

Dynamische Stabilität von bindemittelstabilisierten Erdbauwerken

Nachweise der dynamischen Stabilität der Erdbauwerke mit Fester Fahrbahn für die Geschwindigkeit von 250 km/h für die Neubaustrecke Stuttgart 21 – Wendlingen – Ulm



Abb. 1: Probenahme und Transportbehälter der Bodenproben. Links: Ausführung von Sägeschnitten entlang der Schnittlinien, Mitte: Freilegung der würfelförmigen Probekörper, Rechts: Verpackung und Sicherung der Probekörper in Transportkisten

Quelle: VINCI Construction Terrassement Deutschland GmbH

**DIRK WEGENER | THOMAS NEIDHART |
STEPHAN JUNG | CHRISTIAN HOTZ**

Der Planfeststellungsabschnitt (PFA) 1.4 (Filderbereich bis Wendlingen) der Neubaustrecke (NBS) Stuttgart 21 – Wendlingen – Ulm wird als zweigleisige Strecke mit Fester Fahrbahn (FF) gebaut, auf der Hochgeschwindigkeitsreisezüge mit maximal 250 km/h und Güterzüge mit maximal 120 km/h sowie ausgewählte Schnellgüterzüge mit maximal 160 km/h verkehren werden. Für die Erdbauwerke mit einem Unterbau aus bindemittelverbesserten Böden sind nach Richtlinie (Ril) 836.3001, Abs. 3 (4) rechnerische Nachweise der dynamischen Stabilität erforderlich. Im vorliegenden Beitrag wird die Nachweisführung der dynamischen Stabilität einschließlich der dafür notwendigen Labor- und Feldversuche gezeigt.

Notwendigkeit und Ziel der Nachweisführung

Sowohl aufgrund des Oberbaus aus FF als auch der Streckengeschwindigkeit von 250 km/h sind nach Ril 836.3001 [2] Nachweise der dynamischen Stabilität generell notwendig und mit rechnerischen Verfahren zu führen. Dabei wird

der Nachweis geführt, dass die rechnerisch ermittelten, einwirkenden Scherdehnungen kleiner als die versuchstechnisch bestimmten Scherdehnungsgrenzen sind. In diesem Fall ist keine nennenswerte Akkumulation bleibender Verformungen des Bahnkörperunterbaues infolge der dynamischen Belastung durch den Zugverkehr zu erwarten.

Für das Oberbausystem der FF dürfen die Setzungen nach dem Einbau des Oberbaus die Regulierungsreserve von ≤ 20 mm (26 mm abzüglich 6 mm Regulierungsreserve beim Einbau) gemäß Ril 820.2020 Abs. 4 (13) [1] nicht überschreiten. Da nach Ril 836.3001 Abs. 4 (2) [2] die Gesamtrestsetzungen (Restsetzungen infolge Konsolidierung des Untergrundes und Eigensetzungen von Schüttungen nach dem Einbau der FF) planerisch nicht mehr als 15 mm betragen sollen, müssen Setzungen aus Verkehr ≤ 5 mm betragen. Folglich darf es zu keiner nennenswerten Akkumulation bleibender Verformungen infolge des Zugverkehrs kommen, was bei ausreichender dynamischer Stabilität der Fall ist. Dies wurde anhand von maßstabsgerechten Großversuchen mit dem Großprüfgerät DyStaFIT auf der NBS Köln – Rhein/Main [22] und auf der VDE 8.1 Nürnberg – Erfurt [23] nachgewiesen.

Auswahl der maßgebenden Querschnitte, Untersuchungsprogramm

Für den ca. 10 km langen PFA 1.4 der NBS Stuttgart 21 – Wendlingen – Ulm wurden in [6] zwei maßgebende Berechnungsquerschnitte für den Dammbereich bei km 17,800 und für den Einschnittsbereich bei km 16,800 herausgearbeitet, in denen die bodendynamisch ungünstigsten Bodenschichten bestehend aus Lösslehmen, Umlagerungssedimenten und vollständig verwitterten Tonsteinen des Turneritons weitgehend verbleiben und oberflächennah mit geringer Überdeckung zum Schotteroberbau (SO) anstehen.

Im gesamten PFA 1.4 war der Einsatz qualifizierter verbesserter Böden innerhalb des abzusichernden Tragbereiches bis 3,0 m unter SO vorgesehen, um die bindigen Aushubmaterialien (Lösslehm (qlol), Umlagerungssediment (qum), Arietenkalk (si1) und Turneriton (si2)) wiederverwenden zu können. Als hydraulisches Bindemittel wurde das Spezialbindemittel Multicrete ST verwendet. Für den Einsatz qualifizierter verbesserter Böden zur Herstellung des Bahnkörperunterbaues wurde bereits im Vorfeld der Ausschreibung mit [8] eine Unternehmensinterne Genehmigung (UiG) erteilt. Für bindemittelverbesserte sowie unverbesserte Böden ist eine versuchstechnische Be-

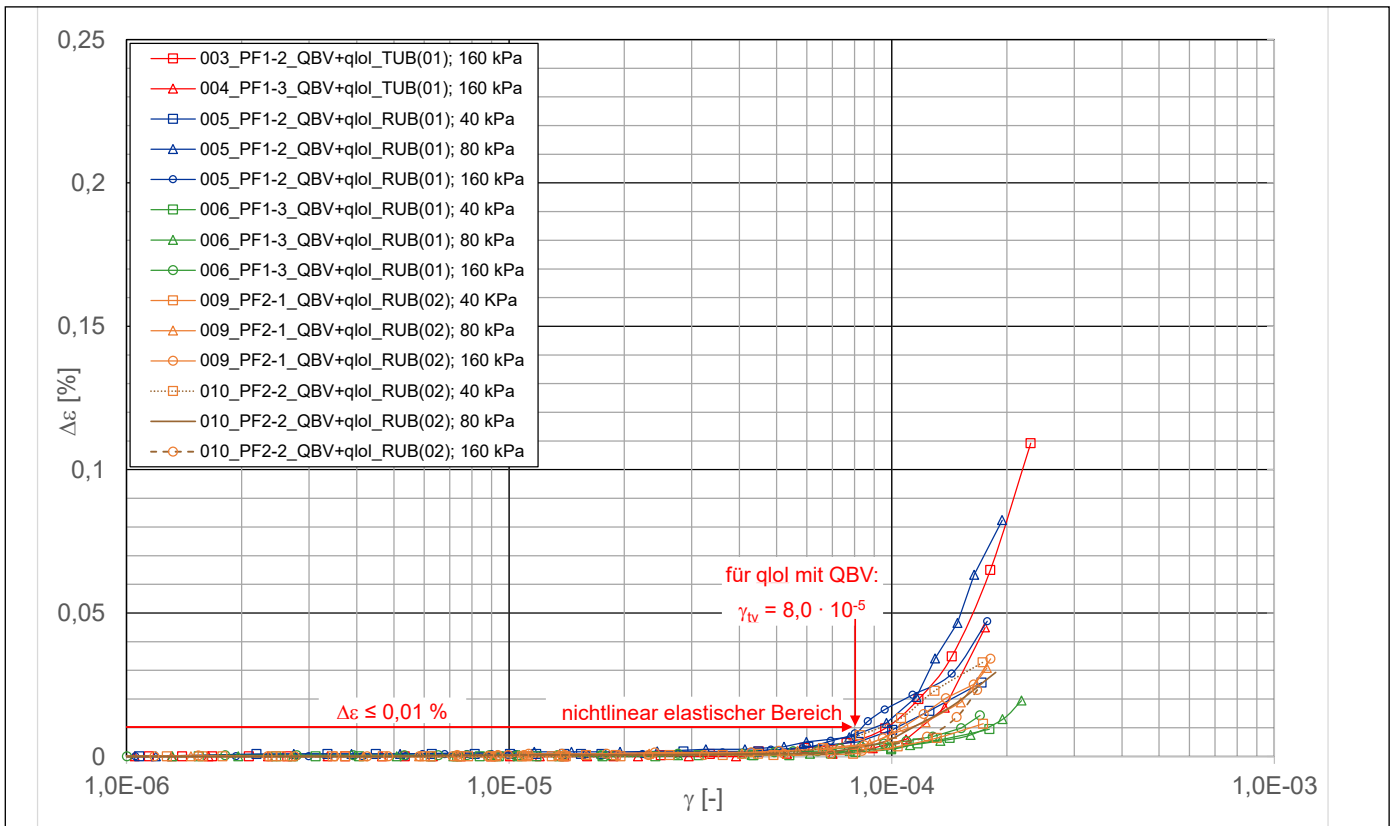


Abb. 2: Akkumulation der axialen Dehnung in Abhängigkeit von der Scherdehnungsamplitude des qualifiziert verbesserten Lösslehms im Ergebnis von 14 RC-Versuchen mit unterschiedlichen Zeldrücken (40, 80 und 160 kPa) der RU Bochum und der TU Berlin Quelle: [12]

stimmung der bodendynamischen Kennwerte entsprechend der Ril 836.3001 Abs. 3 (4) und Abs. 5 (1) [2] erforderlich. In [7] wurden nachzuweisende Anforderungen an die bodendynamischen Kennwerte benannt sowie ein Labor- und Feldversuchsprogramm erstellt, die durch UiG [9] und Zustimmung im Einzelfall (ZiE) [11] auf Basis des Geotechnischen Berichts [10] bestätigt wurden.

Labor- und Feldversuche

Erforderliche bodendynamische Kennwerte

Für die Bestimmung der bodendynamischen Kennwerte wurden im Rahmen der Bauausführung in entsprechenden Probefeldern Cross-Hole-Messungen durchgeführt sowie Bodenproben mittels Kernbohrungen und Großschürfen entnommen [12]. Aus diesen Bodenproben konnten mittels Resonant-Column-Versuchen (RC-Versuchen) sowie ergänzenden Laborversuchen zur Dichte-, Wassergehalts- und Konsistenzgrenzenbestimmung folgende bodendynamische Kennwerte abgeleitet werden:

- der Grundwert des Schubmoduls G_0 ,
- die Abnahme des Schubmoduls $G(\gamma)/G_0$ mit zunehmender Scherdehnung γ ,
- die Referenz-Scherdehnung $\gamma_{0,7}$, bei der $G(\gamma)/G_0 = 0,70$ beträgt,
- der Dämpfungsgrad $D(\gamma)$ in Abhängigkeit von der Scherdehnung γ ,

- die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} und
- die Dichte ρ .

Probengewinnung

Für die Ermittlung der bodendynamischen Eigenschaften, die bei sehr kleinen Dehnungen ermittelt werden, ist eine hohe Probenqualität notwendig. Um diese zu erreichen, wurden würfelförmige Probekörper mit einer Kantenlänge von 30x30x30 cm mit einem Gewicht von ca. 60 kg aus dem qualifiziert verbesserten, bindemittelstabilisierten Unterbau durch Heraussägen gewonnen. Der Transport erfolgte in speziell dafür vorgefertigten Holzboxen. Abb. 1 zeigt die Probennahme und den Transportbehälter der Bodenproben.

Die Probekörper wurden zum Schutz vor Austrocknung und vor Erschütterungen außerdem vollständig mit flüssigem Wachs vergossen. Im bodenmechanischen Labor wurden sie aus den Transportbehältern entnommen und das inzwischen erhärtete Wachs entfernt. Anschließend wurden die Proben auf die Abmessungen des RC-Versuchsstandes (RU Bochum: $\phi 10$ cm, $H \approx 20$ cm bzw. TU Berlin: $\phi 5$ cm, $H \approx 10$ cm) getrimmt, d.h. auf den passenden Durchmesser gebracht und die Höhe abgelängt.

