

Monitoring im Überflutungsbereich der Strecke Hannover – Berlin

Nach der Elbeflut im Juni 2013 an der HGV-Strecke Hannover – Berlin wurden ein Monitoring der Gleissetzungen und Untersuchungen zum dynamischen Verhalten durchgeführt.



Abb. 1: Überflutung von Gleisanlagen der Strecke Hannover – Berlin im Juni 2013

Foto: DB Netz AG

Falk Hebenstreit
René Kipper
Dirk Wegener

Nach der Überflutung der Festen Fahrbahn der Hochgeschwindigkeitsverbindung Hannover – Berlin infolge des Elbehochwassers im Juni 2013 wurden zur Absicherung eines gebrauchstauglichen Zustandes des Tragsystems Oberbau/Unterbau/Untergrund Gleislagemessungen zur Kontrolle von Setzungen des Fahrweges und Schwingungsmessungen einschließlich der Beurteilung der dynamischen Stabilität durchgeführt.

Vorbemerkung

Über die Überflutung der Festen Fahrbahn der Hochgeschwindigkeitsverbindung (HGV) Strecke 6185 Hannover – Berlin infolge des Elbehochwassers 2013 und die daraus resultierenden Schäden wurde in [1] informiert. Mit den nun vorliegenden Ergebnissen der Gleislagemessungen bis zwölf Monate nach Inbetriebnahme sowie der Nachweisführung der dynamischen Stabilität an repräsentativen Querschnitten, wird im vorliegenden Artikel über die Absiche-

rung eines gebrauchstauglichen Zustandes des Tragsystems Oberbau/Unterbau/Untergrund berichtet.

Projektüberblick

Infolge des Hochwassers der Elbe im Juni 2013 und in unmittelbarer Folge eines bei Fischbeck eingetretenen Deichbruches war die HGV Hannover – Berlin in Sachsen-Anhalt zwischen Hp Schönhauser Damm und Bf Schönhausen auf ca. 4 km Streckenlänge überflutet worden [1]. Die Strecke musste mit erheblichen Auswirkungen auf den Schienenverkehr zur Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen mehrere Monate gesperrt werden.

Zu klären war, ob Schäden im Unterbau/Untergrund sowie am Oberbau aus Fester Fahrbahn entstanden waren. Dazu wurden im Zeitraum Juli bis September 2013 die notwendigen Untersuchungen durchgeführt (konventionelle Aufschlüsse und Georadaruntersuchungen zur Baugrunduntersuchung, Untersuchungen am Oberbau).

Im Ergebnis der Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Dammkörper sowohl der zweigleisigen HGV als auch der paral-

lel verlaufenden eingleisigen Stammstrecke durch das Hochwasser nicht erheblich geschädigt wurden. Infolge der verhältnismäßig geringen Geschwindigkeit bei der Überströmung der Gleisanlagen waren nur Erosionsschäden infolge höherer Strömungsgeschwindigkeiten an Durchdringungen des Dammkörpers eingetreten. Aus geotechnischer/erdbautechnischer Sicht bestanden nach den Baugrunderkundungen und den zwischenzeitlich durchgeführten Maßnahmen zur Schadensbeseitigung keine Bedenken gegen eine Aufnahme des Eisenbahnbetriebes im Überflutungsbereich.

Durch den zeitweise erhöhten Grundwasserstand und Wassergehalt konnte eine Beeinträchtigung der Trageigenschaften von Unterbau und Untergrund eingetreten sein. Zudem resultierten aus Unstetigkeiten bei der Lastabtragung infolge der Schädigungen in der Konstruktion der Festen Fahrbahn (lose Schwellen, gerissener Füllbeton, versteifte Zwischenlagen) erhöhte Einwirkungen/Belastungen im Unterbau und Untergrund. Damit waren Langzeitsetzungen im Unterbau und Untergrund nicht vollständig auszuschließen. Zur Absicherung eines gebrauchstauglichen Zustandes des Tragsystems Oberbau/Unterbau/Untergrund wurde deshalb:

- die Gleislage hinsichtlich möglicher Langzeitsetzungen bis zwölf Monate nach Inbetriebnahme zusätzlich hinsichtlich langweiliger Gleislageänderungen auf Grundlage von RAILab-Gleisgeometriemessdaten überwacht und
- die Gebrauchstauglichkeit des Eisenbahnfahrweges in repräsentativen Querschnitten nach der neuen Informationsschrift-Planungshilfe der DB Netz AG [9] zur Nachweisführung der dynamischen Stabilität überprüft.

Monitoring von Gleissetzungen Methodik

Sich vergrößernde Gleislagefehler (Vergrößerung der Amplituden) sind ein Indikator dafür, dass sich der Zustand des Tragsystems verschlechtert; in ihrer Größe gleich bleibende oder sich in nur sehr geringem Maß vergrößernde Gleislagefehler (gleich bleibende oder sich nur gering vergrößernde Fehleramplituden) sind hingegen ein Indikator für die Stabilität eines Tragsystems.

Dieser Zusammenhang wurde beim Monitoring der Gleislage im Überflutungsbereich genutzt.

Um Gleishöhenänderungen bzw. Gleishöhenfehler zu erfassen, muss die Gleishöhe im Zeitraum des Monitorings ermittelt werden. Die Gleishöhe kann hierzu grundsätzlich mittels herkömmlichem, geodätischem Nivellement bestimmt werden. Wegen der großen Länge des zu kontrollierenden Streckenbereiches wäre diese Kontrolle relativ aufwendig und mit Betriebseinschränkungen und Betriebserschwerungskosten verbunden, die insbesondere bei hoch belasteten Strecken, wie der HGV Hannover – Berlin, nicht unbedeutend sind.

Weil eine Beeinträchtigung des Betriebes durch geodätische Gleislängsnivellements vermieden werden sollte, wurde auf eine in [15] beschriebene Methodik zurückgegriffen. Bei dieser werden Messdaten genutzt, die bei der turnusmäßigen Gleisgeometrieprüfung gemäß Ril 821.2001 mit dem Gleismessfahrzeug RAILab (Rollendes Analyse- und Inspektions-Labor) gewonnen werden. Die grundsätzliche Vorgehensweise bei der Aufbereitung und Auswertung von Daten der Gleisgeometriemessung mit dem RAILab zur Kontrolle von Gleissetzungen ist in Abb. 1 dargestellt.

Gleismessdaten

Für die Auswertung standen Daten der Gleisgeometrieprüfung mit RAILab aus dem Zeitraum August bis November 2014 zur Verfügung. In der Tab. 1 sind Informationen zu den übergebenen Daten von Gleismessfahrten zusammengestellt. In Abb. 3 sind die in der Auswertung verwendeten Bezeichnungen ersichtlich. Die Auswertung erfolgte für Gleis 1 und für Gleis 2 jeweils separat für die linke und rechte Schiene.

Ergebnisse

Mit den zur Verfügung gestellten Gleismessdaten wurden gemäß der in [15] beschriebenen Methodik die Schienenhöhenverläufe ermittelt. Beispielhaft ist in Abb. 4 der generierte Schienenhöhenverlauf sowie der Soll-Höhenverlauf gemäß Trassierung für die linke Schiene von Gleis 1 im Bereich km 186,0 bis km 192,0 dargestellt. Die Abb. 5 enthält zur Detaildarstellung einen Ausschnitt aus Abb. 4 .

Anschließend wurden die Schienenhöhenverläufe in Bezug auf Veränderungen der Amplituden in definierten Wellenlängenbereichen gemäß der in [15] beschriebenen Vorgehensweise überprüft.

