

# Scherkondetalbrücke – Untersuchungen zum Interaktionsverhalten zwischen Brückenwiderlager und Anschlussdamm

P.-A. v. Wolffersdorff & A. Koletzko & S. Rosner, Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft  
S. Marx, TU Dresden, Institut für Massivbau

**Kurzfassung** Die Scherkondetalbrücke – ein semi-integrales Bauwerk – gehört zu den großen Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt – Halle/Leipzig der Deutschen Bahn AG. Durch einen geänderten Bauablauf war für den Entwurf der Pfahlgründung des östlichen Widerlagers die möglichst genaue Kenntnis der Mitnahmesetzungen infolge der Schüttung des angrenzenden Anschlussdammes entscheidend. Die rechnerische Verformungsprognose für das Interaktionssystem „Widerlager – Anschlussdamm“ wurde anhand eines 3D-Finite-Element-Modells erstellt. Es wird gezeigt, dass die rechnerisch prognostizierten Setzungen des Widerlagers und des Anschlussdammes sehr gut mit den entsprechenden Setzungen, die am zwischenzeitlich ausgeführten Bauwerk gemessen wurden, übereinstimmen. Die Anwendung des neuartigen elasto-plastischen Stoffmodells mit erhöhter Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen (HS<sub>small</sub>-Modell) für den Untergrund war die maßgebliche Grundlage für die gute Qualität der Verformungsprognose.

## 1 Einführung

Die Scherkondetalbrücke ist eine der 3 großen Talbrücken des Thüringer Teils der sich zurzeit im Neubau befindlichen Bahn-Hochgeschwindigkeitsstrecke Erfurt – Halle/Leipzig (siehe Abb. 1). Das 576,5 m lange und aus 15 Stützachsen bestehende Brückenbauwerk (siehe Abb. 2) wurde nach den Grundsätzen der semi-integralen Bauweise geplant [5]. Die Vorteile dieser Bauweise bestehen u. a. darin, dass einerseits ästhetische Konstruktionen erreicht werden können und andererseits die Anzahl der wartungsintensiven Gleitlager verringert werden kann oder sogar auf Gleitlager völlig verzichtet werden kann.

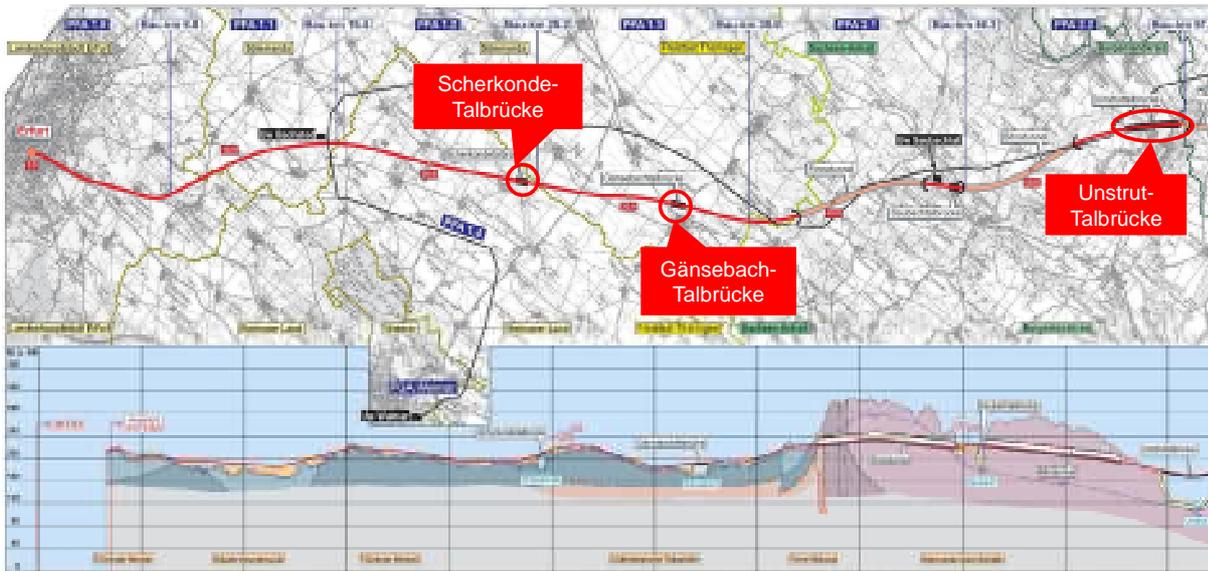


Abbildung 1: Ausschnitt aus der Projektübersicht der Neubaustrecke VDE 8.2 „Erfurt – Halle/Leipzig“

Um die Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit solcher semi-integralen Bauwerke erfüllen zu können, sind neben sorgfältigen und anspruchsvollen Planungen auch umfangreiche, baubegleitende Messüberwachungen zwingend erforderlich.

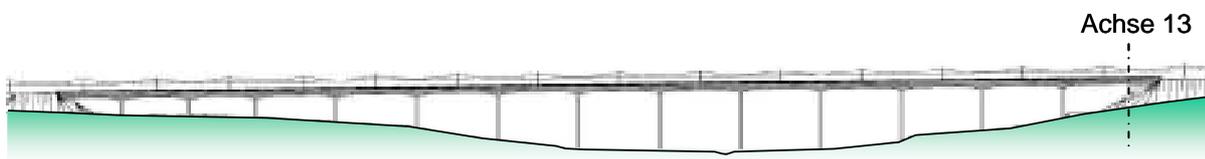


Abbildung 2: Ausgeschriebener Entwurf der Scherkondetalbrücke als semi-integrales Bauwerk

Den Zuschlag für das Bauvorhaben erhielt eine Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Firmen Adam Hörnig, Weimar und Stutz, Kirchheim auf der Grundlage eines Nebenangebotes des Ingenieurbüros Büchting + Streit, München.

In dem optimierten Ausführungsentwurf wurden insbesondere die Unterbauabmessungen, u. a. durch die Anordnung von Pfahlreihen anstatt Pfahlböcken zur weiteren Reduzierung der Zwängungen im integralen System modifiziert.

Zur Verringerung der Zwangsbeanspruchung aus Kriechen und Schwinden wurde im Rahmen des Nebenangebotes die Baureihenfolge umgekehrt, d. h. Beginn bei Achse 13 und Bau nach Achse 00 anstatt, wie ursprünglich vorgesehen, Beginn bei Achse 00 und Bau nach Achse 13.

Der Überbau des Brückenbauwerkes ist zwischenzeitlich weitgehend fertig gestellt.

## **2 Brückenwiderlager Achse 13 und Anschlussdamm**

### **2.1 Baugrundverhältnisse und Gründungsentwurf**

Im Bereich des Widerlagers der Achse 13 und des Anschlussdammes steht im Wesentlichen eine Verwitterungszone des Unteren Keupers an, die auf dem unverwitterten Keuper aufliegt. Folgende maßgeblichen Schichten prägen von oben nach unten die Baugrundsituation: Hanglehm mit einer Mächtigkeit von ca. 2 m, Felsersatz mit einer Mächtigkeit von ca. 3 m und darunter mit der Tiefe zunehmend unverwitterter Fels.

Der Grundwasserhorizont liegt in größerer Tiefe und hatte keinen Einfluss auf den Gründungsentwurf des Widerlagers und auf das Setzungsverhalten des Widerlagers sowie des Anschlussdammes.

Aufgrund der zu erwartenden Setzungen, die mit dem Brückenbauwerk unverträglich gewesen wären, war eine Flachgründung in den Deckschichten der Verwitterungszone nicht möglich. Deshalb wurde eine in den unverwitterten Fels einbindende Bohrpfahlgründung für das Brückwiderlager notwendig. Gemäß Ausschreibungsentwurf war eine Tiefgründung von 12 Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,50 m und einer Länge von 6 m vorgesehen. Außerdem war im Bereich Dammaufstandesfläche und des Widerlagers geplant, den ca. 2 m mächtigen Hanglehm auszubauen und mit bindemittelverfestigten Material zu ersetzen.

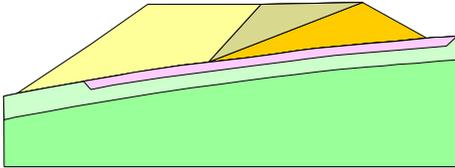
### **2.2 Lösungsweg für geänderten Bauablauf**

Durch die geänderte Baureihenfolge für die Errichtung des Brückenüberbaus ergab sich für die Herstellung des Widerlagers der Achse 13 und des Anschlussdammes ebenfalls ein geänderter Bauablauf. Unabhängig davon war vorab der Bodenaustausch des Hanglehms mit Bindemittel verfestigtem Material zu realisieren.

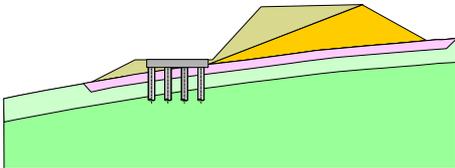
Wie in Abb. 3 links zu sehen ist, war ursprünglich gemäß geotechnischen Gutachten vorgesehen, den Anschlussdamm mit einer Vorlastschüttung herzustellen, um die Untergrundsetzungen infolge der Dammlast vor der Herstellung des Brückenwiderlagers nach einer Liegezeit von mindestens 3 Monaten vorwegzunehmen. Vor Beginn der Gründungsarbeiten sollte die Vorlastschüttung abgetragen werden. Danach sollten die Pfahlgründung (12 Bohrpfähle  $\varnothing$  1,5 m, L = 6 m) sowie das komplette Widerlager hergestellt werden. Die daran anschließende Erstellung des Anschlussdammes hätte nur wenige Setzungen am Widerlager erzeugt, weil durch die Vorschüttungen der wesentliche Teil der Setzungen bereits vorweggenommen worden wäre.

**Bauablauf  
gemäß Ausschreibung**

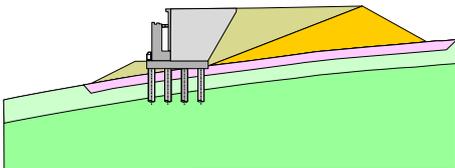
Damm mit Vorlastschüttung



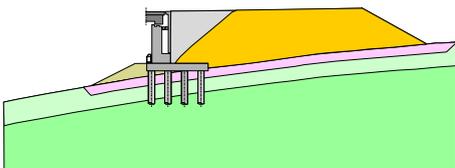
Abtrag und Pfahlgründung



Widerlager und Dammschüttung

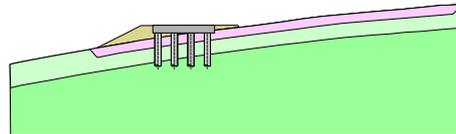


Überbau und kompletter Damm

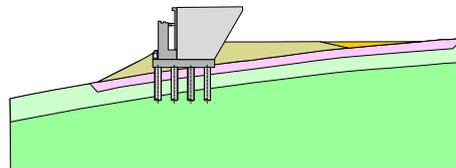


**Bauablauf  
gemäß Sondervorschlag**

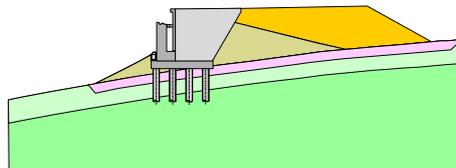
Pfahlgründung



Widerlager und Dammschüttung Teil 1



Dammschüttung Teil 2



Überbau und kompletter Damm

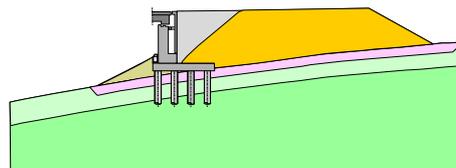


Abbildung 3: Bauablauf gemäß Ausschreibung und Bauablauf gemäß Sondervorschlag

In Abb. 3 rechts ist der Bauablauf gemäß Sondervorschlag dargestellt. Durch die umgekehrte Baureihenfolge für die Brücke war es zeitlich nicht mehr möglich, den Damm und eine Vorlastschüttung mit einer Liegenzeit von mindestens 3 Monaten vor dem Bau des Widerlagers herzustellen. Demzufolge war es notwendig, auf eine Vorlastschüttung zu verzichten und das Widerlager zuerst zu errichten und danach den Anschlussdamm zu schütten.

Um den geänderten Bauablauf mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand realisieren zu können, war zu klären, wie groß die auf die Widerlagergründung wirkenden Mitnahmesetzungen in-

folge der nachträglichen Dammschüttung sind und welcher Mehraufwand sich für die Tiefgründung aus diesen Mitnahmesetzungen ergeben würde.

Hierzu wurde BAUGRUND DRESDEN als Mitglied der für den Bauherrn tätigen ARGE „Sachverständige Geotechnik“ (ARGE SV Geotechnik) im Einvernehmen zwischen Bauherrn, Ausführungs-ARGE, Planer und Prüfer beauftragt, einen Lösungsweg nach den Grundsätzen der Beobachtungsmethode mit folgenden Schwerpunkten zu erarbeiten [1]:

- Rechnerische Prognose für die Setzungen infolge der Dammerstellung für Interaktionssystem „Widerlager – Anschlussdamm“ (siehe Abschnitt 4)
- Bemessungsvorschlag für eine ausreichend verformungsarme Bohrpfahlgründung (siehe Abschnitt 4)
- Erstellung eines Messprogramms zum Monitoring der Widerlager- und Dammsetzungen während und nach der Dammerstellung (siehe Abschnitt 3)

Für die Widerlager-setzungen wurden zulässige Werte von maximal 5 cm vorgegeben, da Setzungen bis zu dieser Größenordnung später durch die Widerlagerkonstruktion im Sinne der Beobachtungsmethode ausgeglichen werden konnten.

### **3 Messtechnische Überwachung**

#### **3.1 Messprogramm**

Die im Folgenden beschriebenen messtechnischen Maßnahmen entsprechen vollumfänglich dem von der ARGE SV Geotechnik vorgeschlagenen Messprogramm.

Abb. 4 zeigt die Anordnung der Messstellen am Widerlager, unterhalb der Dammaufstandsfläche und an der Dammoberfläche. Die Vertikalverschiebungen am Widerlagerfundament und auf der Dammoberfläche entlang der Trassenachse wurden bzw. werden messtechnisch mittels Höhennivellements erfasst. Alternativ war jeweils 1 Messstelle an den Flügeln vorgesehen.

Für die Messungen der Setzungen im Untergrund unterhalb der Dammaufstandsfläche wurden entlang der Trassenachse 2 bis in eine Tiefe von 20 m reichende Mehrfach-Extensometer eingebaut. Mit dieser Instrumentierung ist es möglich, die Setzungen von insgesamt 3 Schichtpaketen des Untergrundes messtechnisch zu erfassen. Bei der gewählten Anordnung haben die 3 Schichtpakete folgenden Dicken: obere Schicht  $D = 5$  m, mittlere Schicht  $D = 5$  m, untere Schicht  $D = 10$  m.

Die Genauigkeit der verwendeten Messsysteme beträgt für Höhenänderungen  $\pm 1$  mm.

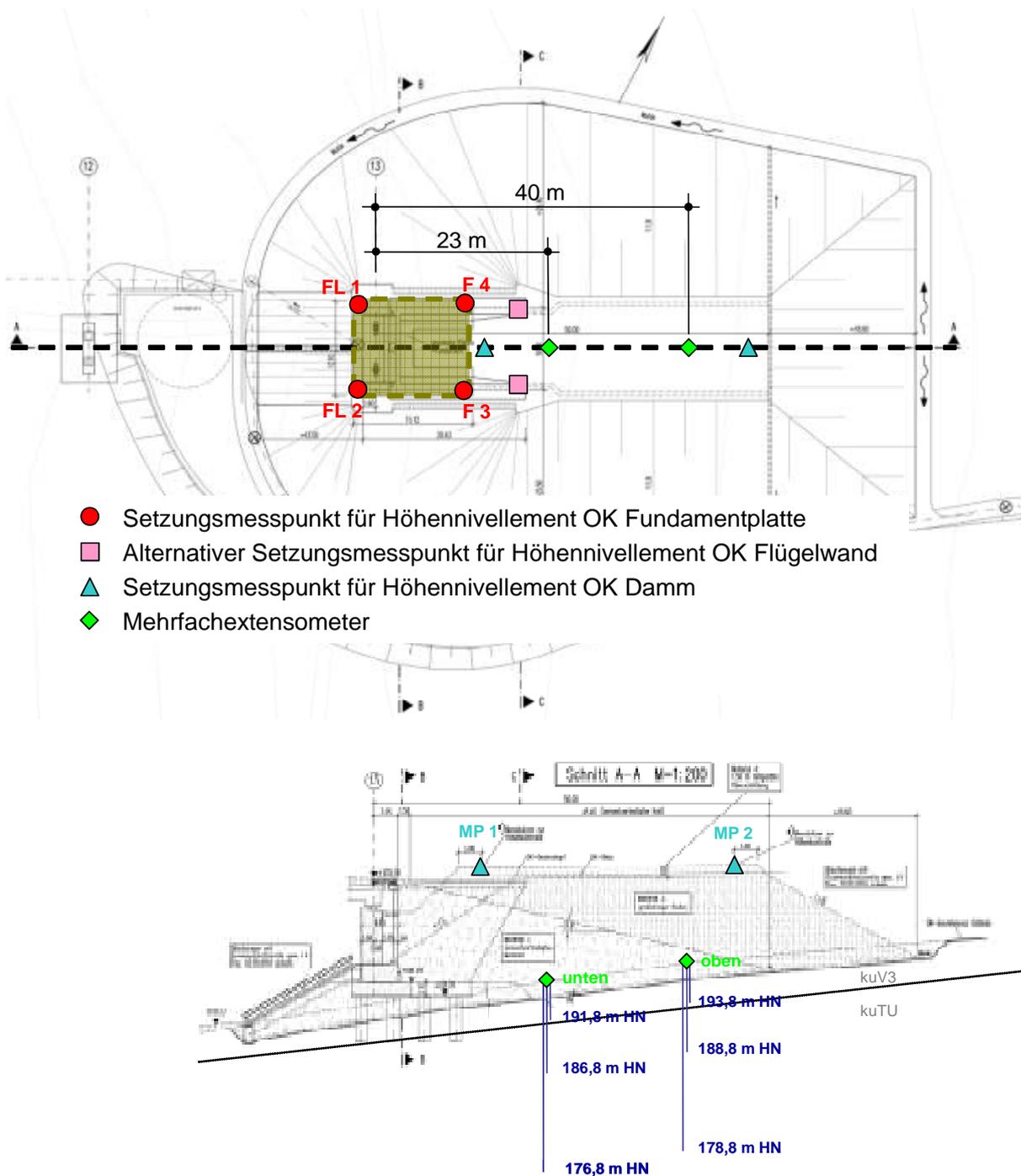


Abbildung 4: Anordnung der beiden Mehrfach-Extensometer sowie der geodätischen Messpunkte am Widerlager und auf der Dammoberfläche

In Tab. 1 sind die entsprechend des Messprogramms geplanten Messzyklen zusammengestellt. Dem Bauablauf angepasst, wurden die Messungen nach diesen Vorgaben ausgeführt. Die Folgemessungen dauern noch an. Alle Messdaten wurden ordnungsgemäß und zeitnah ausgewertet und den Projektbeteiligten digital in bearbeitbaren Formaten zur Verfügung gestellt.

Tabelle 1: Geplante Messzyklen

Messzeitpunkt	Anzahl der Messungen
Nullmessung vor Herstellung der Dammschüttung:	1 x
Messung während der Dammerstellung bei ca 1/3 der Dammhöhe:	1 x
Messung während der Dammerstellung bei ca 2/3 der Dammhöhe:	1 x
Messung während der Dammerstellung bei voller Dammhöhe:	1 x
1. Woche nach Abschluss der Dammschüttung:	3 x
2. Woche nach Abschluss der Dammschüttung:	2 x
3./4. Woche nach Abschluss der Dammschüttung:	1 x
alle 14 Tage im 2. und 3. Monat:	1 x
danach monatlich:	1 x
während längerer Liegedauer (> 6 Monate) jeder 3. Monat	1 x

### 3.2 Ergebnisse der Setzungsmessungen

In den Abb. 5 bis 7 sind alle Ergebnisse der bisher durchgeführten Setzungsmessungen dargestellt.

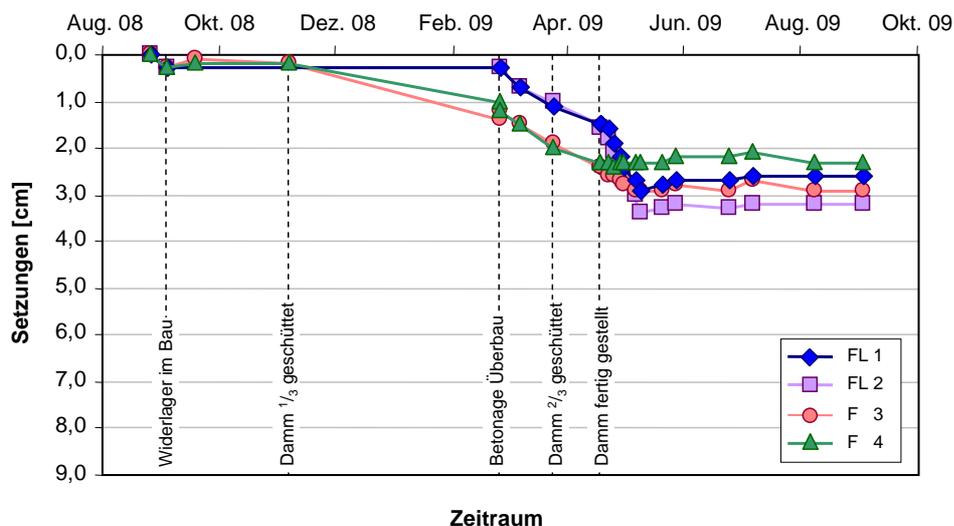


Abbildung 5: Ergebnisse der Setzungsmessungen am Widerlager

Abb. 5 zeigt den Verlauf der Widerlagersetzungen anhand der 4 Messpunkte, die an den Ecken des Widerlagerfundamentes angeordnet sind. Es ist zu erkennen, dass während der ersten Phase der Dammerstellung an den beiden zum Damm hin gelegenen Messpunkten (F 3, F 4) größere Setzungen als an den anderen beiden Messpunkten (FL 1, FL 2) eingetreten sind, d. h. dass sich das Widerlager infolge eines Mitnahmeeffektes zum Damm hin gedreht hat. Während der folgenden Bauphasen hat sich das Widerlager weitgehend gleichmäßig gesetzt und geringfügig zurück geneigt. Die eingetretenen Setzungen liegen im Bereich zwischen 2,1 cm und 3,3 cm und weisen keine weiteren Zuwächse auf.

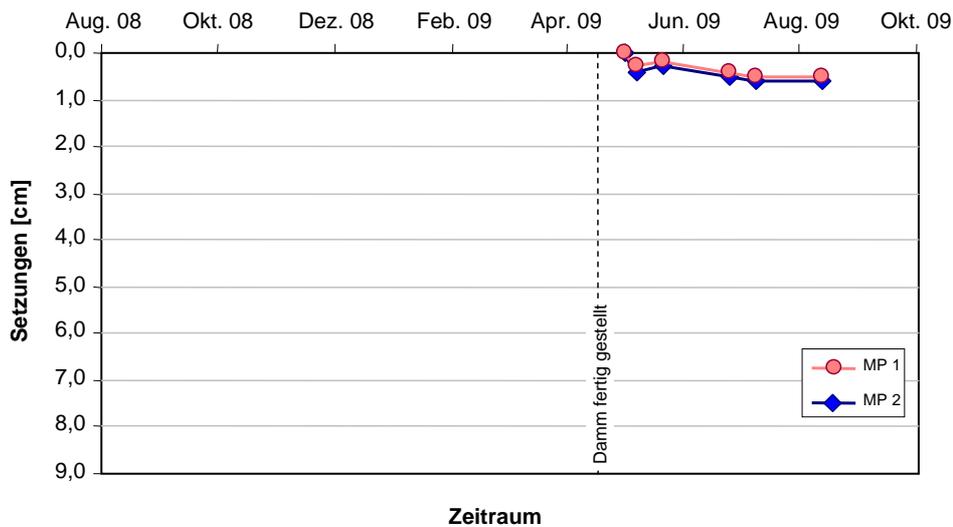


Abbildung 6: Ergebnisse der Setzungsmessungen auf der Oberfläche des fertigen Dammes

Die gemessenen Setzungen auf der Oberfläche des Dammes sind in Abb. 6 dargestellt. Da sie erst nach Fertigstellung des Dammes messbar gewesen sind, verdeutlichen sie nur das Zeitsetzungsverhalten des Dammes während seiner Liegezeit. Die Ergebnisse der Setzungspiegel zeigen, dass wie erwartet nur sehr geringe und gleichmäßige Dammsetzungen von ca. 5 mm eingetreten sind und dass sie ebenfalls zur Ruhe gekommen sind.

In Abb. 7 sind die Ergebnisse der beiden Mehrfach-Extensometermessstellen grafisch aufbereitet dargestellt. Beide Ergebnisplots zeigen tendenziell gleiche Setzungsverläufe, wobei etwa 50 % der Setzungen erst nach 2/3 der Dammschüttung eingetreten sind. Der überwiegende Anteil der Setzungen ist erwartungsgemäß dem oberen Schichtpaket, in dem die setzungs-trächtigen Schichten „Hanglehm“ und „Felsersatz“ anstehen, eingetreten. Die Setzungsanteile der beiden tiefliegenden Schichtpakete betragen beim oberen Extensometer ca. 1 cm, beim unteren Extensometer ca. 1,5 cm. Die maximalen Gesamtsetzungen aller 3 Schichtpakete betragen beim oberen Extensometer ca. 8,3 cm und beim unteren Extensometer ca. 6,2 cm.

Die gemessenen Setzungsverläufe beider Messstellen sind plausibel. Die unterschiedlichen Gesamtsetzungen sind durch verschiedene Schichtmächtigkeiten der erfassten Bodenschichten erklärbar.

Die Setzungsverläufe beider Messstellen zeigen, dass die Untergrundsetzungen unter der Dammaufstandsfläche noch nicht vollständig abgeklungen sind und dass die Zeitsetzungen nach Fertigstellung des Dammes sich im oberen Schichtpaket vollziehen.

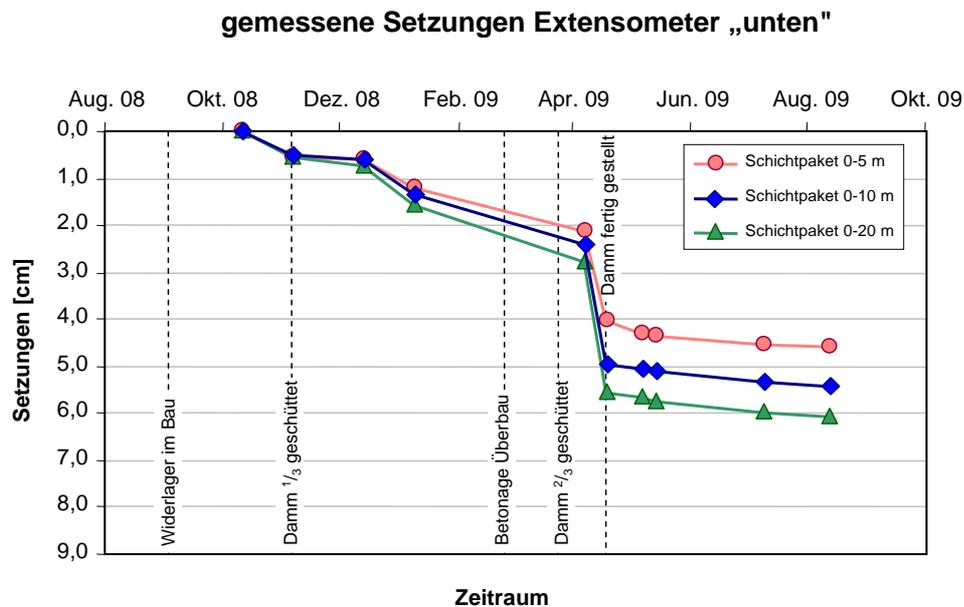
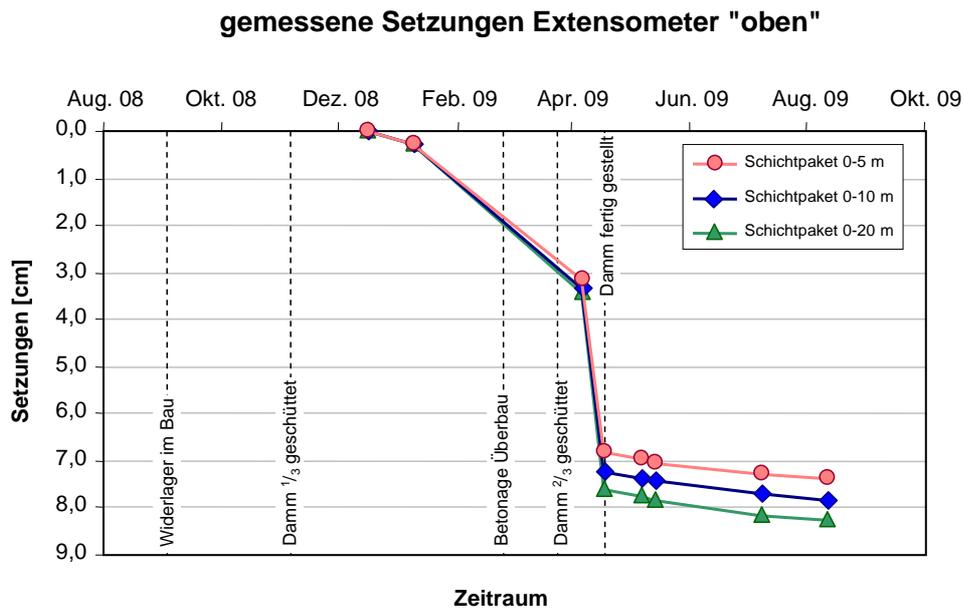


Abbildung 7: Ergebnisse der Extensometermessungen

Da die gemessenen Zeitsetzungsverläufe des Untergrundes unterhalb des Dammes noch immer eine zuwachsende Tendenz aufweisen, sind Messungen an allen Messstellen gemäß Messprogramm wie geplant weiter auszuführen.

## 4 Verformungsprognose

### 4.1 Finite-Elemente-Modell

Wegen der hohen Anforderungen an die Setzungsprognose für das Interaktionssystem „Widerlager – Anschlussdamm“ wurde eine dreidimensionale (3D) Finite-Elemente-Modellierung

der Widerlagergründung, des Anschlussdammes und des umgebenden Baugrundes vorgenommen. Hierfür wurde das Programmsystem Plaxis 3D Foundation, Version 2 verwendet [8]. Da mit dieser Software nur beschränkt die Generierung von 3D-Geometrien möglich ist, musste das in Abb. 8 und in Abb. 9 dargestellte 3D-Finite-Elemente-Modell wie folgt vereinfacht werden:

- Ebene Geländeoberfläche und horizontaler Verlauf der Baugrundsichten (siehe Abb. 8, Abb. 9)
- Symmetrische Geometrie des Anschlussdammes bezüglich der Bahntrassenachse (siehe Abb. 8, Abb. 9)
- Modellierung der Fundamentplatte mit 2D-Plattenelementen (siehe Abb. 8, Abb. 9)
- Modellierung des Anschlussdammes durch abgestufte, verschieden große, gleichmäßige Flächenlasten (siehe Abb. 9)
- Modellierung des Widerlagers durch vertikale Streckenlasten (siehe Abb. 9)
- Modellierung des Brückenüberbaus einschließlich Verkehrslasten durch vertikale Einzellast (siehe Abb. 9)

Bei der Erstellung des Modells wurde die Symmetrie entlang der Bahntrassenachse ausgenutzt. Somit reduzierte sich nicht nur Anzahl der finiten Elemente etwa auf die Hälfte (6690 15-knotige 3D-Kontinuumselemente), sondern es verkürzten sich vor allem die Rechenzeiten.

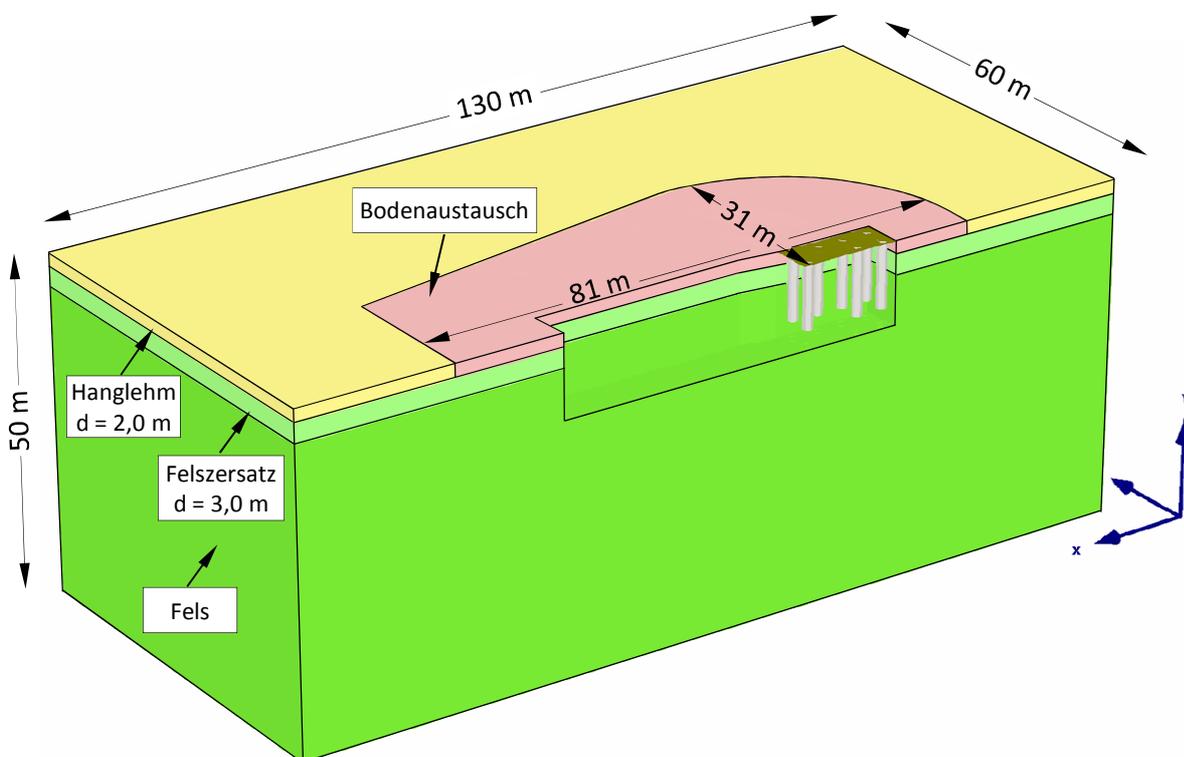


Abbildung 8: Geometrie und Schichtenaufbau des 3D-Finite-Elemente-Modells

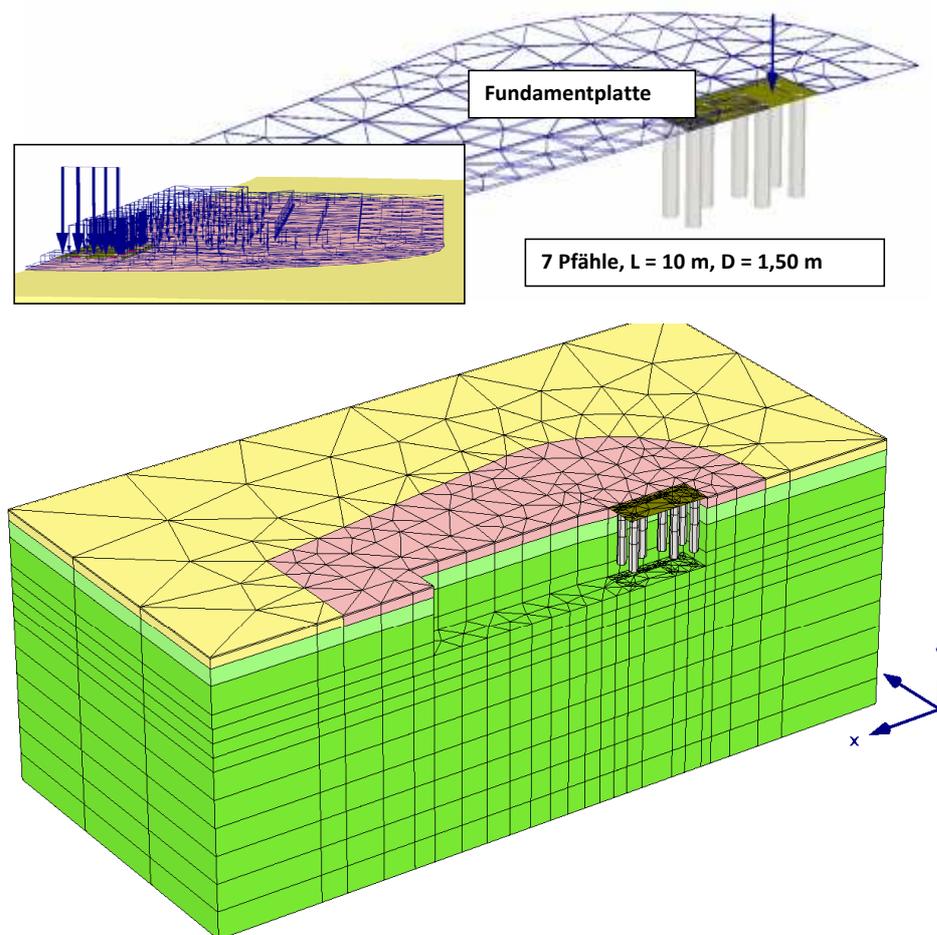


Abbildung 9: Finite-Elemente-Netz mit freigelegtem Pfahlgründungsbereich, abgestufte Flächenlasten (Damm), Streckenlast (Widerlager) und Einzellast (Überbau)

Folgende Stützungen wurden an den Rändern des 130 m langen, 60 m breiten und 50 m hohen FE-Modells angesetzt.

