

DYNAMISCHE CHARAKTERISTIK VON EISENBAHNRAHMENBRÜCKEN: EIN VERGLEICH ZWISCHEN MESSUNG UND PROGNOSE

Till Heiland¹, Günther Grunert², Felix Korda³, Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski¹, Prof. Dr.-Ing. Alexander Stark¹

¹ Institut für Massivbau und Betonbautechnologie (KIT), Abteilung Massivbau, Karlsruhe, Korrespondenz:
till.heiland@kit.edu

² DB Netz AG, Berlin

³ Baudynamik Heiland & Mistler GmbH, Bochum

KURZFASSUNG

Eisenbahnbrücken unterliegen hohen dynamischen Beanspruchungen. Grundlage für die dynamische Simulation von Zugüberfahrten ist ein numerisches Modell der Brückenstruktur. Dieses muss die dynamischen Eigenschaften möglichst genau abbilden. Bestehende Prognosemodelle berücksichtigen die dynamische Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) zwischen Rahmenbrücke und Baugrund nur unzureichend oder sekundär. Dies führt im Wesentlichen zu einer unzureichenden Prognosegenauigkeit der Dämpfung.

In diesem Beitrag wird gezeigt, dass bei der Interaktion zwischen Rahmenbrücke und Baugrund auch die Fundamente untereinander interagieren, so dass die BBI um die Struktur-Boden-Struktur-Interaktion (SBSI) erweitert werden muss. Der Einfluss der SBSI auf die globale BBI wird in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit und der Brückengeometrie dargestellt. Darüber hinaus wird ein praxistaugliches Prognosemodell unter Einhaltung von Restriktionen vorgestellt. Die vorgeschlagene Limitierung führt zu einem weitestgehenden Ausschluss der frequenzabhängigen SBSI unter den Gründungskörpern kurzer Rahmenbrücken. Das Ergebnis ist ein Prognosemodell unter Berücksichtigung der BBI unter Ausschluss von SBSI-Effekten über die in der Literatur vielfach bekannten Ansätze für quasistatische Feder-Dämpfer-Ansätze.

Zur Anwendung des vorgestellten Prognosemodells werden vier Halbrahmenbrücken mit Stützweiten zwischen $L = 9,5$ m und 17 m entlang der Hochgeschwindigkeitsstrecke Nürnberg-München mittels experimenteller Modalanalyse untersucht. Dabei zeigt das hier vorgestellte Prognosemodell eine gute Leistungsfähigkeit.

Schlagwörter: Brückendynamik, Experimentelle Modalanalyse, