

10. Erdbaufachtagung „Erd-, Verkehrs- und Wasserbau“



Geotechnische Probleme und Schadensfälle im
Verkehrswege- und Wasserbau

Referent	Univ.-Prof.(em) Dr.-Ing. H.-G. Kempfert ehem. Universität Kassel Tel.: +49 40 866464 80 Fax: +49 40 866464 81
Tagungsort	Ramada Hotel Leipzig Schongauer Straße 29 04329 Leipzig Tel.: +49 341 2540
Termin	13. Februar 2014

1 Einleitung

Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich mit geotechnischen Problemen und Schadensfällen bei praktischen Projekten im Straßenbau, Eisenbahnbau und Wasserbau. Darin sollen Erfahrungen vermittelt, aber auch kritische Bewertungen vorgenommen werden, warum es im Einzelnen zu den Problemen gekommen ist.

Die ausgewählten Projekte wurden oftmals im Rahmen von Beweisverfahren/Gerichtsgutachten bearbeitet. Auch wenn diese bereits abgeschlossen sind, wurde dennoch eine weitgehende Anonymisierung angestrebt. Die Probleme und Schadensfälle gliedern sich dabei in die geotechnischen Themenbereiche

- Böschungen und Dämme,
- Rammprobleme im Wasserbau,
- aufgeständerte Erdbauwerke und
- konstruktive Verkehrsbauwerke.

In der hier vorliegenden schriftlichen Fassung des Vortrages wurden zu jedem Themenbereich maximal 1 bis 2 Projekte/Probleme ausführlich dargestellt. Im Vortrag wurden demgegenüber noch weitere ergänzende Projekte erläutert, auf deren ausführliche Darstellung in der schriftlichen Fassung verzichtet wurde, um den Rahmen nicht zu sprengen.

2 Beispiel Straßendamm auf tertiärem Ton

2.1 Überblick und Randbedingungen

Im Zuge eines Straßenbaus auf bindigen Böden mit einer Deckschicht und darunter anstehenden tiefreichenden Tertiärtonen kam es unter dem bis zu 10 m hohen Damm auf einer Länge von etwa 150 – 200 m zu erheblichen Brucherscheinungen, s. Abb. 1. Der erstmalige Dammauftrag erfolgte aus kalkverfestigten Schluffen, wobei keine baugrundverbessernden Maßnahmen im Untergrund durchgeführt wurden.

Dabei ist hervorzuheben, dass die geländebruchartigen Erscheinungen mit massiven Verformungen nicht nur einmal, sondern nach einer ersten Sanierung mit einer Nachgründung auf Betonrüttelsäulen (s. Abb. 1 und 7) nochmals aufgetreten waren. Die Nachgründung wurde auf ca. 1400 ROB-Pfähle (ROB-Säulen) mit einem Durchmesser von etwa 40 cm von einer ca. 1 bis 2 m über der ursprünglichen GOK liegenden Arbeitsebene aus, in Längen von etwa 5 bis 7 m, teilweise auch über 10 m ausgeführt. Der Rasterabstand beträgt in Querrichtung 1,75 bis 2,25 m (i.d.R. 2,0 m) und in Längsrichtung 1,94 bis 2,06 m. Die ROB-Pfähle sind unbewehrt und wurden im frischen Zustand eingeebnet, so dass ein pilzförmiger Kopf entsteht. Über den Säulenköpfen wurde eine Geokunststoffbewehrung aus Stablenka 300/100 bzw. in Teilbereichen 400/100 verlegt und mit einer Schutzschicht aus einem Korngemisch 0/45 mm in 30 bis 40 cm Mächtigkeit überschüttet. Auf dieser Schutzschicht folgt die in Lagen (30 cm bzw. 50 cm) aufgebrachte Dammschüttung aus verfestigtem Material und der insgesamt 70 cm mächtige Oberbau aus Frost-

schutzschicht (33 cm), Schottertragschicht (15 cm), Asphalttragschicht (10 cm), Asphaltbinder (8 cm) und Asphaltbeton (4 cm).



Abb. 1: Schadensbild beim 2. Geländbruch

In Abb. 2 ist die Situation des Neubaus des Straßendamms im Lageplan dargestellt.

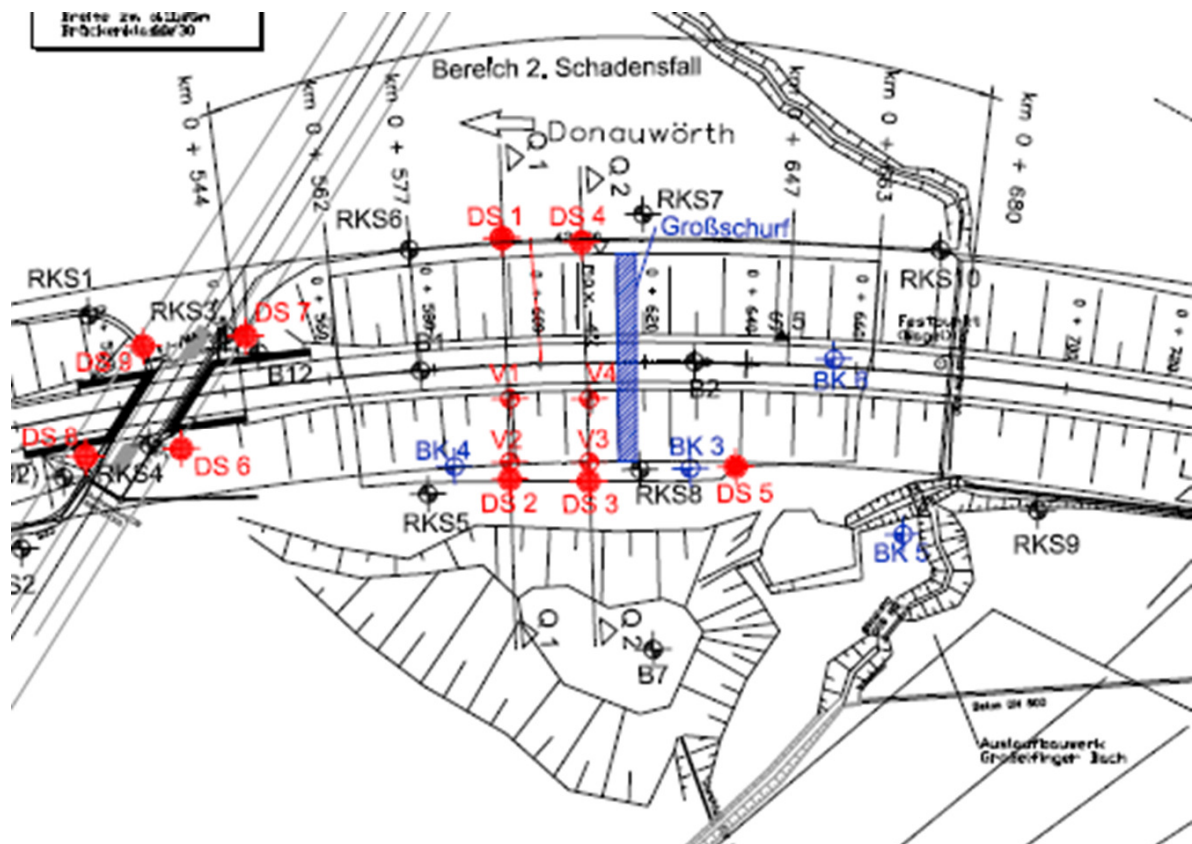


Abb. 2: Lageplan mit Ansatzpunkten zur Baugrunderkundung und Schnittführungen

2.2 Untergrundverhältnisse

2.2.1 Umfang der Baugrunderkundung

Zur Erkundung der Untergrundverhältnisse wurden verschiedene Erkundungsprogramme im Bereich der Schadensstelle durchgeführt, wobei ein erstes Erkundungsprogramm im Zuge der Erstellung des grundlegenden Baugrund- und Gründungsgutachtens zwei Bohrungen, einem Schurf und um eine Bohrung an der Stelle des vorgesehenen Regenrückhaltebeckens umfasst. Dabei ist hervorzuheben, dass ausreichende Baugrunderkundungen nach DIN 4020 im Zuge des Baugrund- und Gründungsgutachtens zu den Baumaßnahmen und auch später nach dem 1. Geländebruch ausgeführt worden sind.

Nach Eintreten des 1. Schadensfalles wurden insgesamt 6 weitere Aufschlussbohrungen (davon drei Bohrungen im unmittelbaren Schadensbereich) und 13 Sondierungen mit der leichten Rammsonde (10 vor dem östlichen Dammfuß und 3 im Bereich des westlichen Dammfußes) veranlasst.

Nach dem 2. Schadensfall wurden dann weitere 4 Bohrungen (V1 bis V4) zum Einbau der Inklinometer und insgesamt 9 Drucksondierungen (4 im Bereich der Widerlager, 3 am östlichen und 2 am westlichen Dammfuß) durchgeführt.

2.2.2 Baugrundsichtung

Einen Schnitt durch den Damm mit den Baugrundverhältnissen enthält Abb. 3.

In den Erkundungsbohrungen wurde vereinfacht eine Schichtenfolge (von oben nach unten) bestehend aus

- Auffüllungen
- Deckschichten/Decklehmen, z.T. umgelagert und mit Dammaterial vermischt
- Tertiärton

erkundet.

Unterhalb der Dammaufstandsfläche ist eine Art vermischte Zone aus Deckschichten (teilweise nichtbindig) und Decklehmen vorhanden. Diese Schicht wird als Liegendes von Teriärton unterlagert, welcher sich als überwiegend steif bis halbfester Ton mit geringmächtigen Mergelsteineinlagerungen darstellt.

Nach den Grundwasserdaten und den während der Beobachtungszeit gemessenen Grundwasserpegeln war bekannt, dass das Grundwasser relativ hoch, z.T. nur knapp unter Geländeoberfläche liegt, wobei das Grundwasser durch die Abfolge von durchlässigeren und schwach durchlässigen Schichten (z.B. Mergelstein- oder Kieseinlagerungen getrennt durch Ton- und Schluffschichten) in mehreren, jedoch z.T. miteinander korrespondierenden Stockwerken über die Tiefe vorliegt. Sowohl im Regenrückhaltebecken

als auch in den benachbarten Gräben und Mulden konnte ein Wasserstand im Beobachtungszeitraum festgestellt werden.

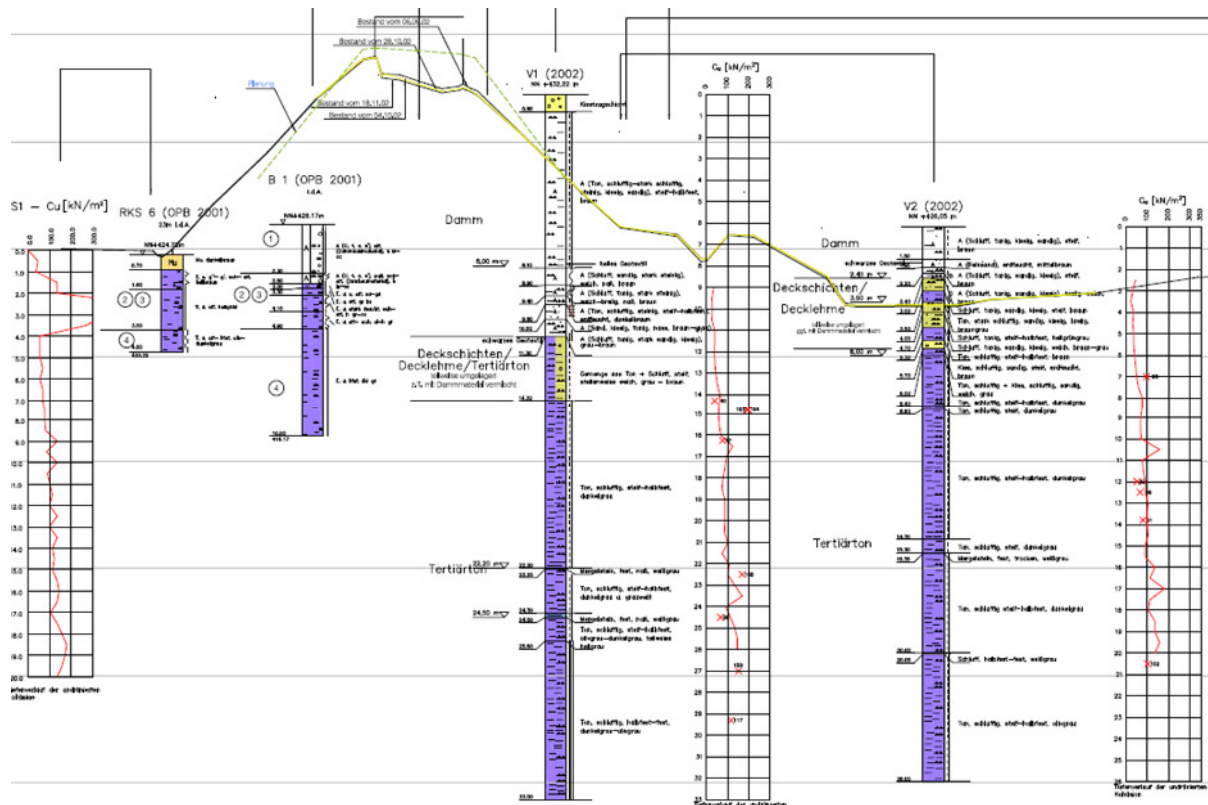


Abb. 3: Dammquerschnitt (nach dem 2. Schadensfall) mit Bohr- und Drucksondierprofilen (auf c_u -Werte korreliert) im Schnitt 1 nach Abb. 2

2.2.3 Drucksondierungen und Scherfestigkeit

Nach dem 2. Schadensfall wurden insgesamt 9 Drucksondierungen ausgeführt, um den Tiefenverlauf der Festigkeitsparameter zu erkunden, siehe Abb. 2 und 3. Die Drucksondierung DS2 liegt hierbei unmittelbar neben der Inklinometer- bzw. der Erkundungsbohrung V2 und die Drucksondierung DS3 unmittelbar neben der Inklinometer- bzw. der Erkundungsbohrung V3 (s. Schnitte 1 und 2 in Abb. 2) so dass ein direkter Vergleich ermöglicht wird.

Die Ergebnisse der Drucksondierungen sind vom Verlauf qualitativ (auf c_u -Werte korreliert) in Abb. 3 beispielhaft neben den Bohrprofilen dargestellt. Unter der ehemaligen Geländeoberfläche ist i.d.R. (außer bei Kieseinlagerungen) eine Zone mit geringen Sondierspitzenwiderständen im Bereich bis $1,0 \text{ MN/m}^2$ in den Deckschichten/Decklehmen und den oberen Bereichen der Tertiärtonen vorhanden; die Schichtgrenze zum Tertiärton ist anhand des Sondierspitzenwiderstandes hierbei nicht eindeutig festzustellen. Vielmehr ist mit zunehmender Tiefe eine stetige, aber geringe Zunahme des Sondierspitzenwiderstandes zu erkennen. In einer Tiefe von 10 m unter Ansatzpunkt ist i.d.R. ein Sondierspitzenwiderstand von $1,0$ bis $2,0 \text{ MN/m}^2$ und in einer Tiefe von 15 m unter Ansatzpunkt i.d.R. ein Sondierspitzenwiderstand von $2,0$ bis $3,0 \text{ MN/m}^2$ vorhanden.

Grundsätzlich ist in diesem Zusammenhang festzustellen, dass die Drucksondierungen im Bereich des westlichen Dammfusses etwas höhere Sondierspitzenwiderstände im Vergleich zu den Drucksondierungen am östlichen aufweisen. Die Mergelsteineinlagerungen drücken sich in eng begrenzten, aber starken Zunahmen des Sondierspitzenwiderstandes aus.

Durch die Gegenüberstellung der Drucksondierergebnisse zu den an den Proben mit gleicher Tiefenlage im Labor bestimmten undränierten Scherfestigkeiten (undränierte Kohäsion) wurde eine Korrelation zwischen der undränierten Scherfestigkeit c_u und dem Sondierspitzenwiderstand q_c abgeleitet. Die Ableitung der Korrelation ist in Abb. 4 dargestellt, woraus sich dann das „ c_u -Tiefenprofil“ in Abb. 3 mit den Laborversuchspunkten ergibt.

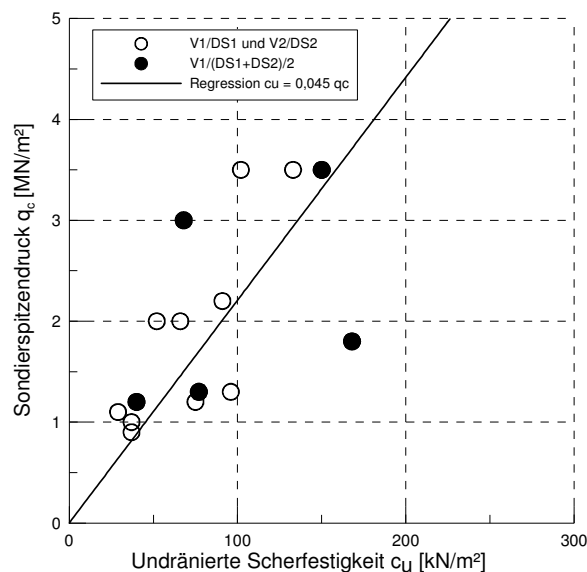


Abb. 4: Korrelation zwischen Scherfestigkeit und Drucksondierwiderstand

Als charakteristischer Verhältniswert von c_u/q_c wird als Mittelwert

$$c_u/q_c = 0,045$$

festgelegt. Dieser Wert liegt hierbei in der Größenordnung der für Ton bekannten Werte, z.B. in der EAU [1] $c_u/q_c = 0,05$.

Demgegenüber waren im Baugrund- und Gründungsgutachten charakteristische Bodenkenngrößen enthalten, die insgesamt im Tertiär eine sehr hohe Kohäsion aufwiesen. Allerdings wurden im Zuge der Entwurfs- und Ausführungsplanung keine Standsicherheitsnachweise geführt.

2.3 Schadensverlauf 1. Geländebruch

In einer Bauzeit von etwa 3 Monaten wurde der bis zu 10 m hohe Damm hinter einem Brückenwiderlager hergestellt. Etwa 1 Jahr nach Fertigstellung des Erdbaus wurden mit Beginn der Oberbauarbeiten erstmals deutlich wahrnehmbare Setzungen am Damm sowie am benachbarten Brückenbauwerk festgestellt. Durch die Vergrößerung der Verformungen in Form von Kriechsetzungen über einen Zeitraum von etwa

10 Monaten war letztlich ein längs durch die Fahrbahn verlaufender Absatz von bis zu ca. 3,5 m in Form eines Geländebruchs eingetreten.

Da man geotechnisch davon ausgegangen war, dass die steifen bis halbfesten Tertiärtonen (s. Abb. 3) eine so hohe Scherfestigkeit (s. Tabelle 1) besitzen, dass die Gleitfuge flach an der Basis der die Tone überlagernden 3-4 m mächtigen Deckschichten mit geringeren Scherfestigkeiten verlaufen muss, wurde der Damm teilweise abgetragen. An der Dammsohle wurden Reste des Dammbaumaterials bis ca. 1 bis 2 m über früherer GOK belassen und ein Gefälle von 4% hergestellt. Als Sanierung wurden vertikale Tragelemente geplant und ausgeführt. Hierbei wurden Rüttel-Ort-Beton-Säulen im Bereich der Dammaufstandsfläche bis auf den als tragfähig eingestuften Tertiärton hergestellt, um den wesentlichen Teil der Dammlast in den tieferen Untergrund abzutragen und somit die als gering tragfähig eingestuften oberen Bodenschichten zu entlasten. Zur Aufnahme der Spreizkräfte wurde eine horizontale Geokunststoffbewehrung vorgesehen. Danach Wiederaufbau des Dammes.

2.4 Bodenmechanische Untersuchungen zum 1. Geländebruch

Nach Eintritt des 2. Geländebruches wurden umfangreiche Laborversuche und rechnerische Analysen durchgeführt, um den gesamten Schadensverlauf nachvollziehen zu können. Anhand des Verlaufes des Sondierwiderstände, in Verbindung mit den Ergebnissen der Scherversuche ist zu folgern, dass es im Bereich der geologischen Schichtgrenze zwischen Decklehm und Tertiärton nicht zu einer schlagartigen Vergrößerung der Festigkeitsparameter wie im Baugrundgutachten angenommen kommt, sondern dass vielmehr eine kontinuierlich Zunahme der Scherfestigkeit und der Steifigkeit des Tertiärtones mit der Tiefe vorliegt (s. a. Abb. 3, Abb. 4 und Tabelle 1). Aus den Ergebnissen der nachträglich durchgeführten Laborversuchen in Verbindung mit den Drucksondiererergebnissen können die in Tabelle 1 zusammen gestellten „wahrscheinlichen“ Bodenkenngrößen (Scherfestigkeit als Peakwerte) abgeleitet werden.

Standsicherheitsuntersuchungen an dem Damm mit diesen Scherparametern führen rechnerisch aber noch nicht zum 1. Geländebruch. Betrachtet man demgegenüber die Scherparameter [2], [3] verformungsabhängig, so ergaben sich beispielsweise für die undränierten Scherparameter aus den Laborversuchen die Ergebnisse nach Abb. 5.

Tabelle 1: Vereinfachte Schichtenfolge (Baugrundmodell) vor Eintritt des 1. Schadensfalles mit „wahrscheinlichen“ Bodenkenngrößen

Schicht	Wichte γ/γ' [kN/m ³]	Reibungswinkel φ' [°] ³⁾	Kohäsion c' [kN/m ²] ³⁾	Undrännierte Kohäsion c_u [kN/m ²] ³⁾	Steifemodul E_s ²⁾ [MN/m ²]	Durchlässigkeit k [m/s]
Damm	19/10	30	20		50	
Deckschichten	20/10	22,5	25	35	5	$5 \cdot 10^{-9}$
Tertiärton 0 bis 2 m ¹⁾	20/10	10	35	40	6	$2 \cdot 10^{-11}$
Tertiärton 2 bis 5 m ¹⁾	20/10	10	35	45	6	$2 \cdot 10^{-11}$
Tertiärton 5 bis 10 m ¹⁾	20/10	10	35	70	6	$2 \cdot 10^{-11}$
Tertiärton >10 m ¹⁾	20/10	10	35	100	6	$2 \cdot 10^{-11}$

¹⁾ Tiefe unter OK Tertiärton

²⁾ bei Referenzspannung 100 kN/m²

³⁾ Anmerkung: Die Scherparameter beziehen sich auf Peakwerte

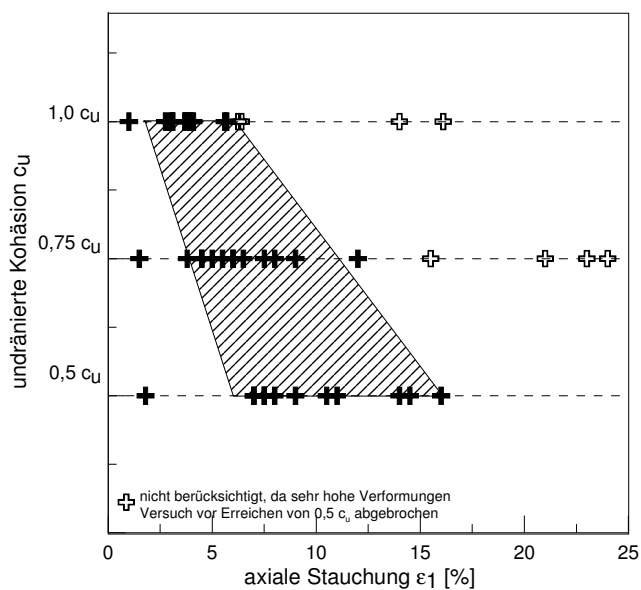


Abb. 5: Undrännierte Scherfestigkeit c_u der Tertiärtonne in Abhängigkeit von der axialen Versuchsstauchung

Danach sind etwa folgende Verformungsbereiche für den Tertiärton gegeben:

- $1,0 \cdot c_u$ (Peakwert): $\varepsilon_1 = 2$ bis 6 %
- $0,75 \cdot c_u$ (Peakwert): $\varepsilon_1 = 4$ bis 12 %
- $0,5 \cdot c_u$ (Peakwert): $\varepsilon_1 = 6$ bis 17 %

Unter Zugrundelegung der Steifemoduln nach Tabelle 1 kann die Setzung der oberen Schichten ermittelt werden. Die Setzungen sind aber im Wesentlichen nur in den oberen Lagen des Tertiärtons und in den Decklehmen bedingt, da aufgrund der geringen Durchlässigkeit der Tertiärtonne die tieferen Bereiche im Tertiärton nur sehr langsam konsolidieren und bis zum Eintreten von merklichen Setzungen ein Zeitraum von Jahrzehnten zu folgern ist. Da die tieferen Tertiärtonbereiche aufgrund des höheren Primärspannungszustandes zudem eine höhere Steifigkeit aufweisen, wurde überschlägig für die Betrachtungen der o.g. Setzungen bzw. Stauchungen im Wesentlichen ein Tiefenbereich von ca. 5 bis 10 m betrachtet. Bei näherungsweise Berücksichtigung eines Steifemoduls von ca. 5 bis 6 MN/m² ergeben sich theoretisch bereits mittlere Stauchungen ε_1 im Untergrund bis ca. $\varepsilon_1 = 4 \%$

Da neben dieser vertikalen Stauchung zusätzlich auch horizontale Stauchungen zu berücksichtigen waren, konnte davon ausgegangen werden, dass in Teilbereichen der Peakwert der Scherfestigkeit nach dem Eintreten der Setzungen ggf. schon überschritten war und geringere Scherfestigkeiten als die Werte der Tabelle 1 vorlagen. Des Weiteren kann vermutet werden, dass es aufgrund der oben genannten Folgerungen zu einem „progressiven Bruch“ kam, was nachfolgend erläutert ist.

Wegen der beschriebenen Verformungsabhängigkeit der Scherparameter können (da die Gleitscholle kein starrer Körper ist) aufgrund der unterschiedlich großen Scherwege entlang einer entstehenden Gleitzone unterschiedlich große Widerstände mobilisiert werden. Dies führt beim Anwachsen der Einwirkungen dazu, dass nach Überschreiten der Peak-Festigkeit in einem Bereich der Gleitzone (in welchem zunächst der größte Widerstand mobilisiert wurde) durch die Abnahme der Widerstände dann die Widerstände in andere Bereiche mit zunächst kleinerem Scherweg umgelagert werden, bis in diesen Bereichen wiederum die Scherfestigkeit aufgrund der dann auftretenden Verformungen abnimmt. Dieser Vorgang wiederholt sich und es entsteht ein progressiver Bruch. Die vorstehenden bodenmechanischen Zusammenhänge können auf den 1. Schadensfall mit dem vereinfachten hypothetischen Modell nach Abb. 6 übertragen werden.

Rechnerisch geht man bei Standsicherheitsnachweisen nach DIN 4084 zunächst davon aus, dass überall entlang der Gleitfuge die Scherfestigkeit in gleicher Höhe ausgenutzt ist. Dies erscheint entsprechend der Modellvorstellung nach Abb.6 vor und während des 1. Schadensfalls bei den hier vorliegenden Randbedingungen nicht gegeben zu sein. Die Modellvorstellung des progressiven Bruches erklärt im vorliegenden Fall auch das stark zeitverzögerte Auftreten des 1. Schadensfalles nach der Dammherstellung (erst ca. 10 Monate später). Das heißt hier, dass beim 1. Schadensfall entlang einer potentiellen Gleitfuge sich folgende Situation über die Zeit entwickelt hat:

- Aufgrund der schnelleren Konsolidation in den Deckschicht ergeben sich große Verformungen, die bewirken, dass $\tau_{f,peak}$ im Damm und im Decklehm auf $\tau_{f,rest}$ abfällt.
- Zu diesem Zeitpunkt ist im Tertiärton in Teilbereichen $\tau_{f,peak}$ ggf. noch voll vorhanden.
- In anderen Bereichen im Tertiärton (z.B. Dammfuß) ist aufgrund der geringen Verformungen möglicherweise die volle Peakscherfestigkeit noch gar nicht erreicht.

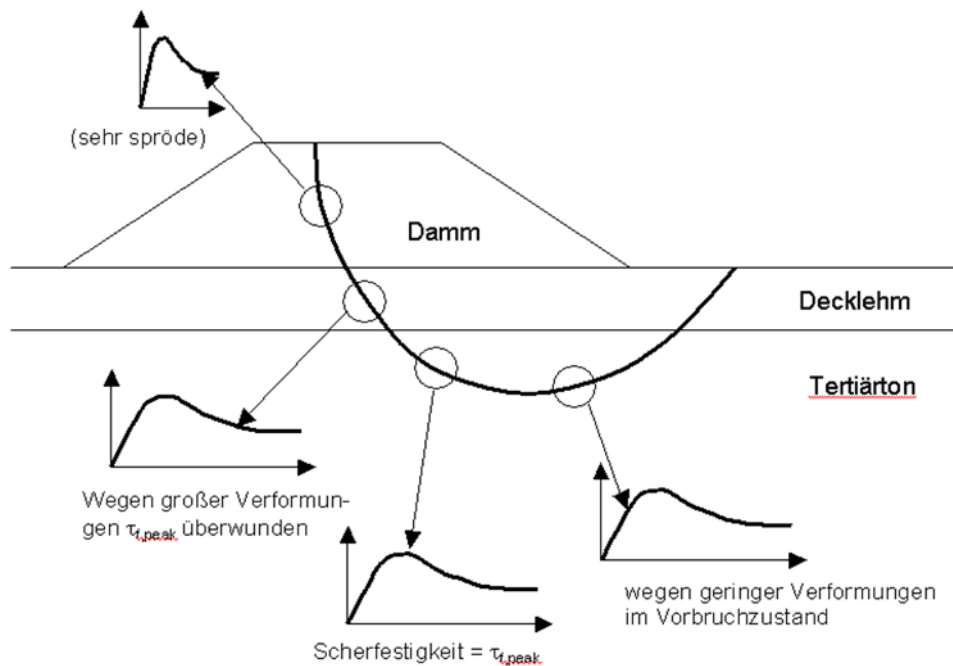


Abb. 6: Hypothese des „progressiven Bruchs“ mit unterschiedlicher Ausnutzung der maximal möglichen Scherfestigkeit ($\tau_{f,peak}$) abhängig von der tatsächlichen Verschiebung in der potentiellen Gleitfuge

Folgt man dieser Vorstellung, so wandert die Scherfestigkeit über die Zeit auf einer potentiellen Gleitfuge von „oben“ nach „unten“, von einem Vorbruchzustand über den Peakwert zur Restscherfestigkeit. Bei entsprechend großen Verformungen (und die waren beim 1. Schadensfall mit Setzungen bis ca. 2,5 m eingetreten) ist am Ende des Vorganges über die gesamte Gleitfuge weitgehend nur noch die Restscherfestigkeit vorhanden. Mit dieser Hypothese lässt sich der 1. Schadensfall bei Ansatz der Bodenkenngrößen aus den Baugrund- und Laboruntersuchungen gut erklären.

2.5 Schadensverlauf 2. Geländebruch

Da im Gegensatz zu meiner Beurteilung des 1. Schadensfalles im Abschnitt 2.2 bis 2.4 vor der 1. Sanierung seitens der Beteiligten die Einschätzung vorlag, dass insbesondere die Kohäsion im Tertiär relativ hoch ist und das Tertiär insgesamt eine gute Tragfähigkeit aufweist, wurde angenommen, dass der 1. Geländebruch auf einer geknickten Gleitfuge mit dem unteren Bereich auf der Schichtgrenze zwischen Decklehm und Tertiär stattgefunden hat. Daraus ergab sich dann die in Abschnitt 2.1 beschriebene Nachgründung auf ca. 1400 ROB-Pfähle (ROB-Säulen).

Bereit 2 Wochen nach Fertigstellung des neu aufgebauten Straßendamms, s. Abschnitt 2.1, zeigten sich wiederum erste Kriechverformungen, die nach etwa 3 bis 4 Monaten in einen Geländebruch entsprechend Abb. 1 und 3 resultierten. Das war auch der Zeitpunkt in dem der Verfasser im Rahmen des Beweisverfahrens [4] hinzugezogen wurde. Wie bereits ausgeführt, wurden dann umfangreiche ergänzende

Baugrunderkundungen, Laborversuche und messtechnische Untersuchungen vorgenommen, s. a. Abschnitt 2.3 und 2.4.

Aus den Inklinometermessungen konnte dann die vorhandene Gleitfuge abgeleitet werden, siehe Abb. 7.

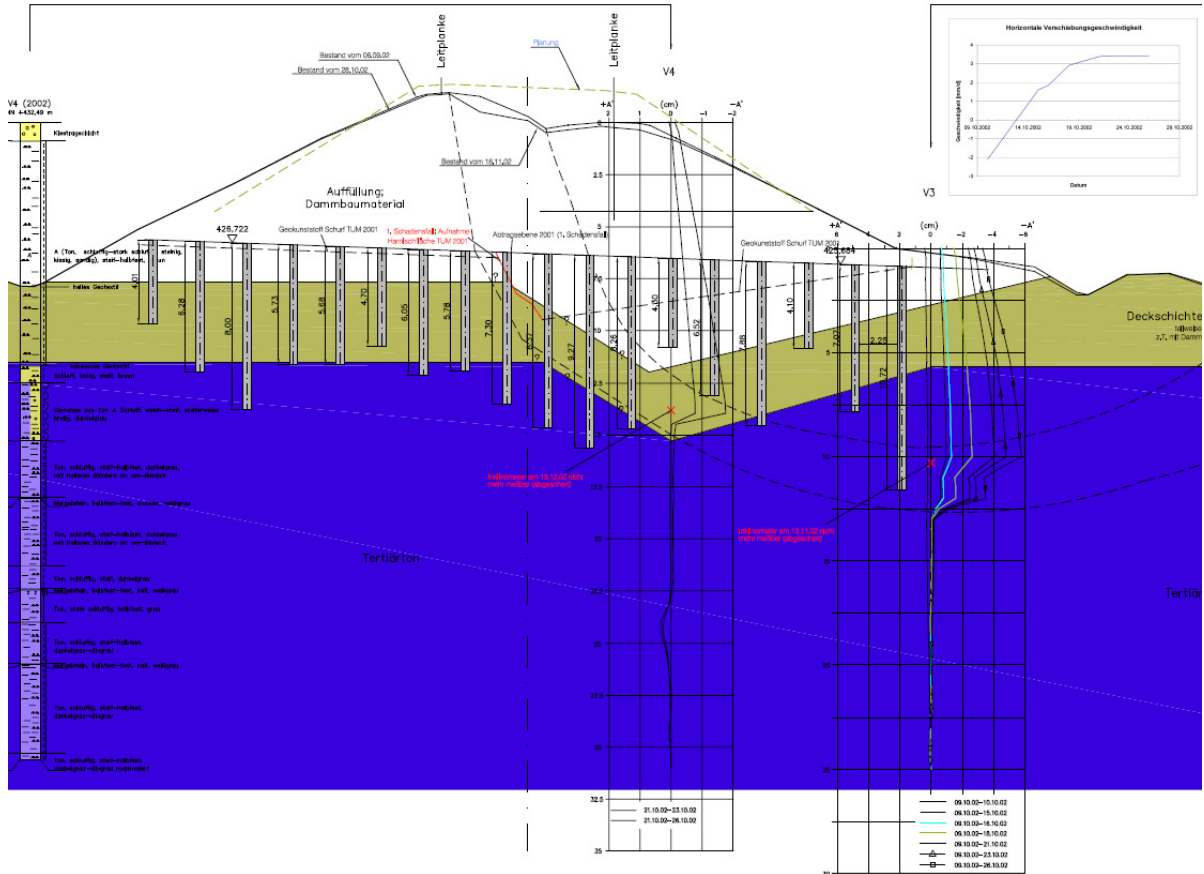


Abb. 7: Aus Inklinometermessungen nach dem 2. Geländebruch lokalisierte Gleitfuge und Scherzone mit Versatz der Schichtung in Bezug zu den Nachgründungen mit ROB-Säulen

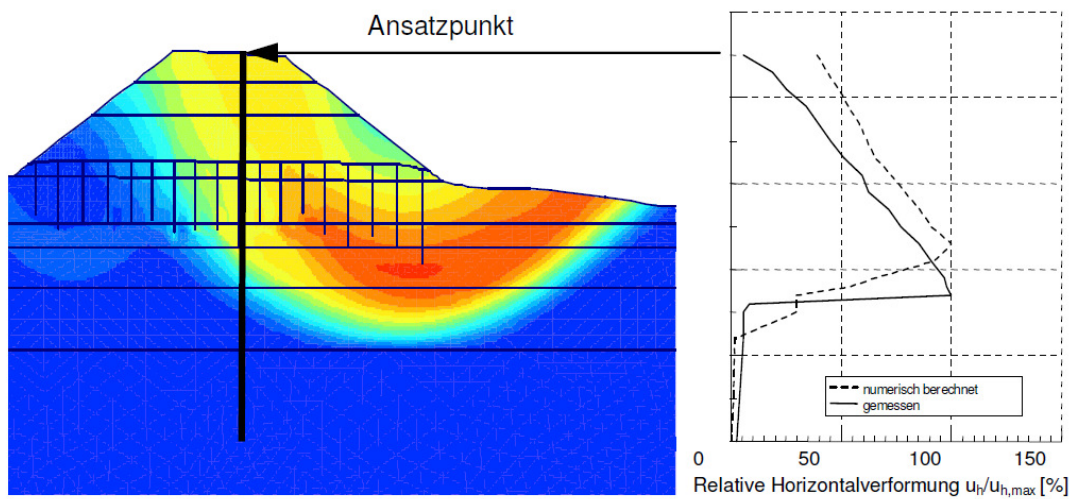


Abb. 8: Numerische Analyse des 2. Schadensfalles und gemessene Horizontalverformungen

Die Abb. 8 und 9 zeigen dazu beispielhaft Ergebnisse der gemessenen und rückgerechneten Gleitfuge sowie die sich darstellenden undrännierten Scherfestigkeiten (Kohäsion) im Tertiärton.