- Seitliche Ränder: vertikal frei beweglich, horizontal unverschieblich
- unterer Rand: vertikal und horizontal unverschieblich

Trotz der o. g. Vereinfachungen im FE-Modell konnten die maßgeblichen Bauzustände simuliert werden. In dem vorliegenden Finite-Elemente-Modell wurde folgender Entwurf für die Widerlagergründung zugrunde gelegt: 14 Bohrpfähle  $\varnothing$  1,5 m,  $L = 10$  m, d.h. 7 Bohrpfähle im symmetrischen FE-Modell.

Da eine möglichst realitätsnahe Beschreibung des Materialverhaltens des Baugrund die entscheidende Voraussetzung für die Qualität der Verformungsprognose war, wurde das moderne HS-Small-Stoffmodell, das im folgende Abschnitt näher beschrieben wird, verwendet.

## 4.2 Stoffmodelle und Materialparameter

Für die Fundamentplatte wurde linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Die verwendeten Materialparameter sind in Tab. 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Datensätze linear-elastisch

<i>Walls, Floors</i>		<b>Fundamentplatte (C 35/45)</b>
<b>d</b>	[m]	1,70
<b><math>\gamma</math></b>	[kN/m <sup>3</sup> ]	25,00
<b>E</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	33300000,00
<b>v</b>	[-]	0,20

Für den zementverfestigten Bodenaustausch und für die Bohrpfähle mit einer Festigkeitsklasse C 35/45 wurde das linear-elastische, starr-plastische MOHR-COULOMB-Modell in Verbindung mit einer zusätzlichen Zugspannungsbegrenzung verwendet (siehe Abb. 11). Bei dem einfachen MOHR-COULOMB-Modell wird prinzipiell nur zwischen linear-elastischen Verhalten und ideal-plastischen Verhalten ohne Verfestigung unterschieden. Plastisches Fließen tritt dann ein, wenn die MOHR-COULOMB'sche-Grenzbedingung erreicht ist. Abb. 10 zeigt die prinzipielle Wirkungsweise des MOHR-COULOMB-Modells bei axialsymmetrischen Hauptspannungen.

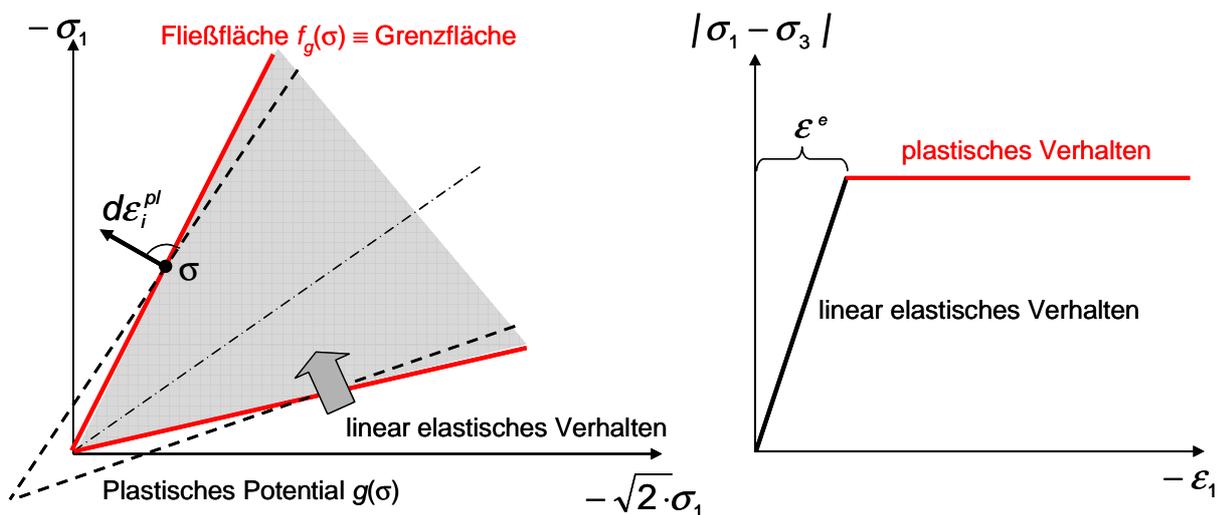


Abbildung 10: linear-elastisch, starr-plastisches Modell mit der Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB

Das in Abb. 11 dargestellte Festigkeitsmodell für betonartige Materialien erfordert intern die Parameter  $\phi$  und  $c$ , die sich aus der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  und der Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$

ermitteln lassen. Die Zugspannungsbegrenzung wird durch die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  definiert.

In Tab. 3 sind die für den zementverfestigten Bodenaustausch und die Bohrpfähle verwendeten Datensätze des MOHR-COULOMB -Modells zusammengestellt.

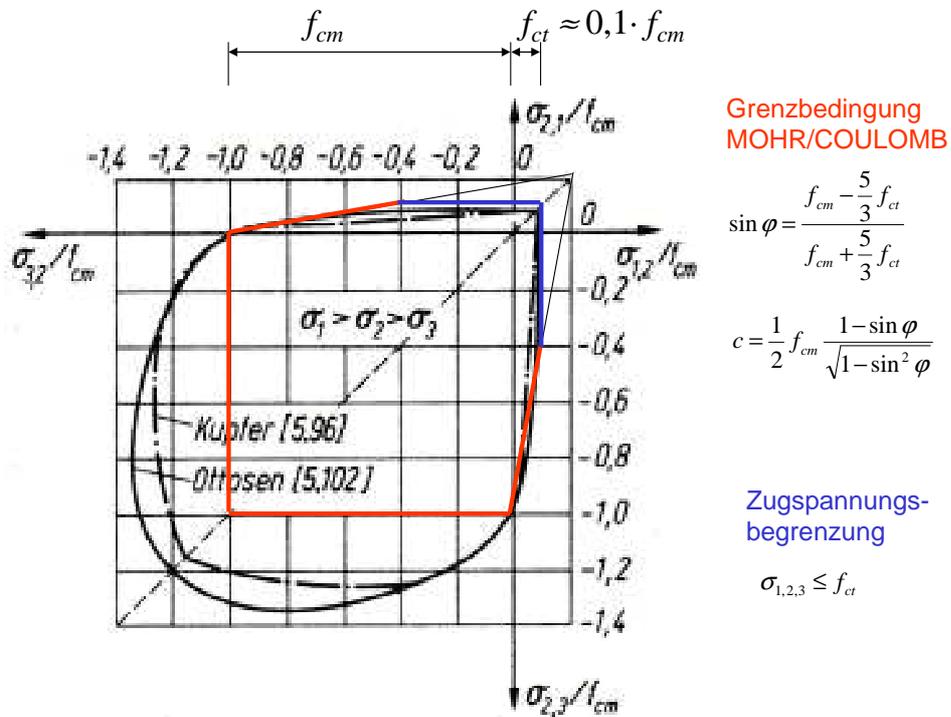


Abbildung 11: Bilineare Approximation des Festigkeitsverhaltens von Beton

Tabelle 3: Materialdatensätze des MOHR-COULOMB-Modells

<i>Mohr-Coulomb</i>		Auffüllung (Bodenaustausch, zementverfestigt)	Betonpfähle (C 35/45)
Type		Drained	Drained
$\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22,00	25,00
$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22,00	25,00
<b>k</b>	[m/day]	8,64	-
<b>E<sub>ref</sub></b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	43790,00	33300000,00
<b>v</b>	[-]	0,22	0,20
<b>G<sub>ref</sub></b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	17950,00	13880000,00
<b>E<sub>oed</sub></b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	50000,00	37000000,00
<b>c<sub>ref</sub></b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	50,00	7500,00
<b>φ</b>	[°]	35,00	51,00
<b>ψ</b>	[°]	0,00	0,00
<b>T<sub>str.</sub></b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00	3200,00
<b>R<sub>inter.</sub></b>	[-]	1,00	1,00

Für das Materialverhalten der Schichten des Untergrundes (Hanglehm, Felsersatz, Fels) wurde das neuartige HS-Small-Modell verwendet. Das HS-Small-Modell ist eine Erweiterung des elasto-plastischen Hardening-Soil-Modell, so dass das erhöhte Steifigkeitsverhalten bei sehr kleinen Dehnungen erfasst werden kann. Zunächst wird das Hardening-Soil-Modell kurz erläutert.

Beim Hardening-Soil-Modell werden 4 Arten von Steifigkeitsverhalten unterschieden: nicht-linear elastisches Verhalten, plastisches Verhalten in volumetrischer Richtung, plastisches Verhalten in deviatorischer Richtung, plastisches Verhalten in volumetrischer und deviatorischer Richtung (siehe Abb. 12).

