

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 6553d12G

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

Datum
04. August 2015

GEOTECHNISCHE STELLUNGNAHME

Ausbau des Leimbaches Leimbachunterlauf Sicherung Bach-km 16+700

Projekt-Nr.:	E6553d12G	
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
	Laboruntersuchungen	-
	erdstatische Berechnungen	4.1 – 4.2
	Ausbau-skizze 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 lokale Sicherungsmaßnahme der rechten Uferböschung des Leimbaches im Bereich von Bach-km 16+685 – 16+710 ab. Im betreffenden Bachabschnitt grenzt ein bestehendes Gebäude unmittelbar an die vorhandene Dammkrone des rechten Leimbachdammes.

Nach Mitteilung des Ingenieurbüros Wald + Corbe, Hügelsheim, wird aufgrund der anzunehmenden Höhenlage der Fundamente erwogen, im vorliegenden Untersuchungsabschnitt eine Böschungssicherung mittels eines Blocksteinsatzes auszuführen.

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

2. Unterlagen

Der vorliegenden Stellungnahme liegen folgende Unterlagen zugrunde:

- Detaillageplan, Maßstab: 1 : 500, IB Wald + Corbe, 2013
- 2 Querprofile des Bestandes und des Gewässerausbaus, Bach-km 16+685 und Bach-km 16+705, mit eingetragenen Gründungshöhen des vorhandenen Gebäudes am rechten 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
- Bodenproben von 2 Bohrsondierungen (BS 60, DIN 4021) ausgeführt 2012 auf der rechten 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

Das vom Ingenieurbüro Wald + Corbe, Hügelsheim, übersandte Ausbauprofil bei Bach km 16+705 wurde zum besseren Verständnis in der Anlage 5.1 beigelegt.

Die Bachsohle des Leimbaches wird bei Bach-km 16+705 um ca. 0,85 m auf ein Niveau von ca. 103,6 m+NN vertieft. Gleichzeitig wird das Leimbachbett aufgeweitet, indem der linke Leimbachdamm abgetragen und das Leimbachbett nach links verschwenkt wird. Die linke Bachböschung wird auf eine Böschungsneigung von 1:2,5 abgeflacht und an deren Fußpunkt durch einen einreihigen Blocksteinsatz mit geringer freier Standhöhe gesichert.

Der Bemessungswasserspiegel wird seitens des RP Karlsruhe nach der Sohltieferlegung mit BHW \cong 104,8 m+NN und der Mittelwasserstand mit MW = 103,8 m+NN angegeben. Das Niveau der Dammkrone auf der linken Uferseite wird bei einem erforderlichen Freibordmaß von = 0,5 m auf einem Niveau von OK_{Krone} = 105,3 m+NN angelegt.

Bach-km 16+705, rechte Bachseite (Anl. 5.1)

Die rechte Uferböschung soll durch einen 2 – reihigen Blocksteinsatz mit einer Höhe von ca. 1,2 – 1,7 m über der geplanten Bachsohle gesichert werden. Die Uferböschung oberhalb der Setzsteine soll mit einer Neigung von ca. 1 : 3 angelegt werden, wobei das Niveau der bestehenden Dammkrone am rechten Ufer beibehalten werden soll. Dieses befindet sich ca. 2,7 m oberhalb der zukünftigen, tiefergelegten Leimbachsohle auf einem Niveau von 106,3 m+NN.

Angrenzend zur bestehenden Bebauung am rechten Bachufer wird auf dem o.g. Niveau der Dammkrone ein Unterhaltungstreifen mit einer Breite von $b \cong$ 2,6 m angelegt, welcher nicht mit Fahrzeugen befahren werden soll.

In den nachfolgenden statischen Nachweisen wurde davon ausgegangen, dass die Sicherungsmaßnahme bis auf ein Niveau von OK Freibord \cong 105,3 m+NN ausgeführt wird und die Leimbachsohle zur Gründung des Blocksteinsatzes temporär bis auf ein Niveau von ca. 103,2 m+NN ausgehoben werden muss.

Nach den vorliegenden Planunterlagen kann für Teilbereiche der angrenzenden, nicht unterkellerten Bebauung bei einer angenommenen Fundamenthöhe von $d \cong 0,4$ m von einem Gründungsniveau von $UK_{\text{Gründung}} \cong 105,1$ m+NN ausgegangen werden. Das Gründungsniveau unterkellerten Teilbereiche der Bestandsbebauung kann nach vorliegenden Planunterlagen auf einem tieferem Niveau mit 103,8 m+NN (Annahme Fundamenthöhe: $d \cong 0,4$ m) angenommen werden.

Die vorgenannten Höhenannahmen sind im Rahmen der weiterführenden Planungen zu überprüfen.

4. Baugrund. Bodenmechanische Kennwerte. Grundwasser

4.1 Untergrundaufbau

Im untersuchten Bachabschnitt wurden im Jahr 2012 insgesamt 2 nicht verrohrte Bohrsondierungen ($\varnothing = 60$ mm) mit 8 m Tiefe ausgeführt. Die Lage der Bohransatzpunkte ist in der Anlage 1 dargestellt.