Resonant-Column-Versuche

Im RC-Versuch wird eine zylindrische Bodenprobe durch eine elektromagnetisch erzeugte Torsionsschwingung am Antriebskopf

beansprucht. Aus dem Quotienten der durch die eingetragenen Torsionsschwingung wirkenden Schubspannung τ und der Scherdehnungsamplitude γ wird der Schubmodul $G = \tau/\gamma$ ermittelt. Mit dem Versuch lassen sich sowohl der Grundwert des Schubmoduls G_0 als auch die Abnahme des Schubmoduls $G(\gamma)/G_0$ und die Zunahme des Dämpfungsgrades mit zunehmender Scherdehnung γ bestimmen. Weiterhin konnte durch die Messung der Vertikalverformungen der zylindrischen Probe bei unterschiedlichen Scherdehnungsamplituden γ die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} bestimmt werden.

Die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} beschreibt nach [14] die Grenze, ab deren Überschreitung in undrainierten Versuchen ein deutlicher Anstieg des Porenwasserdruckes und in drainierten Versuchen eine messbare Akkumulation von bleibenden Verformungen eintritt. Abb. 5 aus [13] zeigt, dass eine geringe, bleibende Verformung auch bei geringer Zyklenzahl ($N = 2, 4$ und 8) bei Scherdehnungen von $\gamma \leq \gamma_{tv}$ auftritt. Dabei werden, bedingt auch durch die Messgenauigkeit der Versuchsgeräte, Datenpunkte mit kleinen bleibenden Dehnungen bis ca. $\epsilon_{vc} \sim 0,02\%$ zusammengefasst. Dadurch treten auch bei Scherdehnungen von $\gamma < \gamma_{tv}$ bleibende Verformungen bis zu $\epsilon_{vc} \sim 0,02\%$ auf.

Beim Nachweis der dynamischen Stabilität entsprechend Ril 836.3001 [2] bzw. der Planungshilfe Weichschichten [3] wird davon

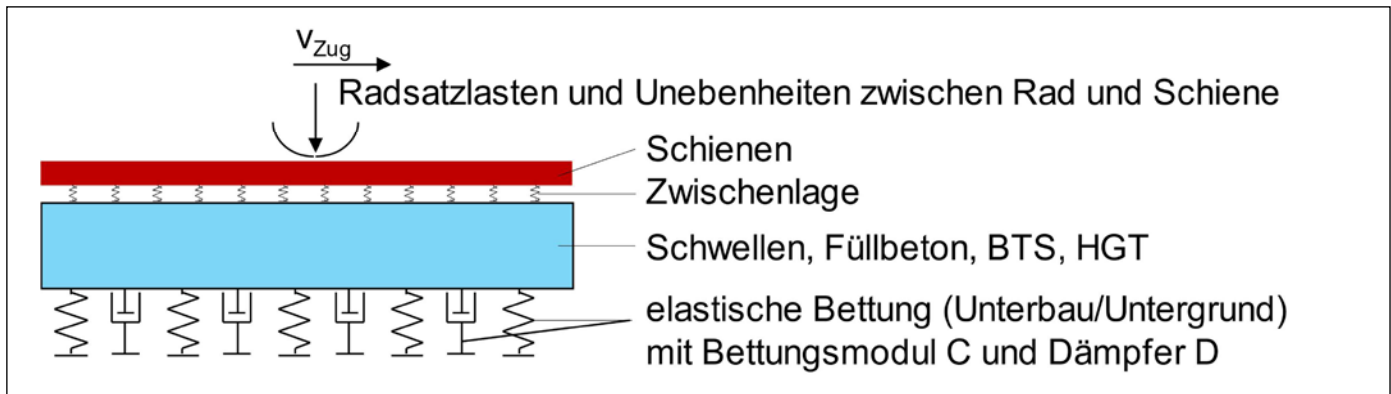


Abb. 3: Gleisdynamisches Modell der FF

Quelle: GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH

ausgegangen, dass bei Einhaltung der Scherdehnungsgrenze $\gamma \leq \gamma_{lv}$ keine für die Gleislage kritische Akkumulation von Verformungen des Bahnkörperunterbaus auftritt.

Aufgrund der höheren Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit der FF gegenüber dem SO wurde in Abstimmung mit den Projektbeteiligten die Scherdehnungsgrenze so festgelegt, dass sich innerhalb einer Laststufe eine bleibende Dehnung von maximal $\epsilon_{vc} = 0,01\%$, d.h. 0,01 mm bei 10 cm Probenhöhe akkumulieren kann. Dieser Wert führt zu deutlich niedrigeren und damit auf der sicheren Seite

liegenden Scherdehnungsgrenzen gegenüber [13] und [14], da

- einerseits nur die Hälfte der bleibenden Akkumulation von $\epsilon_{vc} = 0,01\%$ gegenüber $\epsilon_{vc} = 0,02\%$ aus [13] zugelassen wird und
- andererseits die Lastzyklenanzahl N beim RC-Versuch bei einer Resonanzfrequenz der qualifiziert verbesserten Böden in der Größenordnung von ca. 50 Hz und bei ca. 1 Minute Dauer pro Laststufe ca. $N = 3000$ beträgt, hingegen bei den Einzelscherversuchen [13, 14] die Lastzyklenanzahl maximal $N = 30$ beträgt.

In Abb. 2 ist die Zunahme der bleibenden Dehnung $\Delta\epsilon$ mit zunehmender Scherdehnungsamplitude γ für die einzelnen Versuche an qualifiziert verbesserten Lösslehmproben (qlol + QBV) mit unterschiedlichen Zelldrücken (40, 80 und 160 kPa) dargestellt. Für alle 14 Versuche zeigte sich bis zu einer Scherdehnungsamplitude von $\gamma \approx 8,0 \times 10^{-5}$ nur eine sehr geringe Akkumulation bleibender Dehnungen von $\Delta\epsilon < 0,01\%$. Die Größe des Zelldrucks hat in diesem nichtlinearen, elastischen Bereich keinen wesentlichen Einfluss auf die Größe der Scherdehnungsamplitude.