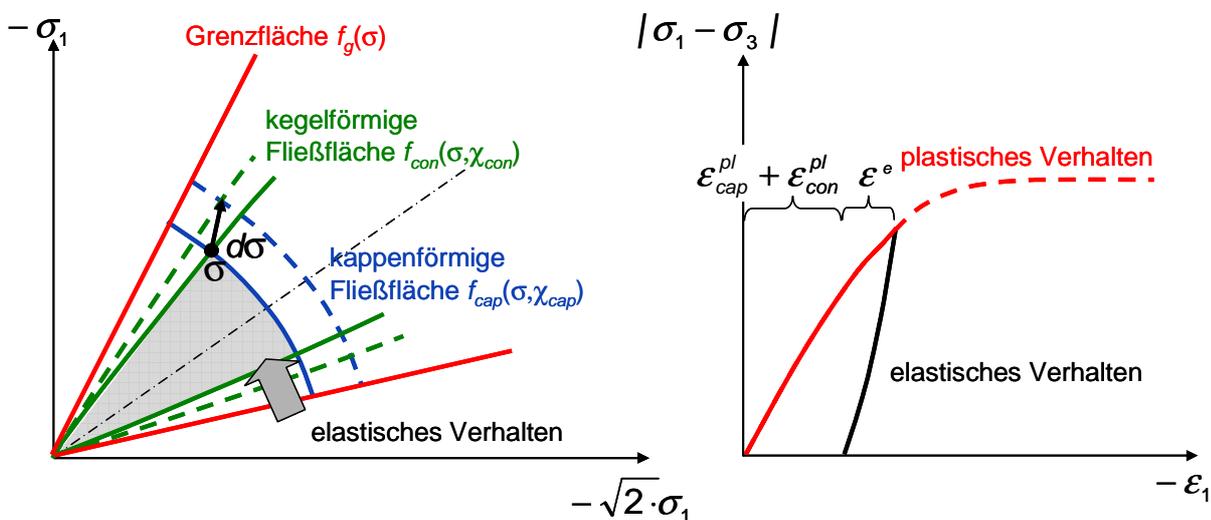


Abbildung 12: isotrope Doppelverfestigung (Hardening-Soil)

Diese Arten des Steifigkeitsverhaltens hängen davon ab, ob die kappenförmige Fließfläche, die kegelförmige Fließfläche oder beide Fließflächen in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung aktiviert werden (siehe Abb. 12). Für Belastungsrichtungen, die in den in Abb. 12 grau dargestellten Bereich führen, gilt nichtlinear elastisches Verhalten. Alle 4 Arten des Steifigkeitsverhaltens sind spannungsabhängig.

Das Hardening-Soil-Modell erfordert 8 maßgeblichen Materialparameter (3 Festigkeitsparameter, 5 Steifigkeitsparameter). Die Steifigkeitsparameter orientieren sich an dem Kompressionsgesetz von OHDE, für dessen 2 Parameter zahlreiche empirische Daten, z. B. in [9], oder Korrelationen zu Feldversuchen [2, 3] vorliegen. Zur Bestimmung der Materialparameter wurden außerdem die zur Scherkondetalbrücke vorliegenden geotechnischen Gutachten einschließlich der zugehörigen Ergebnisse von Sondierungen und Laborversuchen verwendet.

Im Bereich sehr kleiner Dehnungen, z. B. infolge dynamischer Anregungen, reagieren lockergesteinsartige Materialien sehr steif, d. h. es gilt die erhöhte „Small-Strain-Steifigkeit“. Diese Steifigkeit nimmt in einem Bereich zunehmender immer noch relativ kleiner Dehnungen

nichtlinear ab, um im Bereich überwiegend plastischer Dehnungen ihren Restwert, d.h. elasto-plastische Steifigkeit, zu erreichen (siehe Abb. 13).

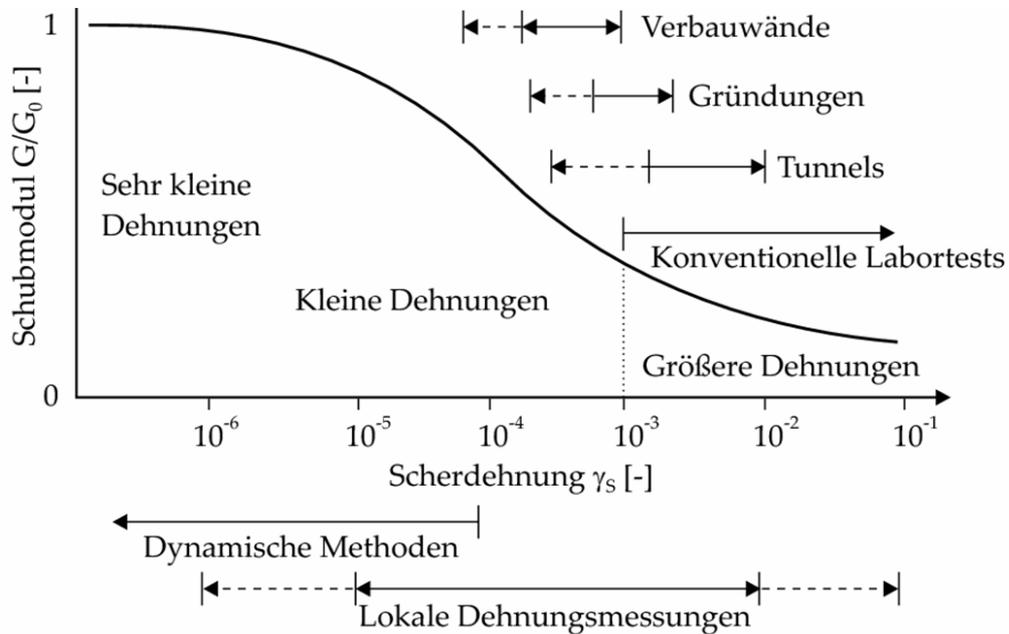


Abbildung 13: Abnahme des Schubmoduls in Abhängigkeit der Schubdehnung

Das HS-Small-Modell nach BENZ [4] berücksichtigt das Small-Strain-Verhalten im Sinne eines Überlagerungsmodells innerhalb des regulären Hardening-Soil-Modells. Mit zwei zusätzlichen Eingabeparametern,  $G_0^{ref}$  und  $\gamma_{0.7}$ , wird im HS-Small-Modell die in Abb. 14 dargestellte modifizierte Abnahmebeziehung nach HARDIN-DRNEVICH im Bereich der kleinen Dehnungen aktiviert.

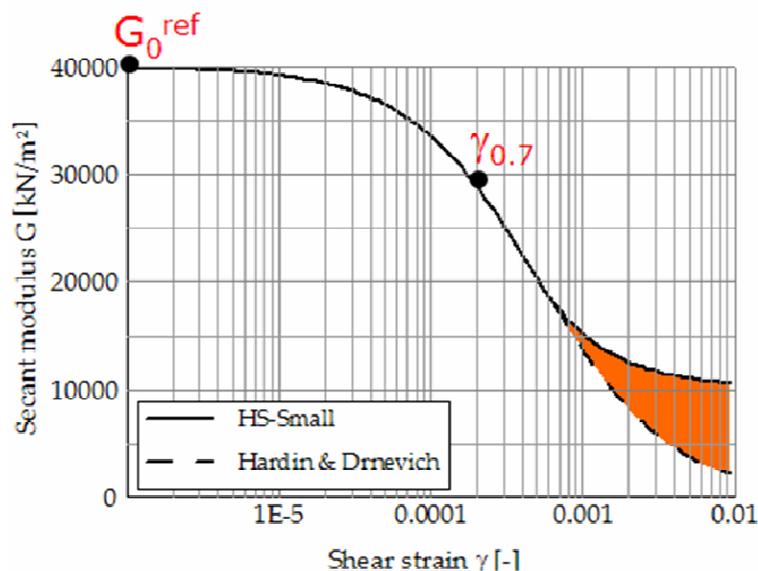


Abbildung 14: Abnahmebeziehung nach HARDIN-DRNEVICH und im HS-Small-Modell

Im vorliegenden Beitrag wird das HS-Small-Modell nicht nur für den Hanglehm und den Felsersatz, sondern auch für den weitgehend unverwitterten Fels angewendet. Zur Abschätzung der beiden o. g. Parameter zur Berücksichtigung der small-Strain-Steifigkeit liegen ebenfalls Erfahrungswerte vor. Hierzu wird auf die Ausführungen in [4, 5, 6] verwiesen.

In Tab. 4 sind die Datensätze des HS-Small-Modells für den Hanglehm, den Felsersatz und Fels zusammengestellt. Die weniger ausgeprägte Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit des Felsgesteins spiegelt sich in dem kleinen Wert des Exponenten ( $m = 0,4$ ) des OHDE-Gesetzes wider. Die Small-Strain-Steifigkeit des Felsgesteins, deren Größe im Bereich der Steifigkeit von Betonen liegt, wurde anhand von Korrelationen aus [2] entnommen.

Tabelle 4: Datensätze des HS-Small-Modells

<i>HS Small</i>		<b>Hanglehm (qhHL)</b>	<b>Felsersatz (kuV3)</b>	<b>Fels (kuTU)</b>
<i>Type</i>		<b>Drained</b>	<b>Drained</b>	<b>Drained</b>
$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	21,00	21,00	22,00
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	21,00	21,00	22,00
<b>k</b>	[m/day]	8,64e-3	8,64e-5	8,64e-5
$E_{50}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	7000,00	12000,00	55500,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	7000,00	12000,00	54000,00
<b>power (m)</b>	[-]	0,90	0,90	0,40
$c_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	12,50	20,00	50,00
$\varphi$	[°]	22,50	22,50	45,00
$\psi$	[°]	0,00	0,00	0,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	21000,00	36000,00	166500,00
$G_0$	[kN/m <sup>2</sup> ]	40000,00	70000,00	2080000,00
$\gamma_{0.7}$	[-]	2e-4	2e-4	4e-5
$\nu_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	[-]	0,20	0,20	0,20
$p^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	100,00	100,00	100,00
$T_{\text{str.}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00	0,00	0,00
$R_{\text{inter}}$	[-]	1,00	1,00	1,00

### 4.3 Berechnungsablauf

In Tab. 5 ist der Berechnungsablauf der letztendlichen 3D-Finite-Elemente-Berechnung dargestellt. Darin wurden die maßgeblichen Bauphasen – vom Bodenaustausch (Phase 1) bis zur Errichtung des Brückenüberbaus (Phase 5) – berücksichtigt.

Für die Dammschüttung (Phase 4) wurde eine Konsolidationsberechnung durchgeführt, um auch den zeitlichen Verlauf der Setzungen prognostizieren zu können. Da im Zeitraum, in dem die Finite-Elemente-Berechnungen für die Setzungsprognose durchgeführt wurden, keine

Angaben zum Zeitregime der Dammschüttung vorlagen, wurde die komplette Dammschüttung in einer Berechnungsphase generiert.