Folgende Arbeitsschritte wurden angewandt:

- diskrete Fourier-Transformation (DFT) des vorhandenen Schienenhöhenverlaufes $z(x)$,
- Bildung des Leistungsdichtespektrums,

Strecke 6185 Berlin – Oebisfelde (HGV)			
Gleis 2	Bezeichnung	Gleis 1	Bezeichnung
12.11.2013 Messfahrzeug RAILab2	6185-2-1	15.11.2013 Messfahrzeug RAILab2	6185-1-1
10.02.2014 Messfahrzeug RAILab2	6185-2-2	21.02.2014 Messfahrzeug RAILab1	6185-1-2
13.05.2014 Messfahrzeug RAILab2	6185-2-3	21.05.2014 Messfahrzeug RAILab2	6185-1-3
17.11.2014 Messfahrzeug RAILab2	6185-2-4	27.11.2014 Messfahrzeug RAILab2	6185-1-4

Tab. 1: Übersicht über die ausgewerteten Gleismessfahrten

Abb. 2: Schematische Darstellung zur Aufbereitung und Auswertung von Daten der Gleisgeometriemessung mit dem RAILab zur Setzungskontrolle [16]

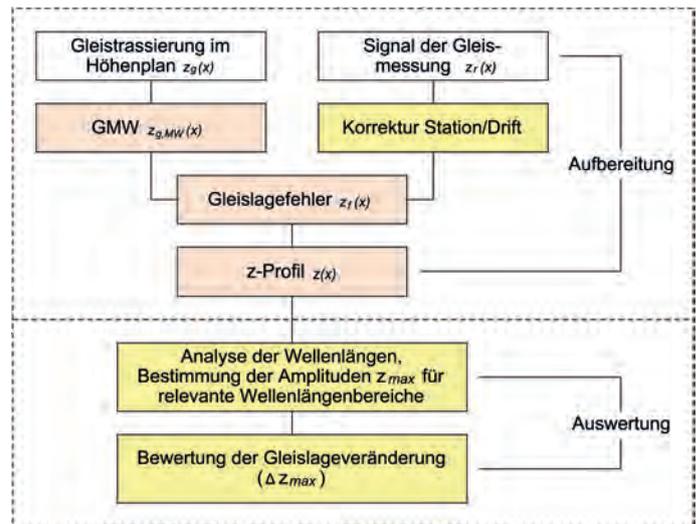


Abb. 3: Blick in Richtung Hannover mit Bezeichnung der Schienen in der Auswertung

Foto: Gepro

- Ermittlung des Flächeninhaltes im Leistungsdichtespektrum,
- Ermittlung der Amplituden in definierten Wellenlängenbereichen.

Zur Auswertung wurden Wellenlängen bis $\lambda = \text{ca. } 100 \text{ m}$ herangezogen, die Zustandsänderungen von Unterbau und Untergrund abbilden [15]. Die Ergebnisse zeigten überwiegend Amplitudenänderungen im Maximum

nahe bzw. unterhalb der Auswertegenauigkeit von $\Delta z_{\text{max}} = +/-0,5 - +/-1,0 \text{ mm}$ abhängig vom betrachteten Wellenlängenbereich. Davon abweichend zeigte die jeweils erste Messfahrt in Gleis 1 bzw. Gleis 2 im Vergleich zu den folgenden Messfahrten punktuell Amplitudendifferenzen über der Auswertegenauigkeit. Als Ursache für die bei diesen Messfahrten gefundenen größeren Abweichungen

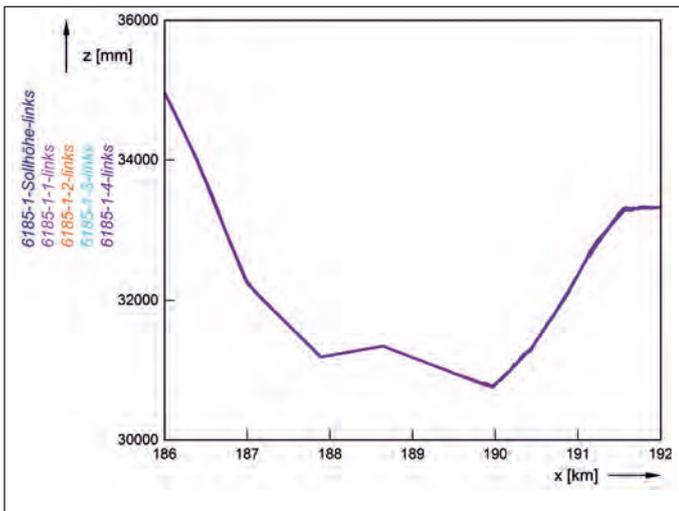


Abb. 4: Schienenhöhenverläufe aus RAILab-Gleissmessdaten sowie Soll-Höhenverlauf, Strecke 6185, Gleis 1, linke Schiene, km 186,0 – km 192,0

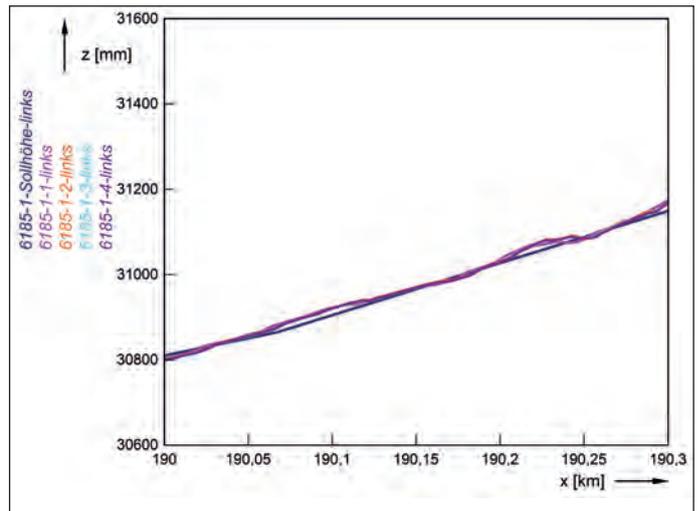


Abb. 5: Schienenhöhenverläufe aus RAILab-Gleissmessdaten sowie Soll-Höhenverlauf, Strecke 6185, Gleis 1, linke Schiene, km 190,0 – km 190,3 (Detaildarstellung zu Abb. 4)

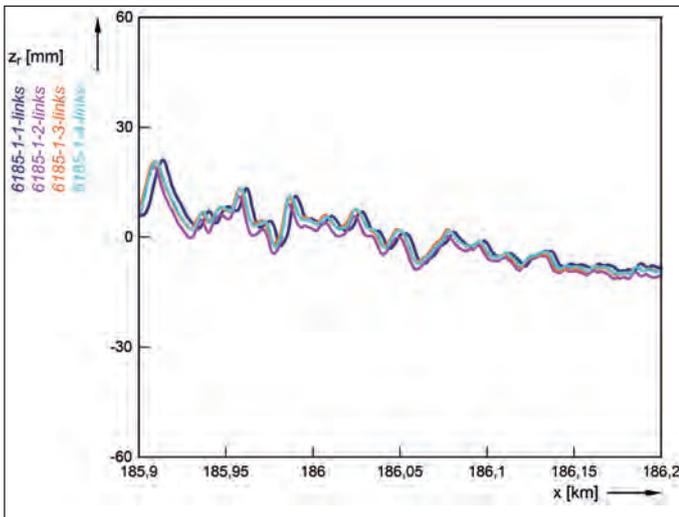


Abb. 6: Gleis 1, linke Schiene, stationskorrigierte Rohdaten von vier Messfahrten, Bereich km 185,9 – 186,2 und Bereich km 191,0 – 192,0

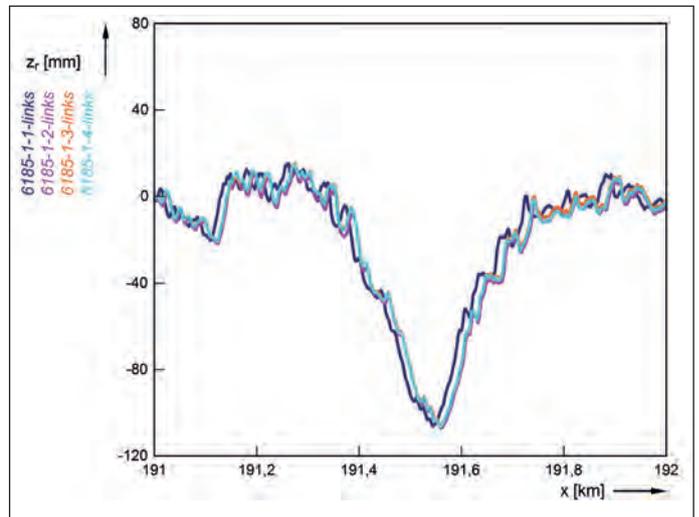


Abb. 7: Optisch unauffälliger Messquerschnitt MQ 1

Foto: Gepro

konnte eine ungenaue Wegaufzeichnung bei der Gleismessung identifiziert werden. Um dies zu verdeutlichen, sind in Abb. 6 exemplarisch Ausschnitte aus den RAILab-Rohdaten der vier Messfahrten für die linke Schiene in Gleis 1 dargestellt. Hier ist am Anfang des Auswerteabschnittes bei km 186,0 für 6185-1-1-links ein „Vorausleiten“, am Ende des Auswerteabschnittes bei km 192,0 hingegen ein „Nacheilen“ der Funktionswerte im Wegbereich erkennbar.

Im Ergebnis des Monitorings der Gleissetzungen konnten in [16] folgende Aussagen getroffen werden:

- Die Auswertung der RAILab-Gleissmessdaten hat keine Hinweise auf Setzungen/langwellige Verformungen der Gleise der Strecke 6185 im Bereich km 186,0 bis km 192,0 im Zeitraum des Monitorings bis zwölf Monate nach Wiederinbetriebnahme geliefert.
- Die Lage der HGV-Gleise im Überflutungsbereich ist höhenstabil.