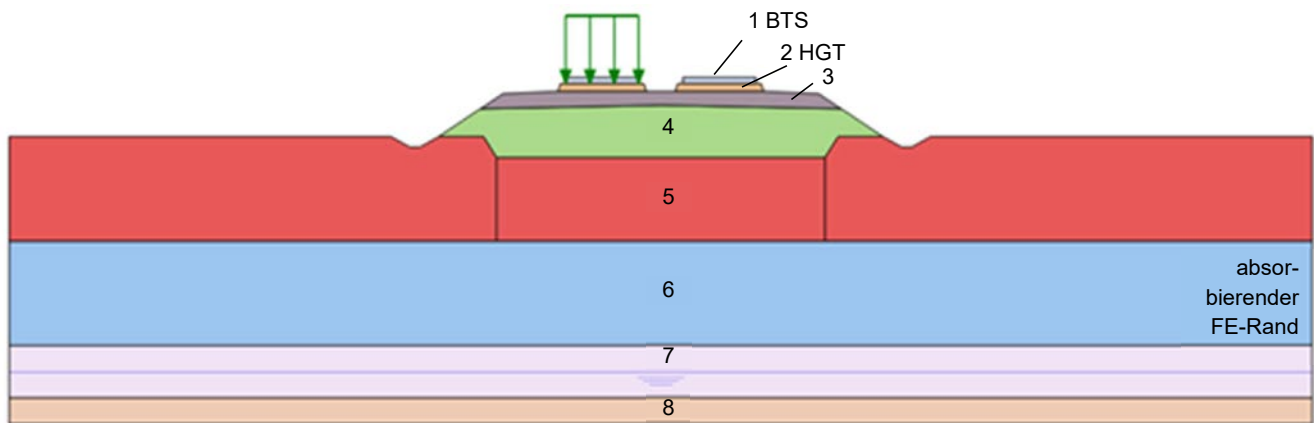


Besuchen Sie uns auf der
InnoTrans 2022
 20.-23. September in Berlin,
 Halle 25, Stand 250

EXPERTS BY EXPERIENCE

www.rail-ps.com

Internationale Fachmesse
 für Verkehrstechnik



Nr.	Berechnungsquerschnitt	Dichte ρ [g/cm ³]	Scherw.-ges. c_{s0} [m/s]	Komp.-w.-ges. c_{p0} [m/s]	Querdehnzahl ν [-]	Schubmodul G_0 [MN/m ²]
3	Frostschutzschicht	2,20	230	430	0,30	116
4	QBV mit Lößlehm	1,94	360	675	0,30	251
5	Lößlehm, w. - st. ($\leq 6,5$ m)	2,00	170	490	0,43	58
6	Lößlehm, w. - st. ($> 6,5$ m)	2,00	235	1200	0,48	110
7	Turneriton w4/w5 (stark - vollst. verwittert)	2,00	310	1600	0,32	192
8	Arietenkalk w2/w4 (mäßig - stark verwittert)	2,10	435	845	0,43	397

Abb. 4: Bodendynamisches FE-Berechnungsmodell mit Baugrundsichtung und bodendynamischen Kennwerten für den maßgebenden Berechnungsquerschnitt im Dammbereich

Quelle: [24]

Die Scherdehnungsgrenze für den qualifiziert verbesserten Lösslehm ($q_{l0l} + 3,0$ M.-% Multicrete ST) wurde deshalb mit $\gamma_{tv} = 8,0 \times 10^{-5}$ festgelegt.

In analoger Weise wurden die Scherdehnungsgrenzen γ_{tv} auch für den unverbesserten Lösslehm (q_{l0l}) sowie die drei anderen bindemittelverbesserten Böden

- Umlagerungssediment (q_{um}) + 4,5 M.-% Multicrete ST,
- Arietenkalk ($si1$) + 3,0 M.-% Multicrete ST und
- Turneriton ($si2$) + 6,0 M.-% Multicrete ST festgelegt.

Cross-Hole-Messungen

Bei den Cross-Hole-Messungen wurden zerstörungsfrei in der Sendebohrung sowohl horizontal polarisierte Scherwellen als auch Kompressionswellen ausgelöst. Mit einer mit Schwingungsaufnehmern bestückten Sonde in der Empfangsbohrung wurden die Laufzeiten dieser seismischen Wellen ermittelt. Aus dem Bohrlochabstand von 5,0 m und der gemessenen Laufzeit konnten die Scher- und Kompressionswellengeschwindigkeiten c_s und c_p ermittelt werden. Mit der laborativ ermittelten Dichte ρ wurde anschließend der Grundwert des Schubmoduls ($G_0 = c_s \times \rho$) und des Steifemoduls ($E_s = c_p \times \rho$) bestimmt und die Poissonzahlen ν berechnet. Die Anregung

in der Sendebohrung und die Messwerterfassung über die Sonde in der Empfangsbohrung erfolgten dabei jeweils in der gleichen Tiefenlage mit einem vertikalen Messpunkt-Abstand von 0,50 m.

Anhand der sowohl für den Lösslehm als auch für den qualifiziert verbesserten Lösslehm vorliegenden Ergebnisse der Cross-Hole-Messungen und der RC-Versuche konnte festgestellt werden, dass die Grundwerte des Schubmoduls G_0 aus den Cross-Hole-Messungen größer gegenüber den RC-Versuchen waren. Das zeigen auch Erfahrungen aus der Literatur. So ist z. B. in [15] angegeben, dass Cross-Hole-Messungen bis zu einem Faktor 2 – 3 höhere Steifigkeitswerte gegenüber den Ergebnissen von RC-Versuchen liefern.