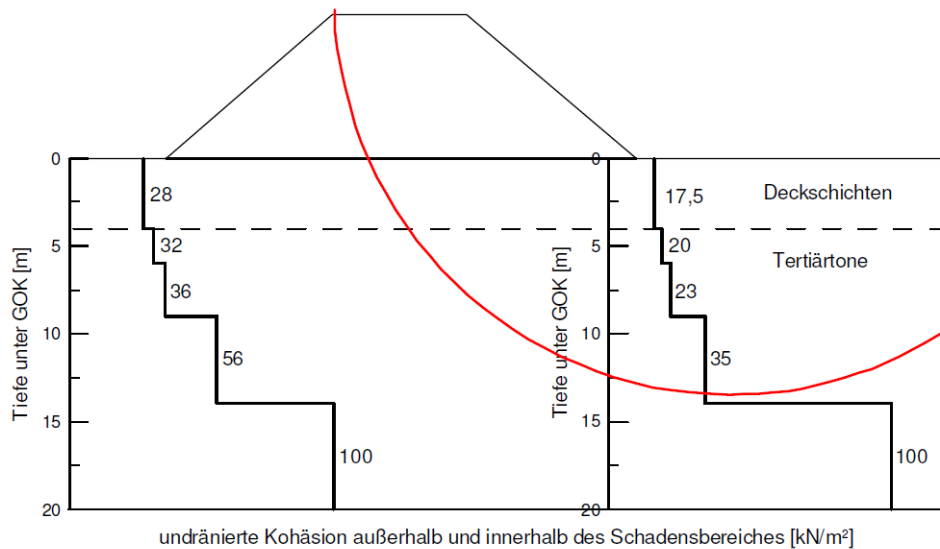


Abb. 9: Aus Erkundungen, Verformungsmessungen und Vergleichsberechnungen abgeleitete charakteristische Werte der undrännierten Kohäsion

In Tabelle 2 sind nachfolgend nochmals die Scherparameter aus den Ausschreibungsunterlagen zur Sanierung des 1. Geländebruches den „wahrscheinlichen“ Scherparametern nach dem 1. Geländebruch gegenübergestellt.

Tabelle 2: Scherparameter aus den Ausschreibungsunterlagen zur Sanierung des 1. Geländebruches und „wahrscheinlichen“ Scherparameter nach Eintritt des 1. Schadensfalls

Schicht	„Wahrscheinliche“ Scherparameter			Ausschreibungsunterlagen zur Sanierung 1. Schadensfall		
	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Undrännierte Kohäsion c_u [kN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Undrännierte Kohäsion c_u [kN/m ²]
Deckschichten	22,5	0	17,5	22,5 ²⁾ 15 ³⁾	2 ²⁾ 15 ³⁾	10 ²⁾ 20 ³⁾
Tertiärton 0 bis 2 m	10	0	20 bzw. 19+1/m ¹⁾	i.M. 17,5	i.M. 25	i.M. 130
Tertiärton 2 bis 5 m	10	0	23 bzw. 21+2/m ¹⁾	i.M. 17,5	i.M. 25	i.M. 130
Tertiärton 5 bis 10 m	10	0	35 bzw. 27+11,5/m ¹⁾	i.M. 17,5	i.M. 25	i.M. 130
Tertiärton >10 m	10	35	100 bzw. 85 + 7/m ¹⁾	i.M. 17,5	i.M. 25	i.M. 130

¹⁾ im betreffenden Tiefenbereich konstant oder kontinuierlich mit der Tiefe zunehmend

²⁾ obere Decklehme und Kiese (Bereich der Bruchzone, untere Grenzwerte)

³⁾ untere Decklehme (Bereich der Bruchzone, untere Grenzwerte)

Insbesondere sei auf die viel zu hohe Einschätzung der Kohäsion des Tertiärs verwiesen.

2.6 Zusammenfassende technische Bewertung der Schadensursachen

Nachfolgend sind nochmals die auf der Grundlage von umfangreichen geotechnischen und numerischen Untersuchungen abgeleiteten Ursachen der beiden nacheinander eingetretenen Grundbrüche an dem Straßendamm in einer technischen Bewertung zusammengestellt.

- Anhand des Verlaufes des Sondierwiderstandes der Drucksondierungen, in Verbindung mit den Ergebnissen der Laborversuche, ist zu folgern, dass es im Bereich der geologischen Schichtgrenze zwischen Decklehm und Tertiärton nicht zu einer schlagartigen Vergrößerung der Festigkeitsparameter kommt, sondern dass vielmehr eine kontinuierlich Zunahme der Scherfestigkeit und der Steifigkeit des Tertiärtones mit der Tiefe vorliegt, s.a. Abb. 3. Damit ist ein schlagartiger Übergang im Hinblick auf die Festigkeit und Steifigkeit beim Übergang vom Decklehm in den Tertiärton, wie zunächst bei der 1. Sanierung angenommen, nicht gegeben.
- Die Scherfestigkeiten und Steifigkeiten, insbesondere des Tertiärtones, waren offenbar bereits vor Eintreten des 1. Schadensfalles geringer als in den ursprünglichen Baugrundgutachten dargestellt.
- Für die Analyse der Standsicherheit muss aufgrund der vorliegende Sättigungsgrade und der geringen Wasserdurchlässigkeit der Decklehme und Tertiärtonen für den Anfangszustand entweder von den undränierten Scherparametern (undränierter Kohäsion) ausgegangen werden, oder es muss bei Verwendung der effektiven Scherparameter der Porenwasserüberdruck zusätzlich in die Berechnungen eingeführt werden, was zunächst nicht erfolgt ist.
- Der 1. Schadensfall kann nur eingetreten sein, wenn bestimmte bodenmechanische Randbedingungen zum Zeitpunkt der ersten Dammbaumaßnahme wirksam gewesen waren. Dabei kam es zu progressiven Brucherscheinungen (s. Abschn. 2.4). Die Modellvorstellung des progressiven Bruches mit einer verformungs- und zeitabhängigen Reduktion der c_u -Werte erklärt im vorliegenden Fall auch das stark zeitverzögerte Auftreten des 1. Schadensfalles nach der Dammherstellung.
- Die anhand der Untersuchungen zum 1. Schadensfall abzuleitende Scherzone entspricht etwa einer kreisförmigen Gleitfuge (im Gegensatz zur Sanierungsplanung), die relativ tief bis in die Tertiärtonen reicht.
- Aus den Analysen zum 1. Schadensfall konnte ein Baugrundmodell mit charakteristischen Bodenkenngrößen nach Eintritt des 1. Schadensfalls (vor der 1. Sanierung) abgeleitet werden. Der Untergrund ist vereinfachend einzuteilen in durch den 1. Schadensfall „gestörte Zonen“ und „ungestörte Zonen“. Hierbei ist davon auszugehen, dass entlang der im 1. Schadensfall eingetretenen Gleitfugen (gestörte Zone) nahezu vollständig die Restscherfestigkeit wirksam war.
- Anhand der aus den Inklinometer-Messungen und Berechnungen abgeleiteten Gleit- bzw. Scherzonen beim 2. Schadensfall kann ebenfalls ein näherungsweise kreisförmiger Gleitkörper abgeleitet werden, der tief in die Tertiärtonen hineinreicht. In seiner Charakteristik und Lage stimmt dieser Gleitkörper des 2. Schadensfalles in etwa mit dem Gleitkörper des 1. Schadensfalles überein, bzw. reicht

lokal noch etwas tiefer. Pauschal kann aber festgestellt werden, dass der 2. Geländebruch in etwa auf der gleichen Gleitscholle wie der 1. Schadensfall „abgerutscht“ ist. Die konstruktiven Elemente der Sanierung (Betonrüttelsäulen, Geokunststoff) haben damit praktisch nahezu keine Wirkung gezeigt, da die Gleitfuge überwiegend unterhalb der Säulenfüße verläuft, s. Abb. 7.

- Der 2. Geländebruch kann somit vor allem auf ein Scherversagen in den Tertiärtonen unter den Betonrüttelsäulen zurückgeführt werden.

2.7 Sanierung

Als mögliche Sanierungsmaßnahmen [5] für den geschädigten Abschnitt des Straßendamms wurden folgende Varianten untersucht:

- Vorschüttungen als Gegenlast (Berme) im Bereich des Dammfußes;
- Verdübelung der Scherfuge mittels Bohrpfählen;
- Pfahlgründung (Aufständigung des Damms) bis in tiefere tragfähige Tertiärtonschichten.

Das ausgeführte Konzept (Abb. 10) sah schließlich eine Kombination mehrerer Maßnahmen vor:

- Anordnung einer 4 – 5 m hohen und 20 – 25 m breiten Vorschüttung (Konterberme) längs des betreffenden Dammschnitts (Länge ca. 150 m) vor dem Dammfuß über der ehemaligen Bruchmuschel.
- Maßgebliche Verringerung der Belastung durch Aufbau des Straßendamms auf einer Länge von ca. 200 m (Schadens- und Übergangsbereiche) mit EPS-Hartschaum.
- Einbau einer hochzugfesten Geogitterbewehrung unter dem EPS-Körper und in der Vorschüttung zur Erhöhung der Standsicherheit.
- Verlegung des ursprünglich am Dammfuß angeordneten Regenrückhaltebeckens und Neubau in größerem Abstand zum Damm.

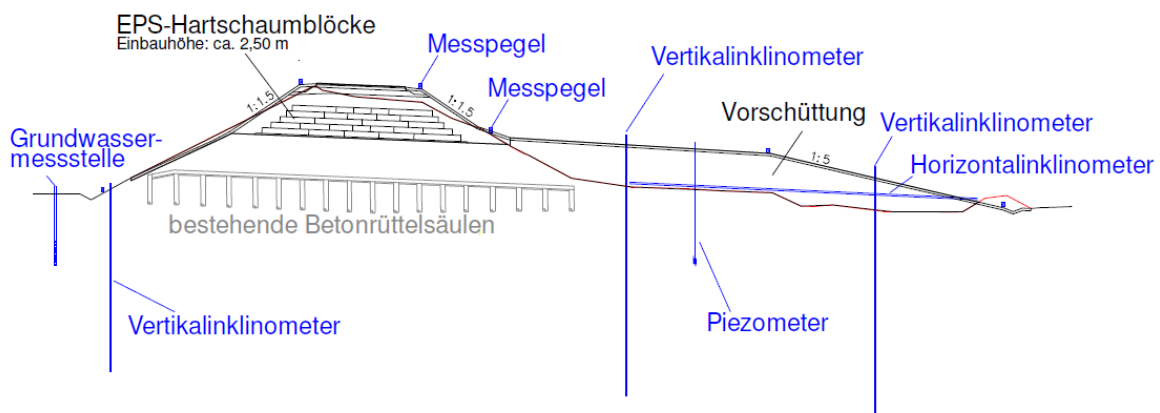


Abb. 10: Ausgeführtes Sanierungskonzept: Regelquerschnitt mit Messelementen

- Dränage der Böschungsfüße zur Vermeidung eines Aufweichens des Dammfußes.

Die Sanierungsmaßnahmen wurden durch eine kontinuierliche messtechnische Überwachung begleitet, wobei eine Freigabe des nächsten Bauabschnitts jeweils erst erfolgte, nachdem durch Messergebnisse ein planmäßiges Verformungsverhalten nachgewiesen werden konnte. Im Zweifelsfall wurden Liegezeiten eingeschaltet. Auch nach Beendigung der Baumaßnahmen und Freigabe für den Verkehr werden die Messungen über einen Zeitraum von insgesamt rd. 1,5 – 2 Jahren fortgeführt, wobei die messtechnischen Ergebnisse die Wirksamkeit der durchgeführten Sanierungsmaßnahmen belegen und die Straße nach langer schadensbedingter Verzögerung in Betrieb genommen werden konnte.

3 Großräumige Rutschung im Buntsandstein an einer BAB

3.1 Überblick und Randbedingungen

Bei einem Autobahnneubauprojekt im Mittelgebirgsraum östlich von Göttingen wurde die Trasse in bis zu ca. 20 m tiefen Einschnitten geführt, wobei die Böschungen im Unteren Buntsandstein liegen. Obwohl die Standsicherheit der Böschungen, insbesondere aufgrund des Einfallwinkels der Festgesteinschichten schon im Zuge der Baugrunderkundung als kritisch erkannt und durch planerische Maßnahmen verbessert wurde [6], kam es dennoch zu einer großräumigen Rutschung über eine Länge von ca. 100 m.

Im Rahmen eines Schiedsgutachtens [7] wurden daraufhin ergänzende Erkundungen, Analysen und Berechnungen durchgeführt, um die Ursache für das Schadensereignis festzustellen und Grundlage für die Sanierung zu schaffen. Den nachfolgenden Ausführungen liegt der Beitrag [8] zugrunde.

Der hier behandelte Einschnitt ist bei Böschungsneigungen von ca. 1:1,75 (Böschungswinkel ca. 30°) durch eine maximale Einschnittstiefe von ca. 20 m auf einer Länge von ca. 100 m an der Nordseite der BAB gekennzeichnet. Hinter der Böschungsschulter beträgt die Hangneigung noch ca. 5° bis 10°.

Die Trasse verläuft in Ost-West Richtung am Nordrand einer morphologischen Senke, wobei sich dort drei lokal bedeutende tektonische Störungen kreuzen. Störung 1 in etwa E-W-Richtung, Störung 2 in etwa NW-SE-Richtung und die Störung 3 in etwa WNW-ESE-Richtung.

Der Untergrund wird im betrachteten Bereich unter gering mächtigen quartärzeitlichen Lockergesteinen von Schichtgesteinen des Unteren Buntsandsteins gebildet, die sich aus einer Wechselfolge von blättrig-plattigem Ton- und Schluffstein und plattig-bankigem Sandstein bzw. Kalksandstein in einer Mächtigkeit von mehr als 100 m zusammensetzen. Der Grundwasserspiegel liegt unterhalb des Erdplanums der Einschnittsohle. Infolge unterirdischer Auslaugung – Verkarstung, Subrosion – der unter den Buntsandsteinschichten ehemals vorhandenen wasserlöslichen Gesteine des Zechsteins kam es in der geologischen Vergangenheit zu flächenhaftem Absinken der überlagernden Schichten, die dabei auch flachwellig verbogen und bereichsweise auch steil gestellt worden sind.

Im Zuge der Vorerkundung und der Haupterkundung wurden Kernbohrungen und Schürfe in einem Abstand von etwa 150 m angelegt und in den Schürfen eine Gefügaufnahme durchgeführt. Für Standsicherheitsberechnungen wurde anhand von Erfahrungs- und Literaturwerten die Scherfestigkeit auf den

südost bis südwest und somit schräg bis querschlägig zur Straßenachse einfallenden und die Böschung unterschneidenden Schichtfugen mit $\varphi_{SS} = 17^\circ$ bei $c_{SS} = 0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Auf dieser Grundlage ergab sich das Erfordernis von umfangreichen Vernagelungen beidseits des hier behandelten Bereiches zur Gewährleistung der Standsicherheit auf einer Länge von ca. 650 m. Daraufhin wurde eine vertiefte Baugrunderkundung durch zusätzliche Baggerschürfe mit Aufnahme des Trennflächengefüges und Entnahme von Felsproben im standsicherheitsrelevanten Bereich durchgeführt.

An den Proben wurden Trennflächenscherversuche vorgenommen, wodurch als Planungsgrundlage letztlich ein Reibungswinkel auf der Schichtfläche von $\varphi_{SS} = 22^\circ$ (bei $c_{SS} = 0 \text{ kN/m}^2$) angesetzt werden konnte. Unter dieser Voraussetzung sollte nur durch eine geringfügige Böschungsabflachung auf den o.g. Böschungswinkel von 30° , verbunden mit Vernagelungen in Bereichen mit lokalen Verteilungen bzw. Verkipnungen der Schichtflächen die erforderliche Standsicherheit erreicht werden [6].

3.2 Schadensverlauf und Schadensbild

Das Auffahren des Einschnittes im Bereich der später aufgetretenen großräumigen Rutschung wurde in zügiger und nahezu kontinuierlicher Herstellung vorgenommen. Parallel zum Auffahren des Einschnittes sollten die Vernagelung und eine messtechnische Überwachung durch drei tiefreichende Inklinometermessstellen erfolgen. Das Bohren der Inklinometerrohre und die Vernagelung wurden aber durch verschiedene Umstände, insbesondere durch zunächst noch offene Fragen zum Korrosionsschutz der Nägel, verzögert. Etwa 1 Woche nach Herstellung des Einschnittes traten erst Bewegungen auf und nach etwa 2 Wochen kam es zu einer globalen großen Böschungsrutschung (Abb. 11 bis 14) mit kleineren Rutschschollen vor und hinter diesem Bereich.

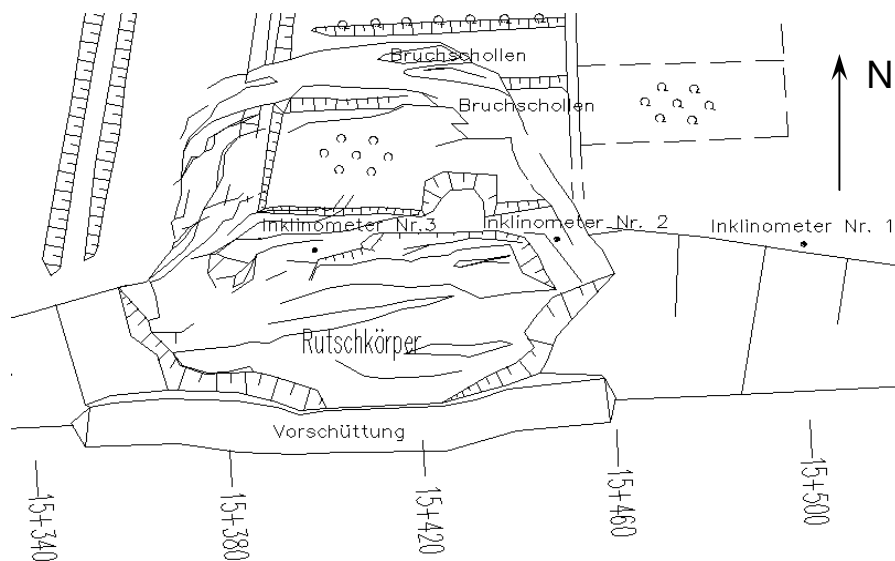


Abb. 11: Darstellung der „großen Rutschung“ mit Rissbildung im Grundriss

Der „große“ Rutschkörper ist in Abb 11 mit den aufgetretenen Rissbildungen im Grundriss dargestellt und ließ sich augenscheinlich als prismatischer, tetraeder- oder keilförmiger Körper beschreiben, der in der Grundfläche muldenförmig ausgebildet war (Abb. 12).