- Untergrund und Unterbau als Teil des Tragsystems der HGV sind gebrauchstauglich.

Nachweisführung der dynamischen Stabilität
Zielstellung

Zur Überprüfung der vorgesehenen Sofortmaßnahmen nach den Hochwasserereignissen im Juni 2013 an der HGV-Strecke Hannover – Berlin im Bereich km 186,0 bis km 192,0 wurden Untersuchungen zum dynamischen Verhalten und zum Lastabtrag im Gesamtsystem aus Oberbau/ Unterbau/ Untergrund notwendig. Dazu war es erforderlich, einen Vergleich des dynamischen Verhaltens zwischen einem Messquerschnitt mit vorhandenen Schäden an der Festen Fahrbahn und einem Messquerschnitt ohne Schäden am Oberbau vorzunehmen und die dynamische Stabilität anhand von Schwingungsmessungen und entsprechend validierten numerischen Berechnungen zu beurteilen.

Auswahl der Messquerschnitte

In Abstimmung mit den Projektbeteiligten wurden

- der optisch unauffällige MQ 1 (Abb. 7) und
- der optisch auffällige MQ 2 (Abb. 8) als Messquerschnitte ausgewählt.

Betonkernbohrungen und Laboruntersuchungen

Zur Baugrunderkundung sowie zum Einbau der Geophone unterhalb der Festen Fahrbahn der HGV-Strecke wurde je Messquerschnitt eine Kernbohrung im Beton der Festen Fahrbahn bis zur Unterkante der Hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) abgeteufelt. Die Kernbohrungen haben einen Durchmesser von 100 mm.

Der Betonkern im MQ 1 war in der Fuge zwischen Füllbeton und Betontragschicht (BTS) zerteilt. Zwischen BTS und HGT konnte hingegen ein Verbund festgestellt werden. Der Bohrkern bestand somit aus zwei Teilen ohne optisch sichtbare Risse, siehe oberer Bohrkern in Abb. 9.

Der Betonkern im MQ 2 war in der Fuge zwischen Füllbeton und BTS ebenfalls zerteilt und zwischen BTS und HGT verbunden. Der Füllbeton wies dabei keinen optisch sichtbaren Riss auf, hingegen war das Teilstück von BTS und HGT über nahezu die gesamte Kernlänge vertikal gerissen, siehe unterer Bohrkern in Abb. 9. Das Rissbild deutet darauf hin, dass die Risse bereits während der Herstellung eingetreten sind.

An den entnommenen Betonbohrkernen wurden einaxiale Druckversuche, Ultraschallversuche und die Bestimmung der Wasseraufnahmefähigkeit durchgeführt. Die Untersuchungen dienen im Wesentlichen zur Ermittlung der Steifigkeit und

Abb. 8: Optisch auffälliger Messquerschnitt MQ 2 Foto: Gepro

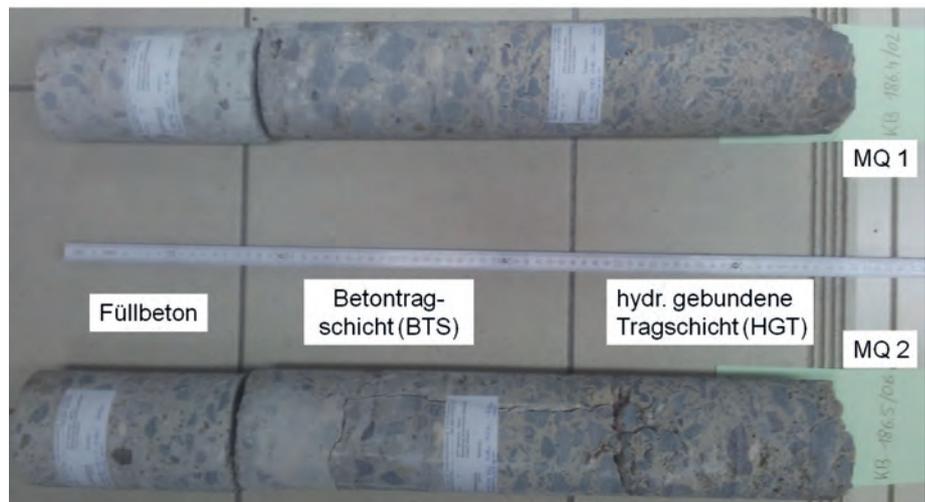


Abb. 9: Bohrkern aus dem MQ 1 (oben) und MQ 2 (unten)

Foto: Gepro

- ▲ **Gutachterliche Studien und Zuarbeiten**
 Beurteilung der Standsicherheit und der dynamischen Stabilität im Verkehrswegebau
 FE-Modellierung, Verformungs-, Konsolidierungs- und Setzungsberechnung
 Baugrundbegutachtung und Gründungsberatung
- ▲ **Objekt- und Tragwerksplanung**
 Verkehrs- und Tiefbau
 Spezialtiefbau, Untergründertüchtigung im Verkehrswegebau
 Stützbauwerke, Bauweisen mit Geokunststoffen
- ▲ **Baubetreuung**
 Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen
 Messtechnische Überwachung
 Abfallrechtliche Betreuung
 Bauüberwachung

GEPRO
 Ingenieurgesellschaft für Geotechnik
 Verkehrs- und Tiefbau und Umweltschutz mbH
 Caspar-David-Friedrich-Straße 8
 01219 Dresden
 Tel. 0351 / 877 75 - 0
 Fax 0351 / 877 75 - 55
 Internet: www.gepro-dresden.de E-Mail: info@gepro-dresden.de

Festigkeit sowie eventueller Schädigungen am Füllbeton, der BTS und der HGT. Die Versuchsergebnisse sind in Tab. 2 zusammengestellt.

Die bei den Ultraschallmessungen bei sehr kleinen Dehnungen ermittelte dynamische Steifigkeit ist um ca. Faktor 4 größer als die in den einaxialen Druckversuchen ermittelte statische Steifigkeit bei großen Dehnungen. Die während einer Zugüberfahrt auftretenden Beanspruchungen wirken im Bereich kleiner Dehnungen. Demnach sind Steifigkeiten zwischen der versuchstechnisch bestimmten dynamischen und der statischen Steifigkeiten maßgebend. Für die bodendynamischen Berechnungen werden deshalb ein E-Modul von 20000 MN/m² für

Füllbeton und BTS sowie ein E-Modul von 10.000 MN/m² für die HGT abgeleitet, was etwa 2 · E_{stat} bzw. ½ · E_{dyn} entspricht.

Ermittlung der bodendynamischen Kennwerte

Zur Ermittlung der bodendynamischen Kennwerte wurden mittels Ausstechzylinder in Schürfgruben neben der Festen Fahrbahn Bodenproben entnommen und an diesen Proben direkte Dichtebestimmungen sowie drainierte und undrainierte zyklische Triaxialversuche am Institut für Geotechnik der HTW Dresden durchgeführt. Weiterhin erfolgten auch indirekte Dichtebestimmungen durch Rammsondierungen sowie Klassifizierungsversuche, Wassergehalts- und Dichtebestimmungen einschließlich der

Ermittlung der lockersten und dichtesten Lagerung bzw. der Grenzporozitäten. In Abb. 10 ist der Vergleich der indirekt mittels Rammsondierung unter Verwendung der Korrelation nach DIN 4093-3 [5] bestimmten bezogenen Lagerungsdichte und den Ergebnissen aus der direkten Dichtebestimmung dargestellt.

Tab. 3 zeigt die Mittelwerte aus allen 16 entnommenen ungestörten Bodenproben aus zehn Schürfgruben innerhalb der unteren Tragschicht neben der Festen Fahrbahn im Bereich der beiden Messquerschnitte.

In Abb. 10 ist zu sehen, dass die Korrelation nach DIN 4093-3 geringere Dichten als die direkten Dichtebestimmungen liefert. Wesentliche Ursache ist, dass diese Korrelation unabhängig vom Spannungszustand und unter Annahme horizontalen Geländes entstanden ist. Durch die geringe Vertikalspannung sowie das geneigte Gelände erhält man jedoch oberflächennah geringere Sondierwiderstände und damit nach der Korrelation eine geringere bezogene Lagerungsdichte gegenüber größerer Vertikalspannung und ebenem Gelände. Vergleichende Auswertungen mit anderen Korrelationen aus der Literatur [6, 7, 8] zeigten, dass mit der Korrelation nach Kulhawy & Mayne [8] im oberflächennahen Bereich eine bessere Übereinstimmung mit den direkten Dichtebestimmungen erzielt werden kann.