Ursache hierfür sind

- kleine Störungen des Kornverbandes (Auflösung der Zementation, andere Orientierung der Körner usw.) durch Probenentnahme, Transport und Einbau in den Versuchsstand, die bei kleinen Dehnungen einen besonders großen Einfluss haben,
- der ursprüngliche Spannungszustand im Feld lässt sich im Labor nicht gänzlich wiederherstellen,
- im Labor werden nur kleine Proben untersucht, während im Feld über die Wellenaus-

breitung innerhalb eines ca. 10 m großen Bereiches gemittelt wird (Maßstabeffekt),

- in RC-Versuchen wird mit der Resonanzfrequenz angeregt, hingegen erfolgt bei der Cross-Hole-Messung durch den Impulseintrag im Bohrloch eine Anregung über ein größeres Frequenzspektrum mit Hauptfrequenzen zwischen 100 und 300 Hz.

Die Grundwerte des Schubmoduls aus den Cross-Hole-Messungen sind gegenüber den RC-Versuchen aus den genannten Gründen wirklichkeitsnäher. Allerdings kann die Abnahme des Schubmoduls und die Zunahme der Dämpfung mit zunehmender Scherdehnungsamplitude und die Scherdehnungsgrenzen nur mittels RC-Versuchen ermittelt werden. Cross-Hole-Messungen eignen sich hierfür nicht. Außerdem liegen für die qualifiziert verbesserten Böden

- Umlagerungssediment (q_{um}) + 4,5 M.-% Multicrete ST,
- Arietenkalk ($si1$) + 3,0 M.-% Multicrete ST und
- Turneriton ($si2$) + 6,0 M.-% Multicrete ST keine Cross-Hole-Messungen vor, da diese in den Probefeldern nicht vorhanden waren. Aus diesem Grund können hierfür nur die Ergebnisse der RC-Versuche berücksichtigt werden. Unter Berücksichtigung dieser Umstände liegen die auf Basis der RC-Versuche

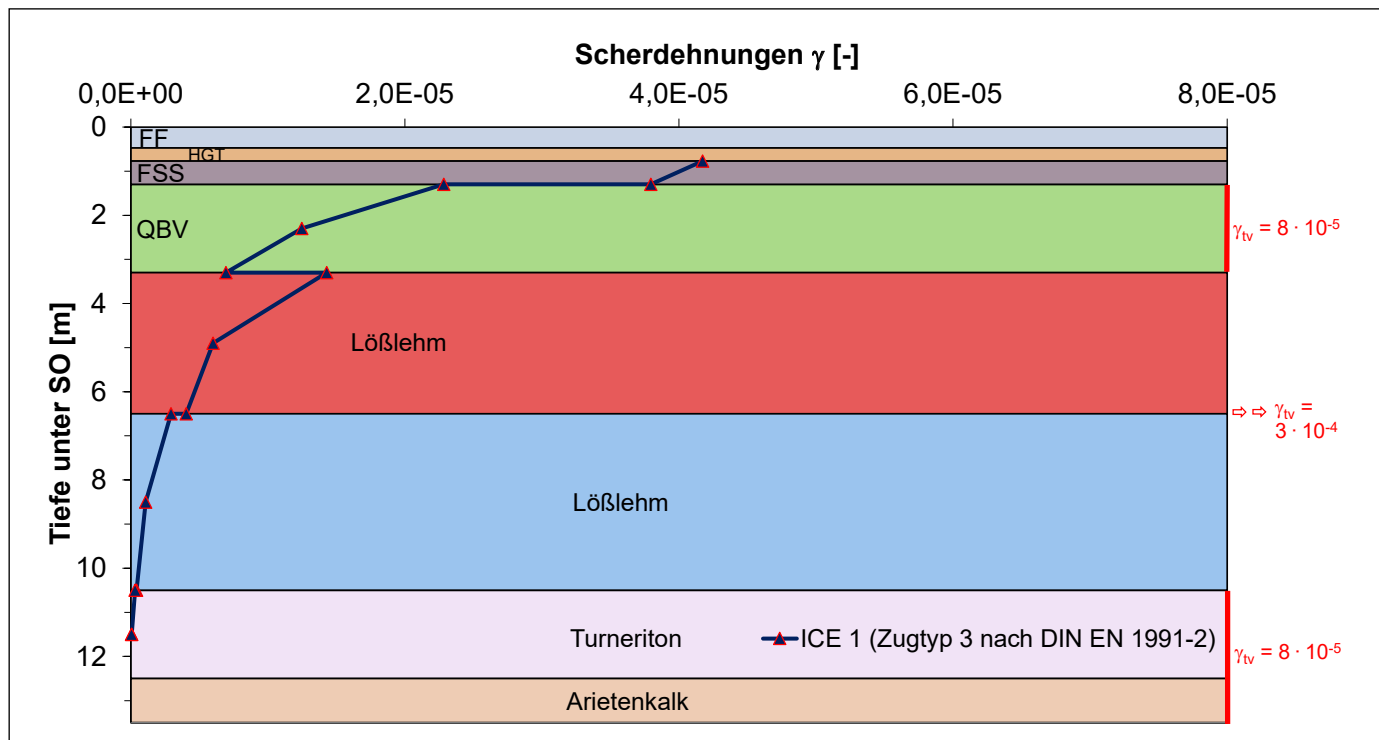


Abb. 5: Vergleich der einwirkenden Scherdehnungen γ mit der Scherdehnungsgrenze γ_{tv} für die einzelnen Bodenschichten im Ergebnis der bodendynamischen Berechnungen Quelle: [24]

abgeleiteten vorsichtigen Mittelwerte auf der sicheren Seite.

Zusammenfassung der Labor- und Feldversuchsergebnisse

Aus den Labor- und Feldversuchsergebnissen wurden die in Tab. 1 zusammengestellten bodendynamischen Kennwerte abgeleitet.