Abb. 12: Überblick über die „große Rutschung“



Abb. 13 (links): Bereich der ehemaligen Böschungsschulter

Abb. 14 (rechts): Hintere Abrisskante des Rutschkörpers, ca. 40 bis 45 m hinter der ehemaligen Böschungsschulter

Im unteren Bereich war eine Aufwerfung bzw. Aufwölbung der Felsmassen sichtbar, die bis zu 2 m über die Umgebungsbereiche ragte und im unteren Bereich am Böschungsfuß mit einer Vorschüttung (Abb. 11) zwischenzeitlich stabilisiert wurde. Im Bereich der ursprünglichen Böschungskante waren mehrere große Risse und Absätze vorhanden, die im Wesentlichen parallel zur ehemaligen Böschungskante verliefen. Hinter der Böschungskante, vor dem angrenzenden Baumbestand, war eine mehrere Meter hohe, fast senkrechte Abrisskante festzustellen, wobei sich vor der Abrisskante ein in etwa horizontaler Versatz von mehreren Metern Mächtigkeit gebildet hatte (Abb. 13). Im angrenzenden Baumbestand fand sich in einem Abstand von ca. 40 bis 45 m hinter der ursprünglichen Böschungsschulter ein mächtiger Rissversatz von über ca. 5 m Breite, in welchem verschiedene Bruchschollen zu finden waren. Die hintere Begrenzung war durch eine senkrechte Abrisskante von über 4 m Höhe gegeben (Abb. 14).

3.3 Erkundungen nach dem Schadensfall

3.3.1 Bohrungen und Begehung des Rutschkörpers

Nachdem zur Abgrenzung der Rutschung hinter dem sichtbaren Bruchkörper zwei weitere Inklinometermessstellen eingerichtet waren, wurden alle Inklinometerbohrungen ingenieurgeologisch angesprochen. Unterhalb der Verwitterungs-Zersatzzone folgten die tiefgründig verwitterten Gesteine des Unteren Bundsandsteins, welche sich durch eine unregelmäßige, stark wechselnde Abfolge aus meist blättrig bis dünnplattigen Schluff-, Ton- und Sandsteinlagen und dazwischen eingelagerten dünnbankigen bis bankigen, deutlich festeren bzw. härteren Kalksandsteinbänken beschreiben ließen. Innerhalb der Ton-, Schluff- und Sandsteine war eine Vielzahl von glimmerhaltigen, mit Lockergestein gefüllten Schichtfugen vorhanden, die im allgemeinen 1 cm Mächtigkeit nicht überschreiten, wobei die obersten cm der mächtigen Ton/Schluffsteinlagen z.T. völlig zu Ton/Schluff aufgewittert waren.

Bei der ingenieurgeologischen Erkundung vor Ort und der Aufnahme bzw. Sichtung der vorderen und hinteren Abrisskanten im Rutschungsbereich wurde insbesondere festgestellt, dass innerhalb einzelner Ton-, Schluff- und Sandsteinlagen bzw. -bänken und z.T. insbesondere zwischen diesen und den Kalksandsteinbänken auch größere Schichtfugen aus Ton/Schluff vorhanden sind, die eine Mächtigkeit von mehreren cm aufwiesen (s. Abb. 16).

Aus diesen größeren Schichtfugen aus Ton/Schluff wurden gestörte Proben entnommen und zunächst Klassifizierungsversuche durchgeführt. Nach der Klassifikation handelte es sich hierbei um einen mittelplastischen Ton bzw. Schluff (TM, UM nach DIN 18196). Anschließend wurde in zwei unabhängigen Instituten eine tonmineralogische Analyse vorgenommen. Hierbei wurden innerkristallin quellfähige Tonminerale in der Gesamtfraktion von 17 bis 20 Gew.-% und in der Tonfraktion $d < 2 \mu\text{m}$ von 40 bis 43 Gew.-% ermittelt. Aufgrund des hohen mengenmäßigen Anteils der quellfähigen Tonminerale war von einer prägenden Beeinflussung der bodenphysikalischen Kennwerte auszugehen.

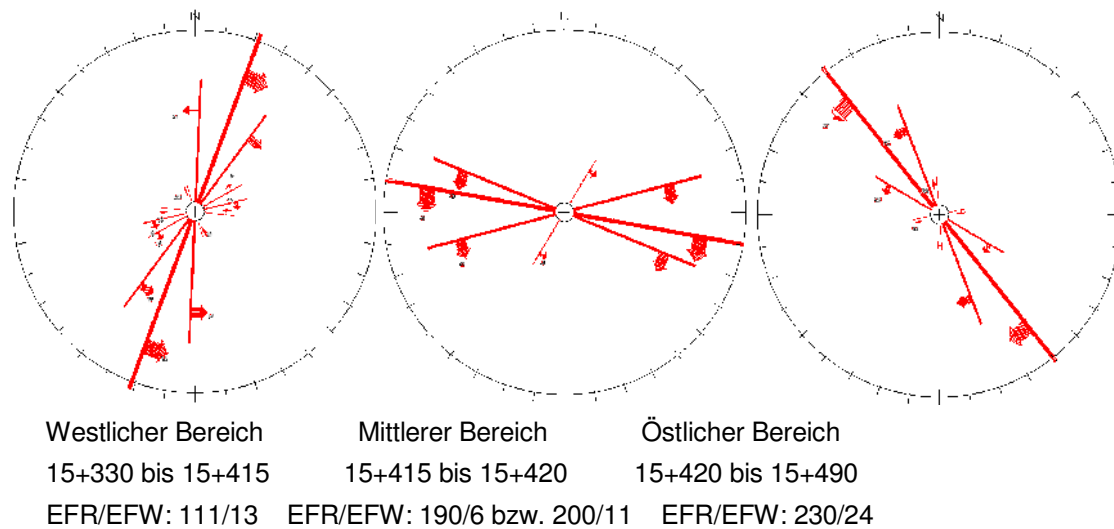


Abb. 15: Lagekugeldarstellung der Schichtfugen (größte statistische Häufigkeit); Einfallrichtung EFR; Einfallwinkel EFW

Anhand der bei der Begehung des Rutschkörpers auf der Oberfläche der Böschungen bzw. im oberflächennahen Bereich der Abrisskanten vorgenommenen Gefügebildungen wurde das ingenieurgeologische Modell der Rutschung vervollständigt. Es ergab sich im Bereich des großen Bruchkörpers der auch augenscheinlich vorhandene keil- bzw. muldenförmige Verlauf der Schichtfugen, wobei im mittleren Bereich des Rutschkörpers über eine begrenzte Länge sogar nahezu südlich und damit quer zur Straßenachse einfallende Schichtflächen festgestellt werden konnten, die i.d.R. einen gemessenen Einfallwinkel um ca. 10° aufwiesen (Abb. 15).

3.3.2 Erkenntnisse während der Abtragsarbeiten und Erkundung der Gleitflächen

Zur Sanierung des Schadensfalles (s. a. Abschnitt 3.5) wurde ein Abtrag der gerutschten Felsmassen im Bereich der großen Rutschung vorgenommen. Die Ausräumungs- und Abtragungsarbeiten wurden geotechnisch begleitet, um neben der Überwachung der eigentlichen Arbeiten auch das geologische Modell weiter zu verifizieren und insbesondere die Lage der Gleitfläche aufzunehmen. Zur Erkundung der genauen Tiefenlage und des Verlaufs der Gleitfuge sowie der näheren tektonischen und Schichtlagerungsverhältnisse wurden hierbei zu unterschiedlichen Abtragungszuständen 6 Baggerschürfe in Tiefen bis zu ca. 10 m unter der GOK durchgeführt. Zusammenfassend konnten die folgenden Feststellungen zur Definition des Gleitkörpers getroffen werden:

- Der abgerutschte Muldenbereich wurde nach Osten, Norden und Westen von tektonischen Störungen mit Ost-West bzw. Nord-Süd-Verlauf begrenzt, wobei sich i.d.R. die Abrissklüfte in ihrem Verlauf an diesen Störungen orientierten. Nördlich der begrenzenden Störung ging die Muldenstruktur in eine Sattelstruktur über.

- Die Gleitzone konnte i.d.R. durch einen bis ca. 50 cm mächtigen Bewegungsbereich mit einer Hauptgleitfuge in Form einer mehreren cm-mächtigen Schichtfuge aus Schluff/Ton beschrieben werden (Abb. 16).
- Die Gleitfuge bzw. Gleitzone zeigte im Kernbereich ein durchschnittliches Gefälle von ca. 12° senkrecht zum Hang, reichte in den Bereich der geplanten Trasse und verlief ca. 1 – 1,5 m unter dem Böschungsfuß.
- Die Gleitzone zeigte in N-S-Richtung einen getrepten Verlauf. Hauptsprungstelle war vermutlich eine E-W-Störung etwa in Rutschkörpermitte.



Abb. 16: Gleitfuge im Schurf Nr. 6

3.4 Geotechnische Modellbildung und Analyse der Rutschungen

3.4.1 Rechnerische Analyse und Bruchkörpermodelle

Nach der Definition der maßgebenden Schichtflächen, statistischen Auswertung der Gefügemessungen und des Aufmaßes des Rutschkörpers wurden verschiedene vereinfachte Bruchkörpermodelle untersucht (Programm SOLIDROCK), s. Tabelle 3.

Zunächst wurden ebene Gleitkörper geprüft. Diese Betrachtung setzte aber voraus, dass einzelne Gleitkörper hintereinander abrutschen. Da sich insbesondere im östlichen Bereich nur sehr geringe Standsicherheiten ergaben, hätte zunächst ein Abgleiten der mittleren und östlichen Bereiche stattfinden müssen und anschließend infolge der fehlenden seitlichen Stützung ein Nachgleiten des westlichen Blockes ohne Behinderung der Gleitrichtung. Diese Betrachtung ist aber nicht als ausreichend für die Analyse des Bruches zu bewerten, da eine gewisse gegenseitige Blockierung zumindest zum Beginn der Rutschung vorauszusetzen war. Erwartungsgemäß wurden bei Betrachtung von dreidimensionalen Bruchkörpern höhere Sicherheiten berechnet. Bei Anpassung eines keilförmigen Gleitkörpers an die vorhandene Geometrie (s. Abb. 17) ergab

sich bei Ansatz eines ungünstig anzunehmenden Reibungswinkels von $\varphi_{SS} = 10^\circ$ eine Globalsicherheit von $\eta \approx 1,1$. Hierbei war aber, aufgrund der rechnerisch nicht berücksichtigten und unbekanntenen Ausdehnung der nahezu böschungsparellen Gleitflächen im Mittelbereich, davon auszugehen, dass diese Sicherheiten im Vergleich zu den in situ vorliegenden Sicherheiten zu hoch ermittelt wurden. Aufgrund eines Vergleichs mit den anderen Berechnungsergebnissen war dann für die Gesamtsituation von einer Sicherheit unter $\eta = 1,0$ auszugehen.

Tabelle 3: Ergebnisse der Standsicherheitsanalysen der großen Rutschung

Modell	Schichtflächen Einfallrichtung/Einfallwinkel [°]	Reibungswinkel φ_{SS} [°]	Sicherheit η [-]
Ebener Gleitkörper	190/6 (Mitte)	20 10	3,5 1,7 ¹⁾
	200/11 (Mitte)	20 10	1,9 1,0 ¹⁾
	230/24 (Ost)	20 10	0,8 0,7 ¹⁾
	111/13 (West)	20 10	1,6 0,8 ²⁾
Räumlicher Bruchkörper (Abb. 17)	111/13 (West) und 224/24 (Ost)	20 10	2,3 1,1 ¹⁾

¹⁾ Mit Vorgabe der Gleitrichtung in Richtung BAB ²⁾ Ohne Vorgabe der Gleitrichtung

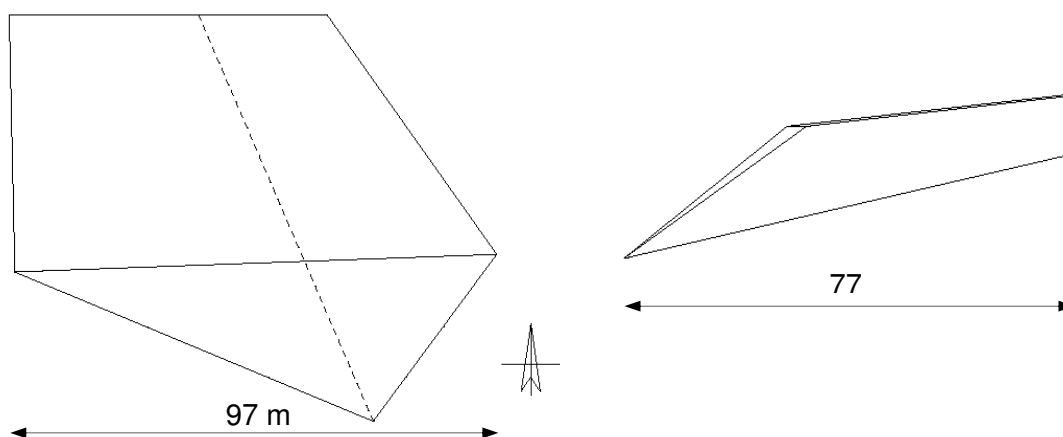


Abb. 17: Räumliches Bruchmodell (schematisch)

3.4.2 Schlussfolgerung zur Scherfestigkeit der Schichtfugen

Die Proben für die im Zuge der ursprünglichen Baugrunderkundung durchgeführten Scherversuche konnten nur aus oberflächennah durchgeführten Schürfen entnommen werden, wodurch tieferliegende Schichtfugen nicht erfasst werden konnten. Nach der Erkundung im Zuge der Sanierung zeigte sich, dass die Scherver-

suche im Zuge der Planung und die darauf basierende Angabe von $\varphi_{SS} = 22^\circ$ nur die innerhalb der Ton-, Schluff- und Sandsteine vorliegende Schichtfugen von geringer Mächtigkeit umfasste. Zwischen einzelnen Ton- Schluff- und Sandsteinlagen bzw. Kalksteinbänken waren aber auch dickere Schichtfugen aus quellfähigen Schluff/Ton vorhanden, die eine Mächtigkeit von mehreren cm aufweisen und nach der Rutschung in größerer Tiefe erkundet wurden.

Da Quellvorgänge bei einer maßgebenden, länger anhaltende Änderung des Spannungszustandes ausgelöst werden, konnte davon ausgegangen werden, dass gewisse Quellerscheinungen in den Schichtfugen durch das Auffahren des Einschnittes ermöglicht wurden, was ggf. mit einem starken Abfall der Scherfestigkeit verbunden war. Nach Erfahrungswerten und den Ergebnissen der Nachrechnungen war somit im Bereich der Rutschung unter Berücksichtigung aller vorliegenden Erkenntnisse, z.B. zu den Quelleigenschaften, zur Gebirgsstruktur, zur vorhandenen tektonischen Beanspruchung, ggf. geologisch zuvor vorhandenen Gleitbeanspruchungen usw. von einem Reibungswinkel in der Größenordnung von $\varphi_{SS} = 10^\circ$ bis 15° (bei $c_{SS} = 0 \text{ kN/m}^2$) auszugehen. Unter weiterer Berücksichtigung der Aufnahme der Gleitfuge war detailliert beim Rutschereignis ein mittlerer wirksamer Reibungswinkel im Kernbereich der Rutschung von ca. $\varphi_{SS} = 12^\circ$ vorhanden. Insofern wurde die maßgebende Scherfestigkeit im Zuge der Planung zunächst überschätzt.

3.5 Sanierung

Zur Sanierung der großen Rutschung wurde generell von einer Böschungsabflachung bis zur Gleitfläche ausgegangen, da dafür entsprechende Flächen zur Verfügung standen. Im zentralen Bereich des muldenförmigen Schadensbereiches wurde somit eine vollständige Ausräumung des gerutschten Materials oberhalb der Gleitfläche vorgenommen (Abb. 18), so dass keine zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen erforderlich wurden.



Abb. 18: Sanierung a) abgeflachte Böschung, b) Vernagelung

In den Randbereichen nördlich der ehemaligen hinteren Abrisskante und im östlichen Übergang zur Regelböschung wurde eine zusätzliche Vernagelung der entstehenden etwa 1:3 geneigten Böschung vorgesehen.

Die Böschungsgeometrien und die Vernagelungskonzepte wurden im Zuge der Sanierungsarbeiten, d.h. während des Ausräumens der gerutschten Felsmassen auf der Grundlage der vorliegenden Erkenntnisse zur Lage der Gleitfläche, der Höhe der neu entstehenden zu sichernden Böschung und der nochmals am anstehenden, ungestörten Buntsandstein vorgenommenen Gefügemessungen definiert. Insgesamt wurden im Bereich der großen Rutschung ca. 500 Nägel (System GEWI) einer Länge zwischen 6 bis 12 m und mit Rasterabständen zwischen 1,5 bis 2,5 m eingesetzt (Abb. 18b).

3.6 Zusammenfassende technische Bewertung der Schadensursachen

Als maßgebende Ursachen für die eingetretene großflächige Rutschung konnten der ungünstige muldenförmige Schichtfugenverlauf sowie die geringe Scherfestigkeit von $\varphi_{SS} = 10$ bis 15° auf den Schicht- bzw. Hauptgleitfugen festgestellt werden. Diese geringe Scherfestigkeit wurde im Vorwege nicht erkannt, da die entsprechenden maßgebenden Schichtfugen mit herkömmlichen Erkundungsmaßnahmen nicht festgestellt werden konnten. Zudem ergab sich, dass diese quellfähiges Material (teilweise Glimmer) enthalten, wodurch die Scherfestigkeit beim Auffahren des Einschnitts ggf. weiter reduziert wurde. Dies war regionalgeologisch zuvor nicht bekannt.

