

BÜRO FÜR ANGEWANDTE

GEOWISSENSCHAFTEN

DR. H. GERWECK

S. POTTHOFF

Büro für angewandte Geowissenschaften – 72074 Tübingen – Nauklerstraße 37A

Universitätsstadt Tübingen
Entsorgungsbetriebe
Frau Heike Weißer
Postfach 25 40

72015 Tübingen



Baugrunderkundung
Gründungsberatung
Altlastenerkundung
Bodenmechanik
Umweltgeologie
Deponietechnik
Hydrogeologie

19.08.2015
Az 15 074

GEOTECHNISCHES GUTACHTEN

für den geplanter Retentionsraumausgleichsdamm
an der Kläranlage
in Tübingen-Lustnau

INHALT	Seite
1. Allgemeines und Aufgabenstellung	3
2. Lage und allgemeine geologische Verhältnisse	3
3. Durchgeführte Untersuchungen.....	4
4. Ergebnisse der Untersuchungen	4
4.1 Schichtaufbau des Untergrunds	4
4.2 Hydrogeologische Verhältnisse	6
5. Tragfähigkeit des Untergrunds	6
6. Gründung der Stützmauern	7
7. Folgerungen für den Damm.....	8
7.1 Gründung des Damms	8
7.2 Aufbau des Dammkörpers.....	9
7.3 Böschungsneigung.....	13
7.4 Lastfall Regen	15
7.6 Grundbruch	15
7.7 Dammdichtung.....	16
8. Boden- und Felsklassen nach DIN 18 300 für den Zustand beim Lösen.....	17
9. Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen.....	18
10. Schlussbemerkungen.....	18

ANLAGEN

Anlage 1: Lageplan

Anlage 2: Schichtprofile der Rammkernsondierungen

Anlage 3: Ergebnisse der Böschungsbruchberechnungen nach DIN 4084 (Darstellung der ungünstigsten Gleitkreise)

Anlage 4: Ergebnisse der Setzungsberechnungen nach DIN 4019 und der Grundbruchberechnungen nach DIN 4017

1. Allgemeines und Aufgabenstellung

Die Entsorgungsbetriebe der Stadt Tübingen planen im Zuge von Retentionsraumausgleichsmaßnahmen einen Damm zwischen der Kläranlage Tübingen-Lustnau und der Bahnlinie entlang des Feldweges (Flurstücke 1357, 1358, 1408).

Von den Entsorgungsbetrieben wurde unser Büro beauftragt, die Untergrundverhältnisse im Bereich des Damms mittels Rammkernsondierungen zu erkunden und ein geotechnisches Gutachten zu erstellen.

Zur Bearbeitung des Auftrags standen uns die folgenden Planunterlagen zur Verfügung:

- Lageplan im Maßstab 1 : 1.250, gefertigt im März 2015 vom Ingenieurbüro Winkler + Partner GmbH, Stuttgart
- Regelquerschnitt A-A im Maßstab 1 : 100 , gefertigt im März 2015 vom Ingenieurbüro Winkler + Partner GmbH, Stuttgart
- Bestandsplan mit Höhenpunkten im Maßstab 1 : 500, gefertigt von der Universitätsstadt Tübingen, Fachabteilung Vermessung

Anhand dieser Unterlagen und aufbauend auf den Ergebnissen der durchgeführten Untergrunderkundung entstand das vorliegende Gutachten.

2. Lage und allgemeine geologische Verhältnisse

Der geplante bis zu 2 m hohe Damm soll zwischen dem bestehenden Damm nördlich der Kläranlage Tübingen-Lustnau und der Bahnlinie entlang des Feldweges (Flurstücke 1357, 1358, 1408) verlaufen. Bei dem für den Damm vorgesehenen Flächen handelt es sich um Ackerflächen. Der Damm wird an drei Stellen von Wirtschaftswegen durchbrochen. Diese Bereiche werden mit Winkelstützmauern gesichert.

Der natürliche Untergrund am geplanten Standort wird unter einem **Oberboden** von den Talablagerungen des Neckars aufgebaut. Diese bestanden aus bindigem **Auelehm** und mächtigen **Neckarkiesen**. Unter den Talablagerungen folgen die Schichten der **Unteren Bunten Mergel** (km3u). Diese wurden in den Sondierungen nicht erschlossen.

Die Neckarkiese sind grundwasserführend.

3. Durchgeführte Untersuchungen

Zur direkten Erkundung des Schichtaufbaus des Untergrunds wurden am 31.07.2015 drei Rammkernsondierungen ausgeführt, die Tiefen von 4,6 m (RKS 1), 5,0 m (RKS 2) und 3,0 m (RKS 3) unter Gelände erreichten.

Die Lage der Untersuchungspunkte ist auf dem Lageplan (Anlage 1) dargestellt. Die Untersuchungspunkte wurden durch unser Büro nach Lage und Höhe eingemessen. Als Bezugsniveaus zur höhenmäßigen Einmessung dienten uns die Höhenangaben im Bestandslageplan.

Der erschlossene Schichtaufbau des Untergrunds wurde durch uns geologisch und bodenmechanisch aufgenommen; die Schichtprofile der Rammkernsondierungen sind auf der Anlage 2 nach DIN 4023 graphisch dargestellt.

4. Ergebnisse der Untersuchungen

4.1 Schichtaufbau des Untergrunds

Zuoberst wurde ein relativ mächtiger, humoser **Oberboden** aus schwach kiesigem, tonigem, Schluff angetroffen.

Darunter folgten die Talablagerungen des Neckars. Diese bestanden im oberen Teil aus **Auelehm**. Dieser setzte sich aus tonigem, sandigem, steifem bis weichem Schluff mit einzelnen Kieskörnern und Wurzelresten zusammen. Bereichsweise fanden sich auch organische Lagen.

Der Auelehm ging in den nachfolgend zusammengestellten Tiefen in die **Neckarkiese** über. Diese bestanden aus sandigem Kies, der unterschiedliche bindige Anteile enthielt. Zwischen 3,6 m und 3,9 m wurde in RKS 2 in den Neckarkiesen eine organische, weiche Schlufflage bzw. -linse erschlossen. Innerhalb der Neckarkiese ist auf unterschiedlichen Niveaus und variierender Ausdehnung mit solch weichen Schlufflagen zu rechnen.

Vereinzelt können in den Kiesböden auch größere Holzreste eingelagert sein.

Tabelle 1:

Aufschluss Nr.	Obergrenze Neckarkiese	
	in m unter Gelände	in m NN
RKS 1	2,6	309,9
RKS 2	3,1	308,7
RKS 3	0,8	311,2

Die im Zuge der Klärwerkserweiterung während der Bohrarbeiten durchgeführten Standard-Penetration-Tests (SPT) ergaben, dass die Kiese im oberen Bereich in mitteldichter bis dichter, ab ca. 7 - 8 m in sehr dichter Lagerung vorlagen.

Ab ca. 10 m u. Gel. folgen unter den Talablagerungen die Schichten der **Unteren Bunten Mergel** (km3u).

Nach den im Zuge der Klärwerkserweiterung durchgeführten Laborversuche ist der Auelehm entsprechend den Kriterien der DIN 18 196 überwiegend in die Bodengruppe TL (leicht plastische Tone) einzustufen. Die Neckarkiese entsprechen den Bodengruppen GU und GÜ (Kies-Schluff-Gemische).

Anmerkungen zu den Bodengruppen nach DIN 18 196

bindig:

TL = leicht plastische Tone (Fließgrenze $w_L \leq 35$ Gew.-%)

nichtbindig:

GU = Kies-Schluff-Gemische mit einem Anteil der Kornfraktion < 0,06 mm von 5 - 15 Gew.-%, Feinkornanteil vorwiegend schluffig

GÜ = Kies-Schluff-Gemische mit einem Anteil der Kornfraktion < 0,06 mm von 15 - 40 Gew.-%, Feinkornanteil vorwiegend schluffig

4.2 Hydrogeologische Verhältnisse

In den Sondierungen wurden Grundwasserstände zwischen 309,6 m NN und 309,7 m NN gemessen. Diese Wasserstände wurden in die Schichtprofile in der Anlage 2 eingetragen. Dies zeigt, dass das Grundwasser in den relativ gut durchlässigen Neckarkiesen zirkuliert. Bei entsprechender Mächtigkeit des Auelehms findet auch hier eine Wasserführung statt.

Die Höhenlage des Grundwasserspiegels unterliegt erfahrungsgemäß jahreszeitlichen und witterungsbedingten Schwankungen. Der höchstmögliche Grundwasserstand ist uns nicht bekannt; er könnte nur anhand langfristiger Pegelmessungen ermittelt werden. Insbesondere bei einer Hochwasserführung des Neckars muss mit einem deutlichen Anstieg gerechnet werden.

Auch oberhalb des zusammenhängenden Grundwasserspiegels muss mit gelegentlichen Schicht- und Sickerwasserführungen auf verschiedenen Niveaus gerechnet werden.

5. Tragfähigkeit des Untergrunds

Der **Auelehm** ist als kompressibler Untergrund einzustufen. Allgemein ist die Kompressibilität von bindigen Böden umso größer, je höher die Plastizitätszahl (I_p) und der natürliche Wassergehalt (w_n) bzw. je geringer die Konsistenzzahl (I_c) ist.

Die Verformungseigenschaften der **Neckarkiese** sind abhängig vom Anteil der bindigen Gemengteile (Korndurchmesser $< 0,06$ mm). Hierbei ist es entscheidend, ob die Kieskörner ein Korngerüst bilden, bei dem das bindige Zwischenmittel lediglich die Porenräume ausfüllt („Korn-zu-Korn-Kontakt“) oder die Kieskörner ohne direkten Kontakt eingebettet sind. Allgemein kann man davon ausgehen, dass ab einem Anteil der bindigen Gemengteile von weniger als 15 Gew.-% ein Korngerüst vorhanden ist. Nach den Feststellungen beim Sondieren ist ein Korngerüst vorhanden. Allerdings muss man davon ausgehen, dass stellenweise, insbesondere in den Bereichen mit stärkeren bindigen Anteilen, eine erhöhte Kompressibilität vorliegt. Insgesamt weisen die dicht gelagerten Neckarkiese gute Tragfähigkeitseigenschaften auf. Stellenweise treten jedoch Bereiche mit erhöhtem Anteil bindiger Gemengteile und organische Einlagerungen (Holzstücke) auf, die stärker kompressibel sind.

6. Gründung der Stützmauern

Durch den geplanten Damm verlaufen Wirtschaftswege. In diesen Bereichen sind Winkelstützmauern vorgesehen. Planunterlagen über die Mauern liegen uns nicht vor. Ausgehend von einer frostsicheren Gründungstiefe von 80 cm werden die Gründungssohlen im Auelehm liegen.

Zur Erzielung gleichartiger Lastabtragungsverhältnisse und zur Reduzierung von größeren Setzungen und vor allem Setzungsunterschieden sollte daher sämtliche Gründungssohlen in mindestens steifem Auelehm verlaufen. Weiche Bereiche müssen vollständig ausgeräumt und durch Magerbeton (C 12/15) ersetzt werden.

Zur Bemessung der Fundamente kann bei der vorgeschlagenen bereichsweise vertieften Flachgründung in mindestens steifem Auelehm eine zulässige Bodenpressung¹ (aufnehmbarer Sohldruck nach DIN 1054:2005-01) von $\sigma_{zul} \leq 200 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden. Dies entspricht einem Bemessungswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d} \leq 280 \text{ kN/m}^2$ gemäß DIN 1054:2010-12.

In Anlehnung an DIN 1054 sind beim Entwurf der empfohlenen Gründung folgende Punkte zu beachten:

- Die genannte Bodenpressung gilt für mittige und lotrechte Belastungen. Bei ständigem außermittigem Lastangriff ist die Sohlpressung auf eine verkleinerte Teilfläche A' zu beziehen, deren Schwerpunkt der Lastangriffspunkt ist (vgl. DIN 1054, Abschnitt 6.6.5).
- Die Gründungssohlen müssen in mindestens steifem Auelehm verlaufen. Auffüllungen oder aufgeweichte Bereiche müssen vollständig ausgeräumt und durch Beton (C12/15) ersetzt werden.
- Das Gewicht von solchen Betonunterfüllungen braucht man beim Nachweis der Bodenpressung nicht zu berücksichtigen.

1

Die zulässige Bodenpressung ist keine Bodenkonstante. Ihre Größe hängt in entscheidendem Maße von der Art der Belastung, von den Abmessungen des Gründungskörpers und seiner Gründungstiefe sowie von der jeweiligen Bodenart ab.

- Bei Fundamenten unterschiedlicher Höhenlage ist ein Abtreppungswinkel von $\beta \leq 25^\circ$ einzuhalten. Auch benachbarte Fundamente sollen in ihrer Tiefenlage so ausgebildet werden, dass die Verbindungslinie der unteren Fundamentecken nicht steiler als 25° gegen die Horizontale geneigt ist.
- Um nachträgliche Aufweichungen an den Gründungssohlen zu vermeiden, muss sofort nach dem Aushub die Sauberkeitsschicht bzw. der Unterbeton eingebracht werden.
- Die Gründungssohlen müssen vom Baugrundgutachter überprüft werden, damit gewährleistet ist, dass die an den Gründungssohlen anstehenden Böden eine ausreichende Tragfähigkeit haben.

7. Folgerungen für den Damm

Nach den uns vorliegenden Planunterlagen liegt die Dammkrone auf einem Niveau von 313,80 m NN. Der Damm grenzt im Bereich der Wegdurchführungen an Stützmauern. Nach den vorliegenden Schnitten beträgt die maximale Dammhöhe über dem derzeitigen Gelände bis zu ca. 2 m. Der Damm schließt an der Kläranlage und an der Bahnlinie an bestehende Dämme an.

7.1 Gründung des Damms

Nach den vorliegenden Sondierungen verläuft die Dammsohle im steifen Auelehm. Somit kann der Damm, nach dem Abschieben des Oberbodens, auf diese Böden aufgelagert werden. Bei entsprechenden Aufweichungen kann das Planum durch Einfräsen von Kalk oder einwalzen von Grobschotter stabilisiert werden.

Dämme belasten den Untergrund als schlaffe Last über die Breite der Sohlfläche. Die für die Setzung maßgeblichen Spannungen reichen bis in große Tiefen. Nach den von uns durchgeführten Setzungsberechnungen nach DIN 4019 ergeben sich im höchsten Dammbereich Setzungen von ca. 1,6 cm (vgl. Anlage 4). Aufgrund der Zusammendrückung des Dammschüttmaterials infolge des Eigengewichts treten bei Dämmen weiterhin Eigensetzungen auf.

