

Dynamische Stabilität bei Bahnstrecken auf Weichschichten

Anhand von ausgeführten Projekten wird gezeigt, dass es zu keiner signifikanten Akkumulation von Verformungen kommt, wenn die Scherdehnungsgrenze eingehalten wird.

DIRK WEGENER / RALPH FISCHER

Im vorliegenden Artikel werden zwei Bauvorhaben vorgestellt, bei denen vor einer Sanierung eine rechnerische Untersuchung der dynamischen Stabilität auf Basis des zum Zeitpunkt der Begutachtung aktuellen Bearbeitungsstandes des rechnerischen Verfahrens zur Untersuchung der dynamischen Stabilität des Eisenbahnfahrwegs bei Zugüberfahrt [2], [3] erfolgte. Dabei werden Ergebnisse von Langzeitmessungen nach der Sanierung an den beiden Eisenbahnstrecken mit vier unterschiedlichen Ertüchtigungslösungen vorgestellt, mit denen der langzeitige Nachweis des Ertüchtigungserfolges und der dynamischen Stabilität gezeigt wird.

Einleitung

Eine ausreichende dynamische Stabilität von Eisenbahnstrecken ist gegeben, wenn es infolge dynamischer Belastung durch Zugverkehr zu keiner signifikanten Akkumulation von bleibenden Verformungen und damit zu keiner wesentlichen Verschlechterung der Gleislage kommt. Dies kann z. B. auf Basis einer qualitativen Beurteilung oder anhand einer rechnerischen Untersuchung nach den Planungshilfen für Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten [1], [2] erfolgen.

Bei rechnerischen Untersuchungen der dynamischen Stabilität wird gezeigt, dass die prognostizierten einwirkenden Scherdehnungen γ infolge dynamischer Belastung durch den Zugverkehr kleiner als die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} der jeweiligen Bodenschicht ist (Abb. 1).

Bauvorhaben Casekow – Tantow

Überblick über das Bauvorhaben

Der Streckenabschnitt Casekow – Tantow der Bahnstrecke 6328 Angermünde – Rosow (DB-Grenze) wurde im Zuge der Gleiserneuerung von km 99,541 – km 110,376 im Winterhalbjahr 2006/2007 ertüchtigt. Ursprünglich waren dafür aufgrund der vorhandenen Weichschichten im Untergrund auf einer Gesamtlänge von 3690 m tief reichende Untergrundertüchtigungen mittels Bodenaustausch vorgesehen. Durch entsprechende Nacherkundungen mit Ermittlung der bodenmechanischen und bodendynami-

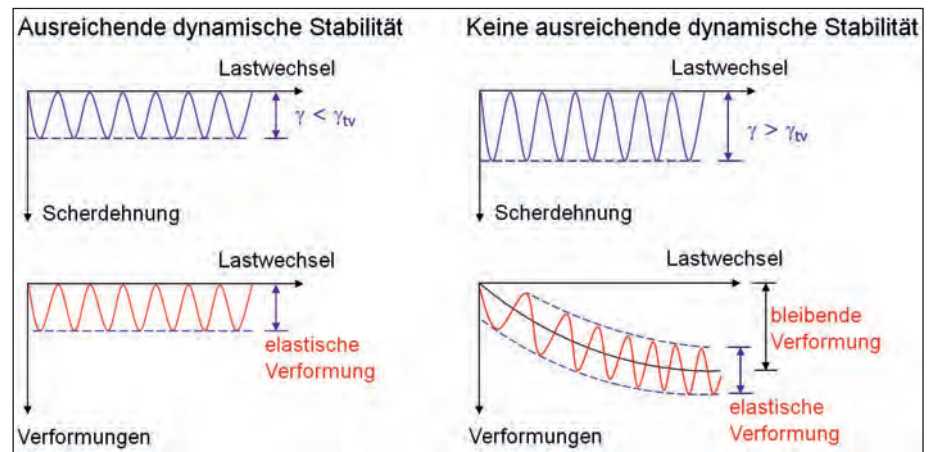


Abb. 1: Konzept der Nachweisführung der dynamischen Stabilität

schen Kennwerte konnten genauere Untersuchungen jedes einzelnen Moorbereiches hinsichtlich Standsicherheit und dynamischer Stabilität bzw. Gebrauchstauglichkeit geführt werden.

Im Ergebnis dieser Untersuchungen wurden für geringe Weichschichtmächtigkeiten gleisnahe Ertüchtigungslösungen mit einer bewehrten Tragschicht und bei größeren Weichschichtmächtigkeiten optimierte tiefgründige Ertüchtigungsvarianten mit Rüttelstopfsäulen, geogitterbewehrtem Erdkörper über Fertigmörtelstopfsäulen bzw. Bodenaustausch empfohlen [5], entsprechend geplant und bautechnisch umgesetzt.

Die Bewertung des Ertüchtigungserfordernisses auf der Grundlage der Planungshilfe [2] zur Untersuchung der dynamischen Stabilität des Eisenbahnfahrwegs bei Zugüberfahrt bzw. des zum damaligen Zeitpunkt vorhandenen Bearbeitungsstandes [3] führte gegenüber den für den Streckenabschnitt ursprünglich geplanten Ertüchtigungslösungen zu deutlichen Kosteneinsparungen. Im Rahmen von UiG (Unternehmensinterne Genehmigung) und ZiE (Zustimmung im Einzelfall) sowie im Rahmen des F&E-Vorhabens „Weichschichten“ [3] erfolgten bereits Langzeitverformungs-, Schwingungs- und Bodendruckspannungsmessungen bis zwei Jahre nach Wiederinbetriebnahme des Streckenabschnittes, die für die Langzeitmessungen genutzt werden konnten. Über das Bauvorhaben und die Messergebnisse wurde bereits in [8] berichtet.

Nach nunmehr acht Jahren nach Inbetriebnahme erfolgten Langzeitverformungsmessungen einschließlich Auswertung von Gleismessschrieben zum langzeitigen Nachweis des Ertüchtigungserfolges und der dynamischen Stabilität.