Rechnerischer Nachweis der dynamischen Stabilität

Charakteristische Einwirkungen, Gleisdynamische Berechnungen

Für den rechnerischen Nachweis sind die charakteristischen Einwirkungen nach DIN EN 1991-2 [4] Anhang D festzulegen. Für

die Zuggeschwindigkeit von 250 km/h ist der Zugtyp 3 maßgebend. Dieser Lastansatz entspricht einem ICE 1 mit Triebköpfen mit 20 t Radsatzlasten (RSL) und Mittelwagen. Reine Triebwagenzüge wie ICE 3 oder ICE 4 haben geringere maximale RSL und sind daher beim Ansatz der Bemessungslast nicht maßgebend. Anschließend erfolgen gleisdynamische Berechnungen nach dem Modell des dynamisch belasteten Fahrwegs [18]. Die Schwellen, Betontragschicht (BTS) und hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT) werden zu einem Ersatzbalken mit gleicher Biegesteifigkeit wie die einzelnen Elemente als eine Platte mit einem Ersatz-E-Modul $E_1 = E_{BTS} = 17\,000\text{ MPa}$ und einer Ersatzbreite von $b_1 = b_{HGT} = 3,30\text{ m}$ zusammengefasst, siehe auch [20].

Die äquivalente Dicke dieser Platte h_1 ergibt sich unter der auf der sicheren Seite liegenden Annahme, dass kein Verbund zwischen BTS und HGT besteht, nach [17] zu

$$h_1 = \left(\frac{E_{BTS} \cdot h_{BTS}^3 \cdot b_{BTS} + E_{HGT} \cdot h_{HGT}^3 \cdot b_{HGT}}{E_{BTS} \cdot b_{BTS}} \right)^{1/3} = 0,303\text{ m}$$

mit: $b_{BTS} = 2,80\text{ m}$, $h_{BTS} = 0,24\text{ m}$, $E_{BTS} = 34\,000/2 = 17\,000\text{ MPa}$ (E-Modul der BTS im Zustand II), $b_{HGT} = 3,30\text{ m}$, $h_{HGT} = 0,30\text{ m}$ und $E_{HGT} = 7500\text{ MPa}$
 Zur Erfassung des Unterbaus und Untergrundes wird der Ersatzbalken elastisch auf Federn und Dämpfern gebettet. Zur Berücksichtigung der hochelastischen Zwischenlagen werden Federn zwischen Schienen und Ersatzbalken eingeführt (Abb. 3).



Schranz Bahntechnik GmbH

Technik für die Feste Fahrbahn

Schranz Bahntechnik ist Spezialist für die Feste Fahrbahn. Mit Einsatz des patentierten HRS-Systems und den dafür gefertigten Einbaumaschinen ist eine Leistung von 200m pro Schicht realisierbar. Mit diesen Innovationen hat die Firma wesentlich zum Erfolg des Projekts Neubaustrecke Wendlingen-Ulm beigetragen.



www.schranz-bahntechnik.at

	Lösslehm (q10)	Lösslehm (q10) + 3,0 M.-% Multicrete ST	Umlagerungs-sedi-ment (qum) + 4,5 M.-% Multicrete ST	Arietenkalk (si1) + 3,0 M.-% Multicrete ST	Turneriton (si2) + 6,0 M.-% Multicrete ST
G0 [MN/m ²]	60	250	450	250	250
γ _{0,7} [-]	2,0 · 10 ⁻⁴	1,0 · 10 ⁻⁴	6,0 · 10 ⁻⁴	1,0 · 10 ⁻⁴	4,0 · 10 ⁻⁴
γ _{tv} [-]	3,0 · 10 ⁻⁴	8,0 · 10 ⁻⁵	1,0 · 10 ⁻⁴	1,3 · 10 ⁻⁴	7,0 · 10 ⁻⁵

Tab. 1: Zusammenstellung der bodendynamischen Kennwerte aus den Labor- und Feldversuchen

Bodendynamische Berechnungen

Abb. 4 zeigt das Berechnungsmodell für den maßgebenden Dammquerschnitt mit den einzelnen Baugrundsichten und den zugehörigen bodendynamischen Kennwerten. Die Berechnungen erfolgten als dynamische 2D-FE-Berechnung (FE – Finite Elemente) mit Berücksichtigung von Massenträgheitskräften und der Wellenausbreitung mit dem FE-Programm PLAXIS [21]. Die Last- und Schwingungsausbreitung in der dritten Dimension wird über eine entsprechende Lastverteilung in der Bahnlängsrichtung nach Anlage 6 der Planungshilfe [3] erfasst.

Die Steifigkeit (der Schubmodul) des qualifizierten verbesserten Lösslehms ist ca. viermal so groß wie die des unverbesserten Lösslehms. Die Kennwerte wurden als vorsichtige Mittelwerte auf Basis der Cross-Hole-Messungen und RC-Versuche abgeleitet. Mit zunehmender Tiefe nimmt auch die Steifigkeit des Bodens zu. So weist z. B. Lösslehm in größerer Tiefe eine höhere Steifigkeit als der Lösslehm direkt unter der qualifizierten Bodenverbesserung auf.

Nachweis der dynamischen Stabilität und der Gebrauchstauglichkeit

Für den Nachweis der dynamischen Stabilität ist der Vergleich der einwirkenden Scherdehnungen γ mit den Scherdehnungsgrenzen erforderlich. Die einwirkenden Scherdehnungen wurden nach [5] und [19] vereinfacht aus dem Quotienten der effektiven Schwinggeschwindigkeit $\tilde{v}_{F,max}$ und der Scherwellengeschwindigkeit $\tilde{v}_{\gamma} \approx \tilde{v}_{F,max}$ ermittelt.

In Abb. 5 ist der Verlauf der einwirkenden Scherdehnung über die Tiefe dargestellt. Das Diagramm zeigt, dass in allen Schichten die einwirkenden Scherdehnungen kleiner als die Scherdehnungsgrenzen sind. Im Lösslehm unterhalb der qualifizierten Bodenverbesserung sind die Scherdehnungen deutlich kleiner als die Scherdehnungsgrenzen, sodass sich hier definitiv keine bleibenden Verformungen infolge der dynamischen Belastung akkumulieren werden.

