



Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: R. Cudmani

Heft 64

**Beiträge zum
17. Geotechnik-Tag in München
Geotechnik
Zusammenwirken von Forschung und
Praxis**

06.04.2018

München 2018

ISBN: 978-3-943683-47-9

Technische Universität München - Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Herausgegeben von Prof. R. Cudmani

Druck und Einband: Meissnerdruck GmbH, Oberaudorf

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
Westtangente Freising - Baugrundverbesserung beim Erdbau auf gering tragfähigem Untergrund	3
<i>Dipl.-Ing. Tobias Baumgärtel, EDR GmbH, München Dr.-Ing. Emanuel Birle, Zentrum Geotechnik, TU München</i>	
Bodenmechanische und erdbautechnische Aspekte der Erdverkabelung	17
<i>Prof. Dr.-Ing. Thomas Neidhart, Ostbayerische Technische Hochschule Regensburg</i>	
Neuerungen der Schildmaschinenteknik - Variable Density- und Multi mode-Maschinen	31
<i>Dr.-Ing. Gerhard Wehrmeyer, Herrenknecht AG, Schwanau</i>	
Albvorlandtunnel – BIM-Anwendungen im Tunnelbau	41
<i>Dipl.-Ing. Wolfgang Fentzloff, Implenia Construction GmbH; Infrastructure, Tunnelling&Civil Engineering, München</i>	
Von der Erdbauplanung bis zur Bauausführung, Herausforderungen an die Geotechnik und die Qualitätssicherung beim Bau des 3. Istanbuler Flughafens	55
<i>Christian Hotz, Arcadis Germany GmbH, Darmstadt Hans-Josef Kloubert, BOMAG GmbH, Boppard</i>	
Grundwasserströmungen und geohydraulische Nachweise - Theorie für die Praxis!	65
<i>Prof.-Dr.-Ing. Eugen Perau, M.Sc. Nils Meteling, M.Sc. Tobias Askamp, Fachgebiet Geotechnik, Universität Duisburg-Essen</i>	
Homogenbereiche in der Baugrundnormung – welche praktische Erfahrungen gibt es zwei Jahre nach der Einführung?	81
<i>Prof. Dr. Bastian Fuchs, TOPJUS Rechtsanwälte Kupferschmid & Partner, Schrobenhausen</i>	
Weitere Entwicklung des EC7	89
<i>Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler, RWTH Aachen, Geotechnik im Bauwesen Dr.-Ing. Bernd Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter, GUD Consult, Berlin</i>	

Der Franki Pfahl – gestern und heute	107
<i>Dipl.-Ing. Gerd Maitschke, CDM Smith Consult GmbH, Bochum</i>	
Pfähle in weichen Böden	115
Biegeknicknachweis auf Basis von Probelastungen	
<i>Dr.-Ing. Stefan Vogt, Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani Technische Universität München, Zentrum Geotechnik</i>	
Bauausführung, Anforderungen und Kontrolle der Verdichtung durch statistische Auswertung von Rammsondierungen bei der Abdichtungswand der Diavik Diamond Mine, dyke A 21	123
<i>Dr.-Ing. Konrad Nübel, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen Joshua Schorr, B.Eng, M.Sc., Zentrum Geotechnik, TU München</i>	
Verzeichnis der Schriftenreihe	137

Vorwort des Herausgebers

Auch 2018 vereint unser Geotechnik-Tag in München wieder interessante und spannende Beiträge zum Thema „Zusammenwirken zwischen Forschung und Praxis in der Geotechnik“.

Tobias Baumgärtel und Emanuel Birle berichten über ein Straßenbauprojekt auf gering tragfähigem Untergrund und der dabei erforderlichen messtechnischen Begleitung. Die aufgrund der Energiewende immer notwendiger werdende Erdverkabelung beleuchtet Thomas Neidhart aus geotechnischer Sicht. Auf den neuesten Stand der Schildvortriebs-technik im Tunnelbau bringt uns Gerhard Wehrmeyer.

Die Digitalisierung macht auch vor der Geotechnik nicht Halt und so zeigt André Borrmann die Möglichkeiten und Erfordernisse des Building Information Modeling (BIM) für die Einbeziehung des Baugrundes auf, während Wolfgang Fentzloff den erfolgreichen Einsatz bei einer Tunnelbau-Anwendung aufzeigen kann. Christian Hotz und Hans-Josef Kloubert demonstrieren am Beispiel des Neubaus des Istanbuler Flughafens die zwingende Anforderung der digitalen, flächendeckenden Qualitätssicherung, um in kürzester Zeit diese gigantische Erdbaumaßnahme mit der erforderlichen Qualität umsetzen zu können.

Die Entwicklung von Grundlagen für Grundwasserströmungsberechnungen und ihre praktische Umsetzung ist das Thema von Eugen Perau. Bastian Fuchs berichtet über die Erfahrung mit den vielfach diskutierten „Homogenbereiche“ aus juristischer Sicht und zeigt Änderungswünsche hinsichtlich der weiteren Entwicklung der Normung auf. Diese Überarbeitung ist beim Eurocode 7, der grundlegenden Geotechnik-Norm, in vollem Gange. Über den aktuellen Stand und die Perspektiven der geotechnischen Normung berichtet Martin Ziegler.

Dem Thema Pfähle widmen sich die Beiträge von Gerd Maitzschke, der eine Retrospektive des „Franki“-Pfahls und den aktuellen Stand der Technik darstellt, und von Stefan Vogt und Roberto Cudmani, die einen auf der Grundlage von Forschungsergebnissen entwickelten Knicknachweis für Mikropfähle auf der Basis von Ergebnissen von Probelastungen vorstellen und validieren. Über ein spannendes Projekt einer Dammumschließung einer Diamantenmine im See mit einer Dichtwand in Kombination mit einer Rütteldruckverdichtung und die Qualitätssicherung und Risikoabschätzung basierend auf Rammsondierungen berichten Konrad Nübel und Joshua Schorr.

Die Beiträge demonstrieren eindrucksvoll, dass die in der Praxis zu bewältigenden geotechnischen Aufgabenstellungen stets komplexer werden. Forschung und Praxis sind gleichermaßen gefordert, geotechnische Probleme ingenieurmäßig zu analysieren und technische und wirtschaftliche Lösungen zu entwickeln. Dies und eine partnerschaftliche Zusammenarbeit von Auftraggebern und Auftragsnehmern sind insbesondere in der Geotechnik dringend erforderlich, um den hohen bautechnischen Anforderungen des modernen Bauingenieurwesens gerecht zu werden.

Der Geotechnik-Tag fand wieder in Abstimmung mit der DGGT, der Bayerischen Ingenieurkammer Bau, dem VDI Bayern und dem Bayerischen Bauindustrie-Verband statt, die wie in vorherigen Jahren die Veranstaltung ideell unterstützten.

München im November 2018, Roberto Cudmani

Westtangente Freising - Baugrundverbesserung beim Erdbau auf gering tragfähigem Untergrund

Dipl.-Ing. Tobias Baumgärtel, EDR GmbH, München
Dr.-Ing. Emanuel Birle, TU München, Zentrum Geotechnik

1 Projektvorstellung

Die Stadt Freising realisiert mit der Westtangente Freising eine 3,5 km lange Umfahrung zwischen der B11 im Süden und der St 2084 im Westen der Stadt. Baubeginn der Maßnahme war im Jahr 2015, die Fertigstellung ist für Ende 2019 geplant.

Die Maßnahme gliedert sich in die Bauabschnitte zur westlichen und südlichen Anbindung an die bestehenden Straßen sowie

- ein ca. 0,9 km langes Tunnel- und Trogbauwerk und
- einen 1,5 km langen Abschnitt der freien Strecke mit mehreren Brücken und Dammbauwerken.

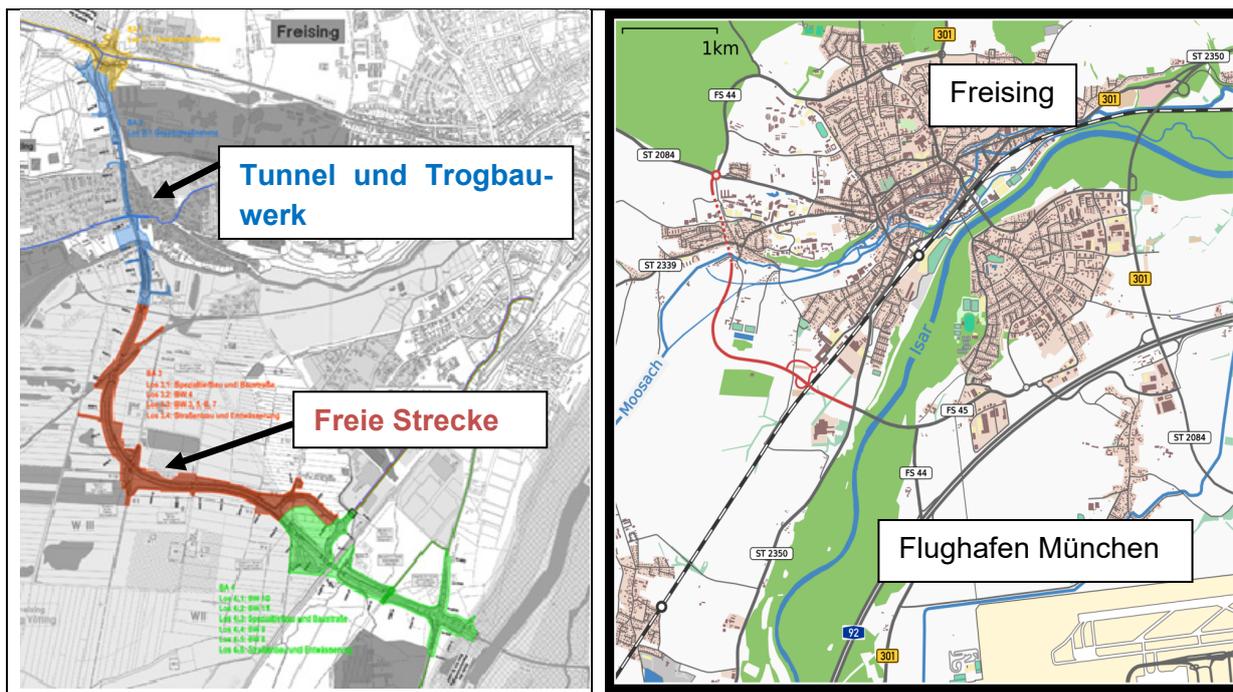


Abbildung 1 Projektlage

Im Bereich der freien Strecke verläuft die Trasse der Westtangente Freising überwiegend in leichter Dammlage. In mehreren Abschnitten stehen gering tragfähige Böden an, in denen zur Gewährleistung einer ausreichenden Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit Maßnahmen zur Bodenverbesserung erforderlich wurden.

2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Die Trasse der Westtangente Freising durchfährt von Norden kommend die Ausläufer des tertiären Hügellandes und quert im südlichen Anschluss in Richtung Isar das Freisinger Moos.

Im Bereich der freien Strecke im Freisinger Moos bestimmen junge geologische Formationen die oberen Bodenschichten. So stehen in weiten Bereichen unterhalb des Oberbodens zunächst Tone und Torfe in unterschiedlichen Mächtigkeiten an, bevor quartäre Kiese in lockerer bis mitteldichter Lagerung angetroffen werden.

Die größten Mächtigkeiten der Tone und Torfe von bis zu 6 m werden im Anschluss an das tertiäre Hügelland, am nordwestlichen Rand des Freisinger Moooses, nahe der Moosach, angetroffen. Im weiteren Verlauf der freien Strecke nach Süden nimmt die Mächtigkeit der Tone und Torfe ab und liegt überwiegend bei etwa 4 m.

Auch die Zusammensetzung und geotechnischen Eigenschaften der Tone und Torfe variieren. In den Bereichen mit der größten Mächtigkeit stehen überwiegend Torfe mit hohen organischen Anteilen (Glühverluste $V_{gl} > 35 \%$, Wassergehalte bis zu 800 %) und nur untergeordnet Tone und Schluffe mit organischen Beimengungen an. Mit abnehmender Mächtigkeit der gering tragfähigen Schichten nach Süden werden die Torfe zunehmend mineralischer (Glühverluste $V_{gl} < 35 \%$) und gleichzeitig nehmen auch die Anteile der Tone und Schluffe an den gering tragfähigen Schichten zu.

Im gesamten Bereich der freien Strecke steht das Grundwasser sehr hoch, im Hochwasserfall geländegleich, an. Die mittleren Grundwasserstände wurden ca. 0,6 m unter Gelände angetroffen. Teils steht das Grundwasser unterhalb der gering tragfähigen Tone und Torfe aufgrund deren geringeren Durchlässigkeiten auch gespannt mit einem Überdruck von ca. 3,5 mWS (35 kN/m²) an.

In Abhängigkeit von der Zusammensetzung und den organischen Anteilen wurden die Tone und Schluffe in vier Gruppen gegliedert. Die undrainede Scherfestigkeit der Torfe wurde im in-situ Zustand zwischen $c_u = 7,5$ kPa und 15 kPa ermittelt. Die Tone weisen eine etwas höhere undrainede Scherfestigkeit $c_u = 15$ kPa bis 20 kPa auf. In Tabelle 1 sind wesentliche charakteristische Kenngrößen der Tone und Schluffe im in-situ Zustand angegeben.

Bodenart	Bezeichnung	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Undrainede Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]	Wichte γ/γ' [kN/m ³]
Tone und Schluffe (junge Auesedimente), nicht bis stark organisch ($V_{gl} < 15 \%$)	T1	22,5	7,5	20	20/10
	T2	20	5	15	20/10
Torf Gruppe 1: $V_{gl} < 35 \%$ Gruppe 2: $V_{gl} > 35 \%$	H1	20	5	15	11/1
	H2	20	5	7,5 - 15	11/1

Tabelle 1 Charakteristische Kenngrößen der Torfe, Tone und Schluffe

Die geringe Steifigkeit der Torfe, Tone und Schluffe ist aus den ermittelten Steifemoduln erkennbar. Für die Erstbelastung der Torfe wurden bei hohen organischen Anteilen sehr geringe Steifemoduln von $E_s = 0,1$ MPa ermittelt. Auch die Steifemoduln der Tone Schluffe liegen bei Erstbelastung nur in einem Bereich von $E_s = 1$ bis 3 MPa. Für die gebildeten vier Gruppen sind in Tabelle 2 die ermittelten, spannungsabhängigen Steifemoduln zusammengefasst.

Bodenart	Bezeichnung	Steifemoduln			
		Erstbelastung		Wiederbelastung	
		E_s [MN/m ²]	bei σ [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	bei σ [kN/m ²]
Tone und Schluffe (junge Auesedimente), nicht bis stark organisch ($V_{GI} < 15\%$)	T ₁	1,5 3	0 – 50 50 - 100	12	50 - 200
	T ₂	1	0 - 100	5	100 - 200
Torf Gruppe 1: $V_{GI} < 35\%$	H ₁	0,5	0 – 200	1,2	50 - 200
Gruppe 2: $V_{GI} > 35\%$	H ₂	0,1	0 - 50	0,8 1,2	50 – 100 100 - 150
		0,2	50 - 100		
		0,45	100 - 150		

Tabelle 2 Spannungsabhängige Steifemoduln der Torfe, Tone und Schluffe

Die Bodenschichten der Tone und Torfe wurden für die einzelnen Abschnitte der freien Strecke in charakteristische Bereiche unterteilt und dienen als Grundlage für die erdstatischen Nachweise. Ein exemplarischer charakteristischer Bodenaufbau ist in Abbildung 2 dargestellt.

Abschnitt km 1+640 - 1+920

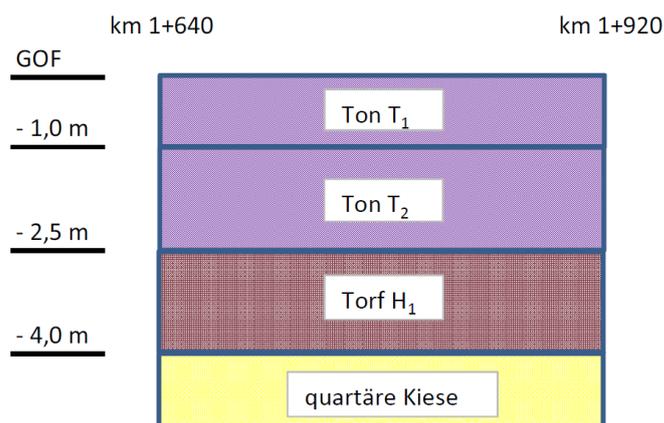


Abbildung 2 Exemplarischer charakteristischer Bodenaufbau im Bereich freier Strecke

3 Maßnahmen zur Baugrundverbesserung

3.1 Systemfindung

Im Merkblatt über den Straßenbau auf wenig tragfähigen Untergrund der FGSV sind die unterschiedlichen Möglichkeiten zur Baugrundverbesserung beschrieben. Untergliedert werden die Maßnahmen demnach in:

- Konsolidationsverfahren
- Bodenaustauschverfahren
- Aufgeständerte Gründungspolster
- Verwendung von Leichtbaustoffen

Im Rahmen der Planung der erforderlichen Baugrundverbesserung wurden unterschiedliche Möglichkeiten hinsichtlich ihrer bautechnischen und genehmigungstechnischen Umsetzbarkeit sowie deren Wirtschaftlichkeit bewertet.

Die zu verbessernde Streckenlänge der Westtangente Freising beträgt in Summe ca. 720 m, unterteilt in drei Abschnitten. In den zu verbessernden Abschnitten verläuft die Strecke in leichter Dammlage mit Dammhöhen von 1,5 m bis 2,5 m. Bei querenden Wirtschaftswegen sind deren Anrampungen an Brückenbauwerke mit Höhen von bis zu ca. 8 m herzustellen.

Begleitend zur Trasse verlaufen teils Wirtschaftswegen und Begleittämme. Ein Teil der zu verbessernden Strecke liegt zudem in einem Wasserschutzgebiet Schutzzone III. Ein exemplarischer Querschnitt der Westtangente Freising ist in der Abbildung 3 dargestellt.

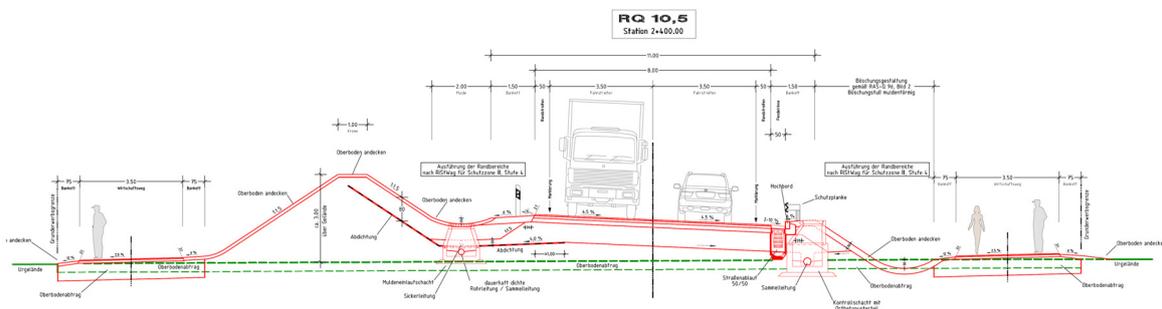


Abbildung 3 Exemplarischer Querschnitt Westtangente Freising

Eine Baugrundverbesserung durch Bodenaustausch wurde aufgrund des erforderlichen großen Austauschvolumens von ca. 55.000 m³, dem hohen Grundwasserstand und dem kaum genehmigungsfähigen Austausch im Wasserschutzgebiet rasch verworfen.

Auch eine Baugrundverbesserung mittels aufgeständertem Gründungspolster war in weiten Teilen nicht realisierbar. So kann bei geringer Dammhöhe, hohem Grundwasserstand und teils erforderlichen Entwässerungseinrichtungen (Wasserschutzgebiet) nur eine begrenzte Bau- und Konstruktionshöhe realisiert werden. Die Empfehlung der EBGEO für bewehrte Erdkörper auf punktförmigen Traggliedern können unter diesen Randbedingungen nicht umgesetzt werden. Dementsprechend kam diese Art der Gründung nicht zum Einsatz.

Realisiert wurde daher im Bereich der freien Strecke eine Baugrundverbesserung mittels Konsolidierungsverfahren durch Überlastschüttung. Die zum Erreichen einer ausreichenden Bodenverbesserung erforderliche Konsolidationszeit stand ausreichend zur Verfügung. Der Straßenbau der Westtangente Freising ist überwiegend im Jahr 2019 vorgesehen. Die Herstellung der Überlastschüttung war bereits im Jahr 2016 möglich und erforderlich, da die Trasse der Westtangente als Baustraße zur Andienung der Tunnelbaustelle sowie zur Errichtung der Bauwerke genutzt wird. Damit stand eine Konsolidierungszeit von ca. 2 Jahren zur Verfügung.

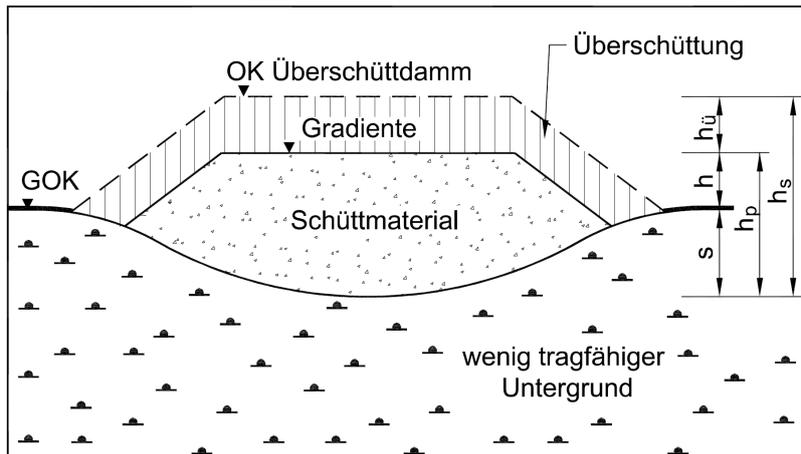


Abbildung 4 Prinzip Überlastschüttung (Quelle: FGSV, Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund)

Mit dem Konsolidierungsverfahren mittels Überlastschüttung werden die zu erwartenden Untergrundverformungen vorweggenommen. Im Merkblatt über den Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund der FGSV sind hierzu verschiedene Hinweise und Empfehlungen gegeben. Für die erforderliche Überschüttthöhe h_u wird die 1,5 bis 2,0-fache Dammhöhe empfohlen.

Um den Erfolg der Maßnahme zu überwachen und zu beurteilen, ist eine messtechnische Überwachung erforderlich. Hierzu werden neben Maßnahmen zur Setzungsmessung üblicherweise auch Porenwasserdruckgeber eingesetzt.

3.2 Umsetzung freie Strecke

Bei der Westtangente Freising wurde eine Überschüttthöhe von ca. 2,0 m realisiert. Die erforderliche Überschüttthöhe wurde durch Setzungsberechnungen so bestimmt, dass die rechnerischen Setzungen resultierend aus der Last der Überlastschüttung an jeder Stelle größer sind als die rechnerischen Setzungen aus der Last des späteren Straßendamms (inkl. Straßenaufbaus) zzgl. den rechnerischen Setzungen aus einem Lastanteil der Verkehrsbelastung. Dieser Lastanteil wurde mit 75 % der Verkehrsbelastung angenommen.

Die aus der Überlastschüttung resultierenden rechnerischen Setzungen im Bereich der freien Strecke lagen in Abhängigkeit von den Untergrundeigenschaften und Schütthöhen zwischen ca. 30 cm und 40 cm.

In Abbildung 5 ist die Dimension der Überlastschüttung visualisiert.

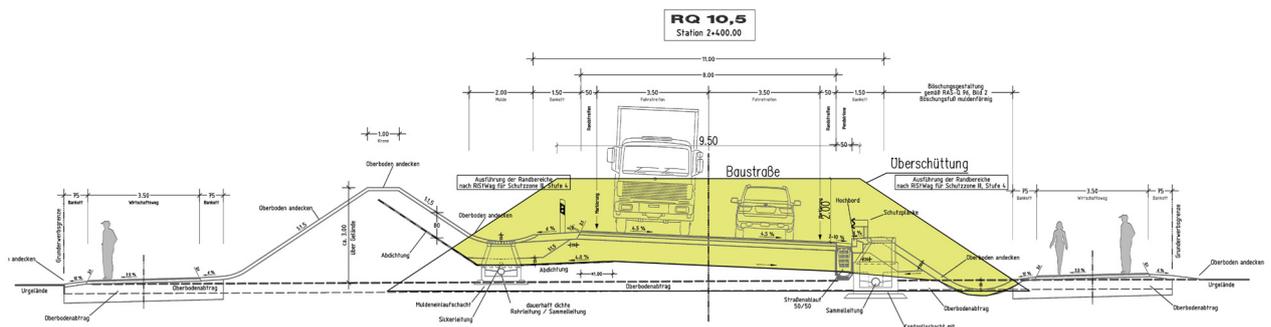


Abbildung 5 Visualisierung Überlastschüttung im Vergleich zum Straßenquerschnitt

Zur Beschleunigung der Konsolidation wurden geotextilmantelte Vertikaldräns in einem Raster von 1,5 m x 1,5 m eingebaut. Die erforderliche Konsolidationszeit und damit die Mindestliegezeit der Überlastschüttung wurde unter Ansatz der Vertikaldräns und eines Durchlässigkeitsbeiwerts der Tone und Torfe von $k_f = 5 \times 10^{-9}$ m/s bestimmt. Rechnerisch sind die anstehenden Böden nach 180 Tagen auskonsolidiert. Die tatsächliche Liegezeit der Überlastschüttung ist deutlich länger, so dass auch ein Teil der Kriechverformungen vorweggenommen werden kann.

In Summe wurden etwa 11.000 Vertikaldräns mit einer Gesamtlänge von ca. 58.000 lfm eingebracht (siehe Abbildung 6).



Abbildung 6 Ausführung Vertikaldräns Westtangente Freising

Aufgrund der ungünstigen Untergrundverhältnisse kam der Gerätestandsicherheit und der Standsicherheit der Überlastschüttungen während der Schüttprozesse maßgebliche Bedeutung zu. Hierzu wurde die Standsicherheit der Dämme unter Ansatz undrännierter Scherfestigkeiten der Tone und Torfe mit zunehmender Schütthöhe berechnet und jeweils die zum Erreichen einer ausreichenden Standsicherheit erforderlichen c_u -Werte bestimmt. Anschließend wurde rechnerisch abgeschätzt, welche Liegezeit bei der jeweiligen Schütthöhe erforderlich ist, um die erforderliche Zunahme der undrännierten Scherfestigkeit der Ton und Torfe zu

erreichen. Auf Basis dieser Berechnungen wurde in der Regel eine zulässige Schüttgeschwindigkeit von 0,5 m in sieben Tagen bestimmt. Die Schüttzeit zum Erreichen der Dammhöhen lag damit zwischen 55 und 60 Tagen.

Aufgrund ungünstigerer Untergrundverhältnisse war in einigen Abschnitten rechnerisch dennoch eine längere Liegezeit einzelner Schüttschichten während der Herstellung erforderlich. Für einen wirtschaftlichen und kontinuierlichen Schüttprozess im gesamten Streckenverlauf waren daher Zusatzmaßnahmen erforderlich. Hierzu wurde bereichsweise ein hochzugfestes Geotextil ($F_d = 110 \text{ kN/m}$) an der Dammbasis eingebaut, um die bauzeitliche Standsicherheit zu verbessern (siehe Abbildung 7). In Bereichen ohne statisch erforderliches Geotextil wurde konstruktiv an der Dammbasis ein Geogitter mit einer charakteristischen Zugfestigkeit $F_k = 30 \text{ kN/m}$ eingelegt.

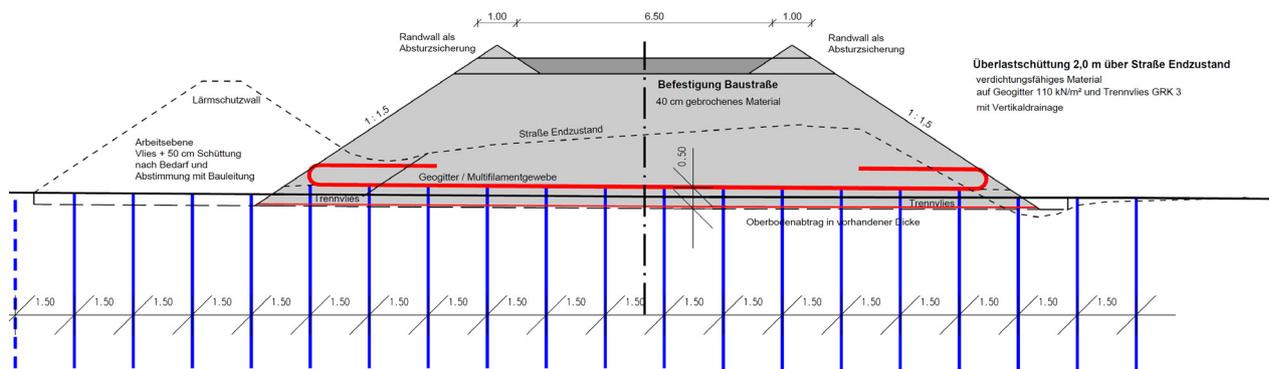


Abbildung 7 Regelquerschnitt Überlastschüttung mit Vertikaldräns und Geotextil

3.3 Übergangsbereiche zu Bauwerken

Zusätzlich zur Überlastschüttung wurden im Übergangsbereich zu Querungen und Brücken Rüttelstopfsäulen zur Baugrundverbesserung eingebaut, um eine kontinuierliche Steifigkeitszunahme von der freien Strecke zum Bauwerk zu erreichen. In Summe wurden ca. 6.750 m RSV-Säulen ausgeführt.

Da die Torfe zwar bereichsweise eine sehr geringe undrained Scherfestigkeit zwischen 7,5 kPa und 15 kPa aber aufgrund ihrer faserigen Zusammensetzung eine deutliche Strukturfestigkeit aufweisen, wurde die Ausführung einer Rüttelstopfverdichtung grundsätzlich als machbar beurteilt. Zu Beginn der Maßnahme wurde die Ausführbarkeit in einem Probefeld überprüft und bestätigt.

In Abhängigkeit von den anstehenden Tonen und Torfen sowie den zu schüttenden Dammhöhen waren die Rüttelstopfsäulen teils auch statisch erforderlich. Je nach Einsatzzweck wurden zwei unterschiedliche Säulenraster umgesetzt.

In der Variante 1 wurden Rüttelstopfsäulen mit einem Durchmesser $d = 0,6 \text{ m}$ im quadratischen Raster von $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$ ausgeführt. Die Säulenlängen der Variante 1 betragen ca.

7 m bis 8 m. Damit wurden nicht nur die Tone und Torfe verbessert, sondern auch die unterlagernden quartären Kiese, die in geringer Tiefe nur eine lockere Lagerung aufweisen.

In der *Variante 2* wurde zentrisch zwischen den RSV-Säulen im Raster 1,5 m x 1,5 m eine Sekundärsäule mit Durchmesser $d = 0,8$ m gesetzt. Diese Sekundärsäulen wurden nur in den Torf- und Tonschichten ausgeführt und auf der Oberfläche der Kiese abgesetzt.

Zur Bemessung der Verbesserung des Baugrundes wurde das Verfahren nach Priebe angewendet. Der rechnerisch erreichbare Verbesserungsfaktor lag bei Ausführung der *Variante 1* bei ca. 1,5. Bei der *Variante 2* errechnet sich ein Verbesserungsfaktor von ca. 3 (siehe Tabelle 3).

Bodenart	Rechenkennwerte ohne RSV			Rechenkennwerte mit RSV		
				Variante 1 – Primärsäulen 1,5 m x 1,5 m		
	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Steifmodul E_s [MN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Steifmodul E_s [MN/m ²]
T1	22,5	7,5	1,5	28,6	4,7	2,4
T2	20	5	1	27,2	3,1	1,6
H1	20	5	0,5	27,2	3,1	0,8
H2	20	5	0,1	27,2	3,1	0,15

Bodenart	Rechenkennwerte ohne RSV			Rechenkennwerte mit RSV		
				Variante 2 – Primär + Sekundärsäulen		
	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Steifmodul E_s [MN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Steifmodul E_s [MN/m ²]
T1	22,5	7,5	1,5	33,1	2,5	4,6
T2	20	5	1	32,5	1,6	3,1
H1	20	5	0,5	32,5	1,6	1,6
H2	20	5	0,1	32,5	1,6	0,3

Tabelle 3 Verbesserungsfaktoren nach Priebe

Trotz des teils sehr engen Säulennrasters und der großen Verbesserungsfaktoren lagen die rechnerisch zu erwartenden Setzungen bei hohen Bauwerksanrampungen (Überlastschüttungen von bis zu 10 m, siehe Abbildung 8) bei 40 cm bis 45 cm. Ohne entsprechende Maßnahmen wären rechnerischen Setzungen aus den Überlastschüttungen von größer 1 m zu erwarten gewesen.



Abbildung 8 10 m Überlastschüttung im Bereich Brückenanrampung (vorne im Bild bereits wieder freigelegte RSV nach Rückbau Überlastschüttung)

3.4 Sonderlösung Querung Gashochdruckleitung

In einem Abschnitt der Überlastschüttung der Westtangente Freising quert eine Gashochdruckleitung DN 350 die Trasse. Die Gashochdruckleitung liegt im Bestand in einer geringen Tiefe von ca. 0,8 m unter Gelände.

Die aus der Überlastschüttung resultierenden Setzungen waren unverträglich für die Gasleitung. Die Herstellung einer Spartenbrücke wurde aus wirtschaftlichen Gründen verworfen, so dass eine Umverlegung erforderlich wurde.

Zur Reduzierung der Setzungen und zur Gewährleistung ausreichend geringer Krümmungen der umverlegten Gasleitung war eine Rüttelstopfverdichtung allein nicht ausreichend. Als Lösung wurde eine Kombination aus unbewehrten Betonsäulen und Rüttelstopfsäulen ausgeführt.

Die Gasleitung wurde auf einer Betontragplatte aufgelagert. Unterhalb der Tragplatte wurden von der ausführenden Firma Dyniv CMC-Säulen mit 0,4 m Durchmesser hergestellt. Die Tragplatte und die CMC-Säulen wurden durch eine 0,35 m dicke lastverteilende Kiesschicht getrennt. Hierdurch wird konstruktiv gewährleistet, dass die unbewehrten CMC-Säulen im Wesentlichen nur durch Vertikallasten beansprucht werden.

Zur Herstellung der CMC-Säulen wurde der anstehende gering tragfähige Baugrund durch Rüttelstopfsäulen mit einem Durchmesser von 0,8 m vorvergütet. Auch außerhalb der Tragplatte wurde der anstehende Baugrund durch Rüttelstopfsäulen verbessert. Das Raster bestand aus Primär- und Sekundärsäulen analog zur Ausführung im Bereich der Bauwerke. Die ausgeführte Lösung ist in Abbildung 9 skizziert.

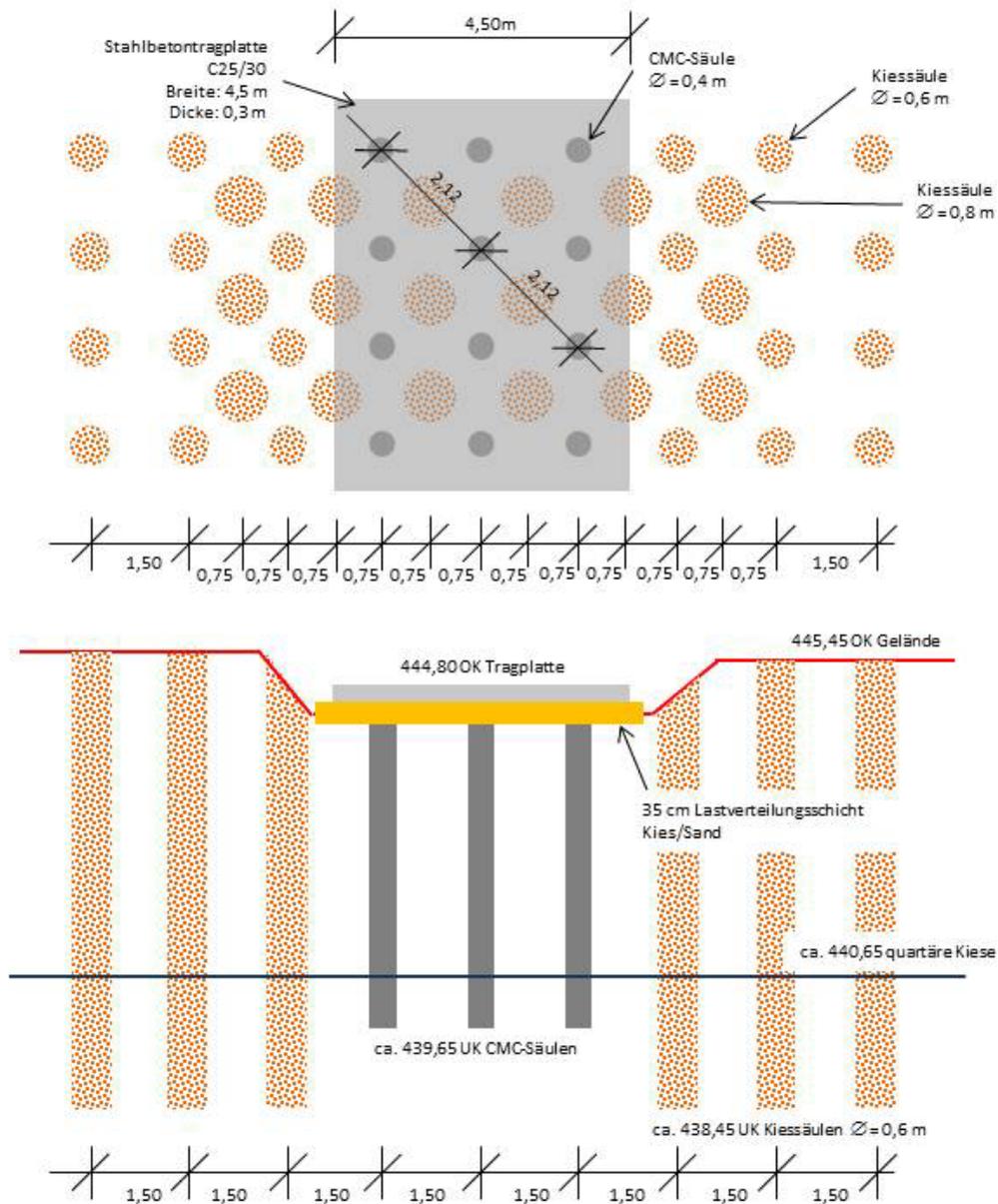


Abbildung 9 Bodenverbesserung unterhalb Gasleitung

4 Messtechnische Überwachung

4.1 Messquerschnitte

Um während der Herstellung der Überlastschüttungen eine ausreichende Standsicherheit zu gewährleisten und um den Erfolg der Baugrundverbesserung zu überprüfen und zu belegen, wurde die Maßnahme messtechnisch überwacht.

Die eingebaute Messtechnik bestand aus hydrostatischen Messlinien (System Lhotzky) an insgesamt 5 Messquerschnitten, welche die Setzungen quer zu Achse ermittelten. Zusätzlich wurde auf der Tragplatte der Gasleitung eine Messlinie eingebaut. Die Messungen basieren auf dem System kommunizierender Röhren. Ermittelt wird jeweils der Druckunterschied zwischen dem Referenzpunkt (Wasserstand im Messkoffer) und dem Wasserstand im Schlauch durch Differenzdruckgeber. Die realisierten Längen der Messlinien lagen zwischen 30 m und 65 m.

Zur Setzungsmessung entlang der Streckenachse wurden Setzungspegel im Abstand von 25 m installiert und diese in regelmäßigen Abständen geodätisch vermessen.

Zusätzlich zu den Setzungsmessungen wurden in den jeweiligen Messquerschnitten Porenwasserdrücke durch Porenwasserdruckgeber gemessen und Grundwassermessstellen für ein Grundwassermonitoring errichtet. Die Porenwasserdruckgeber wurden paarweise in Dammmitte und an den Rändern der Überlastschüttung in Tiefen von ca. 1,5 m und 3,5 m unter Gelände eingebaut. Die Ergebnisse der Porenwasserdruckmessung dienen vor allem zur Überwachung und Prognose der möglichen Schüttgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Auf- und Abbau von Porenwasserdrücken.

In Abbildung 10 ist ein exemplarischer Messquerschnitt mit der Anordnung der Messgeber skizziert.

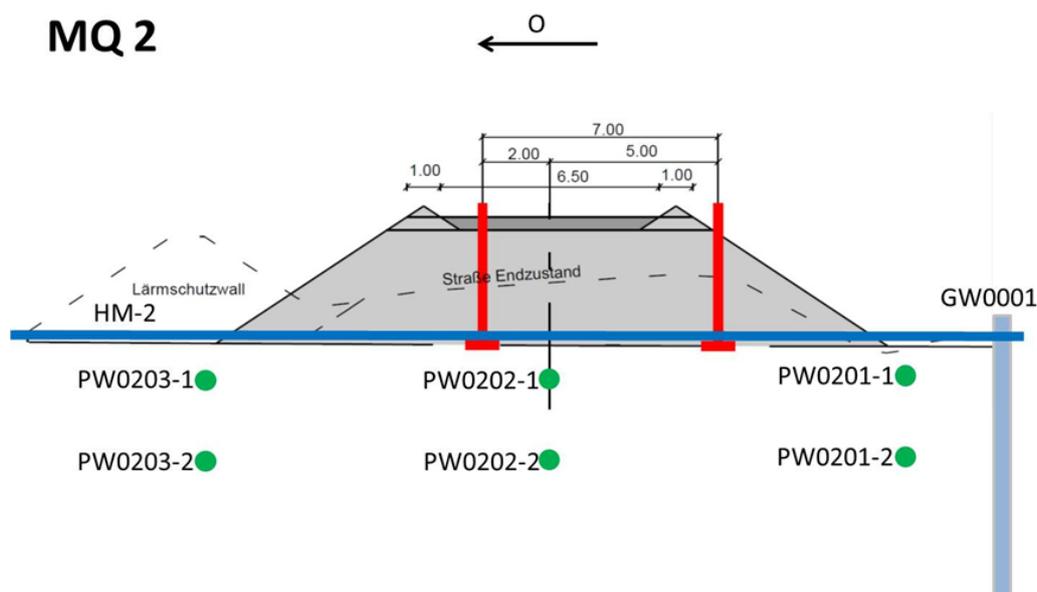


Abbildung 10 Exemplarischer Messquerschnitt (rot - Setzungspegel, blau - hydrostatische Messlinie HM-2, grün - Porenwasserdruckgeber PW0201-1 bis PW0203-2, hellblau - Grundwassermessstelle GW0001)

4.2 Ergebnisse Setzungsmessungen

Die sich in Dammquerrichtung einstellende Setzungsmulde kann mit den eingebauten hydrostatischen Messlinien sehr genau erfasst werden. Die Setzungen können an jeder beliebigen Stelle in Dammquerrichtung ausgewertet werden.

In Abbildung 11 sind die Ergebnisse für einen Zeitraum von ca. 6 Monaten dargestellt. Anhand der immer dichter zusammenliegenden Verformungskurven ist die Abnahme der Setzungszunahme mit längerer Liegezeit gut ersichtlich.

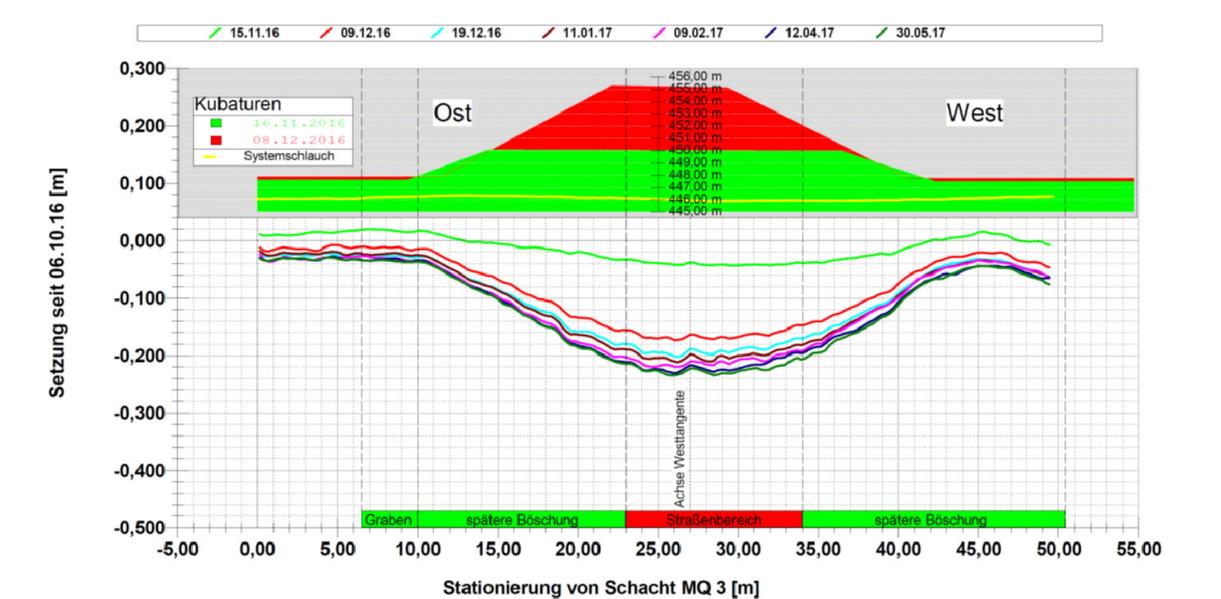


Abbildung 11 Ergebnis Setzungsmessung hydrostatische Messlinie

Die zeitliche Entwicklung der Setzungen kann auch anhand der Setzungspegel punktuell überprüft werden. In Abbildung 12 sind die gemessenen Setzungen an einem Setzungspegel und die jeweilige Schütthöhe der Überlastschüttung gegenübergestellt. Bei Erreichen der Endhöhe der Überlastschüttung wurde an diesem Setzungspegel eine Setzung von 32 cm gemessen. In den folgenden drei Monaten nahm die Setzung noch um 8 cm zu. Diese zeitliche Entwicklung korrespondierte sehr gut zu den Messergebnissen der Porenwasserdruckgeber. Die gemessenen Porenwasserdrücke gingen in der Regel nach Erreichen der größten Schütthöhen in einem Zeitraum von ca. 6 bis 8 Wochen auf die Werte vor Baubeginn zurück.

Insgesamt konsolidierten die Tone und Torfe etwas schneller als prognostiziert. Die gemessenen Setzungen waren tendenziell etwas größer (bis ca. 10 %) als vorab rechnerisch ermittelt.

In Bereichen mit Rüttelstopfverdichtung wurden anhand der Setzungsmessungen die Steifemoduln in situ rückgerechnet, um die Verbesserungsfaktoren nach Priebe (siehe Tabelle 3) zu bestätigen. Auch hier zeigten sich gute Übereinstimmungen. Beispielsweise wurde im Bereich der höchsten Überlastschüttung von 10 m (siehe Abbildung 8) durch Rückrechnung ein mittlerer Steifemodul $E_s \approx 2,4 \text{ MN/m}^2$ bestimmt. Für den dort gültigen Homogenbereich (siehe Abbildung 2) und die ausgeführte RSV Variante 2 (siehe Tabelle 3)

war nach Priebe von einem verbesserter Steifemodul $E_s = 2,9 \text{ MN/m}^2$ (gewichteter Mittelwert der Steifemoduln der drei anstehenden Bodenschichten) auszugehen.

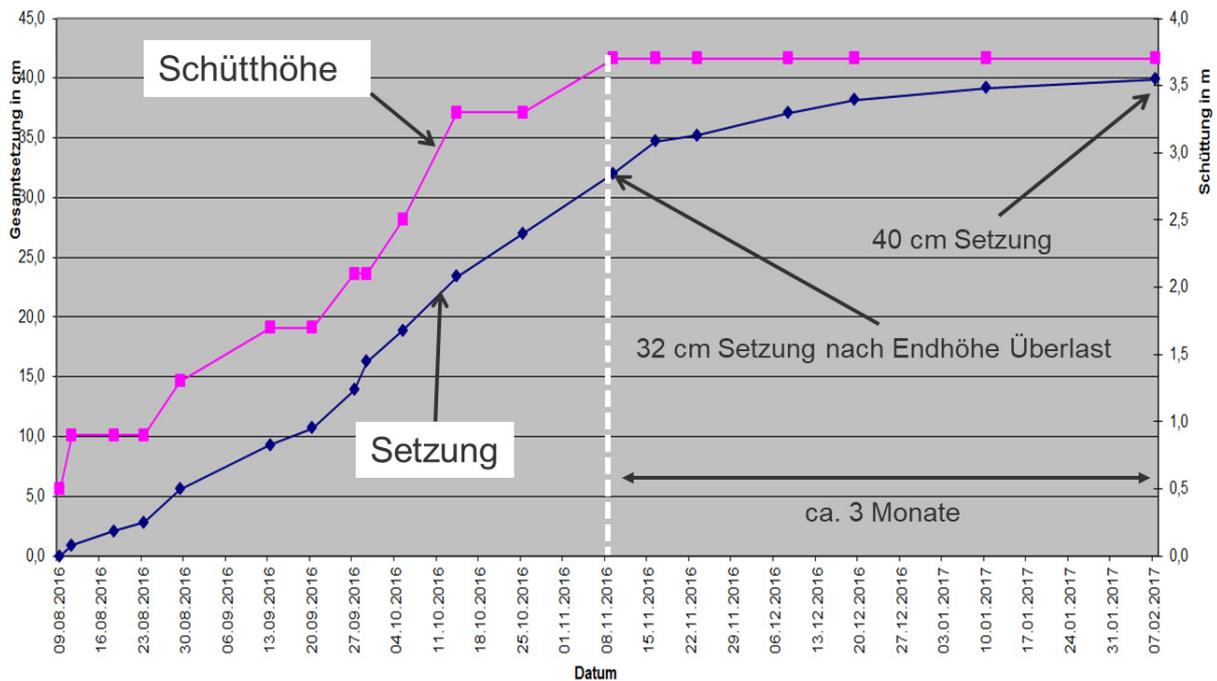


Abbildung 12 exemplarische Auswertung Setzungspegel

5 Zusammenfassung

Beim Bau der Westtangente Freising werden bis zu 4 m mächtige gering tragfähige Torfe, Tone und Schluffe in Dammlage gequert. Die erforderliche Baugrundverbesserung zur ausreichend tragfähigen und gebrauchstauglichen Gründung der Dämme wurde durch eine Überlastschüttung zur Vorwegnahme der Setzungen realisiert. Zur Beschleunigung der Konsolidation wurden geotextile Streifendrains eingebracht. Im Übergangsbereich zu Bauwerken wurden Rüttelstopfsäulen ausgeführt. Eine querende Gashochdruckleitung wurde auf einer Baugrundverbesserung bestehend aus CMC-Säulen, Rüttelstopfsäulen und Tragplatte ausreichend verformungsarm gegründet. Die Maßnahmen der Baugrundverbesserung wurden umfangreich messtechnisch begleitet. Hierzu wurden Setzungspegel, Porenwasserdruckgeber und hydrostatische Messlinien eingesetzt. Anhand der messtechnischen Überwachung konnte die zeitliche Entwicklung der Baugrundverbesserung kontinuierlich beurteilt und deren Erfolg bestätigt werden.

6 Literatur

Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen - EB GEO, 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2010

FGSV (2010): Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund, FGSV Verlag, Köln

Priebe, H. J. (1995): Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtung, Ground Engineering, Dezember 1995, Fachaufsatz GT 07-13 D

Vogt, N. (2015), Westtangente Freising, Baugrund- und Grundwasserverhältnisse, Projekt Nr. 11140/494 vom 04.12.2015, unveröffentlicht.

Bodenmechanische und erdbautechnische Aspekte der Erdverkabelung

Prof. Dr.-Ing. Thomas Neidhart
OTH Regensburg

1 Stromtrassen und Erdverkabelung

Da oberirdische Stromleitungen bei der Bevölkerung zunehmend auf Widerstände stoßen, werden große Abschnitte der geplanten Nord-Süd-Stromtrassen in Gräben verlegt und sollen mit bis zu 525 kV Gleichstrom (DC) betrieben werden. Bei den Netzbetreibern wird diese Art der Verlegung zumeist als „Erdverkabelung“ bezeichnet, wobei nicht nur Kabel, sondern auch Stromrohre verlegt werden. Die Ausbildung der Trassen mit erdverlegten Kabeln oder Rohren kann auf der Homepage der Bundesnetzagentur [1] abgerufen werden. Weiterhin gibt es einige Bauvorhaben, wie z.B. EnLAG5 Diele – Niederrhein in NRW, das bereits abschnittsweise als Erdkabelpilotprojekt mit 380 kV Wechselstrom (AC) realisiert wurde.

Während bauzeitlich zur Zwischenlagerung des Bodenaushubs Baustreifen von bis zu 42 m benötigt werden, verbleiben nach dem Bau lediglich Schutzstreifen von maximal 11 m Breite (Bilder 1 und 2). Die Mindestüberdeckung der Kabelschutzrohre beträgt 1,30 m, wobei für den Bau von Regel-Kabelgraben-Profilen nach DIN 4124 mit etwa 1,65 m tiefer Grabensohle ausgegangen wird (Bild 3).

Bei erdverlegten Kabeln mit Kupfer- oder Aluminiumkern stellen für Planung und Bau wesentlichen Kriterien die Größe und das Gewicht der gerade noch transportierbaren Kabeltrommeln dar, auf denen zurzeit etwa Kabellängen von 800 – 1000 m aufgewickelt sind. Dies bedingt Kabelmuffen mit entsprechenden Trassenabständen, an denen die Kabelstücke miteinander zu verbinden sind (Bild 4). Erdverlegte Stromkabel werden im Allg. in Schutzrohren aus Kunststoff (HDPE) verlegt und können bei Beschädigung zwischen den Muffenstationen ausgetauscht werden.

Bei erdverlegten Stromrohre werden – ähnlich wie beim Pipelinebau – zunächst einzelne Rohrstücke aus Aluminium miteinander verschweißt und dann in einen Graben verlegt, wodurch theoretisch „endlose“ Stromrohre realisierbar wären. Siemens setzt hier auf gasisolierte Innenleiter aus Aluminium, die von einem gas- und druckdichten Schutz-/ Außenrohr umgeben ist (Bild 5). Der Innenleiter wird mittels Stützisolatoren zentrisch im Außenrohr gehalten. Bei Erdverlegung wird das Außenrohr mit einer Schutzhülle aus HDPE umgeben. Auch hier sind schon Pilotstrecken realisiert und unter Betrieb (Bild 5).

2 Bettungsmaterialien

Neben der klassischen Bemessung der Schutz-/Außenrohre gemäß DWA-A 127 [2] stehen bei allen Erdverkabelungen insbesondere die thermischen Eigenschaften der Bettungsmaterialien im Vordergrund. Bei Stromrohren sind bei der Nachweisführung auch noch kontaktmechanischen Widerstände gegen thermische Ausdehnung zu berücksichtigen. Die Bettungsmaterialien sollen dauerhaft eine möglichst große Wärmeleitfähigkeit λ aufweisen, um eine Überhitzung der Kabel und Rohre zu vermeiden. Die spezifische Wärmekapazität c ist von untergeordneter Bedeutung, da man für die Hochspannungs-Gleichstrom-Übertragung (HGÜ) von Dauerlasten und somit näherungsweise stationären Zuständen ausgeht.

Versuche der Amprion auf dem Versuchsfeld Osterath an in Schutzrohren verlegten 110 kV-Erdkabeln zeigten eindeutig die Vorteile von zeitweise fließfähigen Verfüllbaustoffen (ZFSV) gegenüber Sandbettungen 0/2mm hinsichtlich der thermischen Eigenschaften der Bettungsmaterialien auf (Bilder 6 und 7). Dies führte dazu, dass ZFSV in den Abschnitten Raesfeld und Borken der Trasse Diele – Niederrhein als Erdkabelbettungsmaterial eingesetzt wurde. Einige typische Eigenschaften und Parameter, die von ZFSV als Bettungsmaterialien von Erdkabeln gefordert werden, sind:

- Bevorzugt aus dem Aushub hergestellt im Sinne des Kreislaufwirtschaftsgesetzes
- Fließfähigkeit: Ausbreitmaß von 560 bis 570 mm.
- Wiederaushubfähigkeit: Druckfestigkeit nach 28 Tagen max. 0,30 N/mm²
- Volumenstabilität: Absetzmaß innerhalb der ersten 3 Std. $\leq 1,0$ Volumen-%
- Wärmeleitfähigkeit von $\lambda \geq 1,5$ W/(mK) bei einem Feuchtegehalt von 5 Masse-%
- u.v.a.m

U.a. wird Fließfähigkeit von ZFSV gefordert, was durch Ausbreitmaße zwischen 550 und 600 mm sicherzustellen bzw. zu überprüfen ist. Dadurch umschließen ZFSV Kabel und Rohre vollständig beim Eingießen oder Einpumpen ohne Verdichtungsarbeit (Bild 9).

In Ausschreibungen der Tennet GmbH findet man u.a. Anforderungen, wodurch auf den Einsatz von gut abgestuften, stark schluffigen/ tonigen Sanden (SU*/ ST* nach DIN 18 196) als Bettungsmaterialien zurückschließen lässt; die Kornverteilungen kann ggf. Zukauf und Einmischen bestimmter Kornfraktionen zur Folge haben, erfordert jedoch grundsätzlich Verdichtungsarbeiten beim Einbau.

- Korngrößenverteilung
 - Feinkornanteil $d \leq 0,063$ mm zw. 15 und 25 M%
 - Grobkornanteil ≤ 10 M% zw. 2 und 8 mm
 - Größtkorn < 16 mm; d_{50} zw. 0,15 und 0,70 mm
 - Etwa Fuller-Kurve mit $d \leq 2$ mm
- Verdichtungswerte: $\rho_{pr} \geq 1,90$ t/m³ bei w_{opt}
- Thermische Eigenschaften bei $D_{pr} \geq 0,95$
 - $\lambda \geq 2,0$ W/(mK) mit w_{opt} und
 - $\lambda \geq 0,5$ W/(mK) mit $w = 0$ %
- Quarzgehalt ≥ 70 M%
- u.v.a.m.

Die OTH Regensburg beschäftigt sich mit weiteren Partnern unter Führung der Siemens AG im Rahmen eines vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie geförderten Forschungsprojekt (DC CTL - Kompakte Übertragungsleitungen für hohe Gleichspannungen) mit ZFSV als Bettungsmaterialien von Stromrohren.

3 Fließfähige Verfüllbaustoffe

Zu fließfähigen Verfüllbaustoffen findet sich das Hinweisblatt H ZFSV [4] des AK 5.3.2 der FGSV sowie Angaben in den Absätzen 9 und 10 der ZTV E-StB [5]. Im H ZFSV wird nach 3 Böden und Baustoffe zur Herstellung von zeitweise fließfähigen, selbstverdichteten Verfüllbaustoffen unterschieden:

- a) Gewinnungsbetriebe (TL Gestein StB)
- b) Aufbereitungsanlagen (TL BuB-E StB)
- c) Böden von der Baustelle (ZTV-E StB)

Im Rahmen verschiedener FuE-Projekte konnten Erfahrungen und Erkenntnisse an den Typen a) und c) gewonnen werden, von denen einige Aspekte im Folgenden vorgestellt werden, wobei der Schwerpunkt jedoch auf dem Typ c) liegt. Eine typische Rezeptur des Typs c) setzt sich zusammen aus 1.100 – 1.400 kg Trockenmasse Boden, 25 – 50 kg Bentonit, 25 – 50 kg Zement und 300 bis 800 Liter Wasser. Bei dem Typ a) wird der Boden und das Bentonit häufig durch eine Mischung aus Sand und Gesteinmehlen ersetzt, welches mit Zement und Wasser vermischt wird. Einige Schritte und Gerätetechnik zur Herstellung von ZFSV TYP c) sind in den Bildern 9 und 10 dargestellt.

Die Endprodukte der Typen a) und c) sind im Bild 11 gegenübergestellt, wobei der der Typ a) aus Kalksteinmehl als Ausgangsboden und der Typ c) aus Lösslehm (TM) als Ausgangsboden hergestellt wurden. Beide Proben würden im Sinne einer Bohrkernansprache als bindige Böden mit steifer bis halbfester Konsistenz angesprochen werden.

Weitere, zum Teil recht ausführliche Angaben, u. a. bezüglich Eignungsuntersuchungen, Eigenüberwachung und Kontrollprüfungen, zu fließfähigen Verfüllbaustoffen finden sich im H ZFSV [4].

4 Bodenmechanische Untersuchungen an ZFSV

Mit der in Abschnitt 3 angegebenen Bandbreite an Rezepturen für ZFSV ist allein schon anhand einer überschlägigen Stoffraumrechnung ersichtlich, dass – wie bei Verdichtungskontrollen üblich - die Trockendichte zur Beurteilung des Zustands eingebauter ZFSV ungeeignet ist. Als wesentlicher Versuch wird in [4] die einaxiale Druckfestigkeit nach DIN 18136 angeführt, die alternativ auch durch CBR-Versuche ersetzt werden darf. Anhand der in Bild 12 abgebildeten charakteristische Versuchskurve eines einaxialen Druckversuchs an ZFSV Typ c) können 2 Bereiche unterschiedlichen Lastverformungsverhaltens identifiziert werden: Zunächst ein linearer Anstieg, der nach einem mehr oder minder ausgeprägten „Knick“ in einen zweiten Bereich übergeht, in dem sich auch der Bruch einstellt. Im ersten Bereich bilden überwiegend

die Zementierungen der zugebenen hydraulischen Bindemittel den Widerstand, deren Struktur etwa beim Knick zerstört wird.

Um die im Leitungsbau langfristig leicht Wiederaushubfähigkeit der ZFSV zu erhalten, sollten gemäß [4] die folgenden Bedingungen in der Eignungsprüfung erfüllt werden: Druckfestigkeit (28d) < 0,3 N/mm² und $f_{z(7-56 d)} < 0,15 \text{ N/mm}^2$, wobei $f_{z(7-56 d)} = [q_u(56d) - q_u(7d)] / \log(56d/7d)$ entspricht (Bild 13).

In Bild 14 sind charakteristische Kurven von Kompressionsversuchen nach DIN 18135 an Lösslehm (TM) und ZFSV Typ c) aus Lösslehm nach 28 d Aushärtung dargestellt. Während der Lösslehm die für bindige Böden bekannte Versteifung mit Zunahme der Spannung zeigt, und bei 400 kPa Auflast eine bezogene Setzung von etwa 0,16 erreicht, ergibt sich aufgrund der Strukturfestigkeit des ZFSV Typ c) aus Lösslehm bei 400 kPa Auflast eine bezogene Setzung von nur etwa 0,025. Zusätzlich deutet sich hier bei 200 kPa ein „Strukturbruch“ an.

Aus Triaxialversuchen Typ D an ZFSV-Proben mit isotroper Konsolidierung konnte abgeleitet werden, dass eine deutliche Vergrößerung der Kohäsion c' gegenüber dem Ausgangsboden jedoch nur eine geringe Auswirkung auf den Reibungswinkel φ' erzielt wird. Mit Steigerung der Zugabemenge an Bentonit geht erwartungsgemäß eine Abnahme des Reibungswinkel φ' einher, wie es typisch für Boden-Bindemittel-Gemische ist.

Zudem wurden auch einige ZFSV-Proben vor dem Abscheren anisotrop mit K_0 -Bedingung konsolidiert. Auch beim anisotropen Konsolidieren war deutlich zu erkennen, dass sich bei allen ZFSV-Typen ab einem bestimmten Spannungsbereich das Materialverhalten und damit der K_0 – Wert ändert, was ebenfalls den „Strukturbruch“ bestätigt. Der „Strukturbruch“ tritt n. d. Kts. altersunabhängig immer bei denselben Spannungsverhältnissen auf (Versuche > 7d). In Spannungsbereichen vor Eintritt des „Strukturbruchs“ sind die K_0 -Werte mit < 0,2 relativ klein. Oberhalb des „Strukturbruchs“ sind die K_0 -Werte deutlich höher bzw. vergleichbar mit K_0 der Ausgangsböden (Bild 15).

Zahlreiche Versuche an ZFSV sind in AGFW [6] und Wagner [7] dokumentiert. Eine Zusammenstellung internationaler Untersuchungen und Erfahrungen zu ZFSV als Bettungsmaterialien für Erdkabel findet sich in CIGRÉ [8].

5 Literatur

- [1] Bundesnetzagentur: www.netzausbau.de
- [2] DWA-A127: Statische Berechnung von Abwasserleitungen und –kanälen; 3-te Auflage 4/2008; Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.
- [3] DWA-A127: Statische Berechnung von Abwasserleitungen und –kanälen; Entwurf 2018, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.
- [4] Hinweise für die Herstellung und Verwendung zeitweise fließfähiger, selbstverdichtender Verfüllbaustoffe im Erdbau (H ZFSV); FGSV, Köln (2012).
- [5] ZTV E-StB 17: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau; FGSV, Köln (2017).
- [6] AGFW Heft 43: EnEff. Wärme: Einsatz fließfähiger Verfüllstoffe zur KMR-Verlegung, Juni 2017

- [7] Wagner, B. (2017): Ein Beitrag zur axialen Bettung von Kunststoffmantelrohren der Fernwärme in Zeitweise fließfähigen, selbstverdichtenden Verfüllbaustoffen (ZFSV); Ausgabe 9 von Schriftenreihe, Technische Universität Bergakademie Freiberg Professur für Erdbau und Spezialtiefbau.
- [8] *Long Term Performance of Soil and Backfill Systems*; CIGRÉ, No. 714, Working Group B1.41, Dec. 2017.

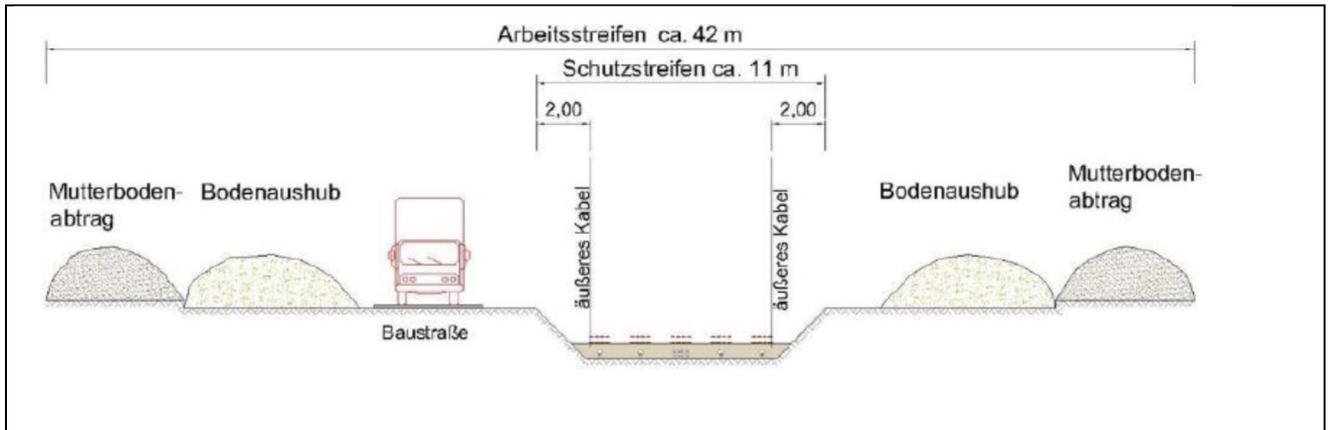


Bild 1: Musterquerschnitt für 320 kV, 4 Kabel/Schutzrohre in einem Graben. Quelle: Bundesnetzagentur - Bundesfachplanung SuedOstLink.



Bild 2: Baustellenfoto Erdverkabelung mit ZFSV als Bettung. Quelle: Köster GmbH, Osnabrück.

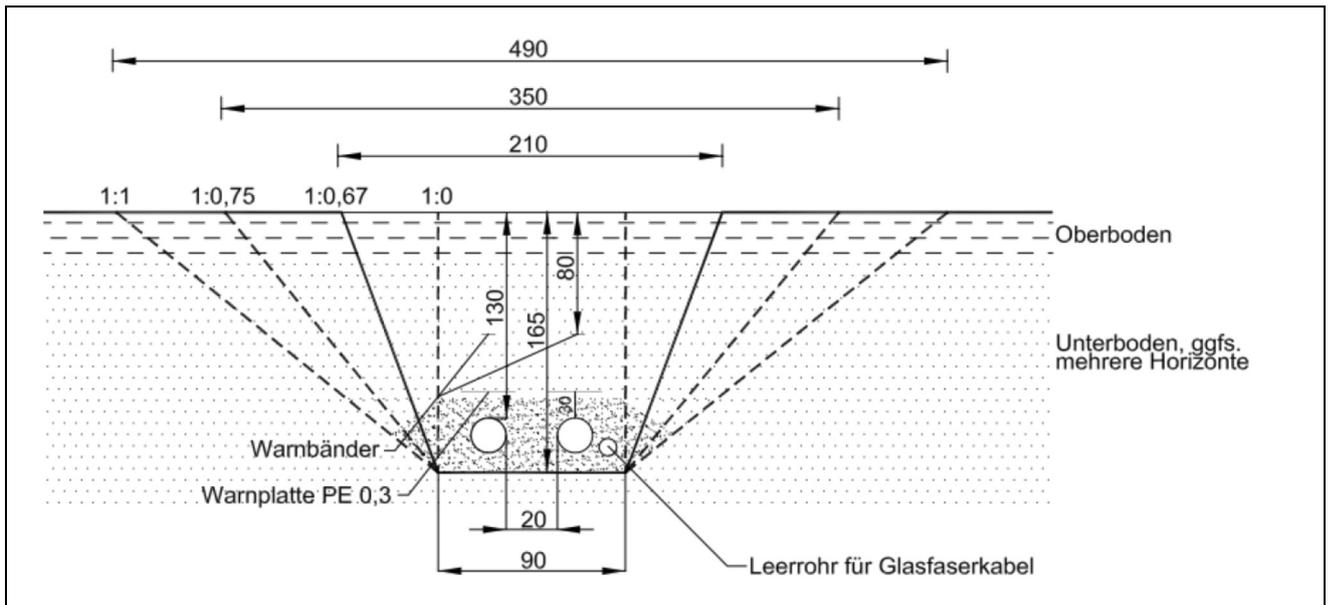


Bild 3: Regelprofil Kabelgrabens nach geometrischen Vorgaben: Kabeldurchmesser ca. 15 cm, Mindestabstand Kabel 20 cm; Mindestdeckung 130 cm; Einsandung des Kabelsystems allseitig 20 cm. Quelle: Bundesnetzagentur - Bundesfachplanung SuedLink



Bild 4: Links: Kabeltrommeln mit Erdkabeln. Rechts: Muffenverbindungen von Erdkabeln. Quelle: Jungnitz, Amprion GmbH, Dortmund



Bild 5: Erdverlegte gasisolierte Leiter (AC-GiL) beim Projekt Frankfurt –Kelsterbach; Quelle: Siemens AG.

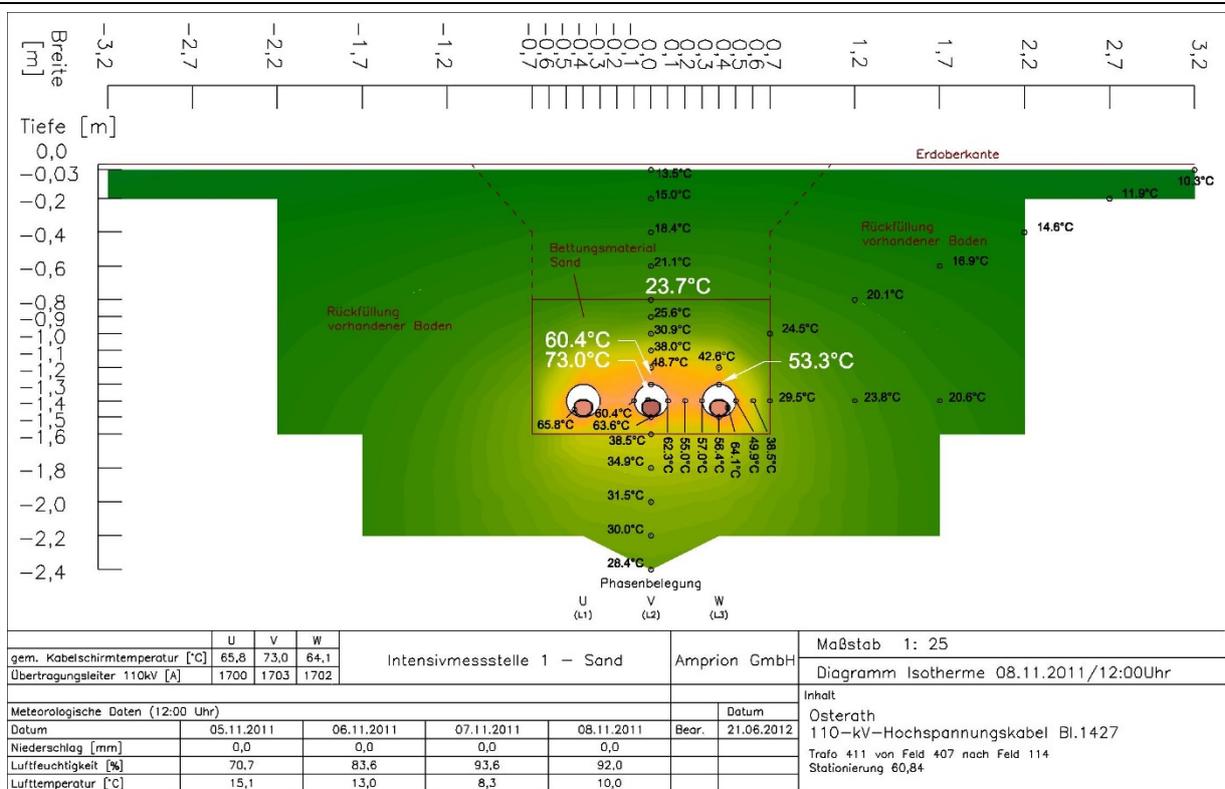


Bild 6: Versuche in Osterath, Temperaturfeld Sand - Bettung z.B. 0/2 mm. Quelle: Jungnitz, Amprion GmbH, Dortmund

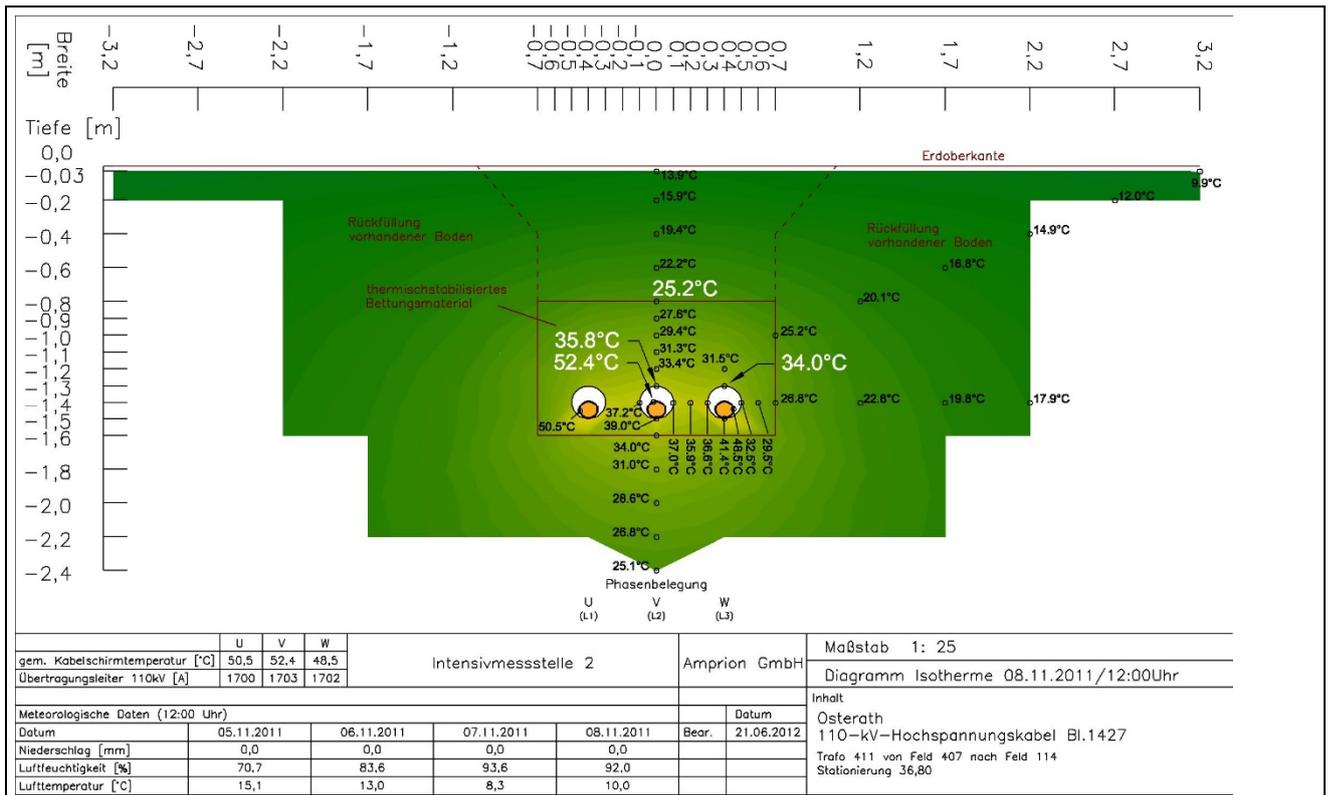


Bild 7: Versuche in Osterath, Temperaturfeld ZFSV- Bettung („Flüssigboden“). Quelle: Jungnitz, Amprion GmbH, Dortmund



Bild 8: Eingießen des ZFSV um die erdverlegte AC-GiL beim Projekt Frankfurt–Kelsterbach; Quelle: Siemens AG.



Bild 9: Aufbereitung des Ausgangsbodens zur Herstellung des ZFSV Typ c). Links und Mitte: Schaufelseparatoren zur Zerkleinerung / Zerkrümelung des Ausgangsbodens ggf. mit Einsatz von Weißfeinkalk (Quelle: G+S / Soiltech, Ulm). Rechts: Haufwerk des Endprodukts (Hier: TA).



Bild 10: Stationäre Mischanlage der G+S / Soiltech, Ulm mit überdachter Lagerfläche für den Ausgangsboden, Vorratssilos für Zement und Bentonit, Förderband mit Waagent und Fahrmischer.



Bild 11: Geteilte Proben nach Entnahme des Versuchsrohrs D = 40 mm. Links: ZFSV Typ a). Rechts: ZFSV Typ c).

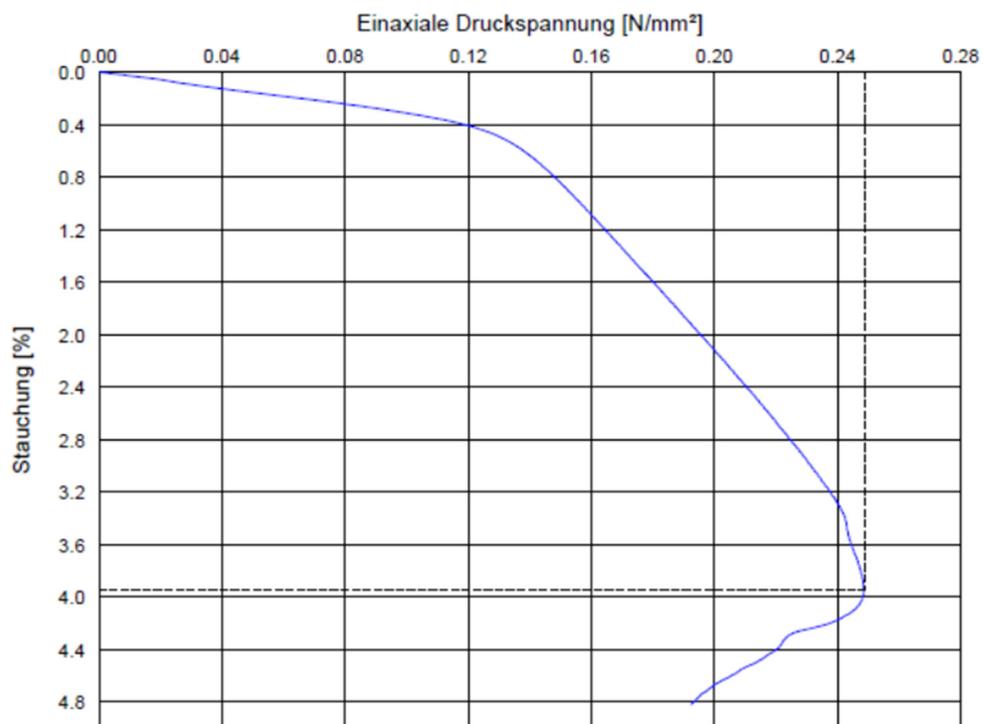


Bild 12: Charakteristische Versuchskurve eines einaxialen Druckversuchs an ZFSV Typ c).

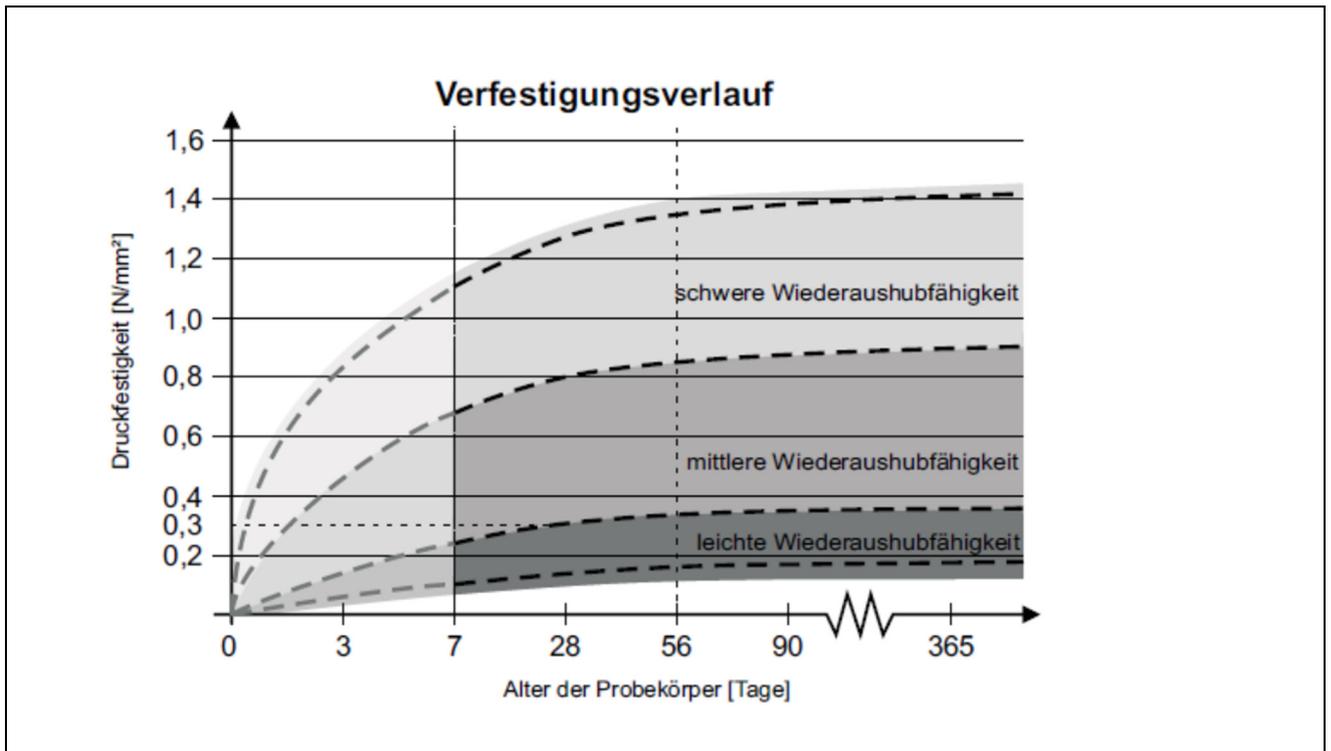


Bild 13: Schematische Darstellung des Verfestigungsverlaufs; die dargestellten Anstiegsverläufe stellen keine begrenzenden Festlegungen dar (H ZFSV).

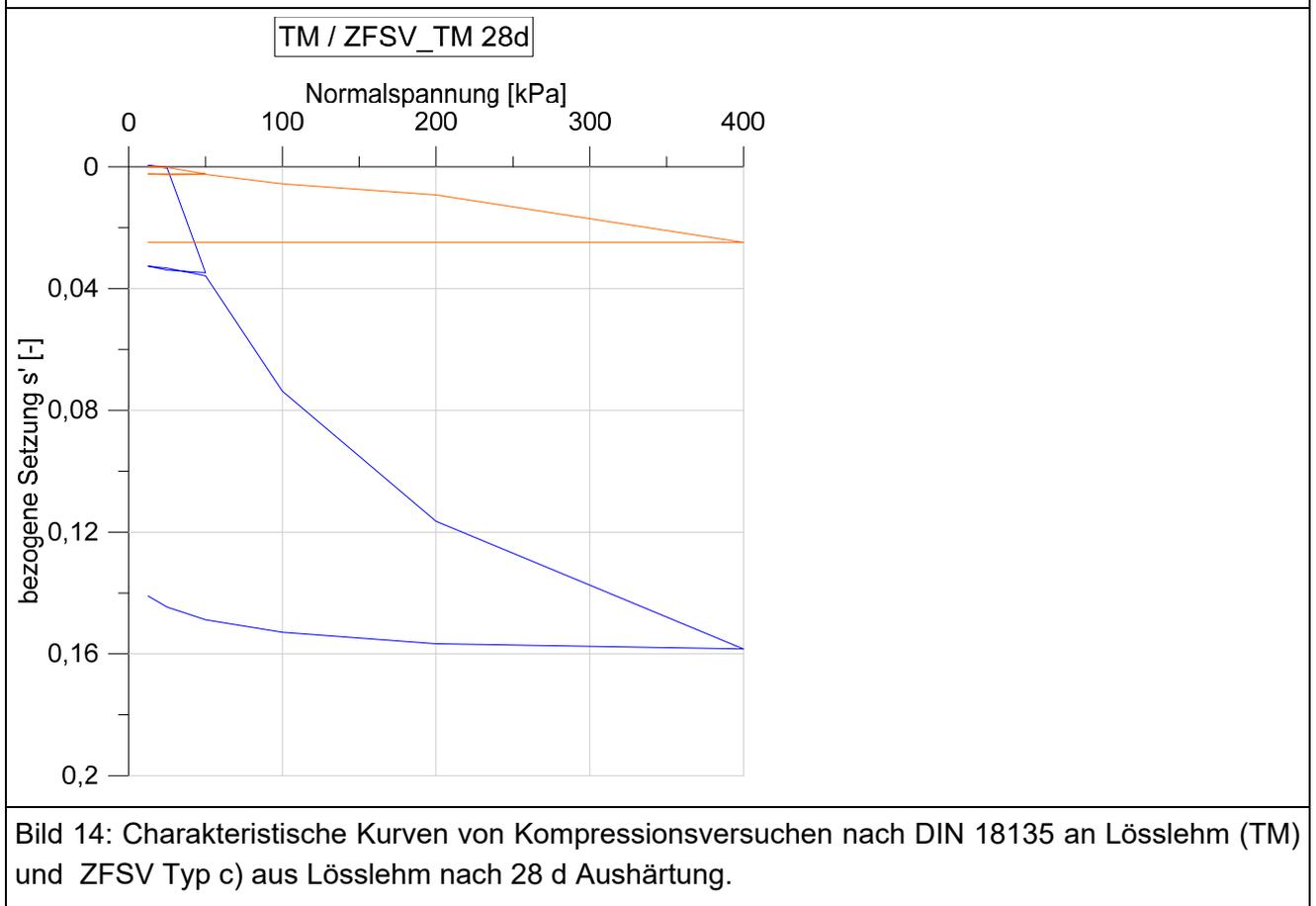


Bild 14: Charakteristische Kurven von Kompressionsversuchen nach DIN 18135 an Lösslehm (TM) und ZFSV Typ c) aus Lösslehm nach 28 d Aushärtung.

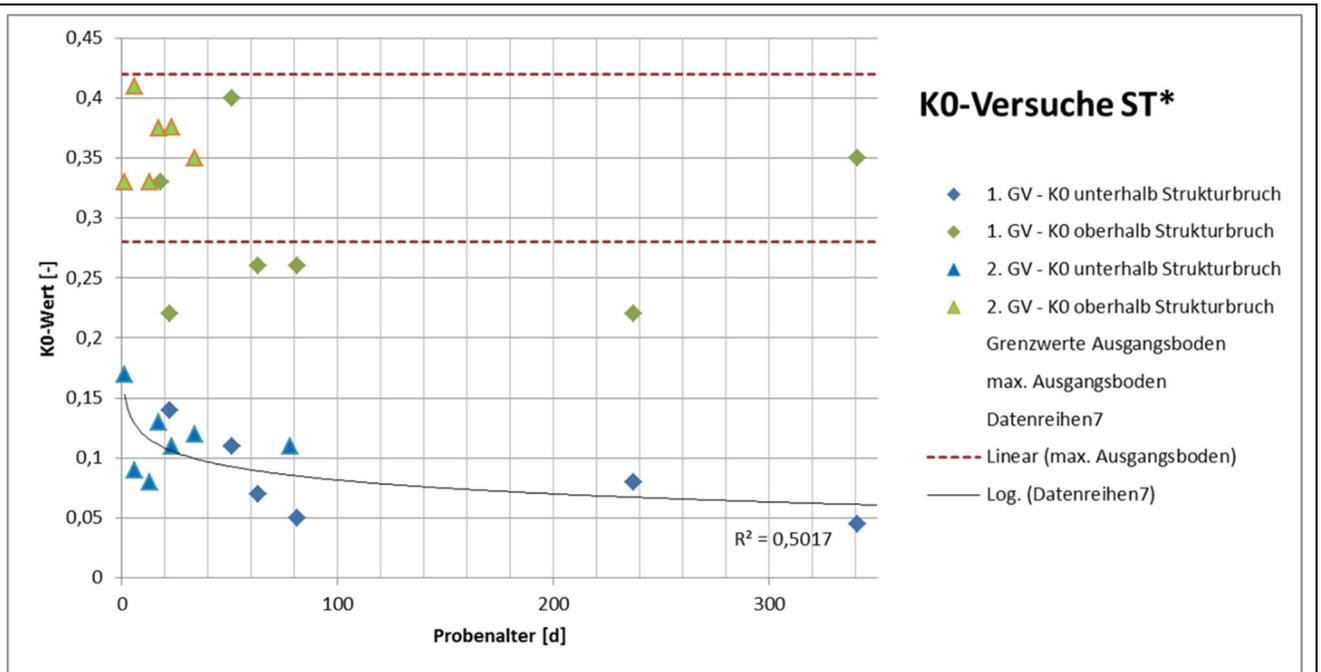


Bild 15: Charakteristische Kurven von Kompressionsversuchen nach DIN 18135 an Lösslehm (TM) und ZFSV Typ c) aus Lösslehm nach 28 d Aushärtung.

Neuerungen der Schildmaschinenteknik – Variable Density- und Multi-Mode Maschinen

Dr.-Ing. Gerhard Wehrmeyer

Leiter Projektmanagement PM 1 Traffic Tunnelling, Herrenknecht AG, Schwanau

1 Einleitung

Klassische Vortriebsschilde können bei geologisch variantenreich aufgebauten Tunneltrassen an technische, aber auch wirtschaftliche Grenzen stoßen. So kann eine Tunneltrasse längere Passagen standfestes Gebirge enthalten, welches in weiche, wasserführende Lockerböden wechselt sowie umgekehrt. Derartige Streckenverläufe gehören zu den anspruchsvollsten Anforderungen im Tunnelbau und stellen immer öfter eine Herausforderung dar, da wichtige Infrastrukturen in solchen Formationen gebaut werden. Speziell für solche Baugründe und Projekthintergründe wurden von Herrenknecht sogenannte Multi-Mode-Tunnelbohrmaschinen entwickelt. Es handelt sich hier um hybrid aufgebaute Vortriebsmaschinen, die eine höchstmögliche Sicherheit und Flexibilität bei der Wahl der Ortsbruststützung und des Abbauverfahrens bieten, also eine in Hinsicht auf den Streckenverlauf anpassungsfähige und möglichst optimale Vortriebsstrategie ermöglichen. Dies hat auch positive Effekte auf die gebotene Wirtschaftlichkeit. Der vorliegende Beitrag beschreibt die Funktionsweisen der Multi-Mode-TBM und stellt das neuartige Konzept der Herrenknecht „Variable Density TBM“ vor, einer ersten universellen Vortriebsmaschine für Lockergestein und deren Projekteinsätze vor.

2 Multi-Mode-Maschinen

Im maschinellen Tunnelvortrieb wird grundsätzlich zwischen drei geschildeten Maschinentypen unterschieden. Jedes dieser erprobten Verfahren bietet in seinem speziellen Anwendungsgebiet Vorteile.

1. Offene Einfachschilde für standfeste und in der Regel nicht oder gering wasserführende Geologie: Der Abbau erfolgt unter atmosphärischen Bedingungen mit trockenem Materialaustrag aus der Abbaukammer mittels Förderband.
2. Geschlossene Erddruckschilde (EPB-Schilde) für feinkörnigen und in der Regel nicht standfesten wasserführenden Böden: Der Stütz- und Abbauprozess erfolgt unter gesteuertem Stützdruck mit dickstoffartigem Materialaustrag aus der Abbaukammer mittels Förderschnecke.
3. Geschlossene Flüssigkeitsschilde für grobkörnigere, nicht standfeste und in der Regel wasserführenden Böden: Der Abbau erfolgt unter gesteuertem Stützdruck mit Materialaustrag aus der Abbaukammer mittels eines hydraulischen Förderkreises und nachgeschalteter Separationsanlage.

Technologischer Fortschritt der einzelnen Verfahren hat das jeweilige geologische Einsatzspektrum in den letzten Jahren enorm erweitert. Das Ziel besteht darin, für die

vorherrschende Geologie das Optimum an Vortriebsleistung und -sicherheit zu erzielen und zudem die Wirtschaftlichkeit des Projekts zu optimieren.

Parallel zur Erweiterung des jeweiligen Einsatzspektrums der Vortriebsmodi entwickelte sich eine modulare Maschinenteknik, die den Wechsel der Betriebsart im Berg ermöglicht. Das Grundkonzept der umbaubaren Multi-Mode-Maschinen wurde bereits in den frühen 1980er Jahre entworfen und ist Ausgangspunkt für die Entwicklung des Mixschildes [1].

Das Grundkonzept der Multi-Mode-TBM erlaubt durch Modifikationen der Stützdrucksteuerung und der Abraumförderung den Wechsel zwischen Flüssigkeitsstützung, Erddruckstützung und offenem Modus. Auf dieser Grundlage sind grundsätzlich zwei konstruktive Umsetzungen möglich:

- Multi-Mode-TBM mit modularem Grundaufbau: Der Wechsel des Vortriebsverfahrens im Tunnel wird durch umfangreichere Modifikationen einzelner Baugruppen erreicht.
- Multi-Mode-TBM mit Parallelinstallation der Komponenten für mehrere Verfahrensarten: Der Wechsel des Vortriebsmodus' ist mit geringerem Arbeits- und Zeitaufwand möglich, setzt aber ein erheblich komplexeres Maschinenkonzept voraus.

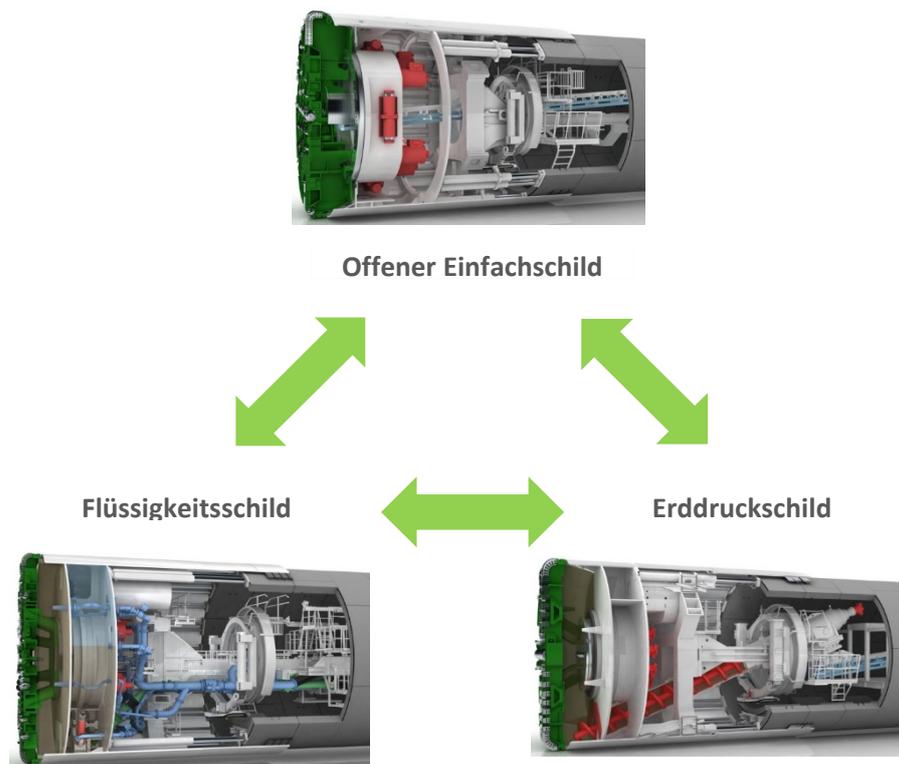


Bild 1: Die drei grundsätzlichen Maschinentypen

2.1 Wechsel zwischen offenem Einfeldschild und geschlossenem Erddruckschild

Erddruckschilde mit im Sohlbereich angeordneter Förderschnecke können neben dem herkömmlichen geschlossenen EPB-Modus auch im offenen Modus gefahren werden. In beiden Fällen übernimmt die Förderschnecke den Materialaustrag aus der Abbaukammer und im geschlossenen Betrieb zusätzlich die Aufgabe des Druckabbaus. Insbesondere bei

abrasiven Böden wirkt sich diese Notwendigkeit nachteilig aus, in der Abbaukammer auch nur eine Teilfüllung zur Speisung der Förderschnecke sicherstellen zu müssen. Ebenso erreicht ein massiver Schneckenförderer zur Abförderung von trockenem Haufwerk nicht die Effektivität alternativer Fördermethoden. Andererseits besteht ein wesentlicher Vorteil des Schneckenförderers darin, dass der Abwurfschieber der Förderschnecke jederzeit schnell geschlossen werden kann. Die Abbaukammer kann beispielsweise im Fall eines plötzlichen Wassereintruchs oder einer Ortsbrustinstabilität sicher und zuverlässig vom atmosphärischen Tunnel isoliert werden.

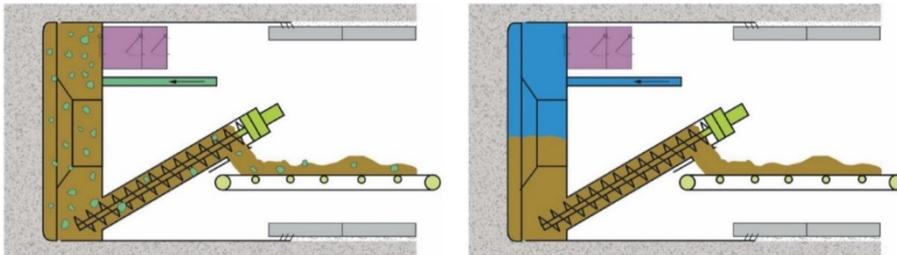


Bild 2: Erddruckschild in geschlossenem Modus (links) und im Druckluftmodus (rechts)

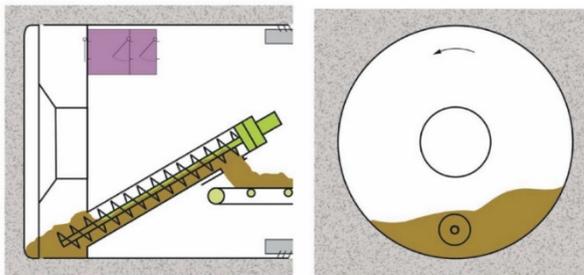


Bild 3: Erddruckschild in offenem Modus mit teilgefüllter Abbaukammer

Um die oben beschriebenen Nachteile zu vermeiden, kann ein rückziehbarer Materialaufgabetrichter (Muckring) mit Förderband im Zentrum installiert werden. Hierbei sind zwei wesentliche Herausforderungen zu beachten.

- Der Erddruckbetrieb setzt die Drehdurchführung im Zentrum zwingend voraus, um die Konditionierungsmedien in das sich drehende Schneidrad einleiten zu können. Dies bedingt Kompromisse oder verursacht beträchtlichen Umbauaufwand bei der Umstellung auf einen Förderbandaustrag.
- Für den zentralen Förderbandaustrag werden Schüttkanäle zur Materialführung an der Schneidradrückseite benötigt. Sie beeinträchtigen den geschlossenen Erddruckbetrieb und können deshalb nicht permanent installiert bleiben. Ein- und Ausbau verursachen entsprechend höheren Aufwand.

Als Beispiele für die Anwendung dieses Wechselprinzips sind im modularen Grundaufbau die aktuell laufenden Vortriebsmaschinen für den Fildertunnel auf der NBS Stuttgart-Ulm und für die Weströhre des Koralmtunnels (KAT3), im letzteren Beispiel mit deutlicher Ausprägung der Umstellung auf die Bedingungen des Hartgesteins.

Der Wechsel mit Parallelinstallation der Komponenten wurden zuletzt bei den Vortriebsmaschinen für die Eisenbahntunnel Saverne in Frankreich bzw. für den Tunnel Ejpvice in Tschechien ausgeführt. Das Maschinenkonzept für den EPB-Schild integrierte einen rückziehbaren zentralen Förderbandtrichter und ein Förderband für den offenen

Betrieb sowie eine teleskopierbare Förderschnecke im Sohlbereich für den geschlossenen Betrieb. Beide fest installierten Materialaustragssysteme übergaben das Abbaumaterial direkt hinter dem Ringbaubereich auf ein gemeinsames Nachläuferband.

Für den Wechsel von geschlossener zu offener Betriebsart mussten die Zufuhrleitungen für Konditionierungsmittel im Zentrum demontiert werden. Nur so konnte der Förderbandtrichter mit dem Austragsband in seine vordere Arbeitsposition verschoben werden. An der Schneidrückseite wurden Materialleitkanäle für den Materialtransport von den außenliegenden Räumen zum zentralen Aufgabetrichter installiert. Die speziell angepasste Ausführung dieser Materialleitkanäle erlaubte es, die Förderschnecke im Sohlbereich auch in zurückgezogener Position eingeschränkt arbeitsfähig zu halten.

Die unterschiedlichen Materialaustragssysteme für den offenen und den geschlossenen Modus bewährten sich in dem hoch abrasiven Baugrund als leistungsfähiges Konzept. Auch die im offenen Modus immer noch eingeschränkt einsetzbare Förderschnecke im Sohlbereich erwies sich als vorteilhaft. Sie diente sowohl der vollständigen Sohlreinigung in der Abbaukammer als auch dem Durchfahren kurzer Zonen mit gebräucher Ortsbrust im offenen Modus.

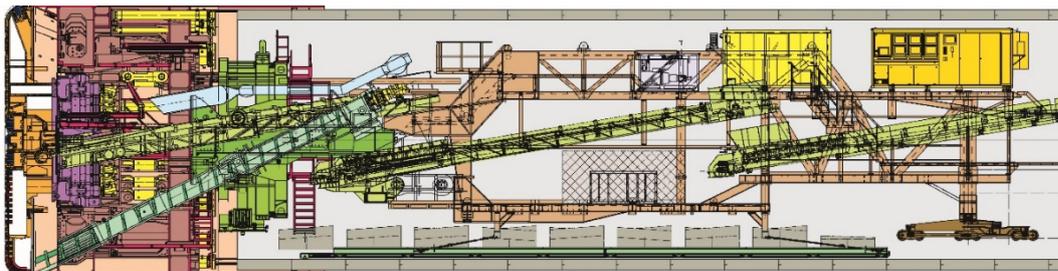


Bild 4: Multi-Mode-Maschine für den Tunnel de Saverne

2.2 Wechsel zwischen geschlossenem Flüssigkeitsschild und offenem Einfachschild

Multi-Mode-TBM mit offenem und flüssigkeitsgestütztem Modus wurden bereits vielfach erfolgreich in Projekten eingesetzt. Vor allem für Tunneltrassen mit längeren Anteilen von Lockergesteinsstrecken unterhalb des Grundwasserspiegels als auch trockenen Festgesteinsstrecken ist dieses Maschinenkonzept passend. Die größte Herausforderung beim Wechsel des Vortriebsmodus besteht in der unterschiedlichen Materialförderung. Beim flüssigkeitsgestützten Schild ist ein Förderkreislauf installiert; auch im Fall einer standfesten Ortsbrust und einem Druckluft- oder gar atmosphärischem Spülbetrieb mit teilgefüllter Abbaukammer würde der Materialaustrag noch immer auf einem hydraulischen Förderkreis beruhen. Ein trockener Materialaustrag im offenen Modus ist nur mit einem Förderband möglich. Für die Realisierung dieser Kombination müssen daher beide Fördersysteme auf der TBM und dem Nachläufer installiert werden.

Der Einbau eines zentral angeordneten Förderbands mit rückziehbarem Förderbandtrichter als zweites, trockenes Materialaustragssystem ist ohne wesentliche Kompromisse für das Abbausystem realisierbar. Gleiches gilt für das Schneitrad mit zusätzlichen, zum Zentrum hin gerichteten Materialleitkanälen für den offenen Betrieb. Sie stellen keine wesentliche

Beeinträchtigung für den geschlossenen, flüssigkeitsgestützten Betrieb dar und können daher fest eingebaut bleiben. Ein Steinbrecher vor dem Saugstutzen für den Betrieb als Flüssigkeitsschild beeinträchtigt wiederum die Wechsel auf den offenen Modus nicht.

Ein herausragender und bedeutender technischer und wirtschaftlicher Vorteil ergibt sich, wenn der Wechsel der Betriebsart als integrales Konzept ausgeführt werden kann. Der Wechsel der Vortriebsmodi kann dann abhängig vom betriebenen Aufwand für das Vorhalten zweier Materialtransportsysteme auf der Maschine, im Tunnel und über Tage innerhalb kurzer Zeit durchgeführt werden. Im offenen Modus kann die Abbaukammer innerhalb von rund zwei bis vier Stunden sicher zum hinteren Tunnelbereich hin abgeschlossen werden, indem der Förderbandtrichter und das Förderband zurückgezogen werden. Je nach betrieblicher Verfügbarkeit des Förderkreislaufs, der Druckluftversorgung und der übertägigen Separationsanlage kann der Vortrieb im geschlossenen Modus als Flüssigkeitsschild nach wenigen Schichten wiederaufgenommen werden.

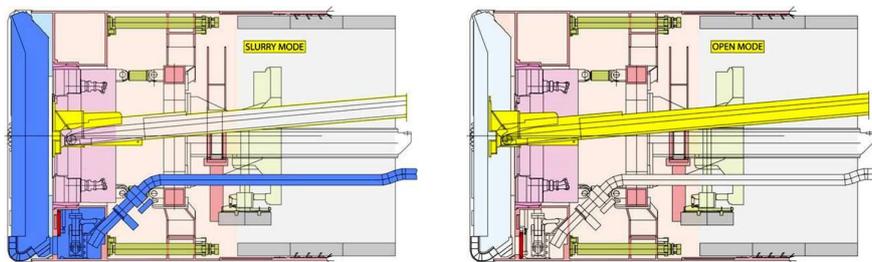


Bild 5: Integrales Maschinenkonzept für den Wechsel von Flüssigkeitsschild (links) zu offenem Einfachschild (rechts)

1988 wurde das System erstmals beim Grauholztunnel in der Schweiz erfolgreich eingesetzt, der im Februar 2018 abgeschlossene Vortrieb für den Eppenbergtunnel ist als letzte Referenz für diese Multi-Mode-Anwendung zu nennen.

2.3 Wechsel zwischen geschlossenem Flüssigkeitsschild und Erddruckschild

Sowohl Flüssigkeitsschilde als auch Erddruckschilde werden unter einem gesteuerten Stützdruck mit gefüllter Abbaukammer betrieben. Die beiden Betriebsmodi unterscheiden sich hinsichtlich der Eigenschaften des Materials in der Abbaukammer (Viskosität, Scherfestigkeit oder Dichte) sowie hinsichtlich des Prinzips der Stützdrucksteuerung. Bei der Konzeption einer Multi-Mode-TBM für erddruckgestützten und flüssigkeitsgestützten Vortrieb müssen bei der Ausgestaltung der Abbaukammer oder des Schneidrads keine grundlegenden Unterschiede berücksichtigt werden.

Der wesentliche Unterschied, der in der Multi-Mode-Maschinenkonzeption umgesetzt werden muss, besteht beim Materialtransport aus der Abbaukammer und im Tunnel. Das Konzept der Flüssigkeitsstützung sieht einen geschlossenen, druckbeaufschlagten hydraulischen Förderkreis mit übertägiger Separationsanlage vor. Bei einem Erddruckschild ist ein Schneckenförderer für einen kontrollierten Materialaustrag aus der Abbaukammer verantwortlich und im Tunnel ein offenes Transportsystem mit Schutterzügen oder

Förderbändern. Ein weiterer zentraler Unterschied zwischen den Maschinentypen betrifft die Art der Stützdrucksteuerung. Beim Erddruckschild erfolgt die Stützdrucksteuerung vorwiegend über die Beeinflussung der Parameter Vortriebsgeschwindigkeit und Materialaustragsvolumen bzw. Förderschneckendrehzahl. Beim Flüssigkeitsschild hingegen erfolgt die Regulierung des Stützdrucks mittels eines automatisch geregelten Druckluftposters in der Druckkammer hinter der Tauchwand.

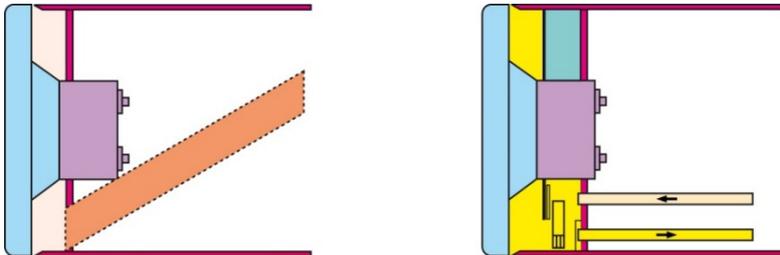


Bild 6: Systemskizze zur Stützdruckregulierung beim Erddruckschild (links) und beim Flüssigkeitsschild mit Tauchwand und eines dahinterliegenden Druckluftpolsters (rechts)

Bei Maschinen mit Durchmessern größer acht Meter können mit nur geringen Beeinträchtigungen beide Materialaustragsysteme parallel im Sohlbereich der Abbaukammer installiert werden, wie dies für die Vortriebsmaschine für das Projekt SOCATOP erfolgreich ausgeführt wurde. Sobald allerdings die Baugrundverhältnisse den Einsatz eines vor dem Saugstutzen angeordneten Steinbrechers im flüssigkeitsgestützten Modus erforderlich machen, entsteht bei einem Betriebsartwechsel ein erheblicher mechanischer Mehraufwand - verbunden mit einem manuellen Eingriff bzw. notwendigen Druckluftarbeiten. Diese sind insbesondere bei Maschinendurchmessern unterhalb von acht Metern aufgrund beengter Platzverhältnisse lediglich eingeschränkt möglich.

3 Variable-Density-Maschinen

Angeichts der Tatsache, dass ein Wechsel von flüssiggestützter Betriebsart zu erddruckgestützter Betriebsart sich in der praktischen Umsetzung als eine aufwändige Aufgabe erweist, entwickelte Herrenknecht ein neuartiges Maschinenkonzept. Es vereint die generischen Vorteile jedes der beiden Systeme in einem Maschinentyp. Die Zielvorgabe dabei war, den Vortriebsmodus anpassen zu können, ohne mechanische Modifikationen oder Umbauarbeiten in der Abbaukammer an der Maschine selbst oder im Nachlaufbereich vornehmen zu müssen.

Dieser hochflexible Maschinentyp liegt mit der Herrenknecht „Variable Density Maschine“ vor, die sowohl in der klassischen flüssiggestützten Betriebsart unter Einsatz eines Druckluftpolsters zur Stützdrucksteuerung als auch in der klassischen erddruckgestützten Betriebsart unter Verwendung der Austragsvolumenkontrolle zur Stützdrucksteuerung betrieben werden kann. Der Übergang von der einen in die andere Betriebsart kann fließend, das heißt unter voller Beibehaltung einer sicheren Stützdruckkontrolle erfolgen. Die Notwendigkeit eines Kammereinstiegs entfällt. Ein längerer Betrieb in einem Zwischenstatus mit höherer Kammerdichte (high density mode), die zu hoch für einen reinen Flüssigbetrieb ist, aber zu gering für einen Erddruckbetrieb, ist ebenfalls möglich.

Zur Funktionsweise der Maschine: Sowohl im erddruck- als auch im flüssigkeitsgestützten Modus wird der Abraum über einen Schneckenförderer aus der unter Druck stehenden Abbaukammer entnommen. Die Regelung des Stützdrucks erfolgt je nach Modus über Schneckendrehzahl und Vorschubgeschwindigkeit oder über ein automatisch geregeltes Druckluftpolster. Kommunizierende Röhren ersetzen die fehlende Tauchwandöffnung. Im EPB-Modus wird der Abraum von der Schnecke auf ein Förderband abgeworfen. Im Flüssigkeitsmodus wird die TBM dank einer zusätzlichen Slurryfier-Box am Ende der Schnecke mit hydraulischem Förderkreislauf gefahren. Im Flüssigkeitsmodus kann entweder eine normale Bentonitsuspension oder alternativ eine Suspension mit hoher Dichte genutzt werden. Das erweitert den Einsatzbereich der Variable-Density-TBM zusätzlich und macht die Maschine zu einer universellen Lösung für Lockergestein-Vortriebe aller Art.

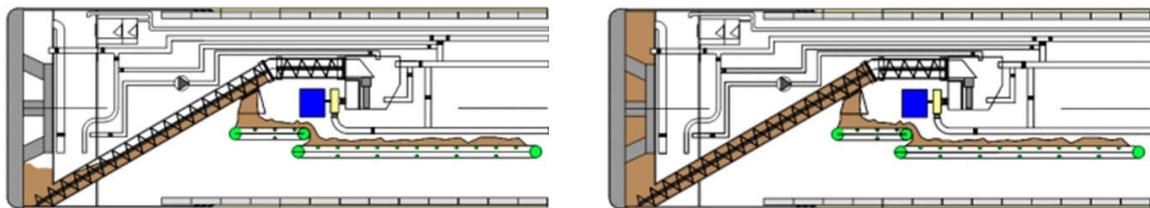


Bild 7: Variable-Density-Maschine
im offenen Betrieb (links) und im erddruckgestützten Betrieb (rechts)

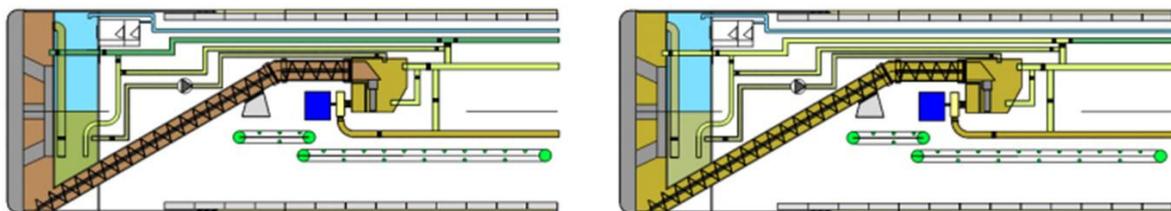


Bild 8: Variable-Density-Maschine
im High-Density-Betrieb (links) und im flüssigkeitsgestützten Betrieb (rechts)

Voll ausgerüstet benötigt eine Variable-Density-Maschine zwei Abraumtransportsysteme im Tunnel: einen hydraulischen Förderkreislauf für die flüssigkeitsgestützte Betriebsart und eine Wagenförderung oder ein Tunnelband für die erddruckgestützte Betriebsart. Allerdings kann auch je nach Projektgegebenheiten aus ökonomischen Gründen eines der beiden Fördersysteme als Hauptsystem mit voller Leistungsfähigkeit und das andere als Nebensystem mit verminderter Kapazität ausgelegt sein.

Der Materialaustrag aus der Abbaukammer erfolgt bei einer Variable Density Maschine in beiden Betriebsarten mittels einer Förderschnecke. Die Doppelschneckenanordnung mit einem Absperrschieber zwischen der vorderen Förderschnecke und der hinteren Förderschnecke verfügt am hinteren Ende der ersten Schnecke über einen Abwurfschieber zur Übergabe des Abraums auf ein Förderband im erddruckgestützten Betrieb. Im flüssigkeitsgestützten Betrieb ist dieser Abwurfschieber geschlossen und der Absperrschieber zwischen der vorderen und der hinteren Förderschnecke geöffnet. Hier wird der Abraum in einen geschlossenen Spülkasten (Slurryfierbox) am Ende der zweiten Förderschnecke abgeworfen. In diesem Spülkasten kann vor dem Saugstutzen ein

konventioneller Zangenbrecher angeordnet werden. Er zerkleinert Korngrößen, die die Schneckenförderer passieren können, aber noch zu groß für den Förderkreis sind. Nach dem Schließen des Absperrschiebers zwischen den beiden Schnecken kann der Spülkasten bzw. Brecherraum beispielsweise für Wartungsarbeiten auch unter atmosphärischen Bedingungen betreten werden.

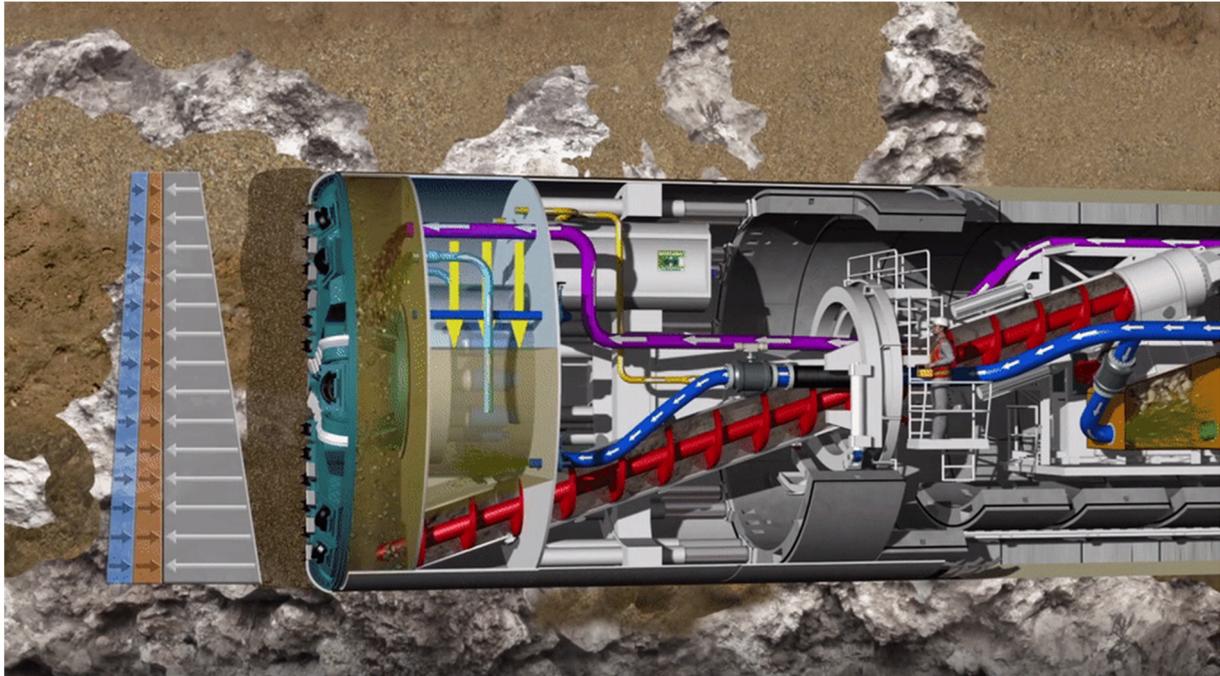


Bild 9: Schematische Darstellung einer komplett ausgestatteten Variable-Density Maschine

Sowohl in der flüssigkeitsgestützten als auch in der High-Density-Betriebsart stellt der Abraumtransport mittels Förderschnecke eine Kombination aus mechanischer und hydraulischer Förderung dar. Die im Flüssigkeitsbetrieb zur Stützdrucksteuerung notwendige Druckluft wird im Frontschild zwischen zwei Druckwänden beaufschlagt. Die bei klassischen Flüssigkeitsschilden integrierte Tauchwandöffnung im Sohlsegment ist hier nicht vorgesehen. Stattdessen wird die Verbindung zwischen der Druckkammer und der Abbaukammer über kommunizierende Röhren zwischen den Kammern hergestellt. Im Erddruckbetrieb kann das Füllvolumen der Druckkammer auch als vorgespanntes Bentonitreservoir zur automatischen Nachspeisung in die Abbaukammer bei irregulären Stützdruckschwankungen verwendet werden.

Da das System nicht wie bei reinen Flüssigkeitsschilden über einen Brecher in der Abbaukammer verfügt, wird die Korngröße durch einen geeigneten Werkzeugbesatz und Korngrößenbegrenzern am Schneidrad reguliert. Die Korngröße des Materials, das hinter das Schneidrad gelangt, muss der Förderkapazität des eingesetzten Schneckenförderers entsprechen. Eine Vielzahl erfolgreicher EPB-Projekte belegt, dass auch Grobkornvorkommen beim Einsatz eines Schneckenförderers von mindestens 700 Millimetern Durchmesser ohne betriebliche Einschränkungen sicher beherrscht werden können.

In Abhängigkeit von den Projektanforderungen sind auch vereinfachte oder spezifisch angepasste Ausführungen der Variable-Density-Maschine möglich. Beispielsweise kann der

große Spülkasten am Ende der hinteren Förderschnecke durch eine kleinere Variante mit Walzenbrecher ersetzt werden, wie dies beim Projekt OARS in Columbus/USA ausgeführt wurde. Der Vortrieb für einen Abwassersammler mit einer 7,0m Variable density Maschine in Hartgesteinsausführung erfolgte in überwiegend geschlossenem Modus mit Flüssigförderung aufgrund des extrem hohen Wasserandrangs. Ebenso ist eine Lösung mit nur einer Förderschnecke und einer Brecher-Spülkasten-Kombination an der Abwurföffnung möglich. Die Einzelschneckenversion benötigt allerdings einen etwas erhöhten Umbaufwand in diesem Bereich, wenn die Betriebsart gewechselt wird. Die Walzenbrecher-Spülkasten-Kombination muss hierfür in eine Parkstellung verschoben werden, bevor das Förderband für den Erddruckbetrieb in Arbeitsposition gebracht werden kann. Eine solche Konfiguration hat sich beim Projekt Port of Miami Tunnel eindeutig bewährt und kam auch bei den Maschinen für das Metro-Projekt Linie 1 in Kuala Lumpur (Malaysia) im Einsatz. Lag hier der Schwerpunkt auf einem geeigneten Vortriebsverfahren zur Bewältigung der Stützproblematik infolge der Karstproblematik im Kalkstein [2], erfolgten die weiteren Anwendungen der VD Technologie entweder im feinkörnigen Bereich (Umbau eines EPB-Schildes auf das VD Konzept durch Nachrüstung von Spülkasten und Förderkreislauf) für einen Vortrieb in Kairo mit Durchfahren von Ton- und Sandabschnitten oder auf der Bewältigung eines oberflächennahen Vortriebs mit hochsensibler Bebauung in Hong Kong. Die Maschine von Kairo wurde dabei ohne High-Density Slurry geplant und alleinig mit Förderkreislauf, Separation und Bentonitsuspension betrieben. Die Vortriebsleistungen konnten gegenüber einem regulären Mixschild mit Flüssigförderung deutlich gesteigert werden. Beim VD Vortrieb in Hong Kong kam erstmals ein Zangenbrecher im Spülkasten zum Einsatz. Das Maschinenkonzept mit weiterer Optimierung der High-Density-Slurry-Zugabe überzeugte vor allem durch die genaue Stützdrucksteuerung.

Aktuell laufende Vortriebe sind die Vortriebe in Perth und die zweite Staffel des Metrobaus in Kuala Lumpur mit den in Kürze beginnenden Vortrieben der Linie 2.

Im Ausblick auf die kommenden Projekte werden beim Projekt Grand Paris von den insgesamt 22 erforderlichen Vortriebsmaschinen bereits jetzt 3 VD Maschinen zum Einsatz kommen, die mit den Systemvorteilen auch beim Vortrieb in Tonböden mit der hydraulischen Förderung für die Senkrechtförderung in den Startschächten überzeugen.

4 Zusammenfassung

Anspruchsvolle, stark wechselhafte Baugrundbedingungen – insbesondere hinsichtlich der Stützdruckverhältnisse oder Fördereigenschaften des Abraums innerhalb einzelner Tunneltrassen erfordern neue, innovative Vortriebstechniken. Die in den vergangenen Jahren ständig erweiterten Einsatzbereiche der klassischen Einfach-, EPB- und Mixschilde genügen unter bestimmten Projektbedingungen nicht mehr den Sicherheits- und Wirtschaftlichkeitsanforderungen.

Multi-Mode-TBM von Herrenknecht erfüllen diese hohen Anforderungen dank ihres flexibel ausgelegten Maschinenkonzeptes. Sie kommen zum Einsatz, wo herkömmliche Schilde an ihre technischen und wirtschaftlichen Grenzen stoßen.

Neben der Weiterentwicklung der umbaubaren Schilde stellt das Konzept der Variable-Density-Maschine den entscheidenden Innovationsschritt dar, da es die Vorteile der EPB

und Mixschildtechnologie bündelt. Es vereint die höhere Genauigkeit der Stützdruckkontrolle des Mixschilds mit den höheren Vortriebsleistungen des EPB-Schilds in verklebungsgefährdeten Böden. Flexibilität und Sicherheit des Bauverfahren im Tunnel bei der Umstellung der Betriebsart werden deutlich erhöht. Die Variable density Maschine kommt mit ihrem Vortriebskonzept einer im Lockergestein universell einsetzbaren Vortriebsmaschine sehr nahe.

5 Literatur

[1] Maidl, B.; Herrenknecht, M.; Maidl, U.; Wehrmeyer, G.: Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb. 2. Auflage Ernst & Sohn, Berlin 2011.

[2] Wehrmeyer, G.; Sträßer, M.: TBM-Vortrieb im Karst am Beispiel Kuala Lumpur. Frühjahrstagung 18.05.2017, Olten. Mitteilungen der Geotechnik Schweiz 174, S. 11-20.

Albvorlandtunnel - BIM-Anwendungen im Tunnelbau

Dipl. Ing. Wolfgang Fentzloff
Implenia Construction GmbH

1 Einleitung und Projektvorstellung

BIM ist eine Methode zur Planung und Abwicklung von Projekten anhand von 3D-Modellen. Die Verknüpfung dieser Modelle mit den Dimensionen „Zeit“ (4D) und „Kosten“ (5D) schafft ein anschauliches Werkzeug zur Projektsteuerung.

Bei dem Projekt „Albvorlandtunnel“ werden diese Instrumente eingesetzt, um Erkenntnisse für den zukünftigen Einsatz von BIM bei Großprojekten erlangen zu können.

Das Thema „BIM-Anwendungen im Tunnelbau“ beinhaltet maßgebliche Eigenheiten, die im Vergleich zu den Anwendungen im Hochbau erheblich abweichen.

Das Besondere liegt im Wesentlichen darin, dass ein Baustoff zur Anwendung kommt, für den es keine exakten Kenndatenblätter gibt und der umfangreiche Erfahrung, Wissen und Flexibilität im Umgang abverlangt. Die Auswirkungen aus dem allgemein bekannten Spruch „Vor der Hacke ist es dunkel“ und den Erwartungen an BIM hinsichtlich Termin- und Kostensicherheit vor diesem Hintergrund mögen als Widerspruch erscheinen und bedürfen gesonderter Beachtung.

Als weiteres Unterscheidungsmerkmal zum Hochbau sind die Geometrien im Tunnelbau zu nennen. Das Tunnelbauwerk wird in fast allen Fällen durch eine räumlich gekrümmte Kurve mit komplexen Querschnittsgeometrien über große Längsausdehnungen abgebildet.

Die DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH (PSU) realisiert derzeit eines der europaweit größten Infrastrukturprojekte "Bahnprojekt Stuttgart-Ulm". Das Projekt besteht aus den beiden Großprojekten „Stuttgart 21“ (S21) zur Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart und der Neubaustrecke Wendlingen-Ulm (NBS).

Ein markantes Bauwerk des NBS-Abschnittes ist der von Westen nach Osten führende zweiröhrige Albvorlandtunnel mit einer Länge von ca. 8,2 km. Drei weitere Tunnel haben Längen von unter 500 m. (Abb. 1)

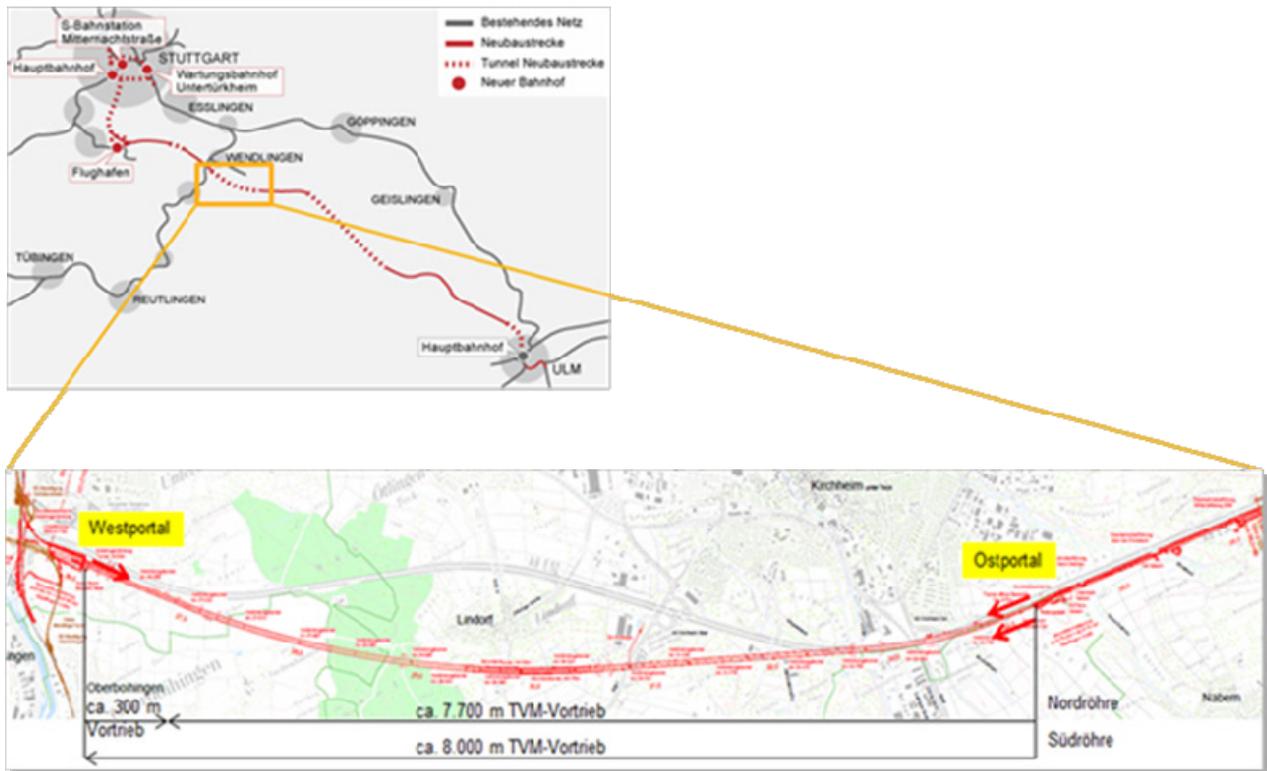


Abbildung 1 Projektübersicht

2 Umfang von BIM in der Ausschreibung und Projektentwicklung

Zu Beginn der Entwurfsplanung war die BIM-Methode noch nicht Teil der Planungsprozesse. Die Entwurfsplanung ist deshalb herkömmlich auf Basis einer 2D-Planung erstellt worden. Im Rahmen der Ausschreibung für den Albvorlandtunnel hat die PSU die Umsetzung von BIM-Arbeitsmethoden nicht für das Gesamtprojekt sondern lediglich für den Teilbereich Portal West aufgenommen, um den Umfang einzugrenzen (siehe Abb. 2). Es werden die traditionellen Prozesse zur Projektentwicklung hierbei nicht ersetzt, sondern diese vielmehr durch den Einsatz von BIM Methoden für ein zukunftsweisendes Projektmanagement optimiert. Dieser Beitrag gibt einen Einblick in die Erfahrungen und Erkenntnisse aus der praktischen Anwendung.

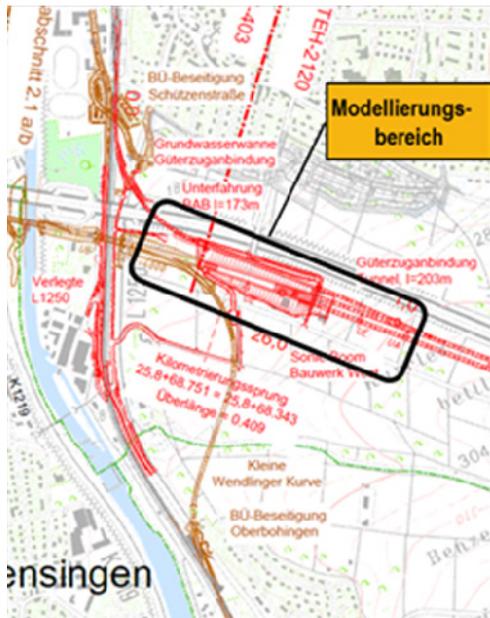


Abbildung 2: Westportal mit Modellierungsbereich

Folgende Phasen der BIM-Anwendung wurden im Rahmen der Vertragsabwicklung von der PSU in einer eigens erstellten Anlage zur Ausschreibung formuliert (Abb. 3)



Abbildung 3: Phasen der BIM-Anwendung

Hierbei werden die konkreten Anwendungsfälle verfolgt.

- 3D-Modellierung festgelegter Bauwerke im Bereich Westportal durch den Planer parallel zur 2D-Planung inkl. Referenzierung der 2D-Planung auf das 3D-Modell
- Kollisionskontrollen an Modellen anhand 3D und 4D
- Planerbesprechungen am 3D-Modell

- Zuordnung von Bauabläufen aus dem Bauprogramm und Kosten aus dem Leistungsverzeichnis zur Fertigstellung der 4D & 5D-Modellierung in RIB iTWO
- Visualisierte Leistungsmeldung & -vorschau sowie Variantenstudien auf Modellbasis
- Baufortschrittsdatenbank mit Übergabe Bestandsmodell

3 Definierte BIM-Anwendungsfälle

3.1 3D-gestützte Planungsdetaillierung und Koordination

Im Modellierungsbereich werden folgende Bauwerke/Bauteile eingebunden:

- Gründung, Baugrubenaushub und Baugrubensicherung (Rückverankerte Bohrpfehlwände, Spundwände und Trägerbohlwände) des Voreinschnitts mit den beiden Tunnelportalen der Neubaustrecke, dem Portal des Anschlusstunnels der Güterzuganbindung an die NBS (GZA-Tunnel) sowie des Portals des Tunnels der Güterzuganbindung unter der Autobahn BAB A8 (GZA-BAB-Tunnel)
- GZA-Tunnel und Anbindungsbereich an die Nordröhre des Alvorlandtunnels (Innenschale, Bankette, Sohle)
- Neubaustrecke-Tunnelröhren (NBS) und Brillenwand
- Allgemeiner Tiefbau, Anlagen und Wege Dritter (Wirtschaftsweg, Rettungsplatz/-weg), endgültige Entwässerung, Stützbauwerke
- Offene Strecke: Damm
- Sonic-Boom-Bauwerke

Der Anwendungsfall „3D-gestützte Planungsdetaillierung und Koordination“ beinhaltet die Modellierung eines 3D-Modells des betroffenen Bereichs mit allen notwendigen Geometrien und Objekten inklusive deren zugeordneten Informationen und Attributen (siehe Bild 4).

Das 3D-Modell dient als Grundlage für Planungs- und Baubesprechungen sowie zur Verbesserung der Kommunikation zwischen den Projektbeteiligten. Dabei werden mögliche Kollisionen frühzeitig erkannt und Planvarianten dargestellt. Darüber hinaus wird das 3D-Modell mit den technischen 2D-Plandokumenten verknüpft und dadurch werden Status und Übersichten der Planpakete nach Soll, Ist und Prognose erstellt. Des Weiteren werden auf Basis des 3D-Modells modellbasierte Mengen zur Plausibilitätsprüfung von Terminplanressourcen und LV-Positionen (Leistungsverzeichnis) ermittelt.

Eine Gegenüberstellung der der Ausschreibung zu Grunde liegenden 2D-Pläne und dem im Zuge der Erstellung der Ausführungsplanung durch den Unternehmer in 3D modellierten Bereich zeigt bereits die Vorteile zur Visualisierung der Bauaufgabe (vgl. Abb. 4 und 5)

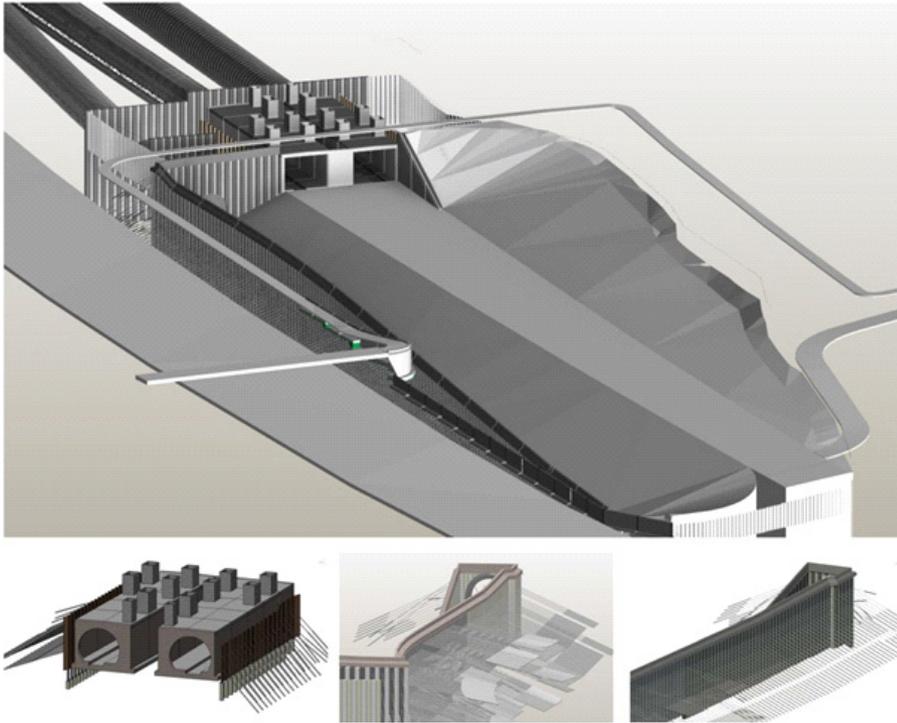


Abbildung 4: Westportal – 3D-Modell

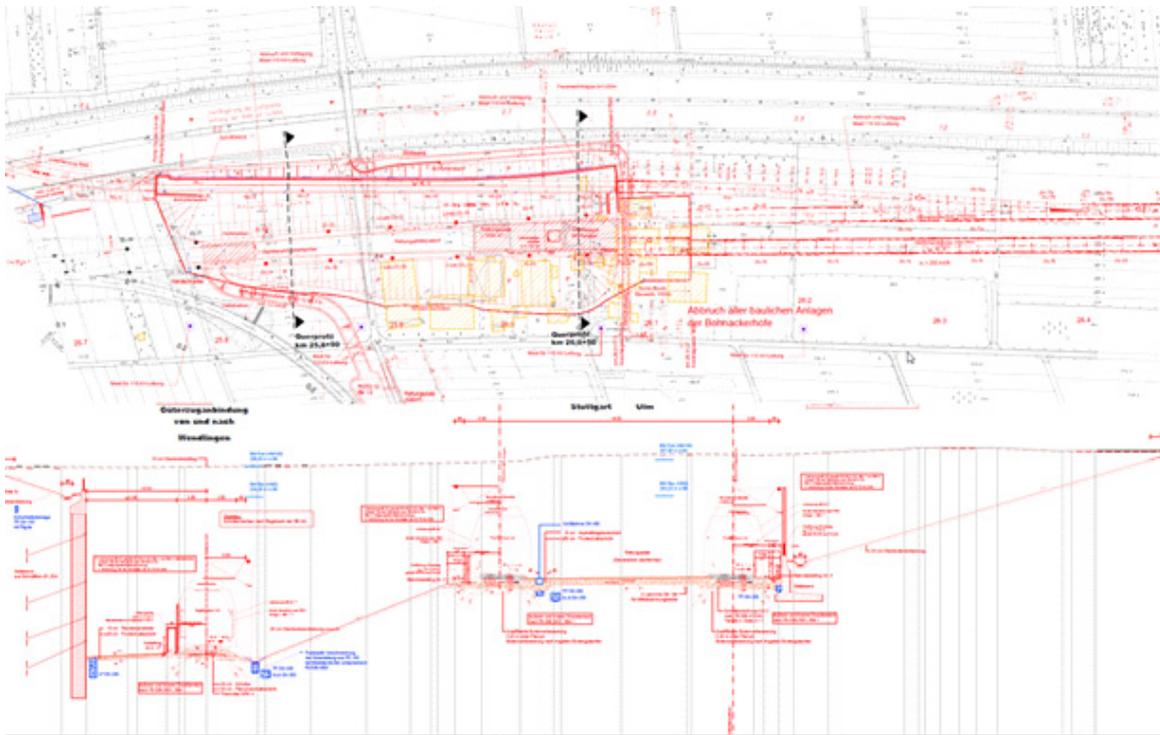


Abbildung 5: Westportal - Lageplan und Querschnitt aus der Ausschreibung

3.2 Kollisionskontrollen

Die Kollisionskontrollen am Modell beziehen sich nicht nur auf die Kollisionen verschiedener Bauteile untereinander, sondern z.B. auch auf die Einhaltung der Baufeldgrenzen mit den baurechtlich zur Verfügung stehenden Bauflächen (ober- und untertage).

Am Alvorlandtunnel konnten Kollisionen der Rückverankerungen von Baugruben- und Portalwänden untereinander und mit dem Tunnelbau identifiziert werden (Abb. 6)

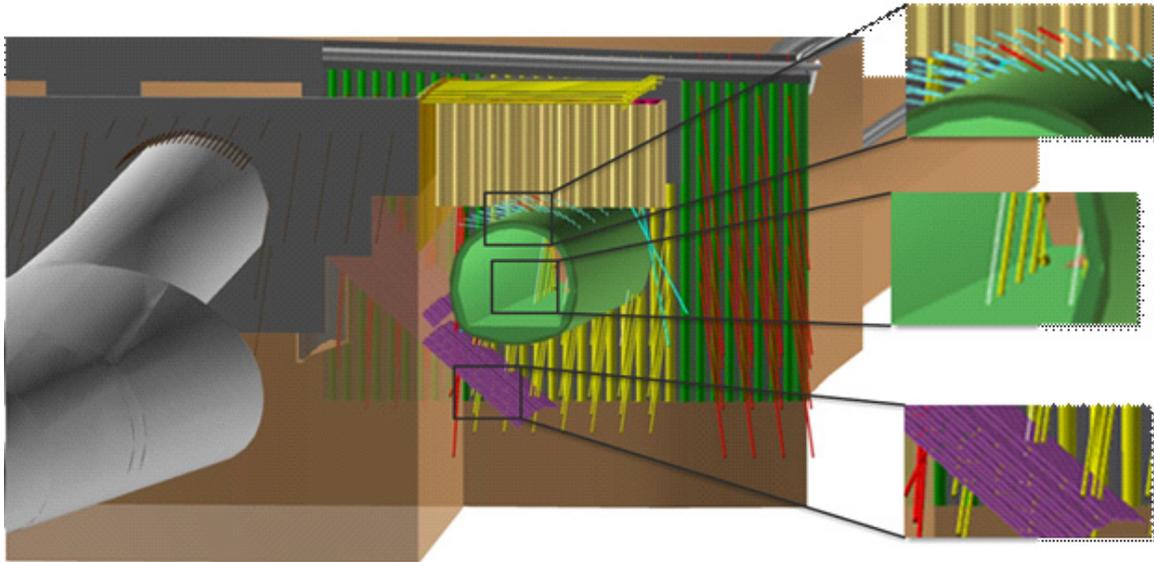


Abbildung 6: Kollisionen Tunnelbau / Spezialtiefbau

3.3 4D- und 5D-Simulationen

Die Simulationen in 4D und 5D entstehen durch die Verknüpfung des erstellten 3D-Modells mit dem Bauablaufplan (4D) und dem Leistungsverzeichnis bzw. dessen relevante Positionen (5D). Zwingende Voraussetzung für die sachgerechte Verknüpfung ist die stringente Zuordnung der einzelnen Bauteile im 3D-Modell anhand eines eindeutigen Codes. In Abb. 7 ist die Systematik an einem Bankett in der Innenschale aufgezeigt.

Das 4D-Modell des BIM-Modellierungsbereichs im Alvorlandtunnel entsteht durch die Verknüpfung des 3D-Modells mit dem Bauablaufplan derart, dass sowohl die Bauteile als auch die Vorgängen im Bauzeitenplan ein und denselben Code erhalten.

Es entstehen somit 4D-Simulationen, Visualisierungen, Analysen sowie Optimierungen der terminlichen Machbarkeit. Darüber hinaus sind bei regelmäßiger Pflege des 4D-Modells Auswertungen des Bauablaufs sowie der Mengen und Ressourcen nach Soll, Ist und Prognose möglich.

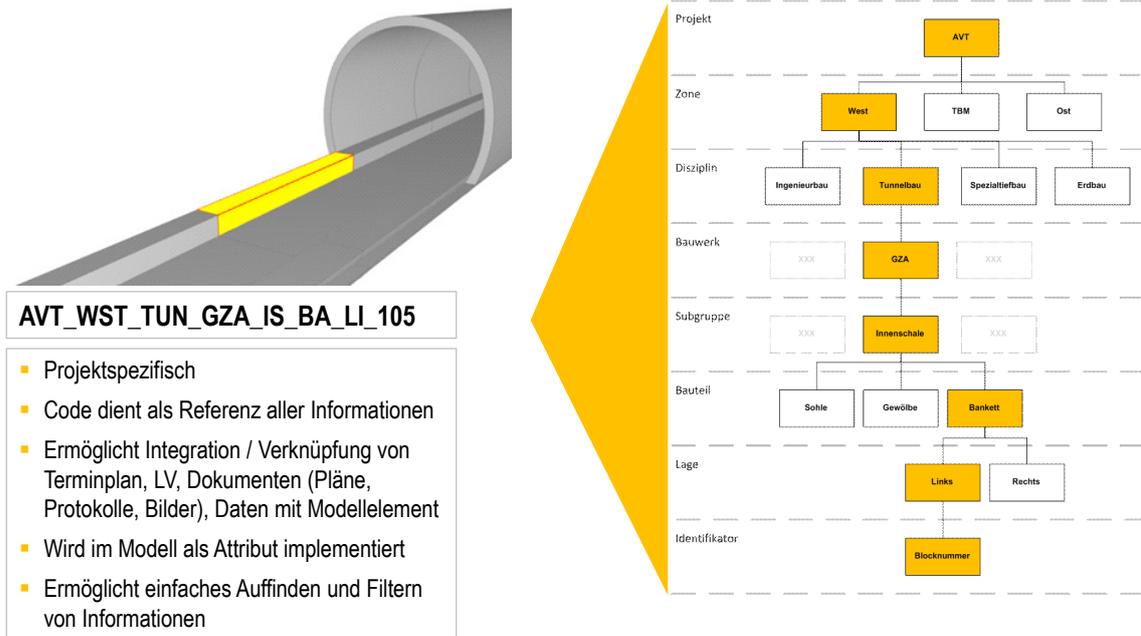


Abbildung 7: Projektstruktur und Bauteil-Code

Zum Erhalt des 5D-Modells wird das 4D-Modell mit den zugehörigen LV-Vertragspreisen und LV-Positionen verknüpft (siehe Abb. 8). Dieses 5D-Modell wird bei kontinuierlicher Integration der bauteilbezogenen Leistungsmeldungen sowohl Baufortschritte als auch Leistungsstände und Kosten (Soll, Ist, Prognose) für die Projektsteuerung darstellen und auswerten können.

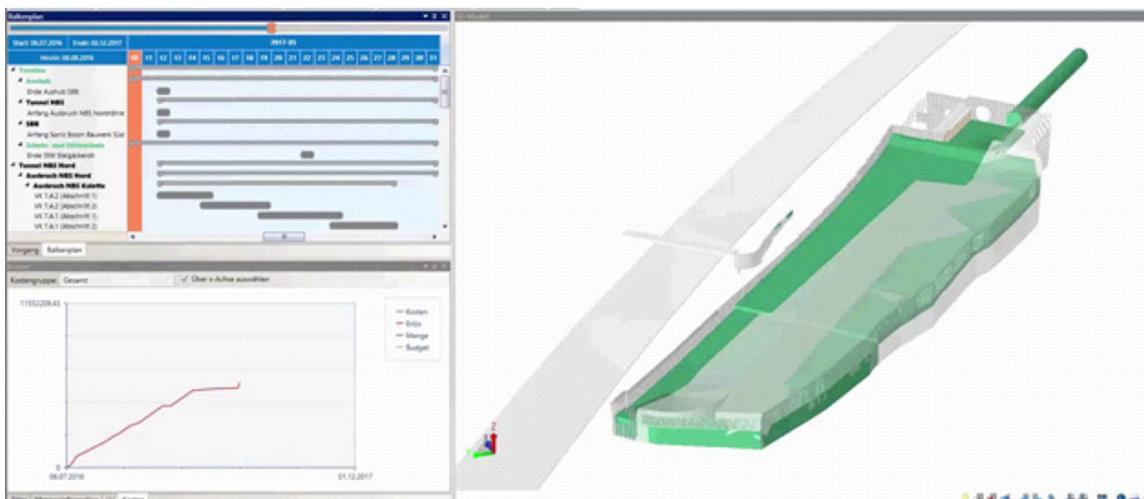


Abbildung 8: Visualisierung (3D, 4D, 5D) der Simulationen

3.4 Berichtswesen (Reporting)

Ein weiterer Anwendungsfall für den Alvorlandtunnel ist das Berichtswesen/Reporting. Dabei entstehen auf Basis der 3D-, 4D- und 5D-Modelle Darstellungen und Auswertungen der wesentlichen Kennziffern hinsichtlich der Termine, Kosten, Leistung und Planung. Die

Auswertung wird in Form von Dashboards oder Cockpitsichten dargestellt (siehe Abb. 9 und 10).

Es besteht die Möglichkeit über den zuvor beschriebenen Code nach einzelnen Bauteilen zu filtern und deren Baufortschritt anzeigen zu können.

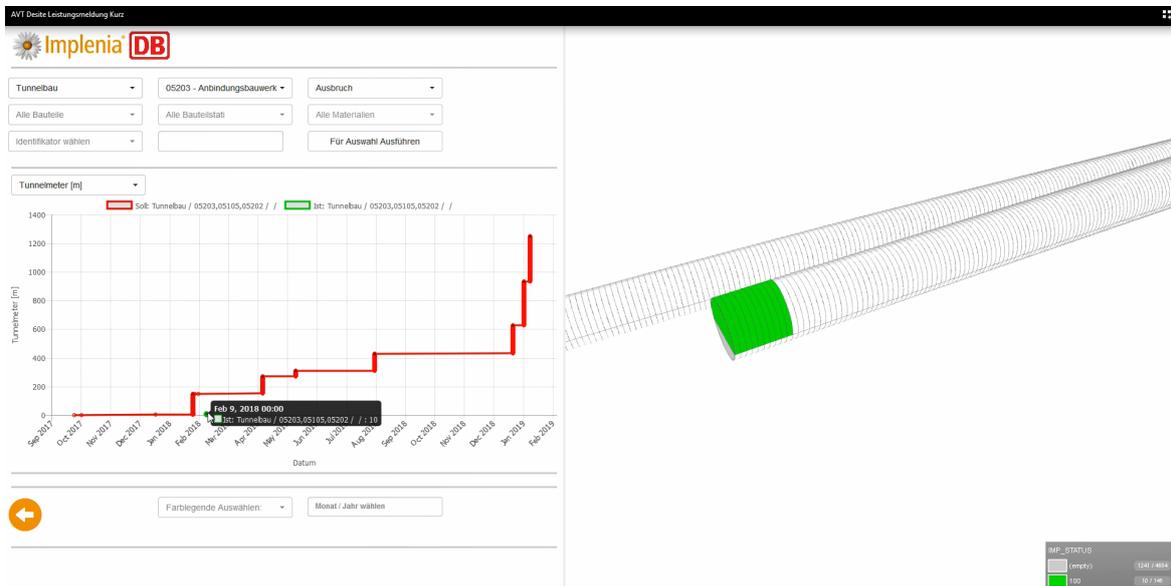


Abbildung 9: Visualisierung (3D, 4D, 5D) der Simulationen

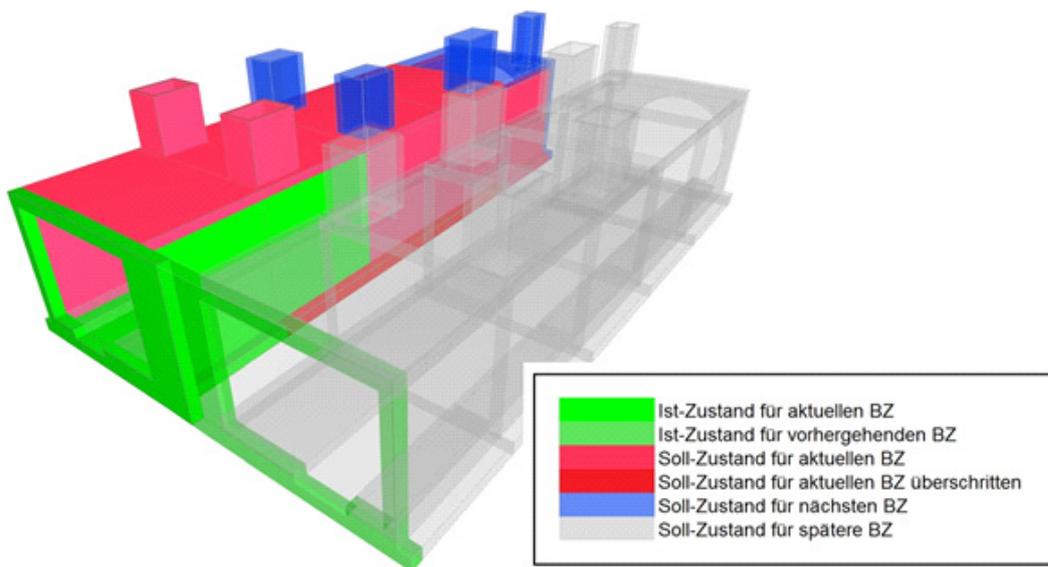


Abbildung 10: Visualisierung Soll-Ist

3.5 Baufortschrittsdatenbank mit Übergabe Bestandsmodell

2D-Dokumente und relevante Informationen aus dem laufenden Baugeschehen werden in einer eigenen Datenbank abgelegt. 2D-Dokumente müssen ebenfalls über den angesprochenen Code auf die jeweiligen zutreffenden Bauteile referenziert werden.

Weitere Eigenschaften, die erhalten bleiben sollen, können auch direkt als Attribut an das Bauteil als semantische Information geschrieben werden.

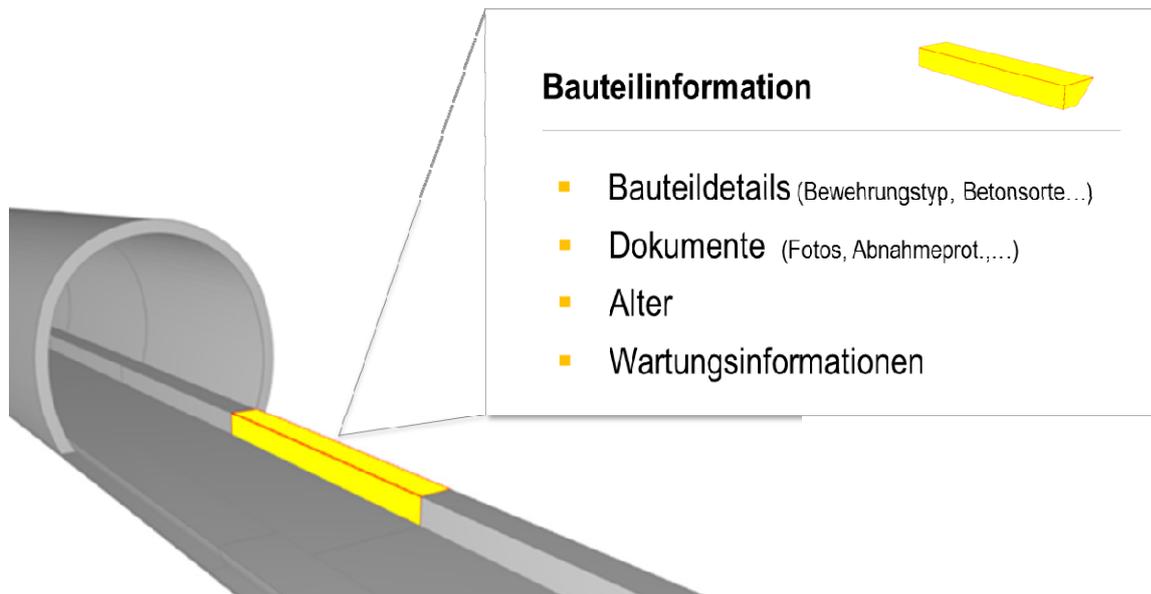


Abbildung 11: Bauteilinformationen

4 Herausforderungen bei der Umsetzung von BIM

Da BIM noch eine junge Methode ist und bei den verschiedenen Projektbeteiligten häufig zu Projektstart noch keine ausreichenden BIM-Kenntnisse vorliegen bzw. die Akzeptanz zur Anwendung von BIM-Methoden teilweise noch ausgebildet werden muss, besteht die Gefahr, dass bei Anwendung der BIM-Methode parallel zu einer herkömmlichen Planung diese in der Ausführung in den Hintergrund gerät. Die aktive Einbindung der Führungskräfte und Mitarbeiter ist entscheidend für die Umsetzung von BIM-Methoden. Deshalb müssen mit allen Beteiligten von Anfang an Workshops durchgeführt werden, die das Ziel haben, die verschiedenen Phasen der BIM-Implementierung zu begleiten und allen Beteiligten die Möglichkeiten und Vorteile von BIM darzustellen.

Weiterhin ist es wichtig, die Möglichkeiten von BIM zu kennen und exakt in der Ausschreibung zu definieren, was zu welchem Zeitpunkt erwartet wird. Aufgrund der unterschiedlich tiefen Kenntnisse bei allen am Projekt Beteiligten liegen unterschiedliche Erwartungshaltungen vor. Wenn dies also nicht widerspruchsfrei beschrieben wird, kann ein konfliktarmes Arbeiten mit BIM nicht gewährleistet werden.

5 Praktische Umsetzung der Ausschreibungsbestimmungen

Der Projektverfasser hat einen mutigen und richtungsweisenden Schritt in der Ausschreibung getan, als er sich entschied, für den Altvorlandtunnel BIM anzuwenden, nachdem das Projekt bereits in der traditionellen Planungsmethode ausschreibungsreif erstellt worden war.

Dies geschieht zwar nur für einen Teilbereich am Portal West, beinhaltet aber dafür alle Hauptgewerke im Projekt: Tunnelbau, Ingenieurbau, Spezialtiefbau, Erdbau.

Diese Vorgehensweise erlaubt, die komplexen Zusammenhänge bei der Erstellung eines 3D-4D-5D-Modells in der gebotenen Tiefe zu bearbeiten, um die erwünschten Erfahrungen gewinnen zu können.

Als Software wurde neben anderen Programmen hauptsächlich Revit zur Erstellung der 3D-Modelle, Desite als „viewer“ für Auswertungen und RIB iTWO für die Verknüpfungen mit Zeit- und Kosten (4D, 5D) verwandt.

