

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 6553d14G

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

Datum
18. August 2015

GEOTECHNISCHE STELLUNGNAHME

Ausbau des Leimbaches Leimbachunterlauf Sicherung Bach-km 16+589

Projekt-Nr.:	E6553d14G	
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
	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 lokale Sicherungsmaßnahme der rechten Uferböschung des Leimbaches im Bereich von Bach-km 16+400 – 16+520 ab. Im betreffenden Bachabschnitt grenzen Garagengebäude unmittelbar an die vorhandene Dammkrone des rechten Leimbachdammes. Zusätzlich kreuzt bzw. quert ein Kanal in einem schleifenden Längsschnitt den Leimbach und die angrenzenden Dämme. Auf der linken Bachseite wird das Ausbauprofil durch 2 mehrgeschossige Wohngebäude eingeengt.

Nach Mitteilung des Ingenieurbüros Wald + Corbe, Hügelsheim, wird aufgrund der räumlichen Enge erwogen, die linke und rechte Uferböschung des Leimbaches durch zwei mehrreihige Blocksteinsätze zu sichern.

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
- 1 Querprofil des Bestandes und des Gewässerausbau, Bach-km 16+589, mit Darstellung der Außenwand der vorhandenen Garagenbebauung am rechten Bachufer, Genehmigungsplanung, IB Wald + Corbe, Juli 2015
- Auszug des Bauantrages der Garagenbebauung des Anwesens Hauke (Julius Becker Straße, St. Ilgen, Bach - km ca. 16+589) mit Querschnittzeichnung und Darstellung der Fundamente der Garage, Stadt Leimen, Bauamt
- 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 2015 auf der rechten Bachseite durch die WST GmbH, Heidelberg
- Rammprotokoll von 2 Sondierungen mit der Schweren Sonde (DPH n. DIN EN ISO 22476 – 2:2012 – 03), ausgeführt 2015 auf der rechten Bachseite durch die WST GmbH, Heidelberg
- 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+589 wurde zum besseren Verständnis in der Anlage 5.1 beigelegt.

Die Bachsohle des Leimbaches wird bei Bach-km 16+589 um ca. 1,05 m auf ein Niveau von ca. 103,35 m+NN vertieft. Gleichzeitig wird das Leimbachbett aufgeweitet, indem der linke Leimbachdamm abgetragen wird. Die linke Bachböschung wird durch einen 2-reihigen Blocksteinsatz mit einer freien Standhöhe von $H \cong 1,2$ m gesichert. Der Bemessungswasserspiegel wird seitens des RP Karlsruhe nach der Sohl­tieferlegung mit BHW $\cong 104,65$ m+NN und der Mittelwasserstand mit MW = 103,63 m+NN angegeben. Das Niveau der Dammkrone auf der linken Uferseite wird bei einem erforderlichen Freibordmaß von $f = 0,5$ m auf einem Niveau von $OK_{Krone} = 105,05$ m+NN angelegt.

Bach-km 16+589, rechte Bachseite (Anl. 5.1)

Die Sicherung der rechten Bachböschung soll durch einen 3-reihigen Blocksteinsatz mit einer freien Standhöhe von $H \cong 2,0 - 2,4$ m über der geplanten Bachsohle erfolgen. Die Uferböschung oberhalb der Setzsteine soll mit einer Neigung von ca. 1 : 2,5 – 3,5 angelegt werden, wobei das Niveau der bestehenden Dammkrone am rechten Ufer beibehalten werden soll. Dieses befindet sich ca. 3,0 m oberhalb der zukünftigen, tiefergelegten Leimbachsohle auf einem Niveau von 106,35 m+NN.

Angrenzend zur bestehenden Garagenbebauung am rechten Bachufer wird auf dem o.g. Niveau der Dammkrone ein Unterhaltungstreifen mit einer Breite von $b \cong 1,5$ m angelegt, welcher nicht mit Fahrzeugen befahren wird. Nach den vorliegenden Planunterlagen wird die Gründungshöhe der Garagenfundamente mit 104,4 m+NN angenommen, was im Zuge der Ausführungsplanung zu überprüfen ist.

In den nachfolgenden statischen Nachweisen wurde davon ausgegangen, dass die Blocksteinsicherung bis auf ein Niveau von ca. 105,75 m+NN ausgeführt wird und die Leimbachsohle zur Gründung des Blocksteinsatzes temporär bis auf ein Niveau von ca. 102,55 m+NN ausgehoben werden muss.

Nach den vorliegenden Planunterlagen verläuft der oben beschriebene Abwasserkanal mit einem Nenndurchmesser von DN 2000 im Bereich von Bach-km 16+589 direkt unterhalb der Blocksteinsicherung der rechten Uferseite. Der Rohrsohle ist auf einem Niveau von 100,1 m+NN zu erwarten. Der Rohrscheitel ($OK_{\text{Rohr}} = 102,1 \text{ m+NN}$) befindet sich somit nur wenige Dezimeter unterhalb der o.g. temporären Aushubsohle zur Gründung des Blocksteinsatzes.

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 2015 auf der Dammkrone des rechten Bachufers zwei nicht verrohrte Bohrsondierungen ($\varnothing = 60 \text{ mm}$) mit bis zu 8 m Tiefe sowie 2 schwere Rammsondierungen (DPH) bis 10 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 sowie die oberflächennah anstehenden Auelehme bestehen aus verlehnten Schwemmlößablagerungen der Bodengruppe TL und UL nach DIN 18196, welche bis zu einer Tiefe von 2,8 – 3,4 m unter Kronenniveau anstehen. Überwiegend wurden weich - steife 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.

Unterhalb der Schwemmlößablagerungen folgen bei Bach-km 16+589 (vgl. BS 9/2015 und BS 10/2015) bindig - organische Ablagerungen der Kinzig – Murg – Rinne, in Form von Faulschlämmen bzw. Mudden (Torf - Ton – Gemische, Bodengruppe F). Die Gesamtmächtigkeit der bindig - organischen Ablagerungen beträgt ca. 2,4 m.

Unterhalb eines Niveaus von ca. 101,1 m+NN (ca. 2,2 m unterhalb der zukünftigen Leimbachsohle) wurden enggestufte, feinteilfreie Mittel – Grobsande nachgewiesen, welche der Bodengruppen SE nach DIN 18196 sowie der Bodenklasse 3 nach DIN 18300 zugeordnet werden können. Entsprechend den vorliegenden Rammprotokollen der Schwere Rammsondierungen kann bis zu einem Niveau von 97,5 m+NN von einer mitteldichten Lagerung der anstehenden Sande ausgegangen werden. Unterhalb dieses Niveaus steigt die Lagerungsdichte auf dicht an.

4.2 Bodenmechanische Kennwerte

Die angetroffenen Böden sind aus der Bearbeitung der geotechnischen Gutachten E 6553c23G und E 6553c22G zum Ausbau des Leimbachunterlaufes 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. 99,5 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 der angrenzenden Bestandsgebäude (Rechte Bachseite: Garagengebäude / linke Bachseite: mehrgeschossige Wohnanlagen) zu überprüfen.

5.1 Setzsteinsicherung Bach-km 16+589, rechte Bachseite (Anl. 4.1, 5.1)

Sofern die oberhalb der zukünftigen Leimbachsohle gründenden Fundamente der angrenzenden Garagenbebauung nicht in die temporäre Baugrubenböschung der Sohltieferlegung des Leimbaches ausstrahlen, ist die Ausführung eines 3-reihigen Blocksteinsatzes auf der rechten Bachseite unter den nachfolgend aufgelisteten Bedingungen möglich. Im vorliegenden Fall wird aufgrund der vorliegenden Baugrundverhältnisse ein ansetzbarer Druckausbreitungswinkel von $\beta = \varphi_{k, \text{Mittel}} = 22,5^\circ$ vor den Fundamenten empfohlen. Zur Überprüfung der Druckausbreitung muss die Höhenlage der Fundamente der angrenzenden Bebauung vor Baubeginn kontrolliert werden (s.o.). 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 erforderlich.