Eine zeichnerische Darstellung der auf der rechten Uferseite angetroffenen Untergrundverhältnisse nach DIN 4023 ist in der Anlage 2.1 beigelegt, dort finden sich neben der Bodenbeschreibung Zuordnungen zu den Bodengruppen nach DIN 18196 sowie zu den Bodenklassen nach DIN 18300. Folgender Untergrundaufbau wurde angetroffen:

Der Dammkörper des rechten Leimbachdammes besteht aus Schwemmlößablagerungen der Bodengruppe UL nach DIN 18196, welche bis zu einer Tiefe von 2,0 – 3,5 m unter Kronenniveau anstehen. Überwiegend wurde eine steife Konsistenz 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.

Unterhalb der Schwemmlößablagerungen folgen bei Bach-km 16+710 (vgl. BS 14c) bindige und organische Ablagerungen der Kinzig – Murg – Rinne, deren Zusammensetzung zwischen organischen Tonen (Bodengruppe OT), Faulschlamm bzw. Mudden (Torf - Ton – Gemische, Bodengruppe F) und zersetzten Torfen (Bodengruppe HZ) variiert. Die Gesamtmächtigkeit der bindigen und organischen Ablagerungen beträgt bei beiden Bohrsondierungen ca. 2,7 – 2,8 m. Die Schichtmächtigkeit der stark setzungsfähigen Torfe und Faulschlamm schwankt jedoch stark, was durch das Fehlen dieser Schichten bei Bach-km 16+685 (vgl. BS 14a) belegt ist.

Unterhalb einem Niveau von ca. 100,6 m+NN (ca. 3 m unterhalb der zukünftigen Leimbachsohle) stehen feinteilfreie Mittel – Grobsande mit schwankenden Kiesanteilen an, welche den Bodengruppen SW / GW sowie der Bodenklasse 3 nach DIN 18300 zugeordnet werden können. Entsprechend den Rammsondierergebnissen benachbarter Erkundungsabschnitte kann von einer mitteldichten Lagerung der anstehenden Kiessande ausgegangen werden.

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 der Rechenwerttabelle der Anlagen 2.1 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 werden 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. 99,8 m+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

Die 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 des angrenzenden Bestandsgebäudes zu überprüfen.

5.1 Sicherung mittels Bohrpfahlwand, Bach-km 16+705, rechte Bachseite (Anl. 4.1)

Das Bestandsgebäude im Bereich von Bach-km 16+685 – 16+710 am rechten Leimbachufer gründet nach den vorhandenen Planunterlagen oberhalb der geplanten Leimbachsohle. Nicht unterkellerte Teilbereiche gründen hierbei innerhalb der Schwemmlößablagerungen des rechten Leimbachdammes. Bei den unterkellerten Teilbereichen ist mit einer Gründung knapp oberhalb der organischen Böden (Torfe und Mudden) zu rechnen.

Der geschlossene Grundwasserspiegel ist in ca. 3 m Tiefe unter der geplanten Leimbachsohle zu erwarten, jedoch wird aufgrund von zuströmenden Sickerwasser aus dem Leimbachbett und den nicht standfesten organischen Böden eine konventionelle Unterfangung nach der DIN 4123 nicht möglich sein.

Insbesondere bei den nicht unterkellerten Teilbereichen des Bestandsgebäudes kann bei ungünstiger Höhenlage der Fundamente nicht ausgeschlossen werden, dass die Fundamentlasten oberhalb der künftigen, temporären Leimbachsohle (Bauzustand) in die Leimbachböschung ausstrahlen. Um Schäden an der vorhandenen Bebauung infolge der Tieferlegung der Leimbachsohle so weit als möglich zu minimieren, kann für diesen Fall entweder eine Unterfangung im Düsenstrahlverfahren oder ein ausreichend verformungsarmer Verbau ausgeführt werden. Im vorliegenden Fall wird die Ausführung einer Bohrpfahlwand empfohlen, die zumindest geringfügig unterhalb dem Niveau der geplanten Leimbachsohle ausgesteift werden sollte.

In Teilbereichen, in welchen die Bestandsbebauung aufgrund der vorhandenen Teilunterkellerung in etwa auf dem Niveau der zukünftigen Leimbachsohle gründet, kann bei Ausführung einer Bohrpfahlwand auf Aussteifungsmaßnahmen verzichtet werden.