Folgende Punkte wurden dabei abgearbeitet

1. Erstellung eines BIM-Implementierungs-Planes (BIP)
2. Erstellung der Modellierungsrichtlinie und Modellierungsempfehlungen
3. Vorbereitung Modellstruktur und Modell-Codierung
4. Festlegung Detaillierungsgrad und Informationsgehalt in den Teilmodellen
5. Verwendung des Shared Parameters Tool BIM*Q für die Bestimmung der Parameter in Revit Familien inkl. fortlaufender Anpassungen
6. Erstellung von Vorgansmodellen in RIB iTWO zur Verknüpfung des Bauprogramms mit dem 3D-Modell
7. Anpassen der LV-Strukturen (Positionen) zur Verwendung für 5D-Verknüpfungen
8. Export der CPIXML-Dateien aus Revit über Plug-In zum Einlesen in iTWO

Als prinzipielle Herausforderung bestand in dem speziellen Fall beim Albvorlandtunnel, dass die Projektstruktur aus dem traditionellen Planungsprozess nicht den Anforderungen der modellbasierten Struktur entsprach. Es mussten neue Positionen und Vorgänge eingeführt werden, um die realitätsnahe Simulation des Bauprozesses unter Berücksichtigung von Zeit und Kosten abbilden zu können.

Ferner wurden in der traditionellen Ausschreibungsmethode Positionen gewählt, die zwar einerseits mit einem Massenvordersatz und einer Einheit ausgewiesen wurden, aber andererseits mehrere Zeit- und Kosten-relevante Teilarbeitsvorgänge enthielten, die zu komplett unterschiedlichen Zeiten ausgeführt werden. Als Beispiel ist die Beschreibung von rückverankerten Bohrpfahlwänden nach m² zu nennen, in die das

- Anliefern der Bohrgeräte
- Herstellen der Bohrebenen und Bohrschablonen
- Herstellen des Pfahles
- Einbau der Rückverankerung inkl. Gurtungen nach stat. Erfordernis
- Reinigen der Bohrpfähle im Zuge des Aushubs

in den Einheitspreis einzurechnen sind. Diese „Einheitspreis-Pauschale“ lässt keine sachgerechte und verursachungskonforme Zuordnung von Vorgängen und Kosten in den Simulationen zu.

Daneben gibt es eine Vielzahl weiterer Detailpunkte, die zu klären sind. Dies beginnt z.B. bei der Modellierungsproblematik in Revit mit dem Absetzen von Tunnelquerschnitten entlang einer 3D-Achse bis zur Vereinbarung des Solls für die aufzufahrenden Vortriebsklassen aus der Prognose (Geotechnisches Tunnelbaugutachten) bei der Durchführung des aktuellen

Soll-/Ist-Vergleichs, wenn Vortriebsbereiche mit einer prozentualen Vortriebsklassenverteilung belegt werden (Abb. 12).

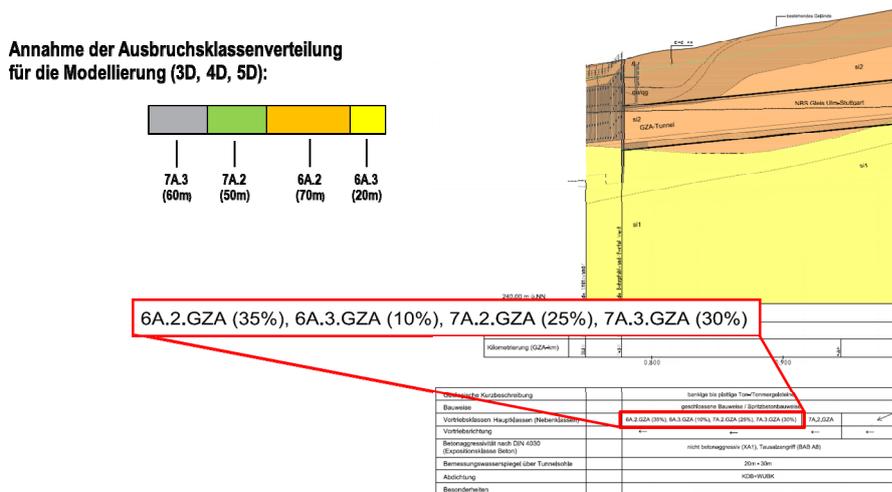


Abbildung 12: Visualisierung (3D, 4D, 5D) der Simulationen

6 Verbesserungsmöglichkeiten in künftigen Ausschreibungen

Prinzipiell ist zu unterscheiden, welche Planungsaufgaben von den einzelnen Vertragspartnern erbracht werden (Design&Build, Totalunternehmer, Generalunternehmer etc.).

In dem vorliegenden Fall, dass der AG die Entwurfsplanung erstellt, sie der Ausschreibung zu Grunde legt und dann dem AN für die Ausführungsplanung zur Verfügung stellt, sollte der AN für die Angebotsbearbeitung bereits ein Modell mit definierten Richtlinien vom AG erhalten, um eine modellbasierte Kalkulation durchführen und im Auftragsfall die Ausführungsplanung unmittelbar aufsetzen zu können.

Die Erstellung des Leistungsverzeichnisses sollte aus dem Modell heraus erfolgen und im Weiteren die gesamte Projektstruktur inkl. der Vorgänge aus dem Bauablauf aus einem Guss entstehen, womit die einzelnen Bauteile mit Zeit und Kosten (3D – 4D – 5D) hinsichtlich des Projektmanagements schlüssig verknüpft werden können.

In diesem Zusammenhang sind nicht nur diese technischen und prozessualen Randbedingungen zu implementieren, sondern auch zwingend die Fragen aus vertragsrechtlicher Sicht und das Momentum der handelnden Personen zu berücksichtigen.

7 Besondere Erkenntnisse bei der Umsetzung von BIM am Altvorlandtunnel

Eine der wichtigsten Erkenntnisse ist die Erfordernis der Schulung aller Beteiligten, um ein gleiches Verständnis in der Anwendung von BIM zu erreichen.

Ein weiterer wichtiger Punkt ist die Erfordernis zur Freigabe bzw. der gemeinsamen Vereinbarung eines Bearbeitungsstandes des 3D-Modells als Basis für ein aussagefähiges Projektmanagement.

Nicht zu unterschätzen sind die Anforderungen an den Datenschutz in den eingebundenen Institutionen bzw. derer Mitarbeiter. So muss z.B. der Zugriff mehrerer Teilnehmer auf eine externe Datenplattform durch die Personalvertretung genehmigt werden.

Der Weg zu einer reinen 3D-Planung als einzige Grundlage für das modellbasierte Projektmanagement ist noch lang. Derzeit ist eine 2D-Planung alleine für die Freigabe- und Genehmigungsprozesse unverzichtbar, da es sich zeigt, dass die technischen Werkzeuge (Hard- und Software) noch nicht immer ihren Zweck erfüllen und bei den handelnden Personen weitere Fertigkeiten entwickelt werden müssen. Ferner sind die in den Freigabeprozess einzubindenden Dritte (Behörden, Kommunen etc.) noch nicht so weit, um auf einer 3D-erstellten Unterlage die erforderlichen Freigaben zu erteilen.

8 Fazit und Ausblick

Folgende Schlüsse lassen sich aus dem derzeitigen Projektverlauf für BIM ziehen:

1. Das 3D-Modell muss in der Entwurfsphase erstellt werden und der Ausschreibung beiliegen. Ansonsten geht zu viel Zeit mit der Erstellung des Modells verloren und eine zeitgerechte Ausführungsplanung ist so gut wie unmöglich.
2. Die Kollisionsprüfung am 3D-Modell ist bei richtiger Verwendung eine sehr geeignete Möglichkeit, Probleme bei der Ausführung rechtzeitig zu erkennen.
3. Die 4D- und insbesondere die 5D-Verknüpfung sind derzeit noch sehr herausfordernde Themen, die einen entsprechenden Personaleinsatz bedingen. Die benötigten Systemvoraussetzungen liegen noch nicht immer vor.
Im Falle der gelungenen Verknüpfung hat man ein starkes Instrument zur Projektsteuerung.
4. Es besteht ein hohes Maß an Detailabstimmungen zwischen den Projektbeteiligten, um eine einheitliche Interpretation der angestrebten Ziele in der Anwendung von BIM zu erreichen. Hierzu bieten sich regelmäßige BIM-Besprechungen an.
5. Schaffung einer einheitlichen Projektstruktur hinsichtlich Vorgänge aus dem Bauprogramm und Positionen des Leistungsverzeichnisses unter Berücksichtigung der zu erstellenden Modelle mit ihren jeweiligen Bauteilen
6. Bei der Kostenverfolgung ist zu beachten, dass die Kosten von AG und AN unterschiedlich definiert werden.
7. Im Falle geänderter bzw. zusätzlicher Leistungen ist eine unbürokratische Festlegung von dadurch verursachten Änderungen in der Bauzeit und –kosten erforderlich, um die Möglichkeiten von BIM voll ausschöpfen zu können
8. Die Regelungen im vorgesehenen Bauvertrag müssen den Anforderungen aus BIM gerecht werden
9. Wann werden die einzelnen „Protagonisten“(General- und Fachplaner, Gutachter, Behörden, Bauunternehmung, ...), die ihre wichtigen Beiträge zur Projektentstehung, -ausführung und –abwicklung leisten, vom Projektverfasser mit welchen Vertragsmodellen eingebunden?

10. BIM ist ein wichtiges Werkzeug, um im Zuge der fortschreitenden Digitalisierung am Bau modellbasiert die Erfassung und Verarbeitung von vielerlei Daten zu gewährleisten.
11. Die bestehenden Strukturen zur Projektabwicklung in technischen, rechtlichen und menschlichen Belangen sind den neuen Anforderung von BIM anzupassen.

Letztendlich ist BIM nicht mehr nur eine Methode oder ein Werkzeug des Prozessmanagements, sondern bedeutet vielmehr einen grundlegenden, kulturellen Wandel in der Entwicklung und Abwicklung eines Bauwerkes. Hier befinden wir uns noch am Anfang, aber das große Potenzial und der notwendige Kulturwandel sind Motor dieser Pionierarbeit.

9 Literatur/References

- [1] Hallfeldt, J.; Astour, H.: Anwendungsfälle BIM beim Albvorlandtunnel. 2. Felsmechanik-Tag. WBI-Print Volume 19, 2016.
- [3] Frahm, M.; Astour, H.: Planfeststellungsabschnitt 2.1 Albvorland. Geotechnik-Seminar an der Hochschule für Technik Stuttgart, 2016.
- [4] Braunert, W: „Albvorlandtunnel, Erkenntnisse und Erfahrungen der BIM-Bearbeitung“ Implenia Construction GmbH, Präsentation für BIM-Jour-Fixe; 2016
- [6] Fentzloff, W: „BIM in der Ausschreibungs- und Ausführungsphase – Erfahrungen vom Albvorlandtunnel“, Implenia Construction GmbH, Wiener Gespräche 20.10.2016
- [7] Hallfeldt, J; Fentzloff, W: BIM – Modellbasiertes Projektmanagement - Am Praxisbeispiel Albvorlandtunnel, Tagungsband des Swiss Tunnel Congress 2017; Mai 2017 FGU Fachgruppe Untertagebau
- [7] Singer, D; Schapke, S-E: „Modellierungsrichtlinien – Projekt Albvorlandtunnel“ BIM Consult, think project, AEC3; 23.05.2016
- [8] Bormann, A.; König, M.; Koch, C.; Beetz, J.: „Building Information Modelling, Technologische Grundlagen und industrielle Praxis“, Springer Vieweg, Wiesbaden 2015
- [9] Eschenbruch, K.; Leupertz, S.: „BIM und Recht“, Werner Verlag, Köln 2016
- [10] Frahm, M.; Hallfeldt, Jens; Astour, H.; Lorenz, T.: Planung und Bau des Albvorlandtunnels mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung von BIM. Tunnel 3/2017

Von der Erdbauplanung bis zur Bauausführung Herausforderungen an die Geotechnik und die Qualitätssicherung beim Bau des 3. Istanbul Flughafens

Dipl.-Ing. Christian Hotz, Arcadis Germany GmbH, Darmstadt
Dipl.-Ing. Hans-Josef Kloubert, Bomag GmbH, Boppard

1 Einleitung

Zur Zeit entsteht 40 km nordwestlich von Istanbul an der Küste des Schwarzen Meeres einer der größten Flughäfen der Welt. Der neue dritte Flughafen von Istanbul soll im Endausbau auf einer Fläche von rd. 78 Millionen Quadratmetern über sechs Start- und Landebahnen verfügen und eine Kapazität für rd. 200 Millionen Passagieren pro Jahr bieten. In der ersten Ausbaustufe wird der Flughafen im Oktober 2018 mit einer Kapazität von jährlich bis zu rd. 90 Millionen Passagieren und 2 Start- und Landebahnen nach nur dreieinhalb Jahren Bauzeit in Betrieb gehen. Die Projektrealisierung und Finanzierung erfolgt als PPP Projekt durch ein Konsortium der türkischen Unternehmen Cengiz, Kolin, Limak, Kalyon und Mapa, die den Flughafen auch über 25 Jahre betreiben und anschließend an den türkischen Staat übergeben werden.

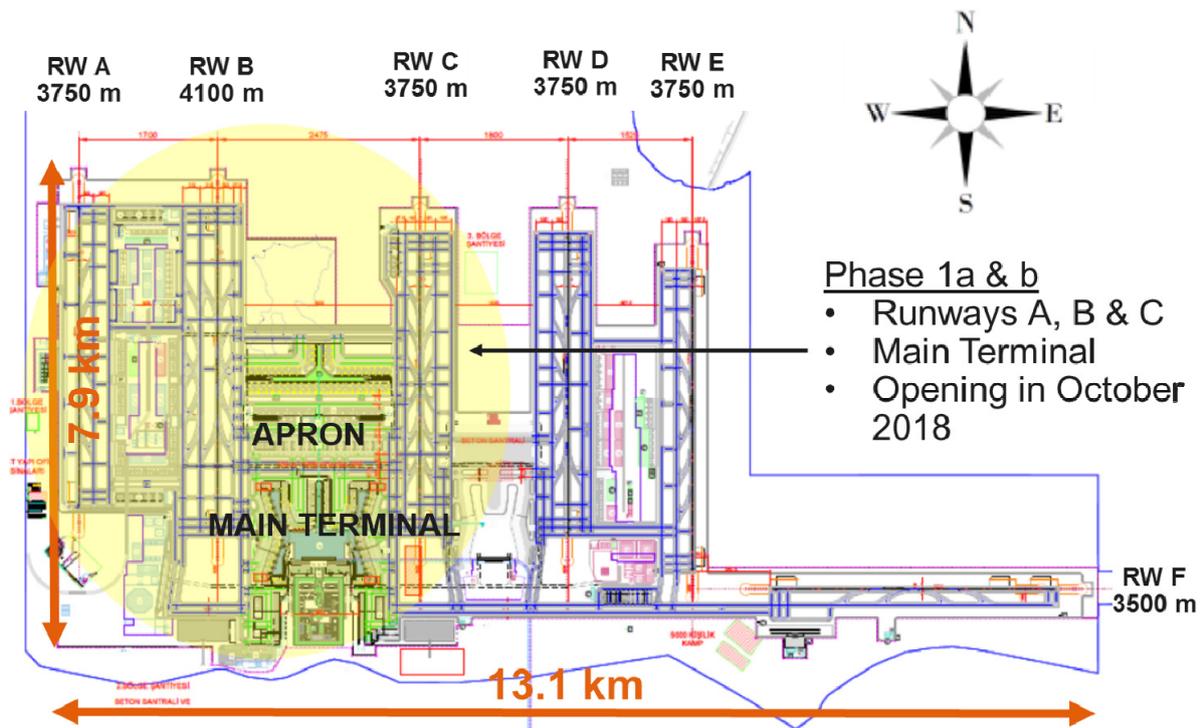


Abbildung 1. Neuer Flughafen Istanbul

Der neue Flughafen befindet sich im Gebiet eines ehemaligen Braunkohletagebaues, welcher bis in die 50er Jahre des letzten Jahrhunderts in Betrieb war. Das ursprünglich hügelige Areal mit Geländehöhen zwischen rd. Null bis rd. 120 m über dem Meeresspiegel wurde im Verlauf der Bauarbeiten zu einer ebenen Fläche auf einer Geländehöhe bei rd. 80 m über dem Meeresspiegel umgewandelt. Die Höhe der Aufschüttungen betrug bis zu rd. 70 m. In den Einschnittbereichen wurde das Gelände um bis zu rd. 40 m abgetragen. In der ersten Ausbaustufe wurden mehr als 400 Mio. m³ Erde bewegt und ca. 350 Mio. m³ kontrolliert lagenweise wieder eingebaut. Die täglichen Einbauleistungen betragen rund 750.000 m³. Die Arbeiten erfolgten im Zweischichtbetrieb mit jeweils 10 h. Hierfür standen ca. 2200 Muldentransporter, 255 Bagger, 116 Raupen, 65 Grader und 158 Verdichtungswalzen zur Verfügung. Bei den im Erdbau eingesetzten Verdichtungswalzen handelte es sich mehrheitlich um schwere 26t Walzenzüge, ausgestattet mit Glattmantel, Schaffuß- oder Polygonalbandage. 40 Walzenzüge mit Glattmantelbandage verfügten zusätzlich über die gerätetechnische Ausstattung zur Durchführung der „Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle“ (FDVK).

2 Geotechnisches Konzept

Als Schüttmaterial, welches im Zuge der Aushubarbeiten in den Abtragsbereichen gewonnen wurde, standen im Wesentlichen leicht- bis ausgeprägt plastische Tone der Danişmen Formation zur Verfügung. Maximale Schütthöhen von bis zu 70 m, welche einer vertikalen Belastung von rd. 1.500 kPa entsprechen, erforderten im Vorfeld der Bauausführung gesonderte Untersuchungen zur Ermittlung des Tragfähigkeit- und Verformungsverhaltens dieser Materialien im Zustand der Überkonsolidierung.

Zu diesem Zweck wurden großmaßstäbliche Ödometerversuche konzipiert und durchgeführt, sodass das Last-Verformungsverhalten des verdichteten Schüttmaterials bis zu einer vertikalen Belastung von rd. 2.200 kPa in mehreren Versuchen untersucht werden konnte. Die Abmessungen der Ödometerzelle betragen $A \times B \times H = 0,8 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 0,6 \text{ m}$. Zur Herstellung eines Probekörpers wurde das Schüttmaterial in zwei Lagen zu je 30 cm auf einer Länge von rd. 10 m maschinell durch den Einsatz einer 26 t Verdichtungswalze verdichtet. Die Gründung dieser Fläche bildete eine rd. 1 m mächtige Betonschicht. Anschließend wurde der Prüfkörper passgenau herausprofiliert und mit der speziell konstruierten Ödometerzelle aus Stahl umgeben. Die vertikale Belastung erfolgte analog der Vorgehensweise bei einer Pfahlprobebelastung. Zwei seitlich angeordnete Bohrpfähle bildeten in Verbindung mit einer Traverse das Widerlager für die Auf- und Ableitung der in den Prüfkörper eingetragenen Vertikalbelastung.

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 2 dargestellt.

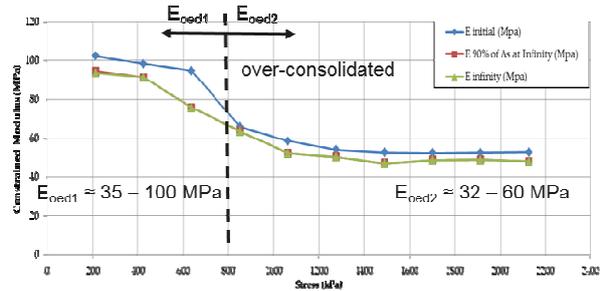
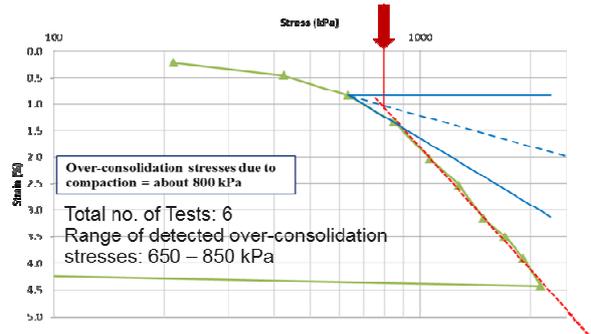
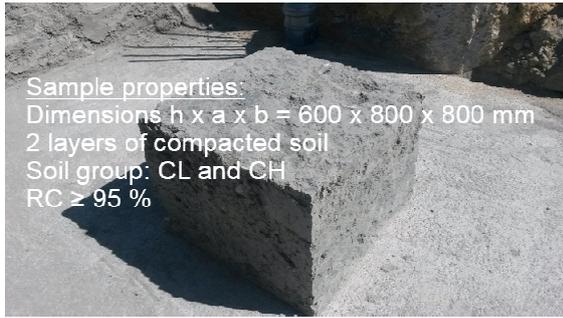


Abbildung 2. Aufbau großmaßstäblicher Ödometerversuch – max. vertikale Last = 150 t (2126 kPa)

Die Ergebnisse der Versuche zeigten, dass der E-Modul des verdichteten und überkonsolidierten Schüttmaterials Werte zwischen rd. 32 und 60 MPa erreicht. Eine Plastifizierung der Prüfkörper während der Versuchsdurchführung bis zum Erreichen der maximalen Belastung wurde nicht festgestellt. Die Versuchsergebnisse belegten die geo- und erdbautechnische Eignung der vorhandenen Schüttmaterialien aus der Danişmen Formation zur Herstellung der geplanten Aufschüttungen.

3 Prüfkonzept im Erdbau

Die zu Beginn der Erdarbeiten durchgeführten Verdichtungsversuche mit den 26 t schweren Stampffußwalzen ergaben für die einzubauenden leicht- bis ausgeprägt plastischen Tone Schüttlagenstärken (unverdichtet) von rd. 35 bis 40 cm. Um einen Verdichtungsgrad von $D_{pr} \geq 95 \%$ bezogen auf die modifizierte Proctordichte zu erreichen mussten je Walzengeschwindigkeit fünf bis sechs Walzenüberfahrten durchgeführt werden.

Bei täglichen Einbauleistungen von 750.000 m³ ergaben sich verdichtete Flächen von bis zu ca 2,5 Mio m². Hieraus ergab sich zwangsläufig eine Anpassung der Prüfmethodik im Hinblick auf die baubegleitende Überwachung der Qualität der eingebauten Lagen durch die Bestimmung des erreichten Verdichtungsgrades. Die Anwendung der im Erdbau üblichen konventionellen Verfahren zur Bestimmung der Dichte (z.B. Sandersatz-, Ausstechzylinderverfahren) verdichteter Lagen erforderte, unter Berücksichtigung der bereits optimierten Prüfanforderung von mindestens einer Kontrollprüfung je 4000 m² Fläche (im Normalfall eine Kontrollprüfung je 1000 m²) die Durchführung von mehreren hundert Einzelversuchen pro Tag. Dieser Umfang stellte nicht nur besondere Anforderungen an die Menge und Arbeits-

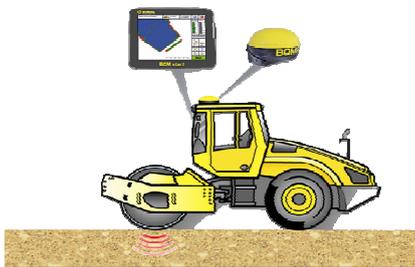
leistung des hierfür vorzuhaltenden Personals als auch an die Logistik zur Verarbeitung und Interpretation der Ergebnisse der Kontrollprüfungen.

Vor diesem Hintergrund wurde das walzengestützte Verfahren der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK), entsprechend den Anforderungen der CEN/TS 17006 (Technical Specification, Earthworks – Continuous Compaction Control (CCC)), als Hauptverfahren zur Überwachung der Qualität verdichteter Lagen eingesetzt.

Applied Solution

Roller integrated Continuous Compaction Control (CCC) System

- Operation of 40 26tons Smooth Drum Rollers
- Estimated daily Compaction Control Capacity per Roller: 90,000 – 110,00 squaremeter



Conventional spot check tests

- 1 test / 20,000m²



For comparison:

- Scope of conventional compaction control testing: 1 test per 4,000m²
- Applied QC testing system allows 80 % reduction of conventional tests

Abbildung 3. Angewendetes Prüfkonzept zur Überwachung der Qualität verdichteter Lagen

Dabei wird das Verdichtungsgerät mit einem Mess-, Dokumentations- und einem GPS System ausgerüstet. Das Messsystem beruht auf der Wechselwirkung zwischen der beschleunigten Walzenbandage und der sich mit der Verdichtung ändernden Steifigkeit des Bodens. Aus den gemessenen Beschleunigungssignalen des vibrierenden Walzenkörpers wird kontinuierlich unter Berücksichtigung des vertikalen Kräftegleichgewichtes ein Kraft-Weg Diagramm erstellt und die FDVK Kenngröße E_{vib} (MPa) ermittelt

In einem Kalibrierfeld wurde der Zusammenhang zwischen dem FDVK Messwert und dem Verdichtungsgrad ermittelt. Aus der Korrelation zwischen E_{vib} (FDVK Messwert) und dem Verdichtungsgrad wurde für $D_{pr} \geq 95 \%$ das 10 % Mindestquantil T_M mit einem E_{vib} Wert von 30 MPa bestimmt.

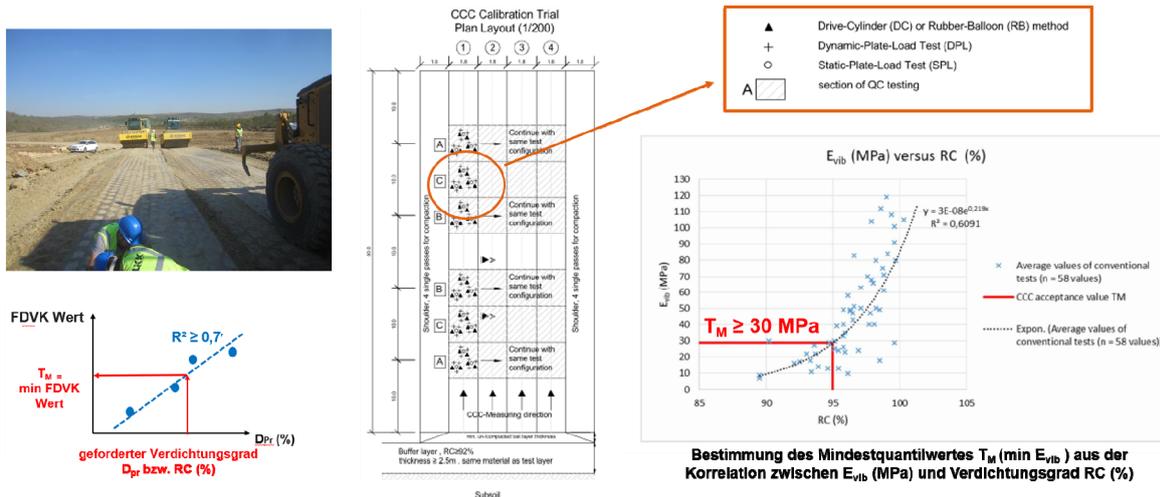


Abbildung 4. Kalibrierung des FDVK Messwertes

Mit dem Einsatz der FDVK konnten Tagesleistungen von ca. **50.000 bis 100.000 m² je Walze** erreicht werden und damit eine arbeitsintegrierende, dem Baufortschritt mithaltende Qualitätskontrolle ohne unnötige Stillstandzeiten des Baubetriebes gewährleistet werden. Eine drahtlose Übertragung der gemessenen Daten unmittelbar nach der Fertigstellung jeder Prüffläche an die mit der Auswertung und Interpretation der Messdaten betrauten Einheiten der Eigenüberwachung ermöglichte eine weitere Steigerung der Effektivität des Systems zur Qualitätsüberwachung.

Im Fall der Ablehnung einer Prüffläche infolge einer quantitativen Unterschreitung des Zielwertes T_M (Acceptance Value) um mehr als 10% erfolgte eine Überprüfung der identifizierten Flächen durch zusätzliche konventionelle Verdichtungskontrollprüfungen. In Abhängigkeit der Ergebnisse dieser Versuche wurde die Prüffläche für die Überbauung freigegeben oder es wurden zusätzliche Maßnahmen zur Wiederherstellung des qualitätskonformen Zustandes angeordnet (z.B. Nachverdichtung, Austausch nasser Bereiche gegen geeignetes Schüttmaterial einschließlich Verdichtung).

Der durchgeführte Arbeitsablauf zur Überwachung der Qualität verdichteter Lagen ist in Abbildung 5 dargestellt.

Workflow zur Prüfung der Verdichtungskennwerte

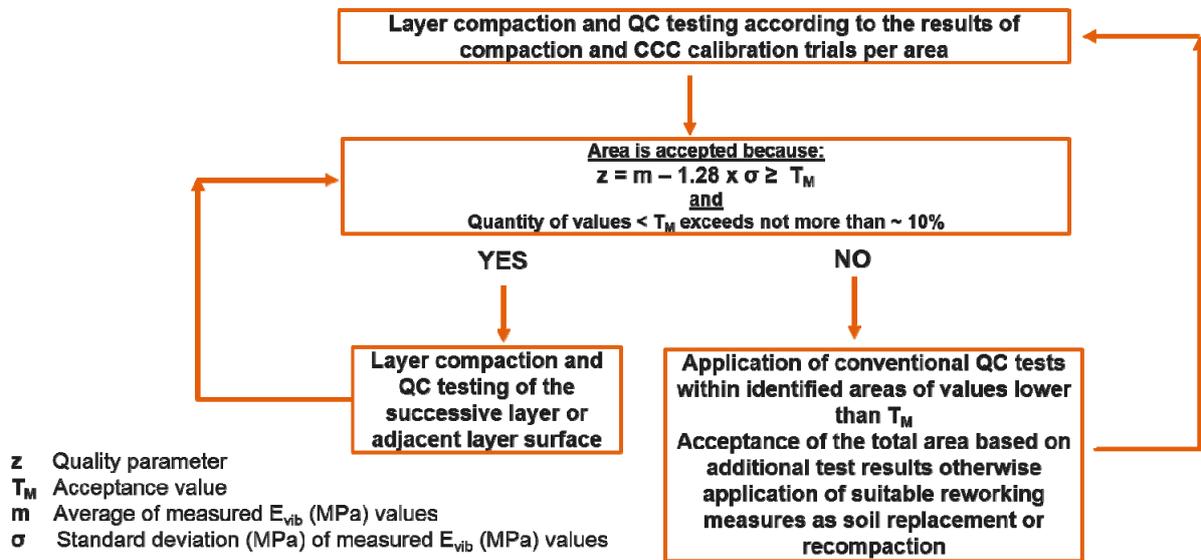


Abbildung 5. Arbeitsablauf zur Überwachung der Qualität verdichteter Lagen bei Einsatz der FDVK als Hauptprüfmethode

Das eingesetzte Prüfkonzept ermöglichte eine Reduzierung des Umfangs an konventionellen Kontrollprüfungen um bis zu 80 % bei einer gleichzeitigen Erhöhung der Qualität und der Aussagefähigkeit der durchgeführten Prüfungen.

Abbildung 6 zeigt eine am 17.8.2016 mit 9 BW 226 FDVK Walzen geprüfte Fläche des Flugvorfeldes. 83 % der 335.875 m² großen Fläche weisen mit den Farben grün und blau E_{vib} - Werte ≥ 30 MPa auf. Die roten Flächenanteile mit Werten < 30 MPa konzentrieren sich in den Rasterzellen E7, E8 und F7. Hier erfolgte eine Überprüfung der identifizierten Flächen durch zusätzliche konventionelle Dichteprüfungen.

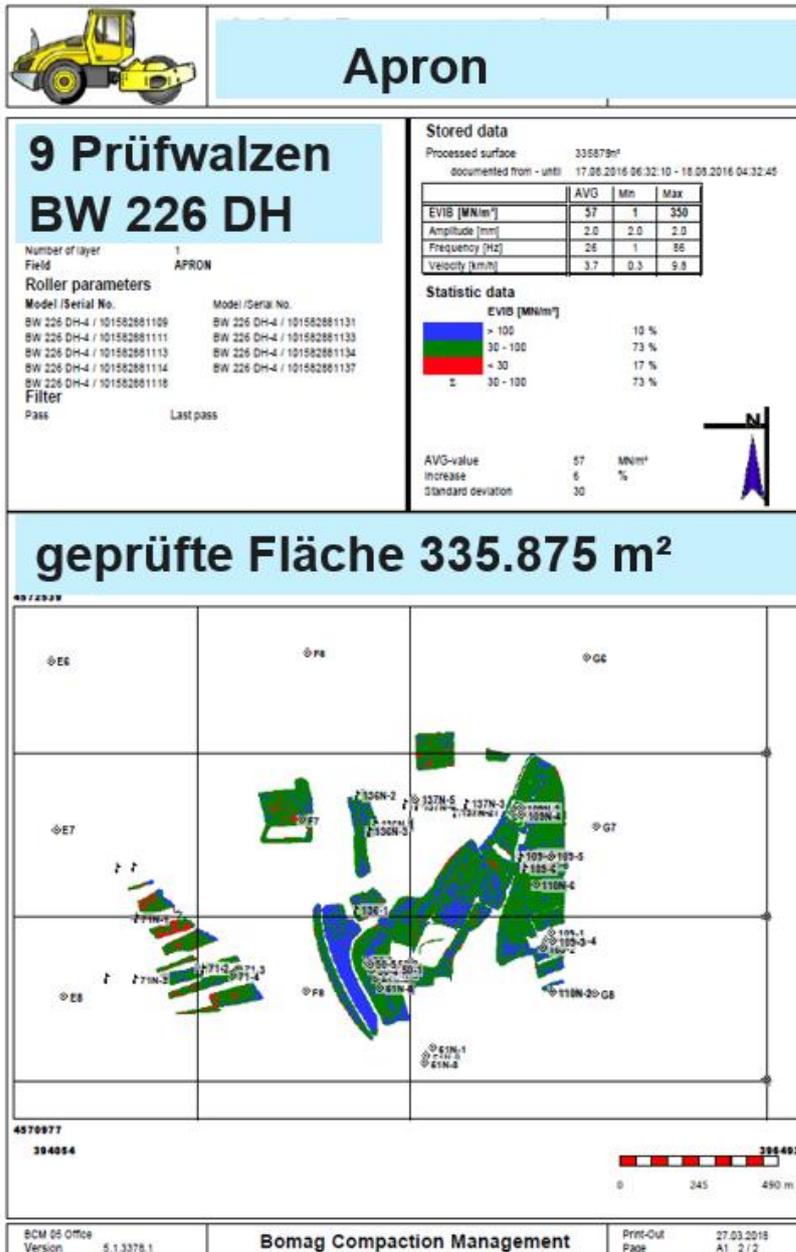
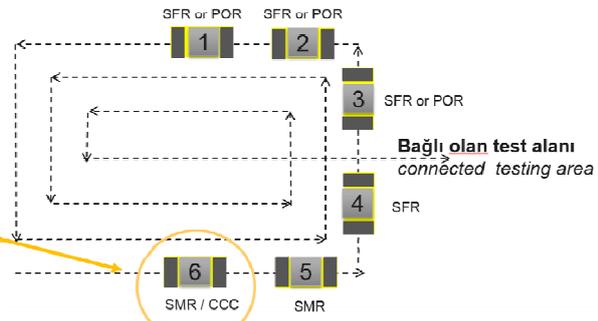


Abbildung 6. Dokumentationsbeispiel einer von 8 FDVK Walzen geprüften Fläche des Flugvorfeldes

4 Praktische Umsetzung der Verdichtungs- und Prüfarbeiten

Zu Beginn der Erdarbeiten wurden anhand von mehreren Versuchsfeldern Untersuchungen zur Festlegung des geeigneten Arbeitsverfahrens für die Verdichtung sowie Prüfung mittels FDVK durchgeführt. Hierbei stellte sich heraus, dass eine im Kreis fahrende Kolonne aus 5 bis 6 Walzenzügen die besten Ergebnisse hinsichtlich Arbeitseffektivität und erfolgreicher, qualitätskonformer Verdichtung, erbrachte.

Verdichtung mit 6 im Kreis fahrenden Walzen einschließlich FDVK Prüfwalze am Ende, Walzschema für 6 Überfahrten



1,2,3,4,5 = BW 226 PD Stampffußwalzen
6 = BW 226 DH Glattmantelwalze mit FDVK Ausrüstung

Abbildung 7. Walzschema für 6 im Kreis fahrende Walzenzüge

Eine statistische Auswertung der gewonnenen Messdaten im Hinblick auf die Walzen- bzw. Verdichtungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Messergebnisse, der sogenannten z-Werte (Quality Parameter), die zu einer Annahme bzw. Ablehnung einer Prüffläche führen, zeigt den Einfluss der Geschwindigkeit auf den Verdichtungserfolg und die Qualität der gemessenen z-Werte.

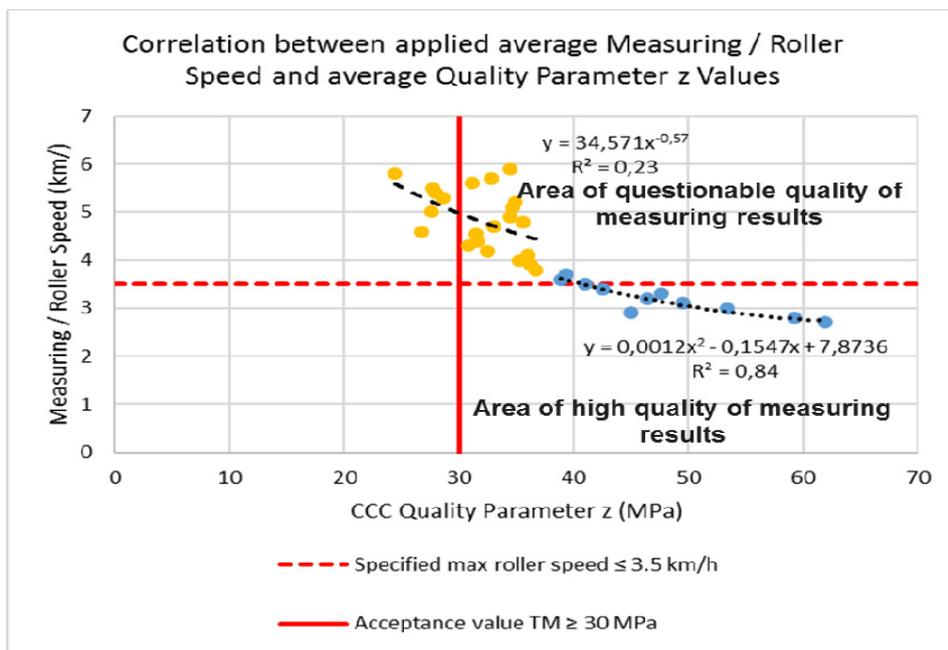


Abbildung 8. Zusammenhang zwischen Walzen- bzw. Verdichtungsgeschwindigkeit und Verdichtungserfolg

Die in Abbildung 8 dargestellten Untersuchungsergebnisse zeigen, dass bis zu einer maximalen Walzengeschwindigkeit von rd. 3,5 bis 4,0 km/h von einer hohen Qualität der FDVK Ergebnisse sowie des Verdichtungserfolges infolge einer geringen Streuung der

Einzelwerte ausgegangen werden kann. Bei einer Erhöhung der Verdichtungsgeschwindigkeit beginnen die Werte stark zu streuen, sodass die Qualität und der Verdichtungserfolg entsprechend abnehmen.

Demzufolge führt das in Abbildung 7 dargestellte Walzschema für im Kreis fahrende Walzenzüge zu besseren Ergebnissen als im Parallelbetrieb. Dieses Verfahren ermöglicht eine einfache, aber effiziente Kontrolle der Geschwindigkeit aller im Bereich der Prüffläche operierenden Walzen. Dies ist im konventionellen Parallelbetrieb nicht möglich.

5 Zusammenfassung

Bei den Erdarbeiten zum Bau des neuen Flughafens von Istanbul stellten die sehr hohen Einbauleistungen von täglich bis zu 2,5 Mio. m² die Qualitätssicherung für den lagenweisen Einbau des Schüttmaterials vor besondere Herausforderungen. Mit Hilfe der walzengestützten, flächendeckenden, dynamischen Verdichtungskontrolle und ergänzenden Einzelprüfungen konnte für die einzubauenden leicht bis mittelplastischen Tone ein leistungsfähiges, arbeitsintegrierendes Prüfkonzept praktiziert werden, welches eine Reduzierung des konventionellen Prüfumfanges um bis zu 80 % ermöglichte.

6 Literatur

CEN/TS 17006-2016E (Technical Specification, Earthworks – Continuous Compaction Control (CCC)), *European Committee for Standardization, B-1000 Brussels*

Grundwasserströmungen und geohydraulische Nachweise

– Theorie für die Praxis –

Prof. Dr.-Ing. E. Perau, M.Sc. N. Meteling, M.Sc. T. Askamp
Universität Duisburg-Essen, Fachgebiet Geotechnik, Essen

1 Einführung

Der Ingenieur in der Praxis steht häufig Fragestellungen gegenüber, die er ausreichend genau – aber in erster Linie möglichst rasch zu erledigen hat. Der aufmerksame Ingenieur nimmt dabei wahr, dass er immer wieder ähnliche Fragestellungen zu bearbeiten hat, die einer ausführlicheren Bearbeitung bedürfen, so dass diese grundlegend und systematisch gelöst werden sollten. Nach Möglichkeit soll dann immer wieder – wenn es geht auch von anderen – auf diese Lösung zurückgegriffen werden. Häufig scheidet im Berufsalltag eine derart ausführliche Bearbeitung daran, dass im konkreten Augenblick die Zeit dafür fehlt – und mitunter mangelt es an Theoriekenntnissen und Wissen über die richtige Methodik, Aufarbeitung und Präsentation der Lösung. Hier ist die Wissenschaft gefordert, dauerhaft nutzbare Werkzeuge für den praktisch tätigen Ingenieur zu liefern.

Es soll nun aus einem laufenden Forschungsvorhaben aus dem Themenbereich Grundwasserströmung berichtet werden, bei dem die Fragen auch in der alltäglichen Ingenieurpraxis entstanden sind, die Lösungen aber erst in einer wissenschaftlichen Arbeit angegangen werden konnten. Im Fokus dieses Beitrags steht ein erster abgeschlossener Arbeitsabschnitt, über den hier berichtet werden soll.

2 Baugruben im Grundwasser mit umströmten Verbauwänden

Bei Baugruben, die tief ins Grundwasser reichen, kann mitunter auf eine wasserdichte Sohle verzichtet werden, wenn die Verbauwände bis in eine schwachdurchlässige Bodenschicht einbinden (vgl. Bild 1). Da in diesem Falle immer noch Wasser um die Verbauwände herum über die Sohle in die Baugrube einströmt wird eine Restwasserhaltung erforderlich.

Eine über die Bauzeit der Baugrube fortdauernde Grundwasserströmung im näheren Umfeld der Baugrube ist im Falle einer solchen Restwasserhaltung unvermeidlich und muss bei der Bemessung der Verbauwand und den zugehörigen erdstatischen und geohydraulischen Nachweisen berücksichtigt werden. Die rechnerische Behandlung dieser Einflüsse aus der Grundwasserströmung kann heute anhand von Programmen auf Basis der Finite-Elemente-Methode erfolgen. Solche Berechnungen sind jedoch relativ aufwändig, so dass je nach Stadium des Projekts gerne auf Näherungslösungen zurückgegriffen wird, mit denen sich etwa erforderliche Einbindetiefen der Verbauwände schnell ermitteln lassen. Die Entwicklung und Anwendung einer derartigen Näherungsfunktion bildet die Grundlage der weitergehenden Ausführungen.

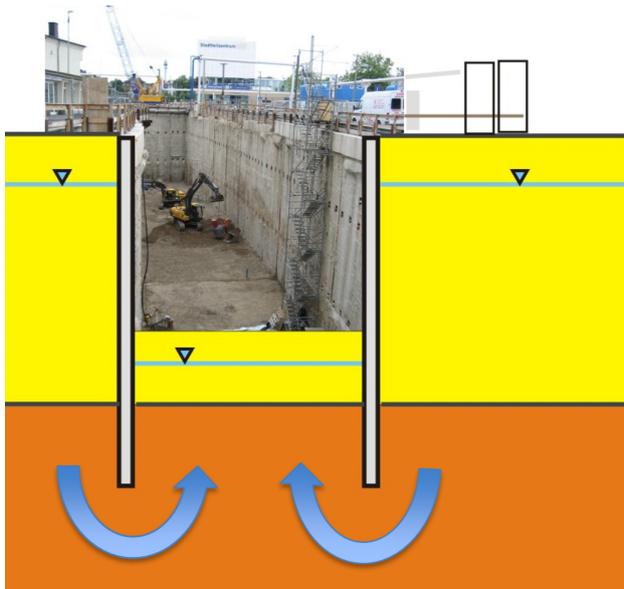


Bild 1: Baugrube im Grundwasser mit Umströmung der Verbauwände

Die Fragestellungen, die der Bearbeiter eines derartigen Projekts zu bewältigen hat, sind unter anderem:

- Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe
- Prognose des Wasserzuflusses
- Berechnung des Wasserdrucks auf die Verbauwände
- Berechnung der Erhöhung des Erddrucks infolge abwärts gerichteter Strömungskräfte
- Berechnung der Verringerung des Erdwiderstands infolge aufwärts gerichteter Strömungskräfte
- Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch
- Berechnung des hydraulischen Gradienten zwischen schwächer und stärker durchlässiger Schicht zum Nachweis gegen innere Erosion

In Sonderfällen können auch weitere Fragestellungen auftreten: etwa dann, wenn ein Messprogramm zu konzipieren ist.

Das mit der Umströmung der Verbauwände verbundene Strömungsproblem lässt sich in aller Regel leicht mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) lösen – Schwierigkeiten könnten in einer möglicherweise komplexen Geometrie von Baugrube oder Strömungsgebiet bestehen. Auch Unsicherheiten wie etwa die Streuung von Durchlässigkeitswerten der umgebenden Böden können zu erhöhtem Aufwand bei FEM-Berechnungen führen.

In jedem Falle wird jedoch ein zu Beginn unbekannter Einflussparameter den Berechnungsaufwand einer FEM-Berechnung signifikant erhöhen: die Einbindetiefe der Verbauwände. Wenn sich diese aus einem geohydraulischen Kriterium ergibt, führen iterative Berechnungen mit der FEM zu einem erhöhten Aufwand. Insbesondere hier sind analytische Näherungsformeln und Diagramme zur raschen Bestimmung der Einbindetiefe und weiterer Ergebnisse der Strömungsberechnung hilfreich. Ebenfalls sollte mit derartigen Funktionen der Einfluss von Eingangsparametern - wie etwa der Durchlässigkeit – leicht abgeschätzt werden können.

3 Idee und Konzept

Bei der eingangs durchgeführten Literaturrecherche hatte sich ergeben, dass die Mehrheit der bereits existierenden Näherungsformeln oder Diagramme unauflöslich an bestimmte Nachweiskonzepte und -verfahren, Sicherheitswerte oder andere Parameter gebunden sind und ausschließlich für eine sehr spezielle Fragestellung wie etwa der Ermittlung einer erforderlichen Einbindetiefe aus dem Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch eine Hilfestellung bieten (vgl.: z.B. Schmitz 1989; Ziegler & Aulbach, 2008). Bei näherer Betrachtung dieser Arbeiten wird deutlich, dass die Herangehensweise weniger strategisch ausgereift ist und vielmehr allein durch eine konkret vorliegende Fragestellung dominiert wurde.

Die bei Perau & Meteling (2015), (2016), (2017) praktizierte grundsätzlich andere Herangehensweise basiert auf der Erkenntnis, dass im Regelfall bei einer Baugrube alle die oben genannten Berechnungen und Nachweise auf ein und demselben Strömungsproblem basieren und dass dieses Strömungsproblem und dessen Lösung sich einfach von allen anderen Berechnungsschritten in der Art von McNamee (1942) separiert lösen lässt. Für eine Baugrube liegt also nur ein Strömungsproblem vor, das allein für sich betrachtet gelöst werden kann. Es hat klar definierte Eingangsparameter, die für eine Lösung mit der FEM herangezogen werden können. Diese liefert dann Berechnungsergebnisse, die im Weiteren universell nutzbar sind. Wenn auf diesem Wege eine analytisch formulierte Näherungslösung für das Strömungsproblem gefunden ist, lassen sich alle Nachweise und Berechnungen durchführen, weil die Ergebnisse des Strömungsproblems nicht vom Nachweiskonzept oder gar den Teilsicherheitsbeiwerten abhängen.

Das Konzept wird im vorliegenden Beitrag dargestellt an einer langgestreckten Baugrube mit ebener Anströmung, wie sie z.B. für eine U-Bahn-Baugrube in offener Bauweise charakteristisch ist. Es ist jedoch in gleicher Weise für Baugruben mit kreisrunder Grundfläche geeignet, bei denen eine rotationssymmetrische Anströmung vorliegt; vgl. dazu: Perau & Meteling (2015, 2016, 2017). Das Bild 2 zeigt eine derartige Situation mit den hier verwendeten Bezeichnungen. Wenn vorausgesetzt wird, dass die obere Bodenschicht deutlich durchlässiger ist als die untere, dann findet der Potenzialabbau nur in der unteren Bodenschicht statt und der Widerstand gegen die Strömung in der oberen Schicht kann praktisch vernachlässigt werden. Für ein derartiges Modell wurden systematische FEM-Berechnungen mit den Programmsystemen PLAXIS und MATLAB durchgeführt, vgl. Perau & Meteling (2015, 2017).

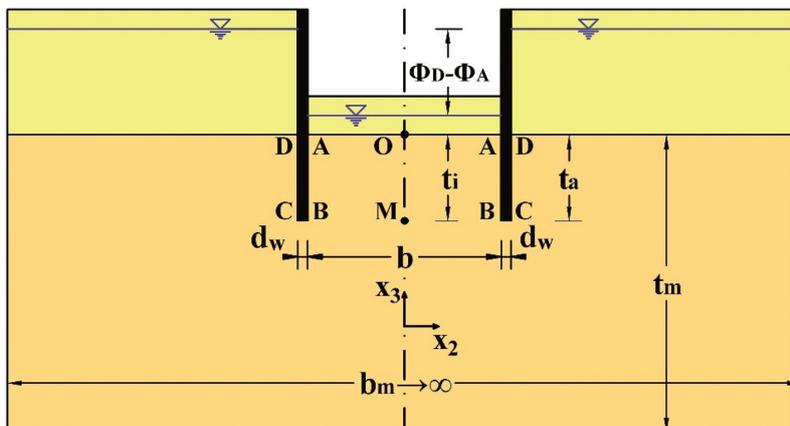


Bild 2: Systemparameter einer langgestreckten Baugrube im Grundwasser

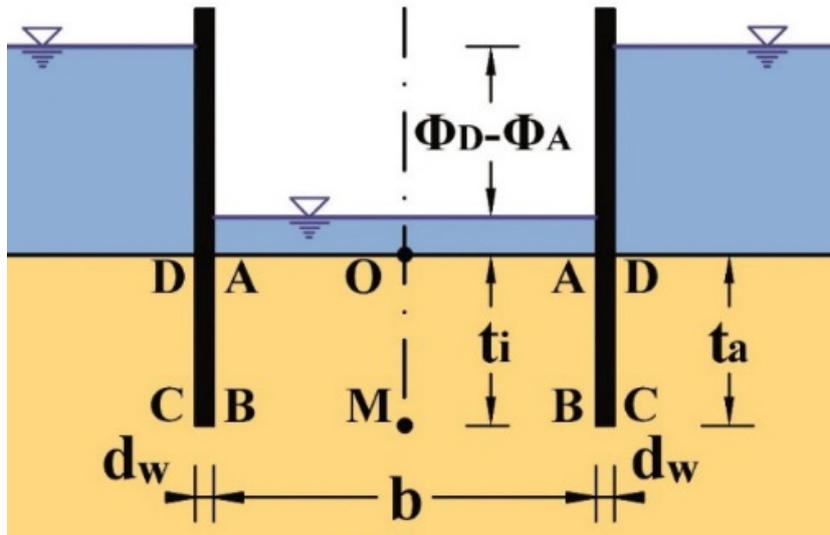


Bild 3: Langgestreckte Baugrube mit Bezeichnungen (Detail aus Bild 2)

In dem FEM-Modell stellen die Wasserstände innerhalb und außerhalb der Baugrube dann die Randbedingungen für das Strömungsproblem in der schwächer durchlässigen Schicht dar. Dies wird in Bild 3 durch das Weglassen der stärker durchlässigen Schicht dokumentiert.

Bei der Auswertung der FEM-Berechnungen galt es zu berücksichtigen, dass von dem primären Ergebnis, dem Potenzialfeld im Strömungsbereich, nur einige Teilbereiche für die weiteren Berechnungen und Nachweise relevant sind. So kann die Berechnung der zuströmenden Wassermenge z.B. mit dem Potenzialverlauf zwischen den Verbauwänden in Höhe der Wandunterkante (Bild 3, Linie zwischen den Punkten B-M-B) erfolgen. Auch für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ist das Potenzial in Höhe der Wandunterkante, und zwar im Nahbereich von Punkt B relevant. Für die Berechnung des Wasserdrucks, des Erddrucks sowie des Erdwiderstands auf die Wand wird der Potenzialverlauf innen und außen an der Wand benötigt (Linien A-B und C-D). Aus dem Potenzialverlauf innen (Linie A-B) im Bereich von Punkt A kann der hydraulische Gradient am Schichtwechsel hergeleitet werden, der für den Nachweis gegen innere Erosion erforderlich ist (BAW, 2011).

Unter allen betrachteten Punkten des Strömungsgebiets nimmt Punkt B eine besondere Position ein, da er die Schnittstelle der o.g. Linien repräsentiert. Das Potenzial Φ_B , also die Standrohrspiegelhöhe im Punkt B, ist zum Beispiel relevant, wenn es um den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit dem Stromfaden nach Davidenkoff (1964) geht. Unter anderem musste für diesen Punkt B eine Funktion gefunden werden, die die berechneten Werte der FEM-Berechnungen in Abhängigkeit von allen relevanten Eingangsparameter ausreichend genau annähert.