Bei entsprechend gut verdichtet eingebautem Material lassen sich diese Setzungen, abhängig vom Schüttmaterial, auf 0,5 - 1 % der Schütthöhe reduzieren. Der Hauptanteil der Setzungen ist nach ca. 3 - 6 Monaten abgeklungen. Dies ist beim Dammbau zu berücksichtigen.

7.2 Aufbau des Dammkörpers

Der vorgesehene Dammbaustoff steht noch nicht fest, es werden daher die in Frage kommenden Baustoffe kurz erläutert. Zur Herstellung des Dammkörpers eignen sich die folgenden Baustoffe:

- bindiges Material
- körniges Material
- gemischtkörniges Material
- gebrochenes Felsmaterial

Bereits vor dem Einbau muss das vorgesehene Material auf seine Eignung untersucht werden. Böden, die organische, quellfähige oder zersetzungsanfällige Stoffe oder grobe Gesteinsblöcke enthalten, dürfen nicht verwendet werden.

Die Dammschüttung sollte aus einem homogenen Material hergestellt werden. Eine sandwichartige Bauweise darf aufgrund der dann schichtigen Sickerwasserführung und der daraus resultierenden Erosionsgefahr nicht ausgeführt werden. Alternativ zum homogenen Aufbau wäre die Ausführung eines zweischichtigen Aufbaus aus körnigem und bindigem Material denkbar. Hierbei sollte im unteren Dammbereich das körnige und im oberen Teil das bindige Material eingebaut werden. Dadurch ergibt sich im unteren Teil neben einer besseren Dränierung auch eine höhere Standfestigkeit.

Bei **bindigem Material** ist das witterungsempfindliche Verhalten zu beachten. Ein besonders kritisches Verhalten zeigen gering plastische Ton- und Schluffböden, deren Konsistenz bei Wasseraufnahme sofort stark abnimmt und somit entsprechend tiefgründig aufweichen können. Bindige Böden müssen bei einem verdichteten Einbau meist erdbautechnisch aufbereitet werden, da die Wassergehalte weitgehend oberhalb der für die Verdichtung optimalen Werte liegen.

Ausgeprägt plastische Schluffe und Tone lassen sich aufgrund ihrer Zähigkeit nur schwer bearbeiten und verdichten. Des Weiteren können diese Böden bei Wasseraufnahme bzw. Entlastung quellen. Weiche oder breiige Böden sind als Dammbaustoff generell ungeeignet.

Aus den genannten Gründen können die bindigen Böden nur bei relativ trockener Witterung und bei Einbauwassergehalten im Bereich des optimalen Verdichtungswassergehaltes eingebaut werden. Die für die Verdichtung bindiger Böden optimalen Wassergehalte liegen bei Ton- und Schluffböden 2 - 4 % (Bodengruppen TL und TM) bzw. 3 - 6 % (Bodengruppe TA) unter der jeweiligen Ausrollgrenze.

Da einerseits bindige Böden im gestörten Zustand einen beachtlichen Luftgehalt haben und da sie andererseits wegen ihrer geringen Durchlässigkeit unter der kurzfristigen Einwirkung der Verdichtungsgeräte nur schwer Wasser abgeben können, läuft die Verdichtung bindiger Böden darauf hinaus, ihren Luftporengehalt n_L auf ein möglichst geringes Maß zu reduzieren. Für die Bedingung, dass der Luftgehalt n_L mehr als 12 % beträgt (ZTVE-StB 09²), liegen bindige Böden noch im verdichtbaren Bereich.

Liegt der natürliche Wassergehalt über dem, für die Verdichtung optimalen Wassergehalt, können diese Böden nur dann setzungsarm und optimal verdichtet werden, wenn ihr Wassergehalt durch Bodenverbesserungsmaßnahmen verringert wird. Die Bodenverbesserung muss dabei über die gesamte Einbauhöhe erfolgen, um durchgehend eine optimale Verdichtung des Bodens zu erzielen.

Zur Bodenverbesserung kommt eine Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln in Betracht. Hierbei wird der Wassergehalt des Bodens soweit reduziert, dass eine optimale Verdichtung möglich ist. Nach der Verdichtung weist der so verbesserte Boden auch eine erhöhte Tragfähigkeit (Verformungsmodul) auf.

Wenn der Bodenwassergehalt mehr als 4 - 7 % über dem optimalen Wassergehalt liegt wird meist Branntkalk (Weißfeinkalk) eingemischt; andernfalls kann auch Kalkhydrat oder hydraulischer Kalk verwendet werden.

² ZTVE-StB 09: **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau.** Hrsg. von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln, Fassung 2009

Die genauen Bindemittelmengen sollten unseres Erachtens auf entsprechenden Testfeldern ermittelt werden. Anhaltswerte in Abhängigkeit von der Kalkart sind im Kommentar von R. Floß zur ZTVE-StB 09 enthalten. Der Kalk wird jeweils lagenweise eingefräst, wobei sich die erforderliche Menge nach der Art des Bindemittels und nach dem jeweiligen Wassergehalt des Bodens (abhängig von Jahreszeit und Witterung) richtet.

Wie bereits beschrieben, unterliegt der Einbau des bindigen Aushubmaterials gewissen Unwägbarkeiten. Dies gilt auch für die Bodenstabilisierungsmaßnahmen mit hydraulischen Bindemitteln, deren Wirksamkeit witterungsabhängig ist.

Beim bindigen Material ist auch dessen Frostempfindlichkeit bzw. nachträgliche Anfälligkeit gegen Durchfeuchtung zu beachten. Bereits eingebaute Lagen müssen während der Baumaßnahme gegen Durchfeuchten geschützt werden.

Ein Vorteil bei Verwendung von bindigem Material ist, dass bei den hier relativ geringen Einstauzeiten und der Dammhöhe auf eine Abdichtung auf der Wasserseite verzichtet werden kann. Dies ist bei den nachfolgend aufgeführten Materialien erforderlich (vgl. Abs. 7.7).

Der Einbau von **körnigem Material** (Anteil der bindigen Gemengteile unter 7 %) ist im Gegensatz zu den oben beschriebenen bindigen Böden unproblematisch, da der Einbau meist ohne Bodenverbesserungsmaßnahmen witterungsunabhängig erfolgen kann. Hinzu kommt, dass dieses Material einen relativ hohen Reibungswinkel hat. Ist das Material entsprechend stark durchnässt muss aber auch hier eine Stabilisierung mit hochhydraulischem Bindemittel erfolgen. Bei der Auswahl des Materials gelten die nachfolgenden Anforderungen an Felsmaterial.

Bei **gemischtkörnigem Material** richtet sich die Eignung nach dem maßgeblich wirksamen Hauptbestandteil. Bilden die grobkörnigen Komponenten ein Korngerüst und das bindige Zwischenmittel füllt lediglich die Porenräume aus („Korn-zu-Korn-Kontakt“), so gelten die Angaben für körnige Böden. Allgemein kann man davon ausgehen, dass dies bis zu einem Anteil der bindigen Gemengteile von 15 Gew.-% der Fall ist. Allerdings weist auch hier der bindige Anteil witterungsabhängiges Verhalten auf, das mit zunehmendem Anteil bestimmender wird. Für gemischtkörnige Böden mit einem bindigen Anteil über 15 %, d.h. die Kieskörner sind ohne direkten Kontakt eingebettet, gelten daher die Angaben für bindige Böden.

Auch der Einbau von gebrochenem **Felsmaterial** wäre denkbar, sofern es wasser- und witterungsbeständig ist, beim Verdichten nicht splittert und eine ausreichende Druckfestigkeit, Rauigkeit sowie Verzahnung aufweist. Ungünstig sind daher z.B. schiefrige, tonige Gesteine. Das Felsmaterial muss jedoch vor dem Einbau zerkleinert werden, so dass eine entsprechende Kornabstufung vorhanden ist. Hierzu muss das Material mit einer Brechanlage zerkleinert werden. An die Beschaffenheit des Materials sind folgende Anforderungen zu stellen:

- Die Abstufung des Materials sollte vergleichbar der Kornabstufung von Schottertragschichtmaterial nach ZTVT-StB 95³ sein
- Ungleichförmigkeitszahl $U > 6$
- Der Anteil der Kornfraktion $< 0,063$ mm darf 7 % nicht übersteigen
- Das Größtkorn sollte 80 mm betragen
- Der Überkornanteil bis 100 mm darf einen Anteil von 5 % nicht überschreiten

Unter diesen Voraussetzungen lässt sich das Material ebenfalls witterungsunabhängig einbauen.

Alle Erdstoffe müssen mit einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 98$ % eingebaut werden. Für die Ausführung der Einbauarbeiten und die Prüfung der geforderten Verdichtungsqualität gelten die entsprechenden Ausführungen der ZTVE-StB 09. Hierzu sind Dichtemessungen und Proctorversuche erforderlich. Bei Verwendung von körnigem Material kann der Verdichtungsgrad auch durch Plattendruckversuche überprüft werden. Bei der Durchführung von Plattendruckversuchen oder Dichteprüfungen ist darauf zu achten, dass diese auf jeder Einbaulage durchgeführt werden, so dass man gegebenenfalls rechtzeitig geeignete Maßnahmen ergreifen kann.

³ ZTVT-StB 95: **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau**, hrsg. von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln 1995, Fassung 2002

Beim Einbau sollten die einzelnen Lagen immer in voller Breite eingebaut werden, die Verdichtung sollte von außen zur Mitte hin erfolgen. Auch die Böschungsbereiche sind sorgfältig zu verdichten.

Beim Einbau von witterungsempfindlichen Materialien müssen die Einbauflächen mit einem Quergefälle in Richtung Wasserseite von 6 % angelegt werden, damit Niederschlagswasser sofort abfließen kann. Bei längeren Arbeitspausen muss das Planum abgedeckt oder nachgearbeitet werden.

Für sämtliche Erdarbeiten gelten die einschlägigen Richtlinien des Erdbaus (ZTVE-StB 09⁴, ZTVT-StB 95 und ZTV SoB-StB 04⁵).

7.3 Böschungsneigung

In und unter jeder Böschung treten infolge Eigenlast und möglicher äußerer Belastungen Schubspannungen auf. Diese Spannungen lösen Deformationen aus, deren Größenordnung vom Spannungszustand, dem Verformungsmodul und der Scherfestigkeit abhängig ist. Wenn die Schubspannung die Scherfestigkeit übersteigt, können Böschungsbrüche auftreten.

Die Sicherheit gegen Böschungsbruch wird durch Böschungs- und Geländebruchberechnungen gemäß DIN 4084 nach dem Lamellenverfahren nachgewiesen. Bei diesem Verfahren wird als Bruchfigur von einer kreisförmigen Scheibe ausgegangen, die in Lamellen gleicher Breite unterteilt wird. Die Eigenlast der Lamelle wird jeweils in der Mitte des Streifens angesetzt. Im Schnittpunkt ihrer Wirkungslinien mit der Kreislinie werden die Eigenlasten in Komponenten normal und tangential zur Kreislinie zerlegt. Es wird eine Erdscheibe von 1 m Dicke betrachtet.

⁴ ZTVE-StB 09: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. Hrsg. von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln, Fassung 2009

⁵ ZTV SoB-StB 04: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau, hrsg. von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln 2004

Die Tangentialkräfte haben das Bestreben, die Scheibe zu drehen, die Normalkräfte wirken als haltende Scherkräfte.

In der DIN 4084 bzw. EC 7 wird gegenüber der DIN 4084-alt der Begriff der Gesamtsicherheit des Systems η durch den Begriff des Ausnutzungsgrades μ ersetzt. Dieser muss bei allen Lastfällen unter 1 liegen. Die Berechnung des Ausnutzungsgrades erfolgt anhand von Teilsicherheitsbeiwerten für die jeweilige Bemessungssituation BS (ständig, vorübergehend, außergewöhnlich) gemäß DIN 1054:2010-12 für die Bemessungswerte bzw. Bodenkennwerte.

In der folgenden Tabelle 3 wurden für die verschiedenen Materialien Standsicherheitsberechnungen nach DIN 4084 mit Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-P (ständig) durchgeführt. Hierbei wurde von einer Böschungsneigung, wie in der bisherigen Planung vorgesehen, von ca. 20°, einer maximalen Dammhöhe von 2 m sowie einer Wichte des Materials von $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ausgegangen. Des Weiteren wurden ein maximaler Einstau und eine Sickerlinie zum luftseitigen Dammfuß angesetzt. Die Ergebnisse der Böschungsbruchberechnungen nach DIN 4084 (Darstellung der ungünstigsten Gleitkreise) sind auch aus der Anlage 3 ersichtlich.

Tabelle 2:

Bodenart	Scherparameter	Böschungsstandsicherheit μ	
		Wasserseite	Luftseite
leichtplastische Tonböden (TL)	$\varphi' = 27,5^\circ$ $c' = 5 \text{ kN/m}^2$	0,45	0,36
mittelplastische Tonböden (TM)	$\varphi' = 22,5^\circ$ $c' = 10 \text{ kN/m}^2$	0,37	0,33
ausgeprägt plastische Tonböden (TA)	$\varphi' = 17,5^\circ$ $c' = 15 \text{ kN/m}^2$	0,35	0,33
gemischtkörnige Böden (bindiger Anteil < 15 Gew.-%) (GU)	$\varphi' = 32,5^\circ$ $c' = 2 \text{ kN/m}^2$	0,54	0,43
grobkörnige Böden (GW)	$\varphi' = 37,5^\circ$ $c' = 0 \text{ kN/m}^2$	0,69	0,59

Wie die in der Tabelle aufgeführten Berechnungen ergaben sich für alle o.g. Materialien Ausnutzungsgrades μ für die Bemessungssituation BS-P die deutlich unter 1 liegen. Somit ist die geplante Dammgeometrie standsicher.

Die Böschungs- und Geländebruchberechnungen gemäß DIN 4084 müssen nach der Festlegung des Materials für den Dammkörper überprüft werden.

7.4 Lastfall Regen

Es empfiehlt sich die Dammoberflächen durch eine geschlossene Vegetationsdecke gegen das Eindringen von Regenwasser zu schützen. Dann kann der Nachweis für den Lastfall „Regenguss“ entfallen und die Böschungen sind gegen Erosion gesichert.

7.6 Grundbruch

Der Grundbruch eines Dammes infolge zu geringer Tragfähigkeit des Dammuntergrundes äußert sich in einem Einsinken des Dammes oder eines Dammabschnittes, mit Hebung des Untergrundes vor dem Dammfuß. Bei der Grundbruchuntersuchung werden die durch die Böschungsneigung bedingte Exzentrizität der Belastung und die Schubkraft in der Dammsohle berücksichtigt.

