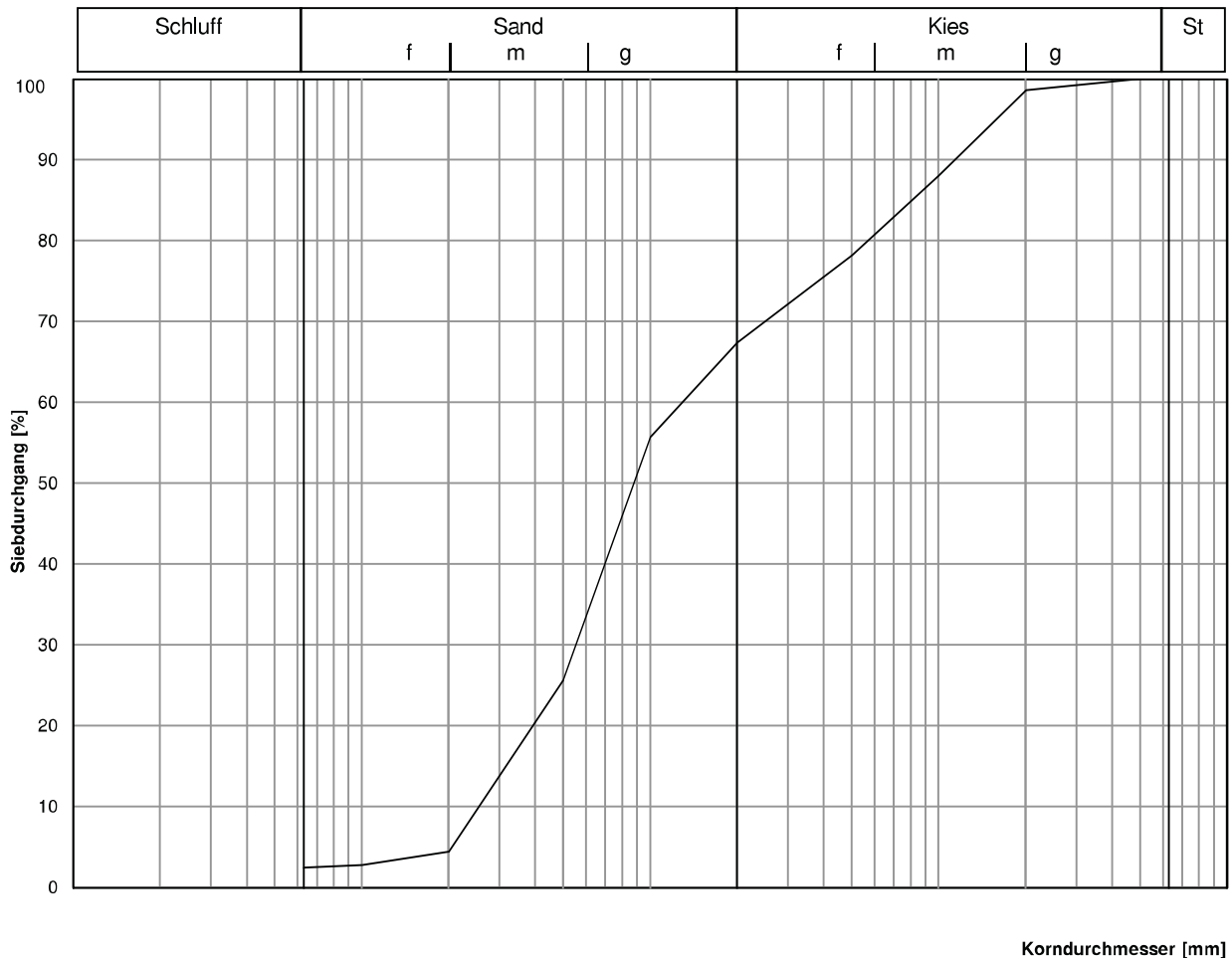


Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
Institut für Geotechnik
 Tel.: 07244/7013-0 Fax: 07244/ 7013-17

Proj.: Leimbachunterlauf
 Kirchheimer Mühle, km 14+859
 E 6553d15G Anl.: 3.1

Be: He
 16.09.2015

INGENIEURGESELLSCHAFT
KÄRCHER
 mbH
 INSTITUT FÜR GEOTECHNIK



Kurve Nr.	B / BS	Höhe [m]		Darstellung Kurve(n)	Sieblinienbereiche		Siebung	
		von:	bis:		FSS	TS	Trocken	Nass
1	B3/2015	7,0	10,0	_____				N

Kurve Nr.	Feinkornanteil P _(∅ < mm) [%]	(∅ mm)	D 5	D 10	D 15	D 17	D 20	D 30	D 40	D 50	D 60	D 85
1	2,48	0,063	0,20	0,25	0,31	0,34	0,39	0,55	0,69	0,87	1,28	8,05

Kurve Nr.	Ungleichförmigkeit U [-]	Krümmungszahl C _c [-]	Durchlässigkeit k _f [m/s] (BEYER)	Bodenansprache	
				DIN 18 196	DIN 18 300
1	5,06	0,93	5,55E-04	SE	3

Bestimmung der Atterbergschen Grenzen / Diagramm



Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
Institut für Geotechnik

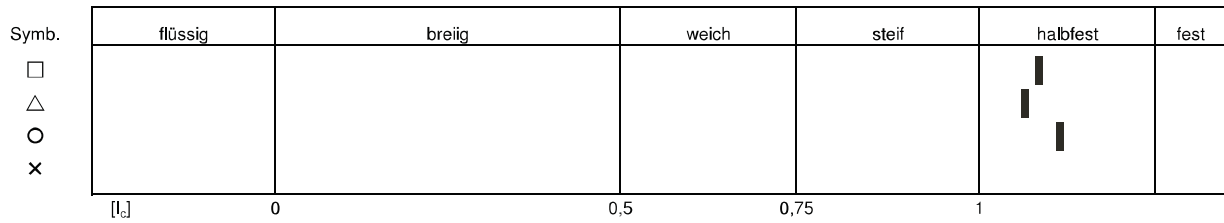
Proj.: Leimbachunterlauf
 Kircheimer Mühle, km 14+859

Be: He

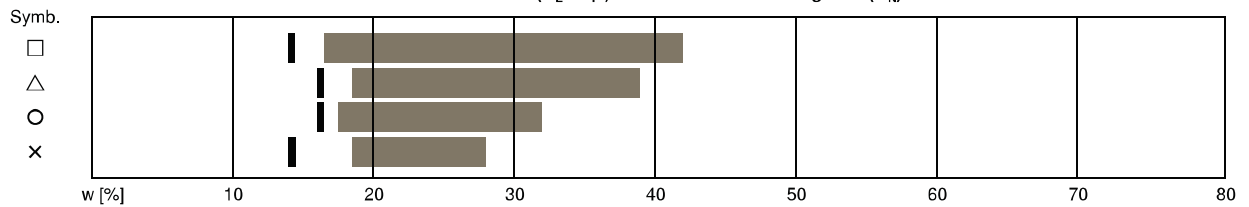
E 6553d15G Anl.: 3.2 04.09.2015

Entnahmestelle	Symb.	Tiefe [m]		Fließgrenze	Ausrollgrenze	Wassergehalt	Konsistenz	Plastizität
		von	bis	w_L [%]	w_P [%]	w_N [%]	I_c [%]	I_p [%]
B3/2015	□	1,35	1,80	41,8	16,4	14,1	109,1	25,4
B3/2015	△	1,80	2,80	39,1	17,6	16,1	107,1	21,5
B3/2015	○	3,55	4,90	31,9	17,3	15,7	111,6	14,6
B3/2015	×	4,90	5,20	28,0	18,0	14,1	139,2	10,0

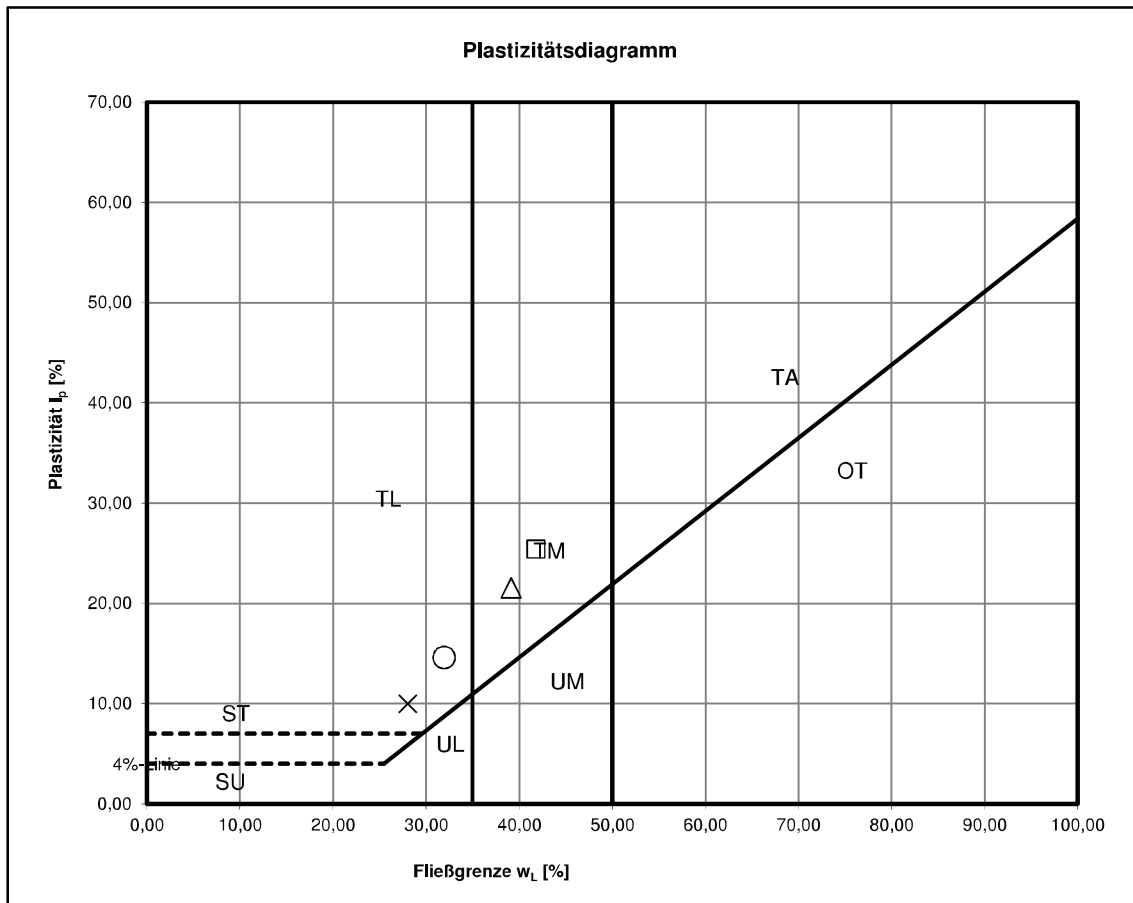
Zustandsform



Plastizitätsbereich ($w_L - w_P$) und natürlicher Wassergehalt (w_N) in %



Plastizitätsdiagramm



Bestimmung der Kornverteilung

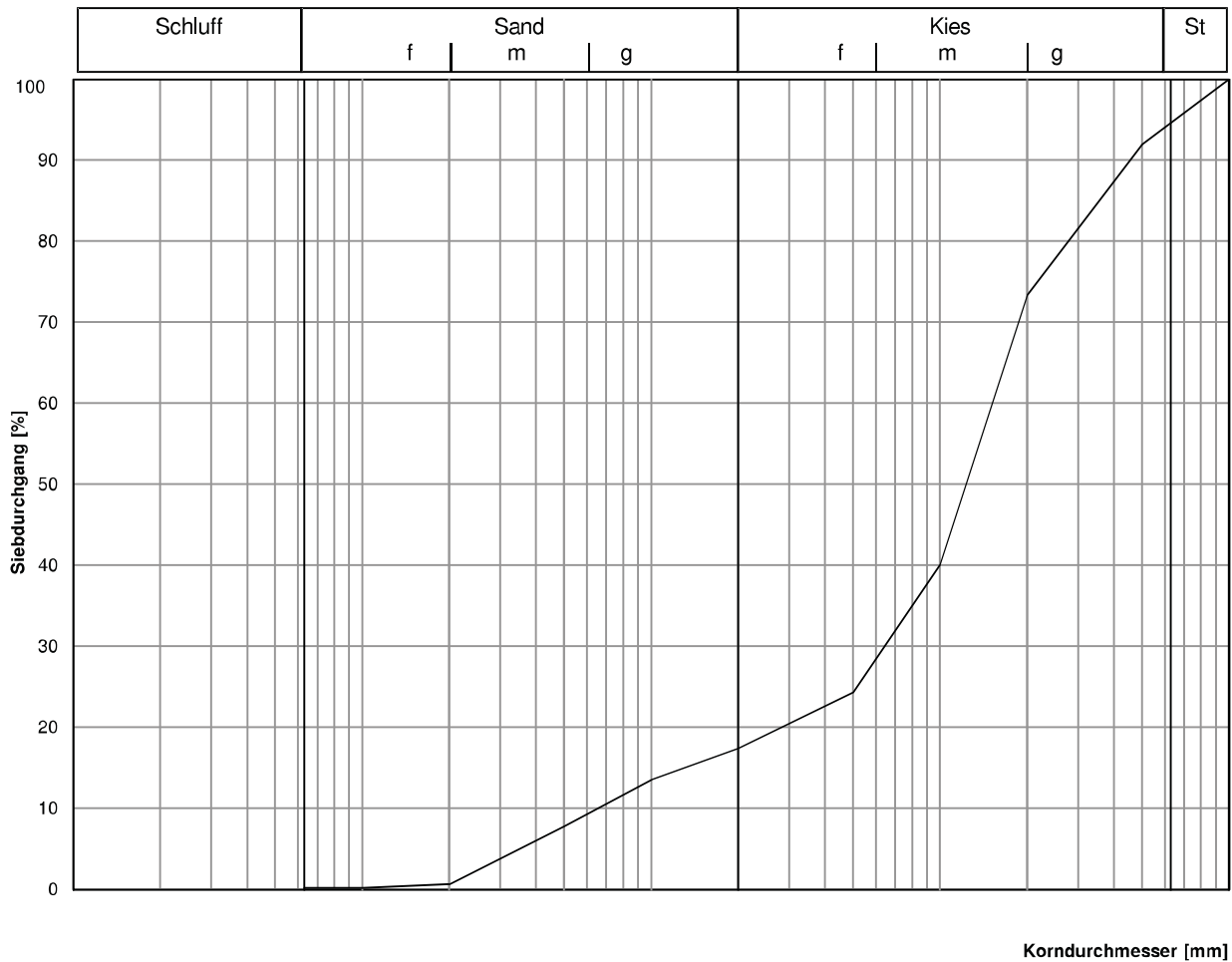


INGENIEURGESELLSCHAFT
KÄRCHER
mbH
INSTITUT FÜR GEOTECHNIK

Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
Institut für Geotechnik
Tel.: 07244/7013-0 Fax: 07244/ 7013-17