Das gesuchte Potenzial Φ_B , hängt in erster Linie ab von den Wasserständen innerhalb und außerhalb der Baugrube, also den Werten der Randpotentiale (Φ_A , Φ_D). Weiter gehen ein: die Breite der Baugrube b , die Einbindetiefe der Wand in die schwach durchlässige Schicht t_i sowie die Durchlässigkeitswerte des schwächer durchlässigen Bodens (k_h , k_v). Demnach wäre eine Näherungsfunktion für Φ_B zu formulieren, welche allein schon von sechs (!) Parametern abhängt.

4 Näherungsfunktion

Die vorangehend hergeleitete Abhängigkeit der Funktion für das gesuchte Potenzial Φ_B von sechs Parametern führt unmittelbar zur Notwendigkeit, die Anzahl dieser Parameter soweit zu bündeln, dass die Anzahl der Funktionsvariablen minimiert wird. In Perau & Meteling (2015, 2017) wurde gezeigt, dass die Problemstellung auf die Formulierung einer Funktion zurückgeführt werden kann, die lediglich von einer (!) Variablen abhängt. Die Abhängigkeit von den sechs Parametern lässt sich durch die Ausnutzung der mechanischen und mathematischen Eigenschaften der beschreibenden Gleichungen also bedeutend vereinfachen. Man bedenke dabei, dass eine Variation von 6 Parametern bei Ansatz von 10 Werten für jeden dieser Parameter eine Anzahl von 10^6 (1 Million) Berechnungen bedeuten würde. Die Variation von einem Parameter mit 10 Werten erfordert genau 10 Berechnungen!

Einige Aspekte dieser ausgenutzten Möglichkeit zur Reduzierung der Variablen sollen im Folgenden veranschaulicht werden: zunächst soll die Auswirkung unterschiedlicher Wasserstände, also Randpotenziale bei identischen Strömungsgebieten diskutiert werden.

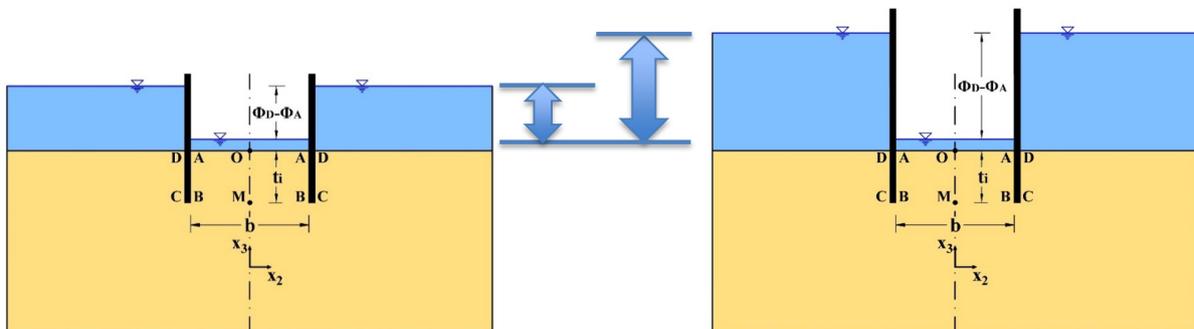


Bild 4: Identität des Strömungsgebiets bei unterschiedlichen Randpotenzialen

Die in Bild 4 dargestellten Baugruben und der Baugrund und damit das gesamte Strömungsgebiet seien identisch. Die Wasserstände innerhalb und außerhalb der Baugrube, also die Randpotenziale können unterschiedlich sein. Es dürfte sogar der Wasserstand zwischen den Wänden höher sein als außerhalb (gespundeter Kanal). Wenn aber die Geometrie von zwei Strömungsgebieten identisch ist und auch die Durchlässigkeitsverhältnisse der Böden gleich sind, dann sind bei unterschiedlichen Randpotenzialen die Lösungen des Strömungsproblems einander ähnlich. Dies ließe sich z.B. an den identischen Strömungsnetzen für diese beiden Systeme in Bild 4 erkennen.

Die Konsequenz dieser Ähnlichkeiten ist, dass die Problemstellung reduziert werden kann auf eine äquivalente, dimensionslose Problemstellung, bei der das Potenzial außerhalb der Baugrube den Wert 1 und das innerhalb der Baugrube den Wert 0 einnimmt (Bild 5). Eine dimensionslose Feldfunktion ϕ im gesamten Strömungsgebiet, die Werte zwischen 1 und 0 annimmt, stellt hier die Lösung des äquivalenten Strömungsproblems dar. Die Lösung des tatsächlichen Strömungsproblems, die Feldfunktion für ein dimensionsbehaftetes Potenzial Φ [m] kann durch eine einfache Gleichung gefunden werden (Perau & Meteling, 2017). Diese Gleichung lautet für den Punkt B, der hier betrachtet wird, ausgeschrieben:

$$\Phi_B = \Phi_A + (\Phi_D - \Phi_A) \cdot \phi_B \quad (1)$$

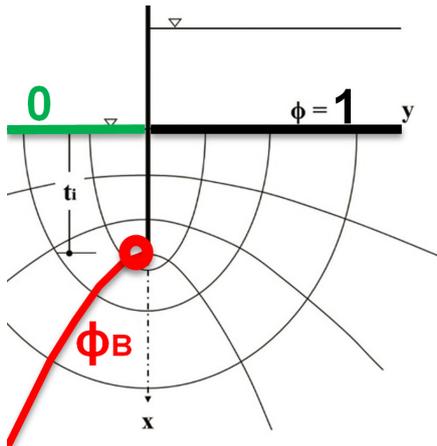


Bild 5: Dimensionsloses Potenzial ϕ bei Umströmung einer Verbauwand

Die gesuchte Abhängigkeit des Potenzial Φ_B [m] von den beiden Wasserständen innerhalb und außerhalb der Baugrube (Φ_A und Φ_D) lässt sich also recht einfach nach Gl. (1) formulieren. In der noch festzulegenden dimensionslosen Funktion ϕ_B kommen die beiden Variablen (Randpotenziale) nicht vor. Die Funktion ϕ_B hat dabei eine einfache Interpretation: sie gibt an welcher Anteil der gesamten Potenzialdifferenz ($\Phi_D - \Phi_A$), d.h. Wasserspiegel "außen" minus "innen" zwischen dem Punkt B (der Wandunterkante) und dem Punkt A (Schichtwechsel innerhalb der Baugrube) abgebaut werden muss. Ein Wert ϕ_B von z.B. 0,60 bedeutet demnach, dass 60% der größten Wasserspiegeldifferenz innerhalb der Verbauwände abgebaut werden muss. Große Werte für ϕ_B sind dabei hydraulisch ungünstig und es gilt stets $0 < \phi_B < 1$.

Die Funktion ϕ_B hängt dann nur noch ab von der Baugrubenbreite b , der Einbindetiefe der Wand t_i , und den Durchlässigkeitswerten des schwächer durchlässigen Bodens k_h , k_v . Bei der Formulierung dieser Abhängigkeit wurde die Ähnlichkeit der Geometrie von Baugruben ausgenutzt. Aus diesem speziellen Aspekt der Dimensionsanalyse ergibt sich, dass die Geometrie mit Verhältnis von Einbindetiefe in die schwächer durchlässige Schicht zu Baugrubenbreite (t_i / b) beschrieben werden kann. Anschaulich bedeutet dies, dass wenn die Strömungsgebiete nur in ihrem Maßstab verändert werden, dann ist die Lösung des Strömungsproblems für das dimensionslose Potenzial ϕ identisch. Die beiden in Bild 6 dargestellten Systeme besitzen in allen Punkten, so auch in dem markierten Punkt B identische Werte für das dimensionslose Potenzial ϕ .

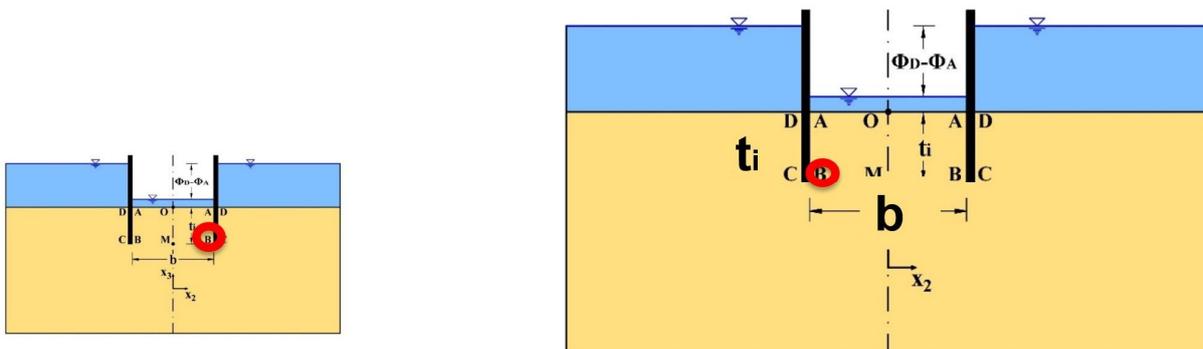


Bild 6: Zwei Systeme mit ähnlicher Geometrie und markiertem Punkt B

Ähnlich wie mit der geometrischen Ähnlichkeit zweier Strömungsprobleme verhält es sich mit der physikalischen Ähnlichkeit von Böden mit einem unterschiedlichen Grad der Anisotropie. Aus der mathematischen Struktur der beschreibenden Laplace-Differenzialgleichung lässt sich ableiten, dass sich ein Strömungsproblem mit anisotropem Boden auf ein äquivalentes Strömungsproblem mit isotropem Boden zurückführen lässt. Bekanntermaßen erfolgt dies durch die Verzerrung des Strömungsnetzes in eine Richtung mit dem Faktor $\sqrt{k_h / k_v}$ (Busch et al., 1993). Bei einer entsprechenden Verzerrung des Strömungsgebiets führt dies zu einem äquivalenten Strömungsproblem, dessen Lösung für die Potenzialverteilung identisch ist. Auch die beiden in Bild 7 dargestellten Systeme besitzen in allen Punkten, so auch in dem markierten Punkt B identische Werte für das dimensionslose Potenzial ϕ .

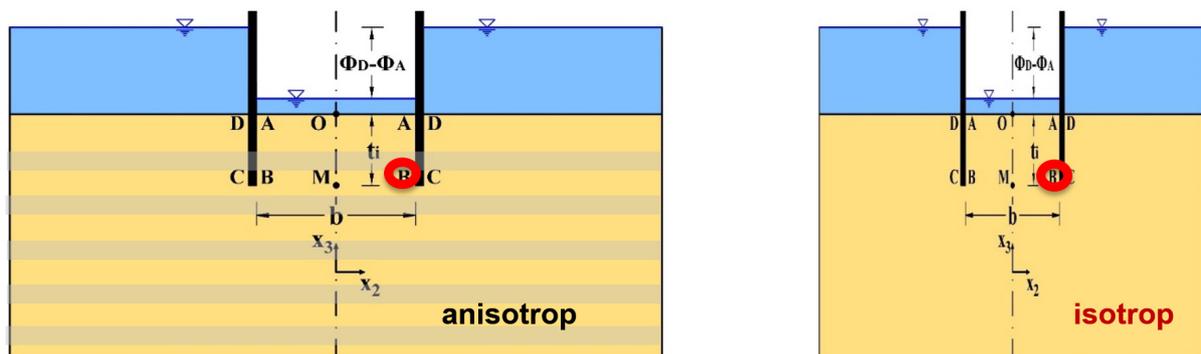


Bild 7: Zwei Systeme mit ähnlichen Strömungsverhältnissen und markiertem Punkt B

Eine systematische Herleitung (Perau & Meteling, 2017) hat gezeigt, dass das, was die Bilder 6 und 7 bereits nahelegen, zutrifft: nämlich, dass die beiden Einflussfaktoren einerseits die geometrische Schlankheit der Baugrube (t_i / b) und andererseits das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Durchlässigkeit k_h / k_v in einem Parameter t^* nach Gl. (2) zusammengefasst werden können.

$$t^* = \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \cdot \frac{t_i}{b} \quad (2)$$

Hergeleitet wurde ebenfalls, dass die gesuchte Verteilung des dimensionslosen Potentials nur von dieser Variablen t^* abhängt. Das gilt auch für den hier diskutierten Spezialfall des dimensionslosen Potentials, welches in Gl. (3) für den Fall der ebenen Anströmung einer langgestreckten Baugrube $\phi_{B, \text{eben}}$ formuliert wird.

$$\phi_{B, \text{eben}} = 1 - (1,339 \cdot t^* + 2)^{-1} \quad (3)$$

Diese Funktion ist in den Bildern 8 und 9 als Hyperbel dargestellt. In Bild 8 werden zwei langgestreckte Baugruben mit unterschiedlicher Schlankheit in einem isotropen Baugrund $k_h / k_v = 1$ verglichen und als Ergebnis daraus zwei unterschiedliche dimensionslose Potentiale abgeleitet. Die abgelesenen Werte zeigen, dass für die breite Baugrube in Bild 8 ($t_i / b = 0,2$) ein dimensionsloses Potenzial von etwa $\phi_B = 0,56$ abgelesen werden kann. Das heißt, unabhängig von den Wasserständen innerhalb und außerhalb der Baugrube werden hier 56% dieser Wasserspiegeldifferenz an der Innenseite der Verbauwand abgebaut. Bei der schmalen Baugrube in Bild 8 ($t_i / b = 2,8$) ergibt sich entsprechend 83%.

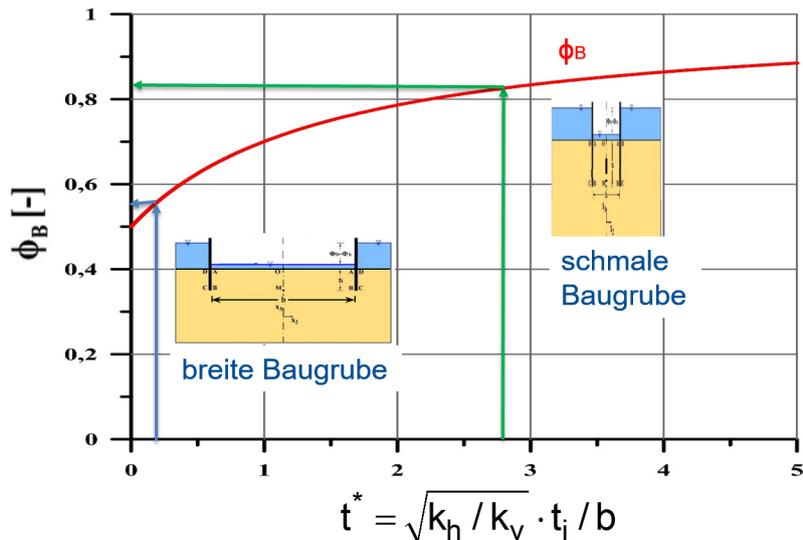


Bild 8: Dimensionsloses Potenzial in Abhängigkeit unterschiedlicher Baugrubengeometrie bei isotropem Baugrund

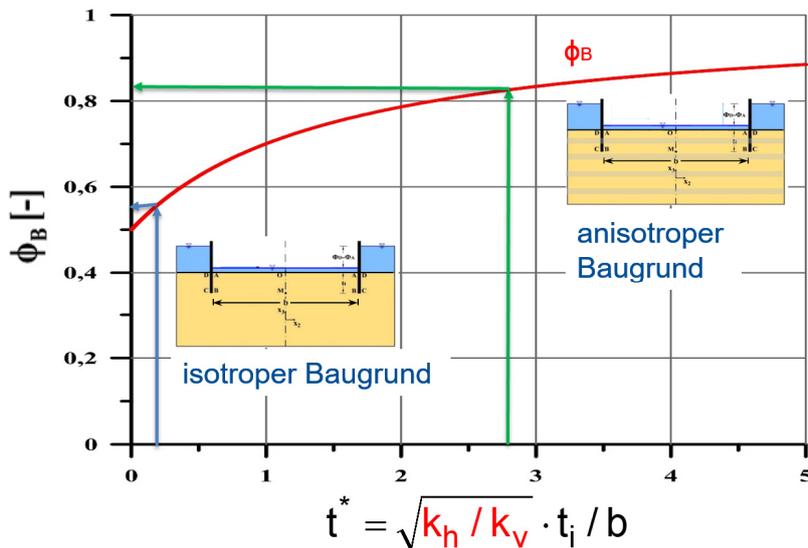


Bild 9: Dimensionsloses Potenzial bei zwei breiten Baugruben in Böden mit unterschiedlichem Grad der Anisotropie

In Bild 9 ist zum einen links eine breite Baugrube im isotropen Baugrund dargestellt; diese ist identisch mit der Baugrube in Bild 8 links. Nach Gl. (2) wird $t^* = 0,2$ und damit ergibt sich aus Gl. (3) wie in Bild 8 $\phi_B = 0,56$. Bild 9 zeigt dazu die gleiche Baugrube in einem anisotropen Baugrund mit einem extremen Verhältnis $k_h/k_v = 196$. Diese Konstellation führt nach Gl. (2) zu $t^* = 2,8$ und somit zu $\phi_B = 0,83$. Ein noch realistisches Verhältnis von $k_h/k_v = 30$ würde zu $t^* = 1,1$ und damit etwa zu $\phi_B = 0,71$ führen. Derartige Einflüsse lassen sich anhand der Funktion für ϕ_B nach Gl. (3) sowie den Diagrammen leicht ohne aufwändige Berechnungen untersuchen.

Ähnlich wie bei der ebenen Anströmung langgestreckter Baugruben verhält es sich bei rotationssymmetrisch angeströmten Baugruben mit kreisrundem Durchmesser. Bild 10 zeigt,

dass diese allerdings geohydraulisch ungünstiger sind. Der Ablauf bei der Berechnung mit einer Näherungsfunktion ist dabei gleich (Perau & Meteling, 2016, 2017).

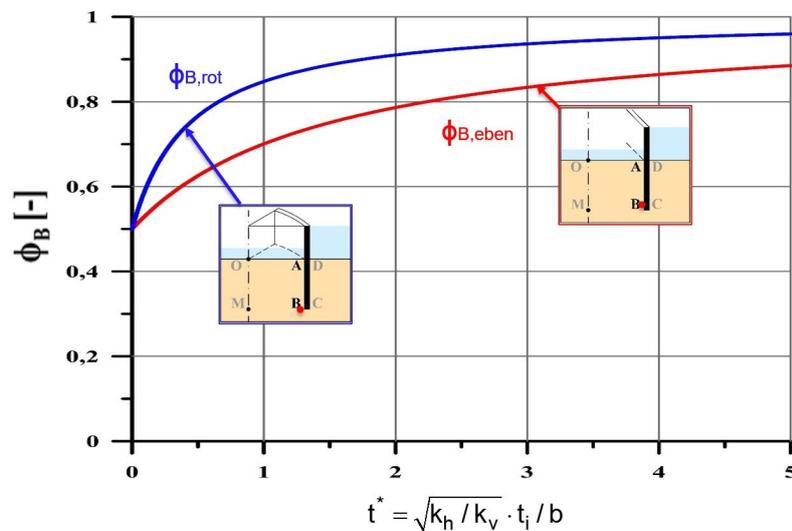


Bild 10: Vergleich des dimensionslosen Potentials für die ebene Anströmung bei langgestreckter Baugrube und rotationssymmetrischer Anströmung bei kreisrunder Baugrube

So wie für den Punkt B wurden für weitere charakteristische Punkte Näherungsfunktionen aus den FEM-Berechnungen entwickelt (Perau & Meteling, 2016, 2017). Zusammen mit diesen lassen sich Verläufe des Potentials in Höhe der Unterkante der Verbauwände (Verlauf der Linie B-M-B) sowie der Wandinnen- und -außenseite formulieren und auswerten.

5 Exemplarische Anwendungen der Näherungsfunktion

Folgend soll anhand Bild 11 dargestellt werden, wie die in Perau & Meteling (2016, 2017) hergeleiteten Näherungsfunktionen auf einige typische Berechnungen und Nachweise angewendet werden können. Bei der Herleitung wurde darauf geachtet, dass die Näherungsfunktionen mathematisch möglichst leicht differenzierbar und geschlossen integrierbar sind, so dass sich die Berechnungen und Nachweise leicht programmieren lassen.

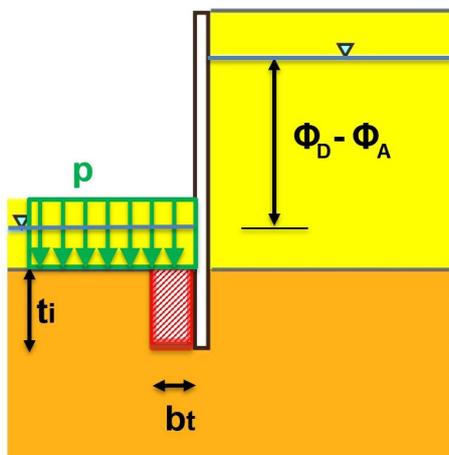


Bild 11: Systembild für die unterströmte Verbauwand einer Baugrube mit gekennzeichnetem Untersuchungsbereich für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch

5.1 Berechnung der zuströmenden Wassermenge

Zur Bestimmung der Wassermenge pro Zeiteinheit, die infolge einer Unterströmung der Verbauwände über die Sohle in die Baugrube gelangt und zur Aufrechterhaltung eines stationären Zustands gefasst und abgeleitet werden muss, wurde die Potenzialverteilung innerhalb der Baugrubenfläche in Höhe der Wandunterkante ausgewertet. Dabei wurde angesetzt, dass die Vertikalkomponente des hydraulischen Gradienten, also die mathematische Ableitung des Potentials in Richtung der vertikalen Koordinatenrichtung nahezu identisch ist mit dem entsprechenden Differenzenquotienten aus den Potenzialen zwischen Wandunterkante und der Ebene des Schichtwechsels (Perau & Meteling, 2016). Der in Bild 12 dargestellte Vergleich der so ermittelten Näherungsfunktion mit der FEM-Berechnung und bekannten Lösungen zeigt, dass diese Näherung eine hohe Qualität besitzt.

Für die langgestreckte Baugrube mit ebener Anströmung ergibt sich eine relativ einfache und anschauliche Gleichung, mit deren Hilfe sich die pro Zeiteinheit zuströmende Wassermenge ermitteln lässt (Perau & Meteling, 2017).

$$q_{\text{eben}} = k_v \cdot A \cdot \frac{\Phi_D - \Phi_A}{t_i} \cdot q^*_{\text{eben}} \quad (4)$$

In diese Gleichung (4) gehen die vertikale Durchlässigkeit k_v , die Grundfläche der Baugrube A , die Differenz der Wasserspiegel außen zu innen ($\Phi_D - \Phi_A$), die Einbindetiefe der Wand in die schwächer durchlässige Schicht t_i sowie ein Wert q^* ein, welcher von t^* nach Gl. (2) abhängt und dessen Verlauf in Bild 12 visualisiert ist. Diese Vorgehensweise umfasst auch anisotropen Baugrund und gilt analog auch für kreisrunde Baugruben, wo pro Grundfläche mehr Wasser zuströmt. Für sehr schmale Baugruben, d.h. große t^* -Werte ergibt sich $q^* = 1$ und Gl. (4) beschreibt eine Grundwasserströmung, die einem vertikal ausgerichteten Durchlässigkeitsversuch entspricht.

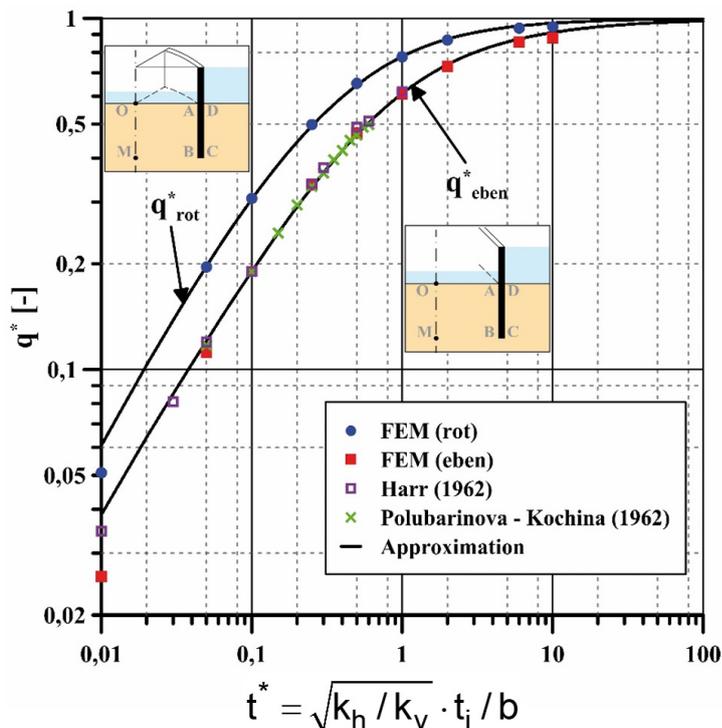


Bild 12: Diagramm zur Bestimmung der zuströmenden Wassermenge

5.2 Berechnung des hydraulischen Gradienten am Schichtwechsel

Innerhalb der Baugrube kommt es im Schichtwechsel von der schwächer durchlässigen Schicht zur stärker durchlässigen Schicht zu einer Ausströmung von Grundwasser, die mit einem Suffusionsprozess, also dem Austreten von Feinpartikeln der schwächer durchlässigen Schicht in die stärker durchlässige Schicht verbunden sein kann – aber grundsätzlich vermieden werden muss. Wenn für einen derartigen Nachweis der geohydraulischen Stabilität des Korngefüges ein hydraulisches Kriterium relevant ist, wird der hydraulische Gradient am Schichtwechsel benötigt (BAW, 2011). Innerhalb der Baugrube ist dieser am Schichtwechsel an der Wand im Punkt A (nach Bild 3) am größten.

Analog zur Bestimmung der Wassermenge nach Gl. (4) kann der Betrag des vertikal gerichteten hydraulischen Gradienten i_A im Punkt A nach Gl. (5) berechnet werden (Perau & Meteling, 2016).

$$i_A = \frac{\Phi_D - \Phi_A}{t_i} \cdot i_A^* \quad (5)$$

Hier gehen die Differenz der Wasserspiegel außen zu innen ($\Phi_D - \Phi_A$), die Einbindetiefe der Wand in die schwächer durchlässige Schicht t_i sowie ein dimensionsloser Wert i_A^* ein, welcher von t^* nach Gl. (2) abhängt und dessen Verlauf in Bild 13 visualisiert ist. Diese Vorgehensweise umfasst auch anisotropen Baugrund und gilt analog auch für kreisrunde Baugruben, die auch hier geohydraulisch ungünstiger sind. Für sehr schmale Baugruben, d.h. große t^* -Werte ergibt sich $i_A^* = 1$. Gleichung (5) beschreibt dann eine Grundwasserströmung, die der Situation bei einem vertikal ausgerichteten Durchlässigkeitsversuch entspricht.

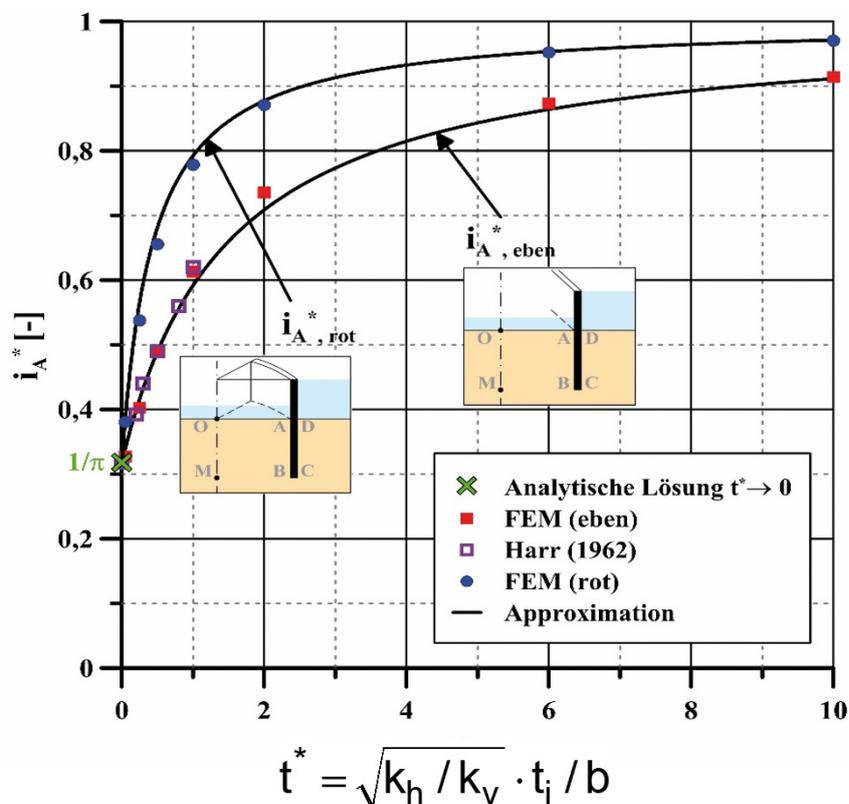


Bild 13: Diagramm zur Bestimmung des hydraulischen Gradienten am Schichtübergang

5.3 Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch

Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch war bereits Gegenstand verschiedener Ansätze (vgl.: z.B. Schmitz 1989; Ziegler & Aulbach, 2008). Dort wurde der Gedanke verfolgt, die erforderliche Einbindetiefe direkt aus dem Kriterium eines erfolgreichen Nachweises gegen hydraulischen Grundbruch abzuleiten. Problem dabei ist zum einen, dass mit diesen Verfahren keine anderen Berechnungen und Nachweise geführt werden können und dass die hergeleiteten Gleichungen und Diagramme eng an das Nachweiskonzept und die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte gebunden sind.

Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch kann nach EC 7 und aktueller DIN 1054 mit der Gewichtskraft G'_k , der Strömungskraft S_k für den in Bild 11 dargestellten rechteckigen Untersuchungsbereich und den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten mit Gl. (6) geführt werden.

$$\mu = \frac{\gamma_H \cdot S_k}{\gamma_{G, \text{stb}} \cdot G'_k} \leq 1,0 \quad (6)$$

Die Gewichtskraft des Bodenkörpers ergibt sich nach Gl. (7) aus der Summe der Gewichtskraft der stärker durchlässigen Schicht, die als geostatische Auflast p wirkt, und der Gewichtskraft des unter Auftrieb stehenden Bodens in der schwächer durchlässigen Schicht.

$$G'_k = (p + t_i \cdot \gamma') \cdot b_t \quad (7)$$

In dem hier vorgestellten Ansatz wird die Strömungskraft über den Potenzialverlauf in Höhe der Unterkante der Verbauwand im Bereich des rechteckigen Untersuchungsbereichs $b_t \times t_i$ (vgl. Bild 11) herangezogen. Aus dem Potenzialverlauf, der über eine Funktion angenähert wurde (Perau & Meteling, 2017) wird dabei eine Funktion $s^*(t^*, b_t/b)$ hergeleitet, die für eine vorgegebene Breite des Untersuchungsbereichs b_t ausgewertet werden kann. Daraus folgt:

$$S_k = 0,5 \cdot b \cdot \gamma_w \cdot (\Phi_D - \Phi_A) \cdot s^* \quad (8)$$

Das gleiche Prinzip wurde für rotationssymmetrisch angeströmte kreisrunde Baugruben hergeleitet und kann ebenfalls für beliebige Breiten des Untersuchungsbereichs b_t ausgewertet werden. Für eine Breite b_t die gegen null geht, entsteht daraus das Verfahren von Davidenkoff, bei dem der Untersuchungsbereich zu einem Stromfaden degeneriert (Perau & Meteling 2016).

Die Formeln zur Bestimmung der einzelnen Berechnungsziele sind in Perau & Meteling (2016, 2017) hergeleitet und zusammengefasst. Sie werden anhand von gut dokumentierten Berechnungsbeispielen illustriert (Perau & Meteling, 2016). Darüber hinaus wird gezeigt, wie eine zielgerichtete Abschätzung für die erforderliche Einbindetiefe gewonnen werden kann.

Bei Ziegler & Aulbach (2008) können zwar für langgestreckte und rechteckige Baugruben aus dem Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch erforderliche Einbindetiefen abgeleitet werden. Jedoch ist es damit nicht möglich für eine vorgegebene Einbindetiefe den zugehörigen Ausnutzungsgrad nach Gl. (6) zu bestimmen. Die Anwendung der Gleichungen ist außerdem auf einen homogenen isotropen Baugrund beschränkt und die Berechnungen erfolgten für konkrete Wichten und Teilsicherheitsbeiwerte. Anders als bei Perau & Meteling (2016, 2017) können weitere Berechnungsergebnisse wie zum Beispiel zuströmenden Wassermengen, Potenziale, Wasserdrücke daraus nicht abgeleitet werden.

6 Geneigte Lagerung von Schichten bei Anisotropie

So wie jede Näherungslösung hat auch die oben näher beschriebene ihre Anwendungsgrenzen. Eine Anwendungsgrenze besteht zum Beispiel darin, dass beim anisotropen Baugrund vorausgesetzt wurde, dass die Hauptachsen der Durchlässigkeit exakt an der Horizontalen und Vertikalen ausgerichtet sein müssen. Dies wird bei einem Großteil der praxisüblichen Baugruben näherungsweise der Fall sein, so dass eine Erweiterung entsprechender Näherungsformeln zwar denkbar und umsetzbar – aber nicht unbedingt notwendig erscheint.

Abweichungen der Hauptachsen der Durchlässigkeit von der Vertikalen und Horizontalen ergeben sich, wenn anisotroper Baugrund durch geologische Prozesse wie Absenkungen oder Hebungen ungleichmäßig in Vertikalrichtungen verschoben wird.

Bild 14 zeigt links eine Baugrube im Baugrund mit isotroper Durchlässigkeit, in der Mitte eine im anisotropen Baugrund mit horizontalen und vertikalen Durchlässigkeitshauptachsen und rechts eine Baugrube, bei der die Schichtung des Baugrunds quer zur Baugrubenlängsrichtung mit 25° nach links einfällt. Die Durchlässigkeitsverhältnisse sind in den drei Teilbildern durch Kreuze angedeutet, diese sollen die Größe der Durchlässigkeitshauptwerte und die Richtung der Durchlässigkeitshauptachsen kennzeichnen.

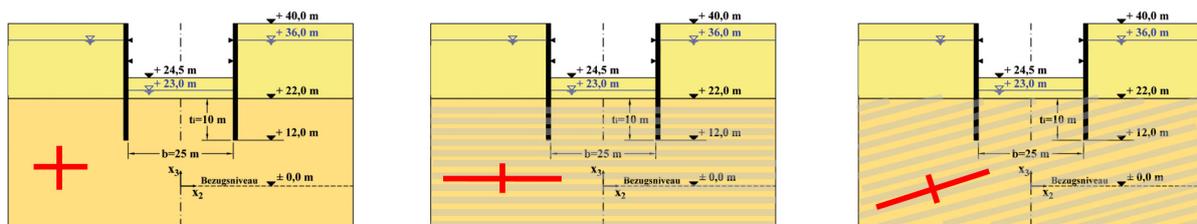
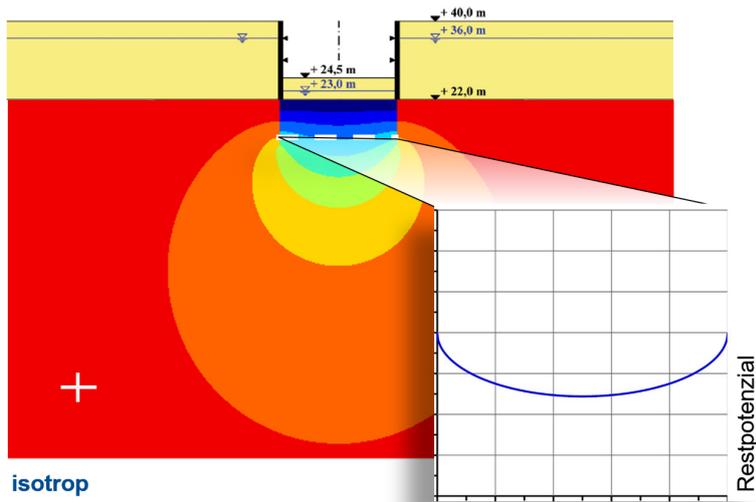


Bild 14: Systembilder für drei unterschiedliche Durchlässigkeitsverhältnisse, a) Links: Isotrope Durchlässigkeit, b) Mitte: Anisotrope Durchlässigkeit mit horizontalen und vertikalen Durchlässigkeitshauptachsen, c) Rechts: Anisotrope Durchlässigkeit mit geneigten Durchlässigkeitshauptachsen

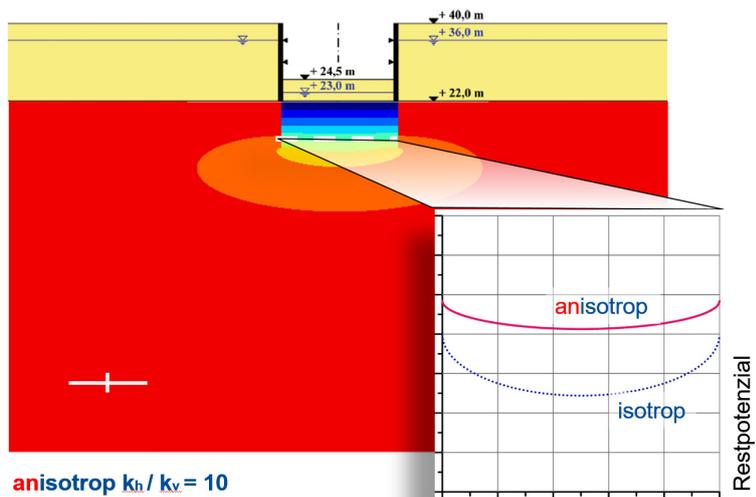
In Bild 15 sind die Ergebnisse der Berechnung mit der Finite-Elemente-Methode durch das Programm MATLAB für die in Bild 14 skizzierten Fälle dargestellt: jeweils als Flächenplott die Potenzialverteilung und im Diagramm die Verteilung des Restpotenzials in der Ebene UK-Wand, welches innerhalb der Baugrube abgebaut werden muss. Eine Berechnung der Potenzialverteilung ist auch mit dem Programm PLAXIS möglich aber zweifelsfrei aufwändiger (Kuzniekow & Schramm, 2012).

Die "einfachen" Fälle in Bild 15 – das sind in a) Isotropie und b) Anisotropie ohne Neigung – ergeben symmetrische Lösungen und können mit den zuvor präsentierten Näherungsformeln leicht gelöst werden. Erkennbar ist die ungünstige Wirkung der Anisotropie in Bild 15b) im Vergleich zu Bild 15a).

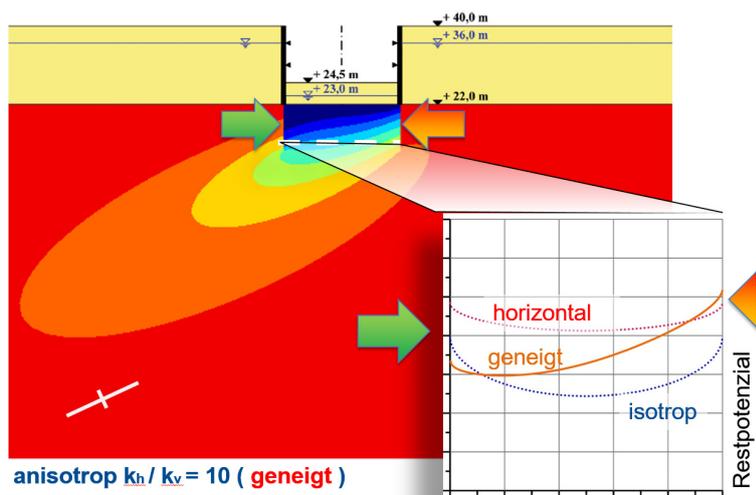
Bild 15c) zeigt im Vergleich zu 15b), dass geneigte Hauptachsen der Durchlässigkeit zu asymmetrischen Potenzialverteilungen im gesamten Strömungsgebiet wie auch in der Ebene der UK-Wand führen. Dieser Effekt führt an der Oberseite der Schichtung (hier rechts) zu geringfügig größeren und in Fallrichtung an der Unterseite der Schichtung (hier links) zu deutlich geringeren geohydraulischen Beanspruchungen.



a) Isotrope Durchlässigkeit



b) Anisotrope Durchlässigkeit mit horizontalen Durchlässigkeitshauptachsen



c) Anisotrope Durchlässigkeit mit geneigten Durchlässigkeitshauptachsen

Bild 15: Vergleich von Potenzialverteilung im Strömungsgebiet und Verteilung des Restpotenzials, das sich zwischen Horizontalschnitt an der UK-Wand und Baugrubensohle abbaut

7 Ausblick zu bearbeiteten Forschungsthemen

Aktuelle Arbeitsgebiete am Fachgebiet Geotechnik mit Bezug zur Grundwasserströmung sind die Rückrechnung von Systemparametern aus Messungen durch die Formulierung und Lösung von Inversen Problemstellungen. Es soll auch der Einfluss von Messfehlern und Messungenauigkeiten berücksichtigt werden. Dazu gehören auch Konzeption, Auswertung und Optimierung von Feldversuchen. Ein weiterer Schwerpunkt der zukünftigen Forschung befasst sich mit der Beschreibung von Prozessen, bei denen das Korngefüge durch geohydraulische Beanspruchungen aufgelöst werden kann.

8 Literatur

- BRINKGREVE, R., ENGIN, E., SWOLFS, W.: PLAXIS 2D Manual, Delft, 2012.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (2011): Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Karlsruhe: Hrsg. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 2011.
- BUSCH, K.-F., LUCKNER, L., TIEMER, K. (1993): Geohydraulik, Lehrbuch der Hydrogeologie. Berlin: Gebrüder Bornträger, Band 3, 3. Auflage, 1993.
- DAVIDENKOFF, R. (1964): Zur Berechnung des Hydraulischen Grundbruches. Wasserwirtschaft (1964), H. 9, S. 230-235.
- DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E.V. (HRSG.): Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB). Berlin: Ernst & Sohn, 5. Aufl., 2012.
- DIN 1054: Baugrund- Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zur DIN EN 1997-1:2010; Änderung A2:2015. November 2015.
- HARR, M.-E. (1962): Groundwater and Seepage. New York: Dover Publications, 1991.
- KUZNIEKOW, P.; SCHRAMM, F. (2012): Der Einfluss von Randbedingungen auf die Grundwasserströmung bei Restwasserhaltung in anisotropen Böden. Unveröffentlichtes Masterprojekt. Universität Duisburg-Essen, Fachgebiet Geotechnik.
- MATLAB and PDE Toolbox 2.1 Release 2015b, The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States.
- MCNAMEE, J. (1949): Seepage into a Sheeted Excavation. Géotechnique: Heft 4 (1949), S. 229-241.
- METELING, N.; PERAU, E. (2017): Entwicklung einer analytischen Näherung für ein parametrisiertes Randwertproblem der Geotechnik, Tagungsband, Fachsektionstage Geotechnik, Interdisziplinäres Forum, 06.-08. September 2017 in Würzburg, S. 424-429
- PERAU, E.; METELING, N. (2015): Modellgröße und Randbedingungen bei der geohydraulischen Berechnung einer Restwasserhaltung mit der FEM, Geotechnik, Heft 1, S. 46-55, DOI: 10.1002/gete.201400028
- PERAU, E.; METELING, N. (2016): Anwendungen einer Näherungslösung für die Grundwasserströmung bei Restwasserhaltung, Bautechnik 93, Heft 9, S. 636-646, DOI: 10.1002/bate.201600037
- PERAU, E.; METELING, N. (2017): Analytisch formulierte Näherungslösungen zur Grundwasserströmung bei einer Restwasserhaltung, Geotechnik 40, Heft 1, S. 2-14, DOI: 10.1002/gete.201500032
- POLUBARINOVA-KOCHINA, P.Y.A. (1962): Theory of Groundwater Movement. Princeton: Princeton University Press, 1962.
- SCHMITZ, S. (1989): Hydraulische Grundbruchsicherheit bei räumlicher Anströmung. Essen: Gesamthochschule Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Hrsg. H. Nendza, Glückauf GmbH, 1989.
- ZIEGLER, M., AULBACH, B. (2008): Sicherheitsnachweise für den hydraulischen Grundbruch. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2008.

Homogenbereiche in der Baugrundnormung – welche praktische Erfahrungen gibt es zwei Jahre nach der Einführung?

Prof. Dr. Bastian Fuchs, LL. M. (CWSL)
TOPJUS Rechtsanwälte, München

1 Einführung

Nach den Vorgaben der Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen (VOB) und insbesondere der Angaben in den ATV-Normen (ATV steht für „Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen“) des Teils C der VOB sind Baugrundbeschreibungen speziell für die Ausführung geotechnischer Bauaufgaben unerlässlich. Dies erfolgt in der Regel durch „Baugrundgutachten“ bzw. geotechnische Berichte. Hierbei werden Angaben für die geotechnischen Nachweise zur Bemessung eines Bauwerks gemacht, aber auch solche, die für die Ausführung und Umsetzung eines Bauvorhabens erforderlich sind [1].

Für die Bemessung finden sich die notwendigen Vorgaben im Eurocode EC7, unterlegt mit den nationalen Normen, wie der DIN 1054 (und DIN EN 1997-1) und der DIN 4020 (und der DIN EN 1997-2). Für die bautechnische Umsetzung gibt unter anderem die VOB Teil C die erforderlichen Hinweise und Angaben. Allerdings war – teilweise ist dies aktuell immer noch so bis zur Ausgabe 2012 der VOB Teil C – die notwendige Beschreibung des Baugrundes in der VOB Teil C gewerkspezifisch sehr unterschiedlich ausgeprägt. In 13 Normen, die im Zusammenhang mit dem Baugrund stehen, sind die erforderlichen Angaben von Boden und Fels für Kalkulation, Ausführung und Abrechnung qualitativ wie quantitativ stark unterschiedlich. Da bei der Fortschreibung der VOB C im Jahr 2009 weitere ATV, die noch keine gewerkspezifische Klassenaufteilung beinhalteten, neue spezielle Klassen entstanden wären, und bei den ATV, die schon eine Klasseneinteilung hatten, neue zusätzliche Klassen hinzugekommen wären, hat der HAT (Hauptausschuss Tiefbau im Deutschen Vergabe- und Vertragsausschuss) im Jahr 2011 dem Vorstand des deutschen Vergabe- und Vertragsausschusses für Bauleistungen (DVA) einen Vorschlag zur Vereinheitlichung der Baugrundbeschreibung in den ATV der VOB Teil C unterbreitet. Damit sollte unter anderem auch das sehr große und breite Spektrum der verschiedensten Klassifizierungen und Begrifflichkeiten durch ein einheitliches System ersetzt werden [2].

Dies hatte zur Folge, dass die Boden- und Felsklassen weggefallen sind und durch die Beschreibung von Homogenbereichen ersetzt werden. Für die ATV DIN 18303, 18304 und 18313 wurde die Einführung der Homogenbereiche bereits mit der VOB in der Ausgabe 2012 umgesetzt.

2 Was bedeutet der Begriff „Homogenbereich“?

Der Begriff „Homogenbereich“ stammt aus der DIN 4020:2003-09 (»Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke«):

„3.2 Homogenbereich: begrenzter Bereich von Boden oder Fels, dessen Eigenschaften eine definierte Streuung aufweisen und sich von den Eigenschaften der abgegrenzten Bereiche abheben.“

Diese Definition ist zwar in der DIN 4020:2010-12 und DIN EN 1997-2 nicht mehr enthalten, wird aber in den VOB/C- Normen beibehalten, da dies eine Definition darstellt, welche die gewerkspezifische Beschreibung eines Boden- oder Felsbereiches gut abbildet. Aktuell wird folgende Formulierung in den neuen ATV wie folgt verwendet:

„Boden und Fels sind entsprechend ihrem Zustand vor dem Lösen in Homogenbereiche einzuteilen. Der Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich, bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felsschichten, der [für das jeweilige Bauverfahren] vergleichbare Eigenschaften aufweist. Sind umweltrelevante Inhaltsstoffe zu beachten, so sind diese bei der Einteilung in Homogenbereiche zu berücksichtigen.“

Der geotechnische Sachverständige oder sachkundige Planer hat somit die Aufgabe, Homogenbereiche in Abhängigkeit der zu erbringenden Leistung gewerkspezifisch festzulegen. Dabei sind die Homogenbereiche so zu definieren, dass diese Boden- oder Felsbereiche bzw. Boden- oder Felsschichten zusammenfassen, die gewerkspezifisch gleiche Leistungswerte für das Lösen, Laden und Transportieren etc. erwarten lassen. Als Basis der Beschreibung sind die einschlägigen Normen DIN EN 1997-2, DIN EN ISO 14688-1, -2 und DIN EN ISO 14689-1 anzuwenden.

3 Homogenbereiche in den ATV der VOB Teil C

Hat der geotechnische Sachverständige aufgrund der erkundeten Boden-/Felsverhältnisse für die jeweilige Bauleistung die Schicht oder Schichten, die sich zu einem Homogenbereich gewerkspezifisch zusammenfassen lassen, definiert, so sind entsprechend der jeweiligen ATV die dort geforderten geotechnischen Kennwerte anzugeben. Die Einteilung der Homogenbereiche kann gewerkübergreifend identisch sein, muss es aber nicht.

Für die einzelnen ATV der VOB Teil C, die geotechnischen Angaben für die Kalkulation wie auch die Ausführung erfordern, hat der HAT übergreifend 19 Kennwerte definiert, die für die Beschreibung von Boden notwendig sind, sowie zwölf Kennwerte für die Beschreibung von Fels definiert (siehe Tabellen 1 und 2).

Nr.	Eigenschaften/Kennwerte für Boden	Norm
1	ortsübliche Bezeichnung	
2	Korngrößenverteilung	DIN 18123
3a	Masseanteil an Steinen (D >63 mm) und Blöcken (D > 200 mm)	DIN EN ISO 14688-1
3b	Masseanteil an Steinen >200-630mm	DIN EN ISO 14688-1
3c	Masseanteil an Steinen > 630 mm	DIN EN ISO 14688-1

Nr.	Eigenschaften/Kennwerte für Boden	Norm
4	Mineralogische Zusammensetzung der Steine und Blöcke	DIN EN ISO 14689-1
5	Dichte	DIN EN ISO 17892-2 oder DIN 18125-2
6	Kohäsion	DIN 18137 Teil 2 bis 3
7	undrainierte Scherfestigkeit	DIN 4094-4 od. DIN 18136 od. DIN 18137-2
8	Sensitivität	DIN 4094-4
9	Wassergehalt	DIN EN ISO 17892-1
10a	Plastizität	DIN EN ISO 14688-1 (5.8)
10b	Plastizitätszahl	DIN 18122-1
11a	Konsistenz	DIN EN ISO 14688-1 (5.14)
11b	Konsistenzzahl	DIN 18121-1
12	Durchlässigkeit	DIN 18130
13	Lagerungsdichte	Definition nach DIN EN ISO 14688-2, Bestimmung nach DIN 18126
14	Kalkgehalt	DIN 18129
15	Sulfatgehalt	DIN EN 1997-2
16	Organischer Anteil	DIN 18128
17	Benennung und Beschreibung organischer Böden	DIN EN ISO 14688-1
18	Abrasivität	NF P18-579
19	Bodengruppe	DIN 18196

Tabelle 1: Kennwerte und Eigenschaften zur Beschreibung von Boden

Nr.	Eigenschaften/Kennwerte für Fels	Norm
1	ortsübliche Bezeichnung	
2	Benennung von Fels	DIN EN ISO 14689-1
3	Dichte	DIN EN ISO 17892-2 oder DIN 18125-2
4	Verwitterung und Veränderungen, Veränderlichkeit	DIN EN ISO 14689-1
5	Kalkgehalt	DIN 18129
6	Sulfatgehalt	DIN EN 1997-2
7	Druckfestigkeit	DGGT Empfehlung Nr. 1
8	Spaltzugfestigkeit	DGGT Empfehlung Nr. 10
9a	Trennflächenrichtung	DIN EN ISO 14689-1
9b	Trennflächenabstand	DIN EN ISO 14689-1
9c	Gesteinskörperform	DIN EN ISO 18489-1
10a	Öffnungsweite von Trennflächen	DIN EN ISO 14689-1

Nr.	Eigenschaften/Kennwerte für Fels	Norm
10b	Klufffüllung von Trennflächen	DIN EN ISO 14689-1
11	Gebirgsdurchlässigkeit	DIN EN ISO 14689-1
12	Abrasivität	NF P94-430-1

Tabelle 2: Kennwerte und Eigenschaften zur Beschreibung von Fels

Da gewerkspezifisch zur Boden- und Felsbeschreibung nur jeweils einzelne der in Tabellen 1 und 2 dargestellten Kennwerte erforderlich sind, wurden diese in der jeweiligen ATV der VOB Teil C von den zuständigen Gremien im HAT festgelegt.

4 Rechtliche Rahmenbedingungen für eine korrekte Ausschreibung

Unzweifelhaft ist, dass die Auftraggeber, insbesondere diejenigen, welche nach dem Regime der VOB/A Bauleistungen auszuschreiben haben, die Vorgaben der ordnungsgemäßen Leistungsbeschreibung im Rahmen des § 7 VOB/A zu beachten haben [3]. Danach gilt insbesondere:

- Die Leistung ist eindeutig und so erschöpfend zu beschreiben, dass alle Bieter die Beschreibung im gleichen Sinne verstehen müssen und ihre Preise sicher und ohne umfangreiche Vorarbeiten berechnen können (§ 7 Abs. 1 Nr. 1 VOB/A).
- Dem Auftragnehmer darf kein ungewöhnliches Wagnis aufgebürdet werden für Umstände und Ereignisse, auf die er keinen Einfluss hat und deren Einwirkung auf die Preise und Fristen er nicht im Voraus schätzen kann (§ 7 Abs. 1 Nr. 3 VOB/A).
- Die für die Ausführung der Leistung wesentlichen Verhältnisse der Baustelle, z. B. Boden- und Wasserverhältnisse, sind so zu beschreiben, dass der Bewerber ihre Auswirkungen auf die bauliche Anlage und die Bauausführung hinreichend beurteilen kann (§ 7 Abs. 1 Nr. 6 VOB/A).
- Die »Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung« in Abschnitt 0 der Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen für Bauleistungen, DIN 18299 ff., sind zu beachten (§ 7 Abs. 1 Nr. 7 VOB/A).