Schienenlängsnivellement

Das Schienenlängsnivellement erfolgte jeweils innerhalb des Moorbereiches 1 von km 99,900 bis km 101,000 und innerhalb des Moorbereiches 2 von km 102,100 bis km 103,100. Im Ergebnis dieser Messungen konnten die Längshöhendifferenzen der bahnlinken und bahnrechten Schiene und damit die bleibenden Verformungen des Gleises aus der 1., 2. und 3. Kontrollmessung gegenüber der Urmessung ermittelt werden. Exemplarisch zeigt Abb. 2 die gemessenen bleibenden Verformungen sowie die zugehörige Baugrundsichtung und die Ertüchtigungslösungen.

In Abb. 2 ist zu sehen, dass im Bereich der geogitterbewehrten Tragschicht die Verformungen von km 99,900 – km 100,350 mit zunehmender Kilometrierung – und damit tendenziell zunehmender Weichschichtdicke – immer häufiger auftreten. Analog nehmen die Verformungen von km 100,675 – km 100,975 mit zunehmender Kilometrierung und damit tendenziell abnehmender Weichschichtdicke ab. Die größten Differenzverformungen im Vergleich zur Urmessung treten im Übergang zu den Rüttelstopfsäulen bei km 100,350 bzw. im Übergang zu

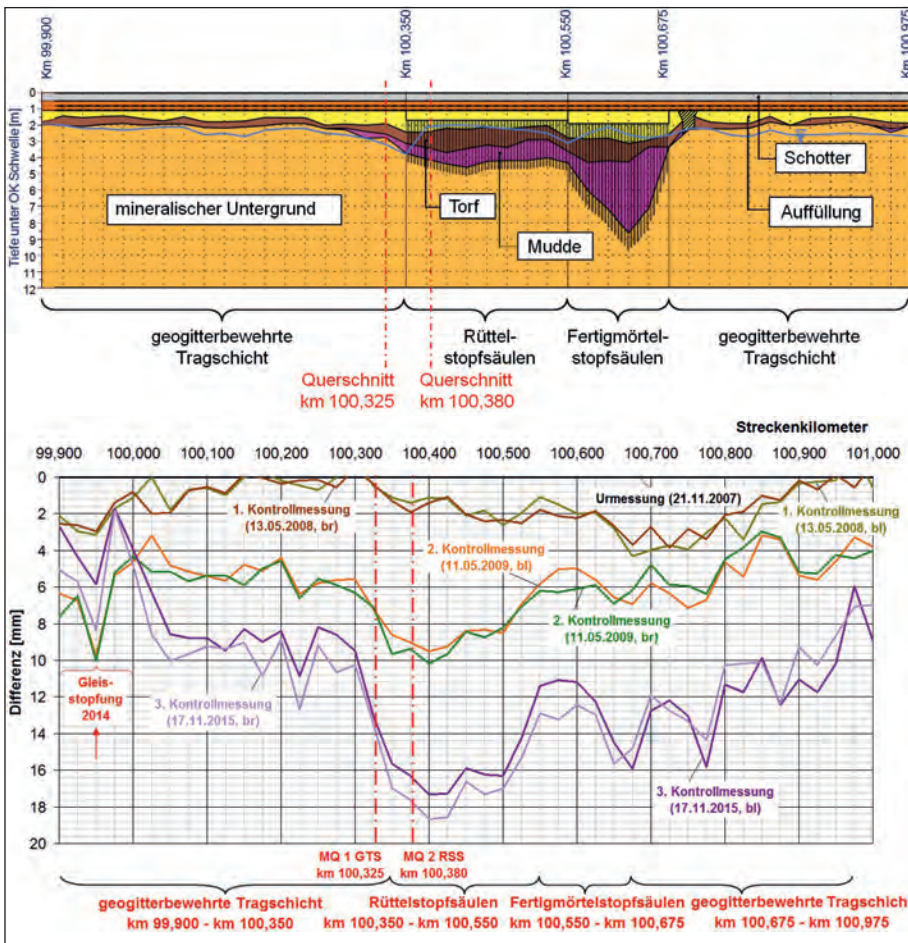


Abb. 2: Oben: Baugrundlängsschnitt mit Ertüchtigungslösungen, unten: Ergebnisse des Schienenlängsnivellements für den Moorbereich 1

den Fertigmörtelstopfsäulen auf und betragen bei der 1. Kontrollmessung ca. 1 mm bzw. ca. 4 mm, bei der 2. Kontrollmessung ca. 9 mm bzw. ca. 7 mm und bei der 3. Kontrollmessung jeweils ca. 16 mm. Eine Besonderheit im Bereich der geogit-

terbewehrten Tragschicht km 99,900 – km 100,350 bildet der Durchlass bei km 99,939 bzw. dessen angrenzender Hinterfüllbereich. Hier treten die größten Verformungen bei der 2. Kontrollmessung mit ca. 10 mm auf, die sogar noch größer als im Übergang

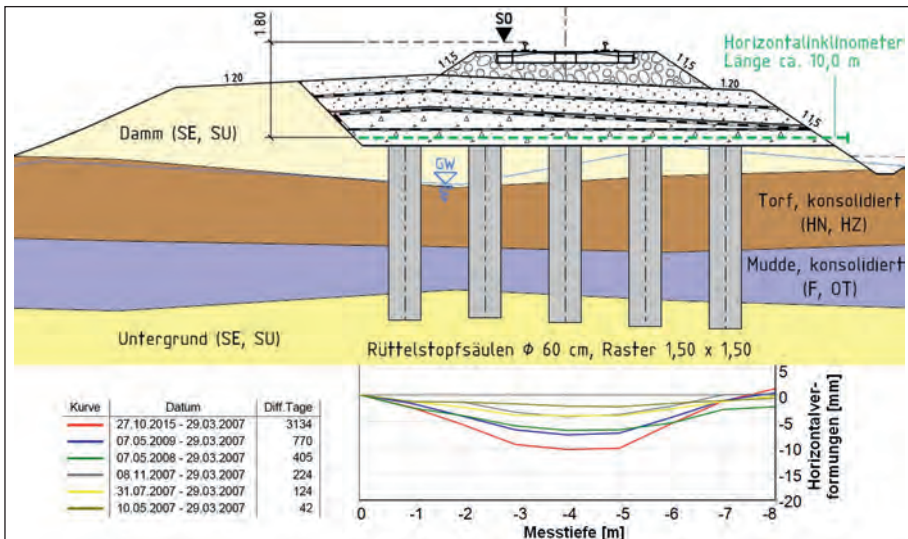


Abb. 3: MQ 2 km 100,380 mit Baugrundsichtung, der Lage des Horizontalinklinometers sowie gemessenen Vertikalverformungen des Inklinometers (unten)

zu den Rüttelstopfsäulen bei km 100,350 mit ca. 9 mm sind. Für den Bereich km 99,300 – km 100,000 erfolgte jedoch im Jahre 2014 eine maschinelle Gleisstopfung. Dadurch sind die gemessenen Verformungen bei der 3. Kontrollmessung mit ca. 6 – 8 mm im November 2015 geringer als bei der 2. Kontrollmessung 2009.

Die Verformungen im Bereich der Rüttelstopfsäulen von km 100,350 – km 100,550 und Fertigmörtelstopfsäulen von km 100,550 – km 100,675 verlaufen im Längsschnitt relativ gleichmäßig und betragen bei der 1. Kontrollmessung ca. 1 – 4 mm, bei der 2. Kontrollmessung ca. 6 – 10 mm und bei der 3. Kontrollmessung ca. 12 – 18 mm. Die Größenordnung der eingetretenen Verformungen sind für einen Schotteroberbau durchaus üblich und kann als unkritisch eingeschätzt werden.

Bewertung der Gleislage auf Basis der Gleismessschriebe

Auf Basis der Gleismessschriebe aus den vergangenen sechs Jahren (2010 – 2015) und den Angaben des Anlagenverantwortlichen konnte festgestellt werden, dass im Moorbereich 1 (km 99,900 – km 101,000) sowie im Moorbereich 2 (km 102,100 – km 103,075) und dem zwischen den beiden Moorbereichen liegenden Bereich eine sehr gute Gleislage und ein geringer Instandhaltungsaufwand zu verzeichnen waren. Nach dem Belastungsstopfgang ca. sechs Wochen nach Inbetriebnahme im Sommer 2007 war mit Ausnahme folgender zwei Stellen kein weiterer Stopfvorgang notwendig:

- von km 99,300 – km 100,000 im Bereich des Bahnhofes Casekow außerhalb des Moorbereiches 1 und im Bereich des Durchlasses km 99,939 mit einer sehr geringen Überdeckung $h_0 = 0,60$ m sowie
- von km 102,600 – km 102,800 im Übergangsbereich zwischen Fertigmörtelstopfsäulen und Bodenaustausch bei km 102,675.

An diesen beiden Stellen erfolgte jeweils eine maschinelle Durcharbeitung im Jahr 2014. Die Durcharbeitung innerhalb des Moorbereiches 1 ist im Diagramm der Längshöhendifferenzen (Abb. 2) dargestellt.

Die lokalen Auffälligkeiten an diesen beiden Stellen sind jedoch nicht auf fehlende dynamische Stabilität, sondern auf die Örtlichkeiten aufgrund des hochliegenden Durchlasses bzw. der Übergänge zwischen den Ertüchtigungslösungen zurückzuführen. Möglicherweise sind im Übergangsbereich zwischen Fertigmörtelstopfsäulen und Bodenaustausch noch organische Schichten im Boden verblieben. Durch die im Jahre 2014 durchgeführten Stopfgänge, die auch außerhalb der Moorbereiche (z. B. zwischen km 99,300 – km 99,900) erfolgten, wurde jedoch wieder eine ausreichend gute Gleislage hergestellt.

Langzeitverformungsmessungen

In den drei Querschnitten MQ 1 km 100,325, MQ 2 km 100,380 und MQ 3 km 102,500 sowie in jeweils fünf weiteren Querschnitten im Bereich der Rüttelstopfsäulen und Fertigmörtelstopfsäulen erfolgten Langzeitverformungsmessungen mittels Inklinometern. Exemplarisch ist in Abb. 3 der MQ 2 km 100,380 einschließlich der Baugrundschiebung, der Lage des Inklinometers sowie gemessenen Vertikalverformungen dargestellt.

Die dargestellten Verformungen über die Messtiefe des Inklinometers in Abb. 3 zeigen, dass die Verformungen mit der Zeit zunehmen. Pro Messkampagne wurden im Mittel jeweils um ca. 2 mm größere Einsenkungen gemessen. Da der zeitliche Abstand zwischen den einzelnen Messkampagnen jeweils ca. verdoppelt wurde, lässt sich feststellen, dass die Verformungsrate mit der Zeit abnimmt. Diese Tendenz sowie die absolute Größe der Verformungen ist auch in den fünf weiteren Querschnitten mit Rüttelstopfsäulen, in denen Inklinometer eingebaut wurden sowie im MQ 1 mit geogitterbewehrter Tragschicht feststellbar. Besonders deutlich wird das bei der logarithmischen Darstellung der Zeit (Abb. 4).

Die Größe der absoluten Verformungen im MQ 2 ist mit ca. 10 mm innerhalb von 8,5 Jahren etwa so groß wie im MQ 1. Die Verformungszunahme erfolgt etwa logarithmisch mit der Zeit, d.h. die eintretenden Verformungen zwischen 10 und 100 Tagen ist mit ca. 4 mm etwa so groß wie zwischen 100 und 1000 Tagen und die Verformung zwischen 1000 und 3000 Tagen ist mit ca. 2 mm etwa halb so groß wie zwischen 100 und 1000 Tagen.

Die Verformungen resultieren im Bereich der Rüttelstopfsäulen und der bewehrten Tragschicht etwa zu ca. 1/3 – 1/2 aus dem Untergrund (unterhalb des in der Tragschicht befindlichen Inklinometers) und von ca. 1/2 – 2/3 aus dem Oberbau und der Tragschicht, ver-

mutlich zum Großteil aus der Verformung des Schotters. Die Verformungen im Bereich der Fertigmörtelstopfsäulen resultieren hingegen nahezu ausschließlich aus dem Oberbau und der Trag- und Ausgleichsschicht, da sich aus den Ergebnissen der Inklinometermessungen entsprechend Tab. 1 keine nennenswerten Verformungen des Untergrundes ergaben.