Aus den genannten Höhenverhältnissen ergibt sich im höchsten Bereich eine Dammhöhe von ca. 2 m. Hieraus resultiert in diesem Bereich eine Bodenpressung von ca. 40 kN/m², zu den Randbereichen hin reduziert sich dieser Wert kontinuierlich. Im Zuge der Setzungsberechnungen wurde auch die Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 nach dem Teilsicherheitskonzept (EC 7) für die Bemessungssituation BS-P geprüft. Diese ergab einen Ausnutzungsgrad μ von 0,093 (vgl. Anlage 4).

Somit kann die genannte Belastung bei einer Gründung des Dammes in den anstehenden Böden problemlos aufgenommen werden.

7.7 Dammdichtung

Generell muss bei durchlässigen Dammbaustoffen (vgl. Abs. 7.2) der Damm eine Abdichtung erhalten. Wie dort beschrieben, kann bei Verwendung von bindigem Material bei den hier relativ geringen Einstauzeiten auf eine Abdichtung auf der Wasserseite verzichtet werden

Die Dichtung wird entweder als Oberflächendichtung auf der wasserseitigen Dammoberfläche oder als innenliegender Dichtungskern angebracht. Ein Dichtungskern muss einen Anschluss an den Dichtungsschirm unter dem Damm erhalten. Als Dichtmaterial kommen Erdstoffe, Beton, Asphalt, Kunststoffe, Spundwände oder Schlitzwände in Frage.

Aus wirtschaftlichen und ausführungstechnischen Gründen empfiehlt es sich im vorliegenden Fall eine wasserseitige Außendichtung vorzusehen. Generell eignen sich bei Becken, in denen kein Dauerstau vorgesehen ist, Foliendichtungen oder mineralische Dichtungen. Andere Dichtungssysteme empfehlen sich aus technischen und wirtschaftlichen Gründen bei nur zeitweisem Einstau nicht.

Wir empfehlen im vorliegenden Fall eine bentonitgefüllte Dichtungsbahn zu verwenden. Die sog. Bentofix-Dichtungsbahn der Fa. Naue Fasertechnik besteht aus zwei mechanisch verfestigten Vliesstoffen, einer Träger- und einer Abdeckschicht. Zwischen den beiden Vliesstoffen ist loses Bentonitpulver (Na-Bentonit) eingenadelt, so dass eine „faserarmierte Bentonitdichtungsschicht“ entsteht. Bei der Verwendung einer Bentonit-Dichtungsbahn ergibt sich gegenüber dem üblichen Lehmschlag eine gleichbleibende geringe Durchlässigkeit. Ferner ist die Bentofix-Dichtungsbahn unempfindlich gegen Frost und Austrocknung.

Versuche des Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München ergaben für diese Dichtungsbahn k_f -Werte von $1,2 \cdot 10^{-11}$ bis $9,5 \cdot 10^{-12}$ m/s.

Die Bentofix-Dichtungsbahn ist mit mindestens 30 cm dickem, bindigem Boden zu überschütten. Bei Überschüttung mit körnigem Material ist eine 10 cm dicke Schutzschicht aus Sand vorzusehen.

Durchdringungen der Dichtungsmatte, z.B. durch Rohrleitungen, werden mit einer Bentonitpaste und einem zusätzlichen Bentofixstreifen versiegelt.

Um einen dichten Anschluss des Dammkörpers an den Stauraum zu erzielen und somit eine Umläufigkeit zu verhindern, sollte die Dichtungsbahn ab dem Dammfuß ca. 2 m in den anstehenden bindigen Auelehm im Stauraum geführt werden.

8. Boden- und Felsklassen nach DIN 18 300 für den Zustand beim Lösen

Tabelle 3:

Schichtkomplex	Boden- bzw. Felsklasse
Oberboden	1
Auelehm	4 und 5
Neckarkiese	3, 4 und 5*

* bei erhöhtem Steinanteil

ANMERKUNGEN zu den Bodenklassen nach DIN 18 300

Klasse 1: Humoser, belebter Oberboden

Klasse 2: Bodenarten, die von flüssiger bis breiiger Beschaffenheit sind und die das Wasser schwer abgeben

Klasse 3: Sande, Kiese und Sand-Kies-Gemische mit bis zu 15 Gew.-% an Schluff und Ton (< 0,063 mm Korndurchmesser) und mit höchstens 30 Gew.-% Steinen von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m³ Rauminhalt

Klasse 4: bindige Bodenarten von leichter bis mittlerer Plastizität (Gruppen TL und TM nach DIN 18 196), die höchstens 30 Gew.-% Steine von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m³ Rauminhalt enthalten sowie Gemische von Sand, Kies, Schluff und Ton mit einem Anteil von mehr als 15 Gew.-% Korngröße kleiner 0,063 mm

Klasse 5: hierzu gehören Bodenarten mit mehr als 30 Gew.-% Steinen von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m³ Rauminhalt und höchstens 30 Gew.-% Steinen von über 0,01 m³ bis 0,1 m³ Rauminhalt sowie ausgeprägt plastische Tonböden (Gruppe TA nach DIN 18 196)

Klasse 6: Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt haben, jedoch stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert sind sowie vergleichbare feste oder verfestigte bindige oder nicht-bindige Bodenarten, sowie Böden mit mehr als 30 Gew.-% Steinen von über 0,01 m³ bis 0,1 m³ Rauminhalt

Klasse 7: Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt und hohe Gefügefestigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind sowie Steine von über 0,1 m³ Rauminhalt

Sollte es bei der Einstufung in Boden- und Felsklassen zu Unstimmigkeiten zwischen der Bauherrschaft und den ausführenden Firmen kommen, sind wir gerne zur Klärung der diesbezüglich auftretenden Fragen bereit.

9. Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen

Tabelle 4:

Schichtkomplex	Wichte (kN/m ³) γ	Reibungs- winkel φ'	Kohäsion (kN/m ²) c'	Steifemodul (MN/m ²) E_s
Auelehm	20	27,5°	5 - 8	6 - 10
Neckarkiese	20	35°	0	25 - 50

10. Schlussbemerkungen

Die Untergrundverhältnisse im Bereich des geplanten Dammbauwerks wurden anhand von drei Rammkernsondierungen beschrieben und beurteilt. Die im Gutachten enthaltenen Angaben beziehen sich auf die Untersuchungsstellen. Abweichungen von den im vorliegenden Gutachten enthaltenen Angaben können nicht ausgeschlossen werden. Es ist daher eine sorgfältige Überwachung der Erdarbeiten und eine laufende Überprüfung der während der Arbeiten ange-troffenen Boden- und Grundwasserverhältnisse im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen und Folgerungen im Gutachten erforderlich.

Die Angaben der zu erwartenden Bodenklassen nach DIN 18 300 (Abschnitt 8) oder die Schichtgrenzen können nicht für eine verbindliche Massen- oder Kostenermittlung dienen oder ein Aufmaß bei der Bauausführung ersetzen, da erfahrungsgemäß diese auch auf kurze Entfer-nung variieren können.

Das Erdplanum des Dammes muss vor dem Aufbringen der Dammschüttung vom Baugrund-gutachter überprüft werden.

Die Hochwasserentlastung des Beckens muss erosionssicher ausgeführt werden.