Die vorstehenden Anweisungen an die öffentlichen Auftraggeber sind nicht neu. Auch bekannt ist deshalb, dass die Verweisung des § 7 Abs. 1 Nr. 7 VOB/B auf die Ausschreibungskataloge in den Abschnitten 0 der DIN 18299 ff. zwingend einzuhalten ist und damit eben diese Kataloge essenziell zu beachten sind, soweit dies, wie die Einleitungssätze dieser Abschnitte 0 es klar aufzeigen, im Einzelfall insbesondere geboten ist, Angaben zu machen. Bezüglich der Boden- und Wasserverhältnisse ergibt sich dies gleich in doppelter Hinsicht, einmal direkt aus § 7 Abs. 1 Nr. 6 VOB/A, sowie auch aus § 7 Abs. 1 Nr. 7 VOB/A in Verbindung mit DIN 18299 Abschnitte 0.1.9 und 0.1.10, die postulieren, dass Angaben zu machen sind zu:

- 0.1.9 Bodenverhältnisse, Baugrund und seine Tragfähigkeit. Ergebnisse von Bodenuntersuchungen.
- 0.1.10 Hydrologische Werte von Grundwasser und Gewässern. Art, Lage, Abfluss, Abflussvermögen und Hochwasserverhältnisse von Vorflutern. Ergebnisse von Wasseranalysen.

Konkretisiert werden diese zwingend zu machenden Angaben durch die weitergehenden Vorgaben in den einzelnen Fachnormen DIN 18300 ff., die in den gewerkspezifischen Bedürfnissen der einzelnen Bereiche aufgehen. So postuliert beispielsweise die für Düsenstrahlarbeiten einschlägige DIN 18321 in Abschnitt 0.1.3, dass Angaben zu machen sind zu:

- 0.1.3 Baugrundverhältnisse, insbesondere Angaben nach DIN EN 12716:2001-12 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting)“, Abschnitt 5, und Bauteile, z. B. frühere Bauhilfsmaßnahmen im Untergrund.

Beachtlich war, insbesondere für den Nichttechniker, dass dabei für das Medium Baugrund, mit dem alle bodenspezifischen Leistungen stets auszuführen sind, bis zur einschlägigen Reform der (VOB/C-) Normung unterschiedliche Beschreibungsbegrifflichkeiten Anwendung fanden (z. B. sprach die DIN 18300 von Bodenklassen, in der DIN 18301 gab es wiederum Bohrbarkeitsklassen, etc.). Durch die im Herbst 2015 erfolgte Neufassung und Neuausrichtung der Beschreibung von Boden und Grundwasser, wie dies durch die neue VOB/C 2015 vorgenommen wurde, ändert sich an der grundlegenden Beschreibungspflicht des (öffentlichen) Auftraggeber zunächst einmal nichts.

Auch in Zukunft wird es die maßgebliche Aufgabe des Auftraggebers bleiben, jedenfalls im Regelfall, im Rahmen der einschlägigen Vorschriften, eine ordnungsgemäße Baugrunduntersuchung und -beschreibung zu veranlassen. Gleichermäßen gilt für die Bieter in öffentlichen Ausschreibungen, dass unzureichende oder fehler- oder lückenhafte Vorgaben hinterfragt werden müssen, um nicht Gefahr zu laufen, als »frivoler Bieter« bestimmte Risiken (ungewollt) zu übernehmen und die damit verbundenen Kosten tragen zu müssen.

Neu ist nun der oben beschriebene Begriff des »Homogenbereichs«. Nach der neu eingeführten Definition gilt dafür: *„Der **Homogenbereich** ist ein **begrenzter Bereich**, bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felsschichten, der [für das jeweilige Bauverfahren] **vergleichbare Eigenschaften** aufweist.“* [Hervorhebungen durch die Verfasser]

Es stellen sich hier in rechtlicher Hinsicht zunächst zwei Fragen:

1. Es stellt sich für den Anwender der Norm die Frage, was unter dem Homogenbereich verstanden werden kann.
2. Es stellt sich des Weiteren im Gegenzug für denjenigen, der den Baugrund zu beschreiben hat, die Frage, welche Bereiche er sinnvollerweise zusammenfassen darf in einen solchen als homogen zu bezeichnenden Bereich.

Wichtig erscheint zunächst, dass es sich bei dem Homogenbereich um einen räumlich klar begrenzten Bereich handelt, wenngleich zunächst noch nicht klar ist, welche Ausmaße dieser Raum einnimmt. Klargestellt wird nach dem Wortlaut des Weiteren, dass dieser Homogenbereich einzelne oder auch mehrere Boden- oder Felsschichten umfassen kann.

Es wird hier also zunächst definiert, dass Boden- *oder* Felsschichten zusammengefasst werden können (nicht aber müssen!), nicht aber Boden- *und* Felsschichten.

Als zweite, wesentliche Voraussetzung wird hervorgehoben, dass einzelne oder mehrere Boden- oder Felsschichten nur dann zu einem Homogenbereich zusammengefasst werden dürfen, wenn sie *vergleichbare Eigenschaften* im Hinblick auf die Bearbeitbarkeit innerhalb des jeweiligen Gewerks innehaben. Dies ist auf den ersten Blick logisch, muss aber genau betrachtet werden:

Es ist augenfällig, dass gewerkspezifisch die Homogenbereiche zu bestimmen sind. Das ist naheliegend, kommt es doch bei den Erdarbeiten nach DIN 18300 auf andere (Boden-) Eigenschaften an als bei den Düsenstrahlarbeiten nach DIN 18321 oder bei den Bohrarbeiten nach DIN 18301.

Wichtig ist weiter, dass die einzelnen DIN-Normen nach der vorstehenden allgemeinen Definition des Homogenbereichs exakt die maßgeblichen Eigenschaften, anhand derer eine mögliche Zusammenfassung von Boden- oder Felsschichten zu einem Homogenbereich beurteilt werden muss, auflistet. Diese Auflistung ist als eine *Liste der Mindestangaben für eine ordnungsgemäße Leistungsbeschreibung* zu betrachten. Stets handelt es sich um geotechnische Parameter, anhand derer die Boden- und Grundwasserverhältnisse näher beschrieben werden können.

Unterschiedlich ist (dies ist jeweils gewerkspezifisch zu sehen) hingegen, welche der denkbaren (Boden-)Eigenschaften bei der einzelnen Norm maßgebend sein werden. Die Zusammenfassung einzelner Bodenschichten zu Homogenbereichen muss also anhand der Erkenntnisse der Bodenuntersuchungen nach den einschlägigen Normen, insbesondere der DIN EN 1997-2 und DIN 4020, in der Weise berücksichtigen, dass eine einheitliche Bearbeitbarkeit des Bodens innerhalb des jeweiligen Gewerks sichergestellt ist und damit die Bieter (wiederum dem Gebot des oben bereits zitierten § 7 VOB/A gehorchend) ohne ungewöhnliches Wagnis und ohne aufwändige eigene Vorarbeiten die Preise ordentlich und seriös ermitteln können.

Dies bedeutet, dass der geotechnische Sachverständige sich auch mit bautechnischen Aspekten befassen muss, um die vorbeschriebene Zusammenfassung sachgerecht vornehmen zu können. Dies war bislang nach der hier vertretenen Auffassung auch bereits der Fall. Eine geotechnische Beratung erforderte auch nach alter Normung bereits eine sachgerechte Analyse der angetroffenen Boden- und Wasserverhältnisse, eine Berücksichtigung der vorgestellten Bauaufgabe und darauf aufbauend eine Betrachtung der möglichen Wege, die vorgestellten Ziele unter besonderer Würdigung der zusätzlichen Rahmenparameter (zeitlicher Ablauf, Budgetfragen, technischer Sicherheit, etc.) erreichen zu können. Dahingehend wird auch heute bereits eine Beratung auszurichten sein.

Seit der Einführung der Homogenbereiche ist aufgrund der klaren Strukturierung der relevanten Eigenschaften innerhalb der jeweiligen VOB/C-Norm eine checklistenartige Aufzählung vorgegeben. Diese Checkliste müssen sich Auftraggeber- wie Auftragnehmervetreter genau ansehen. Fehlen aufgelistete Angaben, so wird der Ausschreibende dazu zusätzlich etwas zu sagen haben. Gleichfalls wird der Bieter eine Nachfrage zu formulieren haben. Keiner kann sich „hinterher“ hinstellen und mit dem Finger auf die andere Partei weisen, denn beide Seiten hätten dann gewusst, dass Informationen fehlen.

Beachtlich erscheint in diesem Zusammenhang aber auch das Bestreben verschiedener öffentlicher Auftraggeber bzw. deren geotechnischer Berater, von der sehr umfassenden Liste von 19 bzw. 12 Kennwerten eine Art „Leitkennwerte“ herauszuarbeiten, um den Untersuchungs- und Beschreibungsaufwand wieder in (überschaubareren) Grenzen zu halten. Dies ist im Grundsatz zu begrüßen, solange und soweit sichergestellt werden kann, dass die „Vergleichbarkeit“ letztlich im Leistungsansatz und damit angestrebte Vereinfachung für die Kalkulation erreicht wird. Die kommenden Monate werden hier fruchtbare Diskussionen ergeben, die der HAT dann aufgreifen kann.

In der praktischen Nutzung fällt des Weiteren auf, dass die Ausschreibungssystematik mit „Homogenbereichen“ den Markt in weiten Bereichen erreicht hat und angewendet wird, wenngleich mit sehr stark streuender Normtreue und Anwendungstiefe [4]. Gelegentlich finden sich auch heute noch Verweise auf die alte Normung, Systematik und Klassifizierung („...alte Bodenklasse 3-5“). Dies ist natürlich nicht normkonform, rein praktisch aber dennoch mit einem gewissen Aussagewert verbunden, weswegen in der Praxis relativ wenig Vergaberügen bzw. Vergabenachprüfungsverfahren alleine auf unzureichende, da nicht normkonforme Aussagen zur Bodenbeschreibung mit Homogenbereichen zu beobachten sind.

5 Zusammenfassung

Die Umstellung der Baugrundbeschreibung in den ATV der VOB Teil C von Boden- und Felsklassen hin zu den neuen Homogenbereichen bringt für die Kalkulationsgrundlagen wie aber auch für die Abrechnung ein teilweise komplettes Umdenken für Auftraggeber wie für Auftragnehmer, insbesondere auch für den geotechnischen Sachverständigen, mit sich. Hier werden in Zukunft im Rahmen der Anwendung der neuen überarbeiteten ATV noch weitere neue Fragen aufkommen. Der Untersuchung des Baugrunds und die gewerkspezifische Einteilung in Homogenbereiche wird in Zukunft eine wesentlich größere Bedeutung zukommen. Vertiefte Kenntnisse der Geotechnik in Verbindung mit der gerätetechnischen möglichen Umsetzung eines Bauvorhabens werden unerlässlich.

6 Literatur

- [1] Fuchs, Bastian / Haugwitz, Hans-Gerd: Homogenbereiche, Bundesanzeiger Verlag, 2. Auflage 2017, Köln.
- [2] wie vor: Aus der Bodenklasse wird der Homogenbereich; Bundesanzeiger Verlag, 2015, Köln.
- [3] Fuchs, Bastian / Haugwitz, Hans-Gerd, in: Englert/Grauvogl/Maurer: Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 5. Auflage 2016, Köln.
- [4] Miller, Simon: Homogenbereiche – eine theoretische und praktische Untersuchung der Auswirkungen auf den Spezialtiefbau, Diplomarbeit an der TU Dresden, 2017.

Weitere Entwicklung des EC7

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler
Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen, University
Dr.-Ing. Bernd Schuppener
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. Thomas Richter
GUD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

1 Abstract

Mit der Veröffentlichung von DIN EN 1997-1:2009-09, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, in Verbindung mit dem Nationalen Anhang DIN EN 1997-1/NA:2010-12 und den ergänzenden Regelungen in DIN 1054:2010-12 steht dem Anwender seit mehreren Jahren ein auch bauaufsichtlich eingeführtes Regelwerk für die Bemessung im Bereich der Geotechnik zur Verfügung. Vergleichbare Regelwerke stehen auch den anderen Fachgewerken wie dem Stahlbetonbau (EC2), dem Stahl- und Verbundbau (EC3 und EC4), dem Holzbau (EC5) sowie dem Mauerwerksbau (EC6) zur Verfügung. Daneben gibt es den für alle Fachgewerke geltenden EC0, der die Grundlagen der Tragwerksplanung beschreibt, sowie den EC1, der sich mit den Einwirkungen auf Tragwerke beschäftigt.

Das gesamte Normenpaket wird derzeit überarbeitet und soll in den nächsten Jahren als zweite Generation der Eurocodes veröffentlicht werden. Dieser Beitrag beschreibt mit Fokus auf die Geotechnik kurz die Entstehung und die Kennzeichen der derzeit gültigen Normen, die an ihnen geübte Kritik, die zur Gründung der Initiative „PraxisRegelnBau (PRB)“ führte, sowie den derzeitigen Stand der Überarbeitung im Hinblick auf die zweite Generation.

2 Entstehung und Kennzeichen des derzeit gültigen Eurocodes

2.1 Historische Entwicklung

Bis zur Einführung des derzeit gültigen Eurocodes EC7-1 galt in Deutschland die DIN 1054:1976-11 „Zulässige Belastung des Baugrunds“, in der das globale Sicherheitskonzept festgeschrieben war. Bei diesem Konzept wurden die vorhandenen charakteristischen (Boden)Widerstände R_k ins Verhältnis zu den vorhandenen charakteristischen Einwirkungen F_k bzw. Beanspruchungen E_k gesetzt. Mit Einwirkungen werden die direkt angreifenden Lasten bezeichnet, während Beanspruchungen daraus abgeleitete Größen am Tragwerk darstellen, wie z.B. Schnittgrößen, Auflagerkräfte, Verschiebungen etc.. Ausreichende Sicherheit war gegeben, wenn die Ungleichung

$$R_k/F_k \geq \eta \text{ bzw. } E_k/F_k \geq \eta$$

mit einem ausreichend großen Sicherheitsfaktor η (z.B. 2,0 bei Grundbruch) erfüllt war.

Es folgte dann im Jahr 1990 der Auftrag der Europäischen Kommission an das Europäische Normeninstitut CEN zum Zweck der Harmonisierung des europäischen Baumarkts einheitliche Regeln in ganz Europa für die Bemessung von Bauwerken zu erstellen. Das CEN delegierte diese Aufgabe an das Technische Komitee TC 250, das seinerzeit mit verschiedenen Unterkomitees die einzelnen Eurocodes erarbeitete. EC0 „Grundsätze“ und EC1 „Einwirkungen“ sind übergreifend für alle Fachgewerke gültig, während die übrigen Eurocodes jeweils für ein Fachgewerk gelten, so z.B. der EC7 für die Geotechnik. Der EC7 selbst besteht aus dem Teil 1, der sich mit der Bemessung beschäftigt und dem Teil 2, der die Baugrunduntersuchung zum Inhalt hat.

Neben dem für die Aufstellung der Bemessungsnormen zuständigen TC250 gibt es noch das TC 288, in dem die entsprechenden Normen für die Ausführung erarbeitet werden. Eine Übersicht über die Struktur des CEN bei der Erarbeitung der Eurocodes zeigt Bild 1.

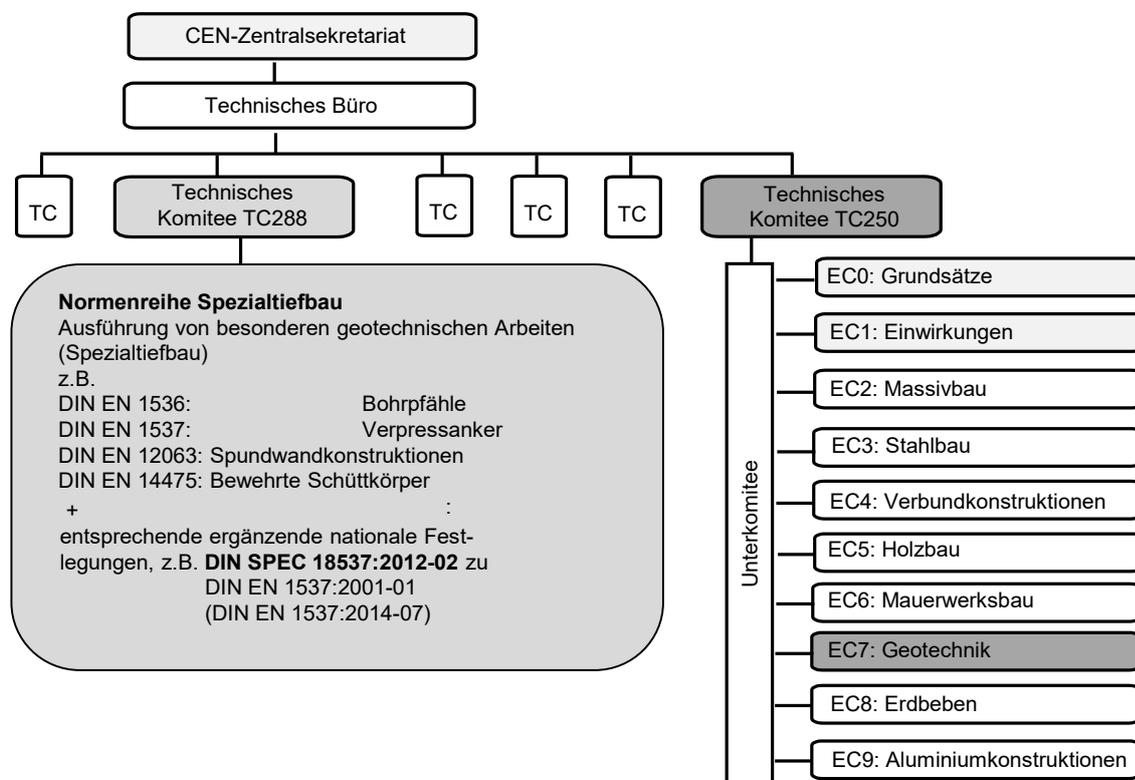


Bild 1: Struktur des CEN für die Erarbeitung der Eurocodes

Über mehrere Zwischenschritte wurde schließlich der EC7-1 als DIN EN 1997-1 im September 2009 in der deutschen Übersetzung veröffentlicht. Da der EC7-1 zum Teil Regelungen enthält, die nicht normativ, sondern nur informativ und damit für die einzelnen Länder nicht verpflichtend sind und an anderer Stelle auch Alternativen zulässt, muss in einem Nationalen Anhang (DIN EN 1997-1/NA:2010-12) geregelt werden, welche Alternative gelten soll und welche informativen Passagen gegebenenfalls normativ verankert werden sollen. Des Weiteren können länderspezifische Regelungen ergänzt werden, sofern sie nicht schon im EC7 enthalten sind oder diesem widersprechen. Der Nationale Anhang selbst enthält zu den national festlegbaren Regelungen lediglich Verweise auf die ergänzenden Regelungen, die in Deutschland in DIN 1054:2010-12 zu finden sind. In DIN 1054 selbst sind dann die

entsprechenden Regelungen direkt zu finden oder es erfolgen weitere Verweise auf mitgelte Berechnungsnormen wie z.B. die Grundbruchnorm DIN 4017:2006-03 oder die Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB, 2012)

Da DIN 1054 keine Regelungen mehr enthalten darf, die sich bereits im EC7-1 finden, ist DIN 1054 in der Fassung von 2010 gegenüber der Vorgängernorm von 2005, die noch für sich alleine anwendbar war, auf eine Rumpfnorm zusammenschmolzen. Ihre Anwendung erfordert daher immer den vollen Text des EC7-1 und des Nationalen Anhangs, um festzustellen, an welcher Stelle möglicherweise eine nationale Regelung greift. Da diese Parallelität dreier Regelwerke die Anwendung doch sehr erschwert, wurde vom Beuth Verlag ein Normenhandbuch herausgegeben, das alle drei Druckwerke vereint. An den Stellen des EC7-1, wo eine nationale Regelung greift, wird der entsprechende Verweis des Nationalen Anhangs abgedruckt und dazu drucktechnisch abgesetzt die nationale Regelung aus der Rumpfnorm DIN 1054. Die praktische Anwendung wird dadurch erheblich erleichtert. In dieser Konstellation wurde dann auch der EC7-1 in Verbindung mit DIN 1054 in Jahr 2012 bauaufsichtlich eingeführt.

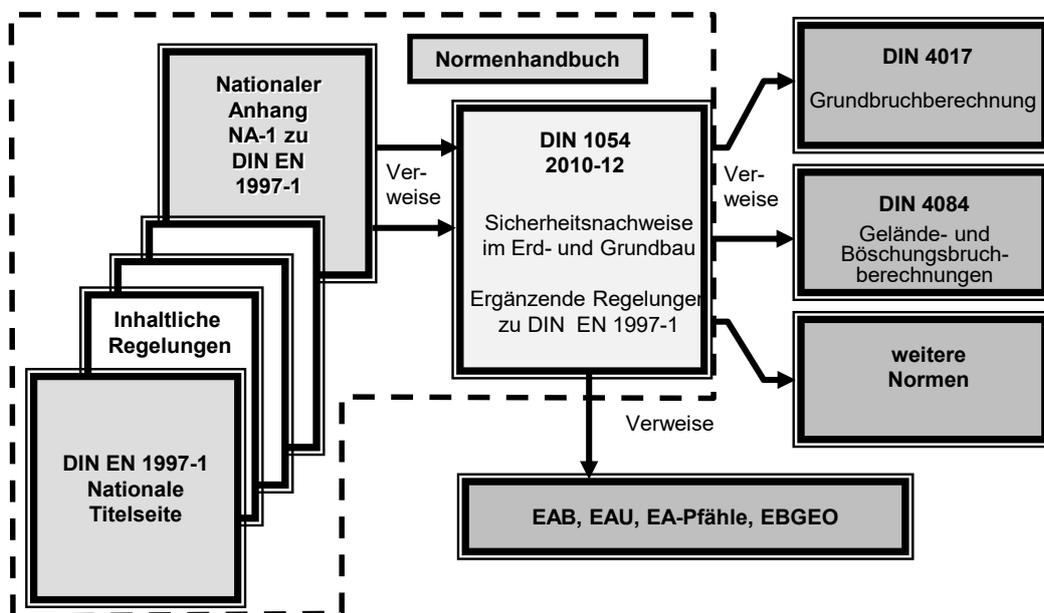


Bild 2: Aufbau des Normenhandbuchs (in Anlehnung an Schuppener und Ruppert, 2007)

2.2 Besonderheiten in der Geotechnik

2.2.1 Abhängigkeit der Widerstände von den Einwirkungen

Eine Besonderheit in der Geotechnik stellt die teilweise vorhandene Abhängigkeit der Widerstände von den Einwirkungen dar. Während sich im konstruktiven Ingenieurbau die Tragfähigkeit z.B. eines Biegebalkens nur über die Festigkeit des Materials unabhängig von den Einwirkungen definiert, trifft dies in der Geotechnik nicht immer zu. Es gibt zwar auch Fälle wie z.B. den Pfahlwiderstand, in denen der Widerstand unabhängig von den Einwirkungen bestimmt wird (Bild 3a). Aber sobald der Widerstand auf einer Reibungskraft beruht, die sich aus einer von den Einwirkungen abhängigen Normalkraft ergibt, liegt eine lineare Abhängigkeit der Widerstände von den Einwirkungen vor. Typisches Beispiel ist die Situation

bei einem Geländebruch, bei dem die Einführung eines Teilsicherheitsbeiwerts bei den Einwirkungen im Sicherheitsnachweis keine zusätzliche Sicherheit ergeben würde, da in gleichem Maße die Normalkraft und damit auch die Reibungskraft als Widerstand in der Gleitfuge anwachsen würde (Bild 3b). In diesem Fall wird die Sicherheit im Nachweis zweckmäßigerweise dadurch eingeführt, dass die Scherparameter des Bodens vor der eigentlichen Gleitkreisberechnung um einen Sicherheitsfaktor abgemindert werden und zumindest die ständigen Einwirkungen unverändert bleiben. Diese Vorgehensweise entspricht im EC7-1 dem sogenannten Design-Approach DA3, der in DIN 1054 als Nachweis im Grenzzustand GEO-3 bezeichnet wird

Noch etwas komplizierter wird die Situation z.B. bei einer Grundbruchberechnung, bei der die Widerstände nichtlinear von den Einwirkungen abhängen, da die Lastneigung und Exzentrizität nichtlinear in die Grundbruchgleichung eingehen (Bild 3c). Für diesen Fall verwenden mehrere Länder in Europa für den Sicherheitsnachweis ebenfalls den DA3 (GEO-3). Im Gegensatz dazu wird in Deutschland das Nachweisverfahren DA2* (Grenzzustand GEO-2) angewendet. Dabei werden zunächst die charakteristischen Widerstände mit unveränderten charakteristischen Einwirkungen berechnet. Erst nachdem dies geschehen ist, werden die Bemessungsgrößen gebildet, indem die charakteristischen Einwirkungen bzw. Beanspruchungen mit einem Teilsicherheitsfaktor $>1,0$ erhöht und die charakteristischen Widerstände durch einen Teilsicherheitsfaktor $>1,0$ dividiert werden. Im Sicherheitsnachweis muss dann lediglich nachgewiesen werden, dass die Bemessungswiderstände größer als die Bemessungseinwirkungen bzw. -beanspruchungen bleiben.

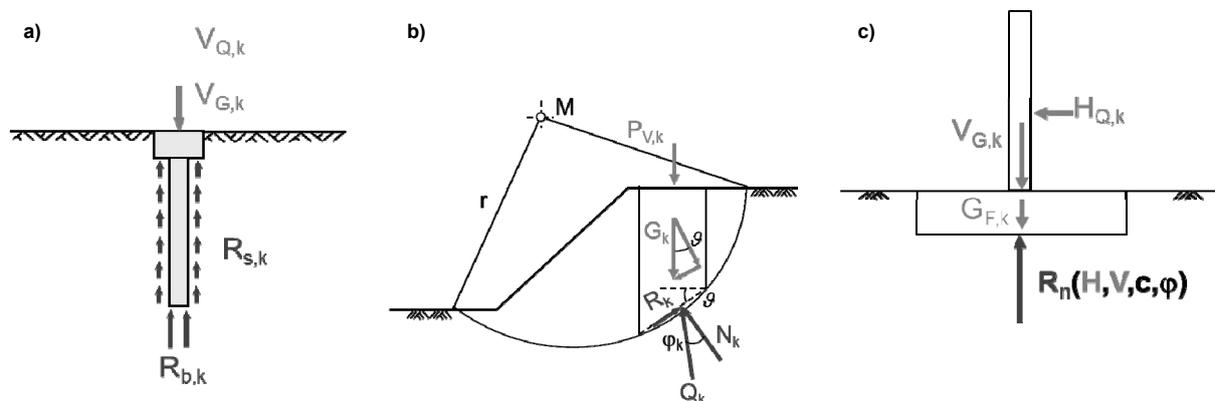


Bild 3: Beispiele für die Abhängigkeit der Widerstände von den Einwirkungen: a) unabhängig; b) linear; c) nichtlinear abhängig

2.2.2 Verschiedene Grenzzustände

Eine weitere Besonderheit in der Geotechnik liegt darin, dass je nach Situation und Randbedingungen unterschiedliche Grenzzustände nachgewiesen werden müssen (Bild 4). Dazu gehört der Nachweis gegen Versagen der Bauteile im Grenzzustand STR (structure), der den üblichen Nachweisverfahren des konstruktiven Ingenieurbaus zur Überprüfung der Bauteilfestigkeit entspricht. Ist der Baugrund an dem Versagen beteiligt oder wird ein Versagen im Baugrund allein betrachtet, ist der Nachweis im Grenzzustand GEO zu führen. Je nach dem Zeitpunkt, zu dem die Teilsicherheitsbeiwerte in die Berechnung eingeführt

werden, wird noch zwischen den Grenzzuständen GEO-2 und GEO-3 unterschieden. Gemeinsam ist jedoch beiden, dass im Nachweis des Grenzzustands Bemessungsbeanspruchungen mit Bemessungswiderständen verglichen werden.

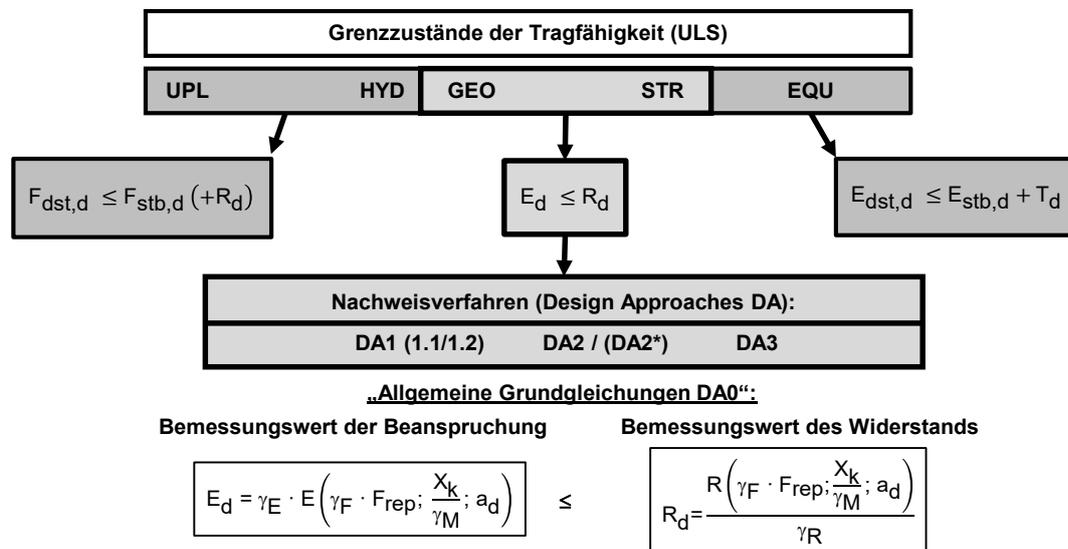


Bild 4: Unterschiedliche Grenzzustände und Nachweisverfahren in der Geotechnik nach EC7-1

Tritt das Versagen im Untergrund aufgrund der Einwirkung des Grundwassers auf, so liegt beim Nachweis gegen Aufschwimmen der Grenzzustand UPL (uplift) und im Fall des hydraulischen Grundbruchs der Grenzzustand HYD (hydraulic heave) vor. In beiden Fällen werden die destabilisierenden Bemessungseinwirkungen F_{dst} mit den stabilisierenden Bemessungseinwirkungen F_{stb} verglichen.

Ähnlich zu betrachten ist der Grenzzustand der Lagesicherheit EQU (equilibrium), der sich von den vorgenannten dadurch unterscheidet, dass nicht die Bemessungseinwirkungen, sondern die Bemessungsbeanspruchungen miteinander verglichen werden. Dieser Grenzzustand kommt in der Geotechnik fast ausschließlich beim Nachweis der Kippsicherheit von Fundamenten zum Tragen, bei dem die stabilisierenden und destabilisierenden Beanspruchungen aus den Momenten um die Fundamentkante gebildet werden.

2.3 Unterschiedliche Nachweisverfahren im EC7-1

Neben den unterschiedlichen Grenzzustandsnachweisen gibt es für den Grenzzustand GEO in Europa noch unterschiedliche Nachweisverfahren. Sie unterscheiden sich dadurch, an welcher Stelle und zu welchem Zeitpunkt die Teilsicherheitsbeiwerte in die Nachweisführung eingebaut werden. In Bild 4 unten sind die allgemeinen Gleichungen für die Bildung der Bemessungsbeanspruchungen und der Bemessungswiderstände angegeben. F_{rep} bezeichnet darin die repräsentativen Einwirkungen, die aus den mit einem Kombinationsbeiwert ψ multiplizierten charakteristischen Einwirkungen hervorgehen, womit berücksichtigt werden kann, dass beim gleichzeitigen Auftreten mehrerer veränderlicher Einwirkungen diese nicht alle in voller Größe auftreten müssen. Die Größe a_d bezeichnet die Bemessungswerte der

geometrischen Größen, die aber in den allermeisten Fällen den nominalen Werten a_{nom} entsprechen.

Da je nach Grenzzustand und Nachweisverfahren die Teilsicherheitsbeiwerte γ_i in verschiedener Weise innerhalb oder außerhalb der Klammer angesetzt werden, wurde im Rahmen der Arbeit der Initiative PraxisRegelnBau (s. Abschnitt 3.1) vorgeschlagen, im Zuge der Harmonisierung der Nachweisverfahren die allgemeinen vollständigen Gleichungen für die Bildung der Bemessungswerte zu verwenden und je nach gewünschtem Nachweisformat in diesen Gleichungen dann einzelne Teilsicherheitsbeiwerte zu eins zu setzen, da die Größe der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte ohnehin national geregelt werden darf. Der Vorteil dieses als DA0 bezeichneten Nachweisverfahrens läge darin, dass nicht mehr mehrere unterschiedliche Nachweisverfahren nebeneinander existieren würden, sondern formal eine einzige Gleichung verwendet wird, wenn auch mit unterschiedlichen Zahlenwerten für die Sicherheiten.

So ließe sich z.B. das in anderen europäischen Ländern weit verbreitete Nachweisverfahren DA3, das unserem Nachweis GEO-3 entspricht, dadurch erreichen, dass $\gamma_E = \gamma_R = 1,0$ gesetzt wird. Die Teilsicherheiten werden somit innerhalb der Klammer angewendet, so dass eventuelle Nichtlinearitäten in der Bestimmungsgleichung voll durchschlagen. Dieses Nachweisverfahren wird bei uns praktisch nur beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit angewendet.

$$\text{Nachweisverfahren DA3: } E_d = E\left(\gamma_f \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right) \quad \text{und} \quad R_d = R\left(\gamma_f \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$$

Bei dem bei uns in den meisten geotechnischen Nachweisverfahren verwendeten Verfahren DA2* (GEO-2) werden sowohl die Beanspruchungen als auch die Widerstände erst auf charakteristischer Basis berechnet, bevor dann erst zum Schluss die Teilsicherheitsbeiwerte im Nachweis eingeführt werden. Die Sicherheiten gehen bei dieser Betrachtungsweise daher linear ein.

$$\text{Nachweisverfahren DA2*}: \quad E_d = \gamma_E \cdot E(F_{rep}; X_k; a_{nom}) \quad \text{und} \quad R_d = \frac{R(F_{rep}; X_k; a_{nom})}{\gamma_R}$$

Die übrigen Nachweisverfahren unterscheiden sich von den vorgenannten durch die Art der Faktorisierung mit den Teilsicherheitsbeiwerten. Bild 5 zeigt die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte für den Grundbruchnachweis bei Flächengründungen. Dabei ist zu beachten, dass die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen sich von den Teilsicherheitsbeiwerten für die entsprechenden veränderlichen Größen unterscheiden. Das in Großbritannien zum Einsatz kommende Nachweisverfahren DA1 gliedert sich in das Nachweisverfahren DA1.1, bei dem die Teilsicherheitsbeiwerte ausschließlich auf der Einwirkungsseite angesetzt werden und das Nachweisverfahren DA1.2, bei dem mit Ausnahme der veränderlichen Einwirkungen die Faktorisierung nur auf der Widerstandsseite durch Abminderung der Bodenkennwerte stattfindet. Es gleicht daher formal dem Nachweisverfahren DA3, sofern nur geotechnische Einwirkungen vorliegen. Das Nachweisverfahren DA2 unterscheidet sich von dem bei uns angewendeten Nachweisver-

fahren DA2* dadurch, dass die Berechnung der Bemessungsbeanspruchungen bereits mit Bemessungseinwirkungen erfolgt.

Nachweisverfahren	Bemessungswert der Beanspruchung	ungünstig				Bemessungswert des Widerstands	γ_M	$\gamma_R^{(1)}$
		$\gamma_{F,G}$	$\gamma_{F,Q}$	$\gamma_{E,G}$	$\gamma_{E,Q}$			
DA1.1	$E_d = E(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d)$	1,35	1,50	1,0	1,0	$R_d = R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d)$	1,0	1,0
DA1.2	$E_d = E\left(\gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$	1,00	1,30	1,0	1,0	$R_d = R\left(\gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$	1,25	1,0
DA2	$E_d = E(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d)$	1,35	1,50	1,0	1,0	$R_d = \frac{R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d)}{\gamma_R}$	1,0	1,40
DA2*	$E_d = \gamma_E \cdot E(F_{rep}; X_k; a_d)$	1,0	1,0	1,35	1,50	$R_d = \frac{R(F_{rep}; X_k; a_d)}{\gamma_R}$	1,0	1,40
DA3	$E_d = E\left(\gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$	1,35* 1,00†	1,50* 1,30†	1,0	1,0	$R_d = R\left(\gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$	1,25	1,0

* Einwirkungen aus dem Tragwerk † geotechnische Einwirkungen

Bild 5: Faktorisierung bei den verschiedenen Nachweisverfahren für das Beispiel einer Flächengründung

Die aus den vorgenannten Ausführungen erkennbare Komplexität durch Verwendung der verschiedenen Nachweisverfahren könnte durch die Einführung der einheitlichen Nachweisgleichung DA0 beseitigt werden. De facto führt die Vorgehensweise mit DA0 natürlich zum selben Ergebnis wie die Anwendung der bisherigen verschiedenen Nachweisverfahren, allerdings mit dem Vorteil, dass die Verwirrung durch sprachlich unterschiedlich bezeichnete Nachweisverfahren dadurch entfallen würde.

3 Kritik an den bestehenden Eurocodes

3.1 Gründung der Initiative PraxisRegelnBau

Die jetzigen Eurocodes sind in der Praxis auf starke Kritik gestoßen. Allgemein wurde bemängelt, dass der textliche Umfang gegenüber den früheren Regelwerken enorm zugenommen habe und die Handhabung zu kompliziert und nicht eindeutig sei. Weiter war zu konstatieren, dass einzelne Teile der Eurocodes sehr stark von der Wissenschaft dominiert waren mit der Folge, dass die dabei festgelegten Regeln wenig handhabbar und damit nicht praxistauglich waren.

Der insbesondere bei den planenden und ausführenden Unternehmen wachsende Unmut über die aktuelle Normensituation führte schließlich am 13.11.2011 zur Gründung der Initiative PraxisRegelnBau (PRB, <https://www.initiative-prb.de/>) in der Rechtsform eines eingetragenen gemeinnützigen Vereins mit dem Ziel, praxistaugliche Normen zu schaffen,

Man hatte erkannt, dass dieses Ziel mit der bisherigen Vorgehensweise bei der Schaffung von Normen nicht erreicht werden konnte. Dies war insbesondere dadurch bedingt, dass die am meisten von den Regelungen der Normen betroffenen Ingenieurbüros und ausführenden Firmen sich nicht mehr adäquat in den Normengremien beteiligten. Aufgrund des allgemein herrschenden wirtschaftlichen Drucks und der rein ehrenamtlichen Tätigkeit waren die Normungsgremien durch die hauptbetroffenen Gruppen nicht mehr durchgehend und ausreichend besetzt. Die Normen waren dadurch z.T. sehr stark von engagierten, aber durch Partikulärinteressen vertretenden Gruppen geprägt.

Innerhalb der Mitglieder der Initiative hatte man erkannt, dass man zur Wahrung ihrer berechtigten Interessen pränormativ tätig werden müsse. Und es wurde auch erkannt, dass die Mitarbeit in einem Normungsgremium zur Schaffung akzeptabler Normentexte wie ein Ingenieurauftrag gesehen werden und daher auch bezahlt werden müsse. Entsprechend waren die Gründungsmitglieder, zu denen mehrere Industrieverbände wie z.B. der Hauptverband der Deutschen Bauindustrie, die Verbände der Beratenden Ingenieure und der Prüfügenieure, sowie mehrere Fachorganisationen wie z.B. die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) gehörten, auch bereit, Geld für die Normungsarbeit in diesem Sinne auszugeben.

3.2 Arbeiten der Projektgruppe Geotechnik

Innerhalb der PRB wurden für die einzelnen Fachgewerke wie Massivbau, Stahlbau etc. Projektgruppen gebildet, wobei die Geotechnik in der Projektgruppe 6 (PG 6) angesiedelt wurde. Die PG 6 hat sich nach Gründung vier Arbeitspakete (AP) vorgenommen:

AP 1: Neuordnung der Regelungen zur Planung, Ausführung und Bewertung von Baugrunderkundungen in EC7-1 und EC7-2

AP 2: Straffung des EC7-2 und der DIN 4020

AP 3: Straffung des EC7-1 und der DIN 1054

AP 4: Harmonisierung der Nachweisverfahren des EC7-1

Im AP 1 wurde zunächst identifiziert, welche Teile der Baugrunderkundung im EC7-1 und welche im EC7-2 anzuordnen sind. In den Arbeitspaketen AP2 und AP3 wurden dann die vorhandenen Normentexte analysiert, Dopplungen, Lehrbuchtexte und Regelungen aus z.B. Versuchsnormen entfernt und unverständliche oder nicht eindeutige Textpassagen präzisiert. Ein Beispiel zeigt Bild 6. In der linken Spalte ist der Originaltext mit den vorgenommenen Streichungen und zugehörigen Erläuterungen zu sehen, auf der rechten Seite der überarbeitete, vorgeschlagene neue Text. Die Arbeitspakete AP1 bis AP3 sind mittlerweile abgeschlossen.

Originalfassung mit
Streichungen, Korrekturen und **Kommentaren** sowie
Absätzen, die verschoben werden sollen

Gestraffte Fassung

2 Planung von Baugrunduntersuchungen

Überschrift besser: 2-Art und Umfang der geotechnischen Untersuchungen wie in DIN 4020 alt, weil die Planung in den einzelnen Abschnitten besser abgehandelt werden kann.

2.1 Zweck

2.1.1 Allgemeines *Zwischenüberschrift ist überflüssig*

1)P Geotechnische Untersuchungen sind so zu planen, dass die wesentlichen geotechnischen Informationen und Kennwerte mit Sicherheit in den verschiedenen Projektphasen zur Verfügung stehen. ~~Die geotechnischen Informationen müssen ausreichen, um bekannten oder vorausichtlichen Gefahren für das Bauvorhaben zu begegnen. Für Bauzustände und den Endzustand sind Informationen und Daten bereitzustellen, um die Risiken von Unfällen, Bauverzögerungen und Schäden abdecken zu können.~~

Streichen: was Sinn und Zweck der Planung von Bauvorhaben ist, gehört nicht in diese Norm.

(2) ~~Die Ziele~~ Zweck der geotechnischen Untersuchungen ~~sind~~ ist es, die Beschaffenheit von Boden und Fels sowie die Grundwasserverhältnisse festzustellen, die Eigenschaften von Boden und Fels zu bestimmen ~~und zusätzliche wichtige Kenntnisse über den Planungsbereich zusammenzutragen.~~

„Condition“ besser statt „Beschaffenheit“ mit „Aufbau des Baugrunds“ übersetzt. Streichen, weil zu unspezifisch.(1) und (2) besser tauschen

A (2a) Aufschlüsse in Boden und Fels sind als Stichprobe zu bewerten. Sie lassen für zwischenliegende Bereiche nur Wahrscheinlichkeitsaussagen zu, so dass ein Baugrundrisiko verbleibt.

2 Umfang der geotechnischen Untersuchungen

2.1 Zweck

.(1 ~~2~~ P(?)) Zweck der geotechnischen Untersuchungen ist es, den Aufbau des Baugrunds und die Eigenschaften von Boden und Fels sowie die Grundwasserverhältnisse festzustellen. Sie sind so zu planen, dass die maßgebenden Informationen für eine sichere geotechnische Bemessung für alle Projektphasen zur Verfügung stehen. Dabei sind die Geologie, die Geomorphologie, die Seismizität und die Hydrogeologie, zu berücksichtigen.

Neuer Absatz?

Bild 6: Beispiel für die Straffung des bestehenden Normungstextes

Besonders im EC7-2 konnten umfangreiche Kürzungen vorgenommen werden, da der Originaltext viele Passagen aus den Labornormen enthielt, für die ein schlichter Verweis im EC7-2 ausreichte. Tabelle 1 vermittelt einen Eindruck vom Umfang der vorgenommenen Kürzungen.

Abschnitt	Zahl der Worte		Straffung um %
	Original	überarbeitet	
1. Allgemeines			
2. Planung von Baugrunduntersuchungen	8.876	2.387	73
3. Probeentnahme, Grundwassermessungen	5.242	1.642	69
4. Felduntersuchungen	15.134	2.389	84
5. Laborversuche	23.296	4.047	83
6. Geotechnischer Bericht	2.176	952	56

Tabelle 1: Umfang der Straffung im EC7-2

Im AP 4 beschäftigte man sich mit der Harmonisierung der Nachweisverfahren in Europa. Wie in Kapitel 2.3 bereits ausgeführt wurde, lässt der EC7-1 drei bzw. genau genommen sogar 5 verschiedene Nachweisverfahren zu. Hinzu kommt, dass sich die Bestimmungsgleichungen z.B. für den Grundbruchnachweis in den einzelnen Ländern unterscheiden. Für eine Diskussion mit den europäischen Kollegen war es daher unerlässlich für verschiedene geotechnische Anwendungen Vergleichsrechnungen durchzuführen, um aufzuzeigen, wie

sich die unterschiedlichen Herangehensweisen im Ergebnis auswirken. Dazu wurden die in Bild 7 gezeigten einfachen Anwendungen untersucht.

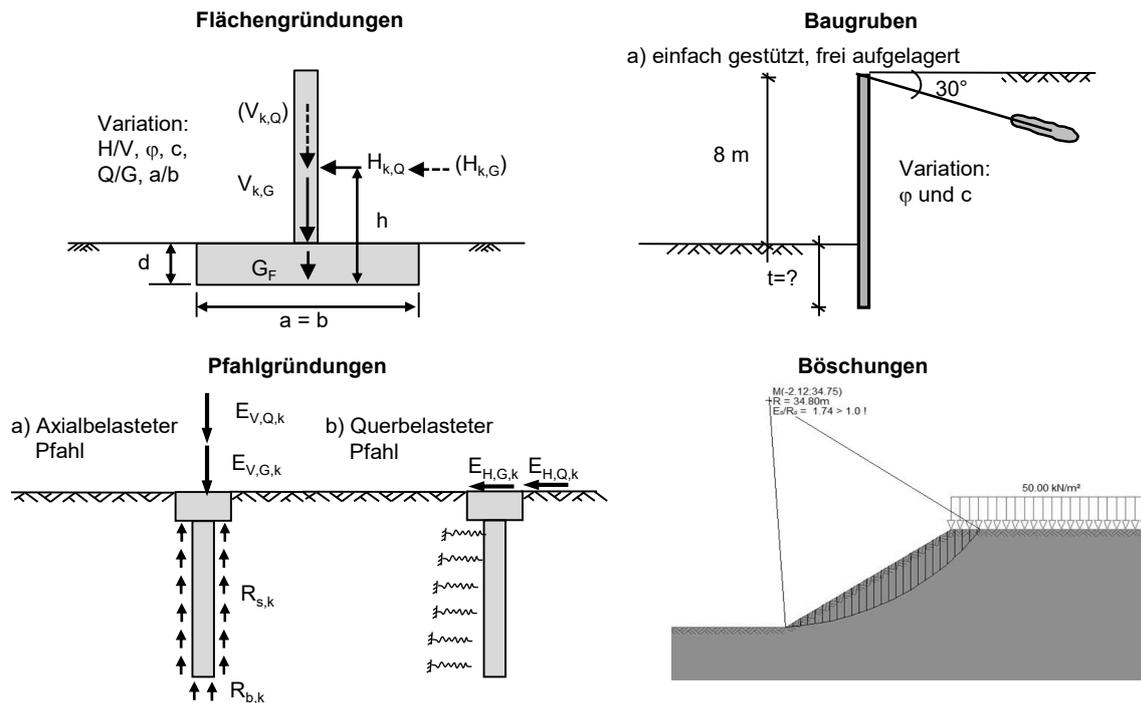


Bild 7: Durchgeführte Vergleichsrechnungen

Es zeigte sich, dass sich die mit den einzelnen Nachweisverfahren erhaltenen Ergebnisse bei Verwendung der im EC7-1 empfohlenen Sicherheitsbeiwerte weniger unterschieden als die Ergebnisse bei Verwendung der nationalen Besonderheiten bei den Grenzzustandsgleichungen. Den größten Einfluss auf das Ergebnis hatte allerdings die Herangehensweise bei der Bestimmung der charakteristischen Werte. Da dieser Punkt sehr stark von den nationalen Gepflogenheiten und Traditionen geprägt ist, dürfte die Harmonisierung besonders unter diesem Gesichtspunkt schwierig werden. Näheres zu den Vergleichsrechnungen finden sich bei Schuppener et al. (2014).

4 Zukünftige Generation der Eurocodes

4.1 Organisatorischer Ablauf

Mit dem Mandat M/515-EN vom 12. Dezember 2012 hat die Europäische Kommission das Technische Komitee TC250 des Europäischen Normungsinstituts CEN aufgefordert, die bestehenden Eurocodes zu überprüfen, zu überarbeiten und bei Bedarf auch zu erweitern. In der Antwort des CEN hat das TC250 dargelegt, wie es dabei vorgehen will. Innerhalb des für die Geotechnik zuständigen Subcommittees SC7 wurde die in Bild 8 dargestellte Organisationsstruktur gewählt.

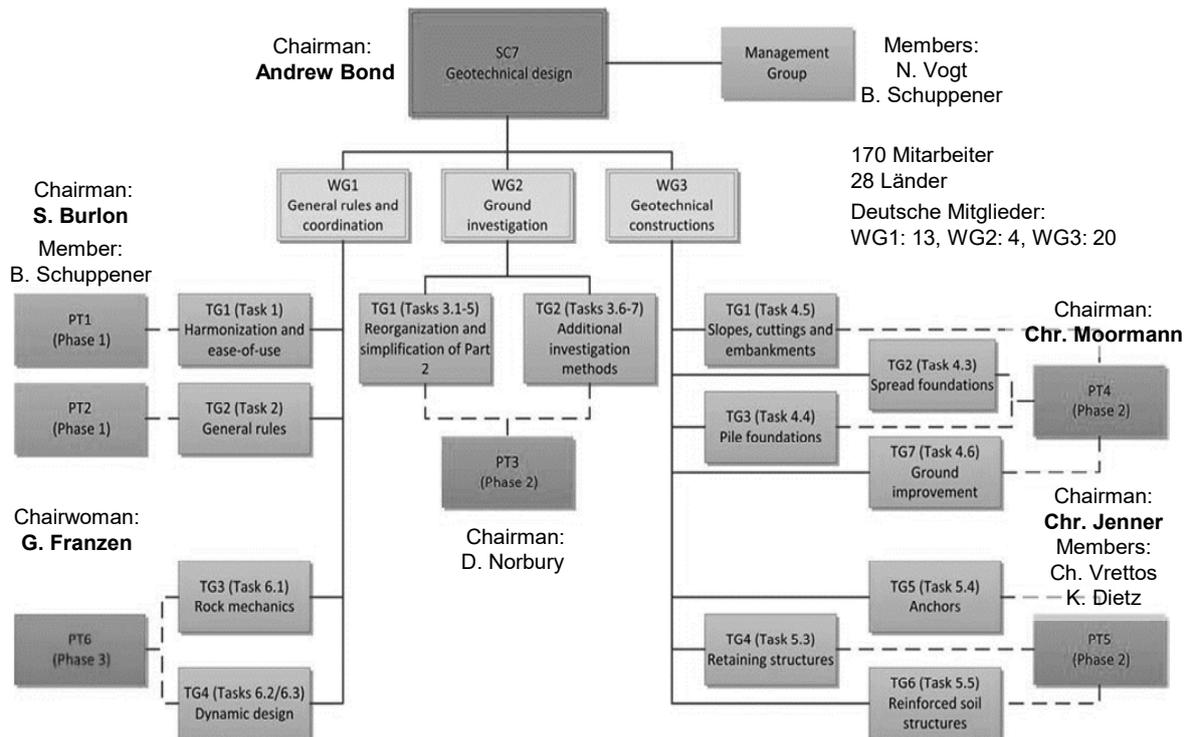


Bild 8: Organisation des SC7 zur Schaffung des neuen EC7

Wie der Organisationsstruktur zu entnehmen ist wird der EC7 zukünftig drei Teile haben, da der bisherige EC7-1 in zwei Teile aufgespalten wird.

- EC7-1: Allgemeine Regeln
- EC7-2: Baugrunduntersuchungen
- EC7-3: Geotechnische Bauwerke

Die eigentliche Normungsarbeit, d.h. das Verfassen der Normungstexte geschieht in den Project-Teams mit 5 - 6 durch die Leitung des SC 7 ausgewählten Mitgliedern aus verschiedenen Ländern. Diese PTs haben den klar umrissenen Auftrag, ein bestimmtes Normenkapi- tel in einer bestimmten Zeit und Qualität zu liefern, wofür sie auch eine finanzielle Entschä- digung erhalten. Beratung und Input für die zukünftigen Normeninhalte kommen von den Taskgroups, die aus 30 bis 40 Personen bestehen, die aus den verschiedenen Ländern entsandt wurden. Einzige Beschränkung war hierbei die maximale Anzahl von drei Vertretern aus einem Land.