Die zyklischen Triaxialversuche wurden an zylindrischen Proben mit H ≈ 20 cm und D ≈ 10 cm nach einer isotropen Konsolidation mit ca. 50 kPa bzw. ca. 100 kPa in fünf Laststufen mit Spannungsamplituden von Δσ_v ≈ ±5, ±10, ±15, ±20, ±25, ±30 kPa mit jeweils N = 1000 Lastzyklen und einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt. Es wurden für jede Laststufe die Spannungsänderungen sowie bei den undrainierten Versuchen Porenwasserdruckentwicklung und beim drainierten Versuch die sich akkumulierenden vertikalen Dehnungen bestimmt. Wesentliche Versuchsergebnisse sind in Abb. 11 und 12 zusammengefasst.

Die Steifigkeit bzw. der Schubmodul G kann in den zyklischen Triaxialversuchen ab einer Scherdehnung von γ ≥ 5 - 7 · 10⁻⁵ zuverlässig ermittelt werden, siehe durchgezogene Linien in Abb. 11. Für sehr viel kleinere Dehnungen (γ ≈ 10⁻⁶) erfolgte die Ermittlung des Schubmoduls G₀ unter Verwendung der Porenzahl e nach folgender empirischen Beziehung entsprechend der Planungshilfe [9] sowie den Empfehlungen des AK Baugrunddynamik [10]:

$$G_0 \approx 323 \frac{(2,97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot p_a \cdot \sqrt{\sigma'_0 / p_a}$$

Dabei ist p_a der atmosphärische Druck (p_a = 100 kPa) und σ'₀ die mittlere effektive

Teil der Festen Fahrbahn	Dichte ρ [g/cm ³]	Dynamische Querdehnzahl ν _{dyn} [-]	Dynamische Steifigkeit E _{dyn} [MN/m ²]	Statische Steifigkeit E _{stat} [MN/m ²]	Einaxiale Druckfestigkeit f _{ck} MN/m ²	Wasseraufnahmefähigkeit
Füllbeton	2,43	0,33	32.000 (MQ 1)	8.000 (MQ 1) 15.000 (MQ 2)	40 (MQ 1) 52 (MQ 2)	5,5%
Betontragschicht	2,41	0,34	42.000 (MQ 1)	14.000 (MQ 1)	56 (MQ 1)	4,2%
Hydraulisch gebundene Tragschicht	2,29	0,28	36.000 (MQ 1)	8.000 (MQ 1) 2.300 (MQ 2)	19 (MQ 1) 12 (MQ 2)	5,0 %

Tab. 2: Dichten, Querdehnzahlen sowie dynamische und statische Steifigkeiten für Füllbeton, BTS und HGT (gerundete Werte)

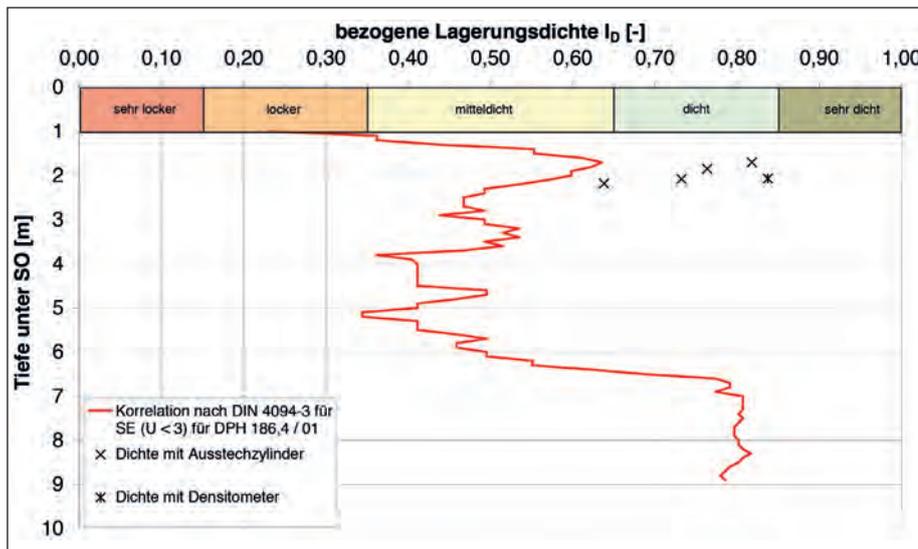


Abb. 10: Vergleich der bezogenen Lagerungsdichte aus der indirekten Bestimmung mittels Rammsondierung mit den direkten Dichtebestimmungen am MQ 1

Klassifikation	Ungl.-förmigkeitszahl [-]	Dichte ρ [g/cm ³]	Wassergehalt w [%]	Trockend. p _d [g/cm ³]	Feststoffd. p _s [g/cm ³]	Porenzahl e [-]	Porenzahl e _{min} [-]	Porenzahl e _{max} [-]	bez. Lagerungsdichte I _b [-]
Sand SE	2,57	1,83	6,4	1,72	2,66	0,54	0,41	0,90	0,73 (dicht)

Tab. 3: Klassifizierung, Ungleichförmigkeitszahl, Dichten, Wassergehalt, Porenzahlen und bezogene Lagerungsdichte für die untere Tragschicht neben der Festen Fahrbahn

Transportlösungen

Wann immer es auf Sicherheit ankommt, haben wir die richtige Antwort

ZUFRIEDENE FAHRGÄSTE

Reiseinformationen in Echtzeit
und höchste Fahrgastsicherheit

SICHERER BETRIEB

Automatisierung von Entscheidungsprozessen
zur Vermeidung menschlicher Fehler

GESICHERTE EINNAHMEN

Innovative Lösungen für
Ticketing-Management

NETZAUSLASTUNG

Optimierte betriebliche Abläufe durch
automatisierte Leit- und Sicherungstechnik

BETRIEBSEFFIZIENZ

Gewährleistung eines optimalen
Netzwerkmanagements mit minimalen Investitionen

NAHTLOSE REISEN

Einheitliche Fahrkartensysteme
für alle Transportmittel

Im Bereich Transport werden jeden Tag Millionen von kritischen Entscheidungen getroffen. Die Fähigkeit, Netzwerke sicher und effizient zu betreiben, ist entscheidend für wirtschaftliches Wachstum und Lebensqualität. Thales steht dabei im Mittelpunkt. Wir entwerfen, entwickeln und liefern Anlagen, Systeme und Services und stellen damit Komplettlösungen bereit. Unsere integrierten, intelligenten Technologien geben Entscheidungsträgern die Informationen und die Kontrolle, die sie brauchen, um in kritischen Umgebungen effektiver zu reagieren. Wann immer es auf Sicherheit ankommt, hat Thales die richtige Antwort.

THALES
Together • Safer • Everywhere

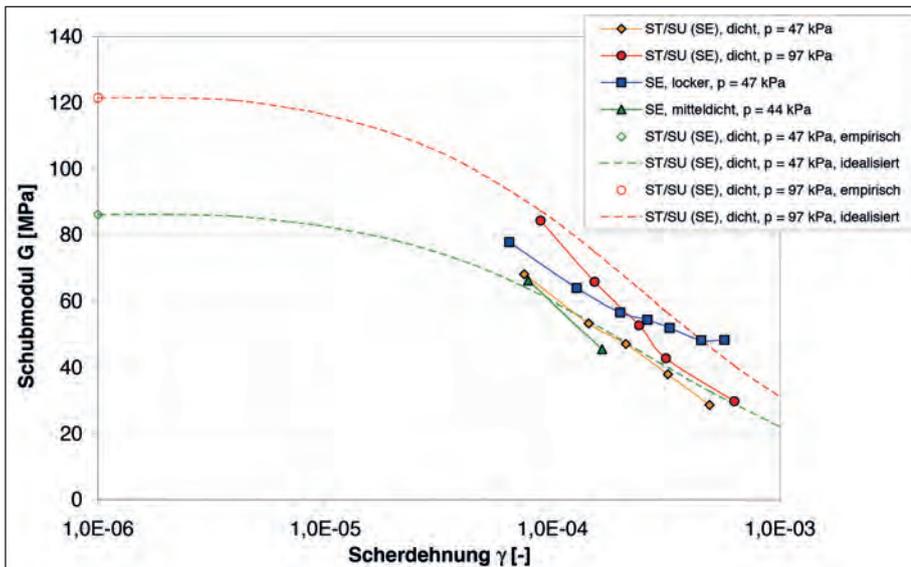


Abb. 11: Schubmodul G in Abhängigkeit von der Scherdehnungsamplitude γ im Ergebnis der zyklischen Triaxialversuche