Das Auftreten des Schadensfalls war somit trotz fachgerechter Erkundung nicht zu vermeiden und wäre auch bei der geplanten aushubbegleitenden Vernagelung aufgetreten. Insofern war der Schaden im Wesentlichen dem Bereich des „Baugrundrisikos“ zuzuordnen. Es ist allerdings zu vermuten, dass das Schadensausmaß hätte reduziert werden können, wenn die Inclinometer rechtzeitig und planmäßig vor dem Auffahren des Einschnitts erstellt worden wären, sodass ggf. schon ab einer geringeren Aushubtiefe unplanmäßige Verformungen erkannt worden wären.

4 Grundbruchversagen eines Dammes auf Seeton



Abb. 19: Grundbruch unter einem Straßendamm im seenahen Bereich

→ Detaillierte Darstellungen siehe Vortrag.

5 Rammprobleme im Wasserbau

5.1 Einleitung und Baugrundrandbedingungen

Neu- und Erweiterungsbauten im Hafen und an den Küsten sind i.d.R. mit umfangreichen Rammarbeiten an Kaianlagen verbunden. Insbesondere in dichtgelagerten nichtbindigen Böden treten dabei häufig Probleme beim Rammen auf. Beispielhaft werden hier Rammerfahrungen an einer kombinierten Wand mitgeteilt, wobei die Ausführungsrammung nach den üblichen Regeln der Technik vorgenommen worden sind.

Unterhalb von nichtbindigen und bindigen Deckschichten liegen beim Beispielprojekt eiszeitlich vorbelastete weitgehend gleichkörnige Sande in dichter Lagerung mit einem Feinkornanteil von unter 5 % vor. Die charakteristischen Bodenkenngrößen für die Sande wurden im Geotechnischen Bericht wie folgt angegeben:

Wichte	$\gamma / \gamma' = 20/12 \text{ kN/m}^3$
Scherparameter	$\varphi'_k = 37,5^\circ; c'_k = 0$

Abb. 20 zeigt die tiefenabhängigen Verläufe des Spitzenwiderstands der Drucksondierungen bezogen auf die Ebene OK Sande. Danach steigt der Spitzenwiderstand ab OK eiszeitlich vorbelastete Sande weitgehend ortsunabhängig mit unterschiedlicher Zunahme über die Tiefe bis auf einen Spitzenwiderstand von i. M. etwa $q_c = 30 \text{ MN/m}^2$ an. Eine gewisse Ausnahme bildet dabei die in Abb. 20 rot eingetragene Sondierung, bei der der Spitzenwiderstand auf den obersten Schichtmetern der Sande deutlich geringer zunimmt als bei den übrigen Drucksondierungen. Der Variationsbereich des Spitzenwiderstands liegt örtlich und tiefenbezogen zwischen etwa $q_c = 17,5$ und $37,5 \text{ MN/m}^2$.

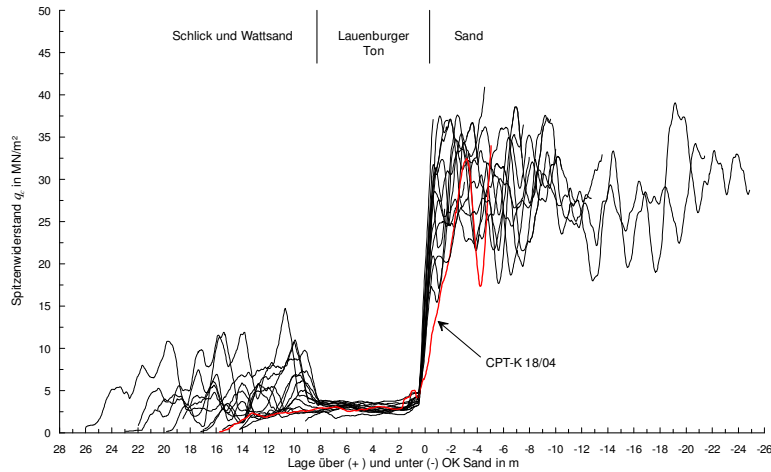


Abb. 20: Verläufe des Spitzenwiderstands der Drucksondierungen

Aus Laborversuchen wurden für die Sande Lagerungsdichten zwischen $0,66 \leq D \leq 1,13$ (bezogene Lagerungsdichte $0,71 \leq I_D \leq 1,10$) ermittelt. Die untere Bandbreite der Lagerungsdichte mit $D = 0,66$ wurde an einer Probe in einer Tiefe von 34 bis 35 m bestimmt, in der der Spitzenwiderstand der Drucksonde mit etwa $q_c = 20 \text{ MN/m}^2$ vergleichsweise gering ist. Für alle anderen untersuchten Proben wurde die Lagerungsdichte mit $D \geq 1,08$ bestimmt. Die untersuchten Sande besitzen somit überwiegend die dichtest mögliche Lagerung und lassen sich nicht mehr weiter verdichten.

Ergänzend dazu enthält Abb. 21 Ergebnisse von Triaxialversuche an Limer-Proben aus den Sanden. Danach lässt sich die Größe des Reibungswinkels in Abhängigkeit vom Seitendruck im Triaxialversuch darstellen. Die Größe des Seitendrucks *in-situ* im Bereich der Rammstrecken der Tragbohlen in den Sanden lässt sich mit dem Ruhedruckbeiwert ($K_0 = 1 - \sin \varphi$) zu 70 bis 90 kN/m^2 abschätzen, womit sich die Größe des Reibungswinkels der Sande gemäß Abb. 21 zu

$$\varphi' = 48^\circ \text{ bis } 49^\circ$$

ergibt und damit deutlich (um den Faktor 1,5) größer ist als nach der Baugrundbeschreibung.

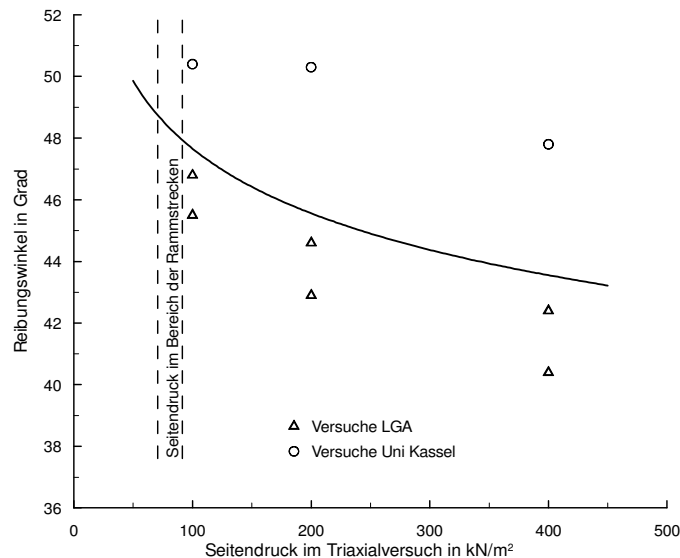


Abb. 21: Reibungswinkel in Abhängigkeit vom Seitendruck im Triaxialversuch

Die Triaxialversuche ergaben auch, dass die Sande sich bei Scherbeanspruchungen quasi ausschließlich dilatant verhalten, was auf die dichtest mögliche Lagerung zurückzuführen ist und bodenmechanisch auch durch den ungewöhnlich hohen Dilatanzwinkel von

$$\psi = 13,7^\circ \text{ bis } 15,8^\circ$$

aus den Versuchen dokumentiert ist.

Das bedeutet, dass beim Rammen der Tragbohlen keine weitere Verdichtung (Verringerung des Bodenvolumens) der Sande stattfinden kann und für das Einbringen der Bohlen die Sande weitgehend vollständig verdrängt werden müssen, was zu dem benötigten hohen Rammaufwand führt.

Nach den petrografischen Laboruntersuchungen an den Proben bestehen die Sande überwiegend aus eckigen bis kantengerundeten Körnern. Der Rundungsgrad ist mit 1 bis 2 auf einer Skala zwischen 0 (sehr eckig) und 5 (gut gerundet) eher gering. Die Einzelkörner der Sande bestehen zu 92 bis 94 % aus Quarz, untergeordnet auch aus Feldspat. Tonminerale sind nur in sehr geringen Spuren enthalten. Der Härtegrad von Quarz liegt bei etwa 7 auf einer Skala zwischen 1 (Talk) und 10 (Diamant) und stellt damit ein eher hartes Mineral dar.

Die Beschreibung der eiszeitlich vorbelasteten Sande sowie deren bodenmechanischen Eigenschaften in den Ausschreibungsunterlagen konnten mit den ergänzenden Laboruntersuchungen nur teilweise bestätigt werden. Die Korngrößenverteilung sowie die Feuchtdichte ergaben sich etwa vergleichbar. Deutlich höhere Werte ergaben sich in-situ hingegen für die Lagerungsdichte und die Größe des Reibungswinkels.

5.2 Rammfolgen bei der Einbringung der Tragbohlen

Das Rammen der Tragbohlen (HZ 975 – 1080) erfolgte in Staffeln von je 12 Bohlen mit Hilfe einer Rammführung. Um den möglichen Einfluss der Rammfolge bzw. einer Verdichtung des Baugrunds (wie in Abschnitt 5.1 gezeigt, können die Sande durch das Einbringen der Tragbohlen nicht mehr verdichtet werden, da die Sande bereits ihre größtmögliche Lagerungsdichte besitzen) durch das Rammen auf die Rammenergie beurteilen zu können, wurde das Rammen der Staffeln mit drei typischen Rammmustern ausgewertet. Nach den Ergebnissen für die untersuchten Staffeln lässt sich keine Abhängigkeit der Rammenergie von der Rammfolge nachweisen. Unabhängig von der gewählten Rammfolge betrug die zum Rammen der Tragbohlen auf den letzten 2,35 Rammmetern benötigte mittlere Rammenergie (Mittelwert je Staffel) zwischen 40,2 und 43,2 MNm/m, die deutlich über Erfahrungswerten und Proberammungen liegt.

5.3 Pfropfenbildung

Um die gegenüber den Erwartungen deutlich erhöhte Rammenergie weiter zu untersuchen, wurden für die verwendeten Profile den Effekt der Pfropfenbildung am Bohlenfuß geprüft.

Zur Quantifizierung der Pfropfenbildung bei offenen Rammprofilen wurde nach [9] und [10] der Kennwert *PLR* (Plug Length Ratio)

$$PLR = \frac{h_p}{d_e}, \quad (1)$$

der das Verhältnis von der nach dem Rammen gemessenen Pfropfenhöhe h_p zur Profileinbindetiefe d_e beschreibt sowie der Kennwert *IFR* (Incremental Filling Ratio)

$$IFR = \frac{\Delta h_p}{\Delta d_e}, \quad (2)$$

der das während dem Rammen gemessene Verhältnis von inkrementeller Pfropfenhöhe Δh_p zu inkrementeller Profileinbindetiefe Δd_e beschreibt, eingeführt.

Der *PLR*-Wert wird durch Innenlotung nach Abschluss der Rammung bestimmt. Der *IFR*-Wert wird durch Innenlotung bei unterschiedlichen Rammtiefen während der Rammung bestimmt und quantifiziert die Pfropfenbildung. Ein Wert von $IFR = 1$ kennzeichnet ein offenes Profil ohne Pfropfenbildung und ein Wert von $IFR = 0$ ein vollständig geschlossenes Profil mit vollständiger Pfropfenbildung. *IFR*-Werte zwischen 0 und 1 kennzeichnen ein offenes Profil mit teilweiser Pfropfenbildung. Der beschriebene Zusammenhang ist anschaulich in Abb. 22 dargestellt.

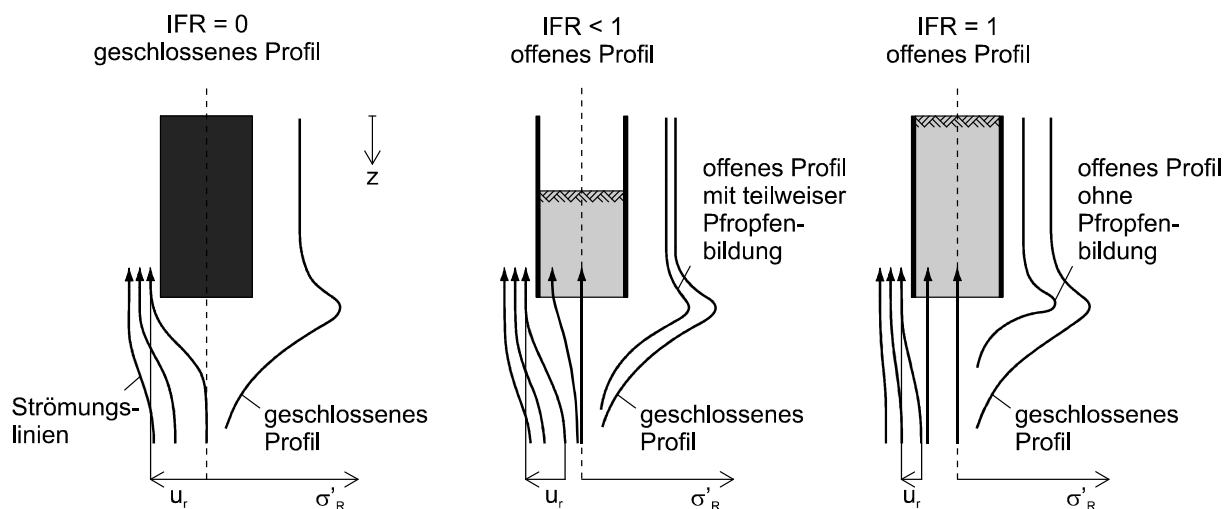


Abb. 22: Pfropfenbildung nach [11]

Wird der *PLR*-Wert durch Messung bestimmt, kann die Pfropfenbildung nach [12] zu

$$IFR = 1,09 \cdot PLR - 0,22 \quad (4)$$

ermittelt werden, wobei es sich hierbei um den Mittelwert der Pfropfenbildung über die Profileinbindetiefe handelt.

In Abb. 23 wurden die *IFR*-Werte grafisch in Abhängigkeit von der Einbindetiefe der Tragbohlen gemessen ab Rammebene dargestellt. Es ist zu erkennen, dass in beiden ausgewählten Rammungen die Pfropfenbildung in den bindigen Böden über dem Sand (Mittelwert von $IFR = 0,67$) um 20 % größer war als im Sand (Mittelwert von $IFR = 0,87$). Bezogen auf die gesamte Länge der Rammstrecken ermitteln sich die *IFR*-Werte zwischen 0,73 bis 0,8 für die untersuchten Tragbohlen.

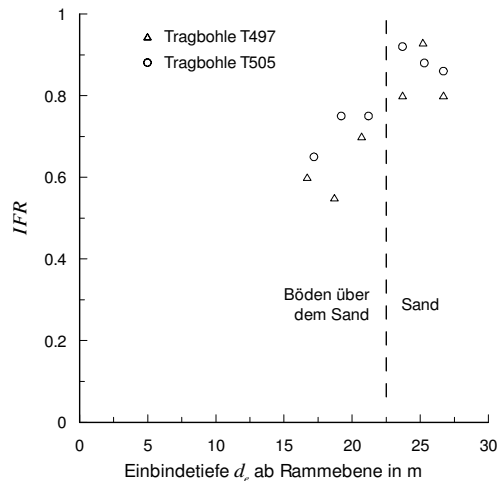


Abb. 23: Beispielhafte Auswertung zur Abschätzungen der Pfropfenbildung auf der Grundlage von IFR-Werten

Nach Abb. 23 und weiterer Auswertungen sind alle untersuchten Tragbohlen mit einer Pfropfenbildung von i. M. 29 % (Mittelwert aus 14 Rammungen) von einer vollständigen Pfropfenbildung weit entfernt. Damit kann auch die bei den Ausführungsrammungen gewählte Profilform als Ursache für die festgestellte sehr großen Rammwiderstände ausgeschlossen werden.

5.4 Zusammenfassende Bewertung

Der festgestellte erhöhte Rammaufwand zum Rammen von Tragbohlen und Schrägpfähle im sehr dicht gelagerten gleichkörnigen Sanden wurden nach unterschiedlichen möglichen Ursachenkriterien untersucht und nachfolgend zusammenfassend bewertet.

a) Einflussbereich Baugrund:

Ein maßgeblicher Einfluss ist auf eine extrem hohe Lagerungsdichte der pleistänen Sande sowie des damit verbundenen größeren Reibungswinkels und damit der Baugrundsteifigkeit und -festigkeit als nach der Baugrundbeschreibung zurückzuführen. Es war sicherlich richtig, im Geotechnischen Bericht den Reibungswinkel für die Sande als Grundlage für die Bemessung der Konstruktion mit $\varphi' = 37,5^\circ$ anzugeben, nicht aber als Grundlage für die Einschätzung des Aufwands zum Rammen der Tragbohlen. Hier hätte die tatsächliche Größe des Reibungswinkels der Sande mit $\varphi' = 45^\circ$ bis 50° verbunden mit einer sehr dichten Lagerung angegeben werden müssen.

b) Einflussbereich Rammfolge:

Für die untersuchten Staffeln mit typischen Rammmustern lässt sich keine Abhängigkeit der Rammenergie von der Rammfolge nachweisen.

c) Einflussbereich Profilform und Pfropfenbildung:

Auch hier ist kaum ein Einfluss der Profilform und der Pfropfenbildung ursächlich festzustellen.

d) Einflussbereich Rammodynamik:

Die Effektivität des Rammenschlags liegt sowohl für die Tragbohlen als auch für die Schrägpfähle im üblichen Erfahrungsbereich und kann als Ursache für die größere Rammenergie bei ebenfalls ausgeschlossen werden. Gleiches gilt für die beim Rammen auftretenden Querschwingungen der Profile.

Durch die ergänzenden Untersuchungen konnte aufgezeigt werden, dass die Ursache für die zum Rammen der Tragbohlen und Schrägpfähle notwendigen erhöhten Rammarbeiten nur den Baugrundverhältnissen mit extrem hohen Lagerungsverhältnissen zugeordnet werden konnten.