Aufgrund der gering tragfähigen, setzungsfähigen Böden unterhalb der Leimbachsohle (Faulschlämme, Mudden) können die Blocksteine aus folgenden Gründen nicht flach gegründet werden:

- Eine ausreichende Grundbruchsicherheit der Blocksteingründung ist nicht vorhanden (vgl. Anl. 4.1).
- Aufgrund der geringen Tragfähigkeit der anstehenden Mudden ist mit zu hohen Setzungsbeträgen und Verdrehungen des Blocksteinsatzes zu rechnen.

- Aufgrund der geringen Tiefenlage des Kanals unter der Gründungssohle der Blocksteinsicherung ist mit Lastkonzentrationen im Bereich des Kanalscheitels zu rechnen, so dass u.U. die ausreichende Tragfähigkeit des Kanalrohres nicht gegeben 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. Bei der Querung des Kanals können die Brunnen beiderseits der Kanallängsachse angeordnet werden und zur Lastabtragung Jochbalken über den Kanalscheitel gespannt werden. Bei fachgerechter Ausführung wird dann der Kanalscheitel lastfrei bleiben.

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. Die aus rohrstatischen Gründen erforderliche Mindestüberdeckung des Rohrscheitels ist hierbei zu überprüfen bzw. an die verwendeten Arbeitsgerätschaften anzupassen.

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 sowie die Jochbalken 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 (Sohlniveau Brunnen $< 99,35$ m+NN), wodurch eine Gründung unterhalb der Kanalsohle in den mitteldicht gelagerten Kiessanden (Bodengruppe SW/GW n. DIN 18196) sichergestellt ist. Sofern die Sohlnormalspannungen in der Brunnensohle auf $\sigma_0 = 400$ kN/m² beschränkt werden, bleiben die zu erwartenden Setzungen bei einer fachgerechten Ausführung der Brunnen in der Größenordnung von $s \cong 1,0$ cm.

Der Nachweis der äußeren Standsicherheit des 3 – reihigen Blocksteinsatzes ist in der Anlage 4.1 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.
- Die Auflagerung der Blocksteine erfolgt auf einem freitragenden Balken mit einer Mindestbreite von $b \geq 1,4$ 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 aus rohrstatischen Gründen einzuhaltende Mindestüberdeckung des Kanals ist auch im Bauzustand zu gewährleisten.
- Der Abtrag der Vertikalkräfte erfolgt über Brunnen, auf welchen die o.g. Auflagerbalken aufgelagert werden. Erforderlichenfalls müssen bei der Querung des Abwasserkanals freitragende Jochbalken über den Kanal gespannt werden, um die Vertikalkräfte in die Brunnen einleiten zu können und Lastkonzentrationen im Bereich des Kanalscheitels zu vermeiden.
- Die freie Standhöhe der Blocksteinwand wird mit $H \leq 2,4$ 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 1,7 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 auszusteifen sind. Gemäß den statischen Nachweisen kann von einer charakteristischen, horizontalen Stempelkraft 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.