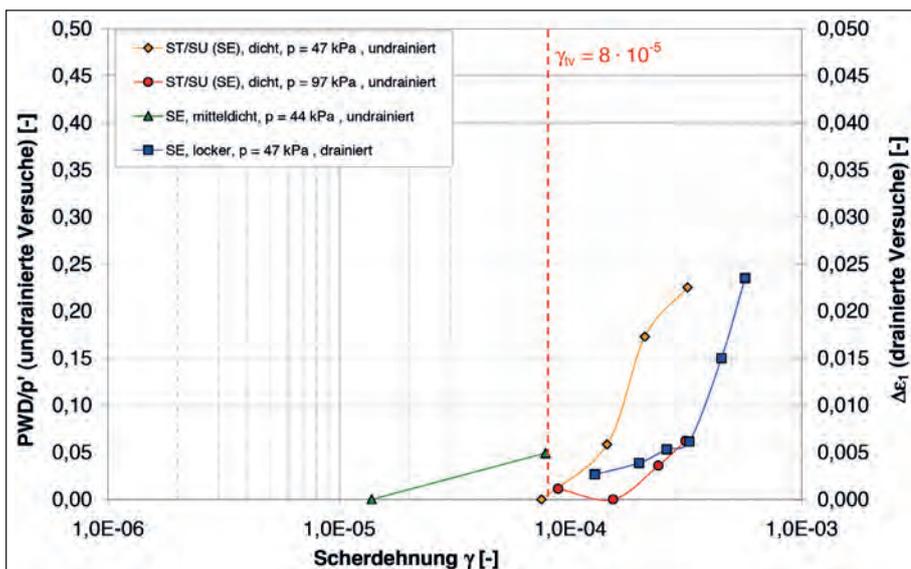


Abb. 12: Akkumulation des Porenwasserdruckes bezogen auf die effektive Anfangsspannung p' für die undrainierten Versuche und Akkumulation der vertikalen Dehnungen für den drainierten Versuch in Abhängigkeit von γ im Ergebnis der zyklischen Triaxialversuche

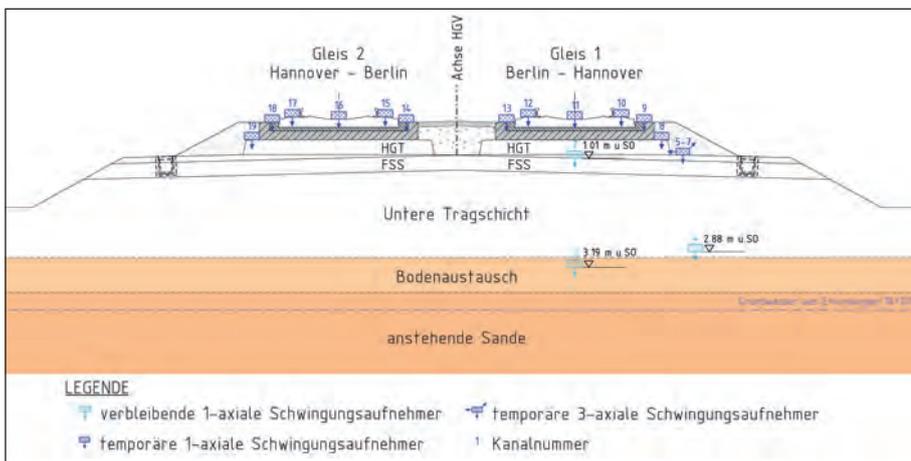


Abb. 13: MQ 1 mit Baugrundsichtung und Anordnung der Messaufnehmer

Spannung. Im zyklischen Triaxialversuch entspricht σ'_0 der effektiven isotropen Anfangsspannung $p = 47$ kPa bzw. $p = 97$ kPa. In den zyklischen Triaxialversuchen wurde außerdem die Scherdehnungsgrenze $\gamma_{tv} = 8 \cdot 10^{-5}$ ermittelt. Dies stimmt auch gut mit Erfahrungswerten aus der Literatur [11] überein. Bei Überschreitung dieser Scherdehnungsgrenze kommt es zu einer deutlichen Akkumulation von Porenwasserdrücken bei undrainierter zyklischer Belastung bzw. zu einer deutlichen Akkumulation von bleibenden Dehnungen infolge drainierter zyklischer Belastung.

Schwingungsmessungen

Die Schwingungsmessungen wurden in zwei Messkampagnen, einer „Wintermessung“ und einer „Sommermessung“ von der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) vorgenommen. Entsprechend der nächstgelegenen Wetterstation des Deutschen Wetterdienstes in Magdeburg [3] waren zur Zeit der Schwingungsmessungen die in Tab. 4 zusammengestellten Tagestemperaturen, Niederschläge, Bedeckungen und Sonnenscheindauern vorhanden. Wesentlicher Unterschied zwischen den beiden Messungen war somit die Temperatur von ca. 0°C bei der „Wintermessung“ und ca. 18°C bei der „Sommermessung“.

Exemplarisch zeigt Abb. 13 den MQ 1 mit Baugrundsichtung und Anordnung der Messaufnehmer. Der MQ 2 mit ähnlicher Baugrundsichtung wurde analog ausgestattet.

Während der Schwingungsmessungen verkehrten im Wesentlichen Hochgeschwindigkeitszüge (ICE 1 mit Triebkopf und Mittelwagen) mit 250 km/h, lokgezogene Reisezüge (IC mit Lok Baureihe 101 und Reisezugwagen) mit 200 km/h sowie Güterzüge mit maximal 22,5 t Radsatzlast. Für die Beurteilung der dynamischen Stabilität sind die Überfahrten des ICE 1 mit 250 km/h maßgebend. Für die Verifizierung der bodendynamischen Berechnungen wurden die Mittelwagen des ICE 1 aufgrund der höheren Anzahl an Achsübergängen und damit höheren statistischen Sicherheit gegenüber den Triebköpfen verwendet.

Die relativ wenigen Überfahrten der Güterzüge mit nicht genau bekannten Radsatzlasten sowie die deutlich geringere Anzahl an IC- gegenüber den ICE-Überfahrten werden für die Auswertung nicht herangezogen.

Aus den mittels Geophonen gemessenen Schwingungsgeschwindigkeits-Zeitverläufen (v_{max}) wurden mittels Effektivwertbildung entsprechend DIN 45672-1 [12] die effektiven Schwingungsgeschwindigkeits-Zeitverläufe (v_{eff}) sowie über Zeitintegration und entsprechender Aufbereitung bzw. Entdriftung die Einsenkungs-Zeitverläufe ermittelt.

Aufgrund der entsprechenden Maximalwerte aus den Zeitverläufen der maximalen und effektiven Schwinggeschwindigkeiten sowie der Einsenkungen wurden die einzelnen Achsen bzw. Drehgestelle für die Zugüberfahrten zusammengestellt und statistisch ausgewertet. Dabei wurde jeweils der Mittelwert sowie der 5 %- und 95 %-Quantilwert ermittelt.

Sowohl bei den elastischen Einsenkungen als auch bei den maximalen und effektiven Schwinggeschwindigkeiten ist bei beiden Messkampagnen und in beiden Querschnitten eine deutliche Abnahme zwischen den Messpunkten der Schiene und der Gleistragplatte bzw. der Betontragschicht erkennbar. Dies lässt auf eine entsprechend hohe Elastizität der Zwischenplatten sowie eine hohe Biegesteifigkeit der Festen Fahrbahn schließen. Dies führt zu einer entsprechend guten Lastverteilung in der Ebene Unterkante (UK) HGT. Dadurch wird die dynamische Beanspruchung der Gleistragplatte, der HGT, der Frostschutzschicht sowie des darunter befindlichen Unterbaus und Untergrundes deutlich reduziert.

Die Größe der maximalen und effektiven Schwinggeschwindigkeiten sowie der elastischen Einsenkungen liegen in einer für die Feste Fahrbahn üblichen Größenordnung und sind vergleichbar mit den für die NBS Erfurt – Halle – Leipzig prognostizierten elastischen Einsenkungen und Schwinggeschwindigkeiten [14]. Weiterhin konnte festgestellt werden, dass zwischen dem MQ 1 und dem optisch auffälligerem MQ 2 keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich der Größe und dem tiefenabhängigem Verlauf der Einsenkungen sowie der maximalen und effektiven Schwinggeschwindigkeiten bestehen.

Hingegen ergab die Sommermessung gegenüber der Wintermessung eine noch höhere Elastizität der Zwischenplatten und damit eine noch bessere Lastverteilung in der Ebene UK HGT sowie eine

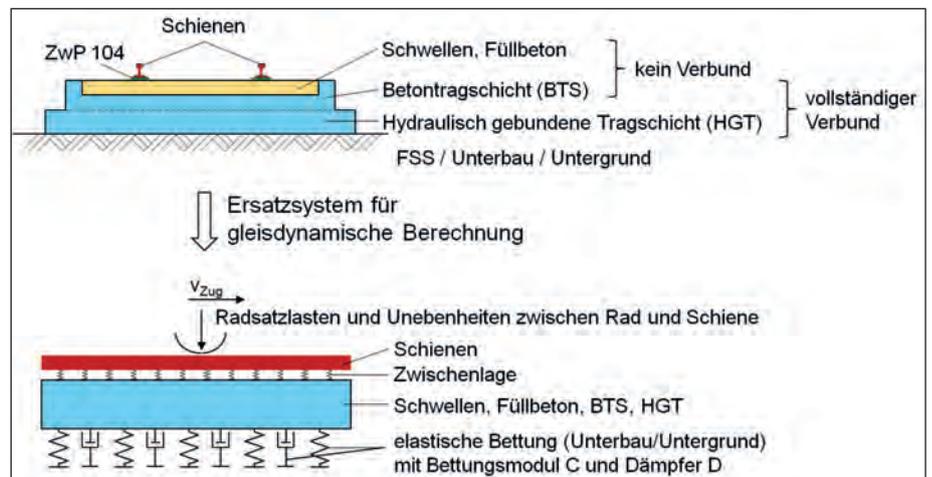


Abb. 14: Gleisdynamisches Modell für die Berechnung der dynamischen Beanspruchung im Oberbau und in der Ebene UK HGT

noch geringere Beanspruchung (Verformungen, Schwinggeschwindigkeiten) in der Frostschutzschicht sowie im Unterbau und Untergrund. Maßgebend für die dynamische Beanspruchung ist damit die Wintermessung. Diese wird deshalb für die Verifizierung der numerischen Berechnung und den Vergleich mit den Berechnungsergebnissen verwendet, siehe Abschnitt „Berechnungsergebnisse und Vergleich mit den Messergebnissen“.

Gleis- und bodendynamische Berechnungen

Der rechnerische Nachweis der dynamischen Stabilität erfolgt mittels Gleis- und bodendynamischen Berechnungen auf Basis der Planungshilfe [10].

Durch Schwingungsmessungen nach der Wiederinbetriebnahme der Strecke und der Geschwindigkeitserhöhung auf 160 km/h konnten die Prognoseberechnungen bestätigt und damit eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit nach

Messung	Tag	Lufttemperatur [°C]			minimale Erdbodentemperatur	Niederschlag/Bedeckung	Sonnenscheindauer
		min	mittel	max			
Wintermessung	25.11.2013	-1,7 °C	0,3 °C	3,4 °C	-4,6 °C	trocken, sonnig	6 h 50 min
	26.11.2013	-3,1 °C	-0,1 °C	3,5 °C	-6,1 °C	trocken, sonnig	6 h 53 min
Sommermessung	26.05.2014	11,5 °C	20,0 °C	26,3 °C	6,9 °C	trocken, sonnig	10 h 10 min
	27.05.2014	11,0 °C	14,9 °C	17,6 °C	10,6 °C	regnerisch, bewölkt	0 h 17 min

Tab. 4: Tagestemperaturen, Niederschläge, Bedeckungen und Sonnenscheindauer zur Zeit der Schwingungsmessungen entsprechend [3]

SAVE THE DATE



**18. Jahrestagung der Eisenbahnsachverständigen
16. – 17. Februar 2016 in Fulda, Maritim Hotel**

Worauf Bahnen in Zukunft abfahren – und Sachverständige wissen müssen

Weitere Informationen finden Sie ab Dezember 2015 im Internet unter www.eurailpress.de/events

Veranstalter:



In Zusammenarbeit mit:



Verband Deutscher Eisenbahn-Ingenieure e.V.

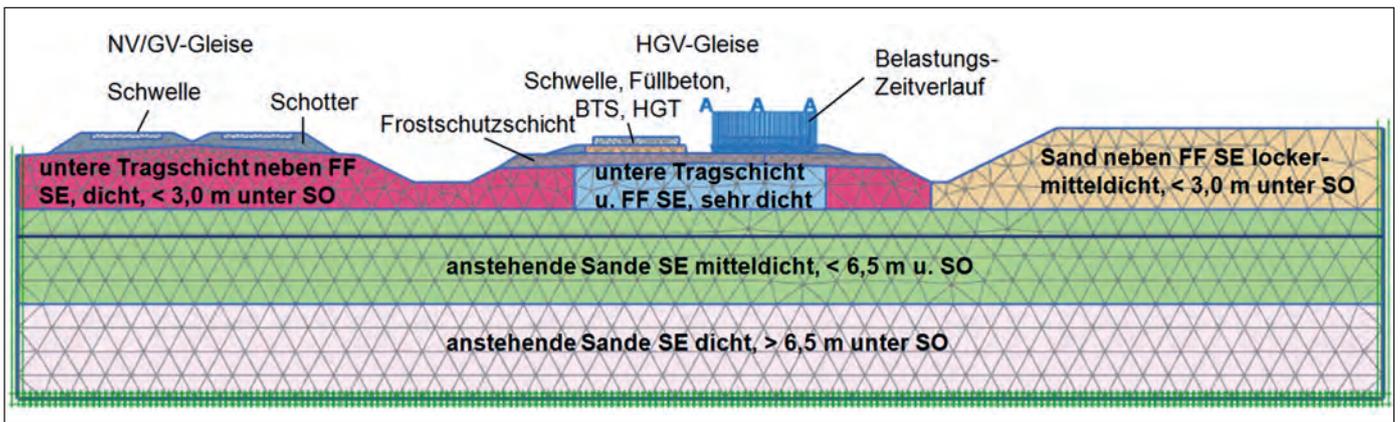


Abb. 15: Bodendynamisches FE-Modell für die Berechnung der dynamischen Beanspruchung in der Ebene UK HGT und im Unterbau/ Untergrund

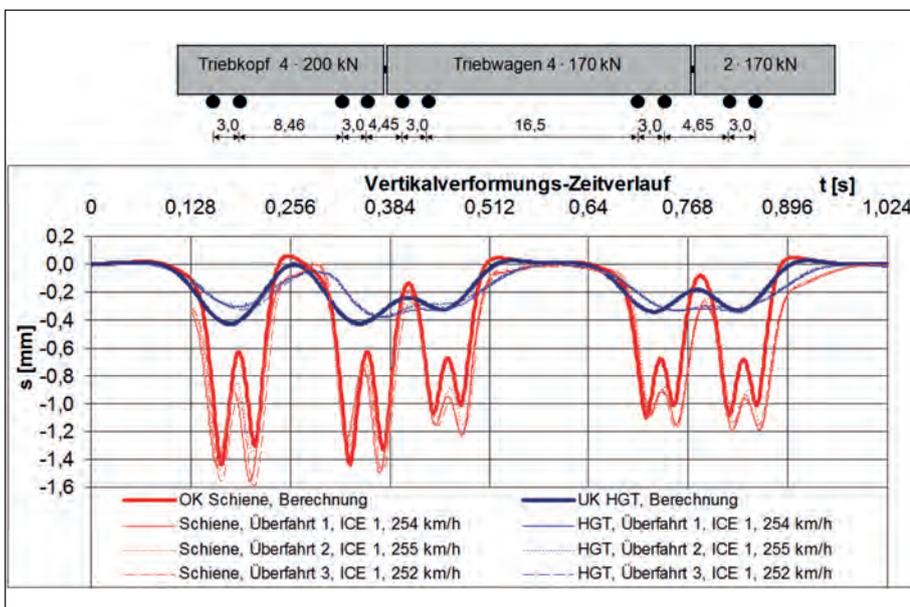


Abb. 16: Vergleich der Vertikalverformungs-Zeitverläufe der Gleisdynamischen Berechnungen mit den Schwingungsmessungen für OK Schiene und UK HGT

dem Hochwasserereignis nachgewiesen werden.

Berechnungsergebnisse und Vergleich mit den Messergebnissen

Zur Verifizierung der gleis- und bodendynamischen Berechnungen erfolgt ein Vergleich der Ergebnisse der Schwingungsmessungen mit den Berechnungsergebnissen. Einen entsprechenden Vergleich der Verformungs-Zeitverläufe der Schiene und der UK HGT für den MQ 1 zeigt Abb. 16. Die Messergebnisse der drei dargestellten Zugüberfahrten des ICE 1 mit jeweils ca. 250 km/h stimmen gut mit den Berechnungsergebnissen überein, sowohl für die Schiene als auch für die Ebene UK HGT.

Sowohl bei den Berechnungen als auch bei den Messungen lässt sich eine deutliche Abnahme der Größe der elastischen Einsenkungen zwischen den Messpunkten der Schiene und der UK HGT erkennen. Numerisch wird das durch eine entsprechend hohe Elastizität der Zwischenplatten sowie eine hohe Biegesteifigkeit der Festen Fahrbahn modelliert (Abb. 14).

Der Vergleich der Ergebnisse der Schwingungsmessungen mit den Berechnungsergebnissen wurde auch anhand der tiefenabhängigen Verläufe der maximalen und effektiven Schwingeschwindigkeiten sowie der elastischen Einsenkungen geführt. Exemplarisch zeigt Abb. 17 den Vergleich der Mess- und Berechnungsergebnisse für die elastischen Einsenkungen im MQ 1.

Nachweis der dynamischen Stabilität

Der Nachweis der dynamischen Stabilität erfolgt entsprechend der Planungshilfe [9] durch den Vergleich der vorhandenen Scherdehnungsamplitude γ mit der Scherdehnungsgrenze γ_{tv}^* , da das Scherdehnungsniveau einen wesentlichen Einfluss auf die dynamische Steifigkeit und das Verformungsverhalten (Langzeitsetzungen) hat. Als Scherdehnungsgrenze wird die volumetrische Scherdehnungsgrenze $\gamma_{tv}^* = \gamma_{tv}$ ver-

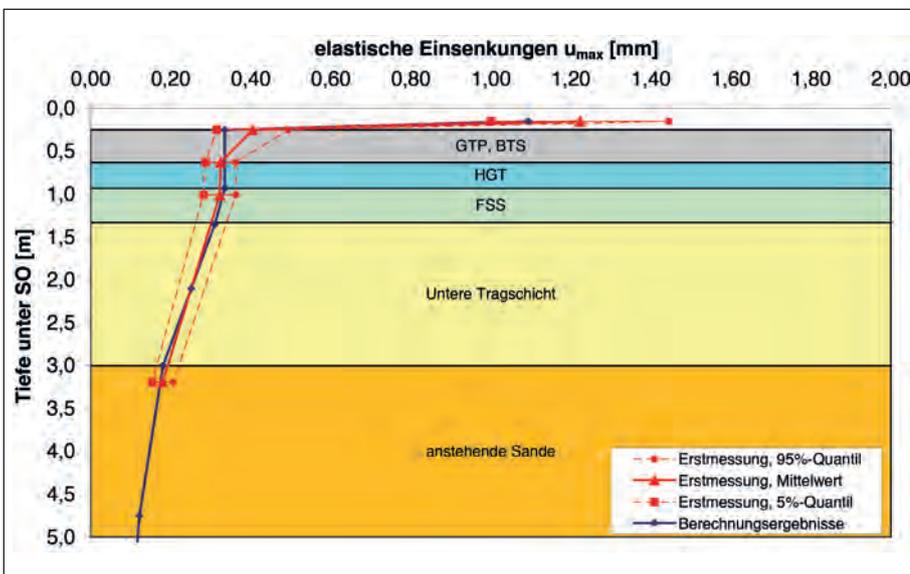


Abb. 17: Vergleich der tiefenabhängigen Vertikalverformungen infolge der ICE-Mittelwagen aus den Bodendynamischen FE-Berechnungen und den Schwingungsmessungen für MQ 1

Den Fortschritt erleben.

Der neue Zweiwegebagger A 922 Rail Litronic von Liebherr.

- Höchste Wirtschaftlichkeit durch zukunftsorientierte Technologien
- Durchdachtes Maschinenkonzept für maximale Produktivität
- Qualitätskomponenten aus Liebherrfertigung
- Ergonomischer und übersichtlicher Arbeitsplatz für konstant hohe Leistungsfähigkeit



Liebherr-Hydraulikbagger GmbH
88457 Kirchdorf, Deutschland
Tel.: +49 7354 80 0
E-Mail: info.lhb@liebherr.com
www.facebook.com/LiebherrConstruction
www.liebherr.com

LIEBHERR

Die Firmengruppe

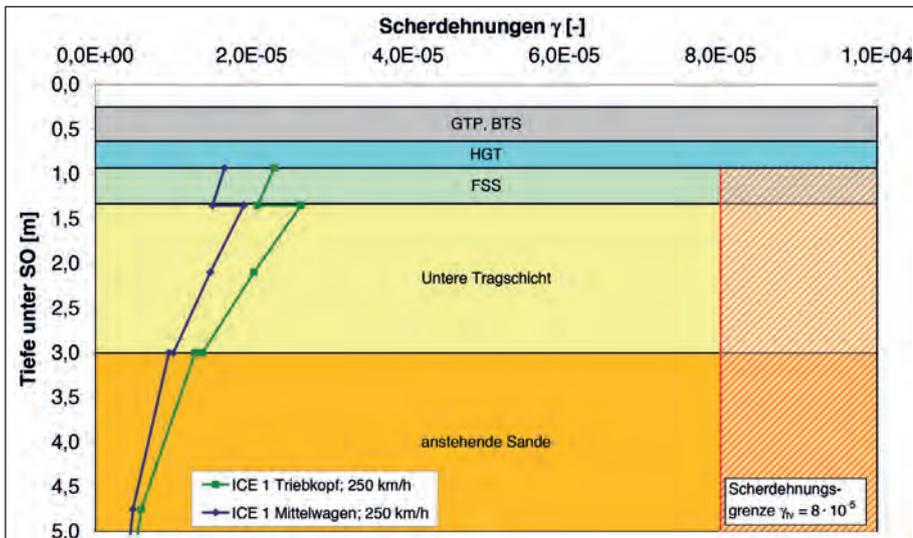


Abb. 18: Rechnerisch ermittelte Scherdehnungen und Vergleich mit der Scherdehnungsgrenze für den MQ 1

wendet, unterhalb der nur ein gering nicht-lineares Materialverhalten und keine für die Feste Fahrbahn kritische Akkumulation von bleibenden Verformungen sowie kein schädlicher Anstieg des Porenwasserdruckes mit Abnahme der effektiven Spannungen und damit der Scherfestigkeit eintritt. Die Scherdehnungsamplitude γ wurde nach [12] vereinfacht aus dem Quotienten der effektiven Schwinggeschwindigkeit nach [13] und der Scherwellengeschwindigkeit ermittelt. Im Ergebnis der zyklischen Triaxialversuche (siehe Abschnitt „Ermittlung der bodendynamischen Kennwerte“) wurde als Scherdehnungsgrenze für den Sand innerhalb der unteren Tragschicht $\gamma_{iv} = 8 \cdot 10^{-5}$ bestimmt und diese Scherdehnungsgrenze ebenso auch für die anderen Sandschichten angesetzt. Abb. 18 zeigt, dass die ermittelten Scherdehnungen infolge der ICE-Triebköpfe und der ICE-Mittelwagen mit jeweils 250 km/h in allen Bodenschichten deutlich unterhalb der Scherdehnungsgrenze γ_{iv} (rot gekennzeichnet) liegen und somit keine größeren sich akkumulierenden Verformungen zu erwarten sind. Weiterhin konnte mit den bodendynamischen Berechnungen eine Rayleighwellengeschwindigkeit von $c_R = 583$ km/h ermittelt werden. Mit der maximalen Zuggeschwindigkeit $v_{Zug} = 250$ km/h ergibt sich ein Verhältnis $\alpha = v_{Zug} / c_R = 0,43$, das deutlich kleiner als 1,0 ist, wodurch das Auftreten von Resonanzeffekten verhindert wird. Vergleichbare Ergebnisse erhält man auch für den MQ 2. Die dynamische Stabilität ist für beide Messquerschnitte gegeben.

Zusammenfassung

Zur Überprüfung der ausgeführten Sofortmaßnahmen nach den Hochwasserereignissen im Juni 2013 an der HGV-Strecke Hannover – Berlin im Bereich km 186,0 bis km 192,0 wurden ein Monitoring der

Gleissetzungen sowie Untersuchungen zum dynamischen Verhalten und zum Lastabtrag im Gesamtsystem aus Oberbau/Unterbau/Untergrund durchgeführt. Zur Kontrolle der Gleissetzungen wurden aus bei der Gleisgeometrieprüfung gemäß Ril 821.2001 mit dem Messfahrzeug RAILab gewonnenen Gleismessdaten der Schienenhöhenverlauf ermittelt, das Leistungsdichtespektrum in unterschiedlichen Wellenlängenbereichen bestimmt und daraus die Amplituden der vorhandenen Höhenfehler berechnet. Der Vergleich von vier Messfahrten im Zeitraum des Monitorings bis zwölf Monate nach Wiederinbetriebnahme lieferte keine Hinweise auf Setzungen/langwellige Verformungen der HGV-Gleise im Bereich km 186,0 bis km 192,0. Die Lage der HGV-Gleise im Überflutungsbereich konnte als höhenstabil und der Untergrund und Unterbau als Teil des Tragsystems der HGV als gebrauchstauglich beurteilt werden. Für die Untersuchungen zum dynamischen Verhalten und zum Lastabtrag im Gesamtsystem aus Oberbau/Unterbau/Untergrund wurde das dynamische Verhalten eines optisch auffälligen Messquerschnittes mit einem optisch unauffälligen Referenzquerschnitt verglichen und das dynamische Verhalten anhand von Schwingungsmessungen und numerischen Berechnungen beurteilt. Auf Basis von laborativ ermittelten bodendynamischen Kennwerten sowie den Kennwerten für die Feste Fahrbahn wurden gleis- und bodendynamische Berechnungen für den maßgebenden ICE 1 mit Triebkopf und Mittelwagen mit 250 km/h geführt. Die Berechnungen wurden anhand von Schwingungsmessungen in einer „Wintermessung“ bei im Mittel 0 °C und einer „Sommermessung“ bei im Mittel 18 °C verifiziert. Die Ergebnisse der Schwingungsmessungen sowie der gleis- und bodendynamischen Be-

rechnungen zeigten eine sehr gute Übereinstimmung. In beiden Querschnitten konnte eine deutliche Abnahme sowohl bei den elastischen Einsenkungen als auch bei den maximalen und effektiven Schwinggeschwindigkeiten zwischen den Messpunkten der Schiene und der Gleistragplatte bzw. der Betontragschicht festgestellt werden. Dies lässt auf eine entsprechend hohe Elastizität der Zwischenplatten sowie eine hohe Biegesteifigkeit der Festen Fahrbahn schließen. Dies führt zu einer entsprechend guten Lastverteilung in der Ebene UK HGT. Dadurch wird die dynamische Beanspruchung der Gleistragplatte, der HGT, der Frostschuttschicht sowie des darunter befindlichen Unterbaus und Untergrundes deutlich reduziert. Zwischen dem MQ 1 und dem optisch auffälligerem MQ 2 wurden keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich der Größe und dem tiefenabhängigen Verlauf der Einsenkungen und Schwinggeschwindigkeiten ermittelt. Durch das Messprogramm sowie die geführten gleisdynamischen und bodendynamischen FE-Berechnungen konnte nachgewiesen werden, dass nach dem Hochwasserereignis im Juni 2013 der Unterbau und Untergrund weiterhin dynamisch stabil sind und sich die eingeleiteten Sofortmaßnahmen am Oberbau als zielführend bestätigt haben.

LITERATUR

[1] Hebenstreit, F.; Schwurack, R.; Kipper, R.; Wolf, J.: Hochwasser Juni 2013 - Überflutung der Festen Fahrbahn und deren Folgen, ETR 03/2014, S. 22 - 27
 [2] Gepro Ingenieurgesellschaft mbH: Bericht zum Messprogramm und zur Beurteilung der dynamischen Beanspruchung der Festen Fahrbahn, Schnellbahnverbindung Hannover – Berlin, Strecke 6185 Berlin - Oebisfelde (HGV-Strecke), Bereich km 186,0 - km 192,0, 19.12.2014
 [3] Deutscher Wetterdienst, Mess-Station Magdeburg, Klimadaten im KL-Standardformat, generiert am 28.08.2014, <http://www.dwd.de/>
 [4] DB Netz AG: Richtlinie 836; Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten, 01.02.2013
 [5] DIN 4094-3 (2002-01): Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 3: Rammsondierungen, Deutsches Institut für Normung, Januar 2002
 [6] Schmertmann, J. H.: An updated correlation between relative density, Dr, and Fugro-type Electric Cone Bearing, qc, Contract Report DACW 39-76 M 6646, Waterways Experimental Station, Vicksburg, Missouri, 1976
 [7] Jamiolkowski, M.; Ladd, C. C.; Germaine, J. T.; Lancelotta, R.: New developments in field and laboratory testing of soils, State of the art report, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Band 1, S. 57 - 153, Balkema Publication Rotterdam, 1985
 [8] Kulhawy, F. H.; Mayne P. W.: Manual on estimating soil properties for foundation design, Electric Power Research Institute, EPRI, August 1990
 [9] DB Netz AG: Planungshilfe für Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten, Rechnerisches Verfahren zur Untersuchung der dynamischen Stabilität des Eisenbahnfahrwegs bei Zugüberfahrt, Stand 20.08.2013
 [10] DGGT: Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunderdynamik, Obmann S. A. Savidis, Hrg.: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Eigenverlag Grundbauinstitut der TU Berlin, Dezember 2002
 [11] Hsu, C. C.; Vucetic, M.: Volumetric threshold shear strain for cyclic settlement, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130 (2004), Heft 1, S. 58 - 70
 [12] DIN 45672-1 (2009-12): Schwingungsmessungen in der Umgebung von Schienenverkehrswegen - Messverfahren, Deutsches Institut für Normung, Dezember 2009
 [13] DIN 45672-2 (1995-07): Schwingungsmessungen in der

Umgebung von Schienenverkehrswegen - Auswerteverfahren;
Deutsches Institut für Normung, Juli 1995

[14] Lieberenz, K.; Vehlou, A.; Vogt, L.; Wegener, D.: Zum Nachweis der dynamischen Stabilität bei NBS mit Fester Fahrbahn am Bsp. der VDE 8.2, ETR 12/2013, S. 32 - 39

[15] Kipper, R.: Identifikation langweiliger Gleislagefehler bei der Gleisgeometrieprüfung, Eisenbahn Ingenieur Kalender 2014, S. 31 - 52

[16] Gepro Ingenieurgesellschaft mbH, Bericht zum Monitoring von Gleisverformungen an der Schnellbahnverbindung Hannover - Berlin, Strecke 6185 Berlin - Oebisfelde (HGV-Strecke), Bereich km 186,0 - km 192,0, 06.01.2015



Dipl.-Ing. (FH) Falk Hebenstreit

Projektleiter Wiederinbetriebnahme Strecke Berlin – Hannover nach Hochwasser,
DB Netz AG, Dresden
falk.hebenstreit
@deutschebahn.com



M.Sc. René Kipper

Geschäftsführer
Gepro Ingenieurgesellschaft mbH
Dresden
rene.kipper@gepro-dresden.de



Dr.-Ing. Dirk Wegener

Projektingenieur
Gepro Ingenieurgesellschaft mbH
Dresden
dirk.wegener@gepro-dresden.de

Zusammenfassung

Monitoring im Überflutungsbereich der Strecke Hannover – Berlin

Zur Überprüfung der vorgesehenen Sofortmaßnahmen nach den Hochwasserereignissen im Juni 2013 an der HGV-Strecke Hannover – Berlin wurden ein Monitoring der Gleissetzungen sowie Untersuchungen zum dynamischen Verhalten und zum Lastabtrag im Gesamtsystem aus Oberbau/ Unterbau/ Untergrund durchgeführt. Die Auswertung der Gleissetzungen im Überflutungsbereich ergab, dass der Untergrund und Unterbau als Teil des Tragsystems der HGV höhenstabil und gebrauchstauglich ist. Durch das Messprogramm sowie die geführten gleisdynamischen und bodendynamischen FE-Berechnungen konnte nachgewiesen werden, dass nach dem Hochwasserereignis im Juni 2013 der Unterbau und Untergrund weiterhin dynamisch stabil ist und sich die eingeleiteten Sofortmaßnahmen am Oberbau als zielführend bestätigt haben.

Summary

Monitoring in the flooding area of the Hanover – Berlin line

In order to validate the foreseen emergency measures after the flood events in June 2013 on the Hanover – Berlin high speed line, a monitoring with respect to the subsidence of the tracks as well as investigations regarding the dynamic behaviour in the overall system consisting of superstructure/ substructure/ subsoil with respect to the bearing capacity were carried out. Once the track subsidence in the flooding area was analysed, it was found that the subsoil and the substructure as part of the carrying system of the high speed line have remained at a stable height and are therefore fit for purpose. The measuring program as well as the dynamic FE-calculations that were carried out for the tracks and the soil could prove that after the flooding event in June 2013 the substructure and the subsoil remain dynamically stable and that the measures implemented to the superstructure have proved to be expedient.

Unsere maßgeschneiderten Lösungen und innovativen Produkte sind der Garant für erfolgreiche Projekte. Überall dort, wo Erde bewegt wird, stehen wir für die Sicherheit des starken Verbundes. Entdecken Sie die Welt der Geokunststoffe – entdecken Sie HUESKER.



Jedes Projekt sicher im Griff.