6 Gründungen auf geokunststoffummantelten Säulen

6.1 Erhöhte Setzungen unter einem Deichprojekt

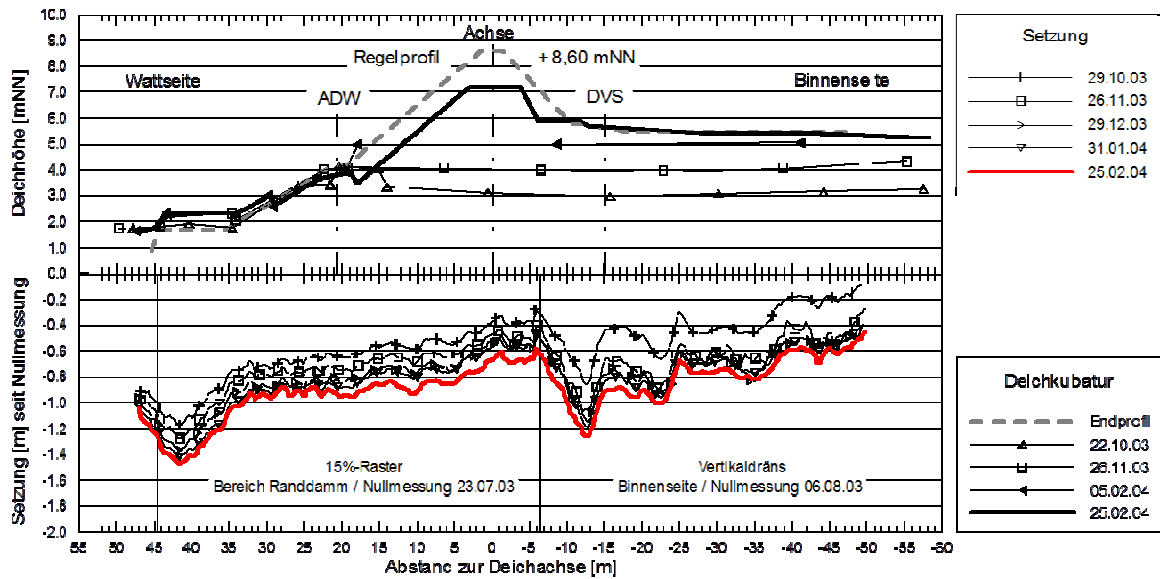


Abb. 24: Große Setzungen im Deichvorland infolge umgeknickter Säulen

→ Detaillierte Darstellungen siehe Vortrag.

6.2 Probleme bei steil abfallender Baugrundsichtung

Steil abfallende Untergrundsichtung

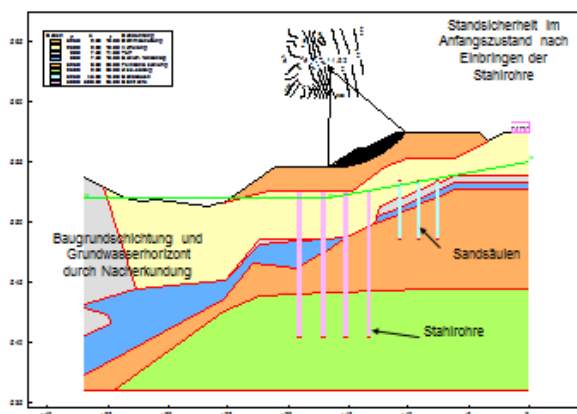


Abb. 25: Ausführung eines 2. Gleises auf ummantelten Säulen bei steil abfallender Schichtung mit Grundwasserströmung; Stabilisierung durch Stahlpfähle

→ Detaillierte Darstellungen siehe Vortrag.

6.3 Säulengründung bei geringer Überdeckung und Mittelpundwand

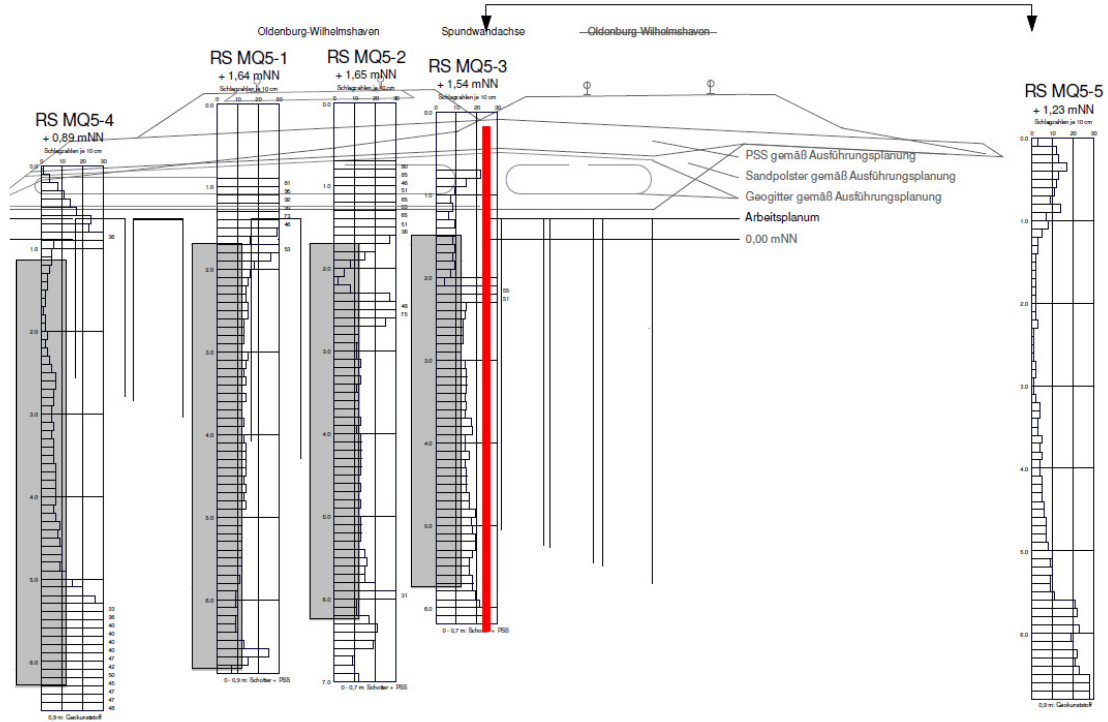


Abb. 26: Setzungsprobleme unter Verkehrslast bei der gewählten Gründung und Hohlräume beim Ziehen Mittelverbau

→ Detaillierte Darstellungen siehe Vortrag.

7 Diverse Aktivitäten im Klei und Torf; Säulengründungen - Baugrundverbesserung

7.1 Kalksäulen im Trockenmixverfahren

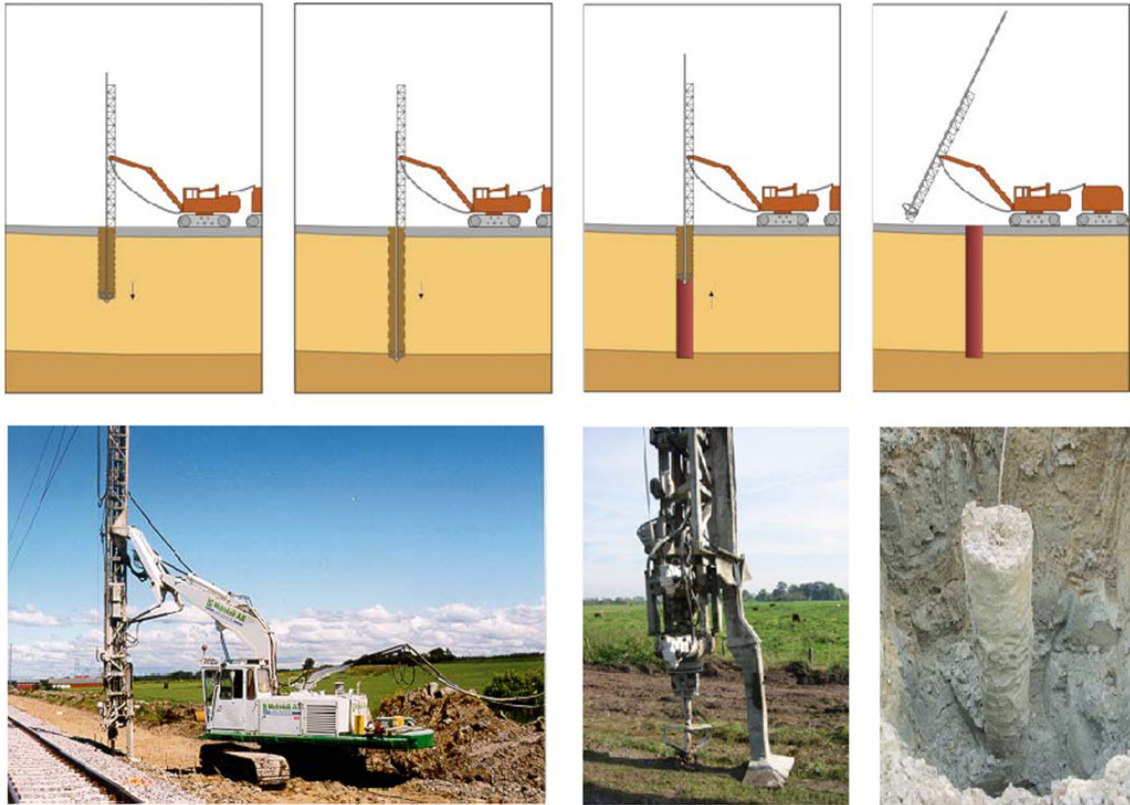


Abb. 27: Nicht vollständig ausgebildete Kalksäule im Torf

→ Detaillierte Darstellungen siehe Vortrag.

7.2 Teilvermörtelte Säulen



Abb. 28: Nicht optimal ausgebildete teilvermörtelte Säulen

→ Detaillierte Darstellungen siehe Vortrag und [13].

7.3 Tragsäulen im MIP-Verfahren

**Vorteil:
kein Mittelverbau**

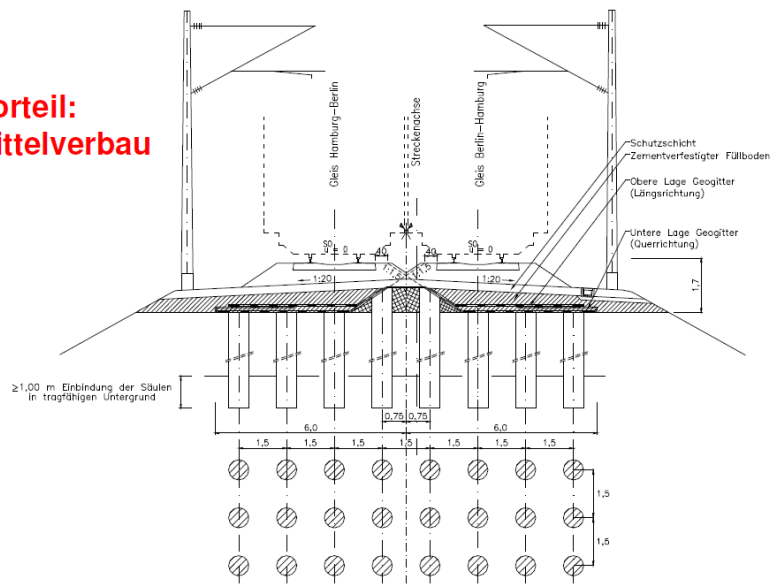


Abb. 29: Vorteil: kein Mittelverbau notwendig

→ Detaillierte Darstellungen siehe Vortrag und [14].

8 Geokunststoffbewehrte Tragschichten über Vollverdrängungsbohrpfählen in einem Fangedamm

8.1 Überblick und Randbedingungen

Die Abb. 30 zeigt beispielhaft den grundsätzlichen Baugrundaufbau im Projektbereich. Dabei ist zu beachten, dass der Trassenbereich überwiegend durch ein älteres Gewölbeviadukt vorbelastet war.

Grundsätzliche Bodenschichtung:

- **Auffüllungen**
- **mehrere Meter mächtige wenig tragfähige Weichschichten (weicher Klei mit Torf – zwischenlagen) Dicke max = ca. 10 m**
- **tragfähige, mindestens mitteldicht gelagerte gewachsene Sandschichten**
- **als Liegendes min. halbfeste Glimmertone**

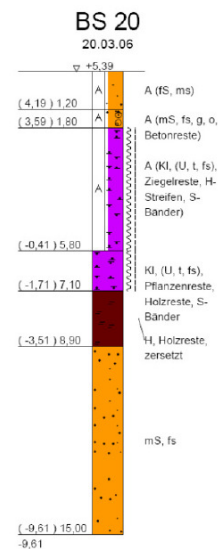


Abb. 30: Baugrundrandbedingungen

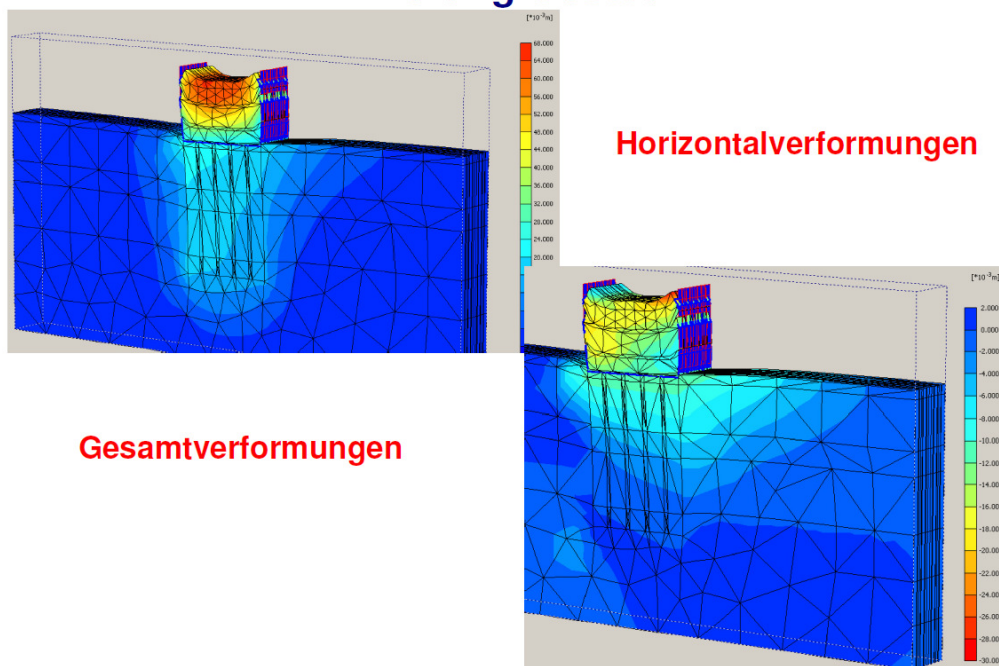


Abb. 31: Erste Vorberechnungen im Rahmen der EBA-Prüfung

Nach den ersten Vorberechnungen (Abb. 31) im Rahmen der EBA-Prüfung wurde festgestellt, dass das auf der Grundlage der Entwurfsplanung vergebene Projekt so nicht baubar war. Insbesondere ergaben sich Verformungen und Beanspruchungen des Fangedamms, die bezüglich Lichtraumprofilanforderungen und Standsicherheit nicht akzeptiert werden konnten. Der daraus resultierende modifizierte Entwurf mit Horizontal- bzw. Schrängverankerungen zeigt Abb. 32.

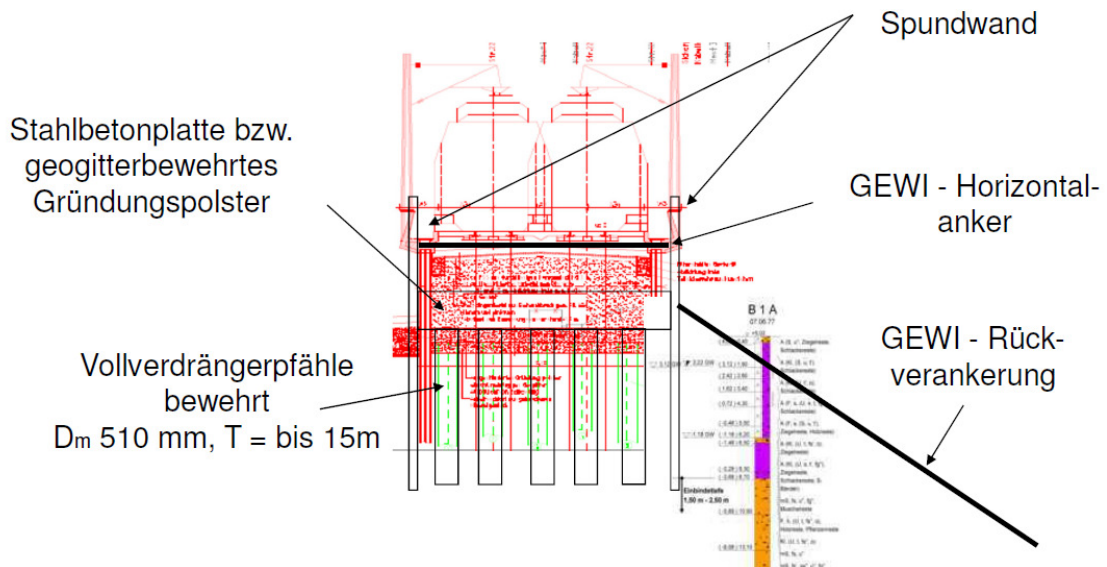


Abb. 32: Modifizierter Entwurf zur Ausführung

8.2 Neues Pfahlsystem Vollverdrängungsbohrpfähle

Zwar lag eine bauaufsichtliche Zulassung für das neue Pfahlsystem Vollverdrängungsbohrpfähle nach Abb. 32 und 33 vor, allerdings war die Zulassung auf eine andere Firma ausgestellt worden und die DIN EN 12699 (Verdrängungspfähle) zu Zeitpunkt der Bauausführung noch nicht bauaufsichtlich eingeführt. Dies führte zu einigen bauaufsichtlichen Genehmigungsproblemen, denen durch umfangreiche baubegleitende Pfahlversuche begegnet worden ist. Zusätzlich wurden die Versuche auch mit dem Ziel durchgeführt, ob die erwarteten Querschnitte erreicht werden, da im Zuge der Prüfung der inneren Tragfähigkeit die Beanspruchungen der Pfähle aus dem Gesamtsystem grenzwertig waren.



Abb. 33: Herstellung der Vollverdrängungsbohrpfähle

Im Zuge der Genehmigungsverfahren und aufgrund einiger Ergebnisse der Integritätsprüfung wurden insgesamt drei Pfähle ausgegraben. Neben guter planmäßiger Pfahlkubatur waren auch Querschnittsverjüngungen und Einschnürungen festzustellen (Abb. 34), die offenbar auf verschleppte Deckel an der Betonaustrittsöffnung des Bohrrohres zurückzuführen waren. Des Weiteren wurde dabei geprüft, ob die einviertierte Bewehrung ebenfalls planmäßig ausgeführt wurde.