Proj.: Leimbachunterlauf
Kirchheimer Mühle, km 14+859
E 6553d15G Anl.: 3.3

Be: He
29.10.2015



Kurve Nr.	B / BS	Höhe [m]		Darstellung Kurve(n)	Sieblinienbereiche		Siebung	
		von:	bis:		FSS	TS	Trocken	Nass
1	B2/2015	11,0	12,0	_____			T	

Kurve Nr.	Feinkornanteil $P_{(\varnothing < \text{mm})}$		D 5	D 10	D 15	D 17	D 20	D 30	D 40	D 50	D 60	D 85
	[%]	(\varnothing mm)						[mm]				
1	0,17	0,063	0,35	0,65	1,29	1,85	2,81	6,41	9,95	12,28	15,12	35,35

Kurve Nr.	Ungleichförmigkeit U [-]	Krümmungszahl C_c [-]	Durchlässigkeit k_f [m/s] (BEYER)	Bodenansprache	
				DIN 18 196	DIN 18 300
1	23,36	4,20	2,71E-03	GW	3

Bestimmung der Atterbergschen Grenzen / Diagramm



Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
Institut für Geotechnik

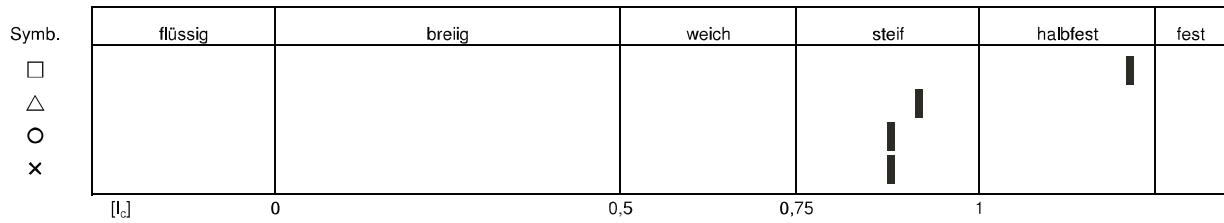
Proj.: Leimbachunterlauf
 Kircheimer Mühle, km 14+859

Be: He

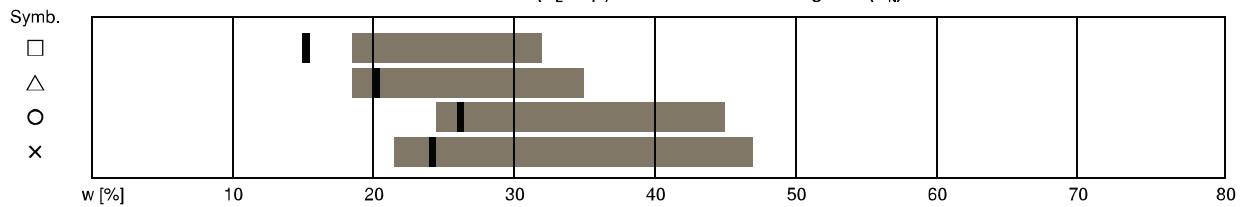
E 6553d15G Anl.: 3.4 29.10.2015

Entnahmestelle	Symb.	Tiefe [m]		Fließgrenze	Ausrollgrenze	Wassergehalt	Konsistenz	Plastizität
		von	bis	w_L [%]	w_P [%]	w_N [%]	I_c [%]	I_p [%]
B2/2015	□	0,50	1,50	31,9	17,6	14,5	121,6	14,3
B2/2015	△	1,50	2,20	34,6	18,4	19,7	91,8	16,2
B2/2015	○	2,20	3,05	44,8	23,8	26,3	88,0	21,0
B2/2015	×	3,05	3,70	46,5	21,4	24,3	88,4	25,1