Tabelle 5: Berechnungsphasen der Konsolidationsberechnung

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0	Gravity loading	Staged construction	0	69
Bodenaustausch (bis -2,0 m Tiefe unter Modelloberkante)	1	0	Plastic analysis	Staged construction	70	91
Herstellen der Pfähle	2	1	Plastic analysis	Staged construction	92	93
<i>„Setzungen werden zu Null gesetzt“</i>						
Herstellung Widerlager (Aktivieren der Fundamentplatte und Streckenlasten)	3	2	Plastic analysis	Staged construction	94	96
Dammschüttung (Aktivierung Flächenlasten)	4	3	Consolidation*	Minimum pore pressure	97	168
Lagerpunktlast	5	4	Plastic analysis	Staged construction	169	175

\* in Phase 4 werden alle Bodenschicht undrainiert gesetzt

Zur Erfassung der Setzungen infolge Herstellung des Widerlagers, der Dammschüttung und der Herstellung des Brückenüberbaus wurden die Verschiebungen der vorhergehenden Berechnungsphasen ab Beginn der Phase 3 „Herstellung des Widerlagers“ zu Null gesetzt.

#### 4.4 Berechnungsergebnisse

An dem in Abb. 15 dargestellten verformten FE-Netz mit 50-facher Überhöhung ist deutlich zu erkennen, dass die Setzungen im Widerlager- und Dammbereich am Ende der Berechnung (Phase 5) überwiegend in der Felsersatzschicht eingetreten sind. Der darunter liegende Fels hat sich nur im unmittelbar angrenzenden oberen Bereich geringfügig gesetzt. Die Lokalisierung der Setzung um den Bereich des Widerlagers und des Dammes sowie die starke Abnahme der Setzungen mit der Tiefe sind Effekte, die sich aus der Anwendung des HS-Small-Modells mit erhöhter Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen ergeben.

In Abb. 16 sind die Setzungen der Fundamentplatte separat dargestellt. Der farbige Plot verdeutlicht, dass sich das Widerlagerfundament analog zur Messüberwachung erwartungsgemäß zum Damm hin geneigt hat. Die berechneten Setzungen liegen im Bereich zwischen 3 cm und 4 cm.

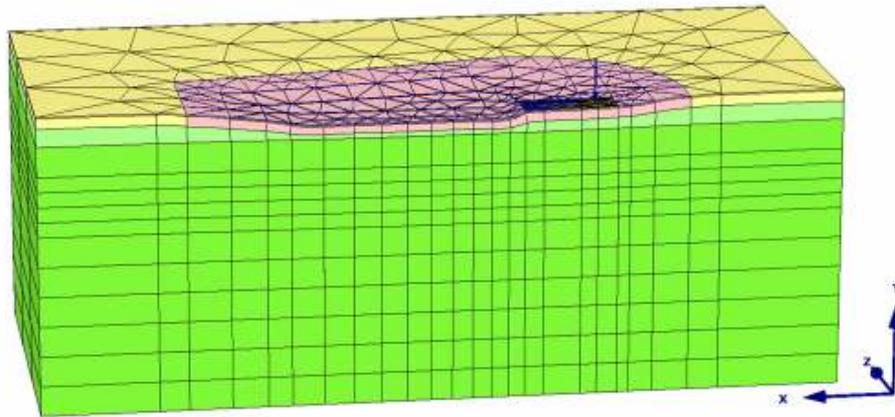


Abbildung 15: Verformtes FE-Netz, 50-fach überhöht

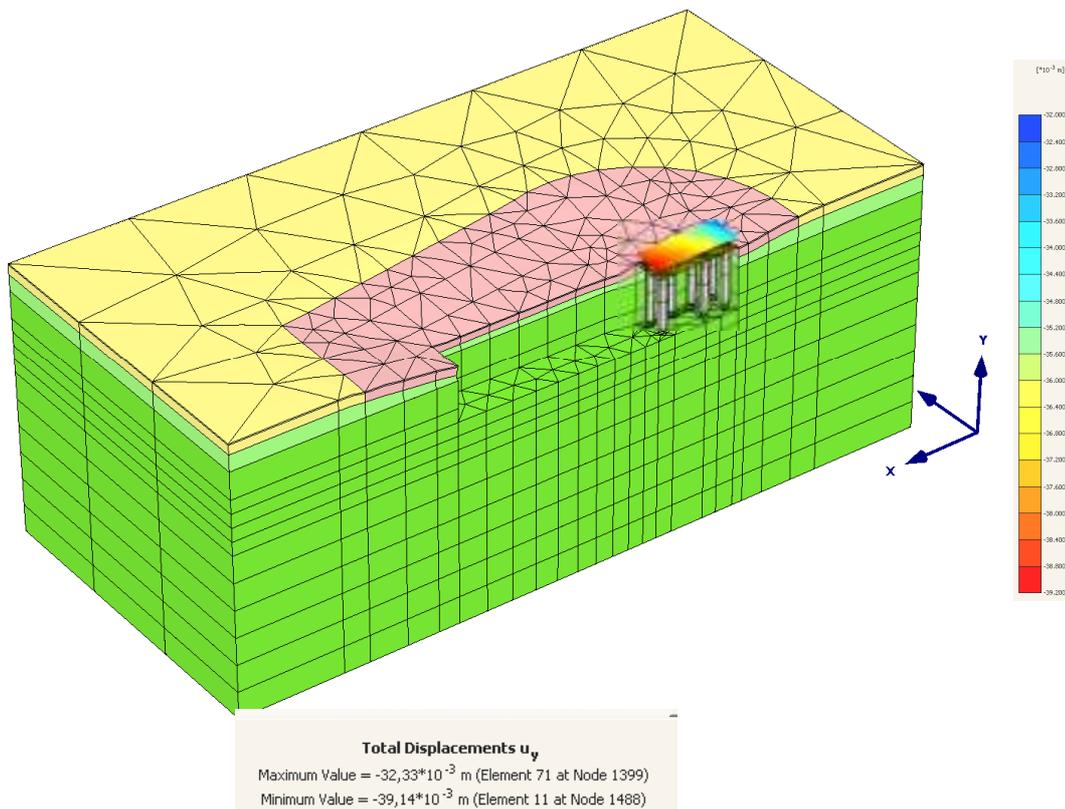


Abbildung 16: Vertikalverschiebung der Fundamentplatte

## 5 Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen und Messergebnissen

Um einen Vergleich mit den an 4 Stellen gemessenen Widerlager-setzungen und mit den Setzungen an den beiden Extensometer-Messstellen vornehmen zu können, wurden die rechnerischen Zeitsetzungsverläufe an entsprechenden Knoten des FE-Modells ausgewertet. In

Abb. 17 sind die ausgewerteten Punkte angegeben. In den Punkten A und B wurden die rechnerischen Setzungsverläufe des Widerlagerfundamentes ausgewertet. Unter den Punkten E und D wurden Setzungsverläufe der beiden 5 dicken Schichtpakete und des 10 m dicken Schichtpaketes analog zu den mit den Extensometern erfassten Schichtpaketen bestimmt.

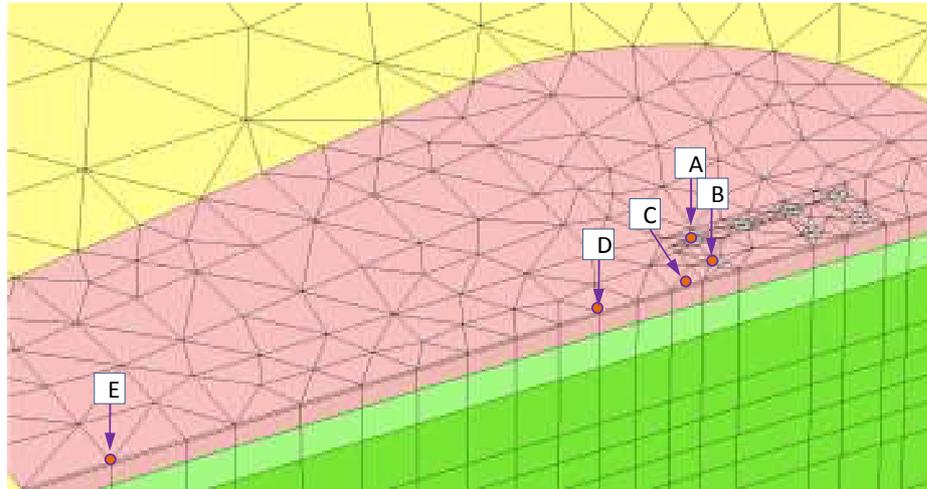


Abbildung 17: Bezeichnung der Auswertungspunkte im Finite-Elemente-Modell

Da die Lage der Extensometermesspunkte nicht in der Geometrie des Finite-Elemente-Modells berücksichtigt wurde, konnte die Auswertung nur anhand der am nächsten gelegenen Knoten vorgenommen werden. Die so ermittelten Setzungsverläufe der Schichtpakete weisen daher geringe Ungenauigkeiten auf.