P8	15.1 m	28.07.2008 Geschwindigkeit im Beton: 3950m/s exponentielle Verstärkung 45 Filter: 0 Pfähllänge aus Protokoll: 15.1m Prüfer: Schwanz Durchschnitt aus: 10		
P9	15.0 m	28.07.2008 Geschwindigkeit im Beton: 4200m/s exponentielle Verstärkung 28 Filter: 1 Pfähllänge aus Protokoll: 15.0m Prüfer: Schwanz Durchschnitt aus: 10		

Abb. 34: Signale der Integritätsprüfung und ausgegrabene Pfähle

9 Fahrwegtiefundungen mit Fertigrammpfählen und Betontragplatte

9.1 Einleitung und Randbedingungen

Oberflächennah anstehende, nicht schwingstabile und nicht ausreichend tragfähige Böden (hier Klei und Torf) machten bei den Ertüchtigungen von zwei Eisenbahnstrecken in Teilbereichen eine Tiefgründung des Eisenbahnfahrwegs im Sinne des Moduls 4203 der Ril 836 [15] erforderlich. Ausgeführt wurden in beiden Fällen eine sog. Fahrwegtiefundung (FWTG) mit Stahlbetonplatten auf Pfählen, mit denen die Eisenbahnverkehrslasten in tieferliegende, tragfähige Bodenschichten eingeleitet werden. Den nachfolgenden Ausführungen liegt der Beitrag [16] zugrunde.

Die Konstruktion FWTG mit Stahlbetonplatte auf Verdrängungspfählen (vorgefertigte Betonrammpfählen) nach DIN EN 12699 bzw. DIN SPEC 18538 oder Bohrpfählen nach DIN EN 1536 bzw. DIN SPEC 18140 stellt zum gegenwärtigen Zeitpunkt eine Sonderbauweise dar. Es liegen für die Konstruktionselemente bauaufsichtlich eingeführte europäische Ausführungs- und Bemessungsnormen vor, gemäß Ril 836.4203, Abschnitt 4, sind jedoch grundsätzlich eine Unternehmensinterne Genehmigung (UiG) durch die DB Netz AG sowie eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) durch das Eisenbahn-Bundesamt (EBA) erforderlich. Nachfolgend werden einige Probleme und Erfahrungen mit der Bauweise angesprochen.

9.2 Bautechnische Entwürfe und Konstruktion

Abb. 35 zeigt einen Querschnitt der ausgeführten Fahrwegtiefundung der 2. Strecke. Die Tragplatte der Fahrwegtiefundung ist in 45 Einzelplatten unterteilt mit jeweils einer einheitlichen Plattenlänge von 33,60 m. Als Gründungspfähle kamen hier Betonfertigrammpfähle mit einer Pfahlkantenlänge $a_s = 45$ cm zur Ausführung. Im Regelfall wurden je Platte 21 Pfähle (drei Reihen à sieben Pfähle) angeordnet. Zur Aufnahme von Horizontallasten aus dem Eisenbahnverkehr wurden beim 2. Projekt die Pfähle geneigt hergestellt (beim 1. Projekt senkrecht mit großen Problemen der Horizontalkraftaufnahme), die Pfahllängen lagen zwischen 18 m und 26 m. Abb. 36 zeigt einen Teil der Rammpfahlgründung. In Bereichen großer Pfahllängen wurden die Pfähle gekoppelt hergestellt. Die Pfahllängen liegen zwischen 24,15 m und 27,15 m.

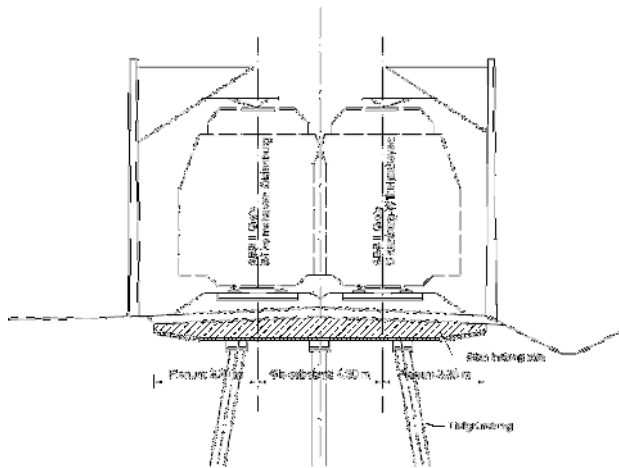


Abb. 35: Vereinfachter Regelquerschnitt der FWTG

Abb. 36: Rammpfahlgründung mit Unterbeton für die Tragplatte



Der Sondervorschlag der ausführenden Firmen sah vor, Plattenstreifen aus Stahlbeton von je 35 m Länge auf jeweils sechs paarweise angeordneten Stahlbetonrammpfählen biegesteif aufzulagern.

9.3 Äußere Pfahltragfähigkeit und Tragfähigkeitsminderung infolge zyklischer Beanspruchung

Die äußeren Pfahltragfähigkeiten wurden auf der Grundlage der EA-Pfähle [17] zunächst abgeschätzt und zum Teil vorlaufend und dann während der Bauausführung durch dynamische Pfahlprobelastungen optimiert bzw. überprüft.

Im Folgenden werden exemplarisch für das 2. Projekt die Ermittlung der äußeren Pfahltragfähigkeit und die Berücksichtigung der Tragfähigkeitsminderung infolge zyklischer Beanspruchung beschrieben. Da nach Durchführung der ersten Pfahlprobelastungen beim 2. Projekt 15 bis 18 Tage nach Pfahleinbringung an 5 Pfählen zunächst unerwartet kleine Tragfähigkeiten gegenüber den Ansatzwerten auf Grundlage der unteren Werte der EA-Pfähle [17] vorhanden waren, wurde an 3 Pfählen nach 55 bzw. 56 Tagen eine Wiederholungsprüfung zur Ermittlung bzw. Bestätigung der zu erwartenden zeitabhängigen Tragfähigkeiten durchgeführt.

higkeitszunahme (sog. „Festwachs-Effekt“ = Vergrößerung der Tragfähigkeit mit der Standzeit der Pfähle im Boden, vgl. [18]) durchgeführt und ein Festwachseffekt festgelegt.

Ausgehend von den Pfahlprobelastungen wurde ein Verhältnisfaktor zwischen dem rechnerischen Pfahlmantelwiderstand unter Ansatz der unteren Werte der EA-Pfähle und den anhand der Probelastungen bei Berücksichtigung der zeitabhängigen Zunahme der abgeleiteten charakteristischen Mantelreibung hergeleitet. Dieser Verhältnisfaktor ergab sich bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte (DIN 1054) von $\gamma_P = 1,4$ (aus Erfahrungswerten) auf die Ansatzwerte der EA-Pfähle und von $\gamma_P = 1,2$ auf die Ergebnisse der Pfahlprobelastungen zu 0,86.

Auf Grundlage der Ergebnisse der Pfahlprobelastungen wurden des Weiteren folgende Mindestrammkriterien, definiert:

- kumulierte Rammenergie ≥ 40 MNm
- Rammenergie der letzten 3 m $\geq 4,5$ MNm/m

Pfähle, bei denen die Mindestrammkriterien nicht eingehalten werden konnten, wurden einer Nachprüfung unterzogen, d.h. die tatsächliche Pfahltragfähigkeit wurde mittels dynamischer Probelastung überprüft.

Weiterhin waren gemäß den Bedingungen und Hinweisen der UiG Nachweise über die Veränderung der charakteristischen Pfahlwiderstände unter der unmittelbaren Verkehrslasteinwirkung (näherungsweise als zyklische Belastung) zu erbringen. Dies erfolgte unter Abschätzung der Zyklenzahl (34 Containerzüge und 8 beladene Kohlezüge pro Tag) über die geplante Lebensdauer (50 Jahre) der Strecke mit Hilfe von Interaktionsdiagrammen nach EA-Pfähle [19], [17], wobei die sich daraus ergebenden Tragfähigkeitsreduzierungen nur auf die Pfahlmantelreibung angesetzt wurde.

Im Hinblick auf die Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Wirtschaftlichkeit von FWTG'en ist eine möglichst genaue Bestimmung der Tragfähigkeitsbeeinflussung der Pfähle unter zyklischen Einwirkungen erforderlich. Dabei ist besonders auch der Ansatz der statischen Grundlast zur Größe der zyklischen Lastspanne maßgebend, die wiederum rechnerisch durch den Lasterhöhungsbeiwert α (abhängig von Bauwerksklassen) beeinflusst wird. Bei dem 2. Projekt wurde aus bauherrenseitiger Sicht (UiG) zunächst konservativ mit Verweis auf den DIN-FB 101 [20] ein Lasterhöhungsbeiwert $\alpha = 1,21$ gefordert. Dabei wurde die FWTG in die Kategorie der Brücken eingeteilt. Im Zuge des weiteren Planungs- und Genehmigungsprozesses wurde aufgrund der bauartbedingten Einbettung der FWTG in den Baugrund, dem duktilen Tragverhalten, wobei ein plötzliches, schlagartiges Versagen der Konstruktion nahezu ausgeschlossen ist, eine Einstufung der FWTG in die Kategorie der geotechnischen Bauwerke vorgenommen und ohne Lasterhöhungsfaktoren ($\alpha = 1,0$) bemessen.

9.4 Übergang vom Erdbauwerk zur Fahrwegtiefundung

Gemäß den Bedingungen und Hinweisen der UiG waren die Übergänge vom Erdbauwerk zur FWTG mit Übergangskonstruktionen aus abgestuften Rüttelstopfsäulen und keilförmiger Bodenverfestigung auszubilden, um Steifigkeitsunterschiede zu reduzieren und somit die Gebrauchstauglichkeit zu erhöhen. Die Rüttelstopfsäulen wurden auf einer Breite von jeweils rd. 12 m (gesamter Gleiskörper) und einer Länge von ca. 19 m tiefengestaffelt im Rechteckraster (Säulenabstand in Längsrichtung wird mit steigender Entfernung von der FWTG von 1,8 m auf 3,0 m aufgeweitet) mit einem Säulendurchmesser von 0,8 m hergestellt. Mit steigender Entfernung von der FWTG wurden immer größere obere Bereiche der Rüttelstopfsäulen nur verfüllt und nicht gestopft. Die keilförmige Bodenverfestigung wurde als Betonkeil mit einer Breite von 11,8 m, einer Länge von 8,5 m und einer abgestuften Dicke von 1,0 m bzw. 0,5 m ausgeführt, s. Abb. 37.



Abb. 37: Aushub für den keilförmigen Betonkeil an den Übergangsbereichen von FWTG auf die freie Strecke (links Tragplatte)

Im Rahmen der EBA-Prüfung wurde in Anlehnung an das Modul 3001 der Ril 836 [15] für die gewählte Übergangskonstruktion ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gefordert. Dabei waren, unter Berücksichtigung der ausgewiesenen undrännierten Kohäsion c_u (zwischen 8,0 und 13,5 kN/m²) im Torf und unter Zugrundelegung des Moduls 4202 der Ril 836 („Für Tiefenverdichtungen und für die Herstellung von Mineralstopfsäulen sind die Angaben der einschlägigen Merkblätter der FGSV zu beachten“) auch die Angaben im FGSV Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund [21] und die dort ausgewiesenen Einschränkungen zum Einsatz von Rüttelstopfsäulen zu bewerten. Trotz unauffälliger Herstellung der Rüttelstopfsäulen kam es nach den ersten Zugüberfahren im Bereich der Rüttelstopfsäulen zu größeren Setzungen welche einen erhöhten Unterhaltungsaufwand erforderten. Zwischenzeitlich zeigen die Zeit-Verformungsverläufe ein Abklingen der Setzungen. Unabhängig davon sind bei zukünftigen FWTG noch weitere Überlegungen erforderlich, um die Übergangsbereiche wartungsärmer herzustellen.

10 Rutschung und Pfahlgründungsprobleme bei einer Straßenbrücke

10.1 Einleitung und Randbedingungen

10.1.1 Westlicher Widerlagerbereich und anschließende Pfeiler

Das hier behandelte Bauwerk für eine neue Kreisstraße im Mittelgebirgsraum überquert einen Fluss, eine andere Straße und eine DB-Strecke als 10feldrige Balkenbrücke mit einer Gesamtlänge von 400 m und Stützweiten zwischen den Pfeilern bzw. Widerlagern von 30 bis 45 m.

Der größte Abstand zwischen Gradiente und Talgrund ergibt sich etwa in Brückenmitte zu etwa 26 m. Die neue Kreisstraße wird zu beiden Brückenden auf Erddämmen an die Widerlager der Brücke geführt.

Die räumliche Situation des Bauwerkes mit dem Dammbereich und der benachbarten Zwischendeponie ist in Abb. 38 dargestellt. Die hintere Abrisskante der Rutschung durch die Widerlagerhinterfüllung zeigt Abb. 39.

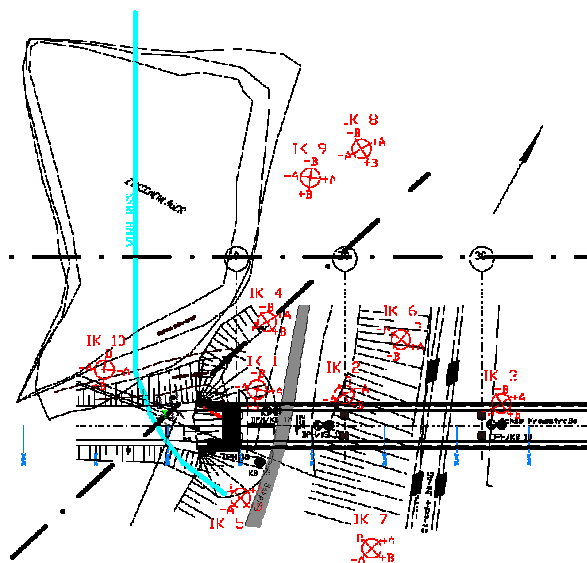


Abb. 38: Lageplan westlicher Brückenbereich mit Zwischendeponie und Abrisskante (blau)



Abb. 39: Abrisskante in WL-Hinterfüllung tiefreich. Rutschung ins Tertiär

Das westliche Widerlager liegt in einem Hangbereich, welcher in Richtung Fluss mit einer mittleren Neigung von ca. 10° abfällt. Die Widerlagerwand mit einer Dicke von 3,5 m im Regelbereich und die Flügel mit Längen von 11,5 bzw. 11,8 m sind aufgrund der geotechnischen Randbedingungen über eine Pfahlkopfplatte auf Pfählen tiefgegründet.

Im Rahmen der Entwurfsplanung wurden für die Gründung zunächst insgesamt 10 Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 150 cm und einer Länge von 23 m (lotrechte Pfähle) vorgesehen. Die vorderste Pfahlreihe sollte mit einer Neigung von 10:1 bis in eine einheitliche Pfahlfußebene hergestellt werden.

Im Rahmen der Angebots- bzw. Ausführungsplanung wurden diese Großbohrpfähle durch 12 Ortbetonrammpfähle System Franki mit einem Durchmesser von 56 cm ersetzt. Die vorderste Pfahlreihe wurde ebenfalls mit 10:1 geneigt. Die Länge der Ortbetonrammpfähle beträgt etwa 16 bis 17 m.

Der dem westlichen Widerlager Richtung Osten anschließende Pfeiler liegt in einer Entfernung von 30 m vom Widerlager und der nächste Pfeiler davon 38 m entfernt, wobei i.M. etwa eine Pfeilerhöhe von 13 m vorhanden ist. Die Gründung dieser Pfeiler (Entwurf und Ausführung) sind analog zum Widerlager ausgeführt.

Hinter dem westlichen Widerlager wird die Kreisstraße auf einem Damm (Böschungsneigung etwa 1:2) mit einer Länge von ca. 100 m geführt. Die maximale Dammhöhe unmittelbar hinter dem Widerlager beträgt hierbei etwa 7 m, wobei die Dammhöhe mit steigendem Gelände Richtung Westen abnimmt. Da das einzubauende Dammmaterial aus den westlichen Abtragsbereichen zu nass war, um mit dem geforderten Verdichtungsgrad eingebaut zu werden, wurde beim Einbau Weißfeinkalk zugegeben.

10.1.2 Zwischendeponie (Zwischenlager)

Ursprünglich war vorgesehen, die Aushubmassen aus dem westlich des Dammbereiches anschließenden Einschnitt über das fertiggestellte Brückbauwerk abzutransportieren. Aufgrund einer Bauzeitverzögerung war der geplante Abtransport allerdings nicht möglich. Daher wurde das Aushubmaterial auf einer nördlich des Widerlagers, an den Erdamm angrenzenden Zwischendeponie geschüttet. Die Grundfläche der Zwischendeponie betrug dabei etwa 5.000 m². Bis zum Zeitpunkt des Schadensereignissen waren ca. 15.000 m³ geschüttet, wobei von einer mittleren Höhe von ca. 3 m ausgegangen werden kann. Die Situation kann Abb. 38 im Grundriss entnommen werden.

10.2 Beschreibung des Schadensfalles

Das Eintreten des Schadens (großräumige Hangrutschung) war zunächst augenscheinlich durch eine Rissbildung (Abb. 38, 39) im Dammbereich hinter dem Widerlager und im Bereich der Zwischendeponie zu erkennen. Das war auch der Zeitpunkt in dem der Verfasser im Rahmen des Beweisverfahrens [22] hinzugezogen wurde.

Augenscheinlich war des Weiteren festzustellen, dass die Beton-Sauberkeitsschicht vor dem Widerlager abgerissen war und auch an anderen Stellen des Widerlagers und des 1. Pfeilers Risse vorhanden waren. Insbesondere waren im Bereich der Lager erhebliche Risse und Abplatzungen vorhanden. Die Lagerstandsanzeiger wiesen eine Relativverschiebung zwischen Widerlager und Überbau bis zur Grenze des Anzeigenbereiches im dm-Bereich auf. Im Zuge der geodätischen Messungen wurden horizontale

Verschiebungen des Widerlagers und des 1. Pfeilers im dm-Bereich bestätigt, wobei der 2. Pfeiler dagegen in Ruhe geblieben war. Des Weiteren war eine Verkantung des Widerlagers vorhanden.

Durch ein Schürfe wurde der Zustand der Gründung des Widerlagers ergänzend untersucht. Hierbei wurden Hohlraumbildungen unter dem Widerlagerfundament (Pfahlkopfplatte) und um die Pfahlköpfe festgestellt, was auf größere Relativverformungen des Baugrundes in Bezug auf das Bauwerk schließen ließ. Insgesamt sind aufgrund der gemessenen Verformungen und der augenscheinlichen Feststellungen erhebliche Schäden im Bereich der Pfahlgründung besonders am Widerlager aufgetreten.

In einem ergänzenden Messprogramm einschließlich Inklinometermessungen im Hang wurde festgestellt, dass horizontale Verschiebungen des Widerlagers bis zu 23 cm in Richtung Osten und 3 cm in Richtung Norden aufgetreten waren. Des Weiteren zeigten die Messungen Setzungen bis zu 4 cm. In der Achse des 1. Pfeilers wurden horizontale Verschiebungen bis 13 cm in Richtung Osten und 1 cm in Richtung Süden bei Setzungen bis zu ca. 1,5 cm gemessen. Bei den Pfeilern der anderen Achsen und am Überbau wurden dagegen keine unerwarteten Verformungen gemessen. Im Bereich der DB-Achse waren Messmarken vorhanden, die nur geringe Bewegungen allerdings mit einer Hebungstendenz gezeigt haben.