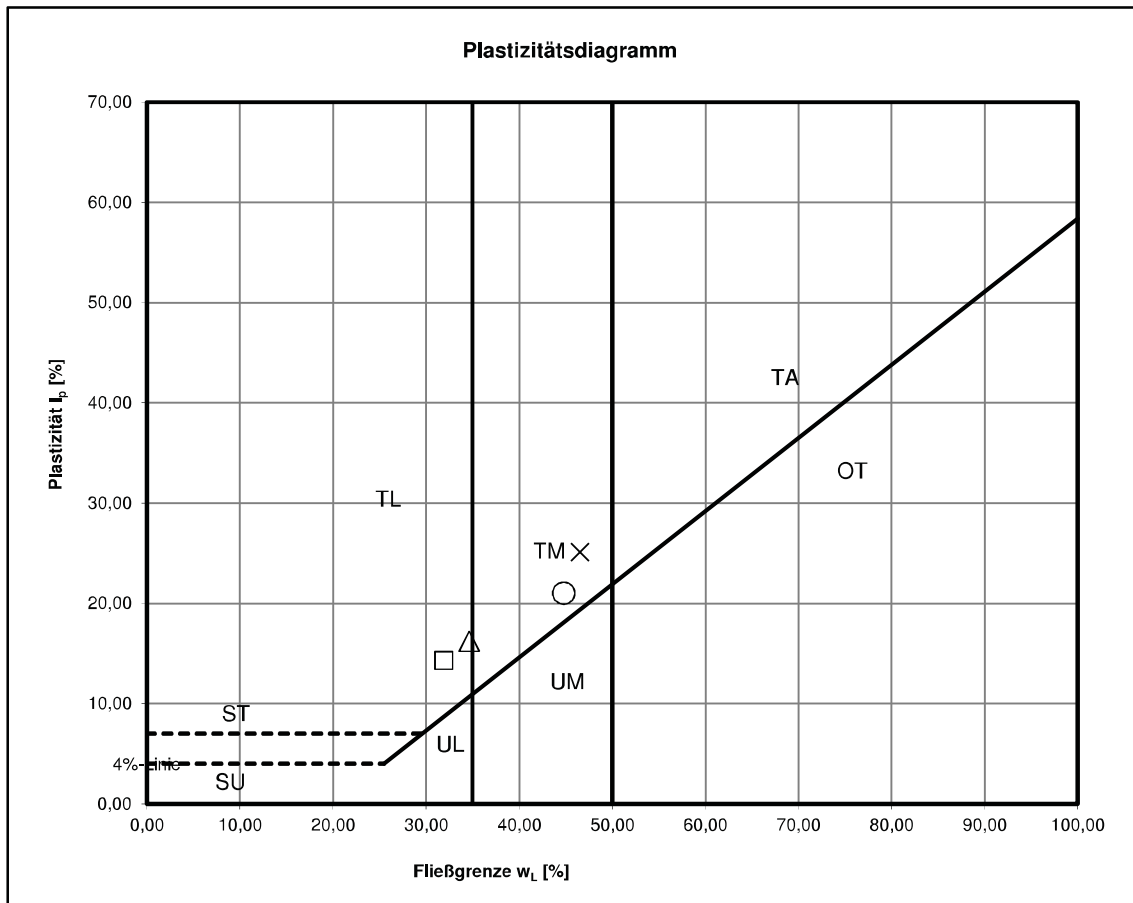
Zustandsform



Plastizitätsbereich ($w_L - w_P$) und natürlicher Wassergehalt (w_N) in %



Plastizitätsdiagramm



Bestimmung der Atterbergschen Grenzen / Diagramm



Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
Institut für Geotechnik

Proj.: Leimbachunterlauf
Kircheimer Mühle, km 14+859

Be: He

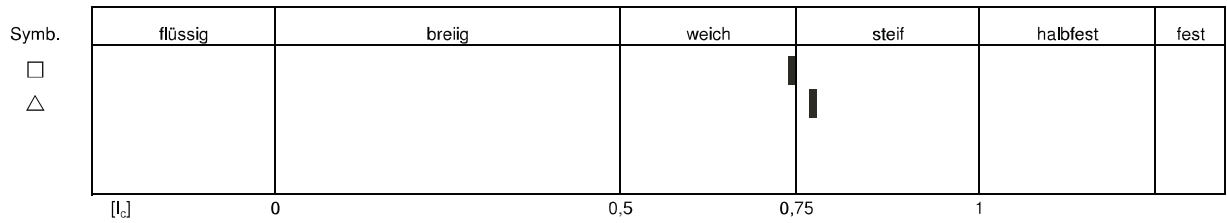
E 6553d15G

Anl.: 3.5

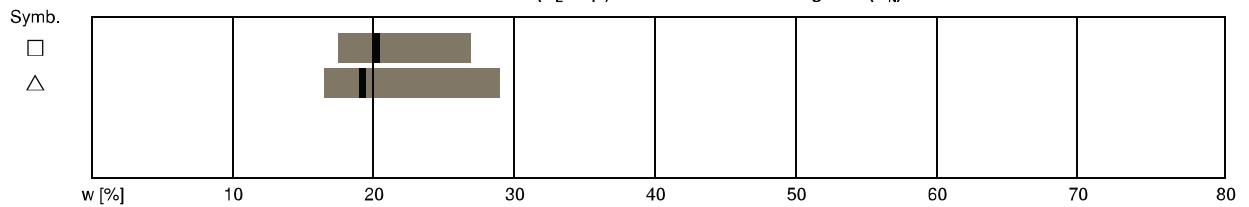
29.10.2015

Entnahmestelle	Symb.	Tiefe [m]		Fließgrenze	Ausrollgrenze	Wassergehalt	Konsistenz	Plastizität
		von	bis	w_L [%]	w_P [%]	w_N [%]	I_c [%]	I_p [%]
B2/2015	□	3,70	4,20	26,9	17,2	19,7	74,2	9,7
B2/2015	△	4,20	5,15	29,3	15,8	18,9	77,4	13,5

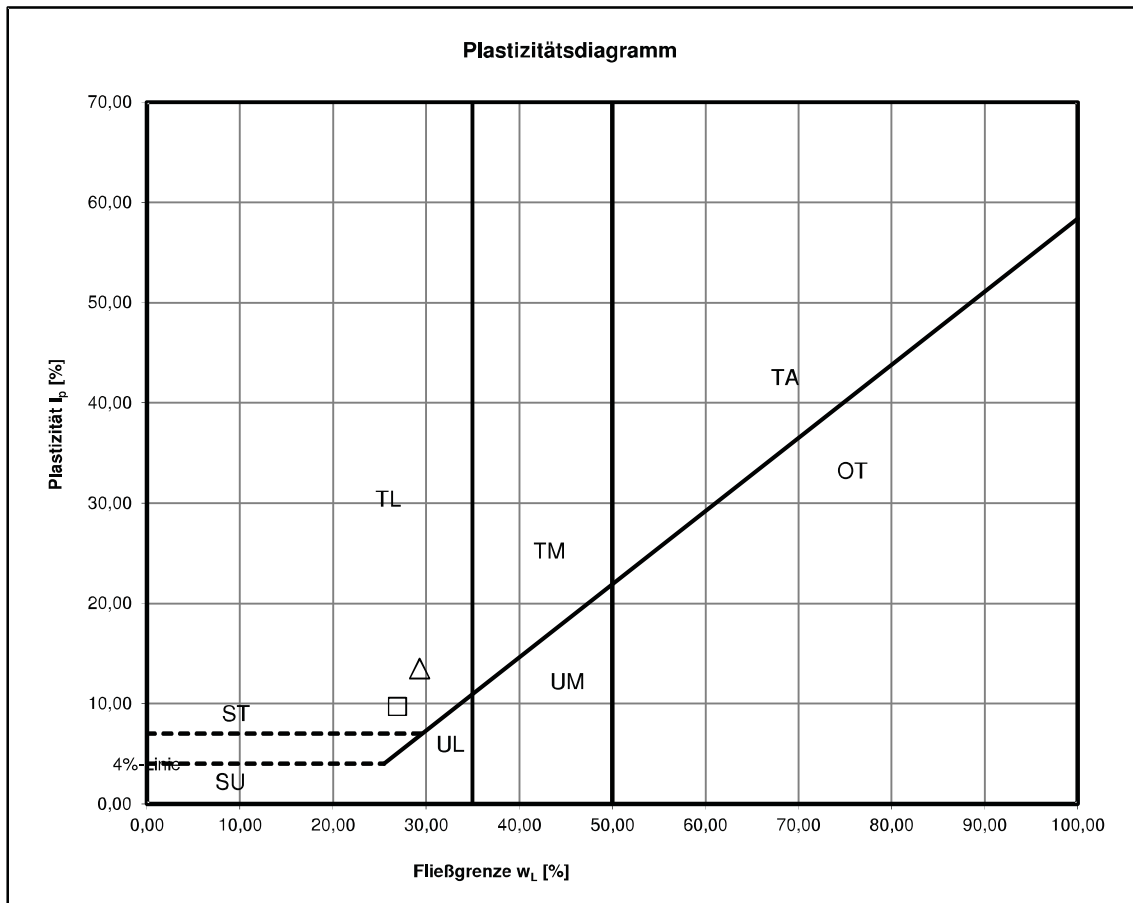
Zustandsform



Plastizitätsbereich ($w_L - w_P$) und natürlicher Wassergehalt (w_N) in %



Plastizitätsdiagramm

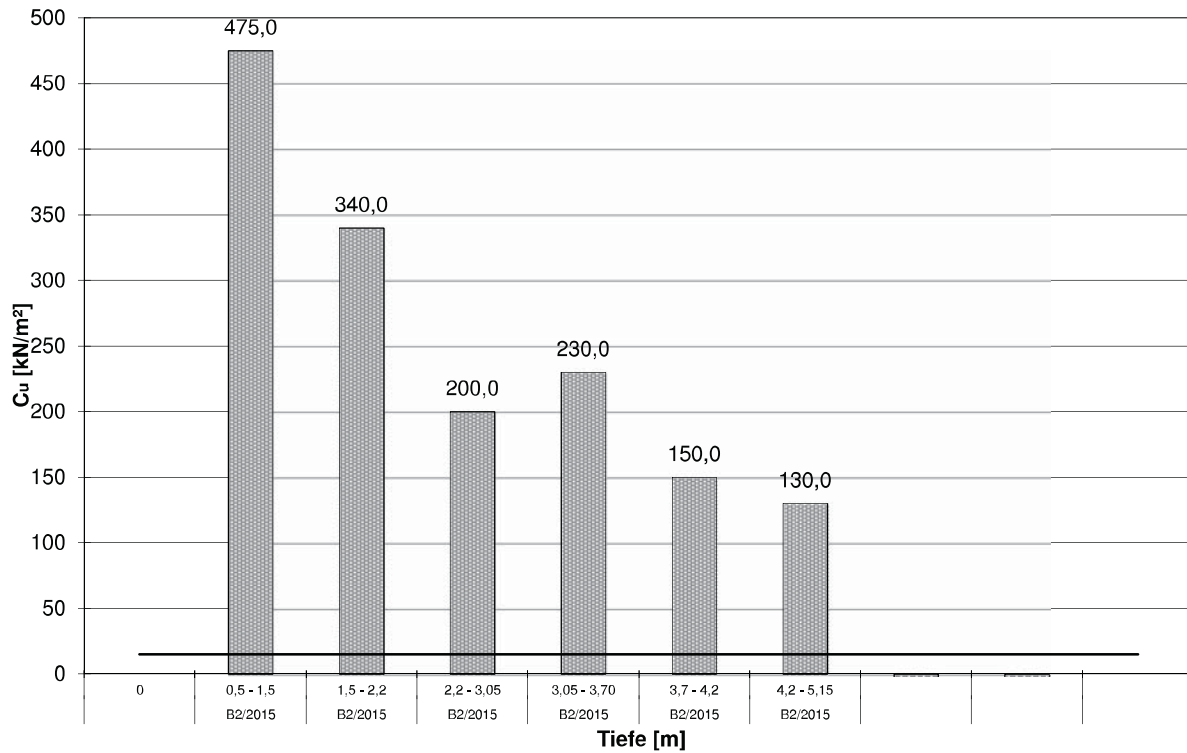


Bestimmung der undrainierten Kohäsion

Entnahmestelle	von	bis	Bodenart
B2/2015	0,5	1,5	T u* s hafst
B2/2015	1,5	2,2	T u* s´ stf
B2/2015	2,2	3,05	T u o´´ stf
B2/2015	3,05	3,70	T u stf
B2/2015	3,7	4,2	T u* wch-stf
B2/2015	4,2	5,15	T u* wch-stf

wenn $C_u < 15 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ ist ein Knicksicherheitsnachweis erforderlich

— $C_u = 15 \text{ [kN/m}^2\text{]}$



Indirekte Setzungsberechnung nach Boussinesq / Steinbrenner
Setzung unter einem Rechteckfundament

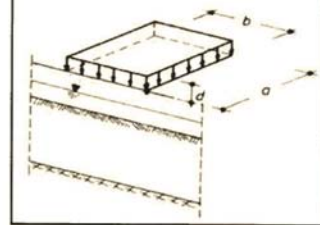
Eingangsdaten:

Geometrie:

Auflast/ Eigengewicht:

Grenztiefe /-spannung:

a	6,00 [m]	σ'	300 [KN/m ²]	$z^* + d$	8,19 [m]
b	1,00 [m]	$\Delta\sigma$	0 [KN/m ²]	$\Sigma\gamma \cdot z$	130 [KN/m ²]
d	3,10 [m]	σ_0'	300 [KN/m ²]	σ_M	26 [KN/m ²]
Q	1800 [KN]				



Unterfangung Widerlager bis auf tragfähige Kiessande

Untergrundaufbau und resultierende Setzungen für starre Fundamente:

Schichten ab GOK	Tiefe [m]	E [MN/m ²]	γ [KN/m ³]	s [cm]	Bodenbezeichnung
1	2,60	8,0	20,0	0,00	TL/TM/TA
2	4,40	40,0	20,0	0,57	SE
3	15,00	50,0	11,0	0,34	SE
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
			Summe	0,91	



Regierungspräsidium Karlsruhe

Abteilung 5 - Umwelt / Referat 53.1

Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH

Institut für Geotechnik

Heidengaß 16

76356 Weingarten

Tel. 07244 / 7013 - 0 Fax -17

email: info@kaercher-geotechnik.de



Ausbau des Leimbaches

Leimbachunterlauf, Bach-km 14+497 - 21+270

Gemarkung Nußloch, St. Ilgen und Sandhausen

Erkundung 2007 / 2012 / 2015

Bohrung B3/2015, Bach-km14+847, linke Böschung

wassers. Setzsteinsicherung, Bach-km 14+835 - 14+855

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d15G	4.2	1 : 50	05.11.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

Bemessung:
Exzentrizität $e(Fu\beta) = 0.064$ m
Maßgebend: g
 $V_{Fu\beta} = 74.54$ kN/m (mit $E_{pv,mob,k}$)
 $H_{Fu\beta} = 7.97$ kN/m (mit $E_{ph,mob,k}$)
 $M_{Fu\beta} = 4.75$ kN·m/m (mit $E_{p,mob,k}$)
 $E_{p,mob,k} = 0.50 \cdot E_{p,k}$
 $E_{pv,mob,k} = 0.00$ kN/m ; $E_{ph,mob,k} = 5.83$ kN/m
 $b = 1.400$ m ; $a = 10.000$ m
 $b/6 = 0.233$ m ; $b/3 = 0.467$ m
 $\sigma_1/\sigma_2(Fu\beta) = 38.7 / 67.8$ kN/m²

Nachweis EQU:
Tiefe = 103.40 m
 $M_{stb} = 46.5 \cdot 1.20 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 26.48$
 $M_{dst} = 11.5 \cdot 1.00 = 11.48$
 $\mu_{EQU} = 11.48 / 26.48 = 0.434$

Gleitsicherheit ohne Erdwiderstand
 $\mu(Gleit) = H_d / (V_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma(Gleit) + E_{p,d}) = 20.3 / (75.7 \cdot \tan(27.5^\circ) / 1.10 + 0.0) = 0.566$

$\mu(\text{Grundbruch}) = 0.30$
mit: $\varphi_k = 27.5^\circ$; $c_k = 7.0$ kN/m²
 $\gamma_2 = 11.00$ kN/m³; $\sigma_u = 4.4$ kN/m²

$\gamma = 23.00$ kN/m³
unter 102.60 m
 $\gamma = 25.00$ kN/m³

γ unter Auftrieb
E-Modul = $2.500 \cdot 10^{14}$ kN/m²

Stützzlinie liegt zwischen
1. und 2. Kernlinie auf der Erdseite

Gleitsicherheit (Außenhaut)
max $\mu = 0.867$ (Tiefe = 102.600 m)

Kubatur = 3.443 m³/m

- - - 1. Kernweite
- - - 2. Kernweite
- - - Schwerlinie
- - - Stützzlinie (g+q)
- - - Stützzlinie (g)

km 14+835 - 14+855, linke Bachseite, bachseitige Ufersicherung mittels Setzsteinen

Norm: EC 7

Berechnungsgrundlagen:

Aktiver Erddruck nach: DIN 4085

Ersatzerddruck-Beiwert mit $\phi = 40^\circ$

Passiver Erddruck nach: DIN 4085:2011

$\gamma_G = 1.10$

$\gamma_Q = 1.10$

$\gamma_{Ep} = 1.20$ (Gleiten)

Faktor(E_p) = 0.50 (Grundbruch/Stützzlinie)

Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.00$

$\gamma_{G,stb} = 0.95$

$\gamma_{Q,dst} = 1.00$

Setzungen:

Steifemodulprofil und

Setzungsanteile in den kennzeichnenden Punkten

Tiefe Es s(Luftseite) s(Erdseite)

infolge ständiger Lasten

[m u. GS] [MN/m²] [cm] [cm]

1.90 10.00 0.52 0.66

7.00 40.00 0.02 0.02

> 7.00 70.00 0.00 0.00

Grenztiefe mit $p = 20.0$ %

Grenztiefe = 2.40 m u. GS

$a = 10.00$ m

$b = 1.40$ m

σ_k (Luftseite) = 38.71 kN/m²

σ_k (Erdseite) = 67.77 kN/m²

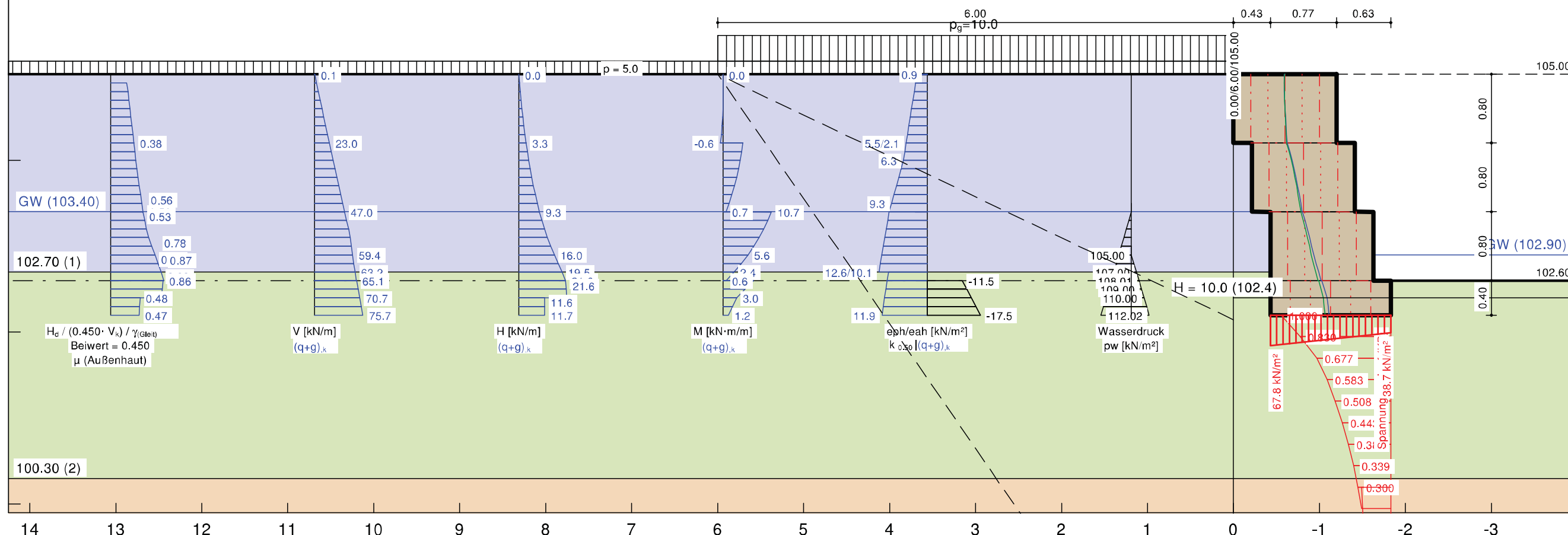
Setzungen in den kennzeichnenden Punkten:

Luftseite: $s = 0.54$ cm

Erdseite: $s = 0.68$ cm

Boden	γ_k [kN/m ³]	γ'_k [kN/m ³]	φ_k [°]	$c(a)_k$ [kN/m ²]	$c(p)_k$ [kN/m ²]	δ/φ aktiv	δ/φ passiv	Bezeichnung
TM	20.0	11.0	25.0	6.0	6.0	0.667	0.000	TM
TL	20.0	11.0	27.5	7.0	7.0	0.667	0.000	TL
SE/SW	20.0	11.0	32.5	0.0	0.0	0.667	0.000	SE/SW
SE	20.0	10.0	37.5	0.0	0.0	0.667	0.000	SE

112
110
108
106
104
102
100



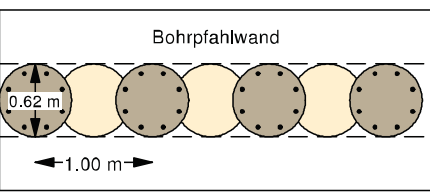
km 14+859, Rechte Bachseite, Sicherung Wohngebäude
 Bohrpfahlwand
 Berechnungsgrundlagen:
 Erddruckumlagerung: EAB 2012 Bild EB 70-1.c
 Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
 Erhöhter aktiver Erddruck (f = 0.50)
 Ersatzerddruck-Beiwert k_{ah} [-] = 0.200
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
 Bettungsreaktion angepasst mit γ_{EP}
 Bettungslager_d = 179.44 kN/m <

Erdwiderstand_d = 320.30 kN/m
 Erf. Profillänge = 7.00 m
 Erf. Einbindetiefe = 4.00 m
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_{E0g} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.50$
 $\gamma_{EP} = 1.40$
 Wasserdruck mit Stromröhre
 μ (Hydr. Grundbruch) = 0.00
 μ (Auftrieb) = 0.63

mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.17$
 Datei: 6553d15G_An143_km_14859_BSP.vrb

Bemessungswerte:
 Nachweis Bohrpfahlwand
 E = 3000.00 kN/cm²
 I = 725331.70 cm⁴/m
 Bewehrung EC 2 / DIN 1045-1
 Beton C 30/37
 Stahl BSt 500/550
 M(d) = 196.6 kN · m
 N(d) = -120.3 kN
 eps(c2) [o/oo] = -3.5
 ep(s1) [o/oo] = 11.5
 As [cm²] = 16.3 (Mindestbew. = 15.1 cm²)

Pfahldurchmesser = 0.620 m
 d1 = 0.0750 m
 m(Sd) = 0.0618 / n(Sd) = -0.0234
 omega(tot) = 0.1383
 sig1(I) = 8.00 / sig2(I) = -8.80 MN/m²
 Schubbewehrung:
 Q(d) = VSd = 120.6 kN (bw = 0.500 m z = 0.327 m)
 tauRd,max = 3.83 N/mm² (tauSd / tauRd,max = 0.1926)
 As(Schub) = 5.8 cm²/m (Mindestbew.)



Bettungsmodule		
Tiefe [m]	oben [MN/m ³]	unten [MN/m ³]
0.00 - 0.80	0.000	1.000
0.80 - 2.80	2.000	2.000
2.80 - 10.00	10.000	10.000

Regierungspräsidium
 Karlsruhe
 Abteilung 5 - Umwelt / Referat 53.1



Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
 Institut für Geotechnik
 Heidengaß 16
 76356 Weingarten
 Tel. 07244 / 7013 - 0 Fax -17
 email: info@kaercher-geotechnik.de

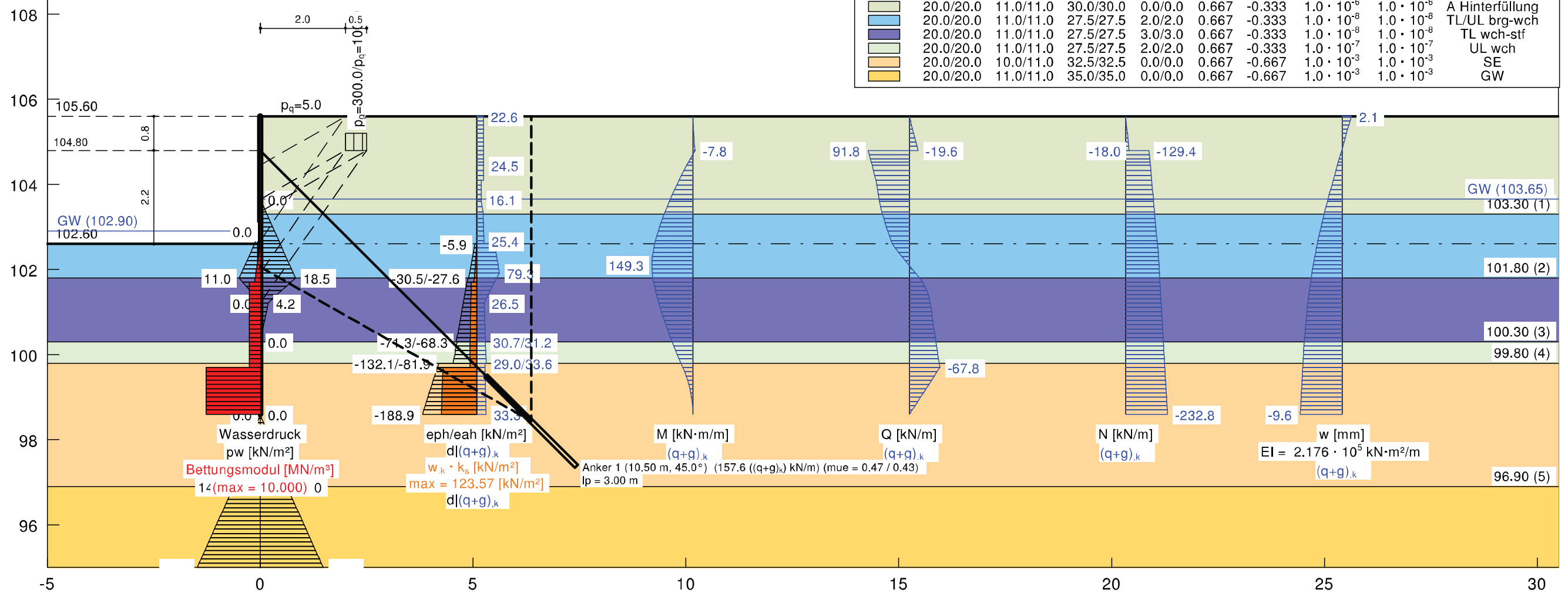


Ausbau des Leimbaches
 Leimbachunterlauf, Bach-km 14+497 - 21+270
 Gemarkung Nußloch, St. Ilgen und Sandhausen

Erkundung 2007 / 2012 / 2015
 Bohrsondierung B2/2015, Bach-km 14+866
 Bohrpfahlwand Bereich Wohnbebauung

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d15G	4.3a	1 : 75	06.11.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

Boden akt/pas	γ_k [kN/m ³]	γ'_k [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	δ/ϕ aktiv	δ/ϕ passiv	k [m/s] links	k [m/s] rechts	Bezeichnung
	20.0/20.0	11.0/11.0	30.0/30.0	0.0/0.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-6}$	$1.0 \cdot 10^{-6}$	A Hinterfüllung
	20.0/20.0	11.0/11.0	27.5/27.5	2.0/2.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-8}$	$1.0 \cdot 10^{-8}$	TL/UL brg-wch
	20.0/20.0	11.0/11.0	27.5/27.5	3.0/3.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-8}$	$1.0 \cdot 10^{-8}$	TL wch-stf
	20.0/20.0	11.0/11.0	27.5/27.5	2.0/2.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-7}$	$1.0 \cdot 10^{-7}$	UL wch
	20.0/20.0	10.0/11.0	32.5/32.5	0.0/0.0	0.667	-0.667	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$	SE
	20.0/20.0	11.0/11.0	35.0/35.0	0.0/0.0	0.667	-0.667	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$	GW

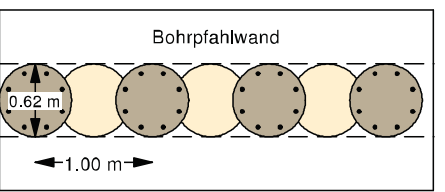


km 14+859, Rechte Bachseite, Sicherung Ufermauer Bereich Hoffläche
 Bohrpfehlwand
 Berechnungsgrundlagen:
 Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
 Ersatzerddruck-Beiwert $k_{ah} [-] = 0.200$
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
 Erf. Profillänge = 7.72 m
 Erf. Einbindetiefe = 4.32 m
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.10$

$\gamma_{Ep} = 1.20$
 Wasserdruck mit Stromröhre
 μ (Hydr. Grundbruch) = 0.00
 μ (Auftrieb) = 0.89
 mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.21$
 Datei: 6553d15G_Anl43b_km_14859_BSP.vrb

Bemessungswerte:
 Nachweis Bohrpfehlwand
 $E = 3000.00 \text{ kN/cm}^2$
 $I = 725331.70 \text{ cm}^4/\text{m}$
 Bewehrung EC 2 / DIN 1045-1
 Beton C 30/37
 Stahl BSt 500/550
 $M(d) = 110.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $N(d) = -48.0 \text{ kN}$
 $\epsilon_{ps}(c2) [o/oo] = -3.5$
 $\epsilon_{ps}(s1) [o/oo] = 17.5$
 $A_s [\text{cm}^2] = 15.1$ (Mindestbew.) (berechnet = 8.6)

Pfahldurchmesser = 0.620 m
 $d1 = 0.0750 \text{ m}$
 $m(Sd) = 0.0347 / n(Sd) = -0.0094$
 $\omega(\text{tot}) = 0.0728$
 $\sigma_1(l) = 4.56 / \sigma_2(l) = -4.88 \text{ MN/m}^2$
 Schubbewehrung:
 $Q(d) = VSd = 166.3 \text{ kN}$ ($bw = 0.438 \text{ m}$ $z = 0.319 \text{ m}$)
 $\tau_{Rd,max} = 3.83 \text{ N/mm}^2$ ($\tau_{Sd} / \tau_{Rd,max} = 0.3113$)
 $A_s(\text{Schub}) = 5.8 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Mindestbew.)



Regierungspräsidium
 Karlsruhe
 Abteilung 5 - Umwelt / Referat 53.1



Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
 Institut für Geotechnik
 Heidengaß 16
 76356 Weingarten
 Tel. 07244 / 7013 - 0 Fax -17
 email: info@kaercher-geotechnik.de

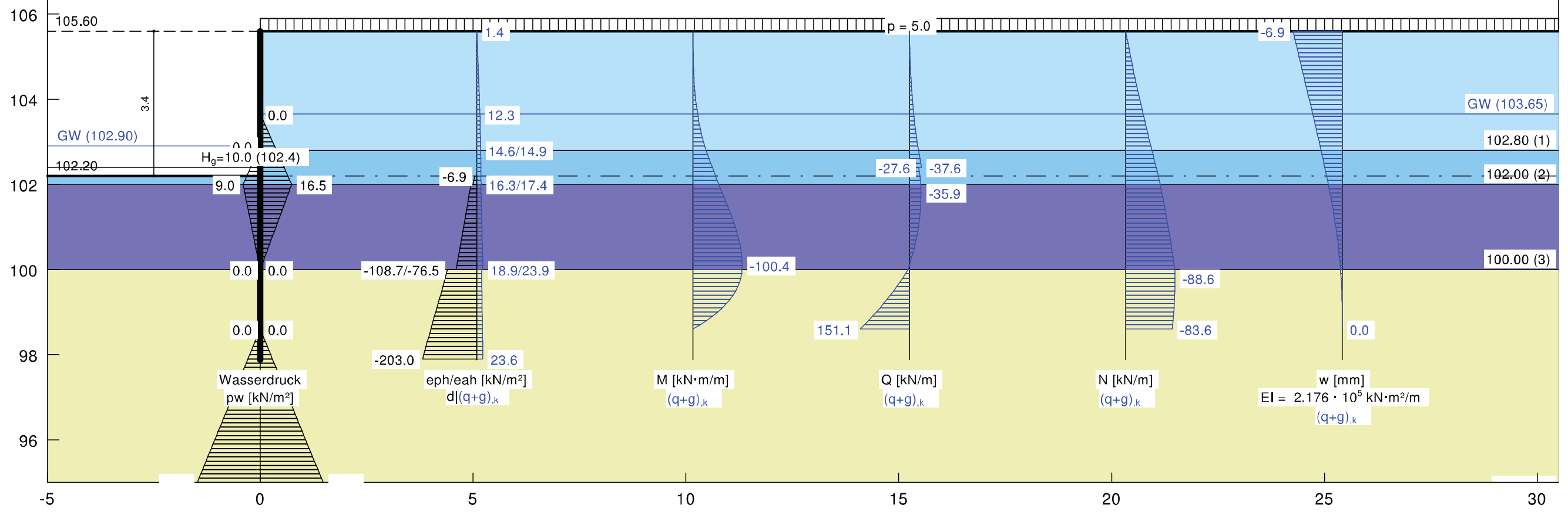


Ausbau des Leimbaches
 Leimbachunterlauf, Bach-km 14+497 - 21+270
 Gemarkung Nußloch, St. Ilgen und Sandhausen

Erkundung 2007 / 2012 / 2015
 Bohrsondierung RKS 1/215, Bach-km 14+841
 Bohrpfehlwand Bereich Hoffläche

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d15G	4.3b	1 : 75	08.09.15	He	He
Nr.	Datum	Änderungen			

Boden akt/pas	γ_k [kN/m³]	γ'_k [kN/m³]	ϕ_k [°]	c_k [kN/m²]	δ/ϕ aktiv	δ/ϕ passiv	k [m/s] links	k [m/s] rechts	Bezeichnung
	20.0/20.0	11.0/11.0	30.0/30.0	0.0/0.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-8}$	$1.0 \cdot 10^{-8}$	SU*
	20.0/20.0	11.0/11.0	27.5/27.5	2.0/2.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-8}$	$1.0 \cdot 10^{-8}$	UL/TL
	20.0/20.0	11.0/11.0	25.0/25.0	5.0/5.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-8}$	$1.0 \cdot 10^{-8}$	TL
	19.0/19.0	10.0/10.0	35.0/35.0	0.0/0.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$	SE
	20.0/20.0	11.0/11.0	37.5/37.5	0.0/0.0	0.667	-0.667	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$	SE



Kirchheimer Mühle

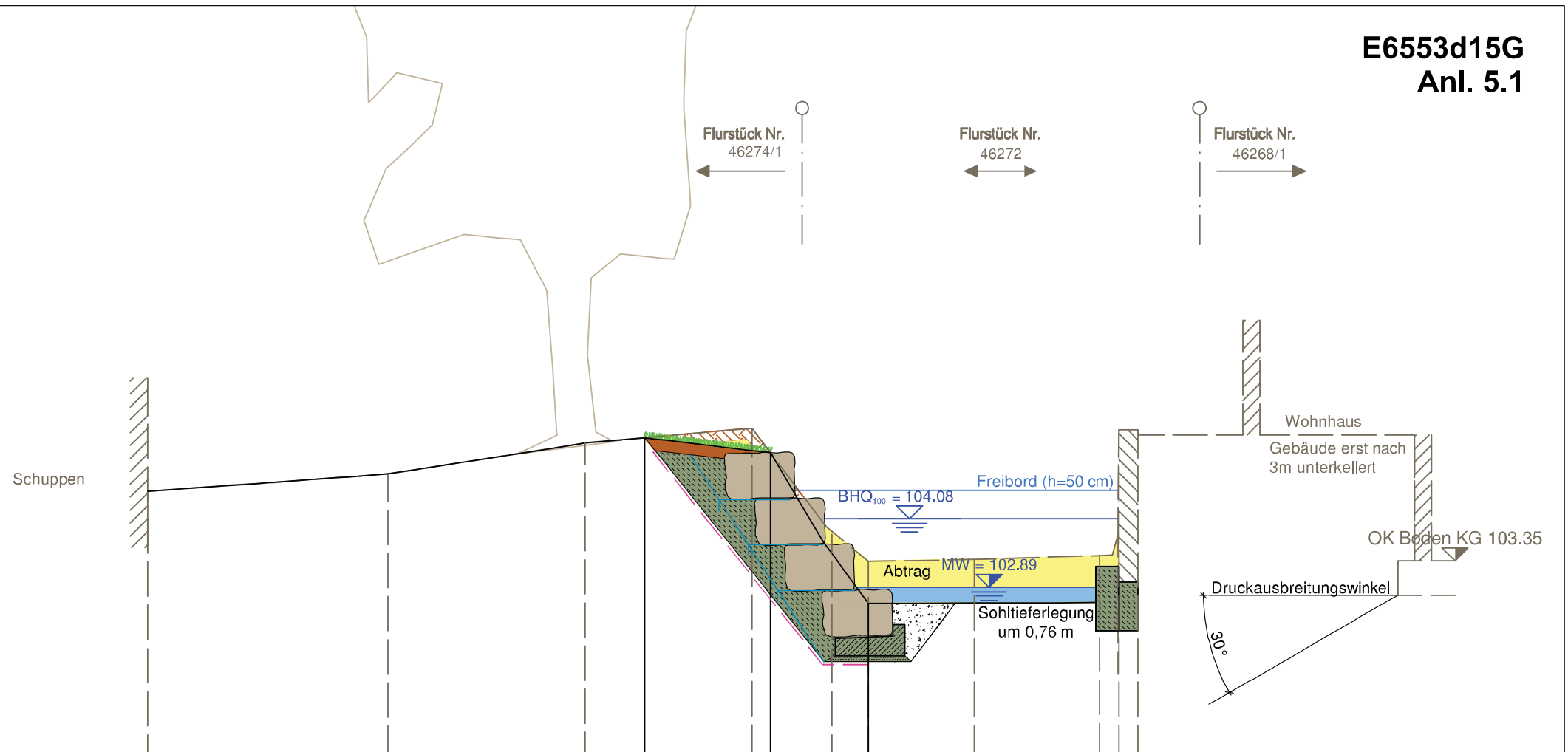
E6553d15G
Anl. 5.1

Station: 14+859

Planung IB Wald + Corbe,
Hügelsheim
Stand Juli 2015

— Planung
- - - Bestand

100,00 m+NN



Planung	Höhe																			
	Station																			
Bestand	Höhe	104.56		104.86		105.40		105.66		103.81		103.42		103.38		103.44		105.63		105.63
	Station	-14.38		-10.20		-6.77		-3.87		-2.48		-1.85		0.00		2.17		2.51		2.84