Es können jedoch Restsetzungen infolge Konsolidierung des Untergrundes durch das Eigengewicht eintreten. Hierfür erfolgte ein separater Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bzw. eine Zeit-Setzungs-Berechnung. Mit dieser wurde nachgewiesen, dass nach dem Einbau der FF, nach einer entsprechend langen Liegezeit des Dammes die Gesamtrestsetzungen (Restset-

zungen infolge Konsolidierung des Untergrundes und Eigensetzungen des Dammes entsprechend Ril 836.3001 Abs. 4 (2) [2] nicht mehr als 15 mm betragen. Ein Beispiel für eine Setzungsberechnung unter der FF ist im Kapitel 6.9.1 des Handbuchs Erdbauwerke [16] enthalten. Das tatsächliche Setzungsverhalten der Dämme wurde anhand von geodätischen Messpunkten auf OK Damm beobachtet und bewertet.

Als zweites Kriterium des Nachweises ist ein ausreichender Abstand vom Resonanzfall erforderlich. Entsprechend der Planungshilfe Weichschichten [3] muss die Zuggeschwindigkeit ≤ 50 % der Rayleighwellengeschwindigkeit betragen. Im Ergebnis der gleisdynamischen Berechnung wurde eine Rayleighwellengeschwindigkeit von 558 km/h bestimmt. Mit der Zuggeschwindigkeit von 250 km/h ergibt sich ein Wert $\alpha = 0,45 \leq 0,50$, d.h. das zweite Nachweiskriterium ist ebenfalls erfüllt.

Messtechnische Untersuchungen

Nach Ril 836.3001 Abs. 5 (1) [2] sind die Nachweise durch zusätzliche messtechnische Untersuchungen und Bewertungen während der Betriebsphase zu bestätigen. Entsprechend den Auflagen der UiG [9] und ZIE [11] sind Schwingungsmessungen während der Hochstastfahrten vorgesehen. Die dafür notwendigen Schwingungsaufnehmer wurden bereits während der Erdbauarbeiten in fünf verschiedenen Ebenen

- unter der Frostschuttschicht,
- im oberen und unteren Bereich des qualifizierten verbesserten Dammkörpers und
- im anstehendem Lösslehm

eingebaut. Die Kabel der Schwingungsaufnehmer wurden in einem Betonschacht DN 1000 außerhalb des Gefahrenbereiches der Gleise gesammelt und gesichert. Zusammen mit weiteren, im Bereich des Oberbaus anzuordnenden Schwingungsaufnehmern kann zum Zeitpunkt der Hochstastfahrten die tatsächliche dynamische Belastung der Fahrbahn und des Bahnkörperunterbaues messtechnisch ermittelt werden.

Zusammenfassung und Schlussbemerkungen

Für die Erdbauwerke und den aus qualifiziert verbesserten Böden bestehenden Unterbau der zweigleisigen Strecke mit FF des PFA 1.4 der NBS Stuttgart 21 – Wendlingen–Ulm mit Hochgeschwindigkeitsverkehr bis 250 km/h waren rech-

nerische Untersuchungen zum Nachweis der dynamischen Stabilität erforderlich. Die für die Nachweise notwendigen bodendynamischen Kennwerte wurden auf der Basis umfangreicher Labor- und Feldversuche in zwei Probefeldern bestimmt. Die Herstellung der Probefelder erfolgte jeweils in einem repräsentativen Damm- bzw. Einschnittsprofil.

In beiden maßgebenden Querschnitten waren sowohl für die im Untergrund anstehenden Böden als auch für vier verschiedene, qualifiziert verbesserte Boden-Bindemittelgemische mit Bindemittelgehalten von 3,0 - 6,0 M. %, die im PFA 1.4 auf der freien Strecke eingebaut wurden, die ermittelten Scherdehnungen kleiner als die jeweils aus den RC-Versuchen ermittelten Scherdehnungsgrenzen. Es kommt somit zu keiner nennenswerten Akkumulation von bleibenden Verformungen infolge der Verkehrsbelastung durch Zugüberfahrten. Weiterhin konnte ein ausreichend großer Abstand zwischen der Zuggeschwindigkeit v_{Zug} und der Rayleighwellengeschwindigkeit c_r nachgewiesen werden ($v_{Zug}/c_r \leq 0,50$), sodass keine Resonanzgefahr besteht. Auf Basis der Ergebnisse der durchgeführten Labor- und Feldversuche sowie der Erkenntnisse über vorhandene Reserven bei der rechnerischen Nachweisführung wird eingeschätzt, dass für künftige Projekte mit FF eine Bewertung der dynamischen Stabilität ausreichend ist, wenn die erdbautechnischen Regelanforderungen der Ril 836 eingehalten werden, d.h. in diesem Fall ist kein gesonderter rechnerischer Nachweis der dynamischen Stabilität erforderlich. ■