Nach der Festlegung des Dammaufbaus und der Dichtung kann der endgültige Standsicherheits-nachweis erstellt werden. Bereits vor dem Einbau muss das vorgesehene Material auf seine Eignung untersucht werden.

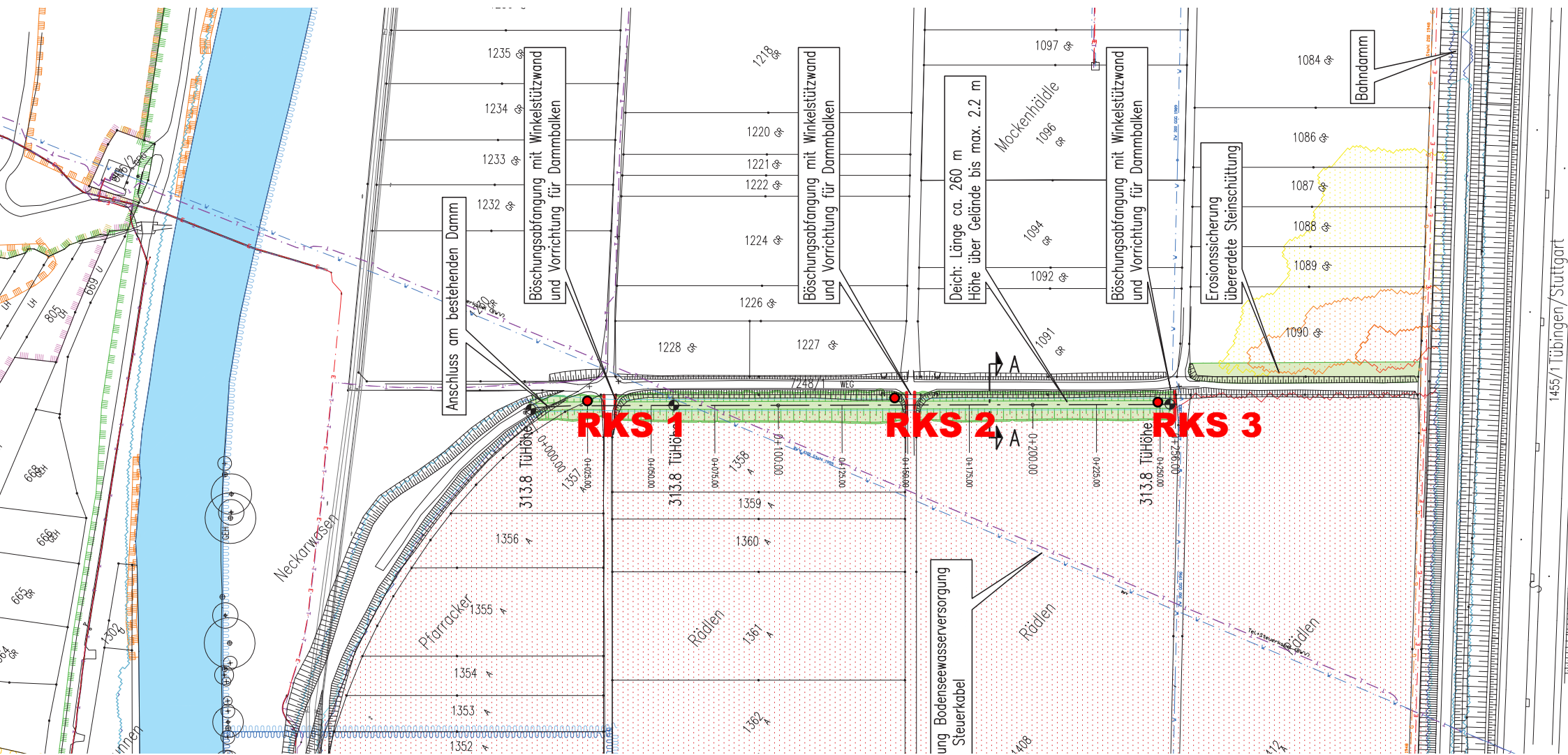
Für die Ausführung der Einbauarbeiten und die Prüfung der geforderten Verdichtungsqualität gelten die entsprechenden Ausführungen der ZTVE-StB 09. Hierzu sind Dichtemessungen und Proctorversuche, gegebenenfalls auch Plattendruckversuche in ausreichendem Umfang erforderlich.

Die im Gutachten enthaltenen Angaben beziehen sich auf den untersuchten Bereich, eine Übertragung auf benachbarte Grundstücke ist nicht möglich.

In Zweifelsfällen sollten wir verständigt werden. Für die Beantwortung von Fragen, die im Zuge der weiteren Planung und Ausführung auftreten, stehen wir gerne zur Verfügung.

Tübingen, den 19. August 2015

S. Potthoff
Dipl.-Geol.



RKS = Rammkernsondierung

OK Damm

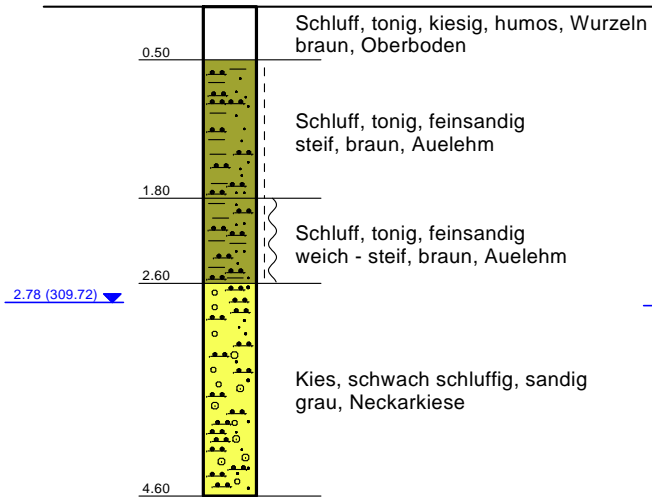
OK Damm

OK Damm

313,80 m NN

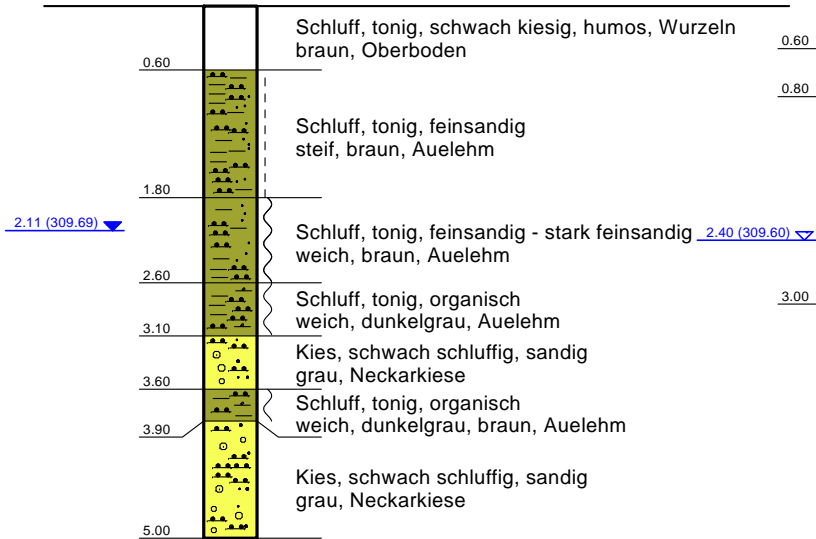
RKS 1

312.5 m NN



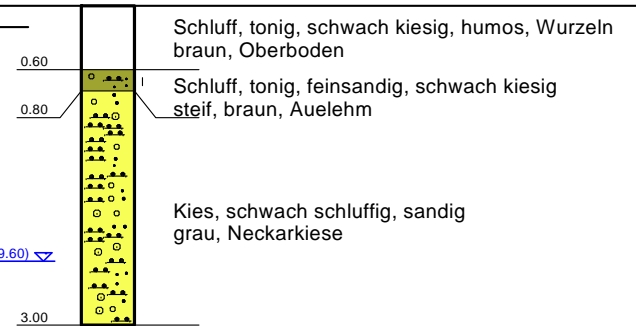
RKS 2

311.8 m NN



RKS 3




312.0 m NN



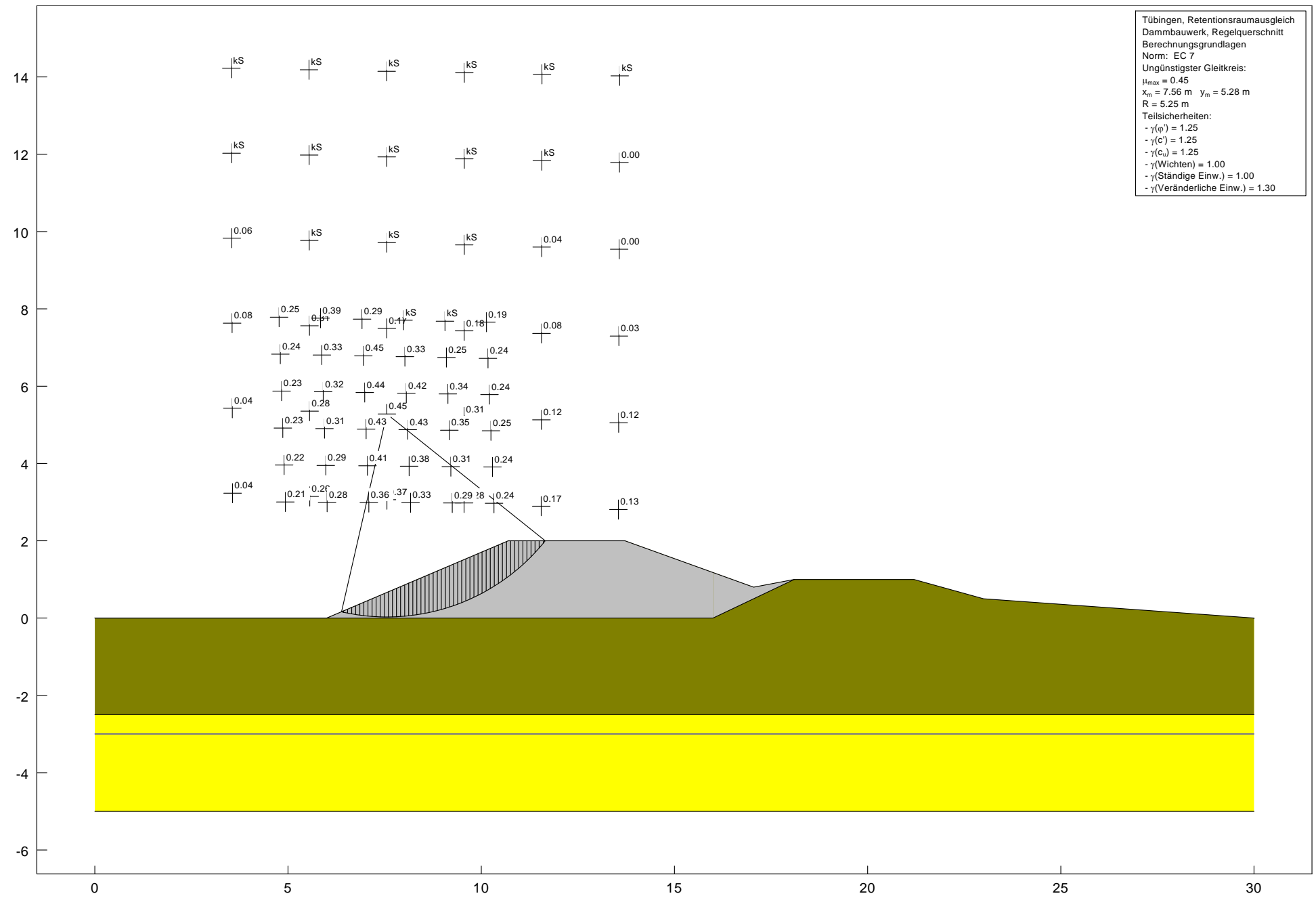
Anlage 3
zum Gutachten
vom 19.08.2015




Ergebnisse der Böschungsbruchberechnungen nach DIN 4084

(Darstellung der ungünstigsten Gleitkreise)

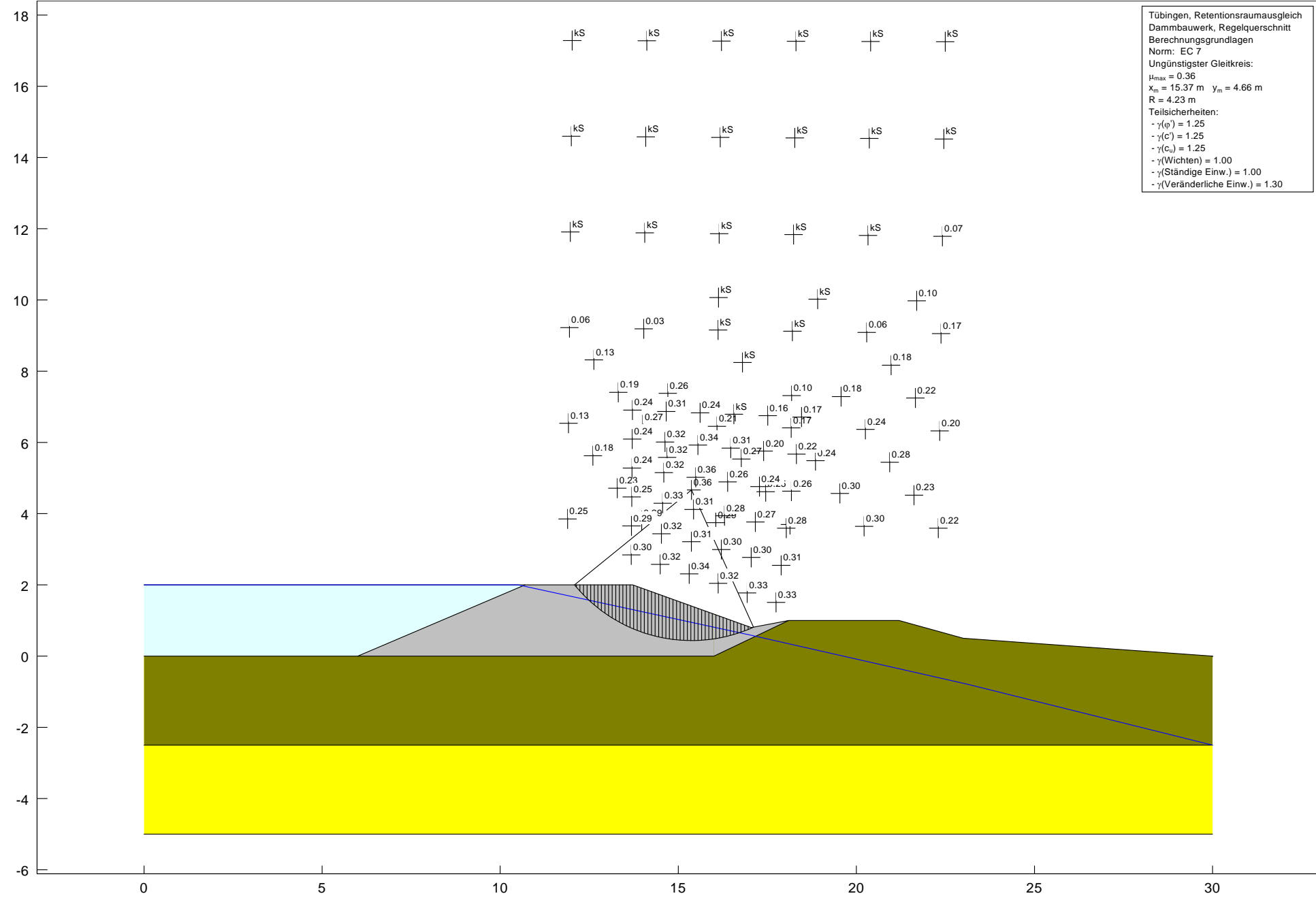
Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	27.50	5.00	20.00	Dammschüttung
	27.50	8.00	20.00	Auelehm
	35.00	0.00	20.00	Neckarkiese

Tübingen, Retentionsraumaussgleich
 Dammbauwerk, Regelquerschnitt
 Berechnungsgrundlagen
 Norm: EC 7
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.45$
 $x_m = 7.56 \text{ m}$ $y_m = 5.28 \text{ m}$
 $R = 5.25 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi) = 1.25$
 - $\gamma(c) = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$





Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	27.50	5.00	20.00	Dammschüttung
	27.50	8.00	20.00	Auelehm
	35.00	0.00	20.00	Neckarkiese

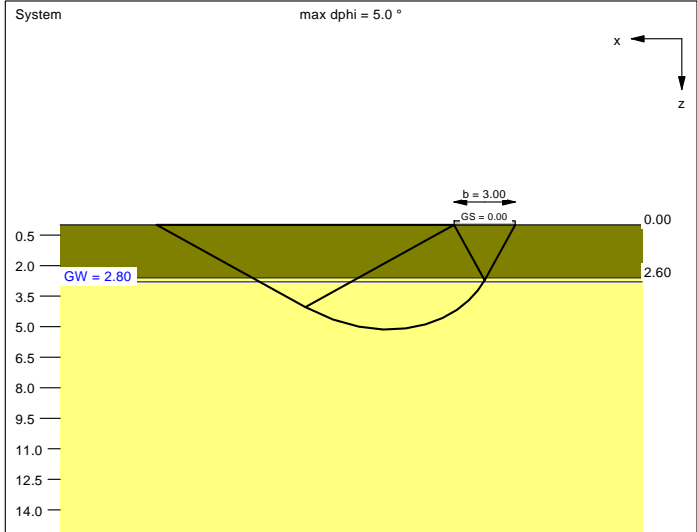
Tübingen, Retentionsraumausgleich
 Dammbauwerk, Regelquerschnitt
 Berechnungsgrundlagen
 Norm: EC 7
 Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{max} = 0.36$
 $x_m = 15.37 \text{ m}$ $y_m = 4.66 \text{ m}$
 $R = 4.23 \text{ m}$
 Teilsicherheiten:
 - $\gamma(\phi') = 1.25$
 - $\gamma(c') = 1.25$
 - $\gamma(c_u) = 1.25$
 - $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
 - $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$



Anlage 4
zum Gutachten
vom 19.08.2015

**Ergebnisse der Setzungsberechnungen nach DIN 4019
und der Grundbruchberechnungen nach DIN 4017**

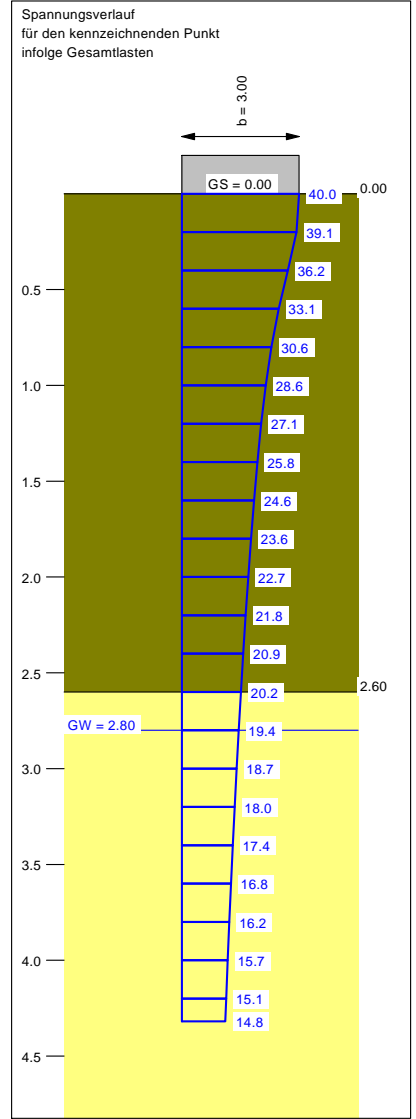
Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	10.0	27.5	5.0	5.0	0.00	Auelehm
	20.0	12.0	35.0	0.0	25.0	0.00	Neckarkiese



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 30000.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{n,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{n,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN-m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN-m
 Länge $a = 250.00$ m
 Breite $b = 3.00$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern
 Länge $a' = 250.00$ m
 Breite $b' = 3.00$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern
 Länge $a' = 250.00$ m
 Breite $b' = 3.00$ m
 Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{Gr} = 1.40$
 $\sigma_{Gk} / \sigma_{0,d} = 815.9 / 582.8$ kN/m²
 $R_{n,k} = 611898.6$ kN
 $R_{n,d} = 437070.4$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 30000.00 + 1.50 \cdot 0.0$ kN
 $V_d = 40500.0$ kN
 μ (parallel zu x) = 0.093
 cal $\varphi = 32.1^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 1.96 kN/m²

cal $\gamma_2 = 17.60$ kN/m³
 cal $\sigma_u = 0.00$ kN/m²
 UK log. Spirale = 5.14 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 21.27 m
 Fläche log. Spirale = 57.20 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):
 $N_{c0} = 35.89$; $N_{q0} = 23.55$; $N_{b0} = 14.16$
 Formbeiwerte (x):
 $v_c = 1.007$; $v_d = 1.006$; $v_b = 0.996$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 4.32$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 1.58 cm
 Setzungen der KPs:
 links oben = 1.58 cm
 rechts oben = 1.58 cm
 links unten = 1.58 cm
 rechts unten = 1.58 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 0.0
 Verdrehung(y) (KP) = 0.0
 Nachweis EQU:
 Maßgebend: Fundamentbreite
 $M_{stb} = 30000.0 \cdot 3.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 40500.0$
 $M_{dst} = 0.0$
 $\mu_{EQU} = 0.0 / 40500.0 = 0.000$



Berechnungsgrundlagen:
 Tübingen, Retentionsraumausgleichsdamm
 Norm: EC 7
 Teilsicherheitskonzept nach DIN 4017:2006
 $\gamma_{Gr} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stb} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 2.80 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite