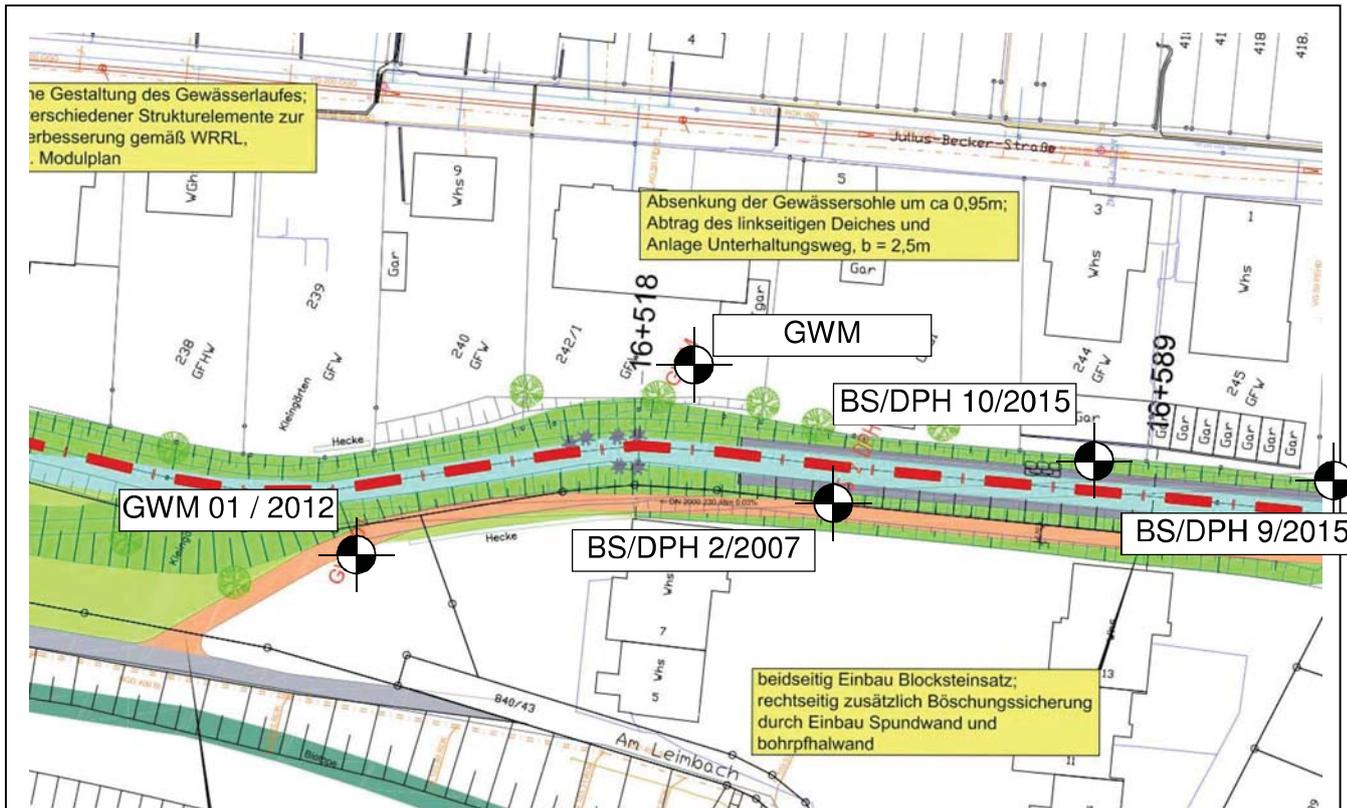
Konstruktiv wird folgendes empfohlen:

- 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 (rechtsseitig Garagenbebauung und linksseitig mehrgeschossige Wohnanlagen) sowie dem bestehenden Kanal im Vorfeld der Bauausführung eine intensive Beweissicherung empfohlen. Die Höhenlage der Fundamente sowie der Kanalsohle sind im Vorfeld der Bauausführung zu kontrollieren. Sofern sich herausstellt, dass die Bestandsfundamente in die Baugrubenböschung oberhalb des temporären Aushubniveaus ausstrahlen, sind anderweitige Sicherungsmaßnahmen (z.B. Bohrpfahlwand) zu treffen.
- Die Erfordernis einer Absturzsicherung sollte geklärt werden.

5.2 Weitere Empfehlungen

Der zu treffende Sicherungsaufwand (Jochbalken und Brunnen) ist aufgrund des schleifenden Schnittes der Kanalachse mit dem Leimbachbett sowie den gering tragfähigen Böden des Untergrundes erhöht. Ein späterer Kanalaustausch bzw. eine Verlegung des Kanals wird nach der Vollendung der Blocksteinsicherung ebenfalls nicht ohne einen erhöhten Aufwand möglich sein.

Im Hinblick auf die verbleibende Standdauer des Kanals sollte überprüft werden, ob ein Austausch und die Verlegung des Kanals in die Bachachse nicht die wirtschaftlichere Lösung darstellt. In diesem Fall könnte bei Durchführung eines Bodenaustausches und fachgerechter Verfüllung des Kanalgrabens mit einem grobkörnigen Schüttmaterial auf den Lastabtrag des Blocksteinsatzes mittels Brunnen verzichtet werden. Die Baugrubenböschungen könnten in diesem Fall durch einen temporären Verbau gesichert 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

INGENIEURGESELLSCHAFT
KÄRCHER
 mbH
 INSTITUT FÜR GEOTECHNIK

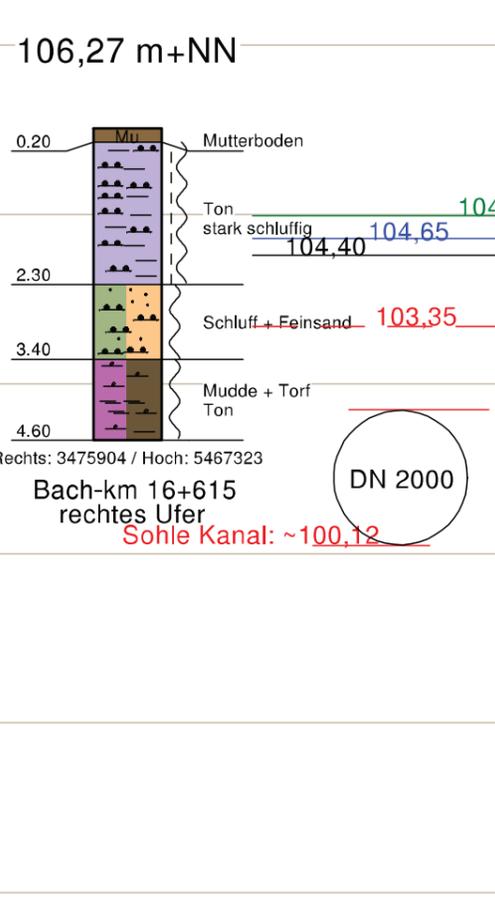
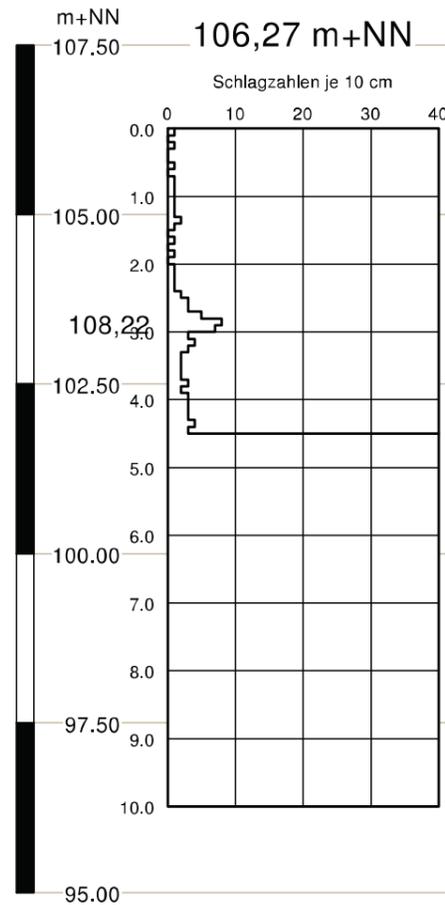
Sanierung Leimbach Unterlauf
 Bach-km 14+742 – 21+270

Detaillageplan Erkundung 2007 / 2012 / 2015
 Bohrsondierung 9/10 2015, Bach-km 16+589

Projekt-Nr.	Anlage	Maßstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
6553d14G	1	1:1.000	07.08.15	He	He

DPH 9/2015 BS9/2015

DPH 10 / 2015 BS10/2015



Tiefe [m]	Es [MPa]	phi' [°]	c' [kN/m²]	gam [kN/m³]	DIN 18196	DIN 18300
103.47	5	27,5	4	20/11	TM	4/2
101.07	3	17,5	2	17/8	F	2
98.27	40	35	0	20/11	SE	3

Rechts: 3475904 / Hoch: 5467323
 Bach-km 16+615
 rechtes Ufer
 Sohle Kanal: ~100,12
 DN 2000

Rechts: 3475892 / Hoch: 5467358
 Bach-km 16+579
 rechtes Ufer

- BHW
- OK Sohle, Bestand
Gründungstiefe Fundament Garage: ca. 104,4 m+NN
- OK Sohle, geplant
- GOK Hinterland

Legende

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 9/15, Bach-km 16+615 / BS10/15, 16+579
 Untergrundverhältnisse, Bodenmechanische Kennwerte

Projekt-Nr.	Anlage	Masstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d	2.1	1 : 100	19.05.2015	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 10/2015, Bach-km 16+579, rechtes Ufer
wassers. Setzsteinesicherung, Bach-km 16589, Vorstatik

Projekt-Nr.	Anlage	Massstab	Datum	bearbeitet	gezeichnet
E 6553d12G	4.1	1 : 75	07.08.15	He	He
Nr	Datum	Änderungen			

Bemessung:
Exzentrizität $e(Fu\beta) = 0.053$ m
Maßgebend: g
 $V_{Fu\beta} = 74.30$ kN/m (mit $E_{pv,mob,k}$)
 $H_{Fu\beta} = 20.11$ kN/m (mit $E_{ph,mob,k}$)
 $M_{Fu\beta} = 3.97$ 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; $E_{ph,mob,k} = 1.69$ kN/m
 $b = 1.400$ m; $a = 10.000$ m
 $b/6 = 0.233$ m; $b/3 = 0.467$ m
 $\sigma_1/\sigma_2(Fu\beta) = 40.9 / 65.2$ kN/m²

Nachweis EQU:
Tiefe = 104,15 m
 $M_{stb} = 46.3 \cdot 1.20 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 26.38$
 $M_{dst} = 12.8 \cdot 1.00 = 12.78$
 $\mu_{EQU} = 12.78 / 26.38 = 0.484$

Gleitsicherheit ohne Erdwiderstand
 $\mu(Gleit) = H_d / (V_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma(Gleit) + E_{p,d}) = 27.0 / (74.8 \cdot \tan(25.0^\circ) / 1.10 + 0.0) = 0.850$
 $\mu(Grundbruch) = 3.10$
mit: $\varphi_k = 17.5^\circ$; $c_k = 2.0$ kN/m²
 $\gamma_2 = 8.00$ kN/m²; $\sigma_{\bar{v}} = 3.2$ kN/m²

$\gamma = 23.00$ kN/m³
unter 103,35 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 $\mu = 1.036$ (Tiefe = 103,150 m)

Kubatur = 3,443 m³/m

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

km 16+859, 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
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.10$
 $\gamma_{Ep} = 1.20$ (Gleiten)
Faktor(E_p) = 0.50 (Grundbruch/Stützzlinie)
Grenz Zustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stb} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
Datei: 6553d14G_An141.gab

Setzungen:
Steifemodulprofil und
Setzungsanteile in den kennzeichnenden Punkten
Tiefe Es s(links) s(rechts)
infolge ständiger Lasten
[m u. GS] [MN/m²] [cm] [cm]

1.85	1.50	3.50	4.25
> 1.85	40.00	0.03	0.03

Grenztiefe mit $p = 20.0$ %
Grenztiefe = 2.61 m u. GS

$a = 10.00$ m
 $b = 1.40$ m
 $\sigma_k(\text{links}) = 40.92$ kN/m²
 $\sigma_k(\text{rechts}) = 65.22$ kN/m²
Setzungen in den kennzeichnenden Punkten:
links: $s = 3.52$ cm
rechts: $s = 4.28$ cm

Boden	γ_k	γ'_k	φ_k	c_k	δ/φ	δ/φ	Bezeichnung
akt/pas	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	aktiv	passiv	
	20.0/20.0	11.0/11.0	27.5/27.5	4.0/4.0	0.667	0.000	TM
	17.0/17.0	8.0/8.0	17.5/17.5	2.0/2.0	0.667	0.000	F
	20.0/20.0	11.0/11.0	35.0/35.0	0.0/0.0	0.667	0.000	SE