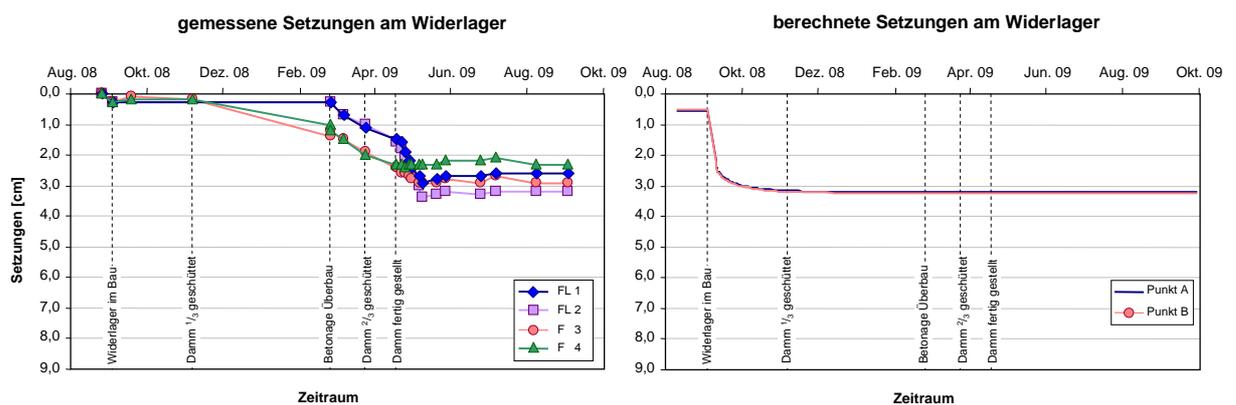


Abbildung 18: Vergleich zwischen prognostizierten und gemessenen Setzungen am Widerlager

Abb. 18 zeigt den Vergleich zwischen den prognostizierten und gemessenen Setzungen am Brückenwiderlager. Abb. 19 enthält den Vergleich zwischen den prognostizierten und gemessenen Setzungen der Schichtpakete der beiden Extensometer.

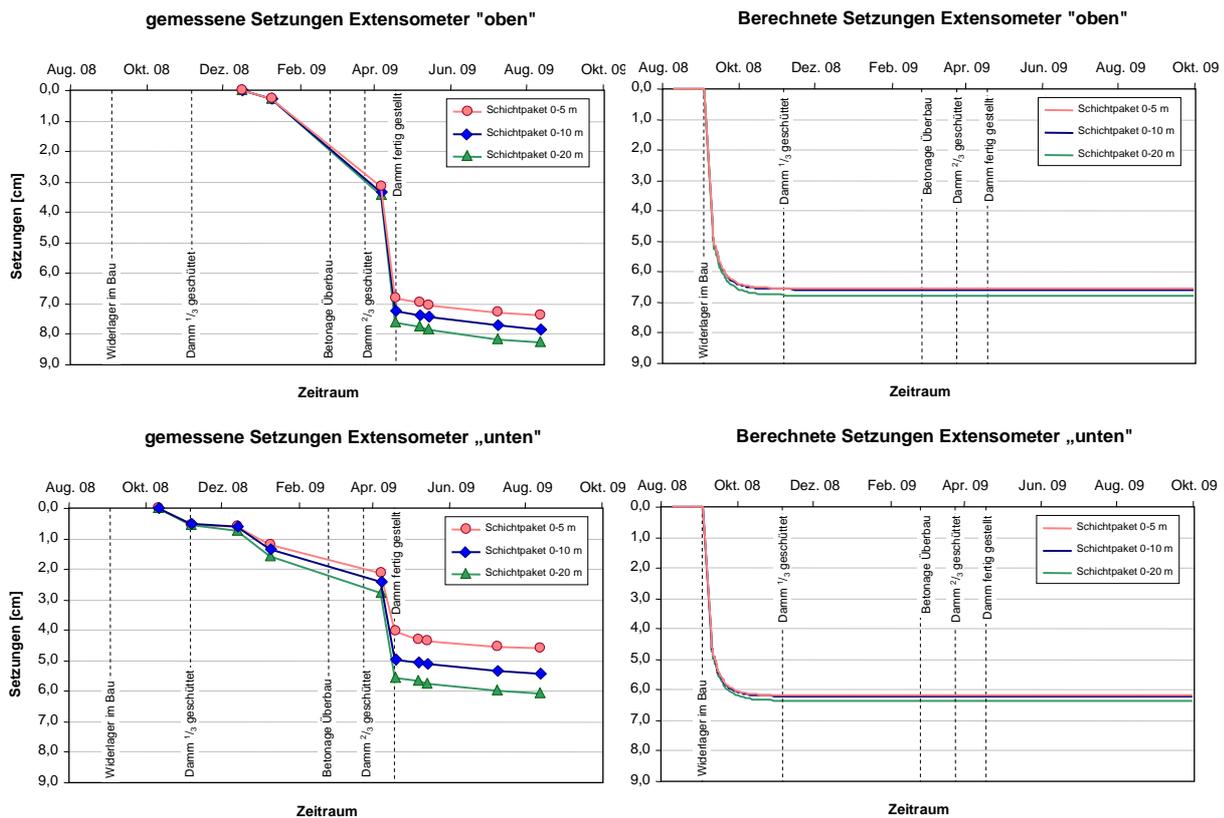


Abbildung 19: Vergleich zwischen prognostizierten und gemessenen Setzungen der Schichtpakete der beiden Extensometer

Da bei der Finite-Elemente-Berechnung die Dammschüttung in einer Phase generiert wurde, können den Messergebnissen entsprechende Zeitsetzungsverläufe nicht dargestellt werden. Die Diagramme mit den berechneten Setzungen enthalten das gleiche Zeitfenster wie die Diagramme mit den Messergebnissen. Für dieses Zeitfenster wurden plausible rechnerische Zeitsetzungsverläufe gemäß der berechneten Bauphasen eingetragen.

Wie Abb. 18 zeigt, weisen sowohl die gemessenen Widerlager-setzungen als auch die anhand der Konsolidationsberechnung erhaltenen Widerlager-setzungen keine Zuwächse mehr auf. Bei dem in Abb. 19 dargestellten Vergleich zeigt sich jedoch, dass die prognostizierten Setzungen der Schichtpakete auskonsolidiert sind aber die gemessenen Setzungen der Schichtpakete noch nicht zur Ruhe gekommen sind.

Aus dem in Abb. 19 dargestellten Vergleich ist außerdem erkennbar, dass der Setzungsanteil der beiden unteren Schichtpakete bei der Prognose noch viel kleiner als der entsprechende Setzungsanteil bei den Messergebnissen ist.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass es eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den prognostizierten und gemessenen Setzungen sowohl am Widerlager als auch unter der Dammaufstandsfläche gibt und dass sich die rechnerische Prognose anhand der 3D-Finite-Elemente-Berechnung als sehr zuverlässig und genau erwiesen hat.

## 6 Schlussbemerkungen

Mit der rechnerischen Verformungsprognose für das Interaktionssystem „Widerlager – Anschlussdamm“ wurden nur geringe Mitnahmesetzungen vorhergesagt, so dass bei der konventionellen Bemessung der Bohrpfahlgründung auf einen Ansatz von negativer Mantelreibung verzichtet werden konnte. Es wurde somit der in dem 3D-Finite-Elemente-Modell enthaltene Gründungsentwurf (14 Bohrpfähle  $\varnothing$  1,5 m, L = 10 m) ausgeführt. Abb. 20 zeigt das hergestellte Brückenwiderlager und den vollständig geschütteten Anschlussdamm.



Abbildung 20: Fertiggestelltes Brückenwiderlager der Achse 13 mit Anschlussdamm, Stand: September 2009

Entscheidend für die hohe Qualität der rechnerischen Prognose, die in der sehr guten Übereinstimmung von berechneten Setzungen und Messergebnissen zum Ausdruck kommt, war die Anwendung des HS-Small-Modells mit erhöhter Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen für das Materialverhalten der Boden- und Felsschichten.

Die Anwendung von Stoffmodellen mit erhöhter Small-Strain-Steifigkeit führt zu einer geringeren Ausbreitung der Setzungen in dem Untergrundkörper, so dass tendenziell kleinere Setzungen als bei Verwendung von Stoffmodellen ohne Small-Strain-Effekt berechnet werden. Außerdem werden bei Verwendung dieser neuartigen Stoffmodelle die berechneten Verschiebungen und Verformungen bei der Finite-Elemente-Modellierung weniger durch Wahl der Größe des Berechnungsausschnittes beeinflusst.

## Literatur

- [1] DIN 1054:2005-01, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Beuth Verlag, Berlin
- [2] DIN 4094-1, Baugrund – Felduntersuchungen Teil 1: Drucksondierungen, Beuth Verlag, Berlin, 2002
- [3] DIN 4094-3, Baugrund – Felduntersuchungen Teil 3: Rammsondierungen, Beuth Verlag, Berlin, 2002
- [4] BENZ, T.: Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, Mitteilung 55, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2007
- [5] MARX, ST.; BÖSCHE, TH.; SONNABEND, ST.: Begleitendes Messprogramm zur Überprüfung der rechnerischen Last- und Systemannahmen beim Bau der Scherkondetalbrücke, 5. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“, TU Dresden, Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 18, S. 45 – 56
- [6] MEY, A.: Berechnung tiefer Baugruben mit einer Erweiterung des Hardening-Soil-Modells für den Bereich kleiner Dehnungen, Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, 2006
- [7] MEY, A.; VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: Die Bedeutung der Stoffmodelle für dynamische Berechnungen zur Standsicherheit von Staudämmen mit der Finite-Elemente-Methode, Kolloquium „Bodenmechanik, Grundbau und bergbauliche Geotechnik“ anlässlich 75. Geburtstag Prof. Förster, TU Bergakademie Freiberg, Veröffentlichung des Institutes für Geotechnik 2008, S. 111 – 133
- [8] PLAXIS 3D Foundation Version 2, Manual, edited by BRINKGREVE, R.B.J & SWOLFS, M.W., Plaxis bv, 2007
- [9] VON SOOS, P.; ENGEL, J.: Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor, Kap. 1.3, Grundbautaschenbuch Teil 1, 7. Aufl., Hrsg. WITT, K.J, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2008, S. 123 – 218