Der Standsicherheitsnachweis einer ausgesteiften Bohrpfehlwand ist für nicht unterkellerte Teilbereiche in der Anlage 4.1 dargestellt. Hierbei wurden folgenden Ausbauvorgaben und Lastannahmen getroffen bzw. ermittelt:

- Aufgrund der unterhalb der Gründungssohle anstehenden organischen Böden wird vor dem zu unterfangenden Fundament ein Druckausbreitungswinkel in der Höhe des charakteristischen Reibungswinkels der anstehenden organischen Böden von i.M. $\beta = \varphi_k = 17,5^\circ$ empfohlen.
- Strahlen die Fundamentlasten bei Ansatz des vorgenannten Druckausbreitungswinkels geringfügig in die freie Standhöhe des Verbaus aus (vgl. Anl. 5.1 und Anl. 4.1), wird die Durchführung einer Aussteifung auf dem Niveau der Leimbachsohle empfohlen, um Kopfverformungen der Bohrpfehlwand einschränken zu können.
- Bei einer teilweisen Vorspannung der horizontalen Steifen können die Kopfverformungen teilweise reduziert werden, der Ansatz des aktiven Erdruckes E_a ist hierbei aufgrund der ermittelten Kopfverformungen von $w > 1 \text{ ‰}$ der Wandhöhe zulässig (EAB (2012), S. 31).
- Aufgrund der mitteldichten Lagerung der anstehenden Sande sowie der nachgiebigen Aussteifung darf in den Standsicherheitsnachweisen der Fuß der Bohrpfehlwand als „eingespannt“ angesetzt werden (EAB (2012), S. 114 ff). Eine Einspannung des Fußes nach BLUM ist somit gegeben.
- Die charakteristische, vertikale Sohlspannung des Gebäudefundamentes wird auf $p_g = 200 \text{ kN/m}^2$ (ständige Linienlast $q' = 100 \text{ kN/lfdm}$) 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 Bohrpfehlwand entlang der Leimbachachse muss im Hochwasserfall mit einer Aufsättigung des Erdreiches hinter der Bohrpfehlwand gerechnet werden. Auf der Aktivseite der Bohrpfehlwand 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 innerhalb der bindigen Schichten des Leimbachbettes angesetzt
- 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 $d = 620$ mm angesetzt, der Abstand der bewehrten Bohrpfähle mit $a \leq 1,0$ m.
- Gemäß der Standsicherheitsberechnung der Anlagen 4.1 wird bei einer Aussteifung der Bohrpfahlwand eine Einbindetiefe der Bohrpfahlwand von $t \cong 6,0$ m unter die tiefergelegte Leimbachsohle von 103,6 m+NN erforderlich. Gemessen ab $OK_{\text{Freibord}} \cong 105,3$ m+NN entspricht dies einer erforderlichen Gesamtlänge der Bohrpfähle von $l_{\text{ges}} \cong 8,0$ m.
- Bei Ausführung einer Aussteifung erfolgt im Endzustand der stützende Lasteintrag auf dem Niveau der geplanten Gewässersohle bzw. geringfügig darunter. Durch die oberhalb gründenden Fundamente kommt es hierdurch auf deren Gründungsniveau zu Horizontalverformungen der Wand (vgl. Anl. 4.1). Bei Ansatz der o.g. ständigen und nichtständigen Fundamentlasten und einer horizontalen, vorgespannten Steifenlast von $H_{g,k} \cong 10$ 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 $l \leq 1,25$ 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.

Konstruktiv werden folgende zusätzliche Vorkehrungen empfohlen:

- Erfahrungsgemäß werden die vorgenannten Setzungsbeträge bei fachgerechter Ausführung einer ausgesteiften Bohrpfahlwand die Gebrauchstauglichkeit der vorhandenen Bebauung nicht beeinflussen, jedoch kann das Auftreten von Setzungsrissen nicht vollständig ausgeschlossen werden. Bei Ausführung einer Unterfangung im Düsenstrahlverfahren können die zu erwartenden Setzungsbeträge auf das Schrumpfmaß beim Abbinden der Unterfangungselemente (Größenordnung: wenige Millimeter) 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.
- Die Erfordernis einer Absturzsicherung an der Bohrpfahlwand sollte geklärt werden

5.2 Setzsteinsicherung Bach-km 16+705, rechte Bachseite (Anl. 4.2, 5.1)

Sofern die oberhalb der zukünftigen Leimbachsohle gründenden Fundamente bei dem anzusetzenden Druckausbreitungswinkel von $\beta = \varphi_k = 17,5^\circ$ nicht in die temporäre Baugrubenböschung der Sohltieferlegung des Leimbaches ausstrahlen, ist die Ausführung eines 2-reihigen Blocksteinsatzes unter den nachfolgend aufgelisteten Bedingungen möglich. Zur Überprüfung der Druckausbreitung muss die Höhenlage der Fundamente der angrenzenden Bebauung vor Baubeginn kontrolliert werden. Bei grenzwertigen Gründungshöhen und Abständen muss die Blocksteinsicherung von den Bestandsgebäuden abgerückt und in Richtung Leimbachbett versetzt werden. Unter Umständen wird dann eine Versteilung der gegenüberliegenden Uferböschung notwendig. Alternativ ist die Ausführung der vorgenannten Bohrpfahlwand möglich.

Aufgrund der setzungsfähigen Böden unterhalb der Leimbachsohle können die Blocksteine nicht flach gegründet werden, da andernfalls mit unzulässig hohen Setzungsbeträgen und Verdrehungen der Blocksteine zu rechnen ist. Es wird daher empfohlen, die vorgesehenen Streifenfundamente als freitragende Balken auszubilden und die Vertikalkräfte über Brunnen in die gut tragfähigen Sande und Kiessande abzutragen.

Zur Ausführung der Brunnengründung muss zunächst ein Arbeitsplanum, bestehend aus einem gebrochenen Schotter – Splitt – Sandgemisch in einer Mindestmächtigkeit von $d = 0,4 - 0,6$ m erstellt werden im Leimbachbett erstellt werden. .

Vom Niveau des Arbeitsplanums aus werden dann mittels einer Verrohrungsmaschine Stahlrohre in den Boden eingetrieben und gleichzeitig der Boden im Rohrrinnern ausgehoben. Die Verrohrung muss dabei dem Aushub vorausseilen. Beim Erreichen des Grundwasserspiegels und darunter ist mit einem inneren Wasserüberdruck zu arbeiten. Hierdurch wird ein Hochbrechen der Brunnensohle (hydraulischer Grundbruch) vermieden.

Die Aushubsohle wird nach Erreichen der erforderlichen Einbindetiefe vom Schlamm gereinigt. Danach werden die Brunnen unter gleichzeitigem Ziehen der Verrohrung ausbetoniert. Falls in statischer Hinsicht erforderlich, kann zuvor eine Bewehrung eingebracht werden.

Die ständigen und veränderlichen Vertikallasten der Blocksteinsicherung werden über die Brunnen in den Kiessanduntergrund eingeleitet, die Auflager / Streifenfundamente der Blocksteinsicherung sind als freitragende Balken auszubilden. Horizontallasten müssen über horizontale Steifen in die gegenüberliegende Uferböschung eingeleitet werden.

Im vorliegenden Fall wird empfohlen, die Brunnen mindestens 4 m unter die geplante Sohle des Leimbaches einbinden zu lassen (Sohniveau Brunnen < 99,63 m+NN), wodurch eine Gründung in den mitteldicht gelagerten Kiessanden (Bodengruppe SW/GW n. DIN 18196) sichergestellt ist. Sofern die Sohlnormalspannungen in der Brunnensohle auf $\sigma_0 = 400 \text{ kN/m}^2$ beschränkt werden, bleiben die zu erwartenden Setzungen bei einer fachgerechten Ausführung der Brunnen in der Größenordnung von $s \cong 1,0 \text{ cm}$.

Der Nachweis der äußeren Standsicherheit des 2 – reihigen Blocksteinsatzes ist in der Anlage 4.2 dargestellt. Hierbei wurden folgende Vorgaben / Lastannahmen getroffen bzw. ermittelt:

- Für die Blocksteinlagen werden Abmessungen von $h \geq 0,88 \text{ m}$ (Höhe) und $b \geq 1,2 \text{ m}$ (Mindestbreite) angenommen. Die charakteristische Feuchtwichte der Blocksteine wird mit $\gamma_k \geq 23 \text{ kN/m}^3$ 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.
- Die Auflagerung der Blocksteine erfolgt auf einem freitragenden Balken mit einer Mindestbreite von $b \geq 1,4 \text{ m}$. Die Mindeststärke richtet sich nach statischen Erfordernissen. Ausführungsbedingt sollte unter dem Auflagerbalken ein Schotterpolster vorgesehen werden, in welchem ggfs. eine offene Wasserhaltung ausgeführt werden kann. Auf eine filterstabile Ausführung des Schotterpolsters ist zu achten.
- Die freie Standhöhe der Blocksteinwand wird mit $H \leq 1,7 \text{ m}$ 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 $\nu_a \approx 50 - 55^\circ$ auszugehen, erdseitig des Blocksteinsatzes werden daher die Kennwerte des anstehenden Bodens zur Ermittlung des aktiven Erdruckes angesetzt.
- Die Dammkrone 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 vorgesehen. Dies ist durch geeignete Maßnahmen sicherzustellen.
- 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 die Auflagerbalken gegen die gegenüberliegende Böschung durch horizontale Druckstempel permanent auszusteißen sind. Gemäß den statischen Nachweisen kann von einer charakteristischen, horizontalen Stempelkraft von $H \approx 10 \text{ kN/lfdm}$ 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.

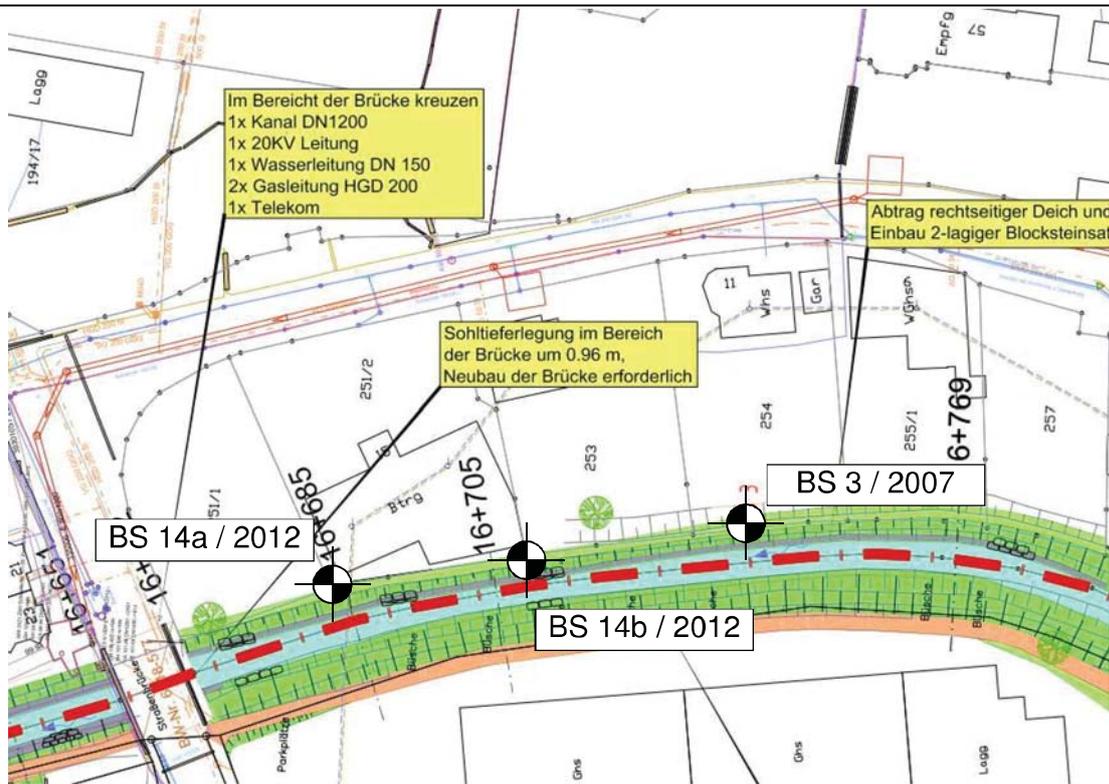
Konstruktiv wird folgendes empfohlen:

- 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 Wandfuß bzw. die Fundamente der Blocksteinwand sind gegen Erosion und Kolkbildung zu sichern.
- 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 erfassen, um ggfs. korrigierenden Einfluss auf den Ablauf der Sicherungsarbeiten nehmen zu können.
- Die Erfordernis einer Absturzsicherung sollte geklärt werden.

5.3 Wertung der Sicherungsvarianten

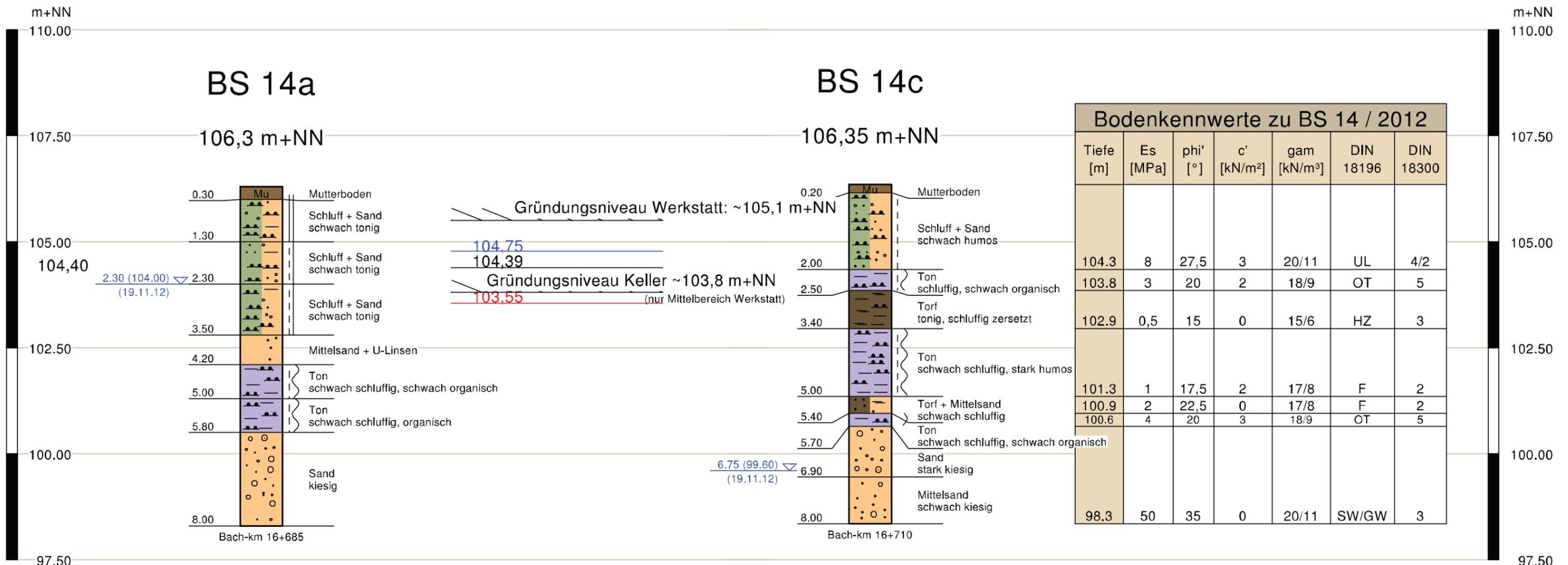
Bei Ausführung einer Blocksteinsicherung wird sehr wahrscheinlich die Ausführung einer offenen Wasserhaltung notwendig werden. Auf dem Niveau der zukünftigen Leimbachsohle bzw. geringfügig darunter stehen stark setzungs- und sackungsfähige Torfe an. Es kann nicht ganz ausgeschlossen werden, dass die anstehenden Torfe in unmittelbarer Nachbarschaft zum Bachbett trotz des tief liegenden Grundwasserspiegels wassergesättigt sind und es bei einem Betrieb der offenen Wasserhaltung zum „Trockenfallen“ der Torfschichten und hierdurch bedingten Setzungen bzw. Sackungen kommt. Schäden an der vorhandenen Bestandsbebauung können dann nicht ganz ausgeschlossen werden.

Im Hinblick auf dieses verbleibende Baugrundrisiko wird der Bauherrschaft empfohlen, der Sicherungsvariante einer Bohrpfahlwand oder einer Unterfangung der Bestandsbebauung im Düsenstrahlverfahren den Vorzug zu geben.



Plangrundlage:
Entwurfsplanung IB Wald + Corbe, 2013

		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, Erkundung 2007 / 2012 / 2015 Profil 14/2012, Bach-km 16+700					
Projekt-Nr.	Anlage	Maßstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
655312G	1.	1:1.000	03.08.15	He	He



Tiefe [m]	Es [MPa]	phi' [°]	c' [kN/m²]	gam [kN/m³]	DIN 18196	DIN 18300
104.3	8	27,5	3	20/11	UL	4/2
103.8	3	20	2	18/9	OT	5
102.9	0,5	15	0	15/6	HZ	3
101.3	1	17,5	2	17/8	F	2
100.9	2	22,5	0	17/8	F	2
100.6	4	20	3	18/9	OT	5
98.3	50	35	0	20/11	SW/GW	3

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

Legende

	fest
	steif - halbfest
	steif
	weich - steif

— 2,45 GW nach Bohrende
10.05.07

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 Bohrsondierung BS 14a/b (2012), Bach-km 16+685 - 16+710 Untergundverhältnisse, Bodenmechanische Kennwerte					
Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d12G	2.1	1 : 100	03.08.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

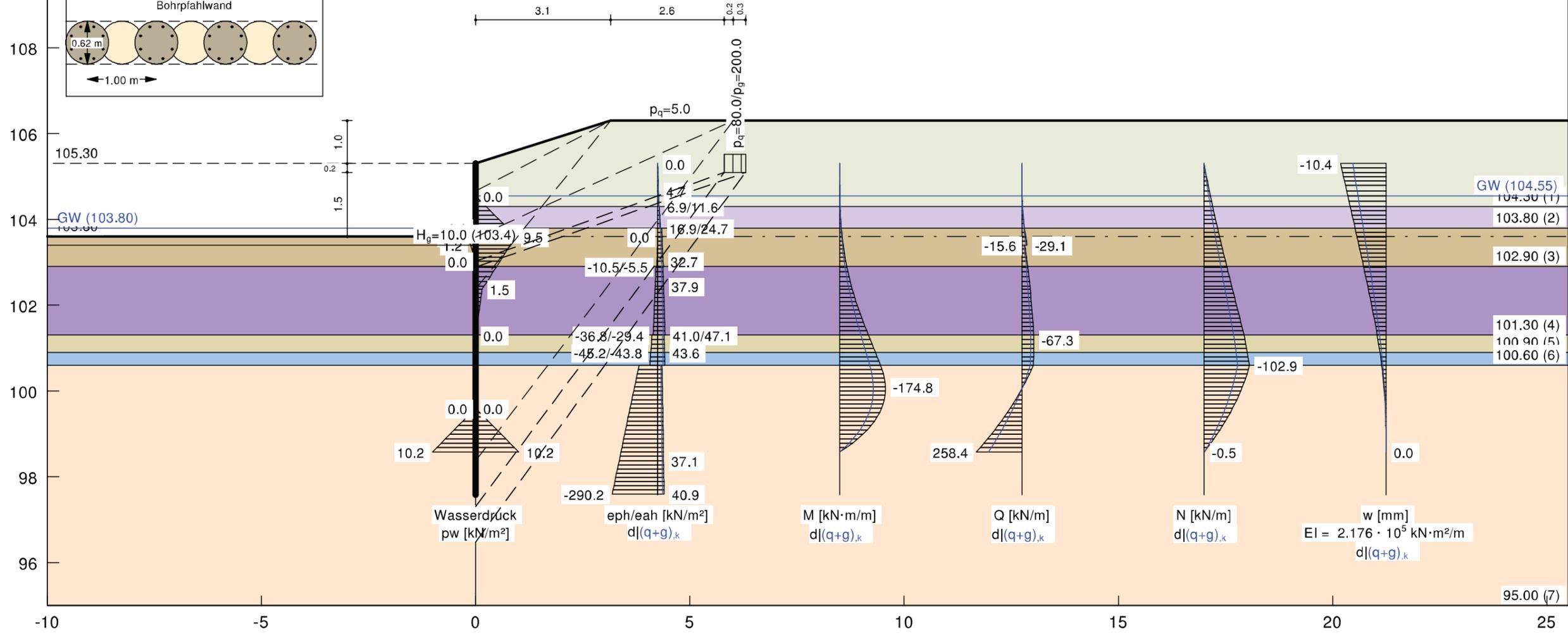
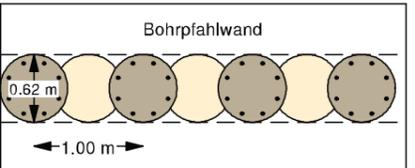
km 16+700, rechte Bachseite, Bohrpfehlwand ausgesteift
 Bohrpfehlwand
 Berechnungsgrundlagen:
 Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
 Ersatzerddruck-Beiwert $k_{ah} [-] = 0.200$
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2011
 Erf. Profillänge = 7.72 m
 Erf. Einbindetiefe = 6.02 m
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_O = 1.50$

$\gamma_{Ep} = 1.40$
 Wasserdruck mit Stromröhre
 μ (Hydr. Grundbruch) = 0.00
 μ (Auftrieb) = 0.98
 mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.55$
 Datei: 6553d12G_Anl41.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
 $M(d) = 174.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $N(d) = -43.5 \text{ kN}$
 $\epsilon_p(s1) [o/oo] = -3.5$
 $\epsilon_p(s1) [o/oo] = 12.9$
 $A_s [\text{cm}^2] = 15.5$ (Mindestbew. = 15.1 cm^2)

Pfahldurchmesser = 0.620 m
 $d1 = 0.0750 \text{ m}$
 $m(Sd) = 0.0549 / n(Sd) = -0.0085$
 $\omega(\text{tot}) = 0.1317$
 $\text{sig1}(l) = 7.33 / \text{sig2}(l) = -7.61 \text{ MN/m}^2$
 Schubbewehrung:
 $Q(d) = VSd = 258.4 \text{ kN}$ ($bw = 0.484 \text{ m}$ $z = 0.325 \text{ m}$)
 $\tau_{Rd,max} = 4.80 \text{ N/mm}^2$ ($\tau_{Sd} / \tau_{Rd,max} = 0.3420$)
 $A_s(\text{Schub}) = 8.3 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Mindestbew. = 5.8 cm^2/m)

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	k [m/s] links	k [m/s] rechts	Bezeichnung
UL	20.0	11.0	27.5	3.0	3.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-6}$	$1.0 \cdot 10^{-6}$	UL
OT	18.0	9.0	20.0	2.0	2.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-7}$	$1.0 \cdot 10^{-7}$	OT
HZ	15.0	6.0	15.0	0.0	0.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-7}$	$1.0 \cdot 10^{-7}$	HZ
F	17.0	8.0	17.5	2.0	2.0	0.667	-0.333	$1.0 \cdot 10^{-7}$	$1.0 \cdot 10^{-7}$	F
F	17.0	8.0	22.5	0.0	0.0	0.667	-0.667	$1.0 \cdot 10^{-7}$	$1.0 \cdot 10^{-7}$	F
OT	18.0	9.0	20.0	3.0	3.0	0.667	-0.667	$1.0 \cdot 10^{-7}$	$1.0 \cdot 10^{-7}$	OT
SW/GW	20.0	11.0	35.0	0.0	0.0	0.667	-0.667	$1.0 \cdot 10^{-3}$	$1.0 \cdot 10^{-3}$	SW/GW



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 14c/2012, Bach-km 16+710, rechtes Ufer
 Sicherung mittels Bohrpfehlwand, Bach-km 16+700, Vorstatik

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d12G	4.1	1 : 100	04.08.15	He	He
Nr.	Datum	Änderungen			



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 14c/2012, Bach-km 16+710, rechtes Ufer
wassers. Setzsteinesicherung, Bach-km 16+700, Vorstatik

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d12G	4.2	1 : 75	20.07.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

Bemessung:
Exzentrizität $e(\text{Fuß}) = -0.011 \text{ m}$
Maßgebend: $g+q$
 $V_{\text{Fuß}} = 52.27 \text{ kN/m}$ (mit $E_{\text{pv,mob,k}}$)
 $H_{\text{Fuß}} = 14.53 \text{ kN/m}$ (mit $E_{\text{ph,mob,k}}$)
 $M_{\text{Fuß}} = -0.57 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (mit $E_{\text{p,mob,k}}$)
 $E_{\text{p,mob,k}} = 0.50 \cdot E_{\text{p,k}}$
 $E_{\text{pv,mob,k}} = 0.00 \text{ kN/m}$; $E_{\text{ph,mob,k}} = 2.95 \text{ kN/m}$
 $b = 1.400 \text{ m}$; $a = 10.000 \text{ m}$
 $b/6 = 0.233 \text{ m}$; $b/3 = 0.467 \text{ m}$
 $\sigma_1/\sigma_2(\text{Fuß}) = 39.1 / 35.6 \text{ kN/m}^2$

Nachweis EQU:
Tiefe = 104.45 m
 $M_{\text{stb}} = 24.3 \cdot 1.20 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 13.86$
 $M_{\text{dst}} = 5.3 \cdot 1.00 + 0.0 \cdot 1.00 = 5.34$
 $\mu_{\text{EQU}} = 5.34 / 13.86 = 0.386$

km 16+700, rechtes Ufer, Sicherung mittels Setzsteinen
Norm: EC 7
Berechnungsgrundlagen:
Aktiver Erddruck nach: DIN 4085
Ersatzerddruck-Beiwert mit $\phi = 40^\circ$
Passiver Erddruck nach: DIN 4085:2011
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.10$
 $\gamma_{\text{Ep}} = 1.20$ (Gleiten)
Faktor(E_p) = 0.50 (Grundbruch/Stützzlinie)
Grenz Zustand EQU:
 $\gamma_{G,\text{dst}} = 1.00$
 $\gamma_{G,\text{stb}} = 0.95$
 $\gamma_{Q,\text{dst}} = 1.00$
Datei: 6553d12G_An142.gab

Gleitsicherheit ohne Erdwiderstand
 $\mu(\text{Gleit}) = H_d / (V_k \cdot \tan(\phi) / \gamma(\text{Gleit}) + E_{\text{p,d}}) = 20.2 / (52.3 \cdot \tan(25.0^\circ) / 1.10 + 0.0) = 0.913$

$\mu(\text{Grundbruch}) = 0.82$
mit: $\phi_k = 21.1^\circ$; $c_k = 1.2 \text{ kN/m}^2$
 $\gamma_2 = 15.82 \text{ kN/m}^2$; $\sigma_v = 8.0 \text{ kN/m}^2$

$\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
unter 102.09 m
 $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
 γ unter Auftrieb
E-Modul = $2.500 \cdot 10^{14} \text{ kN/m}^2$
Stützzlinie liegt zwischen
1. und 2. Kernlinie auf der Erdseite

Gleitsicherheit (Außenhaut)
max $\mu = 1.172$ (Tiefe = 103.400 m)

Kubatur = $2.601 \text{ m}^3/\text{m}$

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

Setzungen:
Steifemodulprofil und
Setzungsanteile in den kennzeichnenden Punkten
Tiefe Es s(links) s(rechts)
infolge Gesamtlasten

Tiefe [m u. GS]	Es [MN/m²]	s(links) [cm]	s(rechts) [cm]
0.30	0.50	2.14	2.00
1.90	1.00	3.16	3.07
2.30	2.00	0.23	0.23
2.60	4.00	0.07	0.07

$\sigma_{k(\text{links})} = 39.07 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{k(\text{rechts})} = 35.61 \text{ kN/m}^2$
Setzungen in den kennzeichnenden Punkten:
links: $s = 5.60 \text{ cm}$
rechts: $s = 5.37 \text{ cm}$

Boden	γ_k	γ'_k	ϕ_k	c_k	δ/ϕ	δ/ϕ	Bezeichnung
akt/pas	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kN/m²]	aktiv	passiv	
UL	20.0/20.0	11.0/11.0	27.5/27.5	3.0/3.0	0.667	0.000	UL
OT	18.0/18.0	9.0/9.0	20.0/20.0	2.0/2.0	0.667	0.000	OT
HZ	15.0/20.0	6.0/20.0	15.0/35.0	0.0/0.0	0.667	0.000	HZ
F	17.0/17.0	8.0/8.0	17.5/17.5	2.0/2.0	0.667	0.000	F
F	17.0/17.0	8.0/8.0	22.5/22.5	0.0/0.0	0.667	0.000	F
OT	18.0/18.0	9.0/9.0	20.0/20.0	3.0/3.0	0.667	0.000	OT
SW/GW	20.0/20.0	11.0/11.0	35.0/35.0	0.0/0.0	0.667	0.000	SW/GW