Nach Rückbau des Dammes/Hinterfüllung und der Zwischendeponie wurden unter Berücksichtigung der Messgenauigkeiten keine weiteren Verformungszunahmen mehr gemessen.

10.3 Baugrundverhältnisse

Aus den im Rahmen des Baugrundgutachtens und der ergänzenden Baugrunderkundung nach Eintritt des Schadensereignisses durchgeführten Kernbohrungen und schweren Rammsondierungen DPH konnte folgende generelle Baugrundsichtung abgeleitet werden:

- Quartäre Deckschichten und
- Tertiäre Schichten.

Die quartären Deckschichten stehen im betreffenden Hangbereich als Mischböden aus Schluffen, Sanden und in geringerem Ausmaß Tonen und Kiesen (Steinen) an. Die Deckschichten weisen i.d.R. nur eine geringe Schichtmächtigkeit von wenigen Metern auf und werden direkt von tertiären Schichten unterlagert. Eine eindeutige Schichtgrenze zu den tertiären Schichten ist teilweise nicht gegeben.

Maßgeblich für die Tragfähigkeit und Standsicherheit der Brückengründung sind die tertiären Schichten, die bis zur Endteufe von 30 bzw. 40 m erkundet wurden. Es ist davon auszugehen, dass diese tertiären Schichten unterhalb der Deckschichten über die gesamte weitere bautechnisch relevante Tiefe anstehen.

Hierbei handelt es sich um eine Wechsellagerung aus Tonen, braunkohlehaltigen Tonen, tonigen Schluffen, Braunkohle und Sanden, die sich durch eine starke Inhomogenität der einzelnen Bodenarten und deren Mächtigkeiten auszeichnen. Demzufolge sind auch die bodenmechanischen Eigenschaften als

inhomogen zu bezeichnen, dies betrifft sowohl die Scherfestigkeit als auch die Kompressibilität der Einzelschichten.

Da jedoch eine Differenzierung des Tertiärs in Einzelschichten aufgrund der in Mächtigkeit und räumlicher Ausdehnung stark wechselnden Schichtenfolge nicht bzw. nur schwer möglich war, wurden die Einzelschichten des Tertiärs zunächst zu einem Homogenbereich zusammengefasst.

Die Wasserverhältnisse sind in dem betreffenden Hangbereich als oberflächennahe Schicht- bzw. Sickerwasser ausgebildet, wobei die Wasserführung und Ergiebigkeit stark von den Niederschlagsverhältnissen abhängt. Diese Wasserführung lag zum Zeitpunkt des Schadensereignisses etwa bei 5 bis 10 m unter GOK.

10.4 Bodenkenngrößen

Im Baugrundgutachten war folgende Tabelle mit Bodenkenngrößen enthalten, wobei keine weiteren Differenzierungen im Hinblick auf die konkreten Anwendungen der angegebenen Spannen vorhanden waren. Des Weiteren gab es keine Angaben im Baugrundgutachten bezüglich Hangstandsicherheit oder auch z.B. Seitendruck auf Pfähle, usw..

Tabelle 1: Bodenmechanische Kenngrößen aus dem Baugrundgutachten

Schicht	Wichte γ [kN/m ³]	Steifemodul E_s [MN/m ²] ¹⁾	Reibungs- winkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Kohäsion c_u [kN/m ²]	Wasserdurch- lässigkeit k [m/s]
bind. quart. Deck- sch.	19 – 21	15	17,5 – 27,5	2 – 10	20 – 40	$10^{-7} – 10^{-9}$
nicht bind. quart. Deck- sch.	19 – 21	30 – 80	32,5 – 37,5	0 – 2	-	$10^{-2} – 10^{-5}$
Tertiäre Braun- kohle	12 – 15	5 – 10	10 – 17,5	5 – 10	20 – 40	$10^{-5} – 10^{-8}$
Tertiäre Tone	20 – 22	5 – 20	10 – 17,5	10 – 40	20 – 60	$10^{-10} – 10^{-11}$
Tertiäre Sande	20 – 21	30 -100	30 – 35	0	-	$10^{-4} – 10^{-7}$

¹⁾ im Spannungsbereich $\sigma = 200 – 400$ kN/m²

10.5 Rechnerische Analysen zum Schadensfall

10.5.1 Hangstandsicherheit

Unter Zugrundelegung der Erkenntnisse zum Untergrund aus dem Baugrundgutachten sowie nach den Ergebnissen der ergänzenden Aufschlüsse unter Berücksichtigung auch der Inklinometermessungen (Lage der Gleitfugen) wurden rechnerische Analysen der Hang- und Gründungssituation durchgeführt. Hierzu wurden analytische Verfahren nach Bishop, der Starrkörpermethode und dem Blockgleitverfahren sowie ergänzend ebene und räumliche numerische Verfahren verwendet. Abb. 40 bis 42 zeigt dazu beispielhaft Ergebnisse der rechnerischen Analyse des Schadensfalles.

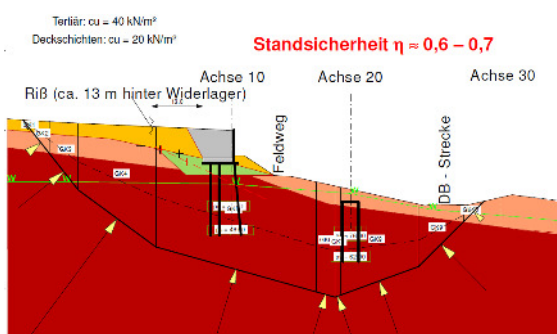


Abb. 40: Standsicherheit c_u i.M.(Baugrundgutachten)

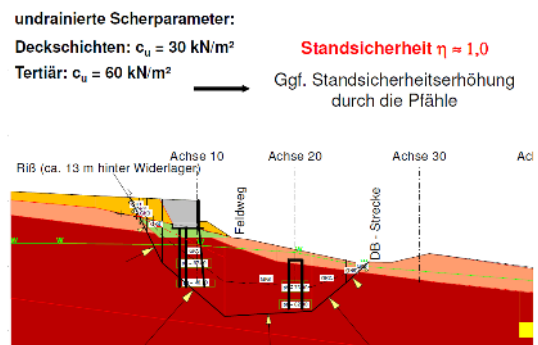


Abb. 41: Rückgerechnete vorh. c_u -Werte

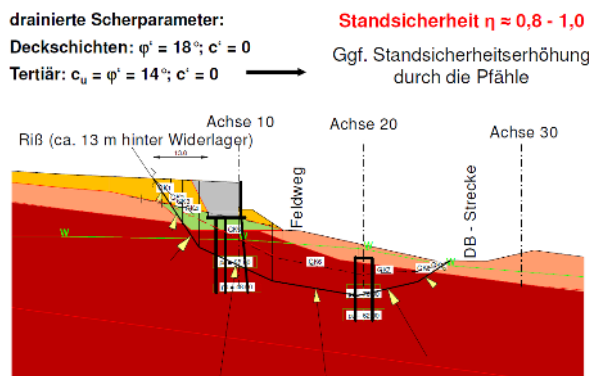


Abb. 42: Rückgerechnet, effekt. Scherparameter

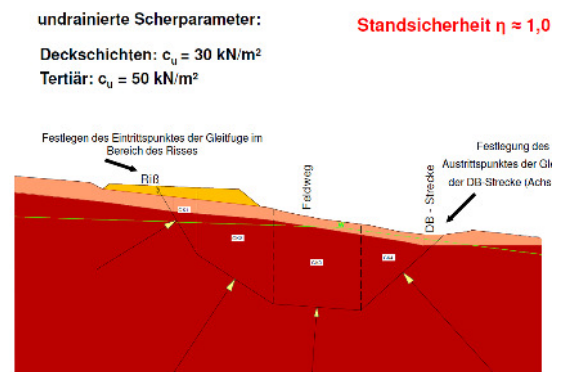


Abb. 43: Rückgerechnete Zwischendeponie

10.5.2 Seitendruck auf die Pfähle

Aufgrund der geringen Standsicherheit des Hanges und der WL-Hinterfüllung ist davon auszugehen, das die Pfahlgründungen nicht nur durch vertikale, sondern auch durch seitliche bzw. horizontale Kräfte (Seitendruck, Fließdruck) beansprucht worden ist. Entsprechende Nachweise [23] wurden allerdings im Rahmen der Entwurfs- und Ausführungsplanung nicht vorgenommen.

10.6 Zusammenfassende technische Bewertung der Schadensursachen

Nachfolgend sind nochmals die Ursachen für den Schadensfall in einer technischen Bewertung zusammengefasst:

- Beim Aufbringen der Widerlagerhinterfüllung (ca. 10 m hoher Damm) trat ein tiefreichender Geländebrech ein, welcher den Widerlagerbereich einschließt und durch die gesamte Zwischendeponie verläuft. Die Ein- bzw. Austrittspunkte der Gleitfuge liegen westlich des Widerlagers und zwischen den 2. und 3. Brückenpfeilern.
- Bei herkömmlichen, ebenen Berechnungen der ausgeführten Situation und unter Zugrundelegung der Mittelwerte der undränierten Scherfestigkeit des Baugrundgutachtens werden nicht ausreichende Standsicherheiten berechnet. Da diese globalen Standsicherheiten unter $\eta = 1,0$ liegen, waren Brucherscheinungen bei den beschriebenen Baugrundverhältnissen zu erwarten.
- Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass im betreffenden Bereich des Hanges auch schon zuvor lokale Rutschungserscheinungen vorhanden waren, da die Standsicherheit auch des unbelasteten Hanges „relativ gering“ ist und Anzeichen für Umlagerungen in den Schürfen zu erkennen waren.
- Aufgrund der Nachrechnungen unter Zugrundelegung der bekannten Ein- und Austrittspunkte der Gleitfläche verläuft die Scherzone maßgeblich in den tertiären Schichten und im Bereich der vorhandenen Pfahlgründungen des Widerlagers und des 1. Pfeilers.
- Die vorhandenen Pfähle wurden neben dem Seitendruck aus der Hinterfüllung des Widerlagers zusätzlich durch den Hangschub belastet. Zur Aufnahme dieser Kräfte waren die Pfähle nicht bemessen, so dass deren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in Frage gestellt war bzw. Risse im Pfahlkopfbereich festgestellt werden konnten.
- Anhand der ergänzenden Laborversuche und der Ergebnisse von Nachrechnungen der in situ vorhandenen Situation war zu folgern, dass die für die Standsicherheit maßgebende Scherfestigkeit in der Größenordnung der im Baugrundgutachten genannten Werte zumindestens für die undränierte Kohäsion c_u liegt. Im speziellen kann im Bereich der Scherzone eine undränierte Kohäsion von $c_u = 55 \text{ kN/m}^2$ (analytisch) bzw. $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$ (numerisch) gefolgert werden. Die Gesamtscherfestigkeit beim Bruch kann ergänzend näherungsweise durch Ansatz eines effektiven Reibungswinkels von $\varphi' = 14^\circ$ (analytisch) bzw. $\varphi' = 15^\circ$ (numerisch) bei $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ erfasst werden. Entsprechende Standsicherheitsuntersuchungen wurden weder im Rahmen des Baugrundgutachtens noch im Zuge der Entwurfs- und Ausführungsplanung durchgeführt.
- Aus den Ergebnissen von räumlichen Berechnungen ergab sich, dass die vorliegende Standsicherheit der räumlich begrenzten Hinterfüllung bzw. Dammschüttung nicht ausreichend war und durch die Schüttung der Zwischendeponie weiter verringert wurde.
- Bei Berechnungen unter Berücksichtigung des damaligen Rückbaues des Dammkörpers und der Zwischendeponie werden bei Ansatz der rückgerechneten Bruchscherfestigkeiten in der Scherzone Sicherheiten für den zu diesem Zeitpunkt vorliegenden Zwischenzustand von ca. $\eta = 1,2$ bis $1,3$ berechnet, was mit den beobachteten „Stillstand“ der Verformungen übereinstimmt.

- Durch das eingetretene Bruchereignis waren für die Sanierung Vorschädigungen des Baugrundes zu berücksichtigen. Der Untergrund wurde dabei vereinfachend in durch den Schadensfall „gestörte Zonen“ und „ungestörte Zonen“ unterteilt.
- Bei der Sanierung wurde eine globale Standsicherheit mindestens in einer Größe von $\eta \geq 1,3$ angestrebt. Aufgrund des nicht eindeutig zu klärenden Zustandes der vorhandenen Gründungspfähle konnten diese nur bedingt weiter zum planmäßigen Lastabtrag verwendet werden.
- Zur Sanierung wurde der Einbau von deutlich tieferreichenden Großbohrpfählen zur Lastabfangung und Hangverdübelung in Kombination mit einer EPS-Bauweise im Dammkörper durchgeführt.

11 Hinweise und Ausblick

Mit Bezug auf die hier vorstehend geschilderten Schadensfälle und Probleme bei der Bauausführung ist leider immer wieder festzustellen, dass bei praktischen Bauaufgaben die in DIN 4020 zusammengestellten notwendigen geotechnischen Untersuchungen oftmals nicht oder teilweise aufgrund eines großen Kostendrucks nur eingeschränkt durchgeführt werden. Aber selbst wenn vom Umfang her ausreichende Baugrunderkundungen vorliegen, wie durchaus weitgehend in den vorstehend genannten Beispielen, ist auch die erforderliche hohe Qualität der geotechnischen Folgerungen aus den Baugrunduntersuchungen einzufordern, was wiederum leider bei praktischen Projekten nicht immer gegeben ist. Ebenso wie in der Tragwerksplanung wird deswegen nachdrücklich gefordert, auch die geotechnischen Untersuchungen und die daraus resultierenden Empfehlungen für die Gründung von Baumaßnahmen einem unabhängigen qualifizierten Prüfvorgang zu unterziehen, z.B. durch einen Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau, wie er in mehreren Länderbauordnungen verankert ist, aber leider nur selten angewendet wird.

Es kann davon ausgegangen werden, dass die meisten vorstehend dokumentierten Beispiele, bei denen in der Bauausführung erhebliche technische Probleme auftraten und mit großem wirtschaftlichen Schaden verbunden waren, diese durch einen zusätzlichen unabhängigen qualifizierten geotechnischen Prüflauf verhindert oder zu mindestens reduziert worden wäre. Damit kann nur nachdrücklich empfohlen werden, auch bei der geotechnischen Untersuchung, der Entwurfsbearbeitung und ggf. auch bei der Bauausführung für Projekte nach Geotechnischer Kategorie 2 und 3 das „Vier-Augen-Prinzip“ anzuwenden.

12 Literatur

- [1] Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstrassen EAU. Verlag Ernst & Sohn Verlag
- [2] Engel, J.: Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Nachweise. Mitteilungen des Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 10, 2002
- [3] Brandl, H.: Risikomanagement und Beobachtungsmethode in der Geotechnik. Tagungsband der 12. Donau-Europäischen Konferenz 2002

- [4] Kempfert, H.-G.: Sachverständigengutachten, 2002 (unveröffentlicht)
- [5] Geotechnische Berichte Kempfert+Partner Geotechnik, Würzburg, 2004, 2005 (unveröffentlicht)
- [6] Hecht, T., Mittag, A.: Stufenweise Erkundungen und Laboruntersuchungen zur Baugrundmodellierung bei standsicherheitsgefährdeten Einschnittsböschungen im Verlauf der A 38. Geotechnik 25, 2002.
- [7] Kempfert + Partner Geotechnik: Geotechnische Schiedsgutachten, 2003 (unveröffentlicht)
- [8] Raithel, M., Mittag, J., Hecht, T., Kempfert, H.-G.: Ursachen und Sanierung einer großräumigen Rutschung im unteren Buntsandstein bei Herstellung eines Einschnittes der BAB A38. Vorträge zum 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes f. Geotechnik, TU Darmstadt, 2005, Heft 71, S. 257-268
- [9] Brucy, F., Meunier, J., Nauroy, J.-F.: Behavior of Pile Plug in Sandy Soils during and after Driving; Proceedings of the 23rd Offshore Technology Conference, OTC 6514, 1991, Vol. 1, p. 145-154
- [10] Paik, K.-H., Lee, S.-R.: Behavior of Soil Plugs in Open-Ended Model Piles Driven into Sands; Marine Georesources and Geotechnology, 1993, Vol. 11, p. 353-373
- [11] White, D. J., Schneider, J. A., Lehane, B. M.: The Influence of Effective Area Ratio on Shaft Friction of Displacement Piles in Sand; Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 2005, p. 741-747
- [12] Paik, K.-H., Salgado, R.: Determination of Bearing Capacity of Open-Ended Piles in Sand; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, Volume 129, Issue 1, p. 46-57
- [13] Tost, S., Kempfert, H.-G., Brünger, F.: Ertüchtigung einer Bahnstrecke mittels einem optimierten, geogitterbewehrten Tragschichtsystem über teilvermörtelten Stopfsäulen (TVSS): Planung, Bauausführung, Beobachtung. Vortragsband der Baugrundtagung Leipzig 2004, DGGT, Verlag Glückauf Essen VGE, S. 253-260
- [14] Schwarz, W.: Ertüchtigung von organischen Böden mit MIP-Säulen und geogitterbewehrter Tragschicht. Festschrift z. 60. Geburtstag v. Prof. Kempfert. Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 18, 2005, S. 83-92
- [15] Richtlinie Ril 836 „Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten“, 1. Aktualisierung in der Fassung vom 01.10.2008 und 2. Aktualisierung in der Fassung vom 01.02.2013
- [16] Kempfert, H.-G., Kirchner, A., Rübsam, M., Krist, O.: Tiefgründungen von Eisenbahnfahrwegen mit Stahlbetonplatten auf Pfählen. EI - Der Eisenbahn-Ingenieur, 2013, Heft 9, S. 42-47
- [17] EA-Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. 2.Auflage, 2012, Verlag Ernst & Sohn
- [18] Kempfert, H.-G.: Pfahlgründungen. In Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Teil 3, Kapitel 3.2. Verlag Ernst & Sohn, 2009, S. 73 - 277.
- [19] Kirsch, F., Richter, Th., Mittag, J.: Zur Verwendung von Interaktionsdiagrammen beim Nachweis axial-zyklisch belasteter Pfähle, Bautechnik 88, Heft 5, 2011, S. 319-324
- [20] DIN-Fachbericht 101, Einwirkung auf Brücken. Beuth Verlag, März 2009
- [21] FGSV Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund (FGSV-Nr. 542), Verlag der Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, 2010
- [22] Kempfert, H.-G.: Sachverständigengutachten, 2004 (unveröffentlicht)
- [23] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen FGSV. Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau: Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke, Ausgabe 1994