

Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH · Heidengäß 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 6553d10G

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

Datum
28. Juli 2015

GEOTECHNISCHE STELLUNGNAHME

Ausbau des Leimbaches Leimbachunterlauf Sicherung Bach-km 17+349

Projekt-Nr.:	E6553d10G	
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	-
	erdstatische Berechnungen	4.1 – 4.2
	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 19+345 - 21+270 sowie Bach - km 14+742 - 19+345 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 bezieht sich auf lokale Sicherungsmaßnahmen der linken und rechten Uferböschung des Leimbaches bei Bach-km 17+349:

Auf der linken Bachseite sind Wohngebäude unmittelbar am Bachlauf vorhanden, deren nicht unterkellerte Gebäudeteile durch einen verformungsarmen Verbau gesichert werden müssen.

Auf der rechten Uferseite des Baches sei nach Mitteilung des Ingenieurbüros Wald + Corbe die lokal angrenzenden Wohnbebauung unterkellert, so dass aufgrund der anzunehmenden Höhenlage der Fundamente auf eine Unterfangung oder einen verformungsarmen Verbau bei einer Sohltieferlegung des Leimbaches verzichtet werden kann. Seitens des Ingenieurbüros Wald + Corbe, Hügelsheim, wurde daher vorgeschlagen, die rechte Bachböschung im vorliegenen Untersuchungsabschnitt mittels eines Blocksteinsatzes zu sichern.

Die Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH wurde mit der Vordimensionierung und Standsicherheitsüberprüfung der o.g. Sicherungsvorschläge beauftragt.

2. Unterlagen

Der vorliegenden Stellungnahme liegen folgende Unterlagen zugrunde:

- Detaillageplan, Maßstab: 1 : 500, IB Wald + Corbe, 2013
- 1 Querprofil des Bestandes und des Gewässerausbaus, Bach-km 17+349, mit eingetragenen Gründungshöhen der Wohnbebauung am linken Bachufer, 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

- Rammprotokoll von 2 Sondierungen mit der Schweren Sonde (DPH n. DIN EN ISO 22476 – 2:2012 – 03), ausgeführt 2015 auf der linken und rechten Bachseite durch die WST GmbH, Heidelberg
- Bodenproben von 2 Bohrsondierungen (BS 60, DIN 4021) ausgeführt 2015 auf der linken und rechten Bachseite durch die WST GmbH, Heidelberg
- Bodenproben von 1 Bohrsondierungen (BS 60, DIN 4021) ausgeführt 2007 auf der linken Bachseite durch die VG Umwelttech, Weingarten
- 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

Für den Bereich von Bach-km 17+349 wurde vom Ingenieurbüro Wald + Corbe, Hügelsheim, ein Ausbauprofil mit eingetragenem Gründungsniveau der Wohnbebauung am linken Bachufer übersandt, welches zum besseren Verständnis in der Anlage 5.1 beigelegt wurde.

Die Bachsohle des Leimbaches wird bei Bach-km 17+349 um ca. 0,8 m auf ein Niveau von 103,7 m+NN vertieft. Gleichzeitig wird durch eine Versteilung der Bachböschungen bzw. die Erstellung eines senkrechten, permanenten Verbaus bzw. einer Ufermauer das Leimbachbett aufgeweitet.

Der Bemessungswasserspiegel wird seitens des RP Karlsruhe nach der durchgeführten Sohltieferlegung mit BHW = 105,14 m+N, der Mittelwasserstand mit MW = 104,1 m+NN angegeben. Das erforderliche Freibordmaß beträgt $f = 0,5$ m, wobei das Niveau der geplanten Dammkrone mit 106,5 – 106,9 m+NN ca. 1,4 – 1,8 m oberhalb des Bemessungswasserspiegels liegt.

Bach-km 17+349, linke Bachseite (Anl. 5.1)

Die vorhandene Dammkrone soll auf der linken Bachseite auf ihrem jetzigen Niveau von 106,5 m+NN beibehalten werden und als Unterhaltungstreifen mit einer Breite von $b = 2,1$ m angelegt werden, welcher nicht mit Fahrzeugen befahren wird. Die Achse der vorgesehenen Verbauwand wird im Bereich der jetzigen, bachseitigen Kronenschulter angelegt, so dass ein horizontaler Abstand zur Bestandsbebauung von $a \geq 2,5$ m vorhanden ist. Die freie Standhöhe des Verbaus über der zukünftigen Gewässersohle ($OK_{\text{Leimbachsohle}} = 103,7$ m+NN) beträgt im Endzustand $H \leq 2,8$ m.

In den nachfolgenden statischen Nachweisen wurde davon ausgegangen, dass die Verbauwand bis auf ein Niveau von OK Freibord $\cong 105,64$ m+NN ausgeführt wird und die Leimbachsohle temporär bis auf ein Niveau von $\approx 103,0$ m+NN ausgehoben werden muss, hieraus ergibt sich für den Bauzustand eine mit dem Endzustand vergleichbare freie Standhöhe von $H \cong 2,7$ m.

Ausgehend von einer Fundamenthöhe von $d \cong 0,4$ m kann für das Wohnhaus Nr. 15 von einem Gründungsniveau von $UK_{\text{Gründung}} \cong 105,1$ m+NN ausgegangen werden. Die Gründung des Wohnhauses Nr. 13 befindet sich knapp unterhalb der zukünftigen Leimbachsohle und kann auf einem Niveau von 103,0 m+NN angenommen werden.

Bach-km 17+349, Rechte Bachseite (Anl. 5.1)

Die Dammkrone auf der rechten Uferseite soll auf einem Niveau von ca. 106,9 m+NN angelegt werden. Die Dammkrone wird als Unterhaltungstreifen mit einer Breite $b = 2,5$ m und einer geringfügigen Querneigung zur Bachseite hin angelegt. Aufgrund der geringen Kronenbreite ist allenfalls eine Begehung zu Unterhaltungszwecken möglich, eine Befahrung der Dammkrone im Zuge der Unterhaltung oder Dammverteidigung ist nicht vorgesehen.

Die bachseitige Böschung wird durch eine 4-reihige Blocksteinsicherung mit einer Höhe von ca. 3,2 m über der zukünftigen Leimbachsohle gesichert. Die Generalneigung der Blocksteinlagen beträgt 75° gegen die Horizontale.

4. Baugrund. Bodenmechanische Kennwerte. Grundwasser

4.1 Untergrundaufbau

Im untersuchten Bachabschnitt wurden in den Jahren 2007 und 2015 insgesamt 3 nicht verrohrte Bohrsondierungen ($\varnothing = 60$ mm) mit 6 m Tiefe sowie 2 Schwere Rammsondierungen (DPH n. DIN EN ISO 22476 – 2:2012 – 03) á 10 m Tiefe ausgeführt. Die Lage der Bohransatzpunkte ist in der Anlage 1 dargestellt.

Eine zeichnerische Darstellung der angetroffenen Untergrundverhältnisse nach DIN 4023 ist in der Anlage 2.1 und 2.2 für die linke und rechte Uferseite des Leimbaches 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 Schwere Rammsondierungen in Form von Diagrammen aufgetragen. Folgender Untergrundaufbau wurde angetroffen:

Die Dammkörper des rechten und linken Leimbachdammes sowie die oberflächennah anstehenden bindigen Deckschichten bestehen aus Schwemmlößablagerungen und Auelehmen der Bodengruppen TL nach DIN 18196. Überwiegend wurden weiche Konsistenzen ermittelt, so dass nach der DIN 18300 von einer Zuordnung zur Bodenklasse 4 ausgegangen werden kann. Bei einem Aushub unter Wasser bzw. einem Zutritt von Niederschlag gehen diese Böden

aufgrund ihrer geringen Plastizität jedoch leicht in die Bodenklasse 2 der „fließenden Bodenarten“ über.

Ab einer Tiefe von ca. 0,8 m unterhalb der bestehenden Leimbachsohle (entspricht dem Niveau der zukünftigen Leimbachsohle) stehen feinteilfreie bis schwach schluffige Mittel – Grobsande mit lockerer Lagerung an, welche den Bodengruppen SU und SE nach DIN 18196 und der Bodenklasse 3 nach DIN 18300 zugeordnet werden können.

Ab 3,4 – 3,6 m unter Ansatzpunkt ($< 102,8 \text{ m} + \text{NN}$) folgen überwiegend stark kiesige Sande und Kiessande der Bodengruppen SW / GW mit locker - mitteldichter Lagerung, welche der Bodenklasse 3 (DIN 18300) zugeordnet werden können. Unterhalb einem Niveau von $97,7 \text{ m} + \text{NN}$ steigen die Rammwiderstände der schweren Rammsonde auf $n_{10} = 40 - 50$ Schläge je 10 cm Eindringtiefe an, was auf eine dichte Lagerung der anstehenden Kiessande oder u.U. auf das Vorhandensein von tertiären Tonen im Untergrund hindeuten kann.

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 auf die Durchführung weiterer bodenmechanischer Laborversuche an den Bodenproben der aktuellen Baugrunderkundung verzichtet wurde.

Die für erdstatische Berechnungen und Nachweise erforderlichen Kennwerte der angetroffenen Böden sind unter Einbeziehung der erforderlichen Sicherheiten in den Rechenwerttabellen der Anlagen 2.1 – 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 dabei um charakteristische Werte im Sinne der DIN 1054:2010-12. Weiterhin wurden in den rechten Spalten der Rechenwerttabellen 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. $100 \text{ m} + \text{NN}$ zu erwarten. Die Leimbachsohle kann als „dicht“ angesetzt werden, so dass im Hochwasserfall 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 und gemischtkörnigen Böden der Dammkrone wurde eine hydraulische Durchlässigkeit von $k_f = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s angesetzt.

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

Der nachfolgend 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. Hierbei wird insbesondere empfohlen, die getroffenen Lastannahmen und die tatsächlich vorliegenden Gründungshöhen der Wohngebäude zu überprüfen.

5.1 Sicherung mittels Bohrpfahlwand, Bach-km 17+349, linke Bachseite (Anl. 5.1, 4.1a/b)

Die vorhandenen Wohngebäude am linken Leimbachufer gründen nach den vorhandenen Planunterlagen teilweise oberhalb der zukünftigen Leimbachsohle und innerhalb der bindigen Auelehme. Der geschlossene Grundwasserspiegel ist in ca. 3 m Tiefe unter der geplanten Leimbachsohle zu erwarten, jedoch wird aufgrund von zuströmendem Sickerwasser aus dem Leimbachbett eine konventionelle Unterfangung nach der DIN 4123 sehr wahrscheinlich nicht möglich sein.

Um Schäden an der vorhandenen Wohnbebauung infolge der Tieferlegung der Leimbachsohle so weit als möglich zu minimieren, kann entweder eine Unterfangung im Düsenstrahlverfahren oder ein verformungsarmer Verbau mittels einer rückverankerten oder ausgesteiften Bohrpfahlwand ausgeführt werden. In Teilbereichen, in welchen die Wohnbebauung unterhalb der zukünftigen Leimbachsohle gründet, kann bei Ausführung einer Bohrpfahlwand auf die Rückverankerungs- oder Aussteifungsmaßnahmen verzichtet werden.

Der Standsicherheitsnachweis einer rückverankerten Bohrpfahlwand ist in der Anlage 4.1a dargestellt. In der Anlage 4.1b wurde ein Standsicherheitsnachweis einer ausgesteiften Bohrpfahlwand beigelegt. Hierbei wurden folgenden Ausbauvorgaben und Lastannahmen getroffen bzw. ermittelt:

- Aufgrund der unterhalb der Gründungssohle anstehenden Auelehne 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 in die freie Standhöhe des erforderlichen Verbaus aus (vgl. Anl. 5.1 und 4.1a/b). Die Kopfverformungen der Bohrpfahlwand müssen daher durch 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 Erdruchedruck E_0 und horizontalem, aktiven Erddruck $E_{a,h}$ erforderlich (EAB (2012), S. 162).
- Aufgrund der locker bis mitteldichten Lagerung der 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 Gründung des Gebäudes in bindigen Böden mit weicher Konsistenz, 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 Gebäudefundamentes wird auf $p_g = 200 \text{ kN/m}^2$ (ständige Linienlast $q' = 100 \text{ kN/ldm}$) zzgl. einer Verkehrsbelastung von $p_q = 80 \text{ kN/m}^2$ (nichtständige Linienlast $q' = 40 \text{ kN/m}^2$) 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 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 muss im Hochwasserfall mit einer Aufsättigung des Erdreiches hinter der Bohrpfahlwand gerechnet werden. 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; aufgrund des tiefliegenden Grundwasserspiegels wird der Porenwasserdruck lediglich auf der Aktivseite angesetzt
- Gemäß den Bemessungsvorgaben der DIN 19712 erfolgte die Nachweisführung bei den o.g. Randbedingungen in der Bemessungssituation BS - P

- Um Ausspülungen hinter der Bohrpfehlwand zu vermeiden, wird eine Bohrpfehlwand mit überschrittenen Bohrpfehlen empfohlen. Der Bohrpfehl Durchmesser wird in den nachfolgenden Standsicherheitsnachweisen mit $d = 620$ mm angesetzt, der Abstand der bewehrten Bohrpfehle mit $a \leq 1,0$ m.
- Gemäß der Standsicherheitsberechnungen der Anlagen 4.1a und 4.1b wird bei einer Rückverankerung bzw. Aussteifung der Bohrpfehlwand eine Einbindetiefe der Bohrpfehlwand von $t = 3,35$ m unter die angenommene, temporäre Leimbachsohle von $103,0$ m+NN erforderlich. Gemessen ab $OK_{\text{Freibord}} = 105,65$ m+NN entspricht dies einer erforderlichen Gesamtlänge der Bohrpfehle von $l_{\text{ges}} \geq 6,0$ m.
- Es wird empfohlen, die Rückverankerung auf dem Gründungsniveau der zu unterfangenden Fundamente auszuführen, da hierdurch Kopfverformungen auf ein Minimum beschränkt werden können (vgl. Anlage 4.1a). Nach EAB (2012), S. 119, ist die Rückverankerung hierbei vor dem Aushub auf 100 % der rechnerischen Ankerkraft von $N_{(g,q),k} \cong 75$ kN / lfdm Bohrpfehlwand vorzuspannen. Zum Zweck der Kostenermittlung kann von 7,5 m langen Permanentankern mit einer Verpressstrecke von 3 m ausgegangen werden, was bei einem Ankerabstand von $a = 1,0$ m ausreichend ist. Die Ankerköpfe sind für einen temporären Einstau auszulegen.
- Bei Ausführung einer Aussteifung erfolgt im Endzustand der stützende Lasteintrag auf dem Niveau der zukünftigen Gewässersohle bzw. geringfügig darunter. Durch die oberhalb gründenden Fundamente kommt es hierdurch auf deren Gründungsniveau zu größeren Kopfverformungen der Wand (vgl. Anl. 4.1b). Bei Ansatz der o.g. ständigen und nichtständigen Fundamentlasten und einer horizontalen, vollständig vorgespannten Steifenlast von $H_{(g,q),k} \cong 71$ kN / lfdm sind rechnerisch, horizontale Kopfverformungen $w \cong 1$ cm zu erwarten. Es wird empfohlen, die Aussteifungsmaßnahmen Abschnittsweise entsprechend der Vorgehensweise der DIN 4123 mit Abschnittslängen von $l = 1,25$ m auszuführen. Unter Umständen können die horizontalen Steifenlasten über das Streifenfundament und die unterste Blocklage des gegenüberliegenden Blocksteinsatzes in die gegenüberliegende Böschung eingeleitet werden. Entsprechendes ist vom Bauablauf abhängig und vom Tragwerksplaner zu überprüfen.
- Erfahrungsgemäß ist nach der EAB (2012) mit dem ca. 2 -3-fachen der Kopfverformung als Setzungsbetrag im Bereich der Fundamentlasten zu rechnen. Hieraus ergeben sich bei fachgerechter Ausführung der o.g. Aussteifungsmaßnahmen im Bereich der bestehenden Fundamente zu erwartende Setzungen von $s = 2 - 3$ cm. Auch bei Ausführung der o.g. vorgespannten Rückverankerung werden die bestehenden Fundamente durch Ankerschlupf und Umlagerungsvorgänge geringe zusätzliche Setzungen erfahren.

Konstruktiv werden folgende zusätzliche Vorkehrungen empfohlen:

- Sehr wahrscheinlich werden die vorgenannten Setzungsbeträge bei Ausführung einer ausgesteiften Bohrpfahlwand die Gebrauchstauglichkeit der vorhandenen Wohnbebauung nicht beeinflussen, jedoch kann das Auftreten von Setzungsrissen nicht vollständig ausgeschlossen werden. Die Ausführung einer vorgespannten Rückverankerung birgt aufgrund der geringeren Kopfverformungen das geringere Ausführungsrisiko. Bei Ausführung einer Unterfangung im Düsenstrahlverfahren können die zu erwartenden Setzungsbeträge auf das Schrumpfmaß beim Abbinden der Unterfangungselemente beschränkt werden.
- Voraussetzung für das abschnittsweise Aussteifen der Bohrpfahlwand ist, dass die Scheibenwirkung der zu sichernden Außenwände gegeben ist und diese mit der Deckenkonstruktion und den anschließenden Querwänden einen ausreichenden Verbund aufweisen. Entsprechendes muss durch einen Tragwerksplaner im Zuge der Ausführungsplanung überprüft werden. Gegebenenfalls sind weitergehende Maßnahmen, wie zusätzliches Aussteifen der Außenwände, Abstützen etc., erforderlich.
- In jedem Fall wird an der angrenzenden Bebauung im Vorfeld der Bauausführung eine intensive Beweissicherung empfohlen. 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.
- Es muss damit gerechnet werden, dass die anstehenden Kiessande bei den Arbeiten der Sohltieferlegung freigelegt werden. In diesen Fall wird empfohlen, die Bachsohle nach Abschluss der Sicherungsarbeiten durch geeignete Maßnahmen wieder abzudichten.
- Die Erfordernis einer Absturzsicherung an der Bohrpfahlwand sollte geklärt werden

5.2 Setzsteinsicherung Bach-km 17+349, rechte Bachseite (Anl. 4.2, 5.1)

Gemäß der Anlage 5.1 soll aufgrund der beengten Platzverhältnisse bei Bach-km 17+342 auf der rechten Bachseite eine wasserseitige Böschungssicherung mittels eines 4 - reihigen Blocksteinsatzes durchgeführt werden.

Die Ausführung eines Blocksteinsatzes ist nur zulässig, sofern die Gründung der angrenzenden Wohnbebauung auf der rechten Bachseite sich unterhalb der temporären Aushubsohle der Leimbachtieferlegung befindet; dies ist im Zuge der Ausführungsplanung zu überprüfen.

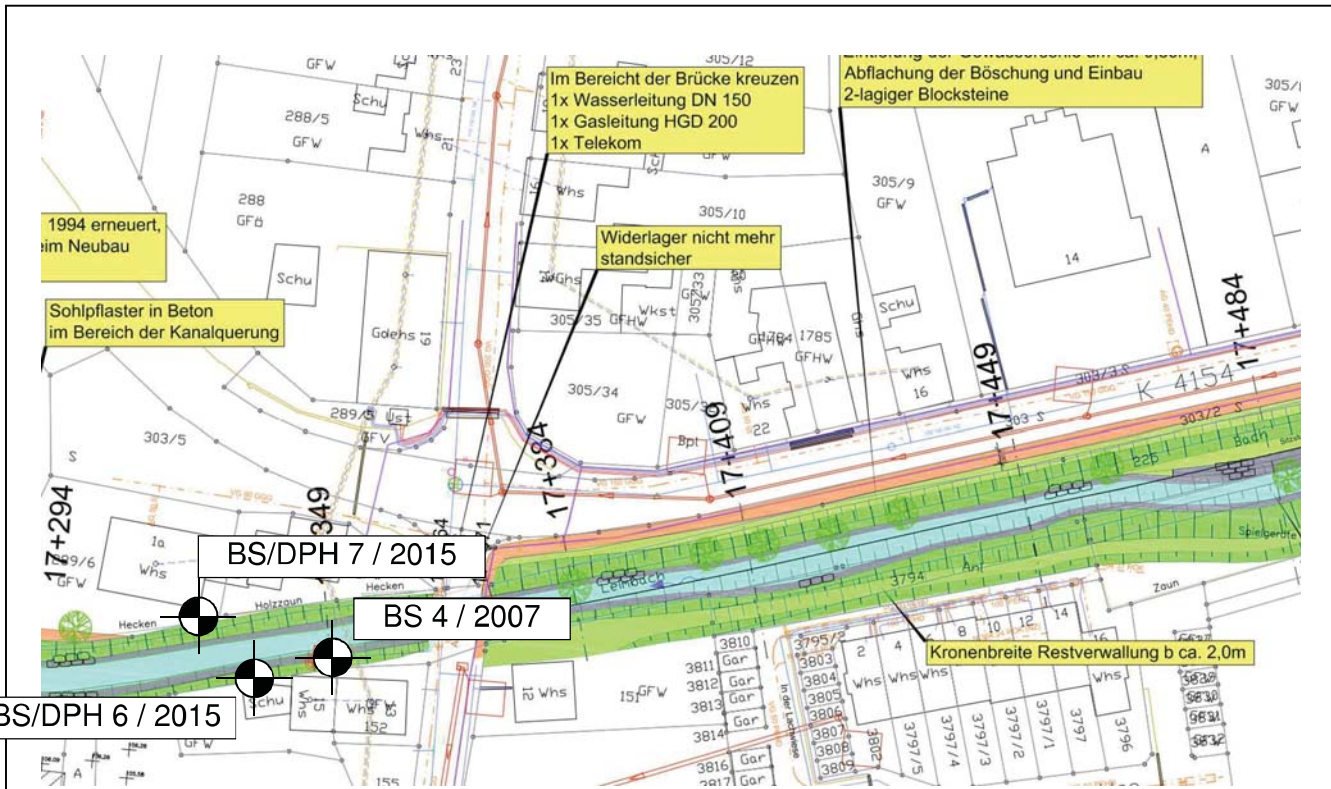
Der Nachweis der äußeren Standsicherheit des 4 – reihigen Blocksteinsatzes ist in der Anlage 4.2 dargestellt. Hierbei wurden folgende Vorgaben / Lastannahmen getroffen bzw. ermittelt:

- 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 $H \leq 3,2$ m angesetzt, die Vorderkante der Blocksteine wird unter einer Neigung von $\alpha \leq 75^\circ$ gegen die Horizontale angenommen
- 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 $\vartheta_a \approx 50 - 55^\circ$ auszugehen, erdseitig des Blocksteinsatzes werden daher die Kennwerte des anstehenden Bodens zur Ermittlung des aktiven Erdruckes angesetzt.
- Die Dammkrone wird als Unterhaltungstreifen mit einer Breite von 2,5 m angelegt und 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 nicht gegeben, so dass das Streifenfundament gegen die gegenüberliegende Böschung durch horizontale Druckstempel permanent auszusteifen ist. Gemäß dem statischen Nachweisen kann von einer charakteristischen, horizontalen Stempelpkraft von $H \cong 10 \text{ kN/lfdm}$ ausgegangen werden.
- Die Gleitsicherheit in der untersten Lagerfuge ist nicht gegeben, so dass Maßnahmen gegen Gleiten in der Lagerfuge (Ausführung von Dollen, Winkel) zu treffen sind.

Konstruktiv wird folgendes empfohlen:

- Aufgrund der trapezförmigen Sohlnormalspannungsverteilung resultieren Verdrehungen der untersten Blocklage von $\Delta s \leq 1 \text{ cm}$, dies ist aus geotechnischer Sicht tolerierbar. Es wird empfohlen, beim Absetzen der Blocksteine eine angemessene Neigung der Lagerflächen gegen die zu erwartende Verdrehungsrichtung vorzusehen.
- 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.
- Es wird empfohlen, die Leimbachsohle im vorliegenden Abschnitt nach der Ausführung der Sicherungsarbeiten wieder durch geeignete Maßnahmen abzudichten.
- Die Erfordernis einer Absturzsicherung sollte geklärt werden.



Plangrundlage:
Entwurfsplanung IB Wald + Corbe, 2013

IGK Ingenieuresellschaft 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

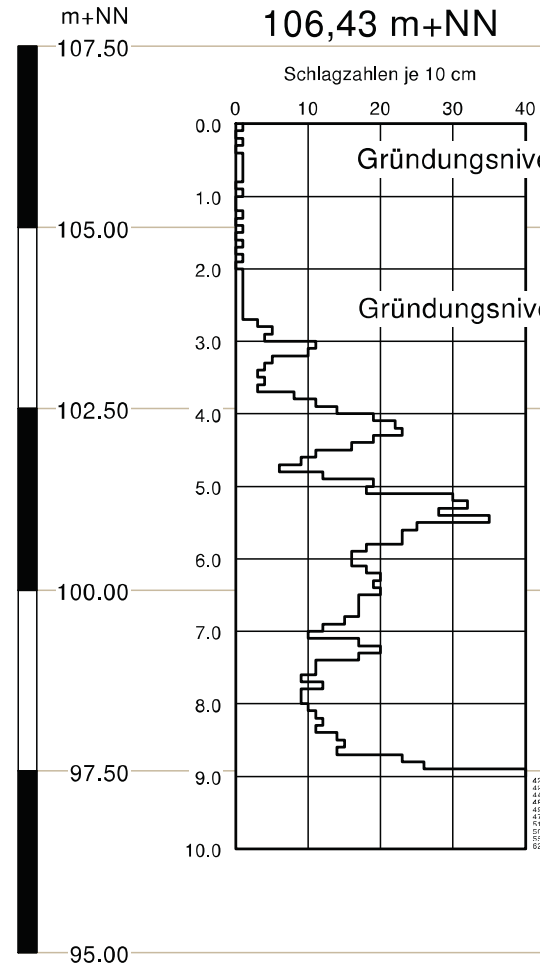
Detallageplan, Erkundung 2007 / 2012 / 2015
 Bohrsondierung 6/7 2015, Bach-km 17+349

Projekt-Nr.	Anlage	Maßstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
6553d10G	1	1:1.000	19.05.2015	He	He

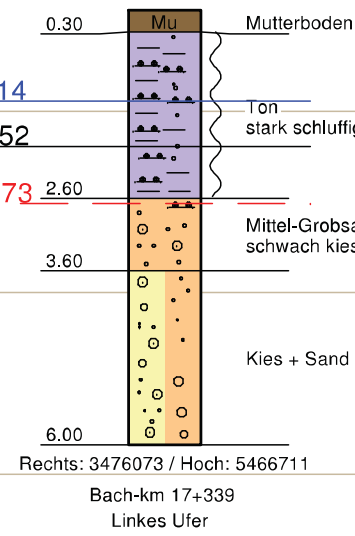
DPH 6 / 2015

BS 6 / 2015

BS 4 / 2007

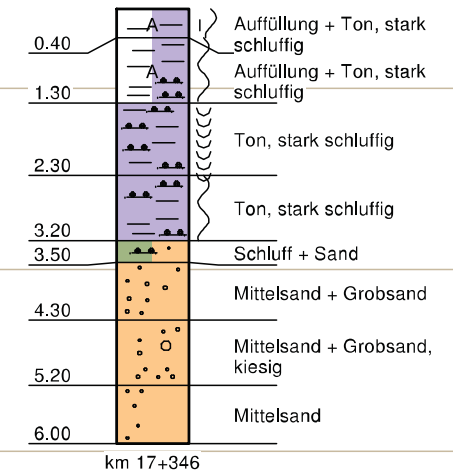


106,4 m+NN

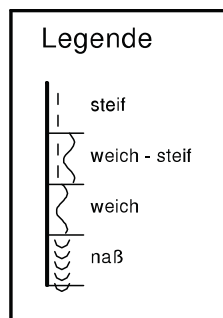


Bodenkennwerte zu BS 6 / 2015						
Tiefe [m]	Es [MPa]	phi' [°]	c' [kN/m²]	gam [kN/m³]	DIN 18196	DIN 18300
103.8	5	27,5	2	20/11	TL	4/2
102.8	30	30	0	19/10	SU	3
97.7	40	32,5	0	19/10	SW/GW	3
96.4	60	35	0	20/11	GW	3

106,1 m+NN



- BHW
- OK Sohle, Bestand
- OK Sohle, geplant
- GOK Hinterland



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

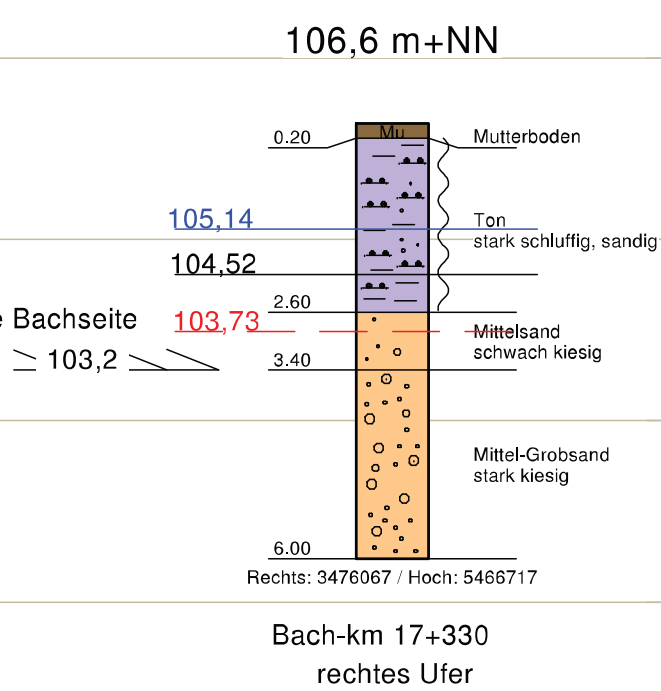
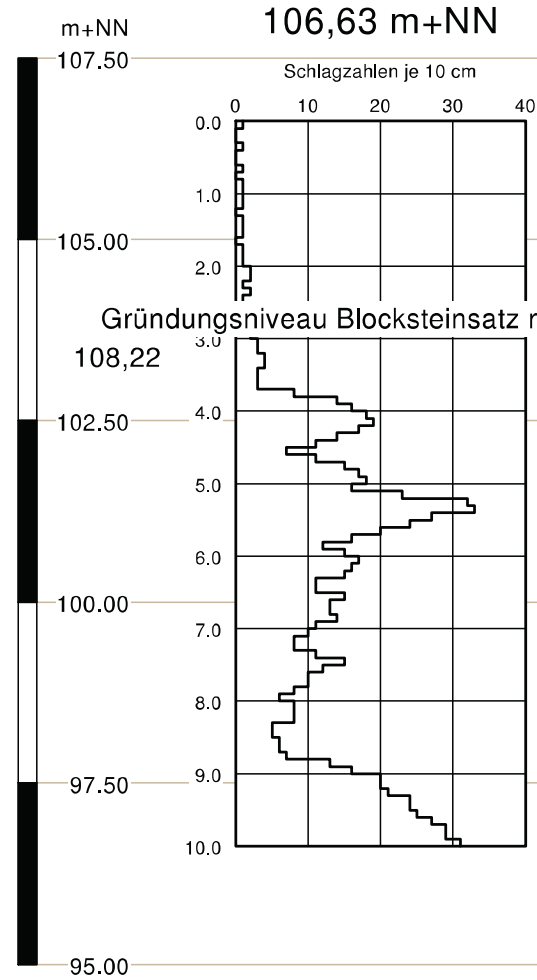
Ausbau des Leimbaches
Leimbachunterlauf, Bach-km 14+497 - 21+270
Gemarkung Nußloch, St. Ilgen und Sandhausen

Erkundung 2007 / 2012 / 2015
Bohrsondierung BS 6/2015, Bach-km 17+339, linke Böschung
Untergrundverhältnisse, Bodenmechanische Kennwerte

Projekt-Nr.	Anlage	Masstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d10G	2.1	1 : 100	19.05.2015	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

DPH 7 / 2015

BS7 / 2015



Bodenkennwerte zu BS 7 / 2015						
Tiefe [m]	Es [MPa]	phi' [°]	c' [kN/m²]	gam [kN/m³]	DIN 18196	DIN 18300
104.0	5	27,5	2	20/11	TL	4/2
103.2	40	32,5	0	19/10	SE	3
96.6	60	35	0	20/11	SW	3

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

Legende

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

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

Erkundung 2007 / 2012 / 2015
Bohrsondierung BS7/2015, Bach-km 17+330, rechte Böschung
Untergrundverhältnisse, Bodenmechanische Kennwerte

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d10G	2.2	1 : 100	19.05.2015	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

km 17+349, Linke Bachseite, Bohrpfehlwand mit Rückverankerung
 Bohrpfehlwand
 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 $_{,d} = 142.62$ kN/m <

Erdwiderstand $_{,d} = 185.31$ kN/m
 Erf. Profillänge = 6.00 m
 Erf. Einbindetiefe = 3.35 m
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_{Eog} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.50$
 $\gamma_{Ep} = 1.40$
 Wasserdruck mit Stromröhre
 μ (Hydr. Grundbruch) = 0.00
 μ (Auftrieb) = 0.37

mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.11$
 Datei: 6553d_17349b.vrb

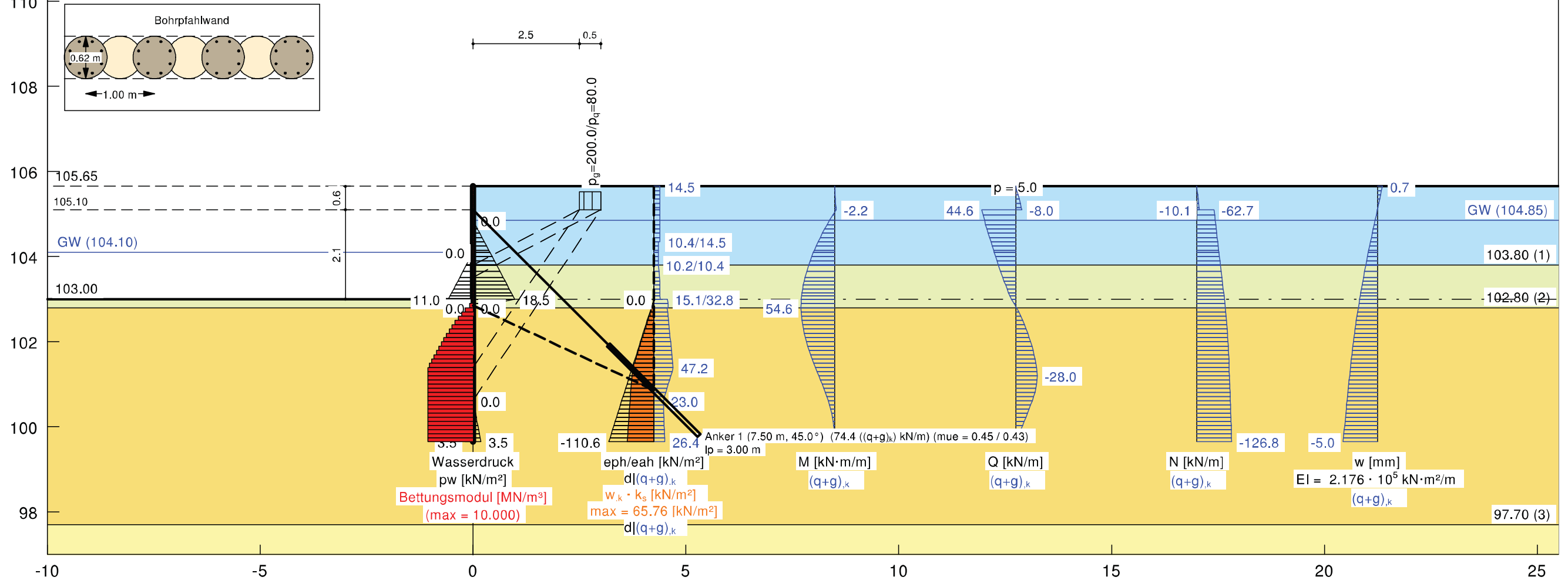
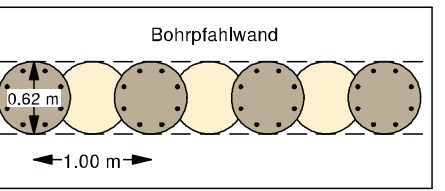
Bemessungswerte:
 Nachweis Bohrpfehlwand
 E = 3000.00 kN/cm²
 I = 725331.70 cm⁴/m
 Bewehrung EC 2 / DIN 1045-1
 Beton C 30/37
 Stahl BSt 500/550
 M(d) = 72.9 kN · m
 N(d) = -68.4 kN
 eps(c2) [o/oo] = -3.5
 ep(s1) [o/oo] = 23.2
 As [cm²] = 15.1 (Mindestbew.) (berechnet = 4.5)

Pfahldurchmesser = 0.620 m
 d1 = 0.0750 m
 m(Sd) = 0.0229 / n(Sd) = -0.0133
 omega(tot) = 0.0384
 sig1(l) = 2.89 / sig2(l) = -3.34 MN/m²
 Schubbewehrung:
 Q(d) = VSd = 59.4 kN (bw = 0.396 m z = 0.307 m)
 tauRd,max = 3.83 N/mm² (tauSd / tauRd,max = 0.1279)
 As(Schub) = 5.8 cm²/m (Mindestbew.)

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
TL	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
SU	19.0/19.0	10.0/10.0	30.0/30.0	0.0/0.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-6}$	$1.0 \cdot 10^{-6}$	SU
SE/GW	19.0/19.0	10.0/10.0	32.5/32.5	0.0/0.0	0.667	-0.333	$5.0 \cdot 10^{-4}$	$5.0 \cdot 10^{-4}$	SE/GW
GW	20.0/20.0	11.0/11.0	35.0/35.0	0.0/0.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$	GW

Bettungsmodule

Tiefe [m]	oben [MN/m ³]	unten [MN/m ³]
0.00 - 0.50	0.000	10.000
0.50 - 8.00	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 BS 6/2015, Bach-km 17+339, linke Bachseite
 Sicherung mittels Bohrpfehlwand, rückverankert, Vorstatik

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d	4.1a	1 : 75	05.06.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

km 17+349, Linke Bachseite, Bohrpfahlwand horizontaler Aussteifung
 Bohrpfahlwand
 Berechnungsgrundlagen:
 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 $_{d} = 116.62$ kN/m <
 Erdwiderstand $_{d} = 185.31$ kN/m

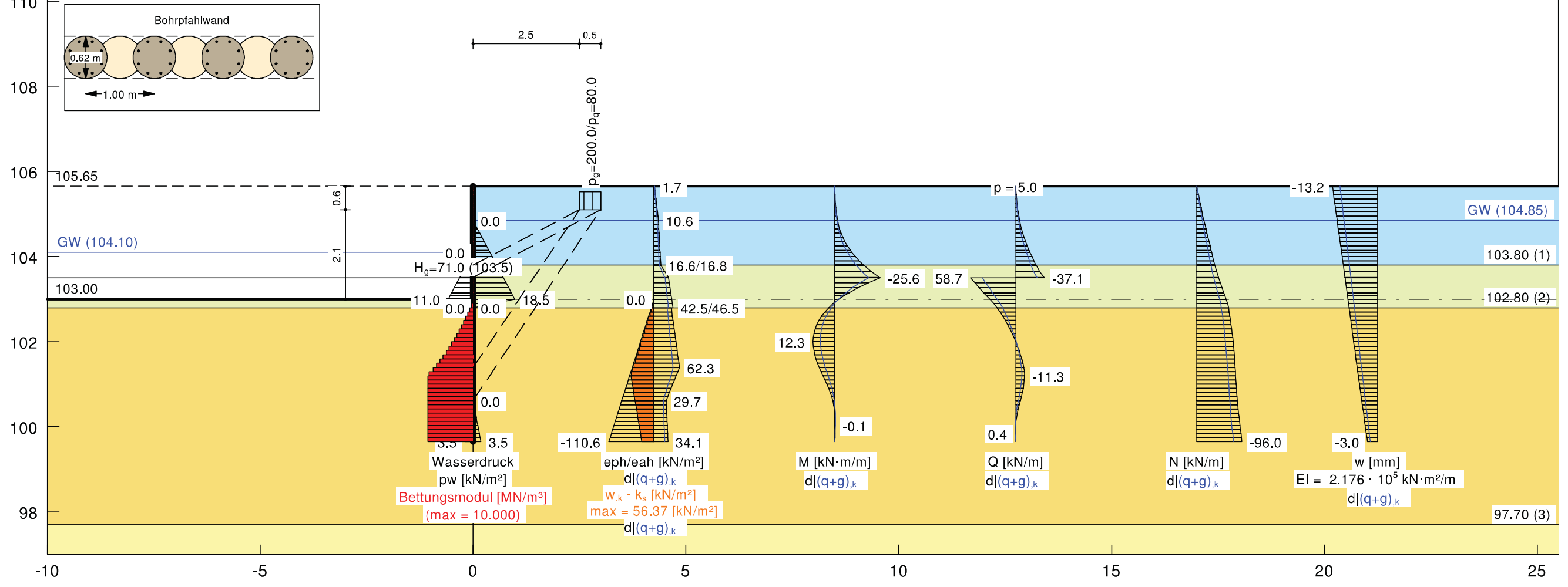
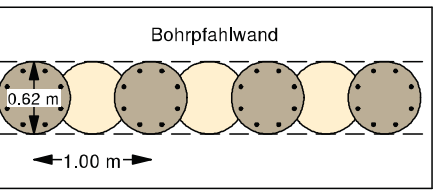
Erf. Profillänge = 6.00 m
 Erf. Einbindetiefe = 3.35 m
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_{E0g} = 1.20$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{Ep} = 1.40$
 Wasserdruck mit Stromröhre
 μ (Hydr. Grundbruch) = 0.00
 μ (Auftrieb) = 0.37
 mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.12$

Bemessungswerte:
 Nachweis Bohrpfahlwand
 $E = 3000.00$ kN/cm²
 $I = 725331.70$ cm⁴/m
 Bewehrung EC 2 / DIN 1045-1
 g,d maßgebend
 Beton C 30/37
 Stahl BSt 500/550
 $M(d) = 36.0$ kN · m
 $N(d) = -38.7$ kN
 $eps(c2) [o/oo] = -2.5$
 $ep(s1) [o/oo] = 25.0$

As [cm²] = 15.1 (Mindestbew.) (berechnet = 2.0)
 Pfahldurchmesser = 0.620 m
 $d1 = 0.0750$ m
 $m(Sd) = 0.0113 / n(Sd) = -0.0075$
 $\omega_{tot} = 0.0165$
 $\sigma_1(l) = 1.41 / \sigma_2(l) = -1.67$ MN/m²
 Schubbewehrung:
 $Q(d) = VSd = 66.0$ kN ($bw = 0.335$ m $z = 0.297$ m)
 $\tau_{Rd,max} = 3.83$ N/mm² ($\tau_{Sd} / \tau_{Rd,max} = 0.1733$)
 As(Schub) = 5.8 cm²/m (Mindestbew.)
 g,d maßgebend

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
TL	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
SU	19.0/19.0	10.0/10.0	30.0/30.0	0.0/0.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-6}$	$1.0 \cdot 10^{-6}$	SU
SE/GW	19.0/19.0	10.0/10.0	32.5/32.5	0.0/0.0	0.667	-0.333	$5.0 \cdot 10^{-4}$	$5.0 \cdot 10^{-4}$	SE/GW
GW	20.0/20.0	11.0/11.0	35.0/35.0	0.0/0.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$	GW

Bettungsmodule		
Tiefe [m]	oben [MN/m ³]	unten [MN/m ³]
0.00 - 0.50	0.000	10.000
0.50 - 8.00	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 BS 6/2015, Bach-km 17+339, linke Bachseite
 Sicherung mittels Bohrpfahlwand, ausgesteift, Vorstatik

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d	4.1b	1 : 75	05.06.15	He	He
Nr.	Datum	Änderungen			

Bemessung:
 Exzentrizität $e(Fu\beta) = -0.061$ m
 Maßgebend: $g+q$
 $V_{Fu\beta} = 101.39$ kN/m (mit $E_{p,mob,k}$)
 $H_{Fu\beta} = 35.04$ kN/m (mit $E_{ph,mob,k}$)
 $M_{Fu\beta} = -6.17$ kN·m/m (mit $E_{p,mob,k}$)
 $E_{p,mob,k} = 0.50 \cdot E_{p,k}$
 $E_{p,mob,k} = 0.00$ kN/m ; $E_{ph,mob,k} = 1.34$ kN/m
 $b = 1.400$ m ; $a = 10.000$ m
 $b/6 = 0.233$ m ; $b/3 = 0.467$ m
 $\sigma_1/\sigma_2(Fu\beta) = 91.3 / 53.5$ kN/m²

Nachweis EQU:
 Tiefe = 104.50 m
 $M_{stb} = 70.8 \cdot 1.20 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 40.37$
 $M_{dst} = 21.4 \cdot 1.00 = 21.42$
 $\mu_{EQU} = 21.42 / 40.37 = 0.531$

Gleitsicherheit ohne Erdwiderstand
 $\mu(Gleit) = H_d / (V_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma(Gleit) + E_{p,d}) = 41.0 / (101.4 \cdot \tan(32.5^\circ) / 1.10 + 0.0) = 0.699$

$\mu(Grundbruch) = 0.70$
 mit: $\varphi_k = 34.8^\circ$; $c_k = 0.0$ kN/m²
 $\gamma_2 = 10.86$ kN/m²; $\sigma_{\bar{v}} = 4.0$ kN/m²

$\gamma = 23.00$ kN/m³
 unter 103.69 m
 $\gamma = 25.00$ kN/m³
 γ unter Auftrieb
 E-Modul = $2.500 \cdot 10^{14}$ kN/m²
 Stützlinie liegt zwischen
 1. und 2. Kernlinie auf der Erdseite

Gleitsicherheit (Außenhaut)
 max $\mu = 1.162$ (Tiefe = 103.500 m)

Kubatur = 4.402 m³/m

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

km 19+402, 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/Stützlinie)
 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
 infolge Gesamtlasten
 Tiefe Es s(links) s(rechts)
 [m u. GS] [MN/m²] [cm] [cm]

0.10	40.00	0.02	0.01
> 0.10	60.00	0.16	0.14

Grenztiefe mit $p = 20.0$ %
 Grenztiefe = 2.67 m u. GS

$a = 10.00$ m
 $b = 1.40$ m
 $\sigma_k(\text{links}) = 91.32$ kN/m²
 $\sigma_k(\text{rechts}) = 53.53$ kN/m²
 Setzungen in den kennzeichnenden Punkten:
 links: $s = 0.18$ cm
 rechts: $s = 0.15$ 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
TL	20.0	11.0	25.0	2.0	2.0	0.667	0.000	TL
SE	19.0	10.0	32.5	0.0	0.0	0.667	0.000	SE
SW	20.0	11.0	35.0	0.0	0.0	0.667	0.000	SW

**Regierungspräsidium
 Karlsruhe**
 Abteilung 5 - Umwelt / Referat 53.1



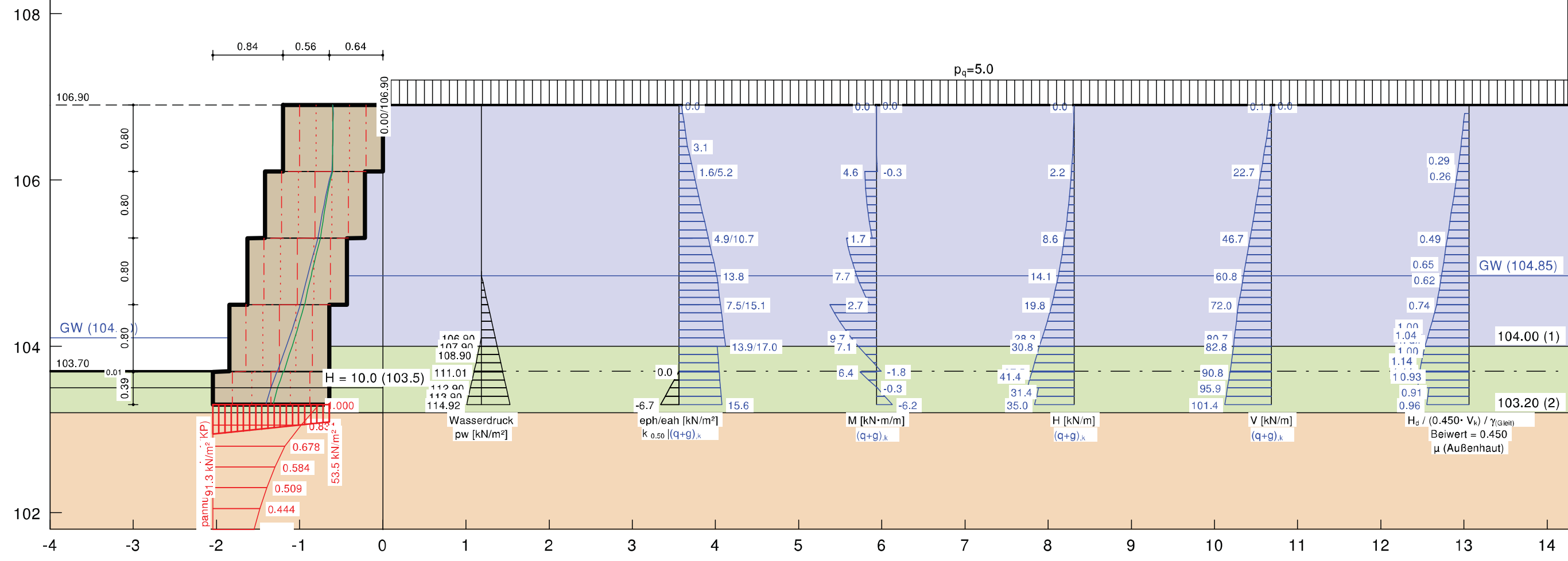
Ingenieurgesellschaft Kärcher mbH
 Institut für Geotechnik
 Heidengaß 16
 76356 Weingarten
 Tel. 07244 / 7013 - 0 Fax -17
 email: info@kaercher-geotechnik.de



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

Erkundung 2007 / 2012 / 2015
 Kleinbohrung BS 7/2015, Bach-km 17+339, rechte Böschung
 wassers. Setzsteinesicherung, Bach-km 17+349, Vorstatik

Projekt-Nr.	Anlage	Maßstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d10G	4.2	1 : 50	20.07.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			



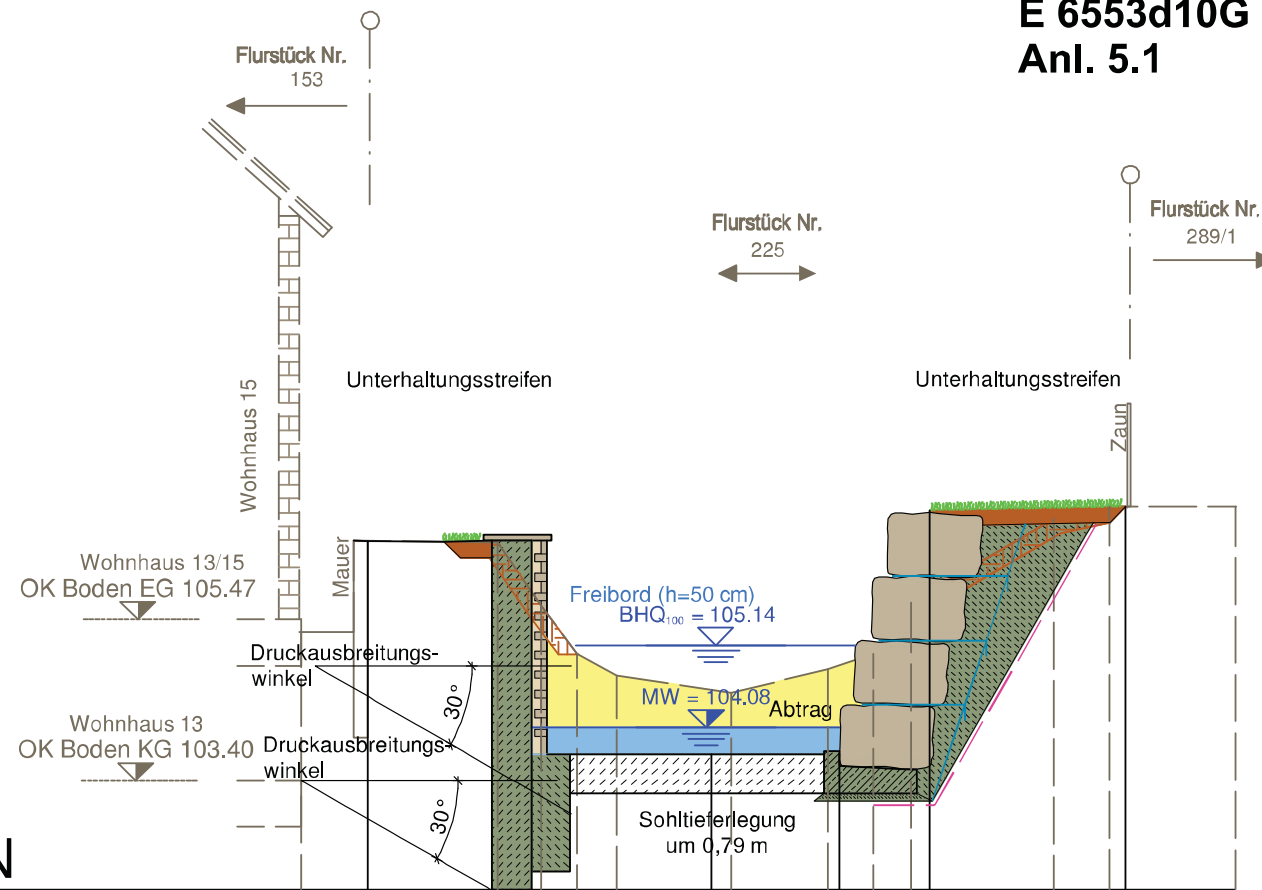
uh. Bahnhofstraße, St. Ilgen

Station: 17+349
Planung IB Wald + Corbe,
Hügelsheim
Stand Juli 2015

— Planung
 — Bestand

102,00 m+NN

E 6553d10G
Anl. 5.1



Planung	Höhe																			
	Station																			
Bestand	Höhe	105.30	106.48		106.46	105.64	105.03	104.75		104.52	104.83	105.03	105.68		106.76	106.92		106.92		106.92
	Station	-5.52	-5.02		-3.00	-2.44	-1.98	-1.47		0.00	1.25	1.83	2.31		4.15	4.86		5.07		6.48