Untersuchungen zur dynamischen Stabilität

Vor der Ertüchtigung erfolgten bereits Prognoseberechnungen unter Berücksichtigung der bautechnischen Lösungen für lokgezogene Reisezüge der BR 101 mit 21,0 t Radsatzlast und 160 km/h sowie Güterzügen der Streckenklasse D4 mit 22,5 t Radsatzlast und 90 km/h [5]. Weiterhin wurden bodendynamische Berechnungen infolge Zugverkehr mit Triebwagen der Baureihe 628 geführt und anhand von Schwingungsmessungen infolge dieser Triebwagen verifiziert, die bei den Messungen in ausreichender Anzahl verkehrten. Parallel zu den Schwingungsmessungen erfolgten auch Bodendruckspannungsmessungen im MQ 2 mit Rüttelstopfsäulen und im MQ 3 mit Fertig-

mörtelstopfsäulen, über die in [9] im selben Heft eingegangen wird.

Abb. 5 zeigt einen Vergleich der rechnerisch ermittelten einwirkenden Scherdehnungen mit der Scherdehnungsgrenze für den MQ 2. Darin ist zu sehen, dass die rechnerisch ermittelten Scherdehnungen γ in allen Bodenschichten kleiner als die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} ist, d.h. der Nachweis der dynamischen Stabilität ist für beide Querschnitte gegeben. Das gilt ebenso auch für die nicht dargestellten MQ 1 und MQ 3. Die Ertüchtigungslösungen wurden jeweils so gewählt und optimiert, dass das Kriterium der Scherdehnungen eingehalten wurde.

Zusammenfassung der Ergebnisse

Für das Bauvorhaben Casekow – Tantow konnte gezeigt werden, dass mit den gewählten und optimierten Ertüchtigungslösungen die rechnerisch ermittelten Scherdehnungen γ in allen Bodenschichten kleiner als die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} sind, d.h., dass der Nachweis der dynamischen Stabilität geführt wurde.

Hier zeigten Langzeitverformungsmessungen einschließlich der Auswertung von Gleis-

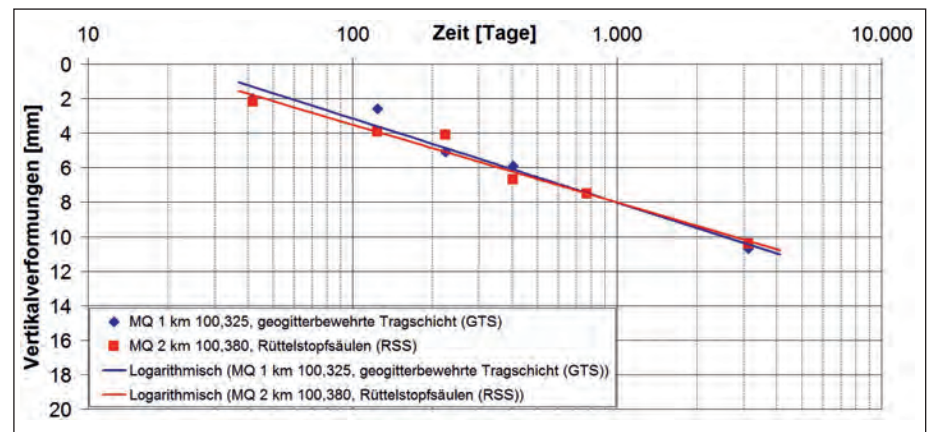


Abb. 4: Zunahme der Vertikalverformungen mit der Zeit für den MQ 1 km 100,325 mit geogitterbewehrter Tragschicht und MQ 2 km 100,380 mit Rüttelstopfsäulen

Bereich	Station	Verformungen in Höhe (SO)		Verformungen in Höhe der Tragschicht	
		Differenz gegenüber Urmessung 21. November 2007		Differenz gegenüber 3. Folgemessung 8. November 2007	
		2. Kontrollmessung 11. Mai 2009	3. Kontrollmessung 17. November 2015	5. Folgemessung 7. Mai 2009	6. bzw. 7. Folgemessung 27. Oktober 2015
	[km]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Geogitterbewehrte Tragschicht (GTS)	100,325 (MQ 1)	7 mm	14 mm	2,4 mm	5,6 mm
Rüttelstopfsäulen (RSS)	100,350 – 100,550 102,225 – 102,425 100,380 (MQ 2)	6-10, Ø 8 mm 3-8, Ø 6 mm 10 mm	12-18, Ø 15 mm 6-14, Ø 10 mm 17 mm	3-5, Ø 4 mm 1-3, Ø 2 mm 3,4 mm	6-10, Ø 8 mm 5-7, Ø 6 mm 6,3 mm
Fertigmörtelstopfsäulen (FSS)	100,550 – 100,675 102,425 – 102,675 102,500 (MQ 3)	5-7, Ø 6 mm 4-7, Ø 5 mm 4 mm	11-16, Ø 13 mm 0-6, Ø 4 mm *) 4 mm	– – –	– – –

*) Gleisstopfung 2014 von km 102,600 – km 102,800, dadurch Abnahme der maximalen Verformung des Gleises gegenüber der 2. Kontrollmessung 2009.

Tab. 1: Maximale Verformungen des Gleises und der Tragschicht an den Standorten der Inklinometer

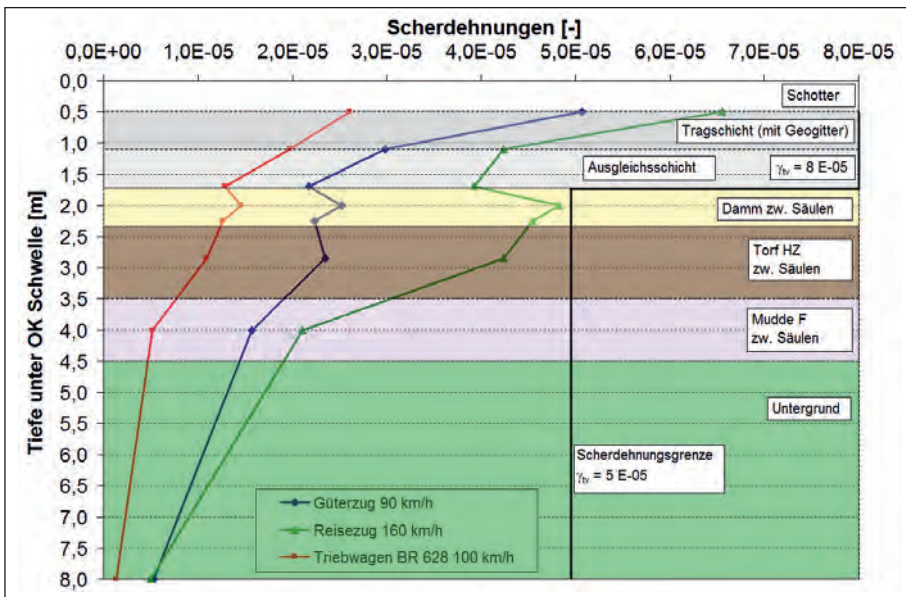


Abb. 5: Vergleich der rechnerisch ermittelten Scherdehnungen mit der Scherdehnungsgrenze für den MQ 2 km 100,380 mit Rüttelstopfsäulen

messschrieben nach 8,5 Jahren bzw. ca. drei Millionen Lastwechsel nach der Inbetriebnahme eine gute Gleislage und einen geringen Instandhaltungsaufwand für den sanierten Streckenabschnitt mit den unterschiedlichen Ertüchtigungslösungen. Die Gesamtverformungen betragen in den beiden Moorbereichen maximal ca. 18 mm in Höhe OK Schiene bzw. ca. 10 mm in der Ebene UK Tragschicht. Die Zunahme verläuft logarithmisch, d.h. die Verformungsraten nehmen deutlich ab. Nach dem Belastungsstoppgang ca. sechs Wochen nach Inbetriebnahme im Sommer 2007 war mit Ausnahme des hochliegenden Durchlasses bei km 99,939 mit $h_0 = 0,60$ m und dem Übergang zwischen Fertigmörtelstopfsäulen

und Bodenaustausch bei km 102,675 kein weiterer Stopfgang notwendig. Die lokalen Auffälligkeiten an diesen beiden Stellen sind jedoch nicht auf fehlende dynamische Stabilität, sondern auf die lokalen Unstetigkeiten an diesen Örtlichkeiten zurückzuführen. Durch die im Jahre 2014 durchgeführten Stopfgänge, die auch außerhalb der Moorbereiche (z. B. zwischen km 99,300 – km 99,900) erfolgten, wurde jedoch wieder eine ausreichend gute Gleislage hergestellt.

Bauvorhaben Prien – Übersee

Überblick über das Bauvorhaben

Die zweigleisige Bahnstrecke 5703 Rosen-

heim – Freilassing (DB-Grenze) ist Teil der Hauptverbindung München – Salzburg und daher sehr stark durch Personen- und Güterverkehr befahren. Im Streckenabschnitt Prien – Übersee befinden sich im Untergrund sehr mächtige, oberflächennah anstehende organische Weichschichten aus Seeton und Torf, die Hauptursache für einen hohen Instandhaltungsaufwand mit halbjährlichen Stopfgängen und Langsamfahrstellen waren. Abb. 6 zeigt einen 1,6 km langen Auszug aus dem Baugrundlängsschnitt.

Im Zuge einer Gleiserneuerung wurde das bahnrechte Gleis von km 37,850 – km 29,724 im Herbst 2009 ertüchtigt. Die Ertüchtigung erfolgte gleisgebunden durch den Einbau einer 50 cm dicken geokunststoffbewehrten Tragschicht sowie der Erneuerung des Oberbaus mit Schienen UIC 60, Zwischenlagern Zw 900 und Schwellen B 70.

Untersuchungen zur dynamischen Stabilität

In einem im Vorfeld dieser Baumaßnahme erstellten Gutachten [6] wurden bodendynamische Berechnungen für die maßgebende charakteristische Belastung zur Berücksichtigung der auf der Bahnstrecke verkehrenden Reise- und Güterzüge infolge des Zugtyps 1 nach DIN EN 1991-2 [U7] mit 130 km/h geführt und anhand von Schwingungsmessungen verifiziert. Das Berechnungsmodell mit den zugehörigen bodendynamischen Kennwerten ist im Abschnitt 8 des Artikels [4] enthalten.

Die rechnerisch ermittelten Scherdehnungen γ sind unterhalb der Tragschicht, innerhalb des kiesigen Dammmaterials (GT, GT*) und im oberen Bereich des weich-stEIFen Tones (TM) größer als die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} (Abb.

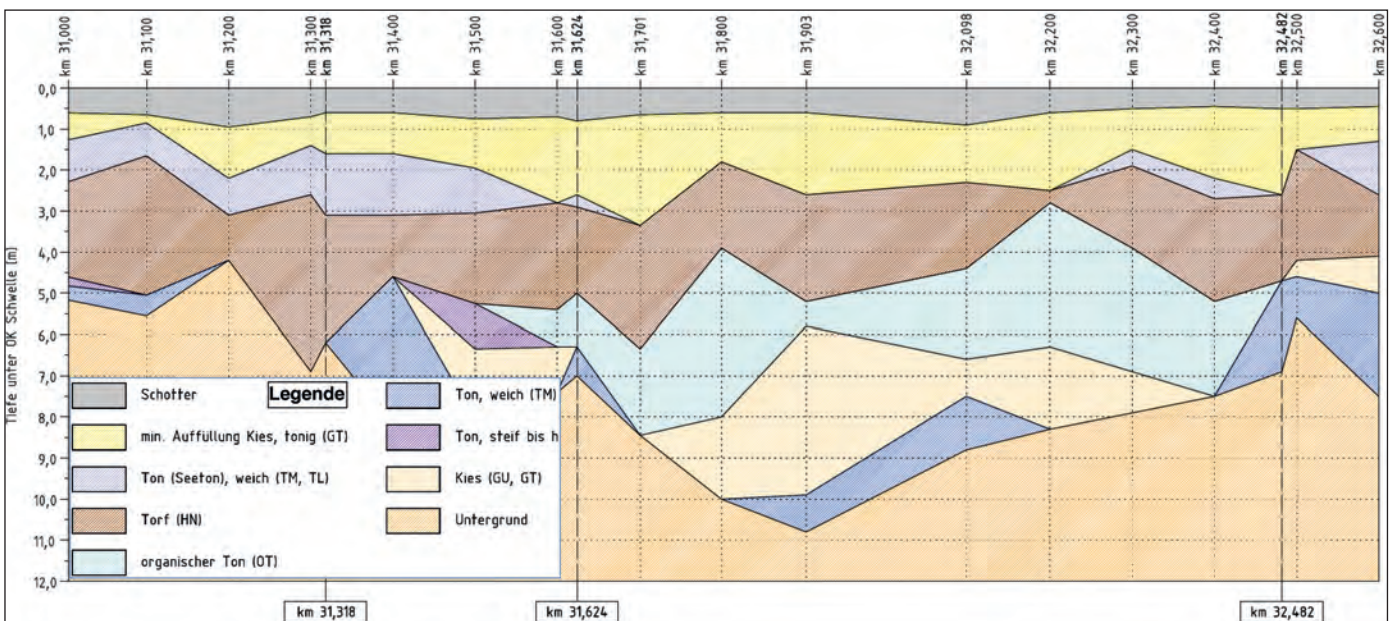


Abb. 6: Baugrundlängsschnitt von km 31,000 – km 32,600 mit Eintragung der drei Messquerschnitte MQ 1 km 33,318, MQ 2 km 31,624 und MQ 3 km 32,482

7). Angesichts dieser Überschreitungen der Scherdehnungsgrenze wird eine vollständige dynamische Stabilität nicht erreicht und es können sich infolge der dynamischen Belastung Verformungen akkumulieren. Es konnte jedoch rechnerisch eine deutliche Verbesserung gegenüber dem ursprünglichen Zustand prognostiziert werden.

Aufgrund der Beibehaltung der Streckengeschwindigkeit von 130 km/h, der maximalen Radsatzlasten von 22,5 t und der Streckenbelastung wurde aufgrund von baubetrieblichen, technologischen und bauzeitlichen Zwängen dennoch eine gleisnahe Ertüchtigungslösung mit einer 50 cm dicken geogitterbewehrten Tragschicht gewählt.

Langzeitverformungsmessungen

Während des gleisgebundenen Einbaus der geogitterbewehrten Tragschicht im Oktober 2009 wurden in drei Messquerschnitten Horizontalinklinometerrohre direkt auf die vorverdichtete, ca. 20 cm dicke mechanisch verbesserte Schicht unter der Tragschicht eingebaut. Die Länge der Rohre betrug jeweils ca. 6,0 – 7,0 m und reichte von der Bahnachse bis ca. 30 cm über die Dammböschung hinaus.

Seit der Inbetriebnahme wurden folgende vier Messkampagnen durchgeführt:

- Nullmessung am 11. November 2009 kurz nach Inbetriebnahme,
- 1. Folgemessung am 14. April 2010 ca. fünf Monate nach Inbetriebnahme,
- 2. Folgemessung am 21. Oktobrt 2010 ca. elf Monate nach Inbetriebnahme und
- 3. Folgemessung am 3. November 2015 ca. sechs Jahre nach Inbetriebnahme.

Die geodätische Einmessung der Inklinometerköpfe und der Schienen in den drei Messquerschnitten erfolgten dabei zeitnah maximal innerhalb einer Woche vor bzw. nach der Auslesung der Inklinometerrohre mit einer Genauigkeit von ± 1 mm.

In Abb. 8 sind exemplarisch für den MQ 1 km 31,318 die Verformungsdifferenzen zwischen der Nullmessung und den drei Folgemessungen dargestellt. Die Verformungsdifferenzen in den anderen beiden Messquerschnitten sind qualitativ und quantitativ sehr ähnlich.

Die größten Vertikalverformungen treten am Messpunkt mit der Tiefe 0,0 m, also 0,5 m vom Inklinometerkopf entfernt, mit ca. 4 cm auf. Da der Inklinometerkopf nach Abb. 8 ca. 0,5 m aus der Böschung herauschaut, tritt diese Verformung somit etwa an der Böschungskante auf.

Aufgrund der sehr geringen effektiven Spannungen ist der Bereich an der Böschungskante besonders verformungsempfindlich. Andererseits sind die Verformungen an dieser Stelle außerhalb des Druck- und Stützbereiches entsprechend Ril 836.2001 [7] weniger relevant. Aus diesem Grund wird die Vertikalverformung im Gleisbereich näher betrachtet.

In Tab. 2 sind die maximalen Einsenkungen im Gleisbereich (± 1,0 m neben Gleisachse) für die drei Messquerschnitte der Horizontalinklinometer zusammengefasst.

Die in Tab. 2 zusammengestellten Verformungen resultieren aus der Zusammendrückung der Bodenschichten unterhalb des in der Tragschicht angeordneten Inklinometers, d.h. insbesondere des Dammmaterials und der Weichschichten. Sie betragen nach sechs Jahren bzw. ca. fünf Millionen Lastwechseln ca. 25 – 30 mm.

Aufgrund der ermittelten Verformungsdifferenzen der Inklinometer und der Schienen zwischen der 1. Folgemessung am 14. April 2010 und der 2. Folgemessung am 21. Oktober 2010, zwischen denen keine Gleisstopfung erfolgte, konnte festgestellt werden, welcher Anteil der bleibenden Gesamtverformung des Gleises aus dem Oberbau (oberhalb des eingebauten Inklinometers) und aus dem Unterbau und Untergrund

(unterhalb des eingebauten Inklinometers) resultiert.

Für den MQ 1 km 31,318 betragen die Verformungsdifferenzen zwischen der 1. und 2. Folgemessung ca. 4 mm in Höhe des Inklinometers und ca. 5,5 mm in Höhe SO (Tab. 2 und Abb. 8). Demnach resultieren 1,5 mm bzw. ca. 1/4 der Verformungen aus dem Oberbau (d.h. aus der Verformung des Schotters) und ca. 3/4 aus dem Unterbau und Untergrund. Unter Berücksichtigung der nach sechs Jahren in Höhe des Inklinometers ermittelten Verformung von 30 mm ergeben sich damit in Höhe der Schienenoberkante Verformungen von ca. 40 mm.

In Abb. 9 sind die zeitlichen Verläufe der Vertikalverformungen mit der größten Verformung innerhalb des Gleisbereiches (± 1,0 m neben der Gleisachse) dargestellt. Die tatsächlichen Messwerte der 1., 2. und 3. Folgemessung sind durch entsprechende Symbole gekennzeichnet und die gesamten

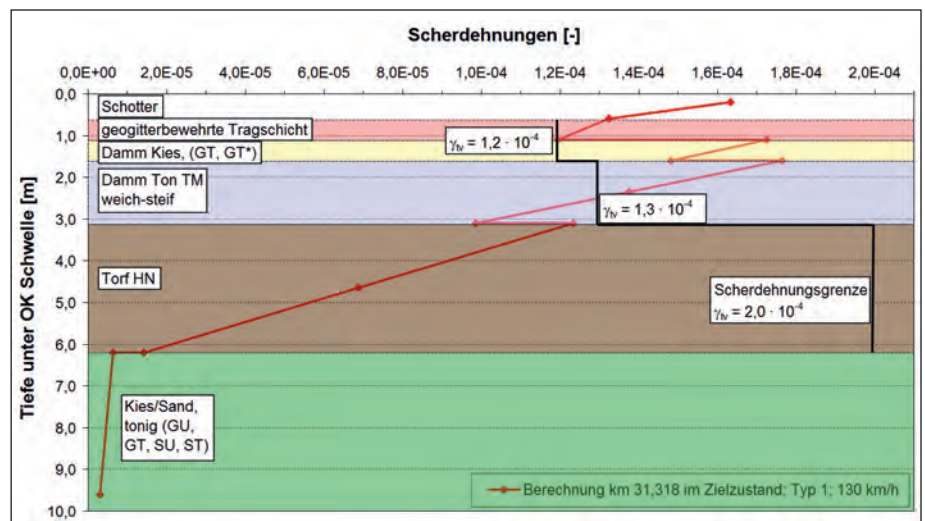


Abb. 7: Vergleich der rechnerisch ermittelten Scherdehnungen mit der Scherdehnungsgrenze für den MQ 1 km 31,318 infolge Zugtyp 1 nach DIN EN 1991-2 [10]

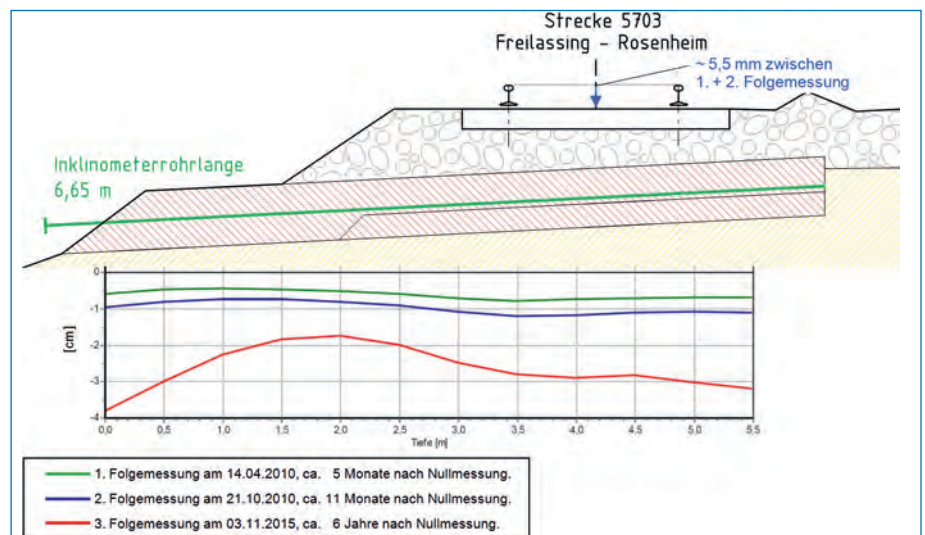


Abb. 8: MQ 1 km 31,318 mit Darstellung der Tragschicht und des Inklinometerrohres sowie den gemessenen Vertikalverformungen

Kilometer- trierung	Messlänge bzw. Tiefe des Inkli- nometers	ca. Lage der GA in den Ergebnis- grafiken	ca. Lage des Inkli- nometers unter SO	Maximale Einsenkungen [mm] im Gleisbereich ($\pm 1,0$ m neben Gleisachse) zwischen Nullmessung (11. November 2009) und			
				Nullmessung 11. November 2009	1. Folgemessung 14. April 2010	2. Folgemessung 21. Oktober 2010	3. Folgemessung 3. November 2015
Tage nach Inbetriebnahme				1	155	345	2184
Tage nach Nullmessung				0	154	344	2183
Anzahl der Achsübergänge nach Nullmessung ca.				0	350.000	800.000	5.000.000
km 31,318	5,5 m	-4,2 m	1,05 m	0,0	7,9	11,9	30,2
km 31,624	6,0 m	-4,6 m	1,05 m	0,0	4,2	5,2	25,0
km 32,482	5,5 m	-4,2 m	1,05 m	0,0	7,9	9,3	26,2

Tab. 2: Ergebnisse der maximalen Vertikalverformungen im Gleisbereich

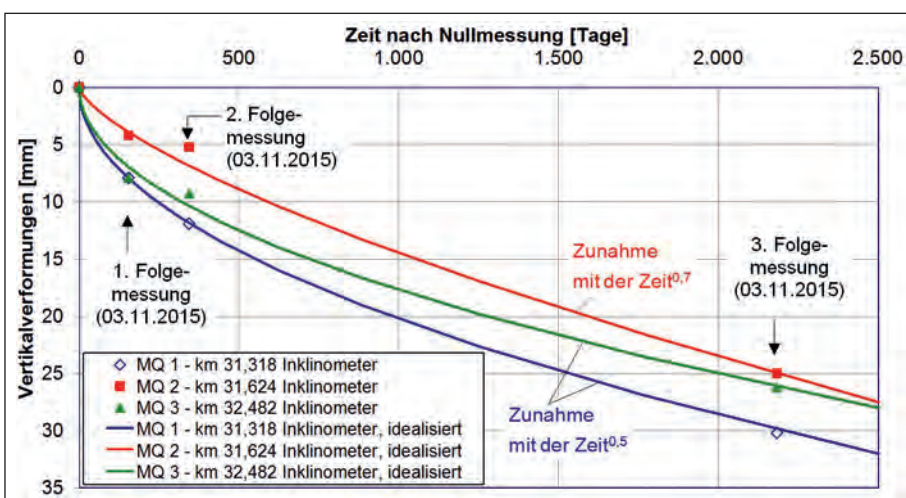


Abb. 9: Zunahme der maximalen vertikalen Verformungen der Inklinometer und idealisierter Verformungsverlauf im Gleisbereich ($\pm 1,0$ m neben GA) für alle drei Messquerschnitte

zeitabhängigen Verläufe jeweils mittels einer Kurve idealisiert.

Die Ergebnisse zeigen einen typischen, nichtlinearen Verlauf, bei dem die Vertikalverformungen mit der Zeit zwar zunehmen, diese Zunahme jedoch unterlinear erfolgt. Die Zunahme der Verformungen kann für MQ 1 und MQ 3 mit der Wurzel der Zeit und für den MQ 2 mit einem Exponenten von 0,7 approximiert werden. Die größten Gesamtsetzungen sind in MQ 1 mit 30,2 mm zu verzeichnen. Das ist aufgrund der größten Weichschichtmächtigkeit und geringsten Überdeckung und damit ungünstigsten bodendynamischen Eigenschaften gegenüber MQ 2 und MQ 3 auch plausibel.

Zusammenfassung der Ergebnisse

Für das Bauvorhaben Prien – Übersee wurde festgestellt, dass die Gesamtverformungen aufgrund der hohen Weichschichtmächtigkeit und der geringen Überdeckung sowie der hohen Streckenbelastung höher als bei üblichen Bahnstrecken sind, wie auch in [6] prognostiziert wurde. Sie betragen nach sechs Jahren bzw. ca. fünf Millionen Lastwechseln in Höhe der Schienenoberkante ca. 35 – 40 mm und in der Höhe der Tragschicht

ca. 25 – 30 mm. Trotz dieser Verformungen konnte eine gute Gleislage festgestellt werden. Der Instandhaltungsaufwand ist nur geringfügig höher als üblich bei Schotteroberbau. Nach dem Belastungsstoppgang ca. vier Monate nach der Bauausführung im März 2010 war erst fünf Jahre später (Mai 2015) ein erneuter Stopfgang erforderlich. Vor dem Umbau waren hingegen halbjährige Stopfgänge erforderlich.

Mit den Langzeitverformungsmessungen konnten die im Vorfeld geführten Prognoseberechnungen und die Nachweisführung der dynamischen Stabilität [6] bestätigt werden. Durch die lokale Überschreitung der Scherdehnungsgrenze (bis ca. Dammitte ist die einwirkende Scherdehnung $\gamma > \gamma_{tv}$)

kommt es infolge dynamischer Belastung zu einer gewissen, jedoch akzeptablen Akkumulation von Verformungen. Die Kompromissvariante unter Berücksichtigung der Nachweisführung sowie der baubetrieblichen, technologischen, wirtschaftlichen und bauzeitlichen Zwänge unter Beibehaltung der zulässigen Streckengeschwindigkeit von 130 km/h hat sich als zielführend bestätigt.

QUELLEN

[1] DB Netz AG: Planungshilfe für Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten, Qualitative Beurteilung der dynamischen Stabilität des Eisenbahnfahrwegs bei Zugüberfahrt, Stand 20.08.2013
 [2] 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
 [3] Vogel, W., Ingenieurgesellschaft GEPRO; Lieberenz, K.; Neidhart, T.: Erarbeitung von Kriterien zur Beurteilung der Notwendigkeit von Ertüchtigungen bei Eisenbahnstrecken auf Weichschichten, Forschungsprojekt 2003 – 2010, (unveröffentlicht)
 [4] Vogel, W.; Lieberenz, K.; Neidhart, T.; Wegener, D.: Zur dynamischen Stabilität von Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten, Eisenbahntechnische Rundschau 60, Heft 9/2011, S. 46 – 54
 [5] GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH: Gutachten zur Optimierung von Untergründertüchtigungen, Strecke 6328 Angermünde, W 13 – Rosow (DB-Grenze), Streckenabschnitt Casckow – Tantow, Gleiserneuerung km 99,541 – km 110,376, Dresden, 29.07.2005 (unveröffentlicht)
 [6] GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH: Gutachten zur Beurteilung der Auswirkungen von Mooruntergründen auf die dynamische Stabilität des Oberbaus, Unterbaus und Untergrundes; Strecke 5703 Rosenheim – Freilassing (DB-Grenze), Oberbauprogramm 2009, G.174327 GE Übersee – Prien, km 37,850 – km 29,724, Dresden, 29.06.2009 (unveröffentlicht)
 [7] DB Netz AG: Richtlinie 836; Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten, 01.12.2014.
 [8] Wegener, D.; Weisemann, U.; Neidhart, T.; Neumann, G.: Ertüchtigung von Eisenbahnstrecken auf Weichschichten, DER EISENBAHNINGENIEUR 59, Heft 12/2008, S. 34 – 42
 [9] Weisemann, U.; Wegener, D.: Fahrweggründungen auf organischen Weichschichten, DER EISENBAHNINGENIEUR, Sonderheft Geotechnik (2016)
 [10] DIN EN 1991-2 (2010-12): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010



Dr.-Ing. Dirk Wegener
 Projektingenieur
 Gepro Ingenieurgesellschaft mbH
 Dresden
 dirk.wegener@gepro-dresden.de



Dipl.-Geol. Ralph Fischer
 FuE und Regelwerk Tunnel- und
 Erdbau (I.NPF 22(F))
 DB Netz AG
 ralph.fischer@deutschebahn.com