QUELLEN

[1] DB Netz AG: Richtlinie 820.2020, Ausrüstungsstandard Feste Fahrbahn für Gleise und Weichen, gültig ab 15.03.2018
 [2] DB Netz AG: Richtlinie 836, Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten, Fassung vom 20.12.1999a einschließlich 1. - 8. Aktualisierung, gültig ab 01.05.2022
 [3] DB Netz AG, I.NVT 42: Planungshilfe: Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten, Untersuchungen zur dynamischen Stabilität „Rechnerisches Verfahren“, 3. Ausgabe, 31.03.2018
 [4] DIN EN 1991-2 (2010-12), Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010, Beuth Verlag Berlin, 2010
 [5] DIN 45672-2 (2020-11), Schwingungsmessungen in der Umgebung von Schienenverkehrswegen – Auswertverfahren, 2020
 [6] ARGE Baugrunderdynamik Movente + GEPRO: Nachweis der dynamischen Stabilität, NBS Stuttgart 21 – Wendlingen – Ulm, PFA 1.4 Filderbereich bis Wendlingen, 30.11.2010 ergänzt am 31.05.2011, unveröffentlicht
 [7] ARGE Baugrunderdynamik Movente + GEPRO: Anforderungen an die Bodenkennwerte sowie Labor- und Feldversuchsprogramm; 15.09.2011, unveröffentlicht
 [8] DB Netz AG: TM 2010-1198a - I.NVT 4 (K), Stuttgart 21 und Wendlingen Ulm PFA 1.4 Erdbaukonzept zur Herstellung bindemittelstabilisierter Erdbauwerke (qualifizierte Bodenverbesserung), 27.05.2010, unveröffentlicht
 [9] DB Netz AG: TM: 3-2014-10762.I.NVT 4: "3-2014-10762.I.NVT 4 zu Ril 836:

3001-3-(4) Dynamische Stabilität NBS Stuttgart-Wendlingen-Ulm, PFA 1.4, Teilbereich von PFA 2.1a/b Nachweis der dynamischen Stabilität des Unterbaus/Untergrundes", 22.09.2014, unveröffentlicht

[10] Kempfert Geotechnik GmbH, Dr. Raithe: Geotechnischer Bericht (Bericht Nr. 1), Az. Wü596.015, Würzburg, vom 07.05.2015, unveröffentlicht

[11] Eisenbahn-Bundesamt: Stuttgart – Ulm, S21, PA 1.4, km 15,311 bis km 25,200, 21.42-21zbie/010-2101#003-(108/15-ZiE) vom 27.05.2015, unveröffentlicht

[12] Vinci Construction Terrassement Deutschland GmbH: Abschlussbericht zum Nachweis der dynamischen Stabilität des Bahnkörpers im PFA 1.4, 23.06.2020 einschließlich Ergebnisberichte der FUGRO Germany Land GmbH über die Probefelder Damm km 17,720 bis km 17,870 und Einschnitt km 16,750 bis km 16,815 mit Kernbohrungen und Cross-Hole-Messungen und Ergebnisberichten über die RC-Versuche der Ruhr-Universität Bochum und der TU Berlin, unveröffentlicht.

[13] Hsu, C.-C.; Vucetic, M.: Volumetric Threshold Shear Strain for Cyclic Settlement; ASCE, J. of Geot. Eng. 130, Nr.1; 2004

[14] Vucetic, M.: Cyclic threshold shear strains in soils, Journal of Geotechnical Engineering Vol. 120, pp. 2208 – 2228, No. 12/1994

[15] Studer, J. A.; Koller, M. G.: Bodendynamik; Grundlagen, Kennziffern, Probleme, 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1997

[16] Göbel, C.; Lieberenz, K.; Weisemann, U. (Hrsg.): Handbuch Erdbauwerke der Bahnen, Planung – Bemessung – Ausführung – Instandhaltung – Ertüchtigung – 3. überarbeitete und erweiterte Auflage, GRT Global Rail Academy and Media GmbH, 2022

[17] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: "Feste Fahrbahn für Schienenbahnen", aus Beton-Kalender 2000, Abschnitt 3, S. 298 – 315, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften Berlin, 2000

[18] Fryba, L.: Vibrations of Solids and Structures under Moving Loads; 3. Auflage (1999), Verlag Telford Verlag London

[19] Hu, Y.; Gartung, E.; Prühs, H.; Müller, B.: Bewertung der dynamischen Stabilität von Erdbauwerken unter Eisenbahnverkehr, Geotechnik 26, Heft 1, 2003

[20] 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 – Eisenbahntechnische Rundschau (62), 12/2013, S. 32 – 39

[21] Plaxis, Connect Edition V21.00, General Information Manual, 01.12.2020, Plaxis bv, Bentley Systems, Incorporated

[22] Neidhart, T.; Fischer, R.; Hotz, C.; Johmann, S.: Optimierung des Unterbaus der Festen Fahrbahn – Messtechnische Überprüfung unter Betrieb; Fachtagung "BahnBau 2002", Berlin, September 2002

[23] Neidhart, T.; Wegener, D.; Kind, B.; Dürrwang, R.: DyStaFiT – Großversuch zum Nachweis der dynamischen Stabilität des Eisenbahnunterbaus und Optimierung von Bodenverbesserungsmaßnahmen, Vortragsband zur Baugrundtagung 2014, S. 315 – 324

[24] GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH: Nachweis der dynamischen Stabilität des Unterbaus und des Untergrundes unter der Festen Fahrbahn; 24.08.2021, unveröffentlicht

VDEI Fachausschuss

GEOTECHNIK



Dr.-Ing. Dirk Wegener

Projektingenieur / Projektleiter
GEPRO Ingenieurgesellschaft mbH,
Dresden
dirk.wegener@gepro-dresden.de



Prof. Dr.-Ing. Thomas Neidhart

Lehrgebiete Geotechnik + Bahnbau
Ostbayerische Technische Hochschule,
Regensburg
thomas.neidhart@oth-regensburg.de



Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Stephan Jung

Technisches Projektmanagement
Flughafenanbindung
DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH,
Stuttgart
stephan.st.jung@deutschebahn.com



Dipl.-Ing. Christian Hotz

Leiter Geotechnik
Vinci Construction Terrassement
Deutschland GmbH, Berlin
christian.hotz@vinci-construction.com

Nachhaltige Mobilität vorantreiben?
Genau unsere Schiene!

Pack mehr **Ramboll*** in Dein Leben
und steig jetzt als Expert:in im Bereich
Rail ein!



Bright ideas.
Sustainable change.

INVITING
BRIGHT MINDS

*Dänisch für:
innovative Verkehrsprojekte

Besuch uns auf der InnoTrans:
CityCube, Halle B, Stand 320

www.ramboll.de/karriere