Das TC 250 hatte sich bei der Überarbeitung folgende Grundsätze auferlegt:

- Reduzierung der "Nationally Determined Parameters" (NDP)
- Fördern von "Ease of use"
- Keine Ausführungsbestimmungen im EC7
- Eindeutige und einheitliche Regelungen in allen EC's

4.2 Bereits derzeit absehbare Änderungen

Mit dem ersten Entwurf des neuen EC7-1 vom Oktober 2017, der auch Grundlage der nachfolgenden Bilder ist, wurde deutlich, dass insbesondere der EC0 als für alle Fachgewerke gültige Grundsatznorm in wesentlich stärkerem Maße den neuen EC7-1 prägen wird als dies bisher der Fall war. So wurde in Anlehnung an den EC0 das im Konstruktiven Ingenieurbau bereits bekannte Klassifizierungssystem mit Consequence Classes (CC), die die Bedeutung des geotechnischen Bauwerks auf die Umgebung im Schadensfall ausdrücken und (Geotechnical) Complexity Classes (GCC), die weitgehend unseren Geotechnischen Kategorien nach bisheriger Definition entsprechen, auch für die Geotechnik verbindlich. Aus der Kombination der vorgenannten Klassen wird dann eine Geotechnical Category (GC) gebildet, die aber nicht nur wie bisher auf den Umfang der geotechnischen Untersuchungen Einfluss hat, sondern insgesamt auch folgende Punkte mit bestimmt:

- Minimum amount of ground investigations
- Minimum validation of calculation models used in design
- Minimum amount of monitoring
- Extent of checking of design
- Execution, supervision and inspection
- Minimum designer qualifications and experience

Die bisherigen Grenzzustände UPL, HYD, EQU, STR und GEO werden dahingehend vereinheitlicht, dass zukünftig der Nachweis immer in der Form $E_d < R_d$ geführt wird, was durch Umstellen der bisherigen Gleichungen formal möglich ist. Die unterschiedlichen Nachweisverfahren, die sich dadurch unterscheiden, an welcher Stelle die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen und die Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten faktorisiert werden, werden im Prinzip beibehalten. Auf der Einwirkungsseite wird zwischen linearen und nichtlinearen Tragwerkstrukturen unterschieden. Auf der Widerstandsseite kommt entweder ein Material Factor Approach (MFA), was dem bisherigen Nachweisverfahren DA3 entspricht oder ein Resistance Factor Approach (RFA), der nahezu dem bisherigen Nachweisverfahren DA2 entspricht, zur Anwendung. In einer Variante lässt dieser auch das bei uns angewandte Verfahren DA2* zu. Die Gleichungen für die Bemessungsbeanspruchungen können Bild 9, die für die Bemessungswiderstände Bild 10 entnommen werden. Beide Bilder sowie die nachfolgenden wurden leicht modifiziert einer Präsentation von Andrew Bond entnommen.

The design effect of actions E_d should be calculated from:

$$E_d = \gamma_{Sd} E \left\{ \gamma_f \psi F_k; a_d; \overline{X_d} \right\}$$

$X_d = \eta X_k / \gamma_M$ or ηX_k

For linear structural systems and **certain geotechnical structures**, E_d may be calculated from:

$$E_d = E \left\{ \overline{F_d}; a_d; X_d \right\} = E \left\{ \overline{\gamma_F} \psi F_k; a_d; X_d \right\}$$

$F_d = \gamma_F \psi F_k$
 $\gamma_F = \gamma_{Sd} \times \gamma_f$

For non-linear structural systems and for **certain geotechnical structures**, E_d may be calculated from:

$$E_d = \gamma_E E \left\{ \overline{F_{rep}}; a_d; X_d \right\} = \overbrace{\gamma_E E \left\{ \psi F_k; a_d; X_d \right\}}^{\text{or } \{ \dots X_{rep} \}} \quad \text{DA2*}$$

$F_{rep} = \psi F_k$
 $\gamma_E = \gamma_{Sd} \times \gamma_f$

A. Bond

Bild 9: Gleichungen für die Bildung der Bemessungsbeanspruchungen

The design resistance R_d should be calculated from:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \frac{\eta X_k}{\gamma_m}; a_d; F_d \right\}$$

$F_d = \gamma_F \psi F_k$ or ψF_k

R_d may be calculated from (the 'material factor approach'):

$$R_d = R \left\{ \overline{X_d}; a_d; F_d \right\} = R \left\{ \frac{\eta X_k}{\overline{\gamma_M}}; a_d; F_d \right\}$$

$\gamma_M = \gamma_{Rd} \times \gamma_m$

R_d may be calculated from (the 'resistance factor approach'):

$$R_d = \frac{R \left\{ \overline{X_{rep}}; a_d; F_d \right\}}{\gamma_R} = \frac{R \left\{ \eta X_k; a_d; F_d \right\}}{\overline{\gamma_R}} \quad \text{DA2*}$$

$\gamma_R = \gamma_M = \gamma_{Rd} \times \gamma_m$

A. Bond

Bild 10: Gleichungen für die Bildung der Bemessungswiderstände

Mit Hilfe dieser Gleichungen werden die sogenannten Design Cases (DC) gebildet Sie sind im Prinzip mit den bisherigen Nachweisverfahren vergleichbar. Welcher DC für welchen Anwendungsfall zum Tragen kommt, wird im Einzelnen im EC7-3 geregelt. Wie aus Bild 11 ersichtlich ist, sind für einzelne Anwendungen durchaus verschiedene DC's möglich.

Ultimate limit state	Design Case			
	DC1	DC2	DC3	DC4
Failure of ground by rupture	✓		✓	✓
Failure of structural element by rupture	✓			✓
Failure by excessive deformation	✓		✓	✓
Loss of static equilibrium in structure or ground, considering [sic] rigid body		✓		
Loss of static equilibrium due to uplift forces from water		✓		
Hydraulic heave, internal erosion and piping		✓ [sic]		
Material or resistance factor approach?	MFA or RFA	MFA or RFA		MFA or RFA

A. Bond

Bild 11: Geotechnische Strukturen und Zuordnung zu einem Design Case (DC)

Für die einzelnen DC's werden Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen festgelegt. Bild 12 zeigt die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte für die verschiedenen DC's. Diese können noch in Abhängigkeit der Geotechnischen Kategorie mit dem Korrekturfaktor K_F um 0,1 erhöht oder verringert werden (s. Bild 14). Der Abbildung ist auch zu entnehmen, dass wenn die Faktorisierung auf die Beanspruchungen (effects of action) angewendet wird, das bisherige Nachweisverfahren DA2* durch den Design Case DC4 abgebildet wird.

Action or action-effect				Partial factor γ_F or γ_E				
Type	Group	Symbol	Resulting effect	DC1	DC2		DC3	DC4
					(a)	(b)		
Permanent action (G_k)	All	γ_G	Unfavourable	$1.35 K_F$	$1.35\rho K_F$	1.0	1.0	
	Water	$\gamma_{G,w}$	Unfavourable	$1.2 K_F$	$1.2\rho K_F$	1.0	1.0	
	(All)	$\gamma_{G,fav}$	Favourable	1.0	1.0	1.0	1.0	
Variable action (Q_k)	All	γ_Q	Unfavourable	$1.5 K_F$	$1.5 K_F$	$1.5 K_F$	1.3	1.1
	Water	$\gamma_{Q,w}$	Unfavourable	$1.2 K_F$	$1.2 K_F$	$1.2 K_F$	1.0	1.0
	(All)	$\gamma_{Q,fav}$	Favourable	0				
Action-effects (E)		γ_E	Unfavourable					$1.35 K_F$
		$\gamma_{E,fav}$	Favourable					1.0

DC1 used for verifying strength of materials (including the ground)
DC2 for static equilibrium (worse outcome of (a) and (b) applies)
 $\rho = 0.85$ unless the NA gives a different value $\Rightarrow 1.35\rho \approx 1.15$ and $1.2\rho \approx 1.0$
DCs 3 & 4 used for geotechnical design

A. Bond

Bild 12: Teilsicherheitsbeiwerte für die einzelnen Design Cases (DC)

Ähnlich wie die Design Cases bei den Einwirkungen gibt es bei den Widerständen für den MFA-Approach drei Sets von Materialparametern. Welche Kombination zur Anwendung kommt, wird im Einzelnen wieder im EC7-3 geregelt. Bei der Kombination M3 gibt es vergleichbar zu den Einwirkungen auch einen von den Consequent Classes abhängigen Korrekturfaktor K_M .

Ground parameter	Partial material factors		
	M1	M2	M3
Angle [sic] of shearing resistance, $\tan \phi'$	1.0	1.25	1.25 K_M
Effective cohesion, c'	1.0	1.25	1.25 K_M
Constant-volume angle [sic] of shearing resistance, $\tan \phi'_{cv}$	1.0	1.0	1.0 K_M
Undrained shear strength, c_u	1.0	1.4	1.4 K_M
Unconfined [compressive] shear strength, q_u	1.0	1.5 1.4	1.4 K_M
Weight density, γ	1.0	1.0	1.0
Values given for persistent and transient design situations For accidental and seismic design situations, 1.25 \rightarrow 1.1, 1.4 \rightarrow 1.2 throughout $K_M = 1.1$ for CC3, 1.0 for CC2, or 0.9 for CC1 unless the NA gives different values			

A. Bond

Bild 13: Set von Materialparametern für den Material Factor Approach (MFA)

Im Sicherheitsnachweis selbst werden in Abhängigkeit der Consequence Classes die Teilsicherheitsbeiwerte noch mit einem Faktor K_F auf der Einwirkungsseite und K_M auf der Widerstandsseite nach unten bei einfachen ($K_{F/M} = 0,9$) und bei besonders gefährdeten Gebäuden ($K_{F/M} = 1,1$) nach oben korrigiert (s. Bild 14).

Consequence class/ Description		Loss of human life	Economic, social or environmental	Examples of geotechnical structures	Factor K_F or K_M
CC3	Higher	High	Very great	<i>Examples to be added</i>	1.1
CC2	Normal	Medium	Considerable	Covers everything not contained in the features [sic] of CC1 and CC3	1.0
CC1	Lower	Low	Small	<i>Examples to be added</i>	0.9

A. Bond

Bild 14: Korrekturfaktoren K_F bzw. K_M in Abhängigkeit der Consequence Class (CC)

Ein besonderes Kapitel wird im neuen EC7-1 dem Ansatz des Wasserdrucks gewidmet. Es wird zukünftig einen oberen und einen unteren charakteristischen Wert geben, die dadurch definiert werden, dass sie in der eineinhalbfachen Nutzungsperiode des Bauwerks nur einmal erreicht werden. Entsprechend der in Bild 15 gezeigten Vorgehensweise können daraus der häufige und der quasi ständige Wert abgeleitet werden, die für den Nachweis im

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) benötigt werden. Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wird der charakteristische Wert um den Teilsicherheitsbeiwert erhöht bzw. erniedrigt. Wie aus Bild 12 hervorgeht, ist für den ständigen Wasserdruck im DC1 und DC2 dieser Wert mit 1,2 niedriger als für sonstige Einwirkungen (1,35).

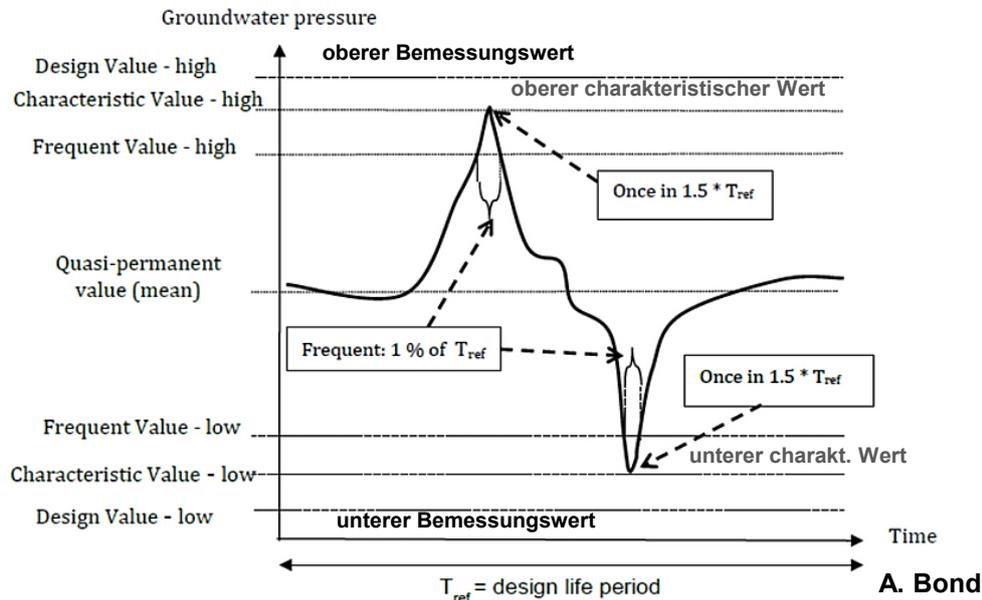


Bild 15: Festlegung des charakteristischen Wasserdruckes und daraus abgeleitet des Bemessungswertes, des häufigen und des quasi ständigen Werts

4.3 Weiterer zeitlicher Ablauf

Die Vorlage der Entwürfe vom Oktober 2017 haben zu heftigen Einsprüchen insbesondere auch von deutscher Seite geführt. Insgesamt gingen aus Europa rund 2000 Einsprüche beim SC 7 ein, die bis zum April 2018 durch die Project-Teams PT1 und PT2 bearbeitet werden müssen. Der deutsche Protest richtete sich insbesondere gegen das nach wie vor verpflichtende Klassifizierungssystem, die unzureichende Umsetzung des „Ease of use“-Grundsatzes und die Aufnahme von Ausführungsbestimmungen, die inhaltlich in den vom TC288 herausgegebenen Ausführungsbestimmungen enthalten sein sollten oder bereits sind.

Bis zur endgültigen Abstimmung über die neuen Eurocodes sind noch einige Korrekturschleifen zu durchlaufen. Inwieweit die Kritik der deutschen Seite dabei berücksichtigt wird, wird sich zeigen. Fest steht allerdings, dass der ursprüngliche Zeitplan zur Fertigstellung der Eurocodes bis 2020 nicht mehr eingehalten werden kann.

5 Literatur

- DIN 1054:1976-11 Zulässige Belastung des Baugrunds
- DIN 1054:2010-12 Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

DIN EN 1990:2010-12 Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1997-1:2009-09 Eurocode – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1:
Allgemeine Regeln
DIN EN 1997-1/NA:2010-12 Nationaler Anhang zu DIN EN 1997-1
DIN EN 1997-2:2010-10 Eurocode – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 2:
Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
DIN EN 4020:2010-10 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – Ergänzende
Regelungen zu DIN EN 1997-2
DIN 4017:2006-03 Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen
EAB (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 5. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 2012
Normenhandbuch Eurocode 7: Geotechnische Bemessung, Band 1 Allgemeine Regeln, Beuth 2011
Schuppener, Bernd; Ruppert, Franz R.: Zusammenführung von europäischen und deutschen Normen
Eurocode 7, DIN 1054 und DIN 4020. Bautechnik 84 (2007), H. 9, S. 636-640.
Schuppener, Bernd; Richter, Thomas; Ruppert, Franz R.; Ziegler, Martin: Verbesserung der Nutzer-
freundlichkeit des Eurocodes 7, Geotechnische Bemessung: Stand der Bearbeitung durch die
Initiative PraxisRegelnBau e.V. (PRB). Geotechnik 37 (2014), H. 4, S. 271-282, ISSN 0172-6145.
EU Mandate M/515 EN: https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/mandate/m515_EN_Eurocodes.pdf
CEN TC250 Response to Mandate M/515 EN:
http://www.psc.ro/wp-content/uploads/2013/07/M515_TC-250-answer+Annexes.pdf

Der FRANKI-Pfahl / Pfahl-System FRANKI

Gestern - Heute

Dipl.-Ing. Gerd Maitschke
IBS-Steina, Sachsen

1 Allgemeines

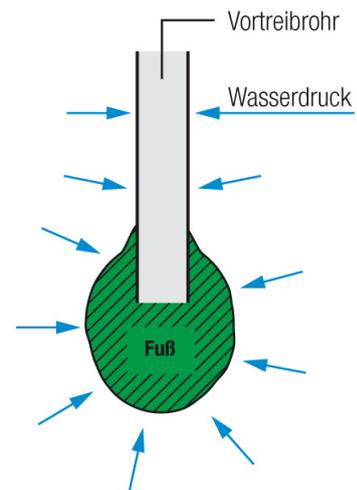
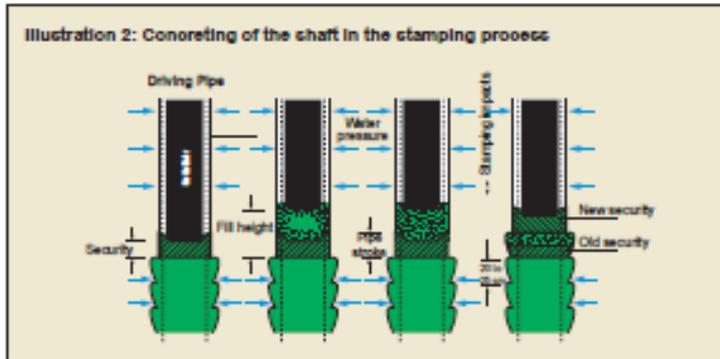
Der FRANKI-Pfahl oder ein Ortbetonrammpfahl nach dem System FRANKI, ist ein mit Innenrohr-Rammung hergestellter Pfahl. Er wurde 1908 von Edgard Frankignoul in Belgien erfunden und 1910 patentiert.

Die Ausführung erfolgte ab 1912 in Europa, Ägypten, Russland, China, Hongkong und später in vielen weiteren Ländern, insgesamt in 38 Staaten.

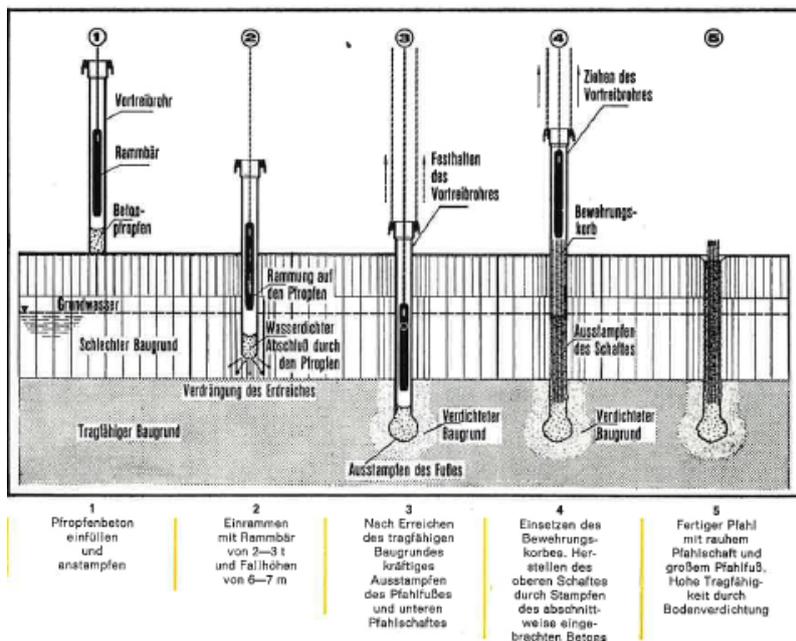
Die Herstellung ist bis weit in die 80er Jahre weltweit die gleiche gewesen. Es wurden Pfähle in den Durchmessern 5, 33, 40, 42 und 50 cm hergestellt. Die maximalen Tiefen lagen zwischen 12 und 14 m. Die maximal abgetragenen Lasten für Druck lagen bei 500 t und für Zugkräfte bei 249 t (Aussage eines Prospektes von der Franki-Pfahl-Gesellschaft von 1972).

1.1 Beschreibung des Verfahrens

Für das Einrammen des Vortreibrohres wird trockener Beton oder Kies in das Rohr eingefüllt und mit Rammschlägen geringer Fallhöhe soweit verdichtet, bis sich ein Pfropfen innerhalb des Rohres gebildet hat. Dieser zieht dann bei Erhöhung der Fallhöhe das Vortreibrohr in die Tiefe. Bis weit in die 80er Jahre wurde der komplette Pfahl gestampft hergestellt. Das bedeutet, nach dem Einrammen des Rammrohres auf End-Tiefe und mit Erreichen der benötigten Schlagzahlen wird der Pfropfen gelöst, die weitere Fußbetonmenge in Form von Trockenbeton-Mischung zugegeben und ausgerammt. Dabei muss das Rammrohr im Seil gehalten werden. Nach der Fußherstellung wurde der Bewehrungskorb eingestellt. Die weitere Herstellung des Schaftes erfolgte dann auch durch Zugabe und Ausrammen von Trockenbeton bei gleichzeitigem Ziehen des Vortreibrohres. Dadurch entstand die typische Wellenform des Pfahlschaftes (Bild). Der Rammbar musste innerhalb des Bewehrungskorbes arbeiten, was den Durchmesser des Bares und damit das Gewicht einschränkte. Somit war die Schaftherstellung sehr zeitaufwendig und aufgrund der Gefahr des Wasserzutritts in das Rohr risikoreich. Deshalb wurde in den 80er Jahren das Verfahren für die Herstellung des Schaftes auf fließfähigen Beton umgestellt. Nach dem Ausrammen des Fußes, wird das Rohr umgehängt und wieder in den Fuß eingerammt. Um den Bewehrungskorb einstellen und den Schaft betonieren zu können, muss das Rammrohr komplett frei von Beton sein und der ausgerammte Fußbeton die Abdichtung der Rohre gegen das Grundwasser übernehmen können (Bild). Das hatte eine deutliche Verbesserung der Qualität zur Folge. Deshalb weisen die heutigen Pfähle eine glattere Oberfläche des Schaftes auf. Weltweit wird nach wie vor möglicherweise gestampft und in Deutschland geschüttet.



Die Pfähle konnten durch die Weiterentwicklung der Geräte länger und die Tragfähigkeit bis $N_k = 6.000 \text{ KN}$ deutlich erhöht werden.
 Heute sind Pfahlängen bis 30 m kein Problem und auch die Durchmesser haben sich auf 61 und 71 cm erweitert.



1.2 Entwicklung der Zulassung des Verfahrens

Schon sehr früh wurde der Zusammenhang zwischen der Rammarbeit, die erforderlich ist um das Rohr in den Boden zu rammen und der Tragfähigkeit des Pfahles erkannt. Es wurden Norm-Bärgewichte und mit der Normfallhöhe des Bären die Normrammarbeit für die einzelnen Rohrdurchmesser festgelegt. Dazu wurden und werden noch heute die Schlagzahlen pro/m gezählt. Ausschlaggebend für die Tragfähigkeit sind die Schlagzahlen auf den

letzten 2 m. Beispielsweise ein Pfahldurchmesser 50 cm mit einem Norm-Bär von 3 t/30 KN und einer Fallhöhe von 6,5 m sowie gezählten 125 Schlägen auf den letzten 2 m, ergibt in der Multiplikation die Rammarbeit (R, heute w für work) von 1,0. Aus der dazugehörigen Rammkurve kann dann für die benötigte Last das auszurammende Fußvolumen abgelesen werden. Dies war erst nach den Ausarbeitungen von Jörß im Grundbau-Taschenbuch möglich. Die Grundlage für die Bemessung bis in die Gegenwart, sind die unzähligen von FRANKI durchgeführten Probelastungen. Und noch heute, auch nachdem die Bemessungskurven in den EA-Pfählen stehen, ist es am wirtschaftlichsten am geplanten Einbauort statische Probelastungen durchzuführen, um die maßgebenden Bemessungskurven und daraus die Fußvolumen für diesen Standort zu finden.

Die von FRANKI durchgeführten und ausgewerteten Probelastungen in bindigen und nicht-bindigen Böden mündeten 1962 in einer Hamburger Zulassung, die bis 1973 ausschließlich von FRANKI genutzt werden durfte.

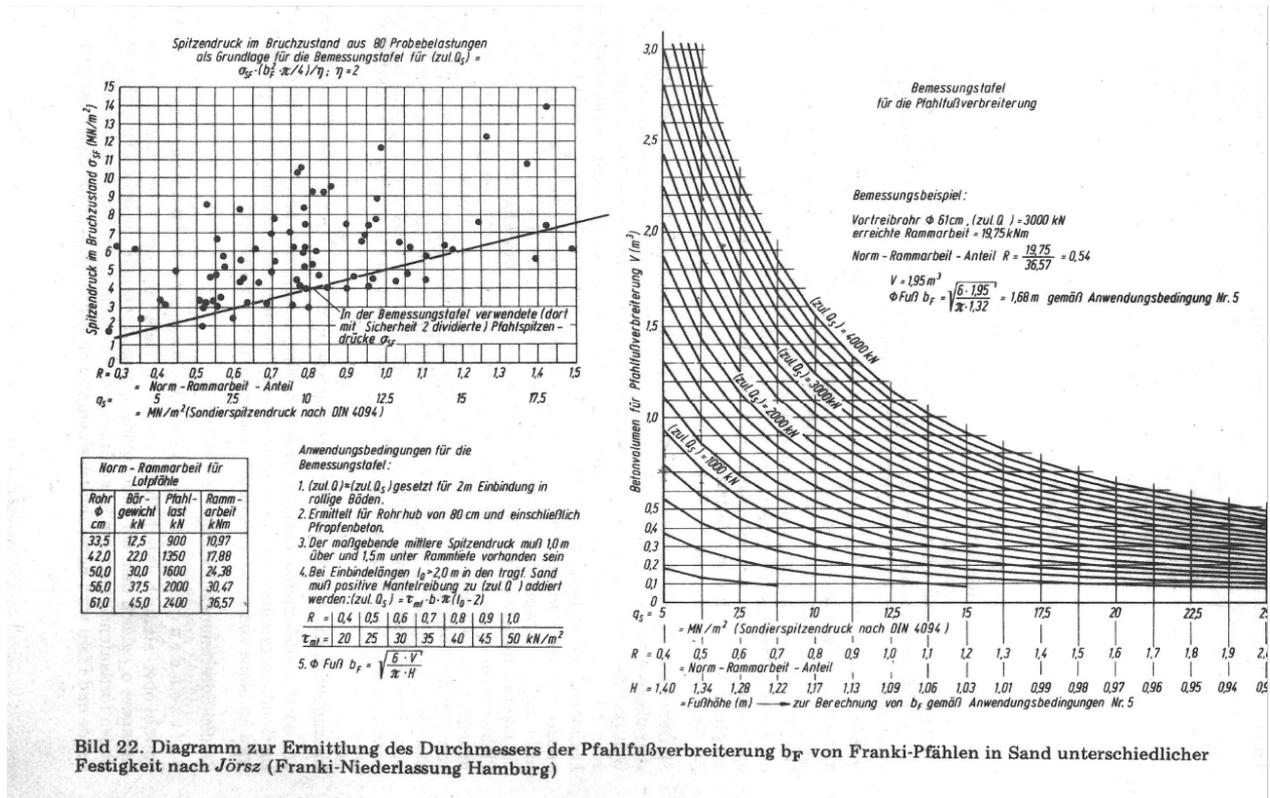
Ab 1973 wurde weiter nach der Hamburger Zulassung gearbeitet, aber sie konnte im ganzen Bundesgebiet auch durch andere Pfahlhersteller genutzt werden.

Im Jahr 1982 erfolgte der nächste Entwicklungsschritt mit der Veröffentlichung der Bemessungskurven nach Jörß im Grundbau-Taschenbuch auf Grundlage der Probelastungsergebnisse von FRANKI.

Waren Ortbetonrammpfähle System FRANKI nur als Sonderpfähle in der DIN 4026 enthalten, wurden sie ab 2001 in der DIN EN 12699 beschrieben. Die Norm wurde jedoch erst im Jahr 2013 bauaufsichtlich in Deutschland eingeführt. Die Bemessungskurven der Pfähle steht ab 2007 in der EA-Pfähle.

Fazit ist, die Herstellung und Bemessung von FRANKI-Pfählen oder Ortbetonrammpfählen nach dem System FRANKI beruht noch heute auf den Probelastungen von FRANKI und den daraus entwickelten Bemessungskurven.

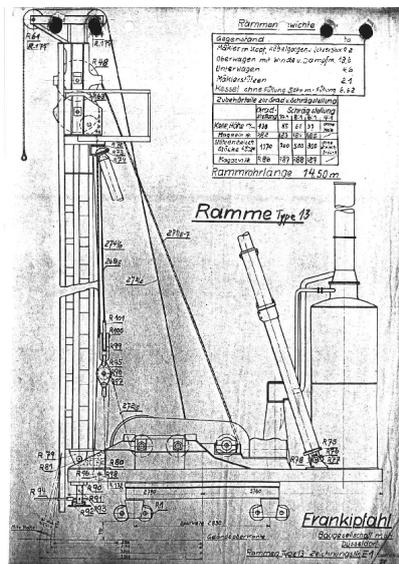
Die Anwendung der Pfähle ist in locker bis mitteldicht gelagerten nicht-bindigen Böden und in steifen bis halbfesten bindigen Böden optimal, aber auch in anderen Lagerungsdichten und anderer Konsistenz möglich. Der Pfahl ist ein sehr schlanker Pfahl, dessen Herstellparameter zurzeit durch die Gerätetechnik begrenzt wird. Aber auch da gibt es weitere Entwicklungen, zum Beispiel kann man den Pfahl in Kombination mit einem Hydraulik-Bär und einem separaten Rammgerät herstellen, was deutlich schneller und bis zu einer Pfahlänge von ca. 40 m möglich ist. Mit dieser Kombinations-Rammung wird dann die Einrammung der letzten Meter und die Fußherstellung durch die FRANKI-Ramme übernommen.



1.3 Entwicklung der Gerätetechnik

Die Gerätetechnik hat sich von der dampfbetriebenen Ramme auf Schienen, hin zur Automatik-Ramme auf Füßen oder Kette entwickelt.

Bis Anfang der 80er Jahre hatten die FRANKI-Rammen in Deutschland teilweise offene Windengetriebe, offene Strebengetriebe, Handkupplungen, einen Schwenkzylinder-Drehkranz mit max. einer 4fach Scherung mit 2x 10 t Winden und Mäkler von ca. 12-14 m Länge.



1984 kam die erste Ramme Typ 360 auf den Markt, mit 16,5 m Mäkler-Rohrzug und Bär-Winde am Getriebekasten. Antrieb immer noch dieselmechanisch über Keilriemen 6fach Scherung mit 2x 12,5 t Winde und 17,0 m Mäkler, Bär-Gewicht 3,8 t.

Die Rammen 300 wurden jetzt in einer kleineren Getriebeversion der Ramme 361 gebaut. Die Serien-Nr. 335-344 mit 13 und 16 m Mäkler-Rohrzug mit 8fach Scherung Rohrzugkraft ca. 200 t.

1994 wurde die 1. Generation der Automatik-Rammen hergestellt, 4 einzelne Winden, vollhydraulisch angetrieben, Rammbär-Gewicht 5,0 t, 10 Rammschläge/Minute bei 8 m Fallhöhe, 1 Dieselmotor mit Motorsteuerung. Das Rohreinrammen ging mit Automatikbetrieb 240 t Rohrzugkraft.

2009 2. Generation von Automatik-Rammen Typ 350, Rammbär wurde durch Seilverkürzung von einem Hydraulikzylinder angetrieben, Steuerung über SPS, die installierten Sensoren mit der SPS erzeugten das erste Pfahlherstell-Protokoll, Rammbär-Gewicht 6,5 t. Schlagzahl/Minute 10-11 bei 8 m Fallhöhe.

Der 1. Mega-FRANKI-Pfahl konnte mit einem 71er Rammrohr hergestellt werden.

2015 Die 3. Generation Automatik-Rammen Typ 351, punktet mit neuer Freifallwinde und Rohrzugwinde, schnellerem SPS, sowie CAN-Bus-Steuerung, schnellerer Hydraulik und Vergrößerung der Schreitschritte von 70 cm auf 100 cm.

Es wurde die Standfläche vergrößert, die Mäkler-Nutzlänge auf 19 m verlängert, die Schlagzahl/Minute beträgt 12 bei einer Fallhöhe von 8 m, die Rohrzugkraft liegt jetzt bei 265 t und es ist eine schutzbelüftete Kabine vorhanden.





2 Fazit

Der FRANKI-Pfahl oder der Ortbetonrammpfahl System FRANKI ist aktueller denn je, obwohl die Herstellung sich in den Jahrzehnten seit der Erfindung nicht grundlegend geändert hat.

Es ist ein Pfahlsystem, welches sich optimal an den Baugrund und unterschiedlichen Baugrundqualitäten anpasst, sodass aufgrund der individuellen Fußbemessung trotzdem gleichförmige Setzungen erzielt werden. Ein System, das keinen Boden fördert, dessen Erschütterungen bei der Herstellung zu spüren sind aber mit maximal 12 Schlägen pro Minute keine Resonanzschwingung im Boden erzeugt. Auf Grund der geringen Setzungen und der Festsetzung des Pfahles vor Ort, gibt es keine Probleme mit fallenden Oberkanten der tragfähigen Schichten oder unterlagernden Schichten mit schlechteren Eigenschaften, da dieses bei der Herstellung festgestellt wird. Außerdem ist es ein sehr schlankes System, welches sehr hohe Lasten abtragen kann. Die Anwendung der Pfähle ist in locker bis mitteldicht gelagerten nicht-bindigen Böden und in steifen bis halbfesten bindigen Böden optimal. Bedingt tragfähige Böden können durch eine Kiesvorverdichtung verbessert werden. Außerdem kann man bei der Herstellung von Pfahlgruppen die Verdichtung des umgebenden Baugrundes in Ansatz bringen, was zu Materialeinsparungen oder Lasterhöhungen bis zu 20% führen kann (Die EA-Pfähle, 8.2.1.4 gibt sogar einen Faktor von 50% an).

Auch ist die CO₂-Bilanz in Vergleich zu anderen Systemen, aufgrund des geringen Materialeinsatzes bei hohen Lasten, sehr gut.

3 Literatur

Dokumentationen Prospekte FRANKI Grundbau

Grundbautaschenbuch 1982

EAB Pfähle 2007 / 2012

Smolczyk & Partner GmbH Gründungskonzept DB Tunnel mit Bahnhofshalle

- Präsentationen Unterlagen von ISG GmbH

Hr. Garbers, Dipl. Ing. Manfred Rinno

- Numerische Berechnung der Pfahlgründung des neuen Stuttgarter Hbf.

Alexander Mühl, Michael Brunner, CDM Smith,

Kurt-M. Borchert GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

Pfähle in weichen Böden

Biegeknicknachweis auf Basis von Probelastungen

Dr.-Ing. Stefan Vogt
Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani
Technische Universität München, Zentrum Geotechnik

1 Allgemeines

Neben dem Nachweis der äußeren Tragfähigkeit von Pfählen gemäß DIN EN 1997-1 und DIN 1054, der durch eine ausreichende Einbindung in genügend steife und scherfeste Bodenschichten zu führen ist, wird der Nachweis des inneren Bauteilwiderstandes gefordert. Dieser ergibt sich auch bei abschnittsweise nur geringer seitlicher Stützung vergleichsweise schlanker Pfähle durch das Ausbiegen infolge Biegeknicken. Dabei kann ein Grenzzustand der Tragfähigkeit einerseits durch große Verformungen und damit verbunden große Setzungen am Pfahlkopf erreicht werden, wobei infolge Stabilitätsversagen die Dehnungen der Materialien im Pfahlquerschnitt noch im elastischen Bereich bleiben können. Andererseits kann der Querschnitt der Pfähle bereits vor dem Erreichen der Knicklast durch die während dem Biegeknicken einwirkende Kombination aus Normalkraft und Biegemoment plastifizieren, was die Tragfähigkeit gegenüber der idealen Verzweigungslast begrenzt. Der rechnerische Nachweis dieses Versagensmechanismus aus Biegeknicken bei möglicher Plastifizierung des Querschnittes ist für Tragglieder, die Lasten überwiegend durch einen Querschnitt aus Stahl abtragen, in DIN EN 1993-2 geregelt.

Im Bereich des Bodensees wurden im Rahmen unterschiedlicher Bauprojekte Pfahlprobelastungen an Ramppfählen aus duktilem Gussstahl ausgeführt. Die Daten wurden hinsichtlich einer Analyse zur Ermittlung des Biegeknickwiderstandes der Ramppfähle neu bewertet. Hierzu dient ein einfaches mechanisches Modell, das alle maßgebenden boden- und pfahlspezifischen geometrischen sowie stofflichen Eigenschaften zur Betrachtung des Biegeknickens berücksichtigt. Aus der Modellbildung wurde ein Nachweisformat zur Berechnung des Biegeknickwiderstandes abgeleitet, das die Ergebnisse von Pfahlprobelastungen nutzt. Somit werden die jeweils maßgebenden Baugrundeigenschaften und das herstellungsabhängige Tragverhalten der Pfähle unmittelbar bei der Ermittlung des Biegeknickwiderstandes berücksichtigt. Auf die Festlegung von den Biegeknickwiderstand stark beeinflussenden Rechenparametern, die bei einer rein rechnerischen Nachweisführung notwendig sind, kann daher verzichtet werden. Dies kann bei einer ingenieurpraktischen Herangehensweise sehr hilfreich sein, da viele der für die rechnerische Nachweisführung notwendigen Parameter zu Boden und Pfahl nur unter Beachtung signifikanter Bandbreiten möglicher Werte angesetzt werden müssen, was zu einer konservativen, wenig wirtschaftlichen Bemessung führen kann.

2 Modellbildung

In der vorgeschlagenen Analyse wird davon ausgegangen, dass für den in den Probebelastungen gemessenen Widerstand die innere Tragfähigkeit der Pfähle bei einer ausreichenden Einbindung in eine tragfähige Schicht, die im Raum des Bodensees durch die Grund- bzw. Seitenmoräne gegeben ist, maßgebend ist. Ein stichhaltiger Hinweis hierzu ergibt sich, wenn man die Tragfähigkeit von Pfählen mit unterschiedlich starken Wandstärken der Stahlrohre betrachtet und die Annahme heranzieht, dass die äußere Tragfähigkeit für die verschiedenen Pfahltypen bei sehr ähnlichen Mantelflächen und Pfahlspitzenflächen in etwa gleich ist. Ferner kann auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, dass der in den Probebelastungen gemessene maximale Pfahlwiderstand durch das Abknicken der Pfähle bedingt ist.

Zunächst ist der tatsächliche innere Widerstand des Pfahlquerschnittes rechnerisch zu bestimmen. Hierzu werden die charakteristischen Werte zur Festigkeit des Stahls und des Betons bzw. Zementmörtels berücksichtigt. Bei rohrförmigen Traggliedern aus Stahl wird das Verbundtragverhalten zwischen Stahl und Beton innerhalb des Rohres in Ansatz gebracht. Die so berechnete theoretische Bruchlast N_{pl} ist erwartungsgemäß höher als die etwa in bauaufsichtlichen Zulassungen verschiedener Pfahlsysteme angegebenen Werte.

Es folgte die Interpretation der Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen. Zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit sind in DIN EN 1997-1, Abschnitt 7 Angaben zu Pfahlprobebelastungen gegeben. Für Mikropfähle gemäß DIN EN 14199 sind an 3 % der vorgesehenen Gesamtanzahl der Pfähle bzw. mindestens an zwei Pfählen Probebelastungen durchzuführen. Diese werden zur Ermittlung der Widerstände aus Mantelreibung in der Regel aufgrund der einfachen Versuchsdurchführung als Zugversuche ausgeführt. Im Fall des versuchsgestützten Nachweises des Biegeknickwiderstandes müssen zwingend Druckversuche durchgeführt werden, was jedoch bei Gruppen von Pfählen in der Versuchsdurchführung kaum Probleme bereitet, da benachbarte Pfähle als Widerlager Zugkräfte in den Untergrund leiten können. Mindestabstände zu den Reaktionspfählen und detaillierte Angaben zur Versuchsdurchführung sind in der EA-Pfähle (2012) erläutert.

Mit Hilfe des Knickmodells aus Vogt et al. (2005) bzw. Vogt und Vogt (2013) unter Betrachtung der berechneten oberen Grenze der Bruchlast N_{pl} und unter Ansatz der Biegesteifigkeit EI des jeweiligen Pfahlsystems sowie einer Imperfektion entsprechend einem Krümmungsradius des Pfahles von $R = 150$ m wurde die seitlichen Bodenstützung, der bei den Probebelastungen den Pfahl infolge Ausbiegung stützte, zurückgerechnet. Die geometrische Imperfektion hat auf die Interpretation der Pfahlprobebelastung großen Einfluss, muss jedoch aufgrund fehlender Erfahrungen bei der Herstellung von schlanken Pfählen entsprechend konservativ abgeschätzt werden.

Es gilt darüber hinaus die Annahme, dass sich die Knickfigur frei von Randbedingungen, die zum Beispiel am Anschluss an das Hochbauwerk oder infolge einer stabilisierenden Wirkung an Schichtgrenzen zu steiferen Bodenschichten auftreten, ausbilden kann. In diesem Fall ergibt sich die Knicklänge L_{cr} des Pfahles entsprechend der Modellbildung nach Vogt et al. (2005) bzw. Vogt und Vogt (2013) allein aus dem Verhältnis der Bettung des Bodens k_l und der Biegesteifigkeit des Pfahlquerschnittes EI . Bei davon abweichenden Randbedingungen ist zu beachten: Im Fall eines Pfahls, welcher teilweise frei oder im Wasser steht bzw. einen

Hohlraum im Untergrund durchdringt, muss die Knicklage L_{cr} entsprechend den Auflagerbedingungen (Anschluss an Bauwerk, haltende Wirkung festerer Bodenschichten) angesetzt werden. Gleiches gilt für den Fall Seitendruck, Bodenverflüssigung oder sonstige Umstände, bei denen keine stützende Wirkung des Bodens erwartet werden kann. Angaben zur vereinfachten Abschätzung der Knicklage von frei bzw. im Wasser stehenden Pfählen werden in DIN EN 1993-5, Abschnitt 5.3.3 gegeben.

Ferner ist das zeit- und verformungsabhangige Verhalten der weichen Seetone nur in gewissen Bandbreiten prognostizierbar. Daher wurden gemäß Reese und Van Impe (2001) sowie Vogt (2017) Beziehungen abgeschätzt, die in der Rückrechnung auf die undrainierte Scherfestigkeit c_u des weichen Bodens herangezogen wurden:

- „ k_1 obere Grenze“ $(y/D)_{f50} = 1,5 \%$
- „ k_1 untere Grenze“ $(y/D)_{f50} = 5,0 \%$

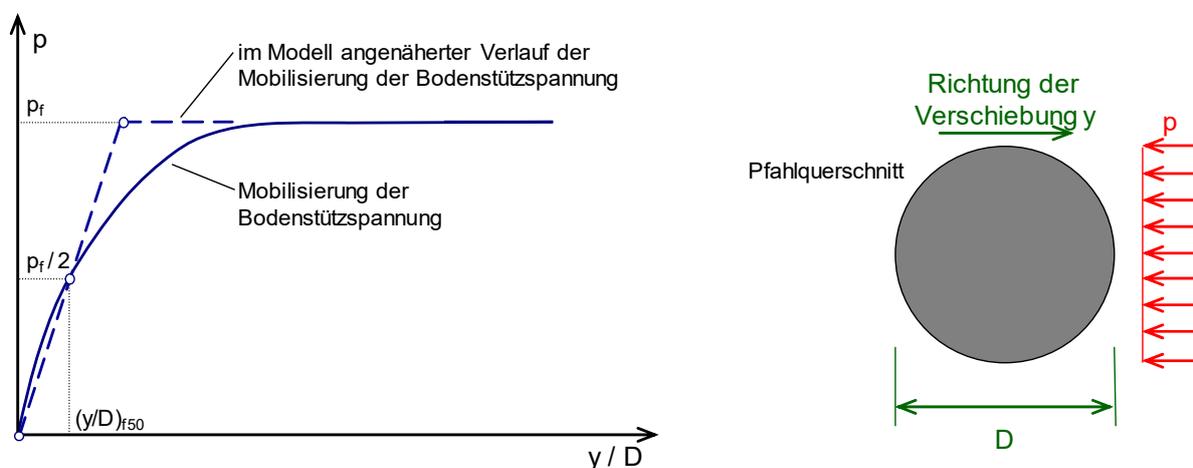


Bild 1: Mobilisierung der seitlichen Bodenstutzspannung p infolge einer seitlichen Relativverschiebung des Pfahlschaftes y/D

Mit der aus den Ergebnissen der Pfahlprobelastungen berechneten Bandbreite zur undrainierten Scherfestigkeit c_u und damit der im Knickmodell nach Bild 1 anzusetzenden maximalen Bodenstutzspannung p_f und Bodenbettung k_1 kann der Nachweis gegen Biegeknicken rechnerisch geführt werden. Gemäß dem im EC 7-1 und in der DIN 1054 festgelegten Konzept zur Ermittlung der inneren Tragfähigkeit von Pfählen ist der Nachweis der Biegeknicksicherheit entsprechend den für den Pfahlquerschnitt relevanten Baustoffen zu führen. Für Pfähle, die Druckkräfte überwiegend durch Tragglieder aus Stahl in den Untergrund abtragen, wird von Vogt und Vogt (2013) ein Bemessungsverfahren gemäß DIN EN 1993 vorgestellt, was auch hier zur Anwendung kommt. Je nach Anwendungsfall kann zum Beispiel eine gegenüber dem Stahl im Hochbau zusätzliche Imperfektion, die Einflüssen aus der Geotechnik abdecken soll, von $R = 150$ m sowie der materialspezifische Imperfektionswert α gemäß DIN EN 1993 in Ansatz gebracht werden. Ein Wert der Imperfektion entsprechend den Einflüssen aus der Geotechnik von $R = 150$ m kann für viele Pfahlsysteme und Randbedingungen als vergleichsweise konservativ bewertet werden. Studien zur Imperfektion bei der Herstellung von schlanken Pfählen fehlen jedoch bisweilen. Bei der Berechnung der Bemessungswerte des Materialwiderstandes des Pfahls können die charakteristischen Materialfestigkeiten (Stahl und Beton bzw. Zementmörtel) und die entsprechenden Teils-

cherheiten der Widerstände gemäß den Angaben der Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) berücksichtigt werden.

3 Fallbeispiel

Für zwei Standorte im Raum Konstanz, an denen Verbrauchermärkte errichtet wurden, standen Daten aus insgesamt 20 Pfahlprobelastungen zur Verfügung. Je nach Standort wird der weiche Seeton durch heterogene anthropogene Auffüllungen oder gering mächtige Schichten aus Kiesen und Sanden in unterschiedlicher Mächtigkeit überlagert. Unter der Schicht aus Seeton befindet sich eine tragfähige Grund- bzw. Seitenmoräne. Aufgrund der geringen Konsistenz und eines hohen Anteils organischer Bestandteile weisen die Seetone ein großes Verformungspotential auf. Zur Abtragung der Vertikallasten kann bei vergleichsweise geringen Spannungen aus dem Bauwerk, wie sie etwa der Beanspruchung des Baugrundes bei Verbrauchermärkten entsprechen, eine Pfahlgründung mit duktilen Gusspfählen sehr wirtschaftlich sein. Die Bodenplatte kann sich freitragend auf die Pfähle aufstützen und wird ohne planmäßige Bettung bemessen. Auf Basis der im den Projekten zugeordneten Baufeldern durchgeführten Pfahlprobelastungen wurde ein rechnerisches Konzept zur Ermittlung des Biegeknickwiderstandes entwickelt und für den Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Gusspfähle angewendet. Betrachtet wurden zwei Projekte an unterschiedlichen Standorten im Raum Konstanz am Bodensee. Die Mächtigkeit der Seetone betrug im Projekt 1 zwischen 10 m und 14 m und im Projekt 2 zwischen 35 m und 42 m. Die duktilen Gussrohrpfähle wurden jeweils bis Erreichen eines Rammkriteriums, was mit der äußeren Tragfähigkeit korreliert, eingebracht. Daraus ergaben sich Pfahllängen von bis zu 15 m im Projekt 1 und gut 40 m im Projekt 2.

Der erste Schritt zur Rückrechnung der Bodenstützung aus den Messdaten von Pfahlprobelastungen ist die Ermittlung charakteristischer Querschnittswerte für die verschiedenen Pfahltypen. Tabelle 1 zeigt die geometrischen Kennwerte des Pfahlquerschnittes sowie die unter Ansatz des Zementmörtels im Inneren des Stahlrohres berechnete plastische Normalkraft N_{pl} .

Tabelle 1: Querschnittswerte zu duktilen Gusspfählen

Nenn Durchmesser für Nachweise der äußeren Tragfähigkeit	150 mm			210 mm	
Außendurchmesser Rohr aus duktilem Gussstahl D_a	118 mm			170 mm	
Innendurchmesser Rohr aus duktilem Gussstahl D_i	7,5 mm	9,0 mm	10,6 mm	9,0 mm	10,6 mm
Plastische Normalkraft N_{pl}	1368 kN	1553 kN	1744 kN	2510 kN	2803 kN
Biegesteifigkeit $E I$	814 kNm ²	898 kNm ²	978 kNm ²	3186 kNm ²	3474 kNm ²

Dazu zeigt Tabelle 1 die entsprechend dem Stahlquerschnitt deutlichen Unterschiede im Wert der Biegesteifigkeit $E I$ von gut 800 kN/m^2 bis nahezu 3.500 kN/m^2 , was den Biegeknickwiderstand maßgebend ändert. Jedoch ist bei Betrachtung der Außendurchmesser der Stahlrohre von 118 mm und 170 mm anzunehmen, dass die äußere Tragfähigkeit gegenüber dem Biegeknickwiderstand vergleichsweise gering durch die Rohrgeometrie beeinflusst wird (siehe Tabelle 1 Nenndurchmesser für Nachweise der äußeren Tragfähigkeit).

Mit den Querschnittswerten aus Tabelle 1 und der in Vogt et al. (2005) gegebenen Beziehung zwischen der Bodenstützung, dem Biegeknickwiderstand und der Knicklast lassen sich für jeden Pfahltyp entsprechend der Annahme zur Bettung k_i Kurvenscharen berechnen. Derartige Kurvenscharen sind im Bild 2 eingetragen. Die Punkte als Kreise oder Rauten markiert geben die in den Pfahlprobelastungen gemessenen Widerstände wieder. Es greift die Modellannahme, dass die Tragfähigkeit der schlanken Pfähle im weichen Boden durch das Biegeknicken begrenzt ist. Somit kann aus den Punkten auf die undrainierte Scherfestigkeit des Seetons geschlossen werden, welche dem Biegeknickversagen durch Korrelation mit $p_f = 10 c_u$ und $(y/D)_{f50}$ entsprechend Bild 1 entgegenwirkt.

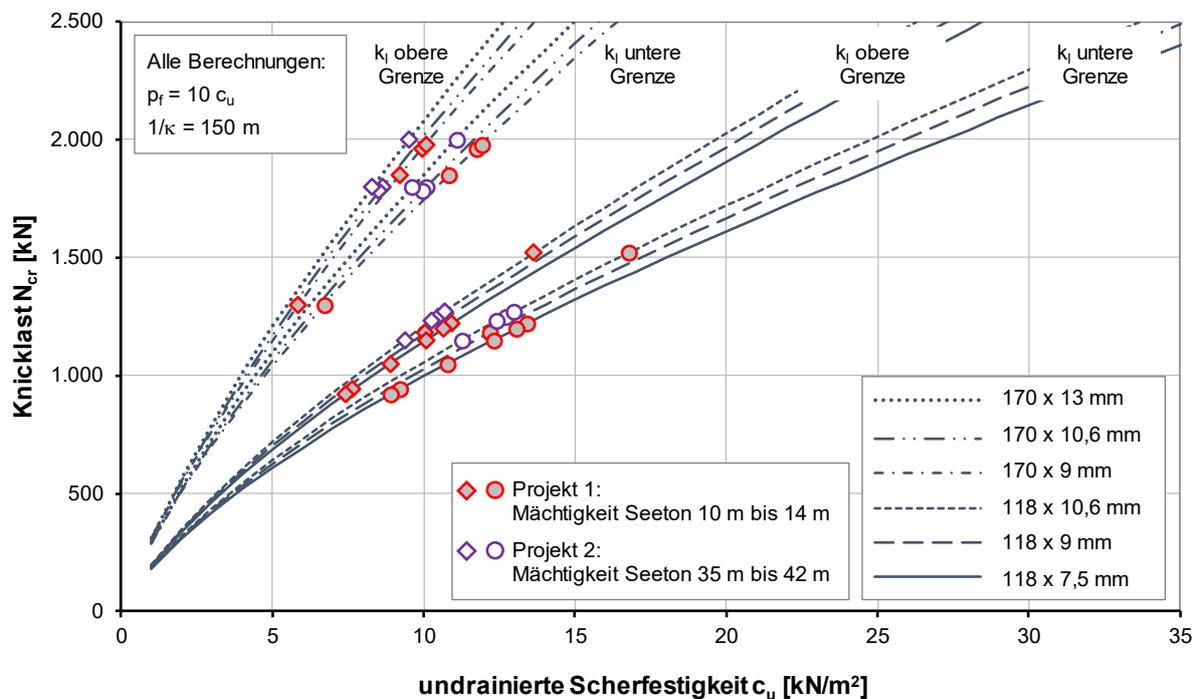


Bild 2: Knicklast N_{cr} in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit c_u des Bodens unter Berücksichtigung von Bandbreiten der zeit- und verformungsabhängigen Mobilisierung der Bodenstützung (k_i obere und untere Grenze); Vergleich mit den in Pfahlprobelastungen gemessenen Widerständen

Obwohl die Pfähle stark variierende Werte der Biegesteifigkeit $E I$ besitzen, lassen sich vergleichsweise sehr enge Bandbreiten der undrainierten Scherfestigkeit c_u zurückrechnen. Gleiches gilt für den Umstand, dass die Pfahllängen in den beiden analysierten Projekten sehr unterschiedlich sind. Im Projekt 1 durchörtern Pfähle eine Weichschicht mit einer Dicke zwischen 10 m und 14 m . Dagegen liegt Projekt 2 in einem Bereich, an dem der Seeton eine Mächtigkeit von 35 m bis 42 m aufweist. Diese Unabhängigkeit der Berechnungsergebnisse

von derart unterschiedlichen pfahl- und baugrundspezifischen Randbedingungen lässt eine hohe Robustheit des vorgeschlagenen Verfahren vermuten. Das zeigt sich auch dadurch, dass die zurückgerechneten Werte der undrainierten Scherfestigkeit c_u sehr gut in die Bandbreite an Erfahrungen im Bereich der Seetone in Konstanz passen, zu denen Scherzinger (1991) sehr umfangreiche und gut dokumentierte Laborversuche im Triaxialgerät bei spezieller Probenentnahmetechnik durchgeführt hat.

Für die weitere Berechnung des Biegeknickwiderstandes $N_{b,Rd}$ entsprechend den Angaben nach Vogt und Vogt (2013) muss ein Rechenwert der undrainierten Scherfestigkeit definiert werden. Diese Festlegung kann projektspezifisch erfolgen, wobei zur Festlegung eines charakteristischen Bodenwiderstandes die Normen DIN 1054 bzw. DIN EN 1997-1 einen auf der sicheren Seite des Mittelwertes liegenden vorsichtigen Schätzwert angeben. Die Häufigkeitsverteilung der zurückgerechneten Werte c_u werden für Projekt 1 und Projekt 2 in Bild 3 dargestellt.

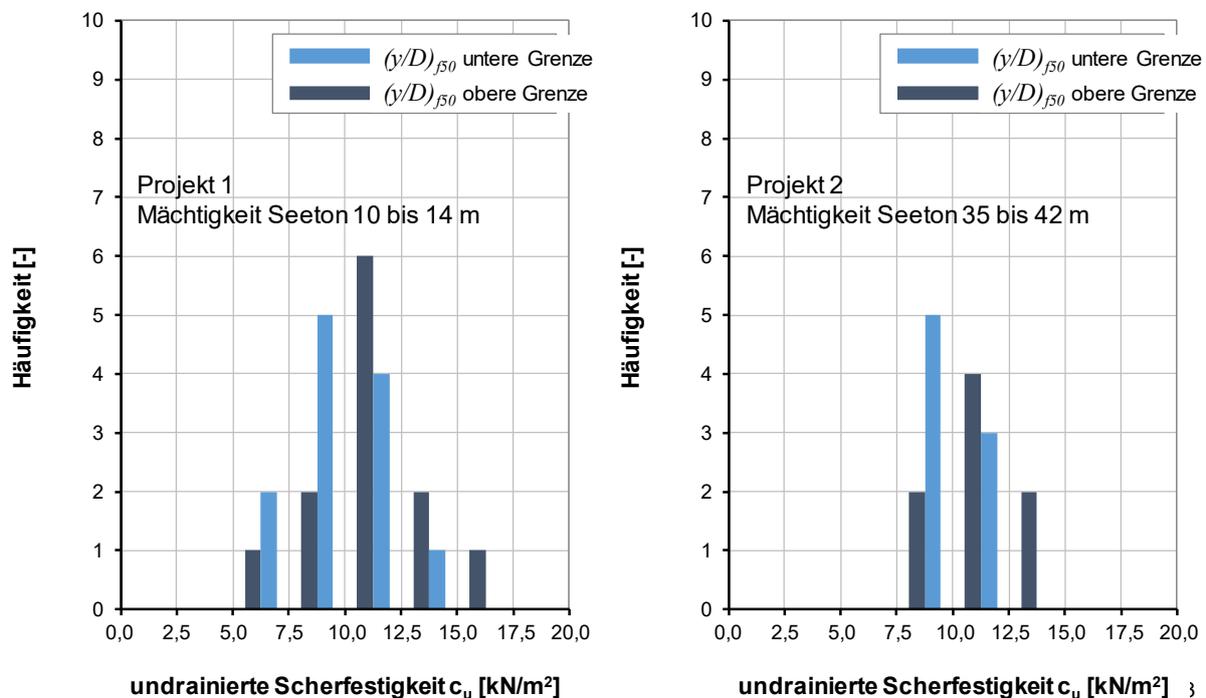


Bild 3: Aus Pfahlprobelastungen im Bereich Konstanz berechnete Werte der undrainierten Scherfestigkeit c_u (links: Projekt 1 und rechts: Projekt 2)

Tabelle 2: Zurückgerechnete Werte zu Quantilen der undrainierten Scherfestigkeit c_u

	50 % Quantil	20 % Quantil	10 % Quantil	5 % Quantil
Undrainierte Scherfestigkeit c_u , obere Grenze	11,5	9,4	8,2	7,3
Undrainierte Scherfestigkeit c_u , Mittelwert	10,5	8,6	7,6	6,8
Undrainierte Scherfestigkeit c_u , untere Grenze	9,5	7,9	7,0	6,3

Der Mittelwert der undrainierten Scherfestigkeit beträgt für die obere und untere Grenze der seitlichen Bettung $k_l c_u = 9,4 \text{ kN/m}^2$ bzw. $c_u = 11,3 \text{ kN/m}^2$ (Projekt 1). Der Mittelwert der zurückgerechneten undrainierten Scherfestigkeit im Projekt 1 beträgt $c_u = 10,4 \text{ kN/m}^2$ und unterscheidet sich nur marginal vom Mittelwert der undrainierten Scherfestigkeit im Projekt 2, in dem jedoch mehr als doppelt so lange Pfähle zum Einsatz kamen. Die Standardabweichung der rückgerechneten c_u -Werte aus den im Rahmen der zwei Projekte durchgeführten insgesamt 20 Pfahlprobelastungen beträgt zwischen $2,0 \text{ kN/m}^2$ und $2,5 \text{ kN/m}^2$, obwohl die Biegesteifigkeit der unterschiedlichen Pfahltypen erheblich variiert. Auf eine Normalverteilung bezogene Quantile der undrainierten Scherfestigkeit c_u sind in Tabelle 2 beispielhaft für das Projekt 1 dargestellt.

Es wurden unterschiedliche Werte für c_u gemäß der statistischen Analyse auf Basis der aus den Pfahlprobelastungen zurückgerechneten Widerstände der weichen Bodenschicht angesetzt, um die Empfindlichkeit des Systems gegenüber einer Veränderung hinsichtlich der undrainierten Scherfestigkeit c_u zu untersuchen. Die Wirkbreite der Bodenstützung wurde für die Pfähle mit einem Nennwert des Außendurchmessers von 118 mm mit 150 mm angesetzt. Bei den Pfählen mit einem Nennwert des Außendurchmessers von 170 mm haben wir in der Berechnung angenommen, dass die Bodenstützung bezogen auf einer Breite von 210 mm wirkt. Auf der sicheren Seite liegend sind beide Werte kleiner als der Durchmesser von 250 mm des verwendeten Pfahlschuhs, in dessen durch Bodenverdrängung entstehenden Spalt an der Außenseite des duktilen Gussrohrs bei der Pfahlherstellung Zementmörtel eingepresst wird. Tabelle 3 zeigt zusammenfassend Bemessungswerte des Biegeknickwiderstandes $N_{b,Rd}$ für verschiedene Gussstahlpfähle bezogen auf unterschiedliche Quantile zum Projekt 1 der zurückgerechneten undrainierten Scherfestigkeit c_u , die für die weitere Planung verwendet wurden.

Tabelle 3: Bemessungswerte des Biegeknickwiderstandes $N_{b,Rd}$

Außendurchmesser [mm]			118	118	118	170	170
Wandstärke [mm]			7,5	9	10,6	9	10,6
$N_{b,Rd}$ [kN]	50 % Quantil (Mittelwert)	$c_u = 10,4 \text{ kN/m}^2$	663,8	724,6	781,2	1180,9	1270,4
	20 % Quantil	$c_u = 8,5 \text{ kN/m}^2$	621,5	673,6	721,4	1095,2	1170,4
	10 % Quantil	$c_u = 7,5 \text{ kN/m}^2$	593,4	640,3	683,0	1039,0	1105,9
	5 % Quantil	$c_u = 6,7 \text{ kN/m}^2$	566,1	608,5	646,8	985,1	1044,8

4 Schlussfolgerungen

Das vorgeschlagene neuartige Nachweisverfahren berücksichtigt sowohl die Ergebnisse von Pfahlprobelastungen, mögliche Vorgaben aus Zulassungen des DIBts als auch einen normenkonformen Nachweis zum Biegeknickwiderstand gemäß DIN EN 1993 unter realitätsnaher Betrachtung der seitlichen Stützwirkung des weichen Bodens. Die Modellbildung sowie die Annahmen sind (boden-) mechanisch begründet. Die Anwendung des Verfahrens

erfolgte mit der Rückrechnung der Bodenstützung an zwei Projektstandorten, an denen Pfähle eine Weichschicht aus Seeton mit sehr unterschiedlicher Mächtigkeit durchörterten. Die ermittelte Bandbreite an Werten der undrainierten Scherfestigkeit zurückgerechnet aus Pfahlprobelastungen entspricht den Erfahrungswerten für Seetone des Bodensees (Scherzinger 1991). Es zeigte sich bei beiden projektspezifischen Berechnungen, dass Pfahldurchmesser und somit die Biegesteifigkeit als auch die Mächtigkeit der weichen Bodenschicht keinen Einfluss auf die Bandbreite der zurückgerechneten Werte der undrainierten Scherfestigkeit haben, was als starkes Indiz hinsichtlich einer Validierung der Berechnungsmethode gelten kann. Obwohl die Biegesteifigkeit je nach Pfahlgeometrie in etwa um den Faktor drei variiert und im Projekt 2 verglichen zum Projekt 1 doppelt so lange Pfähle zum Einsatz kamen, ergeben sich nahezu identische Mittelwerte der zurückgerechneten undrainierten Scherfestigkeit bei ungefähr $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$. Die Standardabweichung der zurückgerechneten Werte der undrainierten Scherfestigkeit beträgt jeweils weniger als $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Eine Überprüfung des Nachweisverfahrens hat gezeigt, dass der mit diesem Verfahren ermittelte Pfahlwiderstand, erwartungsgemäß deutlich kleiner ist als der innere Pfahlwiderstand gemäß Zulassung des DIBts, ungeachtet der Tatsache, dass der in den Probelastungen gemessene Pfahlwiderstand größer ist als der innere Pfahlwiderstand gemäß Zulassung. Mikropfähle und duktile Gusspfähle als Gründungselemente werden in weichen Böden bisweilen noch häufig ohne Nachweis gegen Biegeknicken eingesetzt. Daraus resultierende Gründungsschäden sind dennoch vergleichsweise selten (Pandrea und Thurner, 2007). Diese Erkenntnis deutet darauf hin, dass weitere Widerstandsreserven im Pfahlssystem tatsächlich vorhanden sein müssen, die in dem von uns vorgeschlagenen Nachweisverfahren auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt wurden.

5 Literatur

- Scherzinger, T., (1991): Materialverhalten von Seetonen – Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Untergrund; Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 122
- Reese, L., C.; Van Impe, W., F., (2001): Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading; A A Balkema Publishers, Rotterdam.
- Vogt, N.; Vogt, S.; Kellner C., (2005): Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden; Bautechnik, Jhg. 82, Heft 12, Seite 889 – 901.
- Pandrea, P.; Thurner, R., (2007): Erfahrungen bei der Ausführung von knickgefährdeten Gründungen; Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag, Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München
- EA-Pfähle (2012) Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA-Pfähle. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Berlin: Verlag Ernst & Sohn.
- Vogt, N.; Vogt, S., (2013a): Biegeknickwiderstand von Mikropfählen gemäß den Eurocodes; Bautechnik, Jhg. 90, Heft 9, Seite 550 – 558.
- Vogt, S., (2015): Zeitabhängigkeit der Stützung pfahlähnlicher Elemente in weichen bis flüssigen Böden; Pfahl-Symposium 2015, TU Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik
- Vogt, S., (2017): Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle; Dissertation, Technische Universität München, Fakultät Bau Geo Umwelt, Tagungsband Seite 549 – 568.

Construction challenges and compaction control through a statistical assessment of DPH tests of the cut-off wall, Diavik Diamond Mine, Dyke A21

Joshua Schorr, B.Eng, M.Sc.
Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani
Zentrum Geotechnik, Technical Universität München
Dr.-Ing. Konrad Nübel
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

1 Introduction and project description

This article presents a method for evaluating the blow count recordings of dynamic heavy probe (DPH) tests and shows that the acceptance criteria for vibro compacted soil should consider the natural and unavoidable scattering (fluctuations) of the target density. This can be done by determining the spatial correlation of the compacted fill and a characteristic length, over which the data is interpolated and a percentile of the accepted “weak spots”. The method has been developed for evaluating the vibro compaction core area of dyke A21, Diavik Diamond Mine Project, Canada.

The construction of the approximately 2200 m long dyke A21 is required to facilitate the open-pit extraction of diamonds from within Lac de Gras. The dyke will complement the existing dykes, A154 and A418 nearby and are required to allow for dewatering from within the dykes, with a maximum hydrostatic head of approximately 25 m (dyke A21).

To prevent water from seeping through the dam, the dyke will be sealed through the following:

1. Construction of a grout curtain below the upper surface of the underlying bedrock and to a maximum depth of 15 m into the rock;
2. Construction of a cut-off wall using the cutter soil mixing (CSM) approach, where the existing fill material is used as the aggregate component of the concrete wall, to a depth of 3 m into the till layer; and
3. Jet grouting from 1 m above the cut-off wall to 1.5 m into the bedrock, overlapping the grout curtain.

A schematic depiction of these elements can be seen in Figure 1. Where the “vibro compaction area” indicates the rectangular core of the dyke. This area, consisting of sandy gravel with grain sizes between 0.1 - 50 mm, shall, as part of the project requirements and to support the cut-off wall, be compacted to a density index, I_D of 0.7.

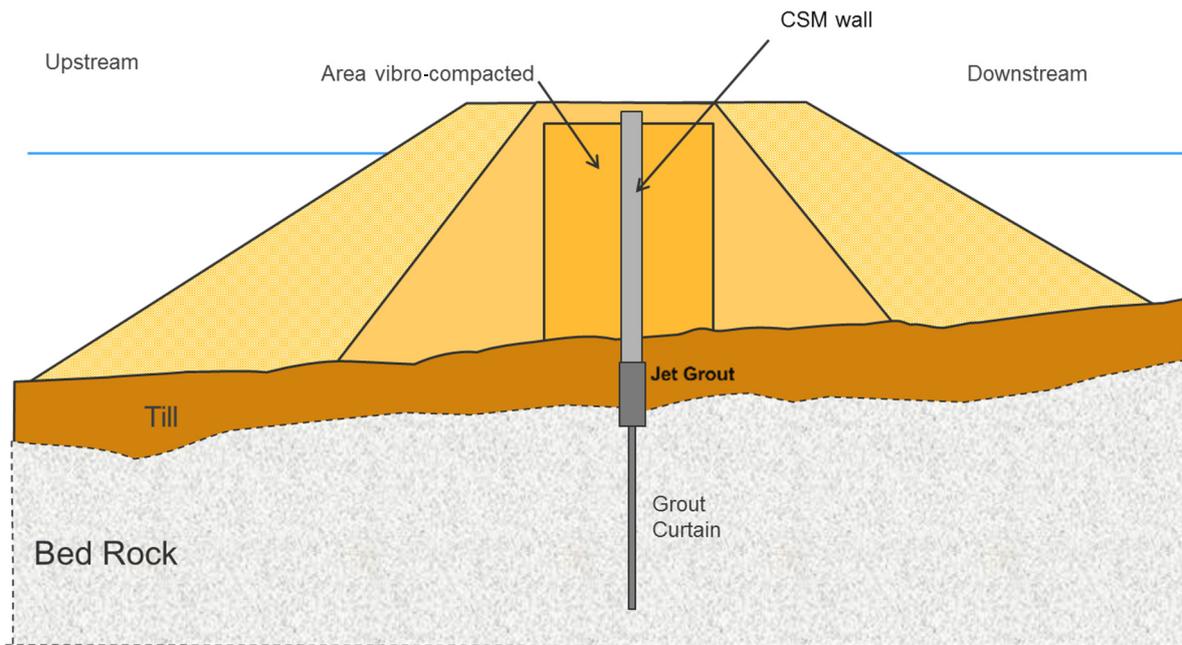


Figure 1: Schematic representation of the dam core

1.1 Production Planning for the remote place project

The Diavik project site is on a large island in Lac de Gras (Northwest Territories), located about 35 km southwest of the Ekati mine, and 300 km northeast of Yellowknife, the capital of the Northwest Territories. The kimberlite pipes lie within Lac de Gras, fairly close to the shore, at depths of 15 m to 30 m. The A21 dike is located in the south of East Island, within Lac de Gras, and will be the third water-retaining dike constructed within Lac de Gras to facilitate open pit mining of a diamondiferous ore body. The remote location of the project requires intensive production planning. A particular challenge in this project is the logistics. Main material and equipment transports can only take place via an ice road from Yellowknife to the Diavik site. The Ice Road is operational for approximately 2 months each year, from February 1 – March 31. When the Ice Road is not open, shipments are delivered to site via cargo flights from Yellowknife.

1.2 Vibro-compaction works

The objective of the Vibro compaction was to densify the core of the dike consisting of the Zone I material (sandy gravel) down to the foundation elevation in order to provide support and to avoid excessive deformation of the Cut-Off-Wall.

The compaction method was carried out by BAUER Spezialtiefbau GmbH, which were in charge of the construction of the sealing elements and compaction of the core area. This method has been successfully utilised by foundation companies worldwide for the compaction of loose, granular soils, and has been shown to be effective, even to depths of up to 30 m (e.g. SLOCOMBE et. al.). A visual depiction of the methodology can be seen in Figure 2. The vibro compaction set-up consisted of a crane quipped with an electrical vibro densification probe. This set-up was used to densify an approximately 10 m wide core of the dike. As the probe

was lowered into and extracted from the ground, a combination of air and water jets, and vibrations were used incrementally. Additional filling material is added during the vibro-compaction and the flotation device is moved up and down until the required relative density is achieved. As required, a loader was used to backfill the hole in which the probe was working.

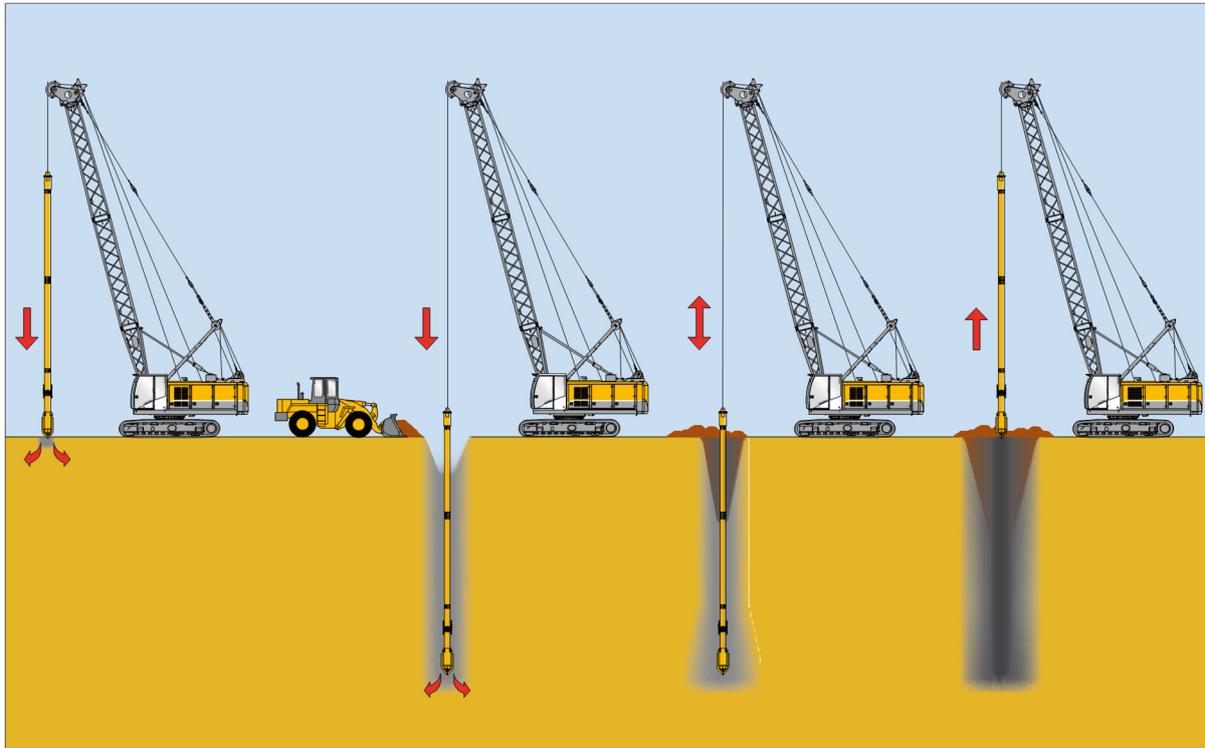


Figure 2: Steps of the Vibro-Compaction Densification method (Source: Bauer Foundations)

This article presents a methodology for evaluating the success of the compaction effort, and through statistical methods, an objective approach for identifying “weak spots” is presented. To do this, it is first necessary to evaluate the results of the DPH tests and estimate the achieved density index.

1.3 Evaluation of the DPH tests

DPH testing involves recording the number of blows required to obtain a 10 cm penetration into the soil, N_{10} , and in the case of dyke A21, was undertaken up to a depth of approximately 25 m. The established method of evaluating the achieved density index, from such testing involves determining the correlation between the cone penetration resistance, q_c and N_{10} . Several empirical correlations have been proposed in the literature, for example BIEDERMANN (1984) proposes a relationship based on the soil classification and grain size distribution, and MAHLER & SZENDEFY (2007) propose a relationship based on the mean grain size. The ratio of $q_c/N_{10} = 1.0$ was assumed in accordance with MAHLER & SZENDEFY (2007) for the evaluation of the DPH test results for dyke A21.

From q_c , the density index can be estimated, for example in accordance with JAMIOLKOWSKI (1985 and 1988) or the semi-empirical relationship proposed by CUDMANI (2001) (also: CUDMANI & OSINOV, 2001). In accordance with JAMIOLKOWSKI (1988), the following relationship can be used for Ticinio sand, a poorly graded river quartz sand:

$$q_c = 0.205 \cdot e^{2.92 \cdot I_D} \cdot p'^{0.51}$$

where p' is the mean effective stress. According to CUDMANI (2001) the following relationship can be used:

$$q_c = k_q \cdot p_{LS},$$

where k_q is an empirical shape factor (for granular soils) and p_{LS} is the limit pressure, obtained through the expansion of a spherical cavity in a corresponding granular material. For the calculation of the limit pressure, the size behaviour is modelled with a hypoplastic constitutive model. With

$$k_q = 1.5 + \frac{5.8 \cdot I_D^2}{I_D^2 + 0.11},$$

and

$$p_{LS} = \left(a_1 + \frac{a_2}{a_3 + I_D} \right) \cdot p'^{b_1 + \frac{b_2}{b_3 + I_D}},$$

where a_i and b_i are material constants with values corresponding to Ticinio sand. The relationships for Ticinio sand were adopted in the framework of the project for the interpretation of the cone penetration resistance derived from the DPH blow counts.

1.4 Comparison of the DPH results

The required number of blow counts to achieve a relative density, I_D of 0.7 of according to the relationship proposed by JAMIOLKOWSKI (1988) and CUDMANI (2001) are compared in Figure 3 to the actual data and the criteria defined in the project specifications.

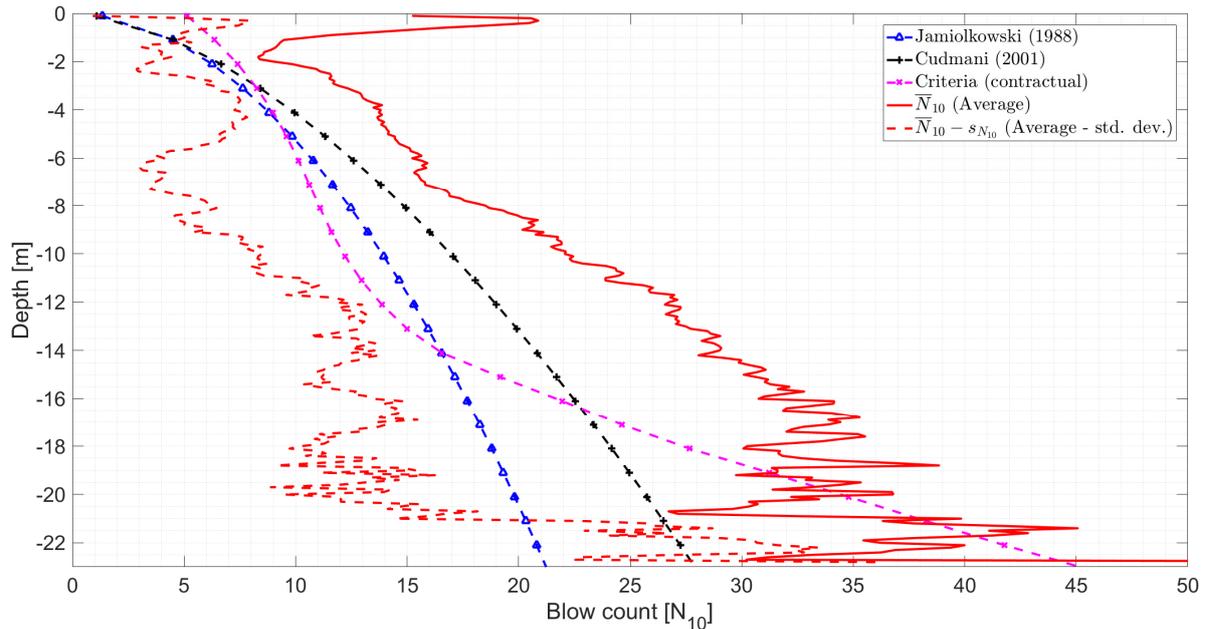


Figure 3: Comparison of the average blow count per depth increment with the criteria according to the project specifications and methods for evaluating the density index

From this figure several conclusions can be drawn. Firstly, if only the average blow count for all of the DPH tests is considered, the criteria of $I_D \geq 0.7$ has been fulfilled. Secondly, it would appear that the criteria defined by the geotechnical designers of the project, which is an empirical relationship based on the results of the over ten year old adjacent dyke A418, is not realistic since the sharp increase in the blow counts after a depth of 14 m is not expected according to the relationships proposed by JAMIOLKOWSKI (1988) and CUDMANI (2001). Thirdly, comparison of the actual blow counts to required blow counts according to JAMIOLKOWSKI (1988) and CUDMANI (2001) shows a much better achievement of the density index, however inspection of the average values minus the standard deviation show reveal a relatively large fluctuation of I_D .

In order to objectively assess the success of the compaction effort considering I_D -fluctuations a spatial and performance based assessment of the results should be undertaken, rather than the consideration of each DPH test individually, as it is usually done in practice.

2 Statistical Analysis

The consideration of a measured material property is as a random variable dependent on any number of factors is for many engineering applications an incorrect assumption. The blow counts recorded from the DPH testing are expected to exhibit some sort of spatial correlation as well as a time dependency (as described in MITCHELL & SOGA, 2006). A statistical analysis of this project should involve the consideration of the DPH testing as a stochastic process in the horizontal (along the dam) and vertical directions, X and Z respectively. Furthermore, any potential correlation of the blow counts with respect to time will be assessed.

2.1 Normalisation of the DPH test results

The first step, necessary for the determination of the spatial correlation is the proper normalisation of the data. When only the blow counts are considered, results at different depths cannot be correctly compared with each other, due to different overburden stresses. Furthermore, for the same reason, averages of single DPH tests cannot be compared with each other. To facilitate comparison and correlation between the data, the blow count results should first be normalised with respect to the depth (overburden stress).

This can be undertaken by using the relationships proposed by JAMIOLKOWSKI (1988) and CUDMANI (2001) to estimate the in-situ relative density index. This comparison can be seen in Figure 4, the average of the achieved density index is compared with the project specifications (left) and the number of conforming tests is displayed (right).

As can be seen from the figure, the criteria of $I_D \geq 0.7$ is generally met by the average achieved density, for both methods. The average density indexes achieved according to CUDMANI (2001) show some areas below the criteria, e.g. at depths 6 m – 8 m and 17 m – 20 m, however in Figure 3, all averages were above. This can be explained in that the density index of the average blow counts is not equal to the average of the density index calculated from the individual blow counts due to the non-linear relationship. Furthermore, the evaluation according to CUDMANI (2001) appears to be more conservative than that of JAMIOLKOWSKI (1988), with average density indexes of 0.75 and 0.85 respectively.

Without direct measurements of the actual density it is impossible to judge from Figure 4 which interpretation method can better evaluate the relative density in the core of the dyke. However, under the assumption that a homogenous compaction of the fill material was achieved, including down to the base of the fill, a constant, or slightly increasing density index would be expected. The results of the normalisation seem to confirm this, as aside from in the upper 5 m and lower 5 m, a relatively constant relationship of the density with the height can be seen. It can be conjectured that the higher values at the surface are caused by a combination of the additional compaction due to the construction traffic and the freezing of the upper soil layers in the winter months. The large variations in the lower depths are attributed to the small number of conforming records, which can be seen in the right of the figure. Based on these assessment, only results between 5-20 m have been considered in the further statistical analysis.

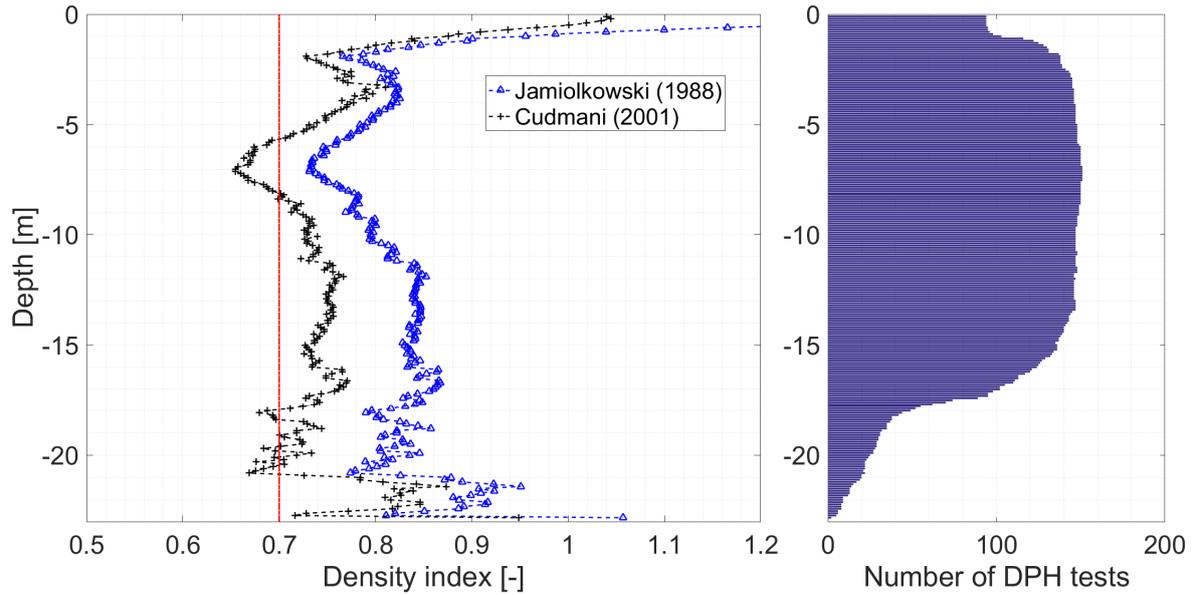


Figure 4: Estimated density index according to JAMIOLKOWSKI (1988) and CUDMANI (2001) compared with the required density index (left); and the number of conforming DPH tests at each depth increment (right)

The other significant factor influencing the recorded blow count data is the expected increase in the density index with time. The effect of the increase in the estimated density index with time, according to the method proposed by CUDMANI (2001) can be seen in Figure 5, where DPH's conducted within one week of the vibro-densification were compared to DPH's conducted 2-3 weeks following the densification. As in the previous figure, the densities near the surface and at a depth of +20 m do not appear to be representative, however from a depth of 5 m to 20 m there appears to be a significant change in the condition of the material. The combined average of the density indexes, considering only the data between 5–20 m, increases from 0.65 to 0.82, with a sample size of 26 and 21 (DPH tests) respectively.

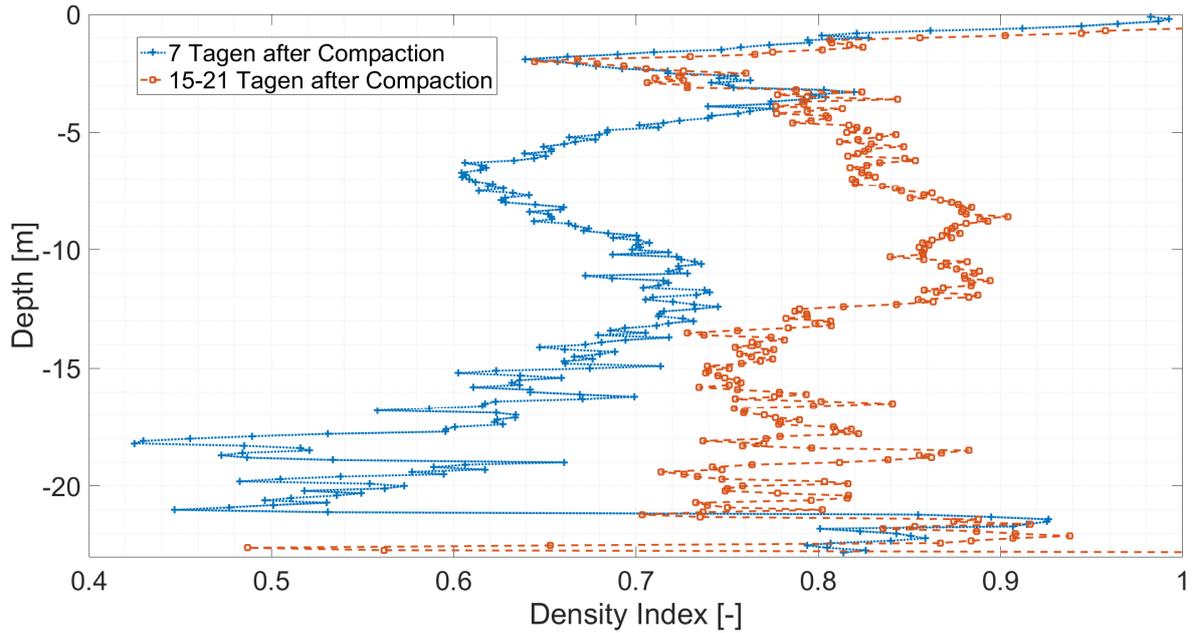


Figure 5: Average achieved density index with the relationship proposed by CUDMANI (2001) for DPH results conducted within 7 days and 15-21 days of the vibro-densification

Based on these results and other results reported in the literature, such as MICHEL & SOLYMER (1984) and others, the data was normalised with respect to the time since the compaction effort. The time dependent relationship of the normalised (vertical stress) tip resistance proposed by CHARLIE ET AL (1992) was used, of:

$$\frac{q_c(N \text{ weeks})}{q_c(1 \text{ week})} = 1 + K \cdot \log(N \text{ weeks})$$

Where it is assumed that:

$$\frac{q_c(N \text{ weeks})}{q_c(1 \text{ week})} \approx \frac{I_D(N \text{ weeks})}{I_D(1 \text{ week})}$$

Based on an average temperature of around 0°, the coefficient, K can also be determined in accordance with CHARLIE ET AL (1992) and was found to be approximately 0.04. With this relationship the normalised density index with respect to time, \tilde{I}_D can be determined.

With regard to the spatial variation along the length of the dam, a small, but significant linear correlation between the average achieved density index and the chainage was found, according to the Pearson's correlation coefficient. To ensure stationarity the trend of the data was removed by applying a linear transformation.

2.2 Spatial correlation structure

According to UZIELLI, VANNUCCHI & PHOON (2005), the scale of fluctuation is a concise indicator that can be used to describe the spatial correlation of data. The spatial correlation can be understood to be essentially the correlation between two points in any spatial direction(s). Due

to the nature of the formation of the soil during the filling and the vibro-densification it is expected that density results within a relatively short distance are related to each other. The scale of fluctuations is a measure of the length of this correlation.

Using the sample autocorrelation function (ACF), which is defined as:

$$\hat{R}(h_j) = \frac{\sum_{i=1}^{n-d-j} w_i \cdot w_{i+j}}{\sum_{i=1}^{n-d-j} w_i^2}$$

Where w_j is the fluctuation at the point j at a distance of h_j from point i . The vector of fluctuations corresponding to a single DPH test, $\mathbf{w}(\mathbf{h})$ is equal to the normalised density index minus the required density index, $I_{D,crit}$:

$$\tilde{\mathbf{I}}_D = I_{D,crit} + \mathbf{w}$$

Thus the ACF can be calculated. The average of the sample ACF for each DPH is depicted in Figure 6. Here a matching autocorrelation model (ACM) of the ACF in the depth (Z), consisting of the single exponential model is presented, described by the following equation:

$$R(h) = \exp(-k|h|)$$

Where the model coefficient, k was found to be 0.39. The corresponding vertical scale of fluctuation is defined as $\delta_z = 2/k$ and is equal to 5 m (95% confidence bounds of 4.5 m to 5.6 m). This result was obtained by considering only the data between the depths of 5 m – 15 m, in order to exclude external effects such as compaction due to construction traffic and an insufficient sample size.

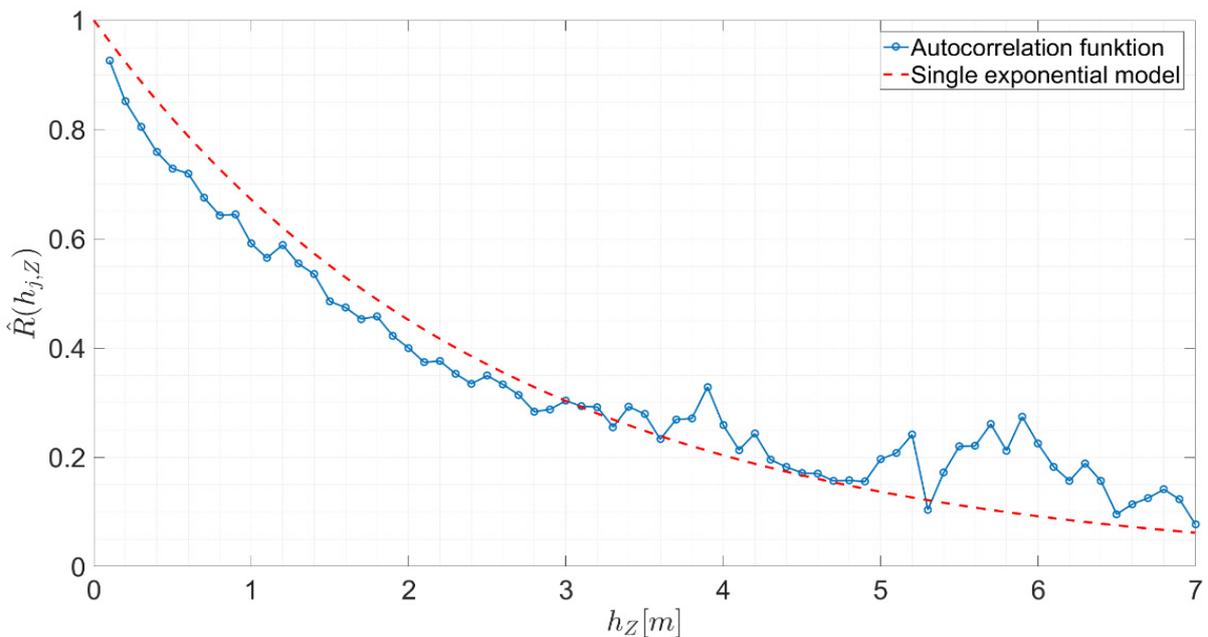


Figure 6: Average of the sample autocorrelation functions and the fitted autocorrelation model (ACM) consisting of a single exponential model

As an initial estimate the vertical scale of fluctuation can be assumed to be approximately equal to the horizontal scale of fluctuation. Due to insufficient resolution of the data, i.e. not enough data points exist within the distance δ_z .

2.3 Interpolation

In order to obtain a continuous representation of the achieved density index, the interpolation method Inverse Weighting Distance (IWD) method was used – a simple and robust method for the spatial interpolation of data. For given spatial interpolation points, density results, I_{D_k} within a given radius (on a 2-D plane) of the interpolation point are averaged based on the following weighting function:

$$I_{D_{z_i, x_j}} = \frac{\sum_{k=1}^n I_{D_k} \cdot w_k}{\sum_{k=1}^n w_k}$$

Where w_k are the corresponding weighting functions calculated by:

$$w_k = 1 - \left(\frac{r_k}{\delta}\right)$$

Which is a function of the distance, r_k from I_{D_k} to the interpolation point (z_i, x_j) , based on an area of influence equal to the scale of fluctuation δ . The scale of fluctuation can also be termed the *correlation length*. The interpolation points were fixed based on a grid with points every 0.5 m and 0.1 m along the length and depth of the dam respectively. The interpolated density indexes at the interpolation points, according to the relationship proposed by CUDMANI (2001) can be seen in Figure 7. As can be seen in the figure, the required density index has been reached in the majority of the region. Isolated pockets of areas with a density index lower than the specification can be identified (“soft spots”), however it is important to note that these areas do not generally extend to the entire depth of the dam fill, and as such the rejection of entire DPH tests would appear to be unjustifiable. Additionally, such granular material is never ideally homogenous, and fluctuations in the density are inherent.

In order to objectively identify these isolated pockets of lower density index a method is proposed which includes calculating the average density index, from the interpolation points within a specified radius. In that way, an objective criteria for the size of the “soft spots” can be applied, e.g. a possible criteria could be that any soft spots averaged over a radius of 2 m or 13 m² should be re-densified. This radius can be described as the *characteristic length* at which the size of the soft spots (fluctuations) become critical (influential) for the safety/serviceability of the dam and could be estimated through numerical analysis of the structure under consideration. Such numerical and analytical studies should naturally include the size of the soft spot, the location (e.g. at the base of the fill or at the crown) and the averaged interpolated density index. In contrast to the *correlation length*, which is a description of the correlation of the data, the *characteristic length* is relevant to the serviceability/ultimate limit state performance of the dam.

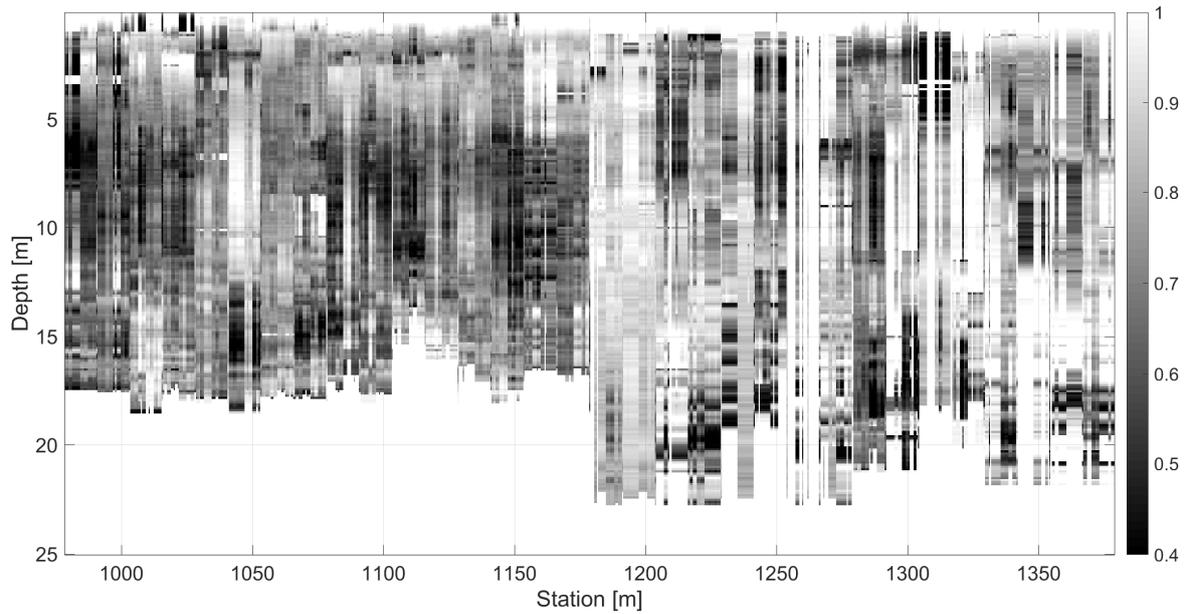


Figure 7: Continuous representation of the interpolated achieved density indexes in the depth and along the dam, according to CUDMANI (2001) within an interpolation radius of δ

The determination of a suitable characteristic length for the averaging of the density indexes is outside the scope of this paper. However, it must be emphasised that such a characteristic length should be considered in project specifications.

In the following, it is shown that spatial averaging undertaken for two characteristic lengths (2 m and 10 m) obviously leads to different results, as presented in Figure 8. It can be seen in the figure, for a characteristic length of 2 m, several soft spots with an area of over 13 m² (2 m radius) can be identified. However averaging over a characteristic length of 10 m (area of 314 m²) the identified areas of non-conformance appear to be significantly diminished. In our case, the characteristic length of 10 m, which corresponds to approximately half of the height of the dam, is more likely to be relevant to the serviceability/ultimate limit state performance.

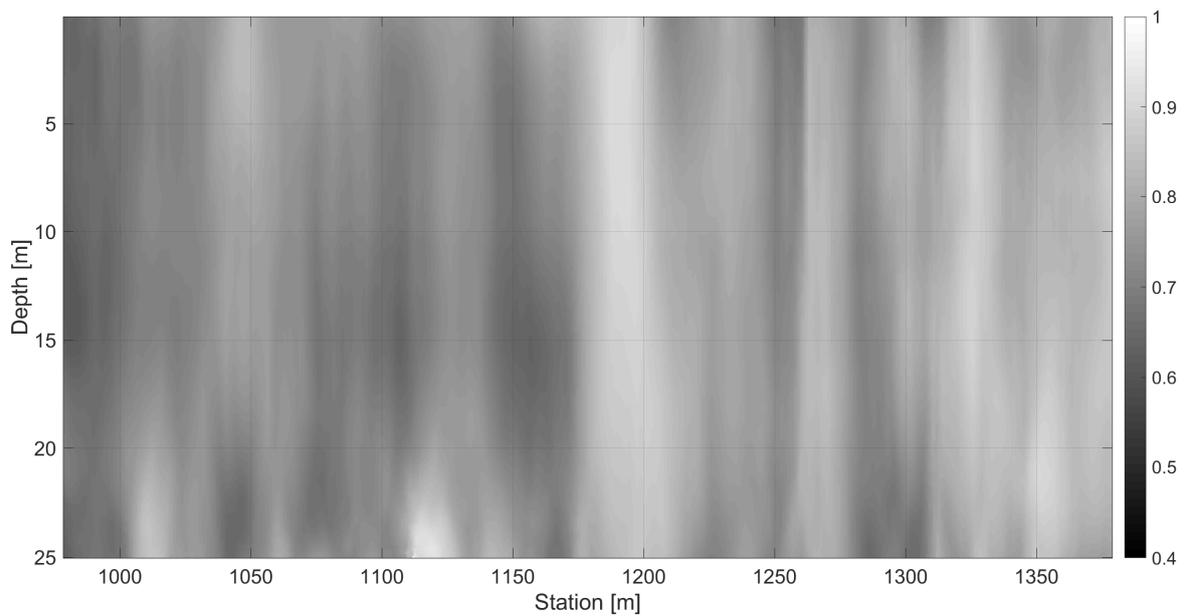
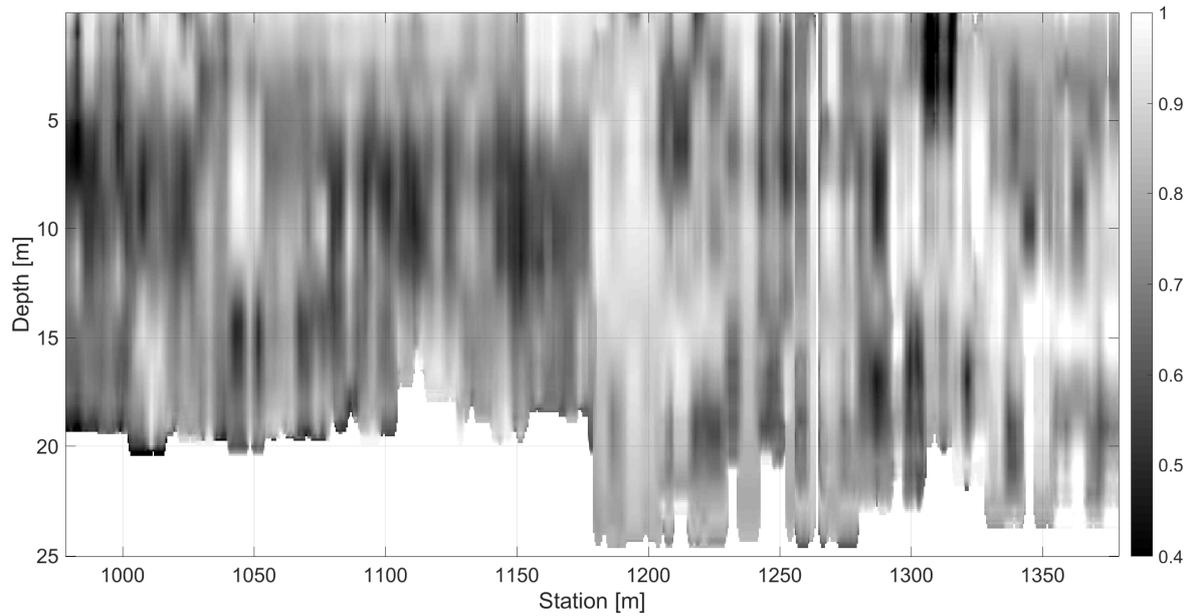


Figure 8: Spatial averaging of the continuous interpolated density indexes according to CUD-MANI (2001) within an averaging radius (characteristic length) of 2 (above) and 10 m (below).

3 Conclusion

In conclusion, a statistical method was presented which can be used to objectively judge the success of the compaction effort, and was applied to dyke A21. This method considered the vertical stress and the time dependency and also the spatial correlation of the blow counts.

For the continuous interpolation of the data the *correlation length*, or the scale of fluctuations is required. In the example of dyke A21 the vertical scale of fluctuation was equal to approximately 5 m, this means that DPH tests can only be interpolated within this radius. Furthermore,

for the objective determination of the allowable extent and size of isolated pockets of areas with a density index lower than the specification ("soft spots"), a method which involves the spatial averaging of the interpolated data within a radius equal to the *characteristic length* was proposed. This length, in contrast to the scale of fluctuations is a measurement related to the serviceability/ultimate limit state performance of the structure.

With this method, "soft spots" can be objectively identified and preventive measures (eg. Re-compaction) can be implemented. This method has a very broad scope of applicability, providing a sufficient density of field testing results, for example CPT, DPH, pressuremeter tests, and an appropriate interpretation method are available.

Further scope for improvement would involve performing numerical simulations to assess the safety rating of the dam, considering the achieved density indexes, as well as determining the relevant characteristic length.

4 References

BIEDERMANN, B. (1984). *Vergleichende Untersuchungen mit Sonden in Schluff*, Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau.

Cudmani, R. (2001). Statistische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden, Institut für Boden- und Felsmechanik Karlsruhe, Heft 152.

Cudmani, R. and Osinov, V. A. (2001). The cavity expansion problem for the interpretation of cone penetration and pressuremeter tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(3).

Charlie, W., Rwebyogo, M., and Doehring, D. (1992). Time-dependent cone penetration resistance due to blasting. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(8).

Jamiolkowski, M. et al. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. Theme Lecture, 11th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco.

Jamiolkowski, M., Ghionna, V. N., Lancellotta, and R., Pasqualini, E. (1988). New correlations of penetration tests for design practice. International symposium on penetration testing, ISOPT-1.

Mahler, A., and Szendefy, J. (2009). Estimation of CPT resistance based on DPH results. *Periodica Polytechnica* 53(2).

Mitchell, J. K., and Soga, K. (2006). *Fundamentals of Soil Behaviour*. Hoboken, New Jersey (USA): John Wiley & Sons.

Mitchell, J. K., and Solymer, Z. V. (1984). Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 110, No. GT 11.

Slocombe, B. C., Bell, A. L. and Baez, J. I. (2000). The densification of granular soils using vibro methods. *Géotechnique* 50:6, 715-725.

Uzielli, M., Vannucchi, G., and Phoon, K. K. (2005). Random field characterisation of stress-normalised cone penetration testing parameters. *Geotechnique*, 55(1).

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
der Technischen Universität München

Zentrum Geotechnik

Schriftenreihe

Heft 64		Beiträge zum 17. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2018
Heft 63	Henzinger, C.	Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt	2017
Heft 62	Vogt, S.	Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle	2017
Heft 61		Beiträge zum 16. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2017
Heft 60	Bagherpour, I.	Long-Term Volume Change Behaviour of an Unsaturated Compacted Organic Soil under Oedometric Conditions	2017
Heft 59		Beiträge zum 15. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2016
Heft 58		Beiträge zum 14. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik mit den Parametern Zeit und Qualität	2016
Heft 57		Beiträge zum 13. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus	2014
Heft 56		Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und industrielle Verfahren	2013
Heft 55	Baumbach, J.	Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden	2013
Heft 54	Höfle, R.	Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden	2013
Heft 53	Eckl, M.	Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein	2012
Heft 52		Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie	2012

Heft 51	Birle, E.	Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes	2012
Heft 50	Fillibeck, J.	Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung	2012
Heft 49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011
Heft 48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft 47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft 46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft 45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft 44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft 43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft 42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft 41	Iringartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft 40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft 39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft 38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft 37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005
Heft 36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft 35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003
Heft 34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002

Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 27	Nimmesgern, M.	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflussbereich von Straßen	1997
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 11	Kröber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinnthalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen