

Straßenbauverwaltung Baden-Württemberg Bundesstraße 463 v. NK 7719 051 n. NK 7719 003 Stat. 620 bis NK 7719 005 n. NK 7720 002 Stat. 750	Regierungspräsidium Tübingen
B 463 OU Lautlingen	
PSP-Element: V.2410.B0463.N73	

Feststellungsentwurf **UNTERLAGE 20.2.3**

Ergänzende Gutachten 2018 – Einschnitt 3

Aufgestellt: Regierungspräsidium Tübingen Abt. 4 Straßenwesen und Verkehr Ref. 44 Planung Tübingen, den 22.02.2021	



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTECHNIK MBH

Regierungspräsidium Tübingen
Referat 42 - Steuerung und Baufinanzen, Vertrags- und Verdingungswesen
Herr Matthias Schneck
Konrad-Adenauer-Straße 20
72072 Tübingen

Projekt-Nr.	Datei	Diktat	Büro	Datum
38.5387	P5387b180327_Einschnitt3.docx	Mö/Bra	Esslingen	27.03.2018

Stand sicherheitsberechnungen und Sicherungsempfehlungen

Böschungssicherung Einschnitt 3 km 2+900 – 3+300 OU Lautlingen B 463

- Geotechnischer Bericht für Einschnittsböschungen -

Auftrag vom 08.05.2017

Gesellschaft: HRB 8527 Amtsgericht Bochum, USt-IdNr. DE126873490, Geschäftsführer Dipl.-Ing. Christian Spang

Zentrale Witten: Rosi-Wolfstein-Straße 6, D-58453 Witten, Tel. (0 23 02) 9 14 02 - 0, Fax 9 14 02 - 20, zentrale@dr-spang.de
<http://www.dr-spang.de>

Niederlassungen: 73734 Esslingen/Neckar, Weilstr. 29, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, esslingen@dr-spang.de
60528 Frankfurt/Main, Rennbahnstraße 72 – 74, Tel. (069) 678 65 08-0, Fax 678 65 08-20, frankfurt@dr-spang.de
09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Str. 34, Tel. (03731) 798 789-0, Fax 798 789-20, freiberg@dr-spang.de
21079 Hamburg, Harburger Schloßstraße 30, Tel. (040) 524 73 35-0, Fax 524 73 35-20, hamburg@dr-spang.de
06618 Naumburg, Wilhelm-Franke-Straße 11, Tel. (03445) 762-25, Fax 762-20, naumburg@dr-spang.de
90491 Nürnberg, Erlenstegenstr. 72, Tel. (0911) 964 56 65-0, Fax 964 56 65-5, nuernberg@dr-spang.de
14482 Potsdam, Wetzlarer Straße 64, Tel. (0331) XXX XX XX-X, Fax XXX XX XX-X, berlin@dr-spang.de

Banken: Deutsche Bank AG, Esslingen, IBAN: DE46 6117 0024 0010 4299 00, BIC: DEUTDEDB611



INHALT	SEITE
1. ALLGEMEINES	3
1.1 Projekt	3
1.2 Auftrag	3
1.3 Unterlagen, Technische Vorschriften und Normen	5
2. GEOTECHNISCHE GRUNDLAGEN	6
2.1 Baugrund	6
2.2 Grundwasser	8
2.3 Geotechnische Besonderheiten	9
2.4 Boden- und Felskennwerte	10
2.5 Kennwerte für Verpressanker	11
2.6 Kennwerte für Bohrpfähle	12
3. STANDSICHERHEITSUNTERSUCHUNGEN	12
3.1 Allgemein	12
3.2 Berechnungsgrundlagen	14
3.3 Berechnungsschnitt	15
3.4 Sicherungsmöglichkeiten	15
3.5 Berechnungsergebnisse	17
3.6 Längsentwicklung der Bauwerks- und Böschungshöhen entlang der Streckenachse	21
3.7 Bauzustand	22
3.8 Weitere mögliche Sicherungsvarianten	24
3.9 Entwässerungsmaßnahmen	25
4. ZUSAMMENFASSUNG	27
4.1 Böschungssicherung	27
4.2 Sonstige Empfehlungen	28
5. ANLAGEN	
Anlage 1: Übersichtslageplan, 1 : 100.000 (2)	
Anlage 2: Lageplan, 1 : 2.000 (2)	
Anlage 3: Statische Berechnungen: Berechnungsschnitt 1 - km 2+970 Süd (30)	
Anlage 4: Baugrundaufschlüsse (9)	
Anlage 5: Längsentwicklung der Geometrien der Sicherungsbauwerke und Kopfböschungen (3)	



1. ALLGEMEINES

1.1 Projekt

Das Regierungspräsidium Tübingen plant den Bau der Ortsumfahrung Lautlingen im Zuge der B 463. Die Neubaustrecke ist ca. 4.500 m lang, verläuft in freiem Gelände und beinhaltet 10 neue Ingenieurbauwerke (Brücken, Unterführungen, Überführungen) sowie einige Einschnitte und Dämme. Durch die Trassenführung werden mehrere Hangbereiche tief eingeschnitten, u.a. die Hänge „Reuten“, „Bühl“ und der Hang östlich des Meßstetter Talviadukts (BW 6). Der Hang östlich des Meßstetter Talviadukts (BW 6), hier als Einschnitt 3 bezeichnet, schneidet in das bestehende Gelände bis ca. 11,5 m ein. Der Einschnitt wird zudem von einer bei km 2+965 neu zu bauenden Feldwegüberführung gekreuzt.

Von Seiten der Dr. Spang GmbH wurden mehrere mögliche Varianten für die Sicherung der im Zuge der Ortsumfahrung zu errichtenden geotechnischen Bauwerke in den Einschnitten untersucht. In Abstimmung mit dem Bauherrn und dem Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) wurde die vorhandene Geologie mit den anstehenden Bodenschichten im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse [U 3] detaillierter untersucht und darauf basierend der Untersuchungsumfang im Hinblick auf die Bemessungsfälle angepasst.

Gegenstand des vorliegenden Gutachtens sind Untersuchungen zur Standsicherheit verschiedener Sicherungsvarianten im Hang östlich des Meßstetter Talviadukts (BW 6), im Folgenden Einschnitt Nr. 3 benannt, unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus der Sensitivitätsanalyse.

1.2 Auftrag

Das Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) weist im Zuge der Projektbearbeitung auf die Rutschgefährdung der im Planungsgebiet anstehenden Tonsteinschichten des Braunen Jura hin [U 4]. Der geplante Einschnitt befindet sich gemäß der Ingenieurgeologischen Gefahrenhinweiskarte [U 7] nicht innerhalb des rutschgefährdeten Bereichs. Dennoch wird gemäß Abstimmung mit dem LGRB eine Betrachtung unter Berücksichtigung einer Rutschgefährdung vorgenommen.



Das Auftreten der Rutschungen in dieser Gesteinsformation kommt zumeist nach Wasserzufluss und daran anschließender Durchfeuchtung der Tonsteinlagen mit einhergehender Entfestigung der Gesteinsschichten vor. Die Gebiete weisen somit eine erhöhte Neigung zu Rutschungen an aufweichenden Scherflächen auf. Derartige Rutschungsereignisse gibt es an den Rändern des Albtraufs immer wieder. In den vergangenen Jahren wurden diese zunehmend wissenschaftlich ausgewertet, so dass dazu neuere Erkenntnisse vorliegen. Hier kann beispielsweise der Hangrutsch bei Mössingen-Öschingen aus dem Jahr 2013 mit anschließender Begleitung und Auswertung der Sanierungsmaßnahmen durch das LGRB genannt werden (siehe [U 8]). Es wurde daher im vorliegenden Gutachten auf die neueren wissenschaftlichen Erkenntnisse eingegangen und auf das dem LGRB vorliegende, geologisch vergleichbare Beispiel der Untersuchung einer historischen Rutschfläche innerhalb eines Tunnelbauvorhabens in Pfullingen Bezug genommen bzw. dieses zur detaillierteren Kennwertfindung berücksichtigt. Die Ergebnisse sind in die mit Datum vom 27.10.2017 übermittelte Sensitivitätsanalyse [U 3] eingeflossen.

Für die geplante Ortsumfahrung wurde bereits 2008 eine Baugrunderkundung durchgeführt und die Ergebnisse in einem Baugrundgutachten zusammengestellt. Die Überlegungen, die Einschnittböschungen ohne Sicherungsbauwerke in geböschter Weise zu erstellen, wurden aus den oben genannten Gründen und in Abstimmung mit dem LGRB hin zu einer dauerhaften Böschungssicherung mittels Bauwerken überarbeitet. Das Baugrundgutachten von 2008 wird damit fortgeschrieben, und daher für die dauerhafte Böschungssicherung mittels Bauwerken ein entsprechend erweiterter Untersuchungsumfang mit differenzierten Standsicherheitsberechnungen durchgeführt. Im vorliegenden Bericht werden Berechnungen zur Standsicherheit und zu möglichen Sicherungsvarianten der Böschungen für unterschiedliche Bemessungssituationen und unter Berücksichtigung vorhandener Untersuchungen durchgeführt.

Bezüglich der anstehenden Böden und dem Baugrundaufbau behalten die Ergebnisse der im Jahr 2008 von der Dr. Spang GmbH durchgeführten Baugrunderkundung jedoch weiterhin Gültigkeit. Auf dieser Basis, der Grundlage des uns vorliegenden Planungsstands der Ausbauprofile [U 2] und den neueren Erkenntnissen und Abstimmungen zum anstehenden Baugrund wurden Standsicherheitsuntersuchungen mit den Programmen GGU-STABILITY, GGU-CANTILEVER und GGU-RETAIN durchgeführt.

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen einschließlich Sicherungsempfehlung für den Einschnitt Nr. 3 der Ortsumfahrung Lautlingen zusammenfassend dargestellt.



1.3 Unterlagen, Technische Vorschriften und Normen

Es wurden die nachfolgend aufgeführten Unterlagen verwendet:

- [U 1] **Übersichtslageplan**, Verlegung der B 463 bei Albstadt – Lautlingen, Feststellungsentwurf, Bau-km 0+012 – 4+380, Vorabzug, M 1:10.000, Ingenieurbüro für Bauwesen Herbert Germey GmbH, Tübingen, 29.01.2016.
- [U 2] **Querprofile, Verlegung der B 463 bei Albstadt – Lautlingen, Vorentwurf**, Regierungspräsidium Tübingen, Referat 44 – Planung, M 1:100, 12.04.2013.
- [U 3] **Sensitivitätsanalyse bzgl. der geotechnischen Kennwerte zur Abstimmung**, Standsicherheitsuntersuchungen für Einschnitte und Dämme, OU Lautlingen, Dr. Spang GmbH, Esslingen, 27.10.2017.
- [U 4] **Ingenieurgeologische Stellungnahme zu geotechnischen Kennwerten und Standsicherheitsberechnungen für die Planung der Ortsumfahrung der B 463 in Albstadt-Lautlingen, Lkr. Zollernalbkreis (TK 25, Bl. 7719)**, LGRB, Regierungspräsidium Freiburg, 29.09.2017.
- [U 5] **Geologische Karte von Baden-Württemberg, Blatt 7719**, Balingen, Karte 1:25.000 und Erläuterungen; Geologisches Landesamt, Baden-Württemberg, Stuttgart, 1987.
- [U 6] **Ingenieurgeologische Gefahren in Baden - Württemberg**, LGRB, Regierungspräsidium Freiburg, 2005.
- [U 7] **Ingenieurgeologische Gefahrenhinweiskarte von Baden-Württemberg**, LGRB, Regierungspräsidium Freiburg, LGRB, <http://geogefahren.lgrb-bw.de>, 2017.
- [U 8] **Information über Massenbewegungen am Albtrauf**: Hier Schadensfall an der Landhaus-siedlung in Mössingen-Öschingen vom 02.06.2013, Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB), Regierungspräsidium Freiburg, Website vom 10.06.2014, www.lgrb-bw.de/ingenieurgeologie/moessingen, abgerufen am 24.01.2018:



Vorschriften und Normen:

DIN 1054:	Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1; 12/2010.
DIN 4084:	Gelände- und Böschungsbruchberechnungen; 01/2009.
DIN 4085:	Baugrund; Berechnung des Erddrucks; 10/2007, mit Berichtigung 1, 11/2008.
DIN 4149:	Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten; 04/2005.
DIN EN 1997-1:	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; 09/2009.
DIN EN 1997-1/NA:	Nationaler Anhang zu Eurocode 7 - Teil 1; 12/2010.
EAB	Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Ernst & Sohn, Berlin, 5. Auflage, 2012.

Weitere Literatur:

Grundbau Taschenbuch, Ernst & Sohn, Berlin, Teile 1 – 3, 7. Auflage, 2008/2009.

2. GEOTECHNISCHE GRUNDLAGEN

2.1 Baugrund

Die Straßentrasse der geplanten OU verläuft nach der Geologischen Karte [U 5] vollständig innerhalb der Schichten des Braunjuras. Im Einzelnen werden mit abnehmendem Entstehungsalter die Schichten des Wedelsandsteins (jmWs), der Ostreenkalkformation (jmOK), der Hamitenton (jmHT)- und Dentalien-Formation (jmDT) sowie der Ornatentonformation (jmOR) aufgeschlossen. Hierbei handelt es sich durchgehend um Tonsteine die teilweise sandige Anteile aufweisen und in Wechselagerung mit Kalksteinbänken auftreten, wobei der Tonsteinanteil gegenüber dem Kalksteinanteil etwa im Verhältnis von 95 : 5 % überwiegt.



Im Untersuchungsgebiet werden nach [U 5] die Festgesteinsschichten von einer mehrere Meter mächtigen Schicht aus verlehmttem Hangschutt bzw. Hanglehm überlagert, wobei die Mächtigkeit des bindigen Hanglehms proportional zum Abstand des Albtraufs zunimmt.

Auf den jurassischen Tonsteinen auflagernd wurden vorwiegend Hanglehme bzw. Verwitterungslehme angetroffen, welche teilweise mit größeren Sand-/ Kiesanteilen in Hangschutt übergehen. Es handelt sich um überwiegend bindigen, schwach feinsandigen Boden, welcher zumeist in steifer Konsistenz vorliegt.

Im Liegenden der Deckschichten (die Deckschichten unterlagernd) wurden über den gesamten Einschnitt die Gesteine des Braunen Juras angetroffen. In den Bohrungen standen erwartungsgemäß Schluff-, Ton- und Kalksteine an. Aufgrund von Wasserwegsamkeiten und damit verbundenen Verwitterungsprozessen sind die Schichten des Braunjuras heterogen verwittert, d.h. es kann nicht grundsätzlich von einem mit der Tiefe abnehmenden Verwitterungsgrad ausgegangen werden. Im Einschnitt 2 stehen die Tonsteine teilweise engschichtig in den verschiedenen Verwitterungsgraden an.

In der Tabelle 2.1-1 ist der im Untersuchungsbereich angetroffene Baugrundaufbau gemäß der bei der Erkundung im Jahr 2008 angetroffenen Bodenschichten zusammengefasst. Die Schichteinteilung berücksichtigt hier nur die für die Standsicherheitsanalyse zugrunde gelegten Erkundungsbohrungen im maßgebenden Berechnungsschnitt des Einschnitts 3. Diese sind die Kernbohrungen BK 18 – BK 21 und die Ergebnisse der schweren Rammsondierung DPH 24 - DPH 26. Die Lage der Aufschlüsse kann dem Lageplan in Anlage 2.1a entnommen werden. Die Aufschlüsse sind Anlage 4 zu entnehmen.

Schicht Nr.	Bezeichnung	Schicht- mächtigkeit [m]	Schicht-UK [m GOK]	Bodenbeschreibung	
				Kornverteilung / Farbe	Konsistenz / Lagerungsdichte
2a	Hang- und Verwitterungsschutt	1,1 bis 14,3 (7,7)	3,0 bis 16,1 (9,6)	Kies, sandig bis stark sandig, schluffig, tlw. stark tonig, tlw. mit Stein- einlagerungen, braun, beige	locker bis dicht ¹⁾



Schicht Nr.	Bezeichnung	Schicht-mächtigkeit	Schicht-UK	Bodenbeschreibung	
2b	Hang- bzw. Verwitterungslehm	2,1 bis 8,0 (5,1)	2,4 bis 8,0 (5,2)	Schluff oder Ton, schwach feinsandig bis kiesig, beige, braun	steif bis halbfest, lokal auch breiig oder weich
5a	Tonstein (stark bis vollständig verwittert)	3,9 bis >4	nicht aufgeschlossen	Ton- und Mergelstein, entweder vollständig zer-setzt zu feinsandigem Ton / Schluff, oder Tst mit äußerst geringer Festigkeit, hellbraun, oliv-braun, dunkelgrau	steif bis halbfest, tlw. auch fest oder weich
5b	Tonstein (verwittert bis stark verwittert)	3,9 bis >4	nicht aufgeschlossen	Ton-, Schluff- und stark untergeordnet Kalkstein, tlw. fossilführend, Eisenkonkretionen, Eisenoolithe, graubraun	/
5c	Tonstein / Kalkstein (angewittert bis frisch)	3,9 bis >4	nicht aufgeschlossen	Ton- bzw. Kalkstein, tlw. fossilführend, Eisenkonkretione, Eisenoolithe, dunkelgrau, hellgrau	/

1) lokal sehr hohe Schlagzahlen deuten auf Steineinlagerungen hin

Tabelle 2.1-1: Baugrundaufbau

Der Untergrundaufbau entspricht stratigraphisch den Erkenntnissen aus [U 5]. Insbesondere die Schichten 2a und 2b schwanken aufgrund ihrer Entstehungsgeschichte über die gesamte Erstreckung der Trasse in Ihrer Einzelschichtmächtigkeit. Über den gesamten Trassenverlauf ist jedoch mit einer etwa gleichbleibenden Mächtigkeit der Lockergesteinsdeckung zu rechnen.

2.2 Grundwasser

Der lokale Vorfluter für den westlichen Bereich des Untersuchungsgebiets ist der Bruckbach, im östlichen Teil dann der Meßstetter Talbach. Beide Bäche fließen in ihrem weiteren Verlauf der ca. in Ost-West-Richtung verlaufenden Eyach zu. Im Untersuchungsgebiet verläuft die europäische Wasserscheide in Nord-Süd-Richtung.



Bei den aufgeschlossenen Festgesteinsschichten handelt es sich um Kluftgrundwasserleiter. Die Tonstein- bzw. Tonschichten sind als Grundwassergeringleiter einzustufen. Lediglich die eingeschalteten klüftigen Kalksteinbänke wirken als Kluftgrundwasserleiter. Die Durchlässigkeiten der überlagernden Lockergesteine (Porengrundwasserleiter) sind stark vom Fein- und Feinstkornanteil abhängig. In den bindigen Ablagerungen innerhalb des Baugebiets ist mit Stau- und Sickerwasser zu rechnen.

Gemäß [U 5] sind in den Hanglagen oberhalb des Projektgebiets vereinzelt Quellen verzeichnet. Dies deutet ebenfalls auf aus den höheren Lagen zufließendes Wasser hin, welches aus den überlagernden (oft senkrecht geklüfteten und tief verkarsteten) Mergel- und Kalksteinen des Oberjuras sowie durch die durchlässigeren Bereiche des überlagernden Hangschutts zufließen.

Aufgrund des zu erwartenden Stau- und Schichtwassers ist der **Bemessungswasserstand** auf Höhe der Geländeoberkante hinter der Oberkante der Sicherungsbauwerke anzusetzen.

2.3 Geotechnische Besonderheiten

Nach DIN EN 1998-1/NA liegt das Projektgebiet in der **Erdbebenzone 3** und wird in die **Untergrundklasse R** eingeordnet. Entsprechende Auswirkungen müssen daher in der weiteren Planung berücksichtigt werden.

Das Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) weist auf die **Rutschgefährdung** der im Projektgebiet anstehenden Formationen des Braunjura hin [U 4]. Insbesondere nach langanhaltenden Niederschlägen und anschließender Durchfeuchtung der Tonsteinlagen mit einhergehender Entfestigung der Gesteinsschichten weisen die Gebiete eine erhöhte Neigung zu Rutschungen an aufweichenden Scherflächen auf.

Darüber hinaus wurde vom LGRB auf eine durch Einbringen von Wasser während der Bohrarbeiten hervorgerufene verminderte Haftkraft von Verankerungen in den Tonsteinlagen hingewiesen.

Aufgrund der Untergrundverhältnisse sowie der Lage der für das Bauvorhaben zu erstellenden Einschnitte innerhalb von rutschgefährdetem Hanggelände ist die Baumaßnahme in die **Geotechnische Kategorie 3 (GK 3)** nach DIN EN 1997-1 einzuordnen.



2.4 Boden- und Felskennwerte

Aufgrund der durchgeführten Erkundung und Laborversuchen sowie den Ergebnissen der bereits durchgeführten Untersuchungen zur Standsicherheit und der auf Initiative der LRGB angeregten Sensitivitätsanalyse [U 3] lassen sich die in Tabelle 2.4-1 und 2.4-2 angesetzten Boden- und Felskennwerte als Rechenwerte angeben.

Schicht Nr.	Bodenart / Felsart	Wichte feuchter Boden γ_k kN/m ³	Wichte unter Auftrieb γ_k' kN/m ³	Reibungs- winkel φ_k' °	Kohäsion c_k' kN/m ²	Anfangs- festigkeit $c_{u,k}$ kN/m ²	Steife- modul ¹⁾ $E_{s,k}$ MN/m ²
2a	Hang- bzw. Verwitterungsschutt	19	9	25 - 30	5 - 20	15 - 30	20
2b	Hang- bzw. Verwitterungslehm	19	9	22,5 - 25	6 - 25	15 - 35	20
5a	Tonstein, Mergelstein (stark bis vollständig verwittert)	20	10	17,5 - 22,5	17,5 - 25	15 - 35	20

1) Laststeigerungsbereich 100 bis 250 kN/m²

Tabelle 2.4-1: Charakteristische Bodenkennwerte

Nr.	Felsart	Wichte feuchtes Gebirge γ_k [kN/m ³]	Reibungs- winkel φ_k' [°]	Kohäsion c_k' [kN/m ²]	Einaxiale Druckfestig- keit Gestein σ_c [MN/m ²]	E-Modul Gebirge E [MN/m ²]
5b	Tonstein, Mergelstein, Kalkstein (verwittert bis stark verwittert)	26,5	25 - 35	≥ 0 (5 - 10)	2 - 20 ²⁾	250 - 5.000 ¹⁾
5c	Tonstein, Kalkstein (angewittert - unverwittert)	26,5	27,5 - 35	≥ 0 (10 - 30 (15))	2 - 50 ²⁾	5.000 - 15.000 ¹⁾

1) lokal, insbesondere beim Antreffen von Kalksteinbänken, auch deutlich höhere Werte möglich

Tabelle 2.4-2: Felsmechanische Kennwerte, Werte in Klammern als Rechenwerte



Da keine weiteren Angaben zu Trenn- und Kluftflächenneigungen vorliegen, wurden die Kennwerte der Festgesteinsschichten als Bodenkennwerte unter der Annahme, dass sich in jeder Neigung Rutschflächen ausbilden können, angesetzt.

2.5 Kennwerte für Verpressanker

Zum Nachweis des Herausziehwiderstandes von Verpressankern wurden unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Baugrunderkundung sowie der durchgeführten Sensitivitätsanalyse [U 3] die nachfolgenden, charakteristischen Mantelreibungen angesetzt.

Schicht-Nr.	Schicht	Herausziehwiderstände von Verpressankern $q_{s,k}$ [kN/m ²]
2a / 2b	Hang- bzw. Verwitterungsschutt, Hang- bzw. Verwitterungslehm	80
5a	Tst - Mst, (stark bis vollständig verwittert)	80
5b / 5c	Tst - Mst, Kst (verwittert bis stark verwittert, sowie frisch bis schwach verwittert)	150

Tabelle 2.5-1: Charakteristische Herausziehwiderstände für Verpressanker

Da das vorliegende Baugrundprofil einen geschichteten Aufbau mit stärker verwitterten Tonsteinen und frischen bis angewitterten Tonsteinen zeigt, wurde auch für die Schicht 5c (frisch bis angewitterter Tonstein) ebenfalls ein Herausziehwiderstand von 150 kN/m² angesetzt.

Zur Berücksichtigung eines möglichen Ankerausfalls, wurden in den Berechnungen der Lisenenwand und der kombinierten Sicherung aus Schwergewichtsmauer und Lisenenwand die Ankerwiderstände auf ca. 83 % des angesetzten Bruchwerts abgemindert. Für die Sicherung durch eine Bohrpfehlwand wurden Ankerwiderstände auf ca. 60 % des Bruchwerts abgemindert, um zu berücksichtigen, dass Anker in den zur Herstellung des Sicherungsbauwerks erforderlichen Aushubzuständen teilweise höher beansprucht werden als im Endaushubzustand.



2.6 Kennwerte für Bohrpfähle

Für den Vertikallastabtrag für Bohrpfähle können die folgenden Kennwerte angesetzt werden. Ein dezidierter Nachweis des Vertikallastabtrags wurde im Folgenden nicht geführt und ist in der weiteren Planungsphase zu betrachten.

Schicht-Nr.	Schicht	charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]	charakteristischer Pfahlsitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]
2a / 2b	Hang- bzw. Verwitterungsschutt, Hang- bzw. Verwitterungslehm	0,025 ¹⁾	-
5a	Tst - Mst, (stark bis vollständig verwittert)	0,040 ¹⁾	0,35/0,45/0,80 ²⁾
5b	Tst - Mst, Kst (verwittert bis stark verwittert)	0,50 ¹⁾	5
5c	Tonstein, Mergelstein (angewittert bis unverwittert)	0,50 ¹⁾	10

1) nur aktivierbar bei einem Absetzen der Pfähle in der Schicht 5b bzw. bei gesondertem Nachweis auch in der Schicht 5c

2) bei einer bezogenen Pfahlkopfssetzung s / D_s von 0,02/0,03/0,10

Tabelle 2.6-1: Charakteristische Mantelreibungen und Spitzenwiderstände von Bohrpfählen

3. STANDSICHERHEITSUNTERSUCHUNGEN

3.1 Allgemein

Zur Beurteilung der Standsicherheit der Einschnittsböschung nach dem Eingriff durch den Straßenbau in den Hang werden im Vorfeld Untersuchungen erforderlich. Im Folgenden werden die durchgeführten Berechnungen sowie der dafür maßgebende Berechnungsschnitt dargestellt.



Die Standsicherheit der Böschung bzw. der Böschungssicherung wurde zunächst global mit dem Programm GGU-STABILITY untersucht. Darüber hinaus wurden weitere Berechnungen des Sicherungselements als Bauteilnachweis bzw. der Schwergewichtsmauer oder der Bohrpfahlwand durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgen für die nachfolgend aufgeführten Bemessungssituationen:

- Bemessungssituation BS-A für den außergewöhnlichen Lastfall
- Bemessungssituation BS-P für den dauerhaften Lastfall
- Bemessungssituation BS-E für den Lastfall Erdbeben

Temporäre Bauzustände wurden nur für die Bemessungssituation BS-A nachgewiesen, da sämtliche bisher durchgeführten Berechnungen zum Schluss kamen, dass die Nachweise in der BS-A mit dem unteren Kennwertgrenzen (siehe unten) im Vergleich zur BS-T (temporär) mit dem mittleren Kennwertsatz maßgebend werden.

Die Standsicherheitsuntersuchungen im außergewöhnlichen Lastfall (BS-A) wurden, zur Berücksichtigung der erhöhten Rutschgefährdung der Hänge im Untersuchungsbereich, unter Ansatz der unteren Kennwertgrenzen durchgeführt. Auf die Ausführungen in [U 3] wird verwiesen. Für die Berechnung der weiteren Lastfälle wurde für die Schichten ein mittlerer Kennwertsatz gewählt.

Schicht Nr.	Bodenart / Felsart	Lastfall BS-A		BS-P, BS-E	
		Reibungs- winkel ϕ_k' [°]	Kohäsion c_k' [kN/m ²]	Reibungs- winkel ϕ_k' [°]	Kohäsion c_k' [kN/m ²]
2a	Hang- bzw. Verwitterungsschutt	25	5	27,5	15
2b	Hang- bzw. Verwitterungslehm	22,5	6	25	15
5a	Tonstein, Mergelstein (stark bis vollständig ver- wittert)	17,5	17,5	22,5	25
5b	Tonstein, Mergelstein, Kalkstein (verwittert bis stark verwittert)	25	10	35	5



Schicht Nr.	Bodenart / Felsart	Lastfall BS-A		BS-P, BS-E	
		Reibungs- winkel φ_k' [°]	Kohäsion c_k' [kN/m ²]	Reibungs- winkel φ_k' [°]	Kohäsion c_k' [kN/m ²]
5c	Tonstein, Kalkstein (angewittert - unverwittert)	27,5	15	35	15

Tabelle 3.1-1: Angesetzte Kennwerte für die jeweiligen Lastfälle

3.2 Berechnungsgrundlagen

Die Nachweise der Böschungsstandsicherheit sowie der im Einzelnen betrachteten Sicherungen erfolgten mit den nachfolgend genannten GGU-Programmen.

Programm	Leistungsbezeichnung	Programmautor	Programm Version
GGU STABILITY	Böschungsbruchberechnungen und Berechnungen von Bodenvernagelun- gen und Bewehrte-Erde-Wänden nach DIN 4084 und EC 7	Prof. Dr.-Ing. Johann Buß, GGU-Software, Civilserve GmbH, Steinfeld	V 12.06 11.11.2017
GGU CANTILEVER	Berechnung von Winkelstützmauern	Prof. Dr.-Ing. Johann Buß, GGU-Software, Civilserve GmbH, Steinfeld	V 9.27 04.12.2017
GGU RETAIN	Berechnung von Verbauwänden	Prof. Dr.-Ing. Johann Buß, GGU-Software, Civilserve GmbH, Steinfeld	V 3.46 07.08.2017

Tabelle 3.2-1: Verwendete Programme



Die Standsicherheitsuntersuchungen der Böschungen wurden nach Eurocode 7 und DIN 4084 nach dem Teilsicherheitskonzept anhand von 2-D-Modellen durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten nach dem Verfahren von Bishop unter Verwendung von kreisförmigen Gleitkörpern bzw. nach der Blockgleitmethode.

Der in den Berechnungen gewählte Ansatz des anstehenden Wasserdrucks aus Grundwasser richtet sich nach der Sicherungsvariante. Bei einer Drainierung des Sicherungsbauwerks, wie sie für die Sicherungsvarianten 1 bis 4 (siehe Kapitel 3.4) vorausgesetzt wird, wird davon ausgegangen, dass sich für die dauerhafte Sicherung eine Absenkung des Grundwasserspiegels von selbst einstellen wird. Es ist jedoch zusätzlich, durch entsprechende Entwässerungsmaßnahmen (Sickerschlitze, Drainagebohrungen) sicherzustellen, dass sich kein ungünstiger Grundwasserspiegel einstellt. In Ergänzung hierzu werden Grundwassermessstellen empfohlen, mit denen die Grundwasserstände im Zuge der weiteren Planung baubegleitend und dauerhaft überwacht werden.

3.3 Berechnungsschnitt

Für die Berechnungen wurde das nach jetzigem Planungsstand für den Untersuchungsbereich maßgebliche Querprofil der südlichen Böschung bei km 2+970 gemäß [U 2] betrachtet. Der gewählte Berechnungsschnitt ist repräsentativ für die Böschung des Bereichs zwischen ca. km 2+900 und 3+300 und stellt das ungünstigste Berechnungsprofil für den Einschnitt 3 dar. Die Einschnittssohle der Trasse liegt dabei ca. 11,3 m unterhalb der vorhandenen Geländeoberkante. Das Gelände steigt nach Süden hin an.

Für den Berechnungsschnitt wurden die Schichten gemäß der Bohrung BK 20 in das Querprofil aufgetragen. Abweichend von dem in der geologischen Karte [U 5] beschriebenen Schichteinfall der geologischen Schichten von ca. 4 – 5° in südliche Richtung wird die Neigung der Schichten auf der sicheren Seite liegend der Hangneigung gleichgesetzt. Hierdurch werden Gleitflächen in den vergleichsweise schwachen Schichten begünstigt.

3.4 Sicherungsmöglichkeiten

Grundsätzlich ist eine Vielzahl von Lösungsmöglichkeiten für die Sicherung der Einschnittsböschungen bezüglich der Standsicherheit denkbar.



Im hier vorliegenden Gutachten werden die folgenden Sicherungsvarianten untersucht:

Varianten:

1. Lisenenwand
2. Bohrpfahlwand
3. Kombinierte Lösung aus Schwergewichtsmauer und Lisenenwand, rückverankert
4. Schwergewichtsmauer

Bei der Lisenenwand handelt es sich um eine Sicherung durch vertikale Ankerbalken, die horizontal durch vorgespannte Verpressanker abgestützt und am Fuß auf Einzelfundamenten aufgelagert werden. Die Ausfachung zwischen den Ankerbalken erfolgt durch bepflanzbare Raumgitterkörbe. Es wird davon ausgegangen, dass die Raumgitterkörbe ihre Vertikallast an die vertikalen Ankerbalken abgeben. Eine Abtragung des horizontalen Erddrucks an die Ankerbalken erfolgt je nach Standfestigkeit der abgestützten Front über Biegung und gelenkige Auflagerung der Raumgitterkörbe an die Ankerbalken bzw. direkt über Gewölbetragswirkung im Gebirge an die Ankerbalken.

Die Bohrpfahlwand wird als aufgelöste Wand mit einer Ausfachung aus Spritzbeton betrachtet. In dem Fall sind Entwässerungsbohrungen in der Ausfachung vorgesehen, um einen anstehenden Wasserdruck zu verhindern. Die Bohrpfahlwand wird zudem mit Dauerankern in den Baugrund rückverankert. Eine nachträgliche, nicht als Böschungssicherung wirkende Verblendung durch Gitter- oder Pflanzkörbe kann zudem aus landschaftsplanerischer Sicht ausgeführt werden.

Bei der Ausführung von Verankerungen im Bereich der Tongesteine des Mittleren Juras ist aufgrund des anspruchsvollen Ankersubstrats, grundsätzlich eine Längenstaffelung der Anker zu beachten.

Alle untersuchten Varianten wurden mit oberhalb des Sicherungsbauwerks anschließender Kopfböschung modelliert. Die Kopfböschung wurde gemäß Sensitivitätsstudie vom 27.10.2017 in allen Sicherungsvarianten zu 27° (ca. 1 : 2) angesetzt. Für eine möglichst einheitliche und vergleichbare Betrachtung der Sicherungsvarianten wurde die maximale Breite der Kopfböschung auf ca. 20 m begrenzt. Eine Bohrpfahlwand kann im Gegensatz zu den anderen Sicherungsvarianten am ehesten auch ohne Kopfböschung ausgeführt werden, auch hier wird jedoch die Berücksichtigung einer Kopfböschung als Vorteil für die Wirtschaftlichkeit erachtet.



Erstes Ziel der Maßnahmen zur Stabilisierung der Hänge und Böschungen muss die zuverlässige, störungsfreie und kontrollierbare Drainage des Hangs- und Schichtenwassers in den Hangschuttmassen und Tonmergelstein- und Mergelsteinschichten des Braunen Jura bergseitig der geplanten Einschnittsbereiche sein. Eine dauerhafte Sicherstellung einer geordneten Entwässerung, die sich nicht ungünstiger einstellen darf als die angesetzten Sickerparabeln, ist für die standsichere Ausbildung der Sicherungsmaßnahme zur Herstellung der Einschnitte und Dämme wesentlich. Diese sind beispielsweise über Sickerschlitze im Lockergestein sowie Drainagebohrungen im Fels zu gewährleisten.

3.5 Berechnungsergebnisse

Mit dem Programm GGU-STABILITY wurde die Böschungsstabilität mit dem Verfahren nach Bishop sowie der Blockgleitmethode für den gewählten Schnitt für den außergewöhnlichen Lastfall (BS-A) und den Endzustand (BS-P) berechnet. Die Bemessung für Erdbeben erfolgt in der Bemessungssituation BS-E. Die Betrachtung für den vorübergehenden Lastfall zur Berücksichtigung des Bauzustandes der Varianten: Lisenenwand, Kombination aus Schwergewichtsmauer – Lisenenwand und Schwergewichtsmauer erfolgt in der Bemessungssituation BS-A mit den unteren Kennwertgrenzen wie in Kapitel 3.1 beschrieben.

Für Sicherungen mit Schwergewichtsmauer (Variante 3: kombinierte Lösung und Variante 4: Schwergewichtsmauer) werden die erdstatischen Nachweise Kippen, Gleiten und Grundbruch, sowie der Gebrauchstauglichkeitsnachweis bezüglich der zulässigen Ausmittigkeit der resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohle (klaffende Fuge) geführt. Aufgrund aller bisherigen Berechnungsergebnisse werden o.g. Nachweise nur in der Bemessungssituation BS-A geführt.

Für die Berechnung der Bohrpfahlwand (Variante 2) wird ebenfalls eine nachträgliche Dimensionierung mit dem Programm GGU-RETAIN ausgeführt. Hierbei werden Nachweise der tiefen Gleitfuge, Ankerherausziehkräfte sowie die erforderliche Pfahllänge zum Abtrag der Horizontalkräfte und die Dimension und Abstände der Bohrpfähle berechnet. Eine Bemessung im Hinblick auf die Vertikallastabtragung und auf Bauzustände wurde hierbei nicht durchgeführt.



Eine Sicherung durch eine rückverankerte Lisenenwand, eine Kombination aus Lisenenwand und Schwergewichtsmauer und eine Schwergewichtsmauer jeweils über die vollständige Böschungshöhe führt zu einer sehr großen Anzahl und großen Längen der Anker, bzw. große Breiten und Einbindetiefen der Schwergewichtsmauer. Stattdessen führt das Vorsehen einer Kopfböschung im Bereich des leicht lösbaren anstehenden Hanglehms und Hangschutts im oberen Drittel des Geländesprungs zu einer Reduzierung der Abmessungen. Für die kombinierte Sicherung wird die Kopfböschung etwa im oberen Fünftel des Geländesprungs vorgesehen. Aus rechnerischen Vorbetrachtungen (siehe Anlage 3.1.1.1 – 3.1.1.3) ergibt sich insbesondere für die außergewöhnliche Bemessungssituation (siehe hierzu Anlage 3.1.1.1) eine Neigung der Kopfböschung von maximal 27° (ca. 1 : 2).

Hinsichtlich einer weiteren Ansteilung des Geländes, auch im Bereich von Kopfböschungen zu Neigungen bis beispielsweise 1 : 1,5, wurde gemäß unserem Verständnis ausdrücklich vom LGRB abgeraten. Hinsichtlich der Ausbildung einer breiteren Kopfböschung als in den Berechnungsschnitten angesetzt, ist dann voraussichtlich eine flachere Böschungsneigung auszubilden. In Einzelfällen können dort auch noch Optimierungen möglich werden.

Querprofil [km]	Sicherungs- variante	Höhe des Sicherungsbauwerks	Breite des Sicherungsbau- werks	Neigung des Sicherungs- bauwerks
2+970 Süd	1. Lisenenwand	Lisene: 6,8 m ü. Achslage	-	ca. 80°
		Kopfböschung: 4,3 m	8,6 m	27° (1 : 2)
		Gesamtböschung: 11,1 m ü. Achslage	10,9 m	45° (1 : 1)
	2. Bohrpfahlwand	Bohrpfahl: 6,3 m ü. Achslage	0,6 m (Bohrpfahl)	90°
		Kopfböschung: 5,6 m	11,3 m	27° (1 : 2)
		Gesamtböschung: 11,9 m ü. Achslage	11,9 m	50°
	3. Kombinierte Sicherung	Mauer: 4,5 m ü. Achse Einbindung: 1,6 m u. Achse	2,2 m (Kopfbreite) 5,5 m (Fußbreite)	8° (Hinterkante)
		Lisene: 5,0 m	-	80°
		Kopfböschung: 1,9 m	5,5 m	19°
		Gesamtböschung: 11,4 m ü. Achse	13,4 m	40°
		Mauer: 5,8 m ü. Achslage Einbindung: 3,2 m u. Achse	2,5 m (Kopfbreite) 6,0 m (Fußbreite)	7° (Hinterkante)



Querprofil [km]	Sicherungs- variante	Höhe des Sicherungsbauwerks	Breite des Sicherungsbau- werks	Neigung des Sicherungs- bauwerks
	4. Schwere- wichtsmauer	Kopfböschung: 6,3 m	17,8 m	19,5°
		Gesamtböschung: 12,1 m ü. Achse	22,7 m	28°

Tabelle 3.5-1: Angesetzte Böschungsgeometrie der untersuchten Sicherungsvarianten

In den Tabellen 3.5-2 und 3.5-4 sind im Folgenden die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen zusammengestellt.

Querprofil [km]	Sicherungsvariante	Ausnutzung [μ]	Anlage Nr.
2+970 Süd	1. Lisenenwand	nach Bishop: 0,99	3.1.2.1
		nach Blockgleitverfahren: 0,71	3.1.2.2
	2. Bohrpfahlwand	nach Bishop: 0,97	3.1.3.1
	3. Kombinierte Sicherung	nach Bishop: 1,00	3.1.4.1
		nach Blockgleitverfahren: 0,43	3.1.4.2
		Gleiten: 0,79	3.1.4.3
		Grundbruch: 0,973	3.1.4.3
	4. Schwergewichtsmauer	nach Bishop: 1,04	3.1.5.1
		Gleiten: 0,49	3.1.5.2
		Grundbruch: 1,14	3.1.5.2

Tabelle 3.5-2: Ergebnisse der Standsicherheitsnachweise für die Böschung im Lastfall BS-A

Querprofil [km]	Sicherungsvariante	Ausnutzung [μ]	Anlage Nr.
2+970 Süd	1. Lisenenwand	nach Bishop: 0,84	3.1.2.3
		nach Blockgleitverfahren: 0,72	3.1.2.4
	2. Bohrpfahlwand	nach Bishop: 0,83	3.1.3.3
	3. Kombinierte Sicherung	nach Bishop: 0,90	3.1.4.4
		nach Blockgleitverfahren: 0,57	3.1.4.5

Tabelle 3.5-3: Ergebnisse der Standsicherheitsnachweise für die Böschung im Lastfall BS-E



Querprofil [km]	Sicherungsvariante	Ausnutzung [μ]	Anlage Nr.
2+970 Süd	1. Lisenenwand	nach Bishop: 0,88	3.1.2.5
		nach Blockgleitverfahren: 0,75	3.1.2.6
	2. Bohrpfahlwand	nach Bishop: 0,86	3.1.3.5
	3. Kombinierte Sicherung	nach Bishop: 0,85	3.1.4.7
		nach Blockgleitverfahren: 0,36	3.1.4.8

Tabelle 3.5-4: Ergebnisse der Standsicherheitsnachweise für die Böschung im Lastfall BS-P

Der Vergleich der unterschiedlichen Bemessungssituationen der jeweiligen Sicherungsvarianten zeigt, dass die Berücksichtigung der reduzierten Kennwerte mit Anwendung des außergewöhnlichen Lastfalls (BS-A) maßgebend ist.

Die Sicherung mittels Lisenenwand und Kopfböschung benötigt im Vergleich zu einer Sicherung mit Bohrpfahlwand weniger Rückverankerungen. Bei einer gleichen Anzahl von 4 Ankern in vertikaler Richtung je Sicherungselement, reduziert sich der erforderliche horizontale Nagelabstand von 2,0 m (Lisenenwand) auf 1,5 m (Bohrpfahlwand). Dies begründet sich einerseits in der Geometrie der zum Hang geneigten Lisenenwand, andererseits wurden bei der Vorbemessung der Bohrpfahlwand zusätzliche Tragfähigkeitsreserven zur Berücksichtigung teilweise höherer Beanspruchungen der Anker im Bauzustand angesetzt.

Eine kombinierte Sicherung mittels Schwergewichtsmauer und rückverankerter Lisenenwand (Variante 3) erfordert sehr große Abmessungen des Stützbauwerks. Die Mauer ist mit einer Breite von $b_{\text{oben}} = 2,2 \text{ m}$ bzw. $b_{\text{unten}} = 5,5 \text{ m}$ sowie einer Gesamthöhe von 6,1 m bei einer erforderlichen Einbindetiefe von 1,1 m und einer Neigung der Hinterkante von 8° auszuführen. Die Böschung oberhalb des Stützbauwerks ist zusätzlich über eine rückverankerte Lisenenwand mit einer Höhe von etwa 5 m zu sichern. Die Lisenenwand ist über insgesamt 3 Anker (gestaffelt, $l = 22$ bis 28 m) mit einem horizontalen Abstand von 1,5 m zu verankern. Die Verpresskörperlänge ergibt sich zu 8 m. Die Nägel wurden mit einer Neigung von 20° zur Horizontalen modelliert. Bei der kombinierten Variante (Variante 3) wurde zudem die **Kopfböschungsneigung auf ca. 20°** reduziert, um die aus der Kopfböschung resultierenden Lasten auf die Bauwerke zu minimieren. Die angesetzte, maximale Breite der Kopfböschung von 20 m wird aufgrund der insgesamt großen Sicherungshöhe bei der kombinierten Sicherung trotzdem eingehalten.



Für eine Sicherung der Böschung durch eine **Schwergewichtsmauer (Variante 4)** zeigen Nachweise für eine Bauteilmächtigkeit von $b_{\text{oben}} = 2,5 \text{ m}$ bzw. $b_{\text{unten}} = 6,0 \text{ m}$ sowie eine Gesamthöhe von $9,0 \text{ m}$, dass Standsicherheitsnachweise noch nicht erbracht werden können. Eine Vergrößerung der Dimensionen und der Einbindetiefe wird erforderlich, weshalb die Variante gegenüber den vorherbeschriebenen Varianten als nicht wirtschaftlich betrachtet wird. Die Variante 4 wurde daher nur für den relevanten, da ungünstigsten Lastfall BS-A berechnet. Die Variante erscheint daher in den anstehenden Lockergesteinsböden nicht als empfehlenswert.

Voraussetzung für die Einhaltung eines zulässigen Ausnutzungsgrads $\mu \leq 1,0$ ist die Beschränkung der Neigung der Kopfböschung auf maximal 27° (ca. $1 : 2$), bzw. hier für die Variante 3 der kombinierten Lösung auf maximal 20° Kopfböschungsneigung und die Gewährleistung einer ausreichenden Entwässerung.

Fazit: Mit den vorgestellten Systemen können die festgestellten Risiken aus dem Hang langfristig minimiert und die Sicherheit für den Straßenverkehr und die Böschung gewährleistet werden. Mit Bezug auf die Ausführungen in Kapitel 3.4 sind die einzelnen Varianten unter Berücksichtigung der örtlichen Faktoren in einer Planung detailliert zu betrachten und bezüglich der Kosten zu bewerten. Eine Kombination aus verschiedenen Maßnahmen in den unterschiedlichen Abschnitten erscheint denkbar.

3.6 Längsentwicklung der Bauwerks- und Böschungshöhen entlang der Streckenachse

Für die südliche und nördliche Einschnittsböschung wurde die Entwicklung der Bauwerks- und Böschungshöhen entlang der Streckenachse abgeleitet. Die Geometrien sind für die betrachteten Sicherungsvarianten in der Anlage 5.1 – 5.2 zusammengestellt. Aus den Standsicherheitsuntersuchungen im Berechnungsschnitt 1 sowie aus Vorbetrachtungen wurden die Geometrien für die Sicherungsbauwerke sowie für die Höhen der Kopfböschungen aus der Gesamtböschungshöhe in einem Abstand in einem Raster von 40 m entlang der Streckenachse abgeleitet. Neben der Geländegeometrie wurde hierbei die Entwicklung der geologischen Schichten berücksichtigt.

Zwischen den in einem Abstand von 40 m angegebenen Geometrien darf interpoliert werden. An den Rändern darf eine freie Böschung ohne technische Sicherung und einer Böschungsneigung von $1 : 2$ (ca. 27°) fortgeführt werden. Entlang der Längsentwicklung darf davon ausgegangen werden,



dass mit den im Berechnungsschnitt 1 untersuchten Ankerrastern, Ankerlängen und Einbindetiefen die Standsicherheit der Böschungen nachgewiesen werden kann. Im Zuge weiterer Planungen sind Optimierungen hinsichtlich der Geometrie und Ankeranordnungen möglich, sofern sich nicht durch zusätzliche Laststellungen oder neue Aufschlüsse ungünstigere Beanspruchungen ergeben.

3.7 Bauzustand

Zusätzlich zu den Sicherungen im Endzustand ist für die Sicherungen auch der Bauzustand zu untersuchen. Es ist hierbei zu beachten, dass eine temporär standsichere Ausbildung einer freigebochten Böschung nur unter einem verhältnismäßig flachen Winkel möglich erscheint. Im Falle einer steileren, bauzeitlichen Böschung sind zusätzliche Maßnahmen zum Erreichen einer Kurzzeitstandfestigkeit erforderlich.

Im Rahmen der Erstellung dieses Gutachtens wurden bauzeitliche Sicherungen durch eine Spritzbetonschale mit Bodenvernagelung sowie die Ausführung von Verpressankern anhand der Modellgeometrie zur kombinierten Sicherung (höchste Böschungshöhe) untersucht. Die Geometrie der Variante zur kombinierten Sicherung stellt hierfür den ungünstigsten Fall dar, da in dieser Variante die Einschnittsböschung mit zwei Bauwerken gesichert werden, welche insgesamt die größte, steil gesicherte Böschungshöhe darstellt. Des Weiteren kommt bei der kombinierten Sicherung hinzu, dass die Schwergewichtsmauer am Fuß eine Einbindetiefe erfordert. Dies führt dort zum Erfordernis einer zusätzlichen Baugrube und somit zu einer nochmals höheren, zu sichernden Baugrubenwand.

Aufgrund aller bisherigen Berechnungen der vorangegangenen Abschnitte erfolgen die Berechnungen nur für die außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A) unter Ansatz der reduzierten Kennwerte nach [U 3], da diese gegenüber den Nachweisen in der Bemessungssituation (BS-T) maßgebend werden. Darüber hinaus wird ein im Bereich der Kopfböschung abgesenkter Grundwasserspiegel (Ausführung von Sickerschlitzen o.ä.) vorausgesetzt. Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 3.7-1 dargestellt.

Für die Herstellung der Sicherungsvariante für die kombinierte Sicherung, die den ungünstigsten Bauzustand darstellt, sind wir von folgendem Bauablauf ausgegangen:

1. Herstellen der Kopfböschung und Vorsehen von Sickerschlitzen innerhalb der Kopfböschung



2. Aushub im Bereich der ersten Nagelreihe/Ankerlage (Lisenenwand)
3. Herstellen der ersten Nagelreihe/Ankerlage (Lisenenwand), inklusive Spritzbetonschale und Drainagebohrungen
4. Aushub und Herstellen aller weiteren Nagelreihen/Ankerlagen (Lisenenwand), inklusive Spritzbetonschale und Drainagebohrungen
5. Herstellen der Lisenenwand mit allen Ankerlagen
6. Aushub im Bereich der ersten Nagelreihe/Ankerlage (Schwergewichtsmauer) und Drainagebohrungen
7. Herstellen der ersten Nagelreihe/Ankerlage (Schwergewichtsmauer) und Drainagebohrungen
8. Herstellen der Schwergewichtsmauer

Die Standsicherheitsuntersuchungen erfolgen im Bauzustand zur Berücksichtigung des ungünstigsten Lastfalls vor Setzen der weiteren Nagelreihe/Ankerlage; der Aushub ist also bereits erfolgt. Der Bauzustand für die kombinierte Sicherung deckt zudem die Erstellung einer tiefen Baugrube zur Herstellung der Einbindung der Schwergewichtsmauer mit ab.

Querprofil [km]	Sicherungsvariante		Ausnutzung [μ]	Anlage Nr.
2+970	Böschungsvernagelung	BS-A	nach Bishop: 1,35	3.2.1
	Rückverankerung über Verpressanker	BS-A	nach Bishop: 0,97	3.2.2.1
			nach Blockgleitverfahren: 0,85	3.2.2.2

Tabelle 3.7-1: Ergebnisse der Standsicherheitsnachweise für die Böschung im Bauzustand

Die Berechnungsergebnisse verdeutlichen, dass eine bauzeitliche Sicherung der Böschung durch eine Böschungsvernagelung nicht praktikabel erstellt werden kann. Dieses Ergebnis wurde auch schon für einen Bauzustand in den Einschnitten 1 und 2 gezeigt. Der errechnete Ausnutzungsgrad $\mu = 1,35$ entspricht nicht den Anforderungen an die erforderliche Standsicherheit im Bauzustand.

Durch eine Rückverankerung der Böschung über Verpressanker mit einem sehr engen Ankerabstand kann die erforderliche Standsicherheit nachgewiesen werden. Die Anker sind lagenweise in den Bereichen der geplanten Sicherungsbauwerke (Kombination Schwergewichtsmauer – Lisenenwand) mit einem vertikalen Ankerabstand von ca. 1,7 m und einem horizontalen Ankerabstand von



ca. 1,5 m einzubauen. Es ist darauf zu achten, dass die Ankerreihen im Bereich der Lisenenwand zwischen den Ankerbalken ausgeführt werden.

3.8 Weitere mögliche Sicherungsvarianten

Es erscheinen weitere Sicherungsvarianten als Teillösungen oder als Gesamtsicherung in den Bereichen, welche unter einer Böschungsneigung von 1 : 1,5 nicht standsicher sind ggfs. sinnvoll. Möglich ist auch eine Kombination von mehreren Varianten als Sicherungslösung für die verschiedenen Bereiche.

1. **Rückverankerte Spritzbetonschale:** Die Ausführung einer rückverankerten Spritzbetonschale über die vollständige Böschungshöhe kann auch für den Endzustand erfolgen. Nachweise für den Bauzustand zeigen, dass eine Sicherung nur durch vorgespannte Verpressanker mit Begrenzung der Krafteintragungslänge erfolgen kann. Dies gilt entsprechend für den Endzustand. Hier ist zur Erreichung einer optisch ansprechenden Ansicht eine Vorsatzschale aus Stahlbeton, Mauerwerk oder Gabionenkörben möglich.
2. **Stützscheiben:** Als weitere Sicherungsvariante für die Kopfböschung bzw. für Bereiche einer freien Böschung wird das Ausführen von Stützscheiben zur Stabilisierung der Böschung gesehen. Hierbei werden in regelmäßigen Abständen von ca. 5 – 10 m schlitzweise Bereiche der Böschung ausgehoben und mit Beton verfüllt bzw. mit tragfähigeren Böden vermischt. Durch den Einsatz von tragfähigem Material erhöht sich die Tragfähigkeit der Böschung und damit die Standsicherheit.
3. **Vernagelung der Kopfböschung mit Frontausbildung durch Übernetzung:** Gut vorstellbar ist, eine steilere Ausführung der Kopfböschung durch eine Vernagelung mit Frontausbildung mittels einer Übernetzung durch hochfestes Stahldrahtgeflecht in Verbindung mit Erosionsschutzmatten vorzusehen. Der Platzbedarf durch den Einschnitt kann hierdurch weiter herabgesetzt werden. Ebenfalls bestehen bei einer Frontausbildung durch eine Übernetzung Vorteile hinsichtlich des Natur- und Artenschutzes und einer Einbindung ins Landschaftsbild. An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass Übernetzungen in Deutschland keine bauaufsichtliche Zulassung besitzen, jedoch im Straßenbereich wie auch im Bahnbereich durch die hier vorliegende EBA-Zulassung breite Anwendung finden.



3.9 Entwässerungsmaßnahmen

In den vorlaufend vorgestellten Berechnungen wurde davon ausgegangen, dass in der Kopfböschung mithilfe von Drainagemaßnahmen (bspw. durch Sickerschlitze, wie nachstehend beschrieben) der Grundwasserspiegel am Böschungskopf bis hin zum Sicherungsbauwerk abgesenkt wird. Weiterhin wurde davon ausgegangen, dass hinter dem jeweiligen Sicherungsbauwerk Drainagebohrungen (auch im Lockergestein) ausgeführt werden, um dort einen anstehenden Wasserdruck auf das Bauwerk selbst zu verhindern, sowie zu verhindern, dass es durch einen Wasserstau in gering durchlässigeren Schichten zu einem verstärkten Aufweichen der Böden kommt.

Es ist daher sicherzustellen, dass sich gegenüber den in der Berechnungen angesetzten Wasserständen kein ungünstigerer, d.h. höherer Grundwasserspiegel einstellt. In Ergänzung hierzu werden Grundwassermessstellen empfohlen, mit denen die Grundwasserstände im Zuge der weiteren Planung baubegleitend und dauerhaft überwacht werden. Werden keine Entwässerungsmaßnahmen in der Böschung und dem Einschnitt ausgeführt, ist in weiterführenden Standsicherheitsberechnungen auf der sicheren Seite von einem bis zum Sicherungsbauwerk auf Geländeoberkante anstehenden Grundwasserspiegel auszugehen.

Für die dauerhafte Sicherstellung einer geordneten Entwässerung werden daher für die Ausführung aller hier rechnerisch betrachteter Sicherungsvarianten nachstehend beschriebene Sickerschlitze im Kopfböschungsbereich sowie Drainagebohrungen im Bereich des Sicherungsbauwerks notwendig.

Sickerschlitz: Zur Stabilisierung der Böschung und zur Gewährleistung einer Grundwasserabsenkung (wie hier rechnerisch angesetzt) sind Sickerschlitze anzuordnen. Dafür sind in regelmäßigen Abständen von ca. 5 – 10 m schlitzweise Böschungsbereiche auszuheben und mit durchlässigem Kiesmaterial filterstabil zu verfüllen. Durch den Einsatz von durchlässigem Material kann der Wasserspiegel und dessen Austrittspunkt aus der Böschung herabgesetzt werden, wodurch sich die Standsicherheit erhöht.

Es ist zu berücksichtigen, dass der Sickerschlitze bei der Betrachtung eines ebenen Rechenquerschnitts aufgrund der begrenzten Reichweite einer Absenkung tiefer ausgeführt werden muss als in der Berechnung angesetzt. Es ist nach Niederschlägen mit einem höheren Wasserandrang zu rechnen.



Sickerstützscheiben: Zur weiteren Stabilisierung der Böschungsschultern können auch Sickerstützscheiben angeordnet werden. Hierbei werden in ausgehobene Schlitze grobkörniges Material mit definierter Scherfestigkeit oder Einkornbeton eingebaut und verdichtet. Somit kann neben der Drainagefunktion von einer Stützung der Böschung ausgegangen werden, die rechnerisch in Ansatz gebracht werden kann. Sickerstützscheiben kombinieren die Vorteile der vorgenannten Stützscheiben und Sickerschlitze.

Auch in den Bereichen der im Einschnitt 3 anstehenden Lockergesteine empfiehlt sich bergseitig der Sicherungsbauwerke die Erstellung von Drainagebohrungen, durch die der Wasserspiegel bereits weit hinter der Sicherung bzw. der Böschungsoberfläche abgesenkt werden kann. Abzuführende Wassermengen vergrößern sich dadurch nur untergeordnet. Durch eine Variation der Winkel der Drainagebohrungen zur Horizontalen können Dichthorizonte durchstoßen und Schichtwässer, die sonst bis zur Geländevorderkante laufen, mit einiger Zuverlässigkeit aus dem hinter dem Sicherungsbauwerk anstehendem Baugrund kontrolliert abgeführt werden.

Aus den vorwiegend bindigen Böden ist von einem eher geringen Wasserandrang auszugehen. In den vorhandenen hangschuttartigen Bereichen mit grobkörnigeren Einlagerungen kann es zu einem vermehrten Wasserandrang kommen. Auch aus diesem Grund ist eine Wasserableitung für die vorgesehenen Kopfböschungen bedeutsam. Mit anfallendem Schichtwasser oder Oberflächenwasser ist zu rechnen. Das anfallende Wasser kann über die Streckenentwässerung gefasst werden und ist vor Einleitung in den Vorfluter vorzuklären.

Bei einer Sicherung durch eine Schwergewichtsmauer und eine rückverankerte Lisenenwand ist die erdberührte Fläche z.B. durch Drainagematten wasserdurchlässig auszubilden und zusätzlich das Bauwerk durch Entwässerungsöffnungen über dem Straßengraben zu entwässern. Dies ist ebenfalls bei einer aufgelösten Bohrpfehlwand in den Spritzbetonausfachungsbereichen auszuführen. Eine Grabenentwässerung in der Einschnittssohle wird erforderlich und kann durch die Straßenentwässerung realisiert werden. Generell sollte oberhalb der Sicherungsbauwerke eine in Trassenrichtung laufende oberflächige Wasserableitung (Entwässerungsmulde) für die Oberflächenwässer aus der Kopfböschung geführt werden.

In Berechnungen der Böschungssicherung im Bauzustand wird ein ungünstigerer Wasserspiegel bis zur Geländevorderkante im Bereich des Sicherungsbauwerks gegenüber den Untersuchungen im



Endzustand berücksichtigt, da davon ausgegangen werden muss, dass die im Zuge der abgegraben Böschung herzustellende Dränierung erst zeitverzögert wirksam wird.

4. ZUSAMMENFASSUNG

4.1 Böschungssicherung

Voruntersuchungen haben ergeben, dass bereichsweise die Standsicherheit der geplanten Böschungen unter einer Neigung von 1 : 1,5 nicht gegeben ist. Im Zuge weiterer Planungen sind Optimierungen jedoch bereichsweise möglich. Es sind zusätzliche Sicherungsmaßnahmen auszuführen. Hierzu wurde nach einer Variantendiskussion und in Abstimmung mit dem LGRB die Sicherung der Böschungsbereiche mittels vier möglicher Varianten untersucht. In allen Varianten wurde, aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, eine oberhalb der Sicherungsbauwerke anschließende Kopfböschung angesetzt.

Die Untersuchungen zur Standsicherheit der Kopfböschung im Einschnitt Nr. 1 und 2 haben ergeben, dass die Böschung unter einer maximalen Neigung von 27° (ca. 1 : 2) ausgeführt werden kann, um den Anforderungen an einen Neubau zu entsprechen. Dies wurde in den Untersuchungen für den Einschnitt 3 (siehe Anlage 3.1.1.1-3.1.1.3) bestätigt. Für die Variante 3 (kombinierte Sicherung) wurde eine reduzierte Kopfböschungsneigung von ca. 20° berücksichtigt. Gemäß den Untersuchungsergebnissen kann die notwendige Standsicherheit nur unter Berücksichtigung einer ausreichenden Entwässerung der Kopfböschung erreicht werden.

Für eine Sicherungslösung sind die Varianten unter Berücksichtigung der örtlichen Faktoren im Detail zu betrachten und hinsichtlich der Kosten zu bewerten. Hierbei ist unter anderem auch die vertikale Lastabtragung aus den vertikalen Ankerbalken der Lisenenwand, der Bauzustand wie auch eine ggf. erforderliche Verlängerung der Bohrpfähle zu betrachten. Eine kombinierte Ausführung von mehreren Lösungen in den unterschiedlichen standsicherheitsgefährdeten Bereichen erscheint ebenfalls praktikabel.

Die Betrachtung der reduzierten Kennwerte zur Berücksichtigung einer erhöhten Rutschgefahr im Bereich der untersuchten Hänge ist in allen untersuchten Varianten maßgebend. Ausgehend von



den vorlaufend beschriebenen Untersuchungen und den zugehörigen Ergebnissen erscheint eine Böschungssicherung durch eine über Verpressanker rückverankerte Bohrpfahlwand oder durch eine Lisenenwand wirtschaftlich und praktikabel. Die Vorteile der Lisenenwand in der Vertikallastabtragung, welche bei gut tragfähigem Baugrund (gering bis mäßig verwitterte Tonsteinschichten – Schicht 5b und 5c) im Fußbereich der Sicherung gesehen werden, können bei der im Einschnitt 3 vorhandenen Baugrundsichtung nicht aktiviert werden. Die schwierigen Verhältnisse bezogen auf die Tragfähigkeit im Fußbereich der Sicherungen zeigen auch die nicht erfolgreich geführten Nachweise zum Grundbruch bei der Variante 4 (Schwergewichtsmauer). Zudem wird bei einer Lösung mit Lisenenwand auf das Erfordernis einer zusätzlichen bauzeitlichen Sicherung (siehe Kapitel 3.7) und die daraus resultierende sehr hohe Ankerzahl (einerseits für die bauzeitliche Sicherung, andererseits für die dauerhaften Verankerungen der Lisenenwand) hingewiesen. Durch die hier vorgenommenen Betrachtungen mit mehreren Lastfällen, auch zur Berücksichtigung einer erhöhten Tendenz der Böden zu Rutschungsereignissen ergibt sich auch aufgrund der ungünstigen Baugrundkennwerte eine Empfehlung hin zur einer Sicherung durch eine rückverankerte Bohrpfahlwand. Eine dauerhafte Zugänglichkeit der Ankerköpfe der Rückverankerung ist zu beachten.

Ergänzend zu den rechnerisch untersuchten Möglichkeiten der Böschungssicherung ergeben sich weitere Sicherungsmaßnahmen wie Stützscheiben, eine Rückverankerung der Böschung, die neben dem Bauzustand auch für den Endzustand fungiert und zusätzliche Maßnahmen zur Sicherung der Kopfböschung für deren Diskussion wir gerne zur Verfügung stehen.

Für die Böschungssicherung ist eine **Objekt- und Tragwerksplanung** erforderlich.

4.2 Sonstige Empfehlungen

Sollten geotechnische Fragen auftreten, die im vorliegenden Gutachten nicht bzw. nicht ausreichend behandelt wurden, oder sollten sich Abweichungen bzw. Änderungen in den Planungen bzw. Annahmen ergeben, die diesem Gutachten zugrunde gelegt wurden, so ist die Dr. Spang GmbH vom Auftraggeber zu informieren und zu einer ergänzenden Stellungnahme aufzufordern.

Folgerungen und Empfehlungen sind im Zuge der weiteren Planung zu überprüfen und ggf. anzupassen.



DR. SPANG

Projekt: 38.5387

Seite 29

27.03.2018

Zur Beantwortung weiterer Fragen stehen wir Ihnen gerne jederzeit zur Verfügung.

i.V.

Dr.-Ing. Axel Möllmann
(Projektleiter)

i.A.

Dipl.-Ing. Kathrin Brauer
(Projektingenieurin)

- Verteiler:**
- Regierungspräsidium Tübingen, Referat 42 - Steuerung und Baufinanzen, Vertrags- und Verdingungswesen, Herr Matthias Schneck, Konrad-Adenauer-Straße 20, 72072 Tübingen, 5 x, davon 1 x vorab per Mail an <matthias.schneck@rpt.bwl.de>
 - Dr. Spang GmbH, Esslingen, 1 x



DR. SPANG

Projekt: 38.5387

27.03.2018

Anlage 1: Übersichtslageplan

INHALT

1.0	Titelblatt	(1)
1.1	Übersichtslageplan 1 : 100.000	(1)



DR. SPANG

Übersichtslageplan

AUFTRAGGEBER:
Regierungspräsidium Tübingen

PROJEKT:
Ortsumfahrung Lautlingen
Böschungssicherung Einschnitt
Nr. 3 - km 2+900 - 3+300

Anlage:	1.1
Projekt Nr.:	38.5387
Plan Nr.:	38.5387/ 1.1
Datum:	26.07.2017
Maßstab:	1:100.000
Gezeichnet:	Car
Geprüft:	Bra



DR. SPANG

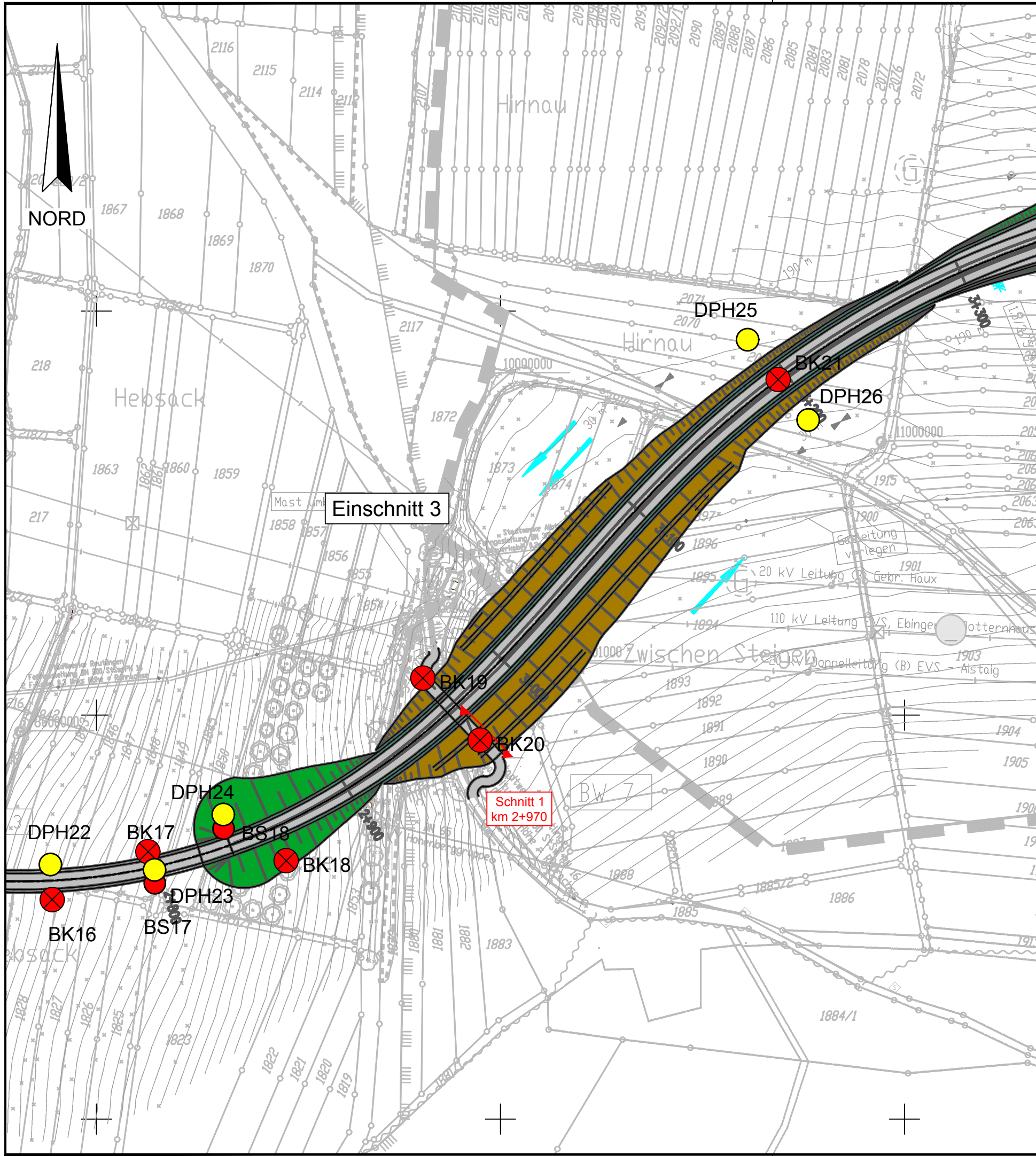
Projekt: 38.5387

27.03.2018

Anlage 2: Lageplan

INHALT

2.0	Titelblatt	(1)
2.1	Lageplan 1 : 2.000	(1)





DR. SPANG

Projekt: 38.5387

27.03.2018

Anlage 3: Statische Berechnungen

INHALT

3.0	Titelblatt und Zusammenstellung A1 – A2	(3)
3.1	Schnitt 1 - km 2+970 Süd	(24)
3.2	Schnitt 1 - km 2+970 Süd, Bauzustand	(3)



Anlage 3 Statische Berechnungen		
Anla- gen-Nr.	Inhalt	Beschreibung
3.1	Schnitt 1 – km 2+970 – Süd	
3.1.1	Vorbetrachtung Kopfböschung	Sicherung mit verankerter Stützwand (bspw. Bohrpfahlwand) und Kopfböschung
3.1.1.1		Geländebruch der Kopfböschung, BS-A
3.1.1.2		Geländebruch der Kopfböschung, BS-E
3.1.1.3		Geländebruch der Kopfböschung, BS-P
3.1.2	Variante 1, Stützwand, verankert	Sicherung mit verankerter Stützwand (bspw. Lisenwand) und Kopfböschung
3.1.2.1		Geländebruch nach Bishop, BS-A
3.1.2.2		Geländebruch nach Blockgleitverfahren, BS-A
3.1.2.3		Geländebruch nach Bishop, BS-E
3.1.2.4		Geländebruch nach Blockgleitverfahren, BS-E
3.1.2.5		Geländebruch nach Bishop, BS-P
3.1.2.6		Geländebruch nach Blockgleitverfahren, BS-P
3.1.3	Variante 2, Bohrpfahlwand, verankert	Sicherung mit aufgelöster Bohrpfahlwand mit Spritzbetonausfachung und Kopfböschung
3.1.3.1		Geländebruch nach Bishop, BS-A
3.1.3.2		Vordimensionierung Bohrpfahlwand, BS-A
3.1.3.3		Geländebruch nach Bishop, BS-E
3.1.3.4		Vordimensionierung Bohrpfahlwand, BS-E
3.1.3.5		Geländebruch nach Bishop, BS-P
3.1.3.6		Vordimensionierung Bohrpfahlwand, BS-P
3.1.4	Variante 3, kombinierte Sicherung	Sicherung mit Schwergewichtsmauer und verankerter Stützwand
3.1.4.1		Geländebruch nach Bishop, BS-A
3.1.4.2		Geländebruch nach Blockgleitverfahren, BS-A
3.1.4.3		Vordimensionierung Schwergewichtsmauer, BS-A
3.1.4.4		Geländebruch nach Bishop, BS-E
3.1.4.5		Geländebruch nach Blockgleitverfahren, BS-E
3.1.4.6		entfällt
3.1.4.7		Geländebruch nach Bishop, BS-P
3.1.4.8		Geländebruch nach Blockgleitverfahren, BS-P



3.1.5	Variante 4, Schwergewichtsmauer	Sicherung mit Schwergewichtsmauer und Kopfböschung
3.1.5.1		Geländebruch nach Bishop, BS-A
3.1.5.2		Vordimensionierung Schwergewichtsmauer, BS-A
3.2	Schnitt 1 – km 2+970 – Süd – Untersuchung Bauzustand	
	Bauzustand, Variante Nägel	Bauzeitliche Sicherung der Böschung für die kombinierte Sicherung mit Schwergewichtsmauer und verankerter Stützwand, Sicherung durch Nägel
3.2.1.		Geländebruch nach Bishop, BS-A
3.2.2	Bauzustand, Variante Anker	Bauzeitliche Sicherung der Böschung für die kombinierte Sicherung mit Schwergewichtsmauer und verankerter Stützwand, Sicherung durch Anker
3.2.2.1		Geländebruch nach Bishop, BS-A
3.2.2.2		Geländebruch nach Blockgleitverfahren, BS-A



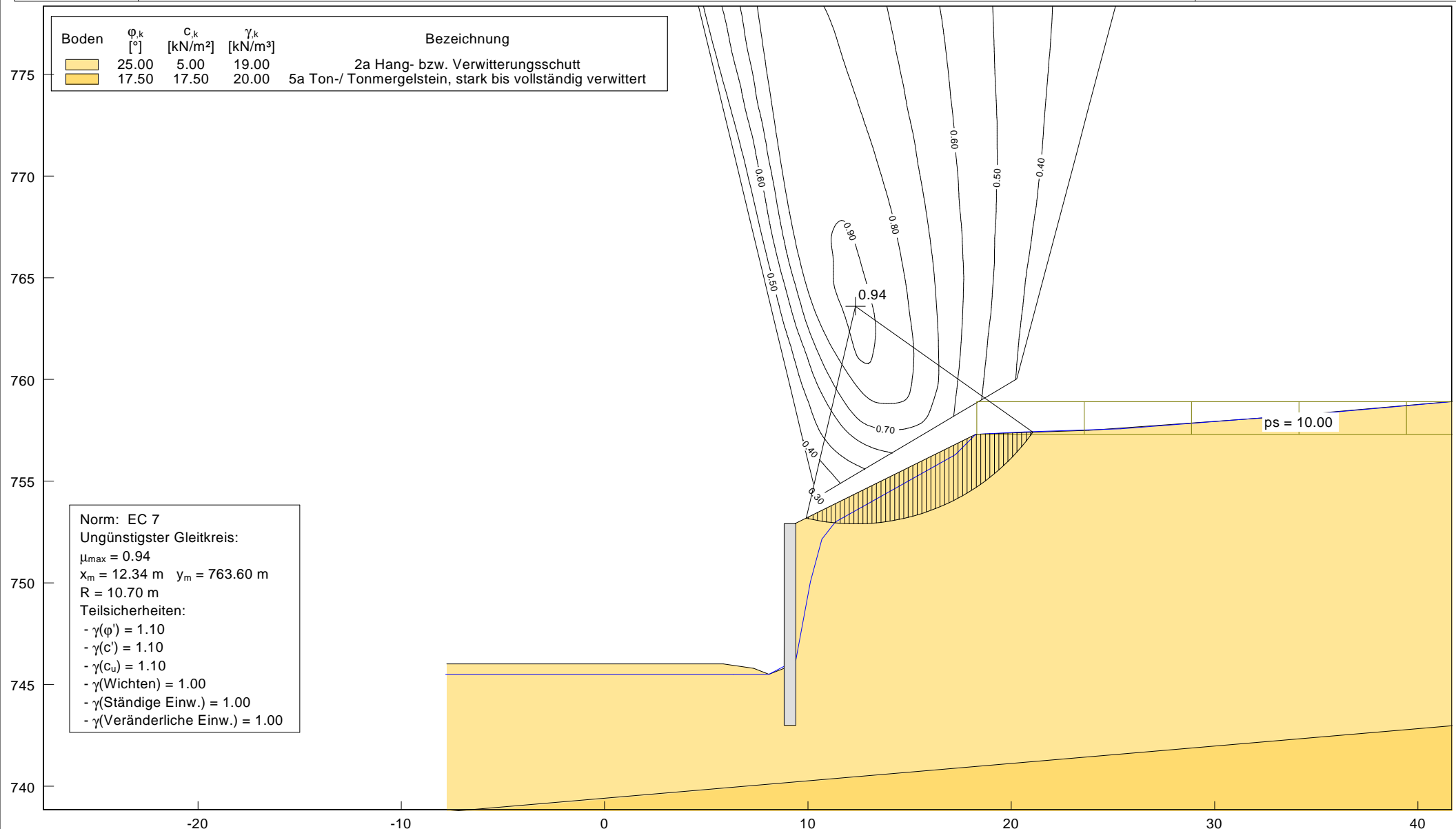
DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Kopfböschung _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387
Anlage: 3.1.1.1
Bearbeiter: Mö
Datum: 10.01.2018

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	25.00	5.00	19.00	2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
	17.50	17.50	20.00	5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert





DR. SPANG

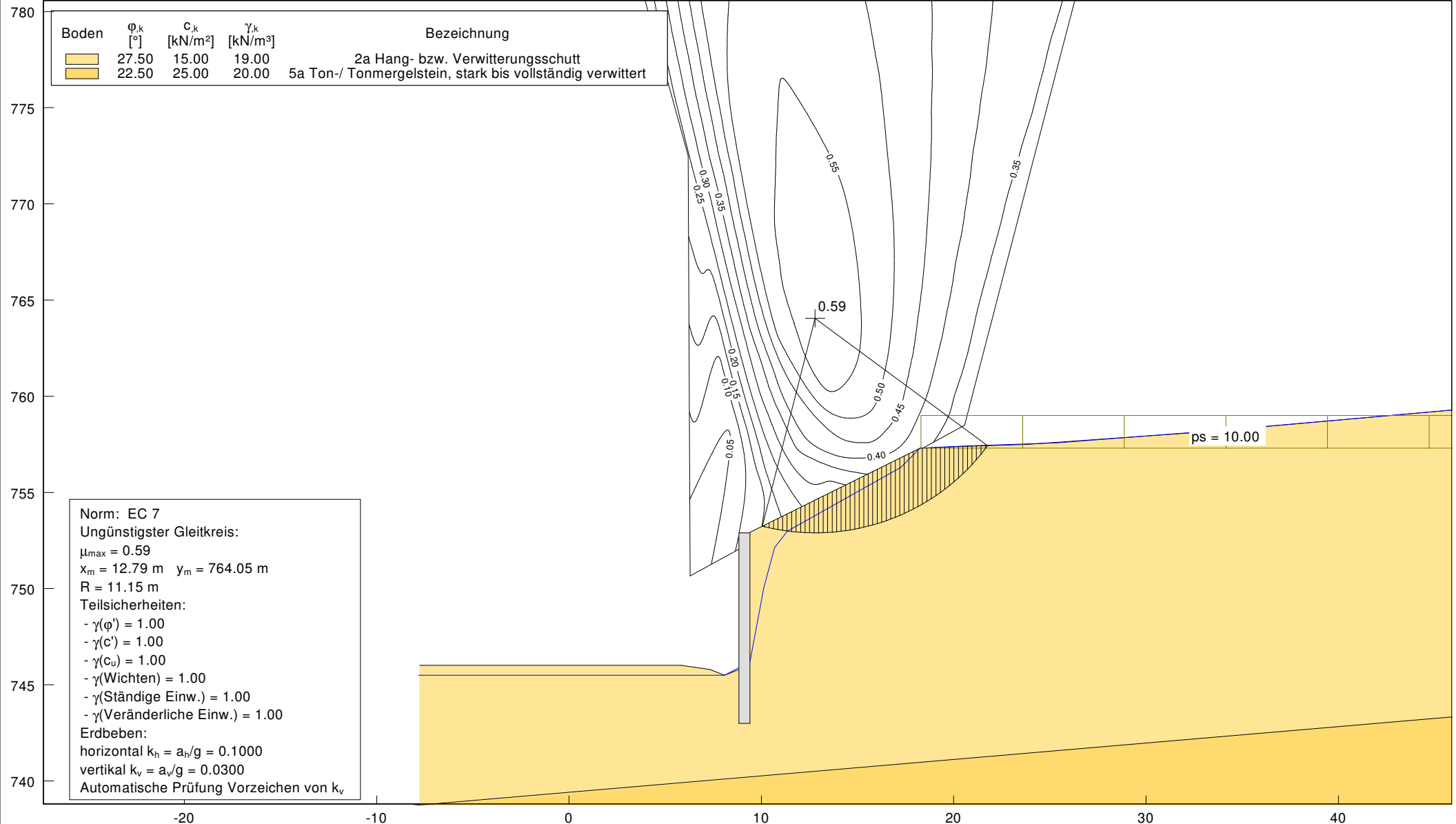
Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3 Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Kopfböschung _ BS-E

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.1.2

Bearbeiter: Bra

Datum: 07.12.2017





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3 Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Kopfböschung _ BS-P

Projekt: P 38.5387
Anlage: 3.1.1.3
Bearbeiter: Bra
Datum: 07.12.2017

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	Bezeichnung
	27.50	15.00	19.00	2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
	22.50	25.00	20.00	5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert

775

770

765

760

755

750

745

Norm: EC 7
Ungünstigster Gleitkreis:
 $\mu_{\max} = 0.59$
 $x_m = 12.11 \text{ m}$ $y_m = 763.79 \text{ m}$
 $R = 10.89 \text{ m}$
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\phi') = 1.25$
- $\gamma(c') = 1.25$
- $\gamma(c_u) = 1.25$
- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$

-20

-10

0

10

20

30

40

ps = 10.00



DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

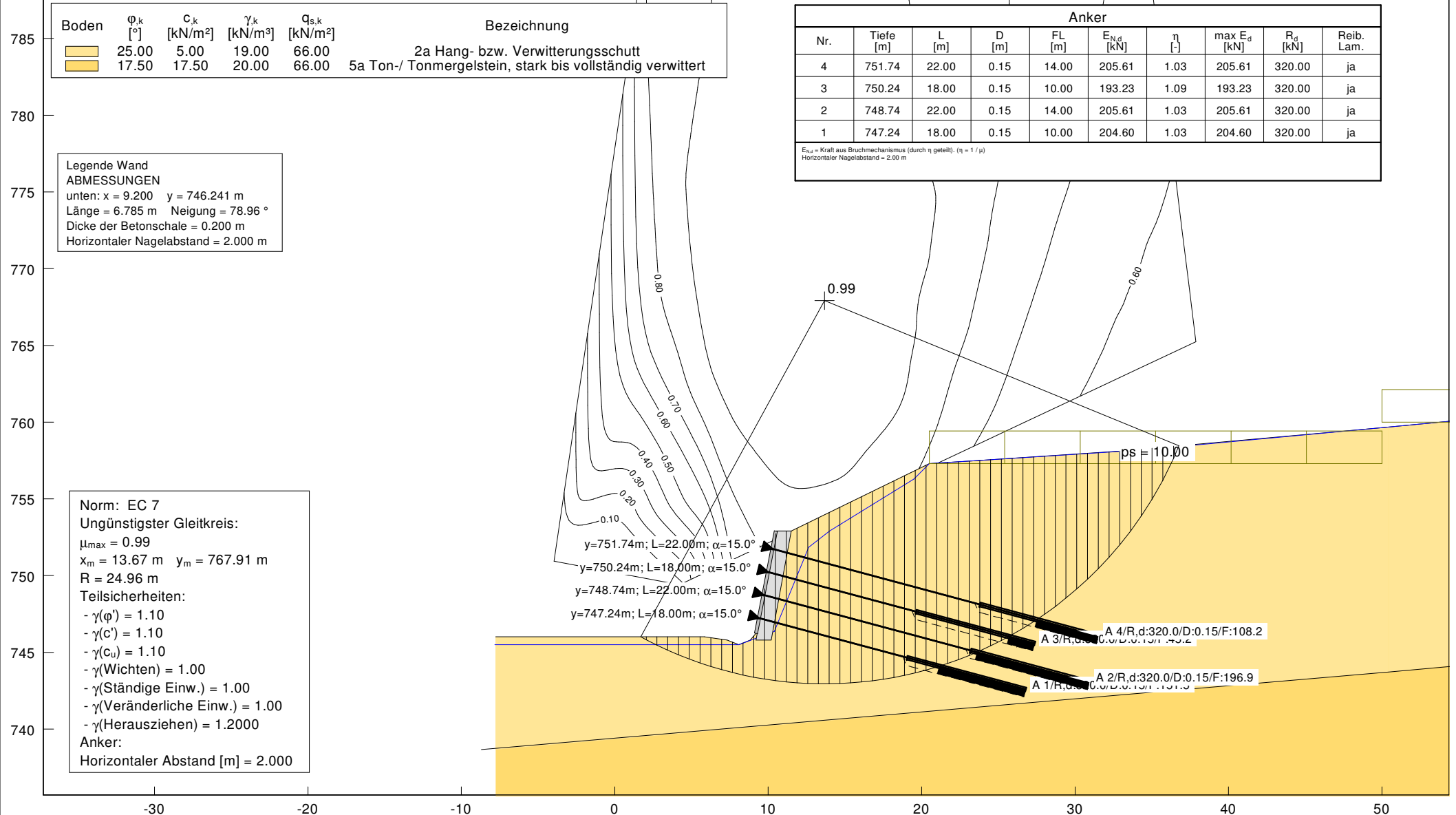
Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 1: Stützwand, verankert _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.2.1

Bearbeiter: Bra

Datum: 07.12.2017





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 1: Stützwand, verankert _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.2.2

Bearbeiter: Bra

Datum: 07.12.2017

Boden	$\phi_{k,k}$ [°]	$c_{k,k}$ [kN/m ²]	$\gamma_{k,k}$ [kN/m ³]	$q_{s,k,k}$ [kN/m ²]	Bezeichnung
	25.00	5.00	19.00	66.00	2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
	17.50	17.50	20.00	66.00	5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert

Anker										
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E_{Nd} [kN]	η [-]	GK-Nr. [-]	E_{Ed} [kN]	max E_d [kN]	R_d [kN]
4	751.74	22.00	0.15	14.00	150.59	1.40	558	-	150.59	320.00
3	750.24	18.00	0.15	10.00	149.85	1.40	558	-	149.85	320.00
2	748.74	22.00	0.15	14.00	150.59	1.40	558	-	150.59	320.00
1	747.24	18.00	0.15	10.00	149.85	1.40	558	-	149.85	320.00

E_{Ed} = Erddruck auf Außenhaut
 E_{Nd} = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). ($\eta = 1 / \mu$)
Horizontaler Nagelabstand = 2.00 m

Legende Wand
ABMESSUNGEN
unten: x = 9.200 y = 746.241 m
Länge = 6.785 m Neigung = 78.96 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 2.000 m

Norm: EC 7
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\phi') = 1.10$
- $\gamma(c') = 1.10$
- $\gamma(c_u) = 1.10$
- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.2000$
Anker:
Horizontaler Abstand [m] = 2.000
Gleitkörper Nr. 558: $\mu = 0.71$
mit Scherfestigkeit in den Lamellenseiten

y=751.74m; L=22.00m; $\alpha=15.0^\circ$

y=750.24m; L=18.00m; $\alpha=15.0^\circ$

y=748.74m; L=22.00m; $\alpha=15.0^\circ$

y=747.24m; L=18.00m; $\alpha=15.0^\circ$

ps = 10.00

GK2

GK1

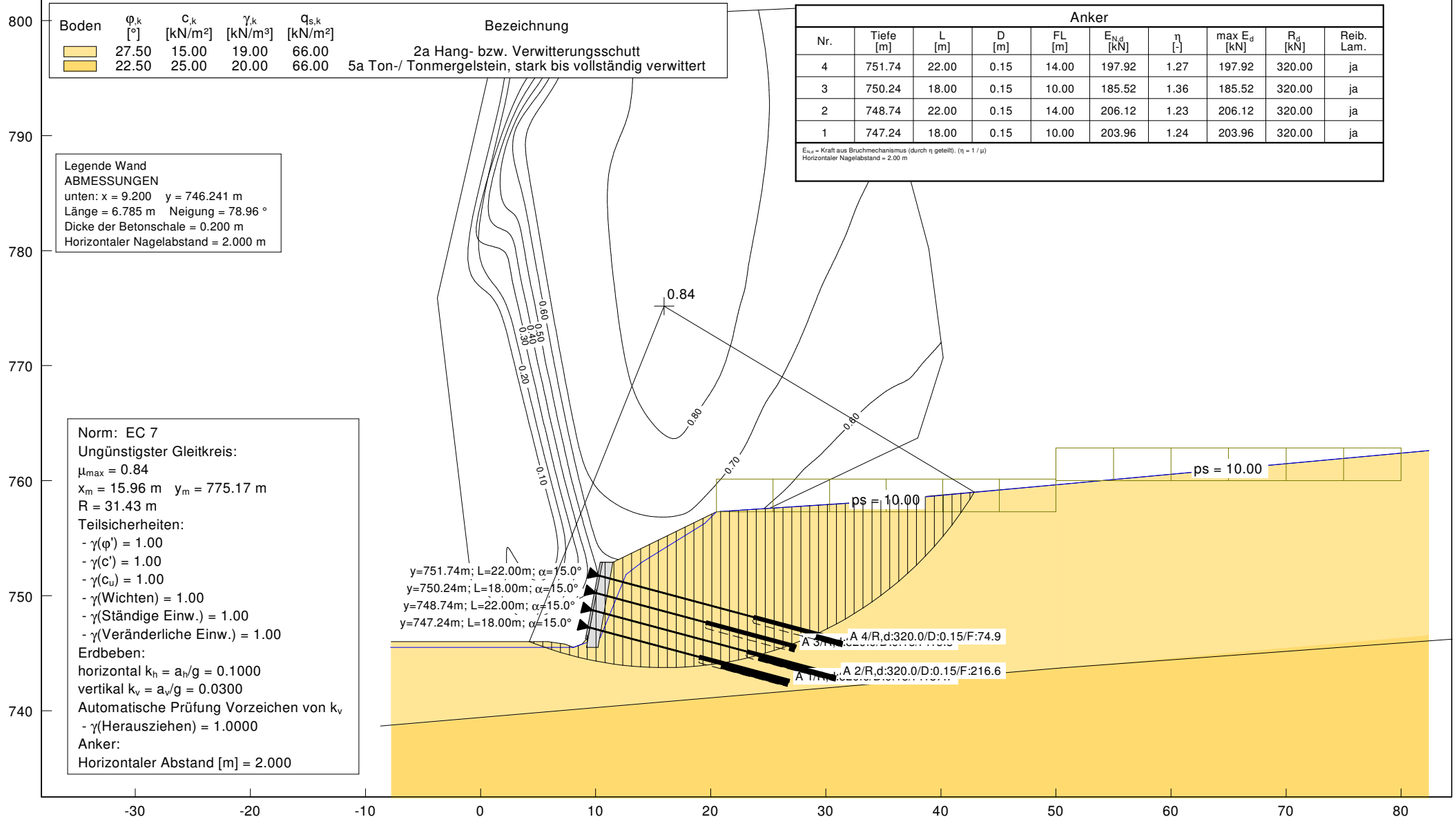
A 4/R,d:320.0/D:0.15/F:211.0
A 3/R,d:320.0/D:0.15/F:209.9

A 2/R,d:320.0/D:0.15/F:211.0
A 1/R,d:320.0/D:0.15/F:209.9



Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 1: Stützwand, verankert _ BS-E

Datum:	07.12.2017
--------	------------





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 1: Stützwand, verankert _ BS-E

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.2.4

Bearbeiter: Bra

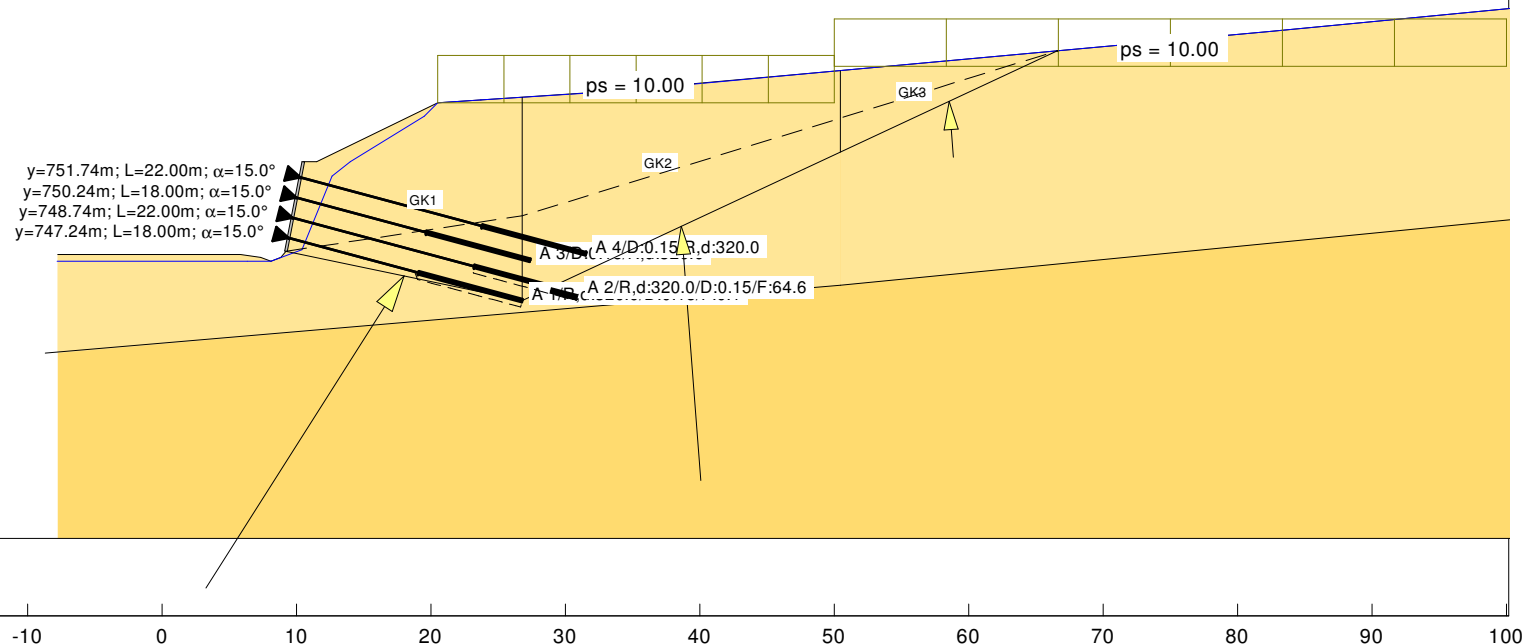
Datum: 07.12.2017

Boden	$\phi_{k,1}$ [°]	$c_{k,1}$ [kN/m ²]	$\gamma_{k,1}$ [kN/m ³]	$q_{s,k,1}$ [kN/m ²]	Bezeichnung
	27.50	15.00	19.00	66.00	2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
	22.50	25.00	20.00	66.00	5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert

Anker										
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E _{Nd} [kN]	η [-]	GK-Nr. [-]	E _{Ed} [kN]	max E _d [kN]	R _d [kN]
4	751.74	22.00	0.15	14.00	147.66	1.71	335	-	147.66	320.00
3	750.24	18.00	0.15	10.00	144.61	1.74	543	-	144.61	320.00
2	748.74	22.00	0.15	14.00	168.23	1.50	278	-	168.23	320.00
1	747.24	18.00	0.15	10.00	171.92	1.47	156	-	171.92	320.00
E _{Ed} = Erddruck auf Außenhaut E _{Nd} = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). (η = 1 / μ) Horizontaler Nagelabstand = 2.00 m										

Legende Wand
ABMESSUNGEN
unten: x = 9.200 y = 746.241 m
Länge = 6.785 m Neigung = 78.96 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 2.000 m

Norm: EC 7
Teilsicherheiten:
- $\gamma(\phi') = 1.00$
- $\gamma(c') = 1.00$
- $\gamma(c_u) = 1.00$
- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
Erdbeben:
horizontal $k_h = a_h/g = 0.1000$
vertikal $k_v = a_v/g = 0.0300$
Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
- $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$
Anker:
Horizontaler Abstand [m] = 2.000
Gleitkörper Nr. 2: $\mu = 0.72$
mit Scherfestigkeit in den Lamellenseiten





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 1: Stützwand, verankert _ BS-P

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.2.5

Bearbeiter: Bra

Datum: 07.12.2017

Boden	$\phi_{s,k}$ [°]	$c_{s,k}$ [kN/m ²]	$\gamma_{s,k}$ [kN/m ³]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]
	27.50	15.00	19.00	66.00
	22.50	25.00	20.00	66.00

Bezeichnung

2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert

Legende Wand
ABMESSUNGEN

unten: x = 9.200 y = 746.241 m
Länge = 6.785 m Neigung = 78.96 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 2.000 m

Norm: EC 7

Ungünstigster Gleitkreis:

$\mu_{max} = 0.88$

$x_m = 10.46$ m $y_m = 770.20$ m

R = 24.81 m

Teilsicherheiten:

- $\gamma(\phi') = 1.25$

- $\gamma(c') = 1.25$

- $\gamma(c_u) = 1.25$

- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$

- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$

- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.30$

- $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.4000$

Anker:

Horizontaler Abstand [m] = 2.000

Anker									
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E_{Nd} [kN]	η [-]	max E_d [kN]	R_d [kN]	Reib. Lam.
4	751.74	22.00	0.15	15.00	133.86	1.13	133.86	320.00	ja
3	750.24	18.00	0.15	11.00	137.79	1.13	137.79	320.00	ja
2	748.74	22.00	0.15	15.00	133.86	1.13	133.86	320.00	ja
1	747.24	18.00	0.15	11.00	137.79	1.13	137.79	320.00	ja

E_{Nd} = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). ($\eta = 1/\mu$)
Horizontaler Nagelabstand = 2.00 m

790

780

770

760

750

740

-30

-20

-10

0

10

20

30

40

50

60

70



DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

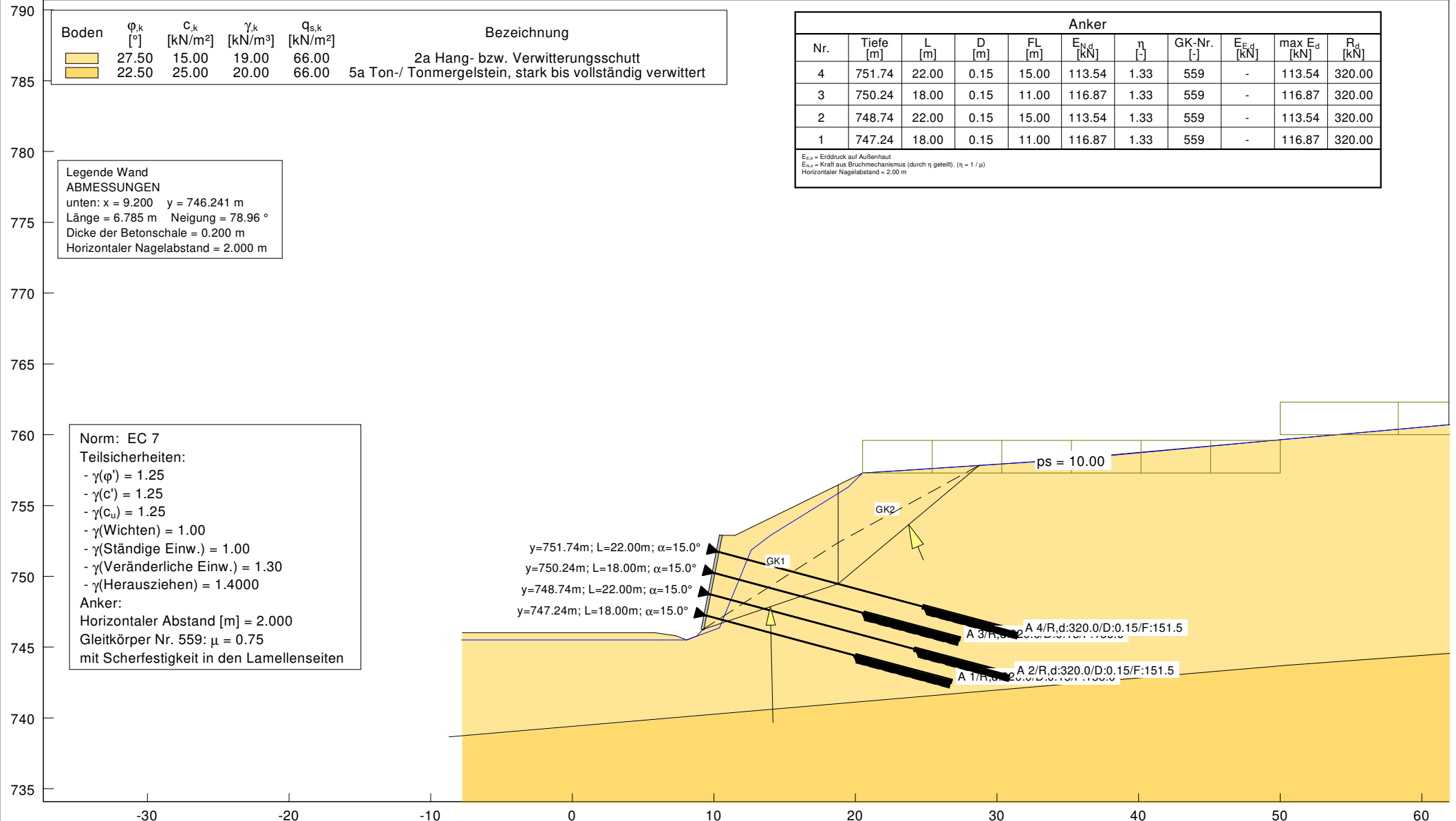
Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 1: Stützwand, verankert _ BS-P

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.2.6

Bearbeiter: Bra

Datum: 07.12.2017





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

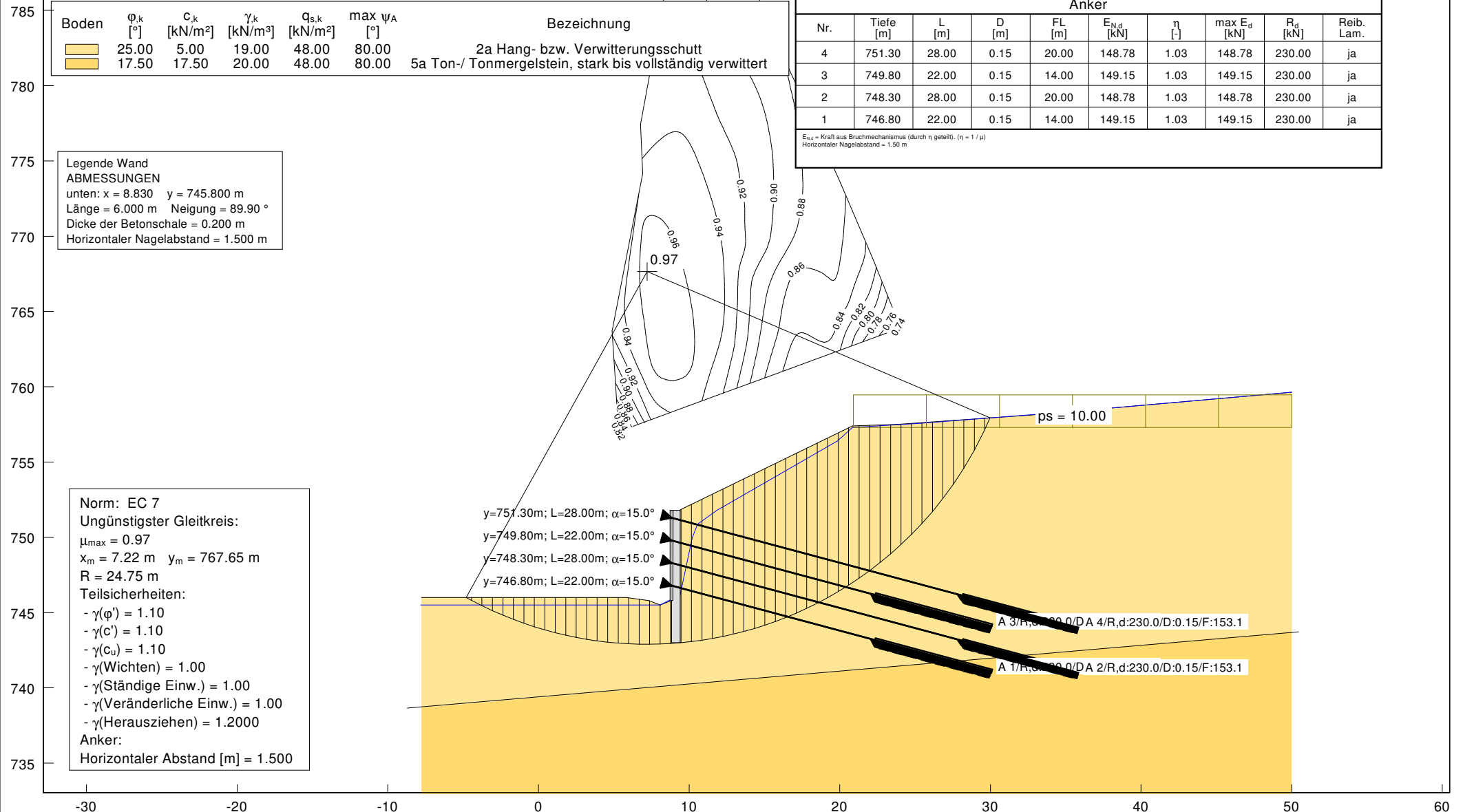
Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 2: Bohrpfehlwand, aufgelöst _ BS-A

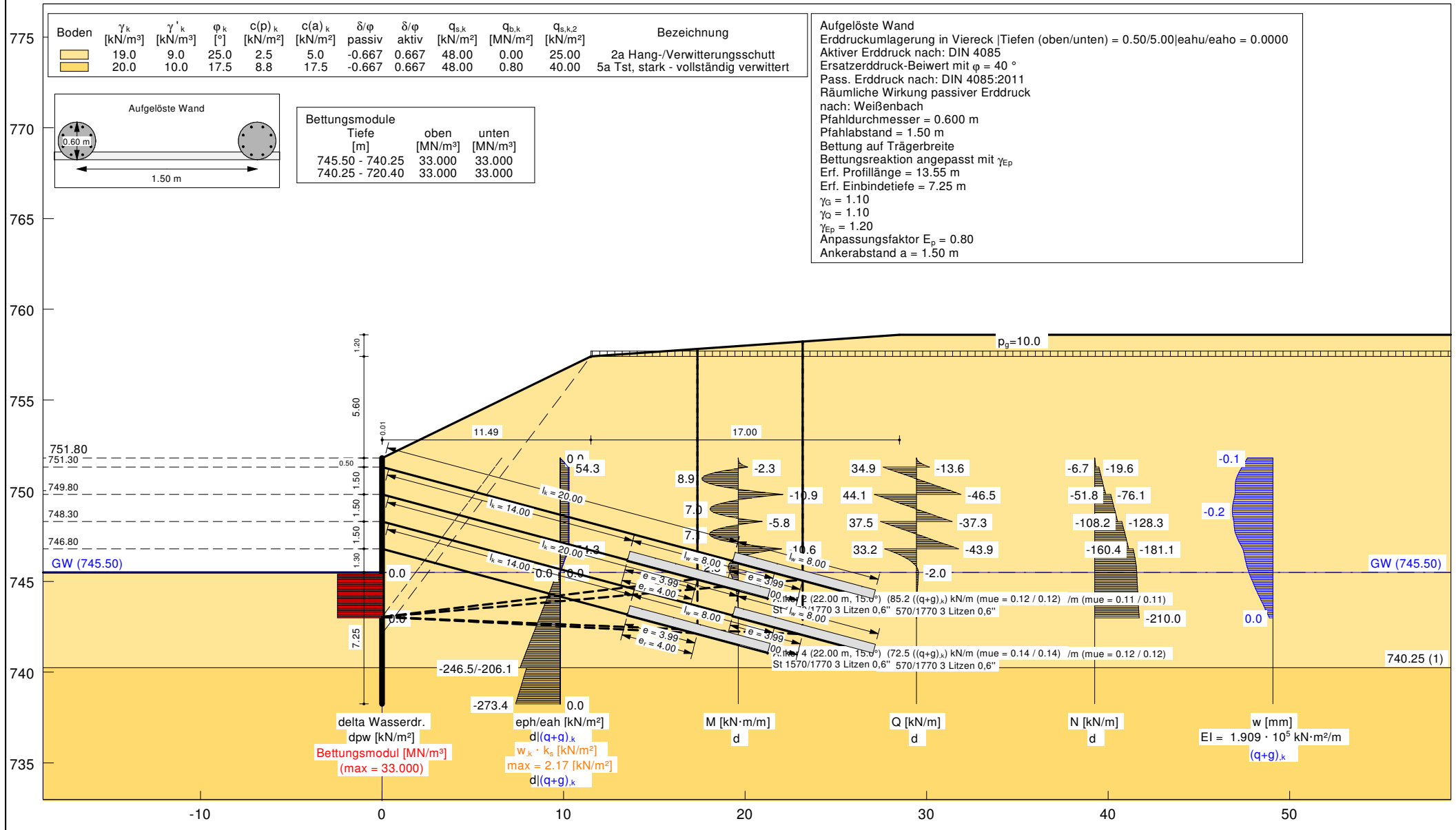
Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.3.1

Bearbeiter: Bra

Datum: 07.12.2017







DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 2: Bohrpfehlwand, aufgelöst _ BS-E

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.3.3

Bearbeiter: Bra

Datum: 07.12.2017

Boden	$\phi_{k,1}$ [°]	$c_{k,1}$ [kN/m ²]	$\gamma_{k,1}$ [kN/m ³]	$q_{s,k,1}$ [kN/m ²]	$\max \psi_A$ [°]	Bezeichnung
2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt	27.50	15.00	19.00	48.00	80.00	
5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert	22.50	25.00	20.00	48.00	80.00	

Anker									
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E_{Nd} [kN]	η [-]	$\max E_d$ [kN]	R_d [kN]	Reib. Lam.
4	751.30	28.00	0.15	20.00	151.46	1.21	151.46	230.00	ja
3	749.80	22.00	0.15	14.00	148.16	1.24	148.16	230.00	ja
2	748.30	28.00	0.15	20.00	152.97	1.20	152.97	230.00	ja
1	746.80	22.00	0.15	14.00	153.34	1.20	153.34	230.00	ja

E_{Nd} = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). ($\eta = 1/\mu$)
Horizontaler Nagelabstand = 1.50 m

Legende Wand
ABMESSUNGEN
unten: x = 8.830 y = 745.800 m
Länge = 6.000 m Neigung = 89.90 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 1.500 m

Norm: EC 7

Ungünstigster Gleitkreis:

$\mu_{\max} = 0.83$

$x_m = 13.18$ m $y_m = 785.67$ m

$R = 43.26$ m

Teilsicherheiten:

- $\gamma(\phi') = 1.00$

- $\gamma(c') = 1.00$

- $\gamma(c_u) = 1.00$

- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$

- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$

- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$

Erdbeben:

horizontal $k_h = a_h/g = 0.1000$

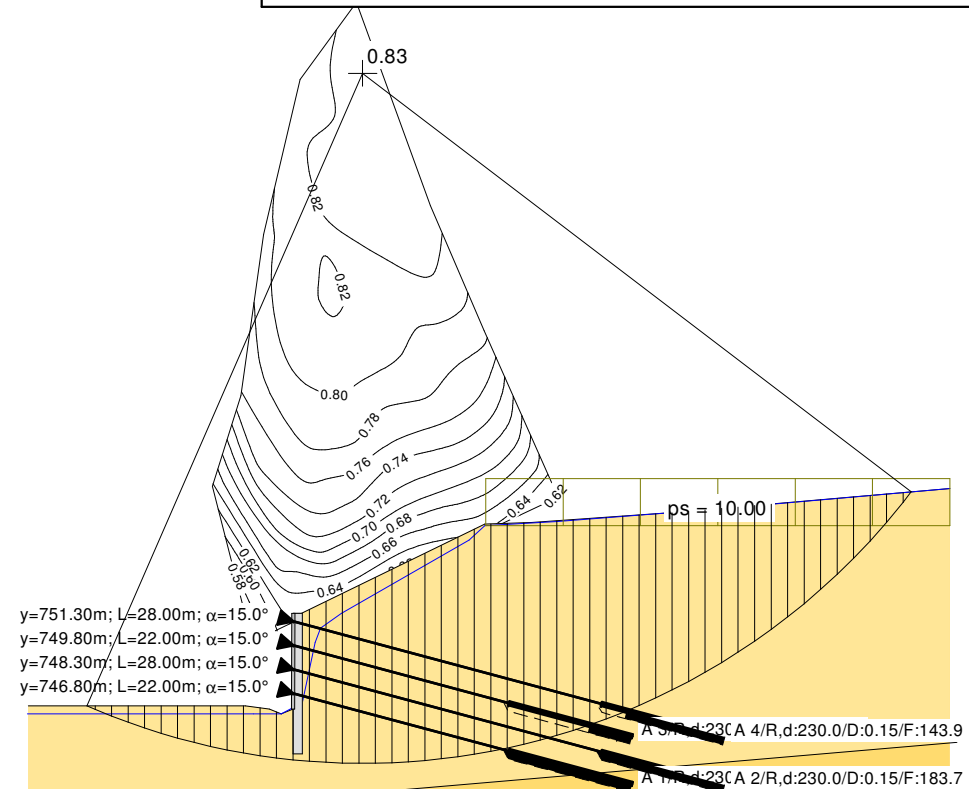
vertikal $k_v = a_v/g = 0.0300$

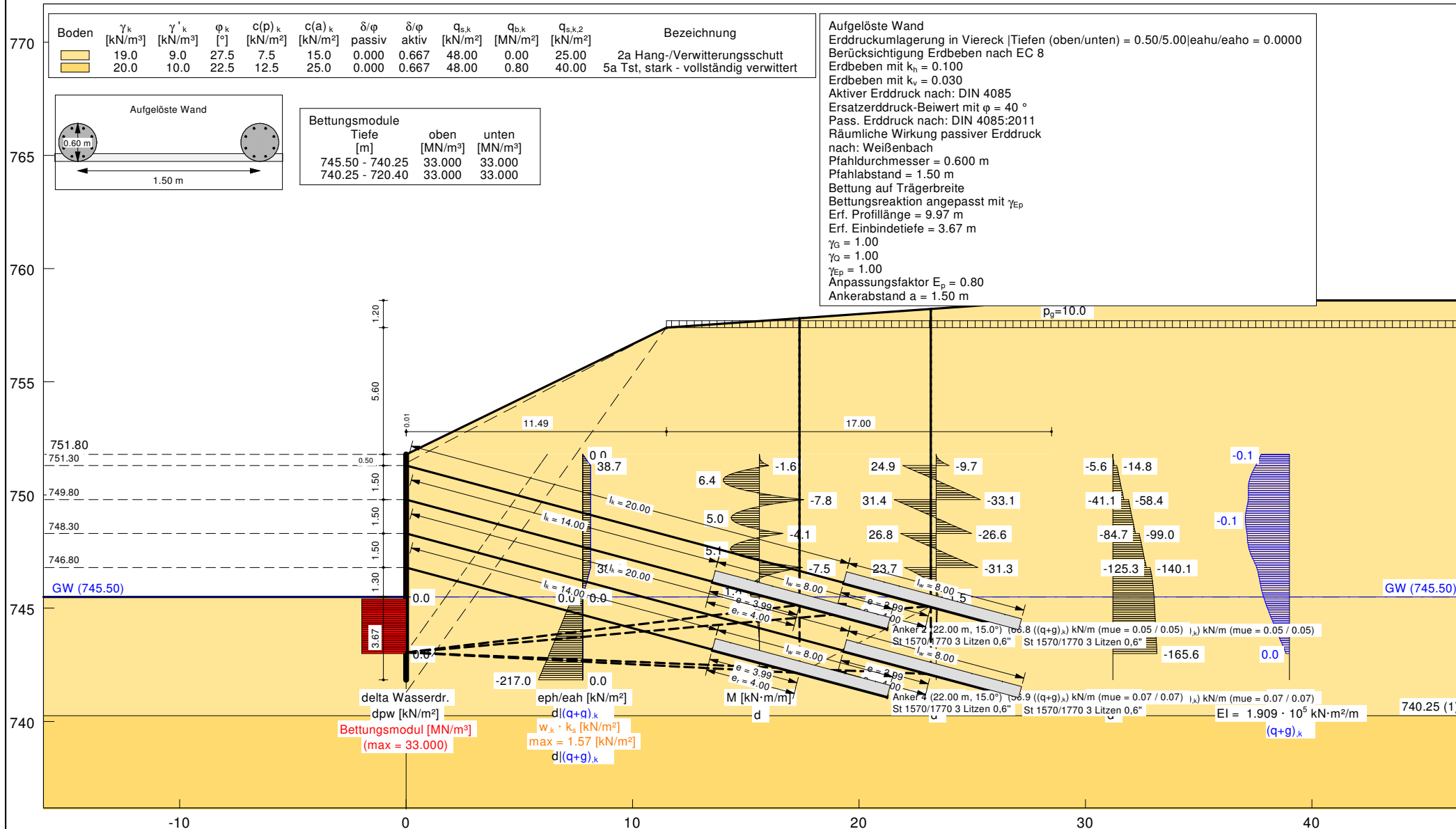
Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v

- $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$

Anker:

Horizontaler Abstand [m] = 1.500







DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

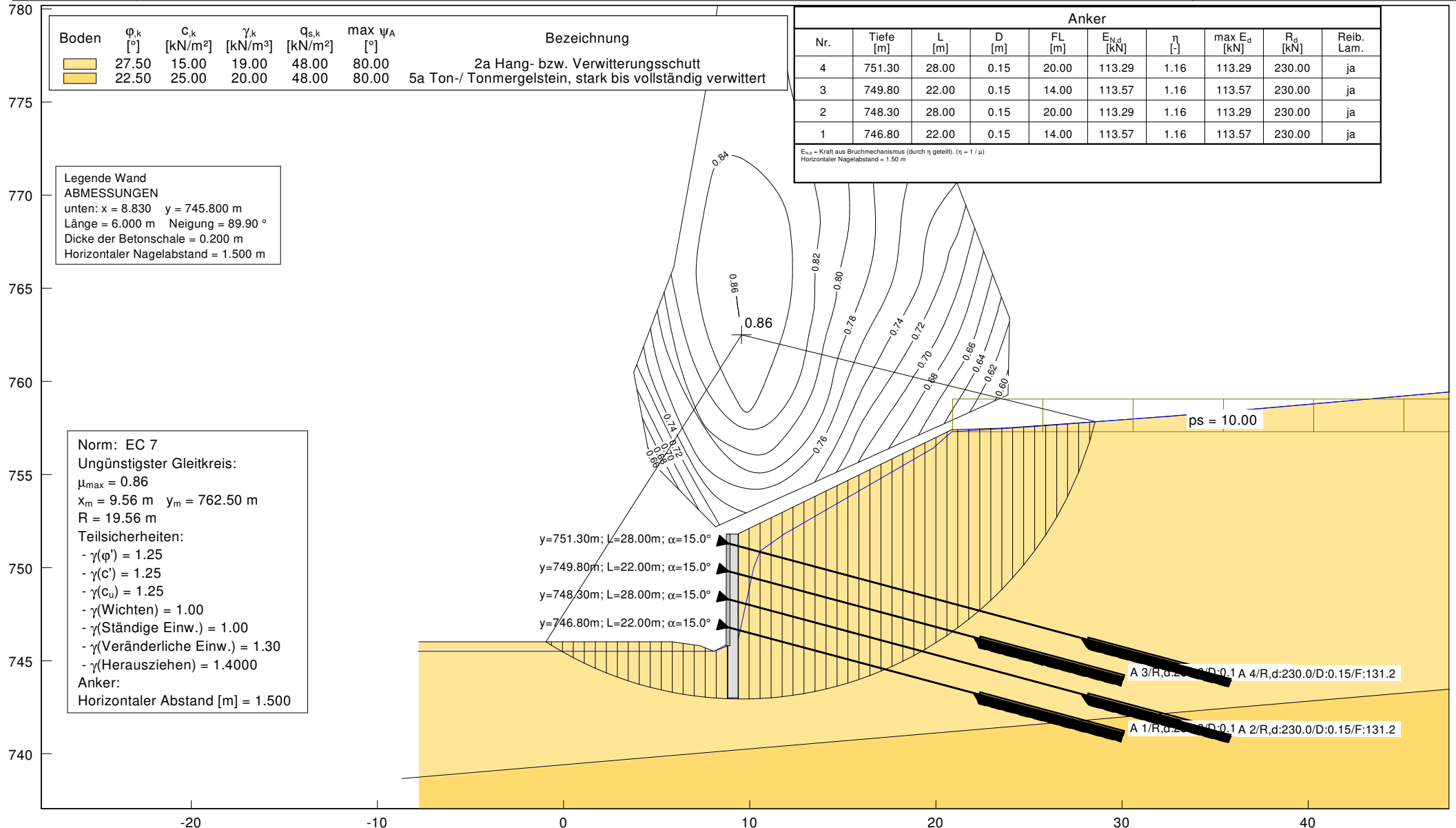
Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 2: Bohrpfehlwand, aufgelöst _ BS-P

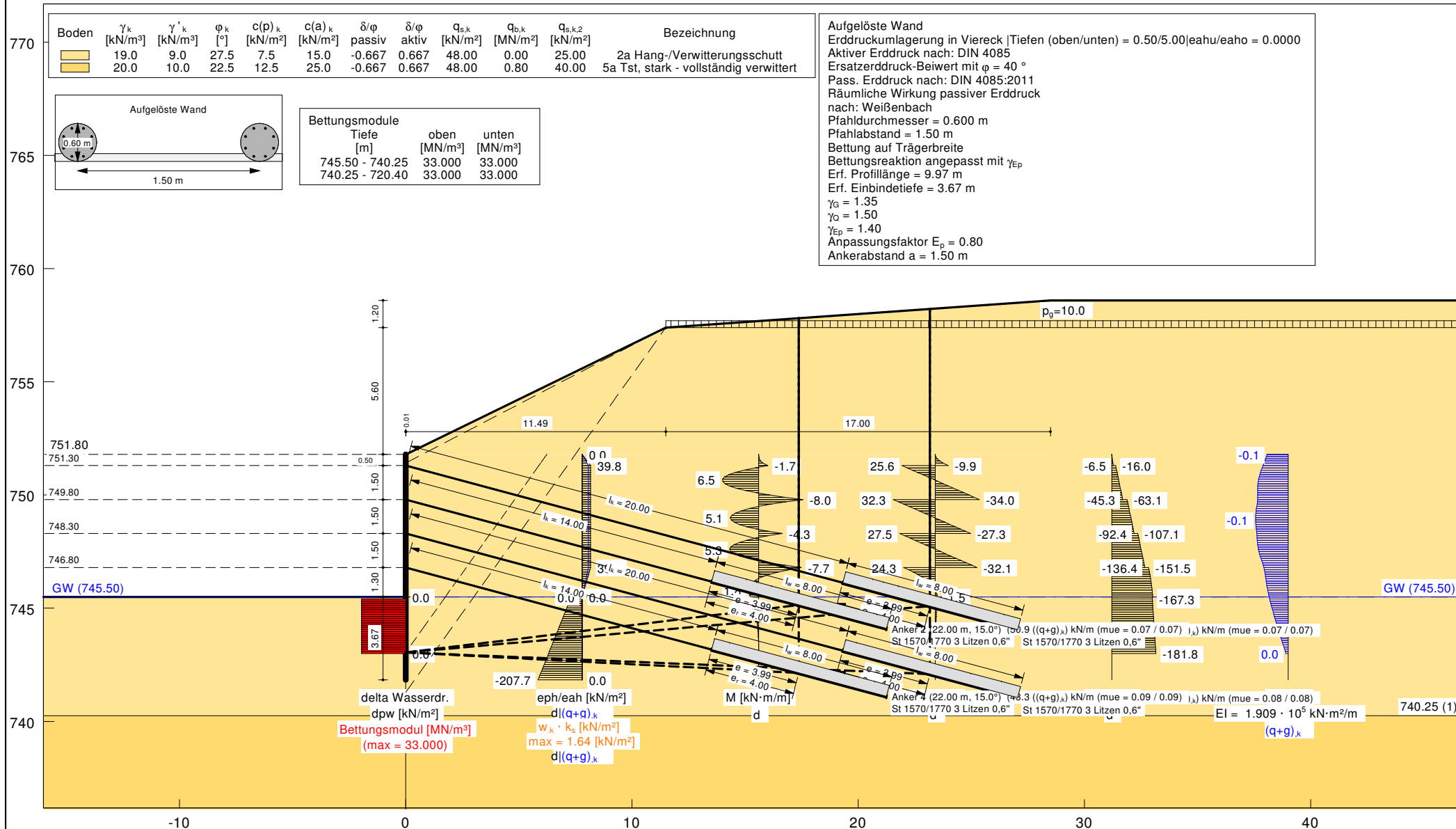
Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.3.5

Bearbeiter: Bra

Datum: 07.12.2017







DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

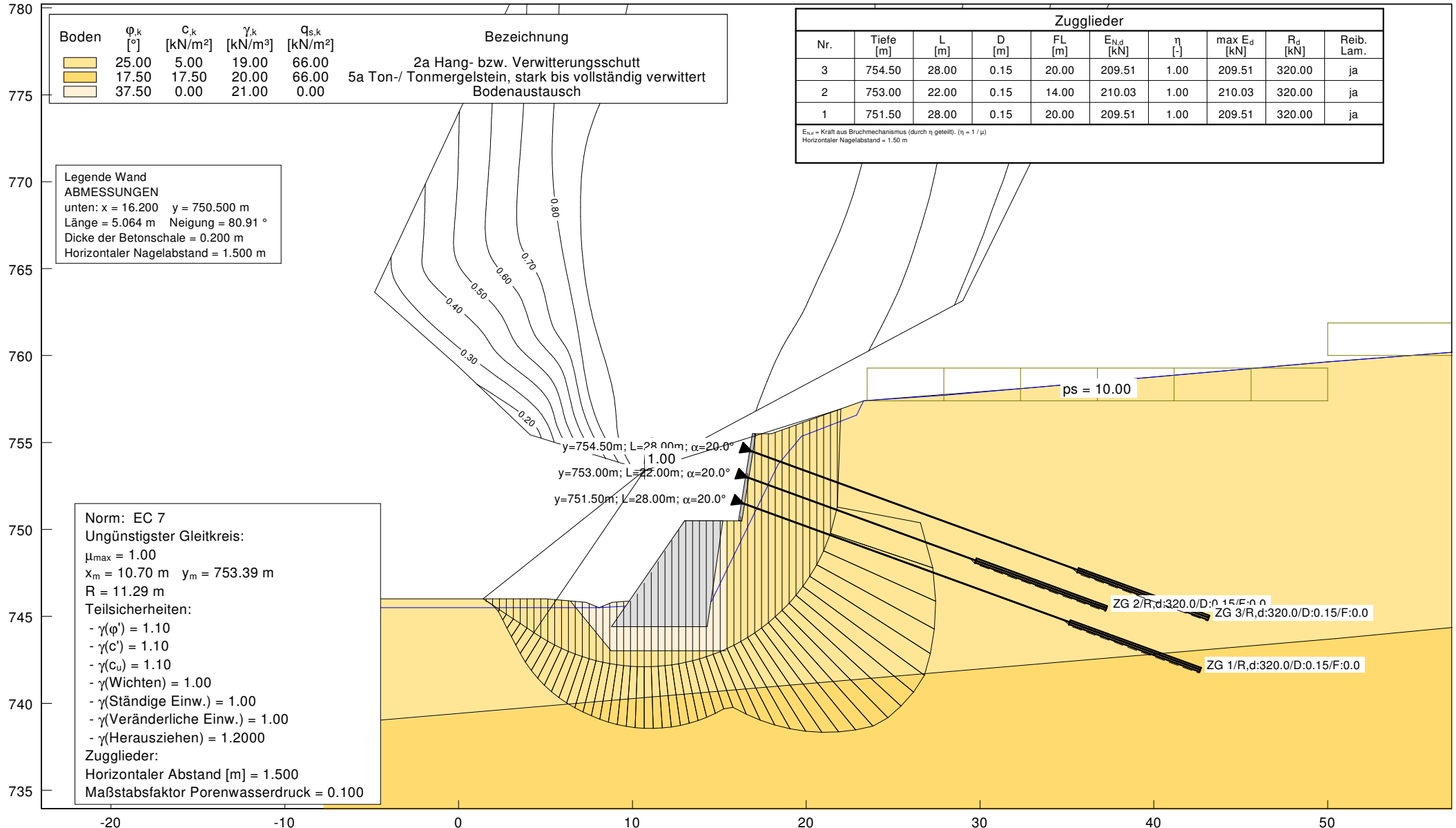
Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 3: kombinierte Sicherung _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.4.1

Bearbeiter: Bra

Datum: 08.12.2017





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 3: kombinierte Sicherung _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.4.2

Bearbeiter: Bra

Datum: 08.12.2017

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]
	25.00	5.00	19.00	66.00
	17.50	17.50	20.00	66.00
	37.50	0.00	21.00	0.00

Bezeichnung

2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert
Bodenaustausch

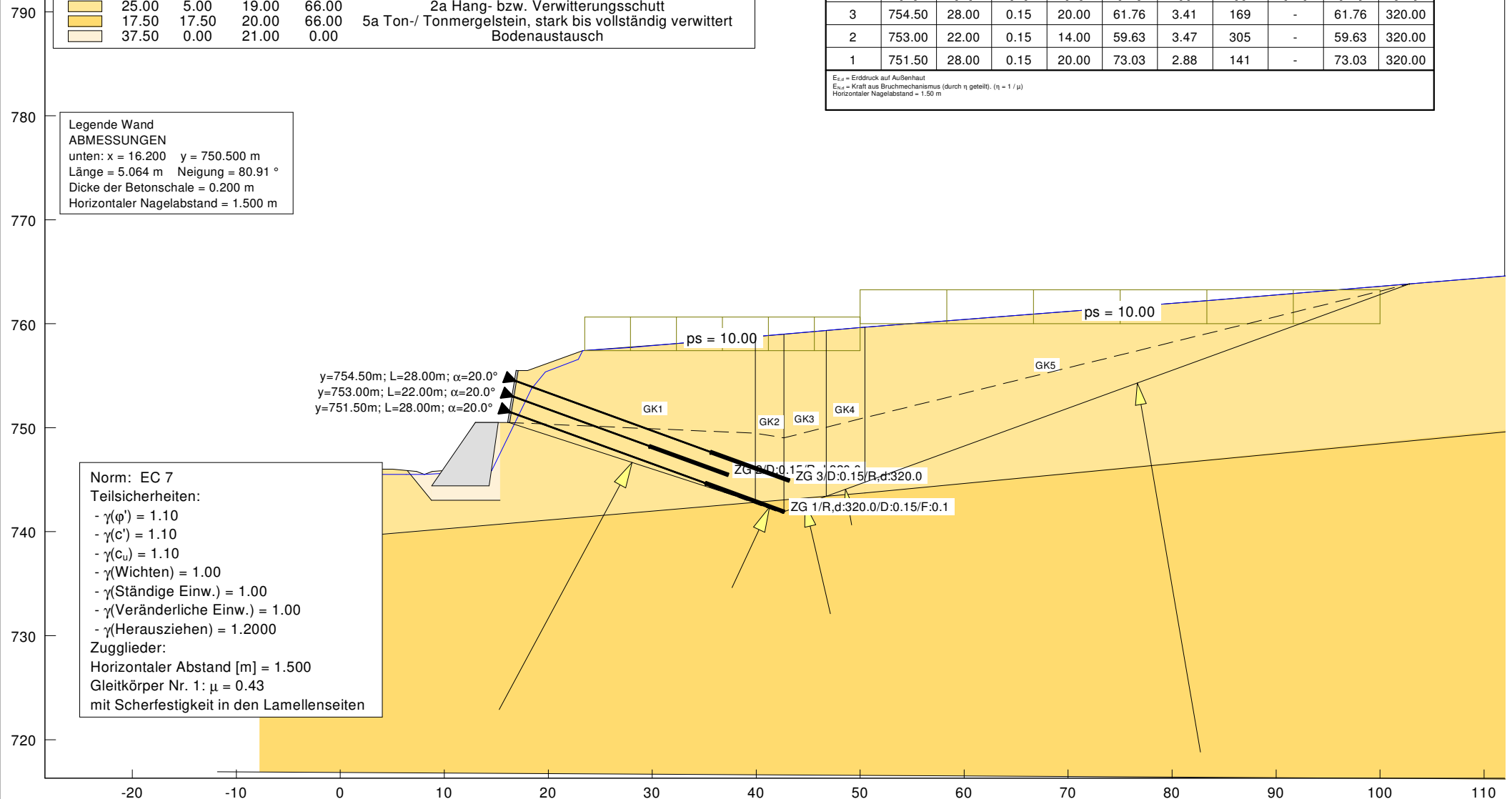
Legende Wand ABMESSUNGEN

unten: x = 16.200 y = 750.500 m
Länge = 5.064 m Neigung = 80.91 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 1.500 m

Zugglieder

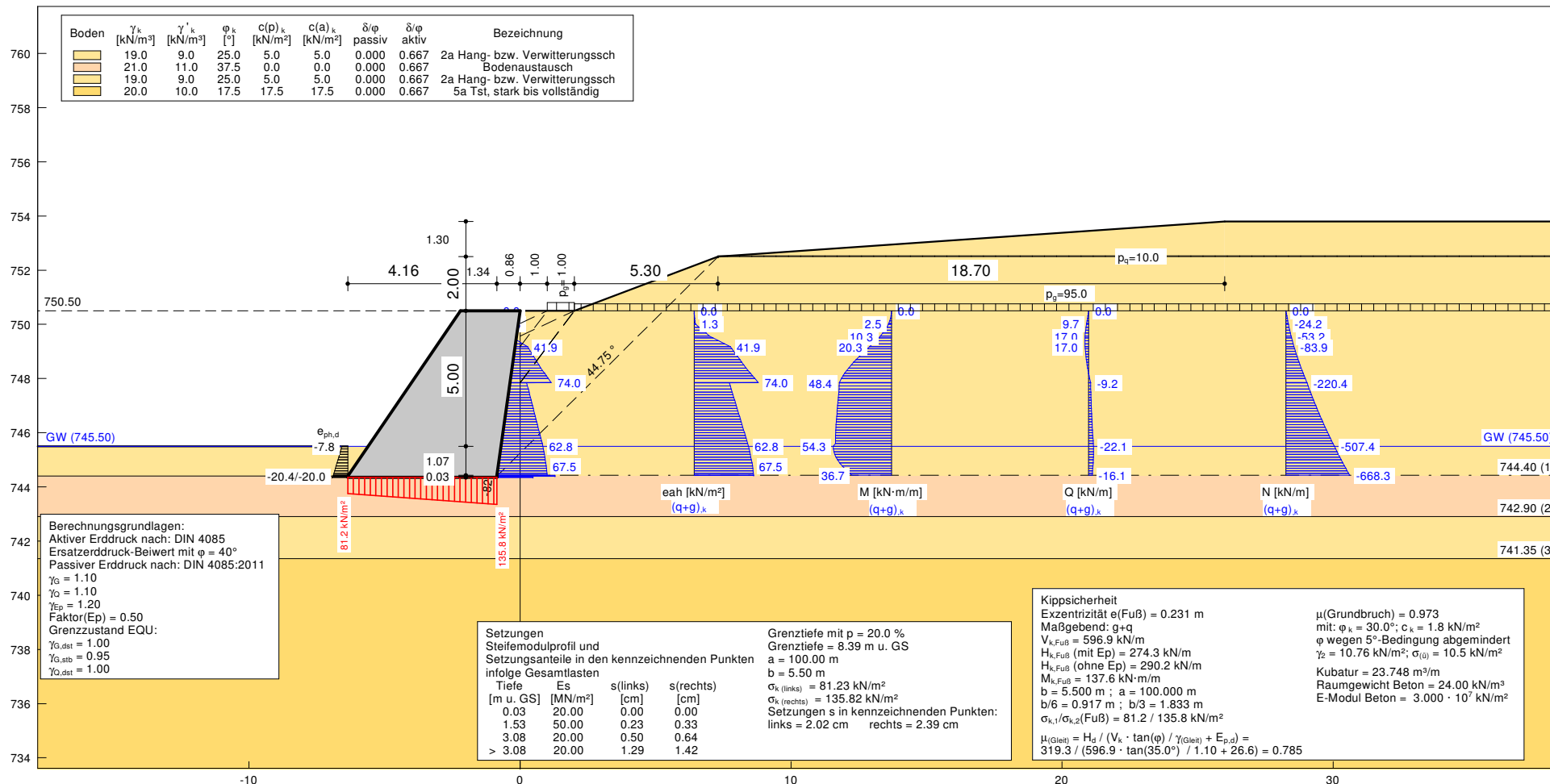
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E_{Nd} [kN]	η [-]	GK-Nr. [-]	E_{Ed} [kN]	max E_d [kN]	R_d [kN]
3	754.50	28.00	0.15	20.00	61.76	3.41	169	-	61.76	320.00
2	753.00	22.00	0.15	14.00	59.63	3.47	305	-	59.63	320.00
1	751.50	28.00	0.15	20.00	73.03	2.88	141	-	73.03	320.00

E_{Ed} = Erddruck auf Außenhaut
 E_{Nd} = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). ($\eta = 1/\mu$)
Horizontaler Nagelabstand = 1.50 m



Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3 Schnitt 1 - km 2+970_ Variante 3: kombinierte Sicherung _ red _ BS-A

Projekt: P 37.5387
 Anlage: 3.1.4.3
 Bearbeiter: Bra
 Datum: 08.12.2017





Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 3: kombinierte Sicherung _ BS-E

Datum:	08.12.2017
--------	------------

Bezeichnung
2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert
Bodenaustausch

Zugglieder									
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E _{zd} [kN]	η [-]	max E _d [kN]	R _d [kN]	Reib. Lam.
3	754.50	28.00	0.15	20.00	210.22	1.20	210.22	320.00	ja
2	753.00	22.00	0.15	14.00	203.25	1.25	203.25	320.00	ja
1	751.50	28.00	0.15	20.00	218.14	1.16	218.14	320.00	ja

$E_{N,d}$ = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). ($\eta = 1 / \mu$)
Horizontaler Nagelabstand = 1.50 m

Legende Wand
ABMESSUNGEN
unten: $x = 16.200$ $y = 750.500$ m
Länge = 5.064 m Neigung = 80.91 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 1.500 m

Norm: EC 7

Ungünstigster Gleitkreis:

$$\mu_{\max} = 0.90$$
$$x_m = 17.34 \text{ m} \quad y_m = 789.06 \text{ m}$$
$$R = 50.33 \text{ m}$$

Teilsicherheiten:

$$-\gamma(\varphi') = 1.00$$
$$-\gamma(c') = 1.00$$
$$-\gamma(c_u) = 1.00$$
$$- \gamma(\text{Wichten}) = 1.00$$
$$- \gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$$

- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$

Erdbeben:

horizontal $k_h = a_h/g = 0.1000$

vertikal $k_v = a_v/g = 0.0300$

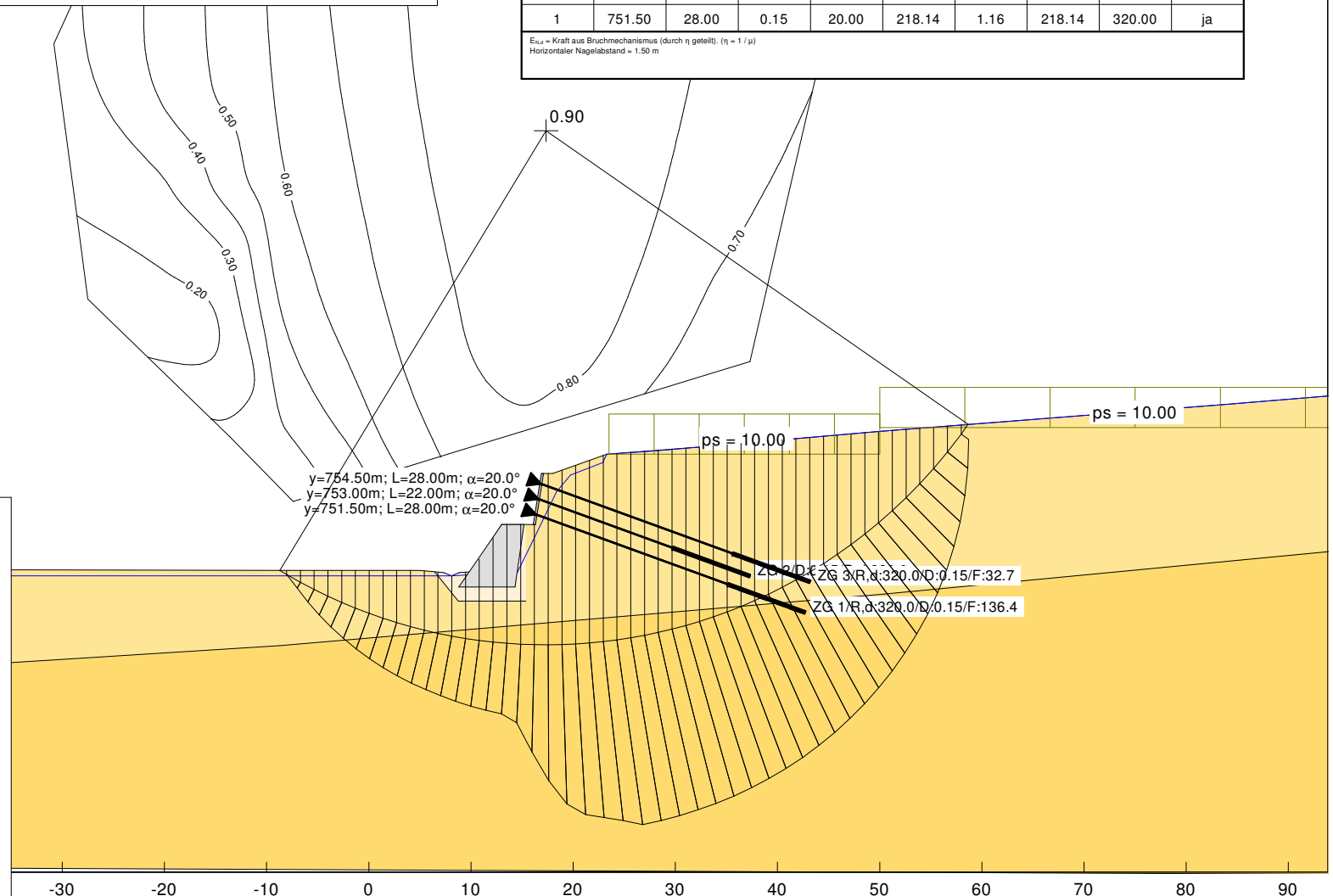
Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v

- $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$

Zugglieder:

Horizontaler Abstand [m] = 1.500

Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.100





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 3: kombinierte Sicherung _ BS-E

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.4.5

Bearbeiter: Bra

Datum: 08.12.2017

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]
	27.50	15.00	19.00	66.00
	22.50	25.00	20.00	66.00
	37.50	0.00	21.00	0.00

Bezeichnung

2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert
Bodenaustausch

Legende Wand
ABMESSUNGEN

unten: x = 16.200 y = 750.500 m
Länge = 5.064 m Neigung = 80.91 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 1.500 m

Zugglieder

Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E_{Nd} [kN]	η [-]	GK-Nr. [-]	E_{Ed} [kN]	max E_d [kN]	R_d [kN]
3	754.50	28.00	0.15	20.00	94.73	2.66	169	-	94.73	320.00
2	753.00	22.00	0.15	14.00	96.07	2.59	305	-	96.07	320.00
1	751.50	28.00	0.15	20.00	118.88	2.12	277	-	118.88	320.00

E_{Ed} = Erddruck auf Außenhaut
 E_{Nd} = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). ($\eta = 1/\mu$)
Horizontaler Nagelabstand = 1.50 m

Norm: EC 7

Teilsicherheiten:

- $\gamma(\phi) = 1.00$
- $\gamma(c) = 1.00$
- $\gamma(c_u) = 1.00$
- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$

Erdbeben:

- horizontal $k_h = a_h/g = 0.1000$
vertikal $k_v = a_v/g = 0.0300$
Automatische Prüfung Vorzeichen von k_v
- $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.0000$

Zugglieder:

Horizontaler Abstand [m] = 1.500

Gleitkörper Nr. 1: $\mu = 0.57$

mit Scherfestigkeit in den Lamellenseiten

y=754.50m; L=28.00m; $\alpha=20.0^\circ$
y=753.00m; L=22.00m; $\alpha=20.0^\circ$
y=751.50m; L=28.00m; $\alpha=20.0^\circ$

ps = 10.00

ps = 10.00

GK1

GK2

GK3

GK4

GK5

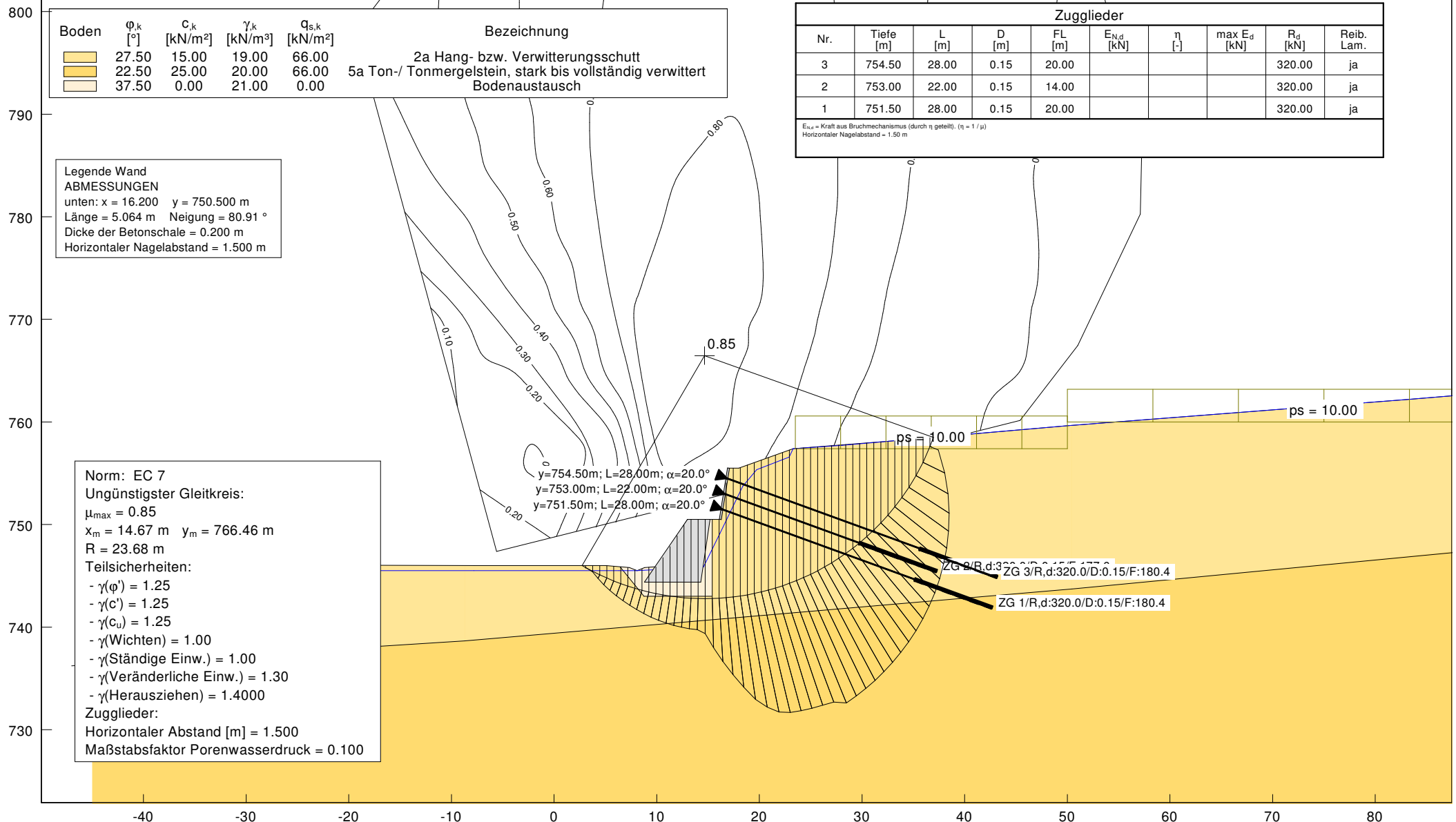
ZG 2/D:0.15/R,d:320.0

ZG 1/R,d:320.0/D:0.15/F:0.1



Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 3: kombinierte Sicherung _ BS-P

Datum:	08.12.2017
--------	------------





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

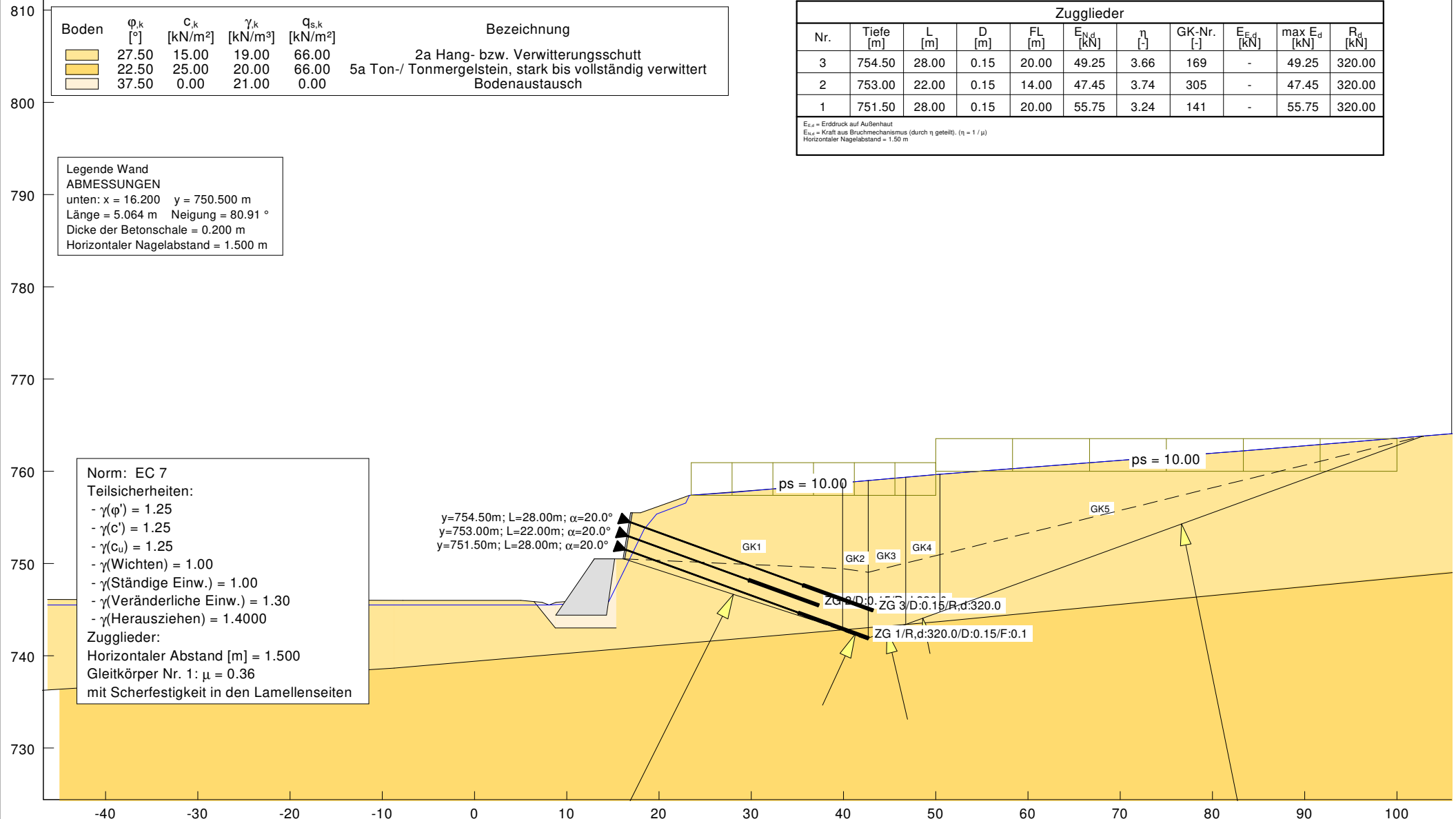
Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 3: kombinierte Sicherung _ BS-P

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.4.8

Bearbeiter: Bra

Datum: 08.12.2017





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3

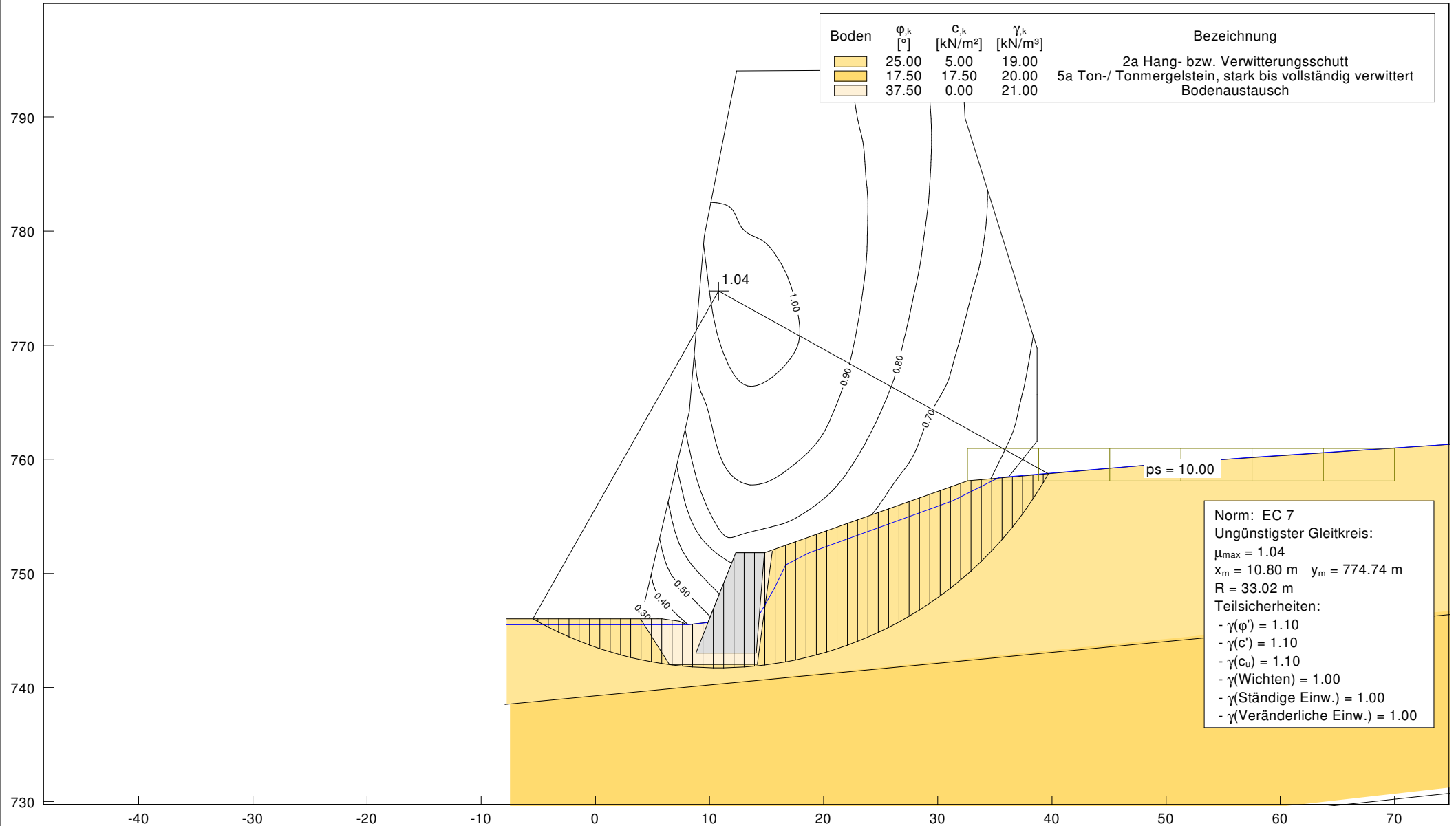
Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Variante 4: Schwergewichtsmauer _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.1.5.1

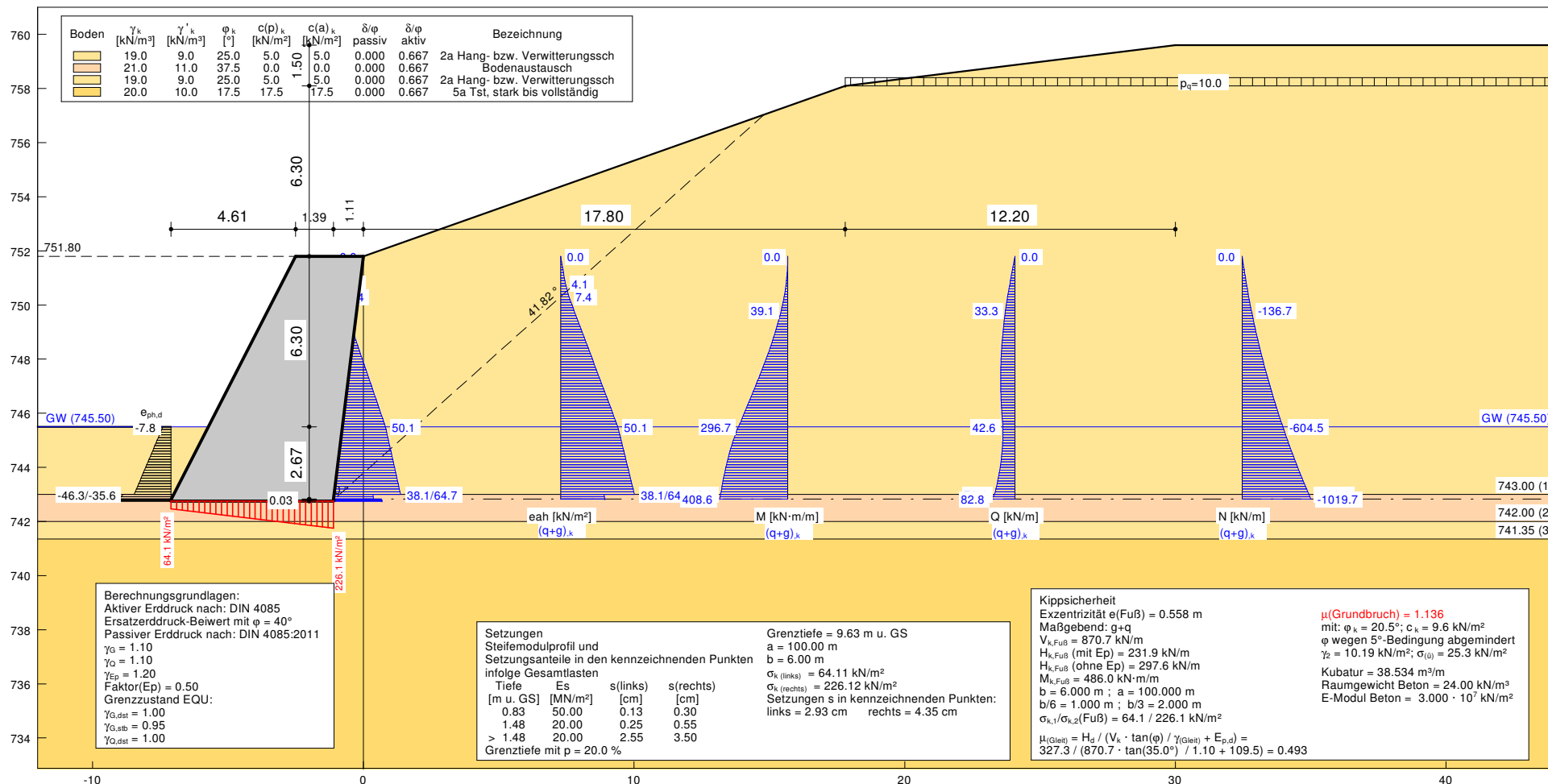
Bearbeiter: Bra

Datum: 20.12.2017



Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3 Schnitt 1 - km 2+970_ Variante 4: Schwergewichtsmauer _ red _ BS-A

Projekt: P 37.5387
 Anlage: 3.1.5.2
 Bearbeiter: bra
 Datum: 20.12.2017





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3 Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Bauzustand _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.2.1

Bearbeiter: Bra

Datum: 21.12.2017

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]
	25.00	5.00	19.00	66.00
	17.50	17.50	20.00	66.00

Bezeichnung

2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert

Legende Wand
ABMESSUNGEN

Kante 1:
unten: x = 15.369 y = 743.022 m
Länge = 7.524 m Neigung = 83.66 °
Kante 2:
unten: x = 17.557 y = 750.550 m
Länge = 4.945 m Neigung = 80.56 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 1.500 m

Norm: EC 7

Ungünstigster Gleitkreis:

$\mu_{max} = 1.35$

$x_m = 21.21$ m $y_m = 761.26$ m

$R = 21.14$ m

Teilsicherheiten:

- $\gamma(\phi') = 1.10$

- $\gamma(c') = 1.10$

- $\gamma(c_u) = 1.10$

- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$

- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$

- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$

- $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.2000$

Zugglieder:

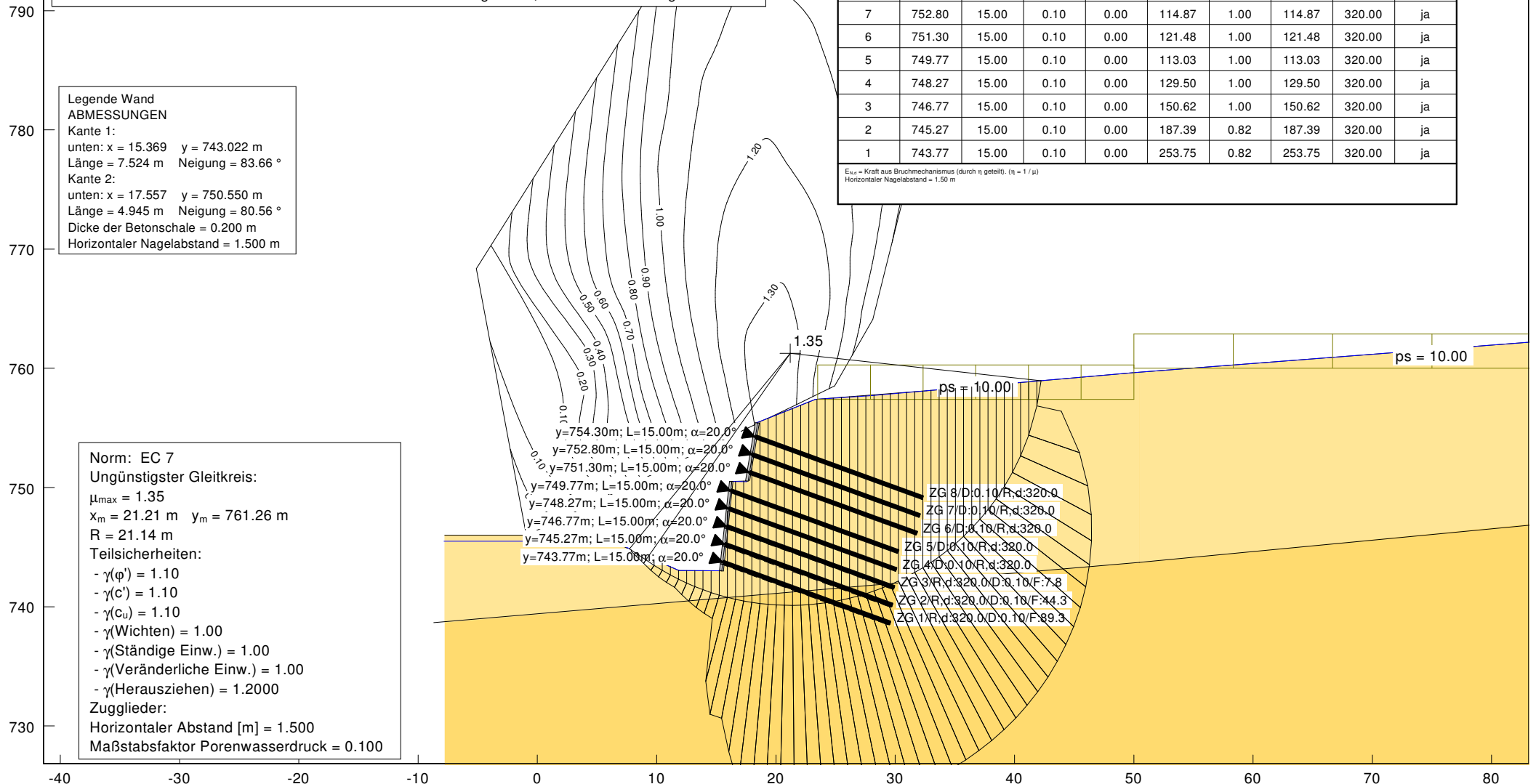
Horizontaler Abstand [m] = 1.500

Maßstabsfaktor Porenwasserdruck = 0.100

Zugglieder

Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E_{Nd} [kN]	η [-]	max E_d [kN]	R_d [kN]	Reib. Lam.
8	754.30	15.00	0.10	0.00	98.24	1.37	98.24	320.00	ja
7	752.80	15.00	0.10	0.00	114.87	1.00	114.87	320.00	ja
6	751.30	15.00	0.10	0.00	121.48	1.00	121.48	320.00	ja
5	749.77	15.00	0.10	0.00	113.03	1.00	113.03	320.00	ja
4	748.27	15.00	0.10	0.00	129.50	1.00	129.50	320.00	ja
3	746.77	15.00	0.10	0.00	150.62	1.00	150.62	320.00	ja
2	745.27	15.00	0.10	0.00	187.39	0.82	187.39	320.00	ja
1	743.77	15.00	0.10	0.00	253.75	0.82	253.75	320.00	ja

E_{Nd} = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). ($\eta = 1/\mu$)
Horizontaler Nagelabstand = 1.50 m

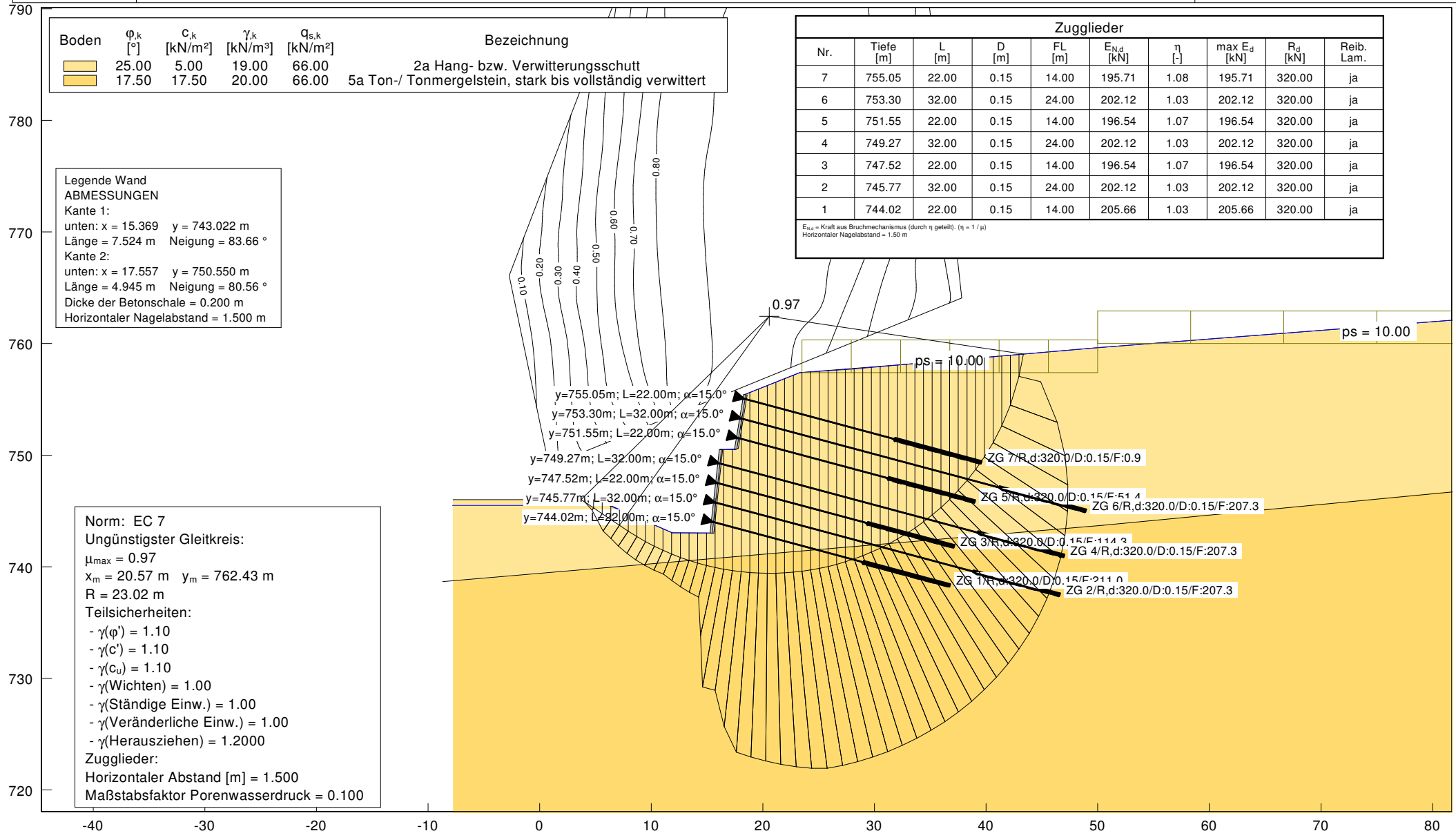




DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3 Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Bauzustand _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387
Anlage: 3.2.2.1
Bearbeiter: Bra
Datum: 21.12.2017





DR. SPANG

Projekt: Ortsumfahrung Lautlingen, Einschnitt Nr. 3 Schnitt 1 - km 2+970, Süd _ Bauzustand _ red _ BS-A

Projekt: P 38.5387

Anlage: 3.2.2.2

Bearbeiter: Bra

Datum: 21.12.2017

Boden	ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	Bezeichnung
	25.00	5.00	19.00	66.00	2a Hang- bzw. Verwitterungsschutt
	17.50	17.50	20.00	66.00	5a Ton-/ Tonmergelstein, stark bis vollständig verwittert

Legende Wand ABMESSUNGEN

Kante 1:
unten: x = 15.369 y = 743.022 m
Länge = 7.524 m Neigung = 83.66 °
Kante 2:
unten: x = 17.557 y = 750.550 m
Länge = 4.945 m Neigung = 80.56 °
Dicke der Betonschale = 0.200 m
Horizontaler Nagelabstand = 1.500 m
Bauzustände

Norm: EC 7

Teilsicherheiten:

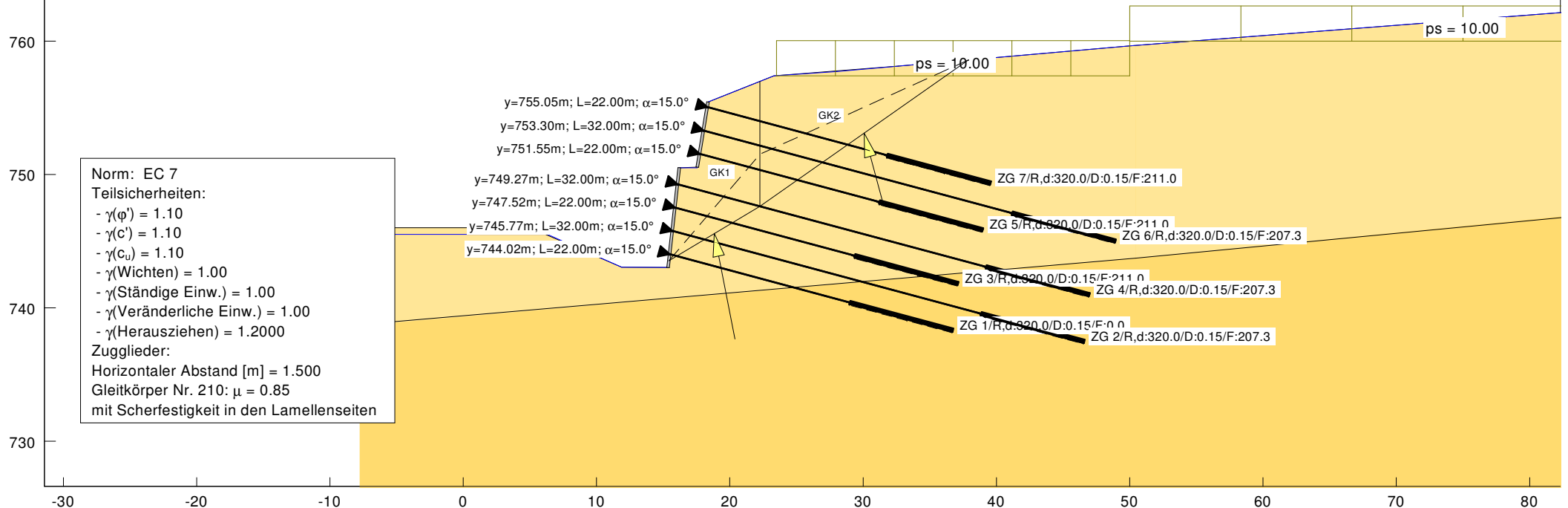
- $\gamma(\phi) = 1.10$
- $\gamma(c) = 1.10$
- $\gamma(c_u) = 1.10$
- $\gamma(\text{Wichten}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Ständige Einw.}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Veränderliche Einw.}) = 1.00$
- $\gamma(\text{Herausziehen}) = 1.2000$

Zugglieder:

Horizontaler Abstand [m] = 1.500
Gleitkörper Nr. 210: $\mu = 0.85$
mit Scherfestigkeit in den Lamellenseiten

Zugglieder										
Nr.	Tiefe [m]	L [m]	D [m]	FL [m]	E _{N,d} [kN]	η [-]	GK-Nr. [-]	E _{E,d} [kN]	max E _d [kN]	R _d [kN]
7	755.05	22.00	0.15	14.00	180.24	1.17	210	-	180.24	320.00
6	753.30	32.00	0.15	24.00	177.14	1.17	210	-	177.14	320.00
5	751.55	22.00	0.15	14.00	180.24	1.17	210	-	180.24	320.00
4	749.27	32.00	0.15	24.00	177.14	1.17	210	-	177.14	320.00
3	747.52	22.00	0.15	14.00	180.24	1.17	210	-	180.24	320.00
2	745.77	32.00	0.15	24.00	177.14	1.17	210	-	177.14	320.00
1	744.02	22.00	0.15	14.00						320.00

E_{E,d} = Erddruck auf Außenhaut
E_{N,d} = Kraft aus Bruchmechanismus (durch η geteilt). (η = 1 / μ)
Horizontaler Nagelabstand = 1.50 m





DR. SPANG

Projekt: 38.5387

27.03.2018

Anlage 4: Baugrundaufschlüsse

INHALT

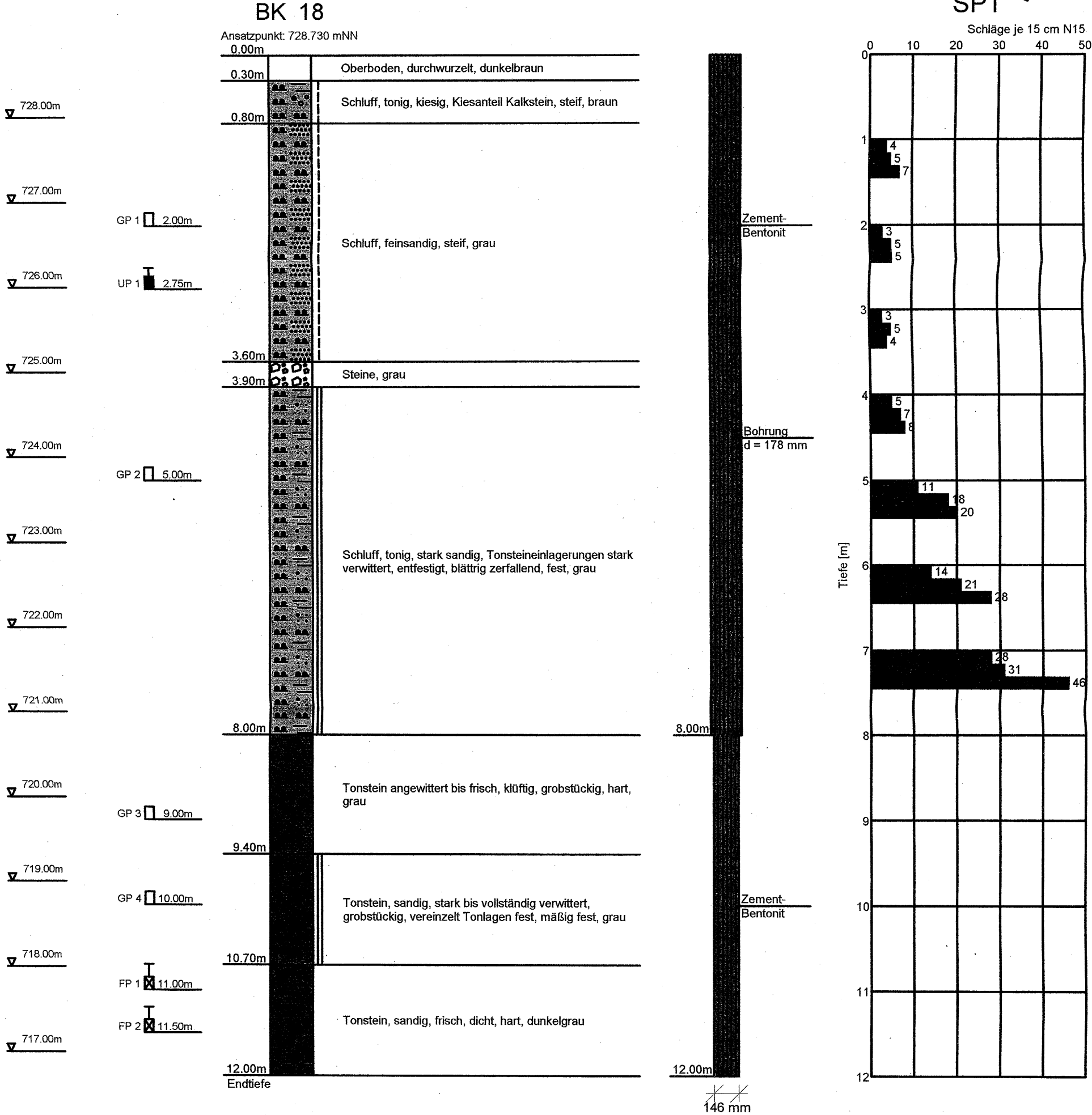
4.0	Titelblatt	(1)
4.1	Baugrundaufschlüsse	(8)

Eder Brunnenbau in Deutschland GmbH	Objekt: Albstadt, B 463 Ortsumfahrung Lautlingen
Kreuzweg 3	AG: Regierungspräsidium Tübingen
84332 Hebertsfelden	Datum: 21. - 22.04.2008
Tel. 08721 50809-0 Fax: 08721 507230	Maßstab: 1:50 / 25
	Rechtswert: 3497468.414
	Hochwert: 5341127.854

Anlage 3.18

SPT

Schläge je 15 cm N15



Eder Brunnenbau in Deutschland GmbH
Kreuzweg 3
84332 Hebertsfelden
Tel. 08721 50809-0 Fax: 08721 507230

Objekt: Albstadt, B 463 Ortsumfahrung Lautlingen
AG: Regierungspräsidium Tübingen
Datum: 23. - 24.04.2008
Maßstab: 1:75 / 25
Rechtswert: 3497561.476
Hochwert: 5341218.399

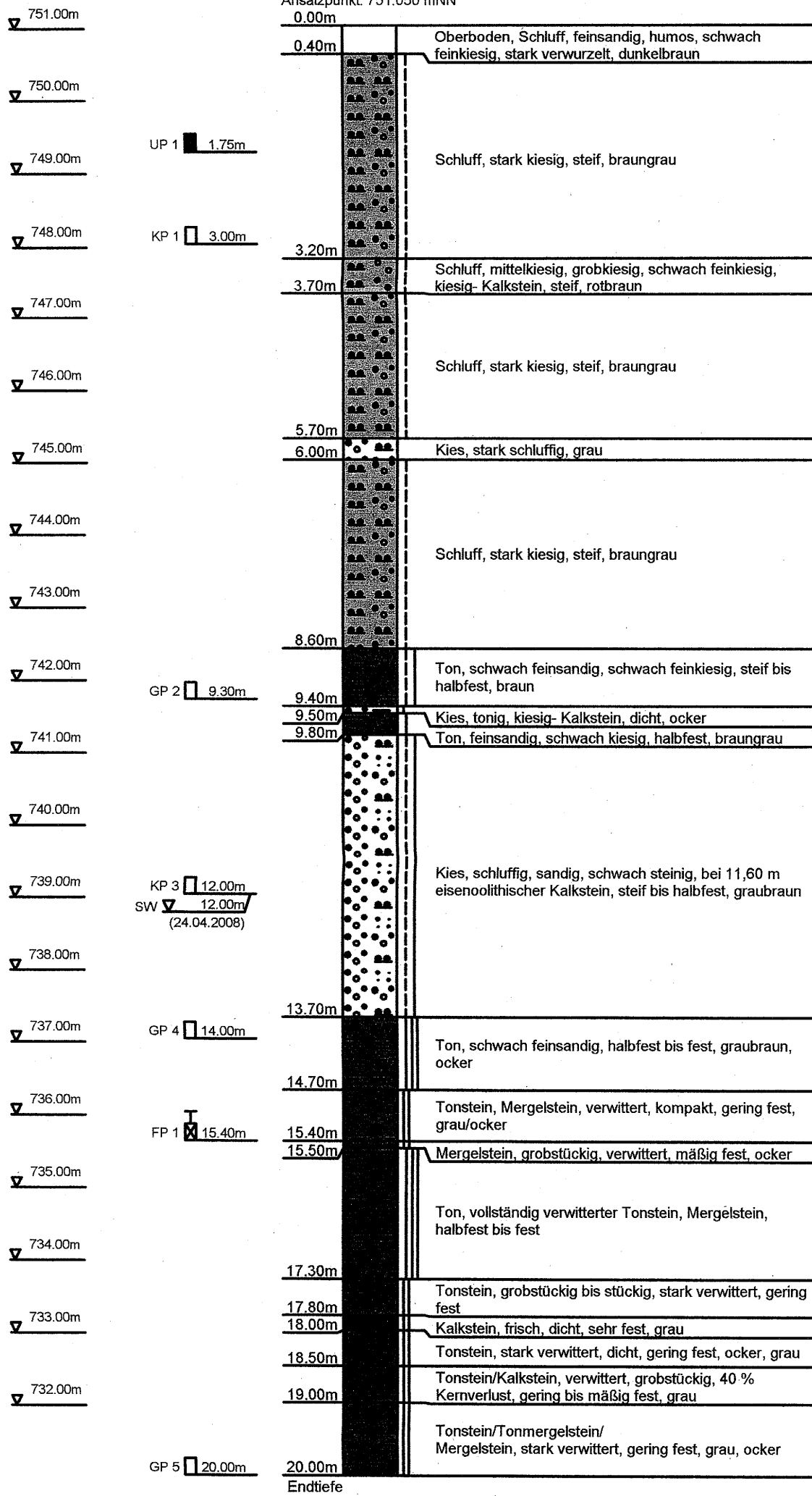
Anlage 3.19

BK 19

SPT

Ansatzpunkt: 751.050 mNN

Schläge je 15 cm N15

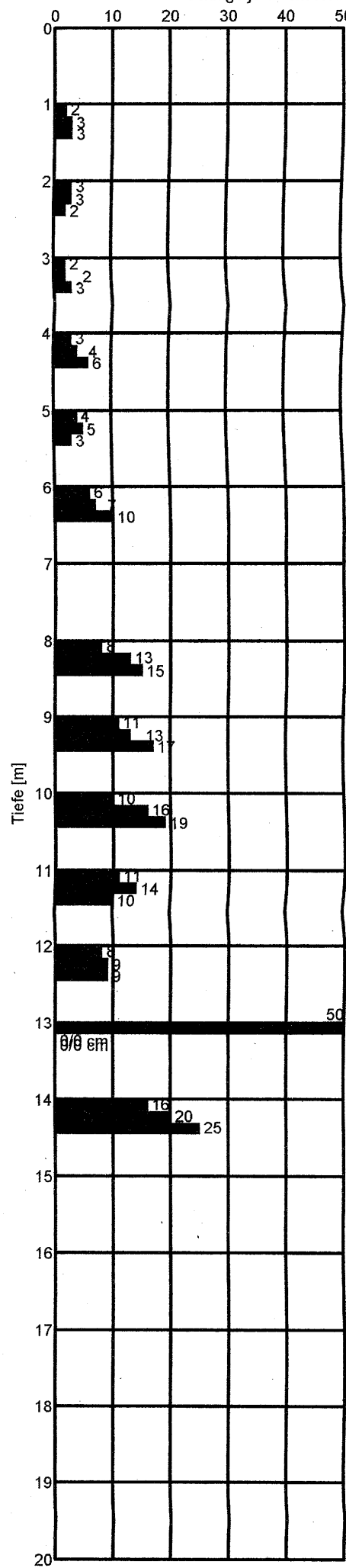


Zement-
Bentonit

Bohrung
d = 178 mm

Zement-
Bentonit

146 mm

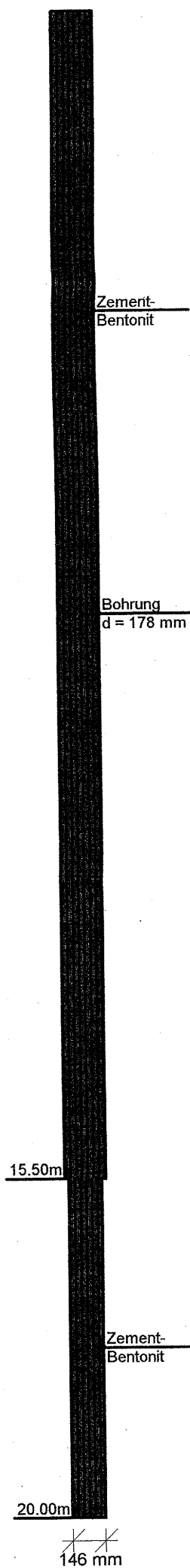
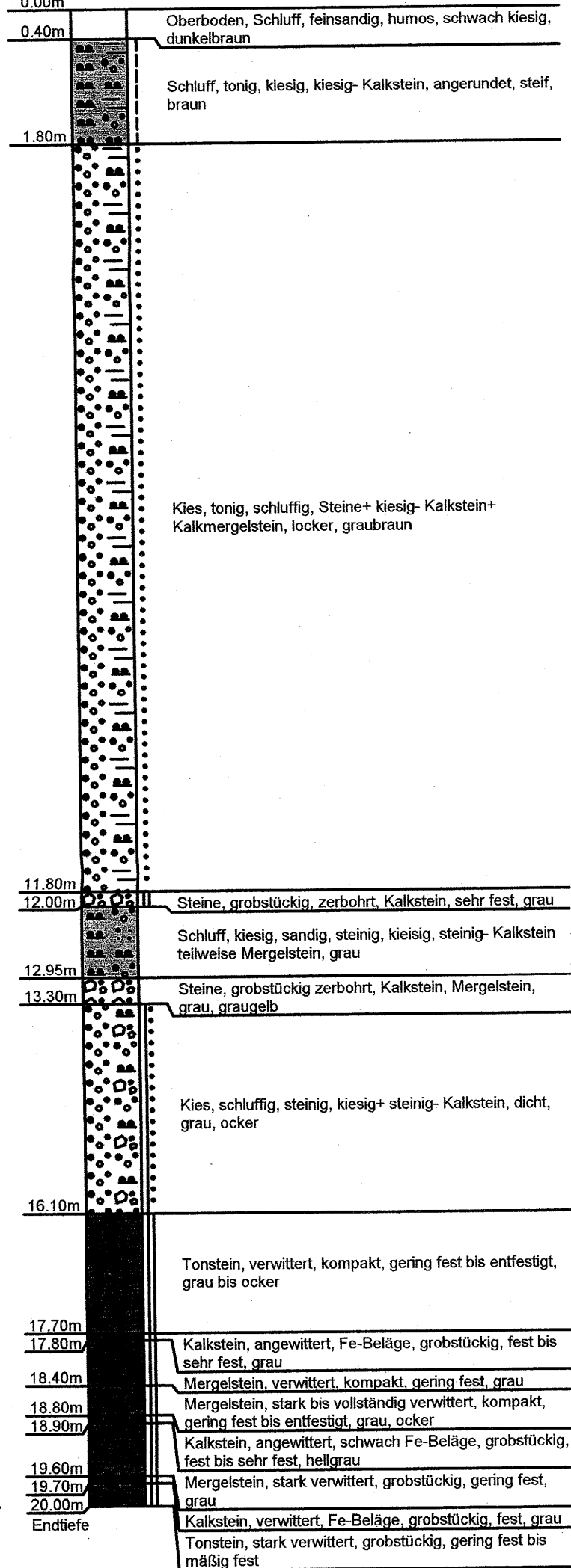
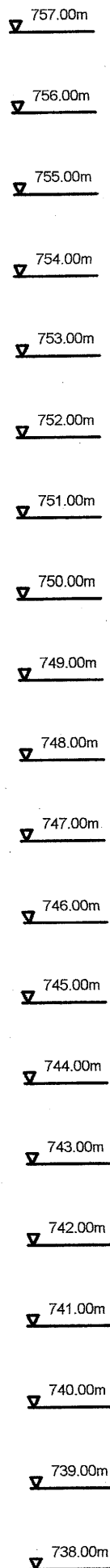


Eder Brunnenbau in Deutschland GmbH	Ort: Albstadt, B 463 Ortsumfahrung Lautlingen
Kreuzweg 3	AG: Regierungspräsidium Tübingen
84332 Hebertsfelden	Datum: 27. - 29.04.2008
Tel. 08721 50809-0 Fax: 08721 507230	Maßstab: 1:75 / 25
	Rechtswert: 3497589.951
	Hochwert: 5341187.526

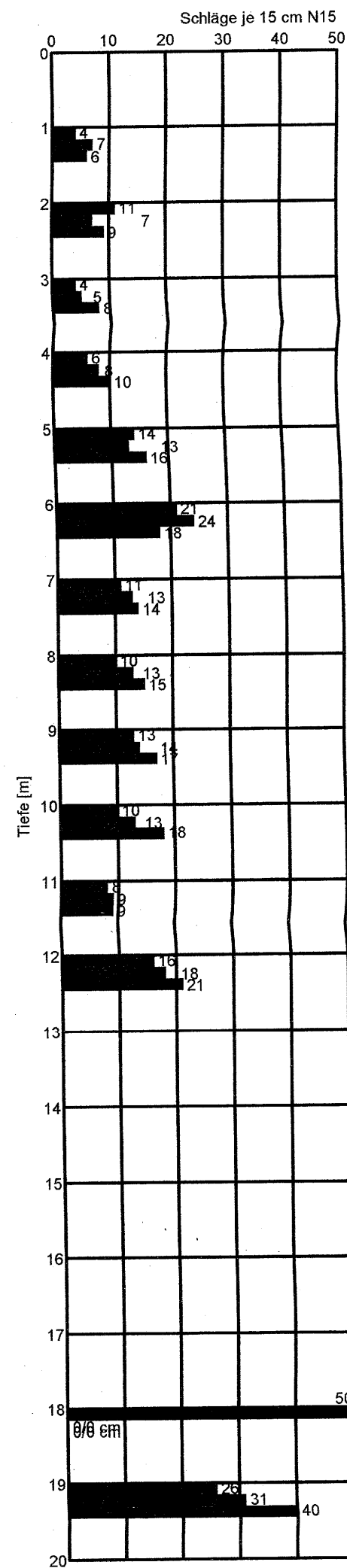
Anlage 320

BK 20

Ansatzpunkt: 757.450 mNN
0.00m



SPT

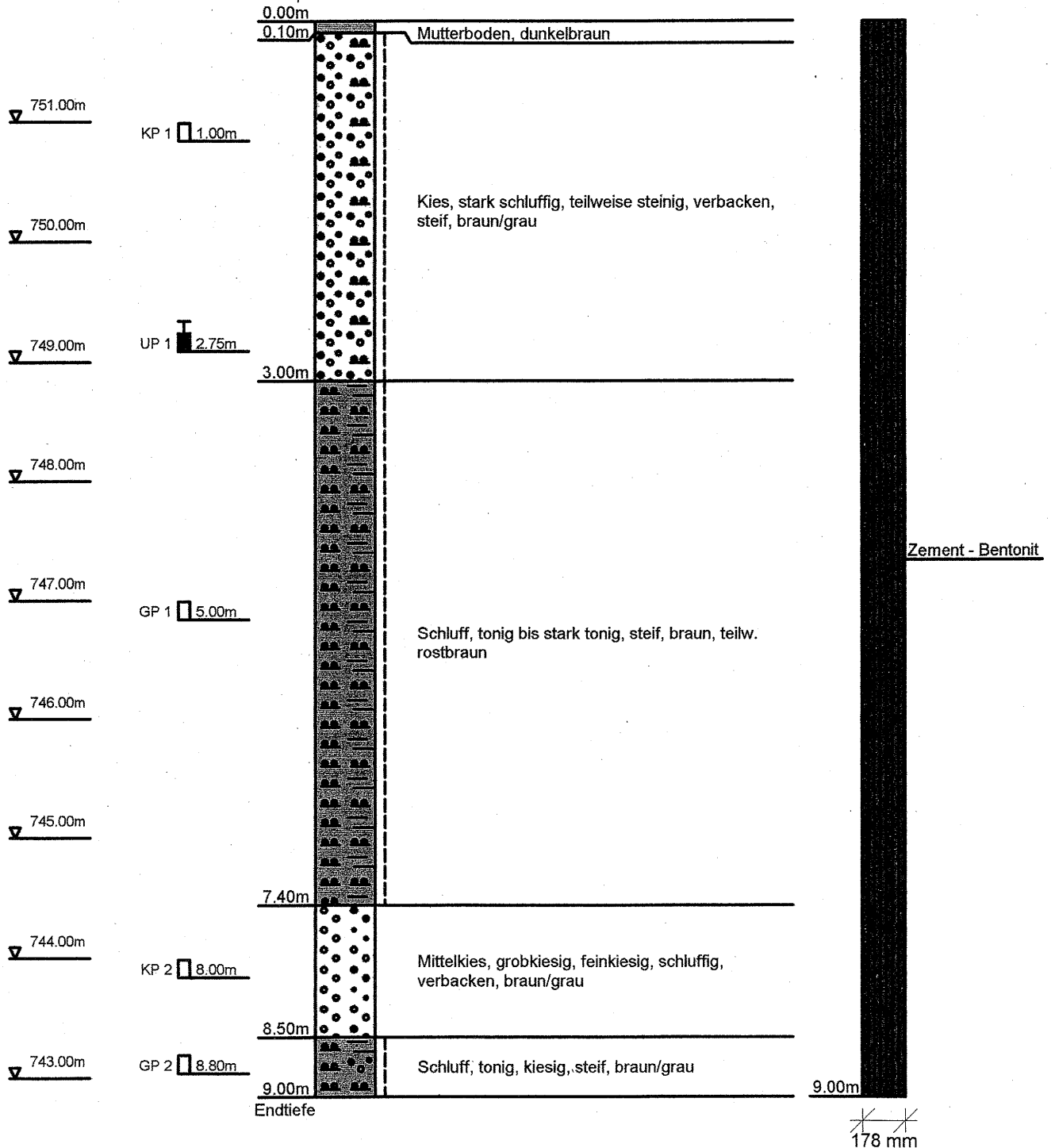


Eder Brunnenbau in Deutschland GmbH	Objekt: Albstadt, B 463 Ortsumfahrung Lautlingen
Kreuzweg 3	AG : Regierungspräsidium Tübingen
84332 Hebertsfelden	Datum: 29.04.2008
Tel. 08721 50809-0 Fax: 08721 507230	Maßstab: 1:50 / 25
	Rechtswert: 3497737.442
	Hochwert: 5341365.965

Anlage 3.2A

BK 21

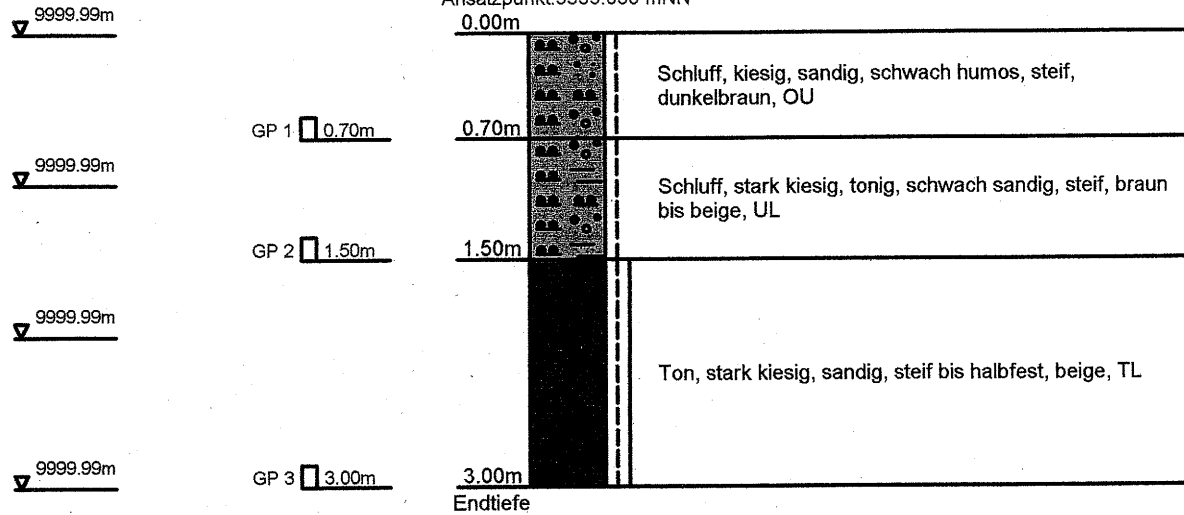
Ansatzpunkt: 751.840 mNN



Eder Brunnenbau in Deutschland GmbH	Objekt: Albstadt, B 463 Ortsumfahrung Lautlingen
Kreuzweg 3	AG : Regierungspräsidium Tübingen
84332 Hebertsfelden	Datum: 16.04.2008
Tel. 08721 50809-0 Fax: 08721 507230	Maßstab: 1:50
	Rechtswert: 3498750.865
	Hochwert: 5341382.035

BS 26

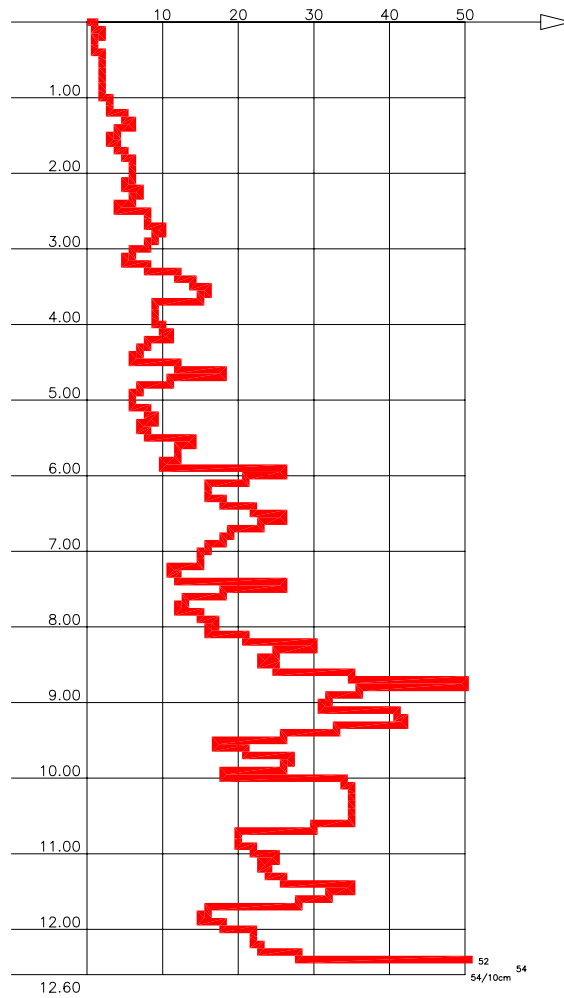
Ansatzpunkt: 9999.999 mNN



DPH 24

Profil 2+835
8,00m li.d.Achse

GOK



DR. SPANG

Ingenieurgesellschaft f. Bauwesen
Geologie und Umwelttechnik mbH
Weilstr. 29, 73734 Esslingen
Tel.:0711/3513049-0
Fax:0711/3513049-19

Bauvorhaben:

Albstadt, B 463 Ortsumfahrung Lautlingen

Auftraggeber:

Regierungspräsidium Tübingen

SCHWERE RAMMSONDIERUNG

Anlage: 5.23

Projekt-Nr.: 28.2193

Datum: 22.10.2008

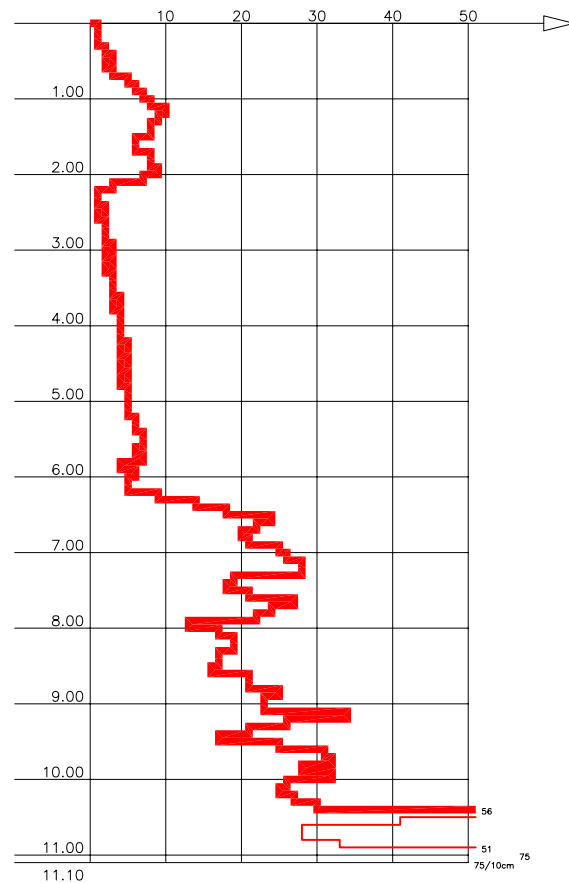
Maßstab: 1:100

Bearbeiter: Le/Her

DPH 25

Profil 3+195
25,00m li.d.Achse

GOK



DR. SPANG

Ingenieurgesellschaft f. Bauwesen
Geologie und Umwelttechnik mbH
Weilstr. 29, 73734 Esslingen
Tel.:0711/3513049-0
Fax:0711/3513049-19

Bauvorhaben:

Albstadt, B 463 Ortsumfahrung Lautlingen

Auftraggeber:

Regierungspräsidium Tübingen

SCHWERE RAMMSONDIERUNG

Anlage: 5.24

Projekt-Nr.: 28.2193

Datum: 22.10.2008

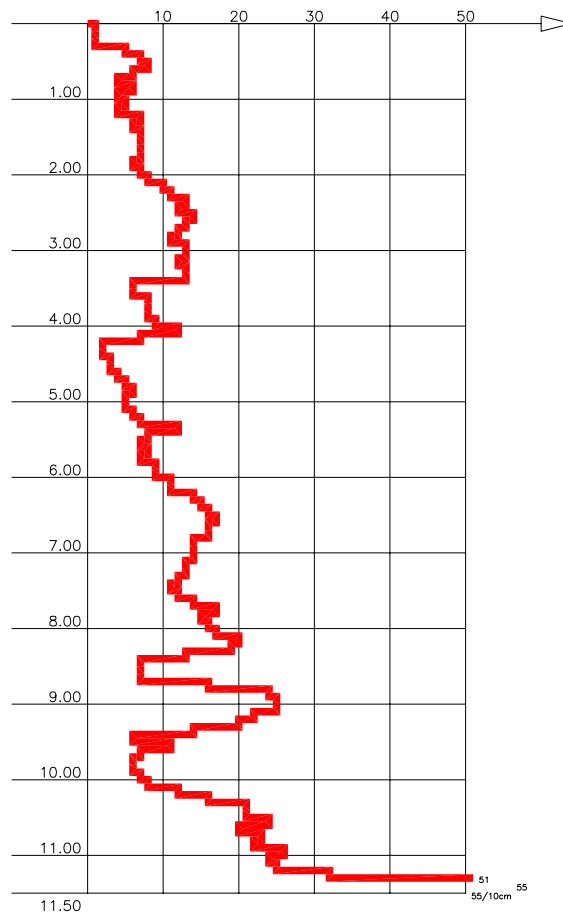
Maßstab: 1:100

Bearbeiter: Le/Her

DPH 26

Profil 3+195
25,00m re.d.Achse

GOK



DR. SPANG

Ingenieurgesellschaft f. Bauwesen
Geologie und Umwelttechnik mbH
Weilstr. 29, 73734 Esslingen
Tel.:0711/3513049-0
Fax:0711/3513049-19

Bauvorhaben:

Albstadt, B 463 Ortsumfahrung Lautlingen

Auftraggeber:

Regierungspräsidium Tübingen

SCHWERE RAMMSONDIERUNG

Anlage: 5.25

Projekt-Nr.: 28.2193

Datum: 22.10.2008

Maßstab: 1:100

Bearbeiter: Le/Her



DR. SPANG

Projekt: 38.5387

27.03.2018

Anlage 5: Längsentwicklung

INHALT

5.0	Titelblatt	(1)
5.1	Längsentwicklung der Geometrien der Sicherungsbauwerke und Kopfböschungen	(2)

Bedingung: Breite der Kopfböschung = max 20 m
 Kopfböschung = max 27° (1:2)
 Statische Mindesthöhe der Bauwerke $h_{min} = 2$ m
 Böschung < H=5,0 m, kein BW -> Böschung 1 : 2

Variante 1: Lisenenwand - Nord

Lisenenwand mit Neigung 80°
 Neigung d. Kopfböschung 27° (1:2)
 Ansatz Punkt der Kopfböschung $\Delta x = 2,0$ m

Variante 1: Lisenenwand - Süd

Lisenenwand mit Neigung 80°
 Neigung d. Kopfböschung 27° (1:2)
 Ansatz Punkt der Kopfböschung $\Delta x = 2,0$ m

Schnitt [km]	Gradiente [mNN]	UK BW [mNN]	x-Wert Fußpunkt Bauwerk ab Achse [m]	Höhe Lisenen [m ü. Gradiente]	Höhe Kopfböschg. [m]	Höhe Gesamtböschg. [m]	Höhe Lisenen [m ü. Gradiente]	Höhe Kopfböschg. [m]	Höhe Gesamtböschg. [m]
2+930	745,1 =	745,1	8,75	-	-	0,9	-	-	4,3
2+970	746,0	746,0	9,35	2,7	1,8	4,8	6,9	4,5	11,4
3+010	746,9	746,9	9,75	4,5	2,9	7,4	6,9	4,5	11,4
3+050	747,6	747,6	9,75	4,0	2,6	6,6	6,1	4,0	10,1
3+090	748,2	748,2	9,75	3,3	2,1	5,4	5,1	3,3	8,5
3+130	748,7	748,7	9,75	2,8	1,8	4,8	3,6	2,4	6,0
3+170	749,2	749,2	9,75	-	-	2,5	-	-	4,3
3+210	749,5	749,5	9,75	-	-	1,5	-	-	2,9
3+250	749,7	749,7	9,75	-	-	0,2	-	-	2,4

Variante 2: Bohrpfahlwand - Nord

Bohrpfahlwand mit Neigung 90°
 Neigung d. Kopfböschung 27° (1:2)
 Ansatz Punkt der Kopfböschung $\Delta x = 1,7$ m

Variante 2: Bohrpfahlwand - Süd

Bohrpfahlwand mit Neigung 90°
 Neigung d. Kopfböschung 27° (1:2)
 Ansatz Punkt der Kopfböschung $\Delta x = 1,7$ m

Schnitt [km]	Gradiente [mNN]	UK BW [mNN]	x-Wert Fußpunkt Bauwerk ab Achse [m]	Höhe Bohrpfahl [m ü. Gradiente]	Höhe Kopfböschg. [m]	Höhe Gesamtböschg. [m]	Höhe Bohrpfahl [m ü. Gradiente]	Höhe Kopfböschg. [m]	Höhe Gesamtböschg. [m]
2+930	745,1	745,1	8,75	-	-	0,9	2,0	1,9	3,9
2+970	746,0	746,0	9,35	2,5	2,4	5,0	5,8	5,6	11,4
3+010	746,9	746,9	9,75	4,0	3,9	7,9	6,0	5,8	11,9
3+050	747,6	747,6	9,75	3,6	3,4	7,0	5,2	5,0	10,2
3+090	748,2	748,2	9,75	3,0	2,9	5,9	4,3	4,2	8,5
3+130	748,7	748,7	9,75	-	-	5,0	3,3	3,2	6,5
3+170	749,2	749,2	9,75	-	-	2,5	2,1	2,0	4,1
3+210	749,5	749,5	9,75	-	-	1,5	-	-	2,6
3+250	749,7	749,7	9,75	-	-	0,2	-	-	2,0

Variante 3: kombinierte Lösung - Nord
 unten Schwergewichtsmauer, oben Lisenenwand
 Neigung d. Kopfböschung **20°**
 Ansatzpunkt Lisenenwand $\Delta x = 1,0$ m von OK Mauer rechts

Variante 3: kombinierte Lösung - Süd
unten Schwergewichtsmauer, oben Lisenenwand
Neigung d. Kopfböschung **20°**
Ansatzpunkt Lisenenwand $\Delta x = 1,0$ m von OK Mauer rechts

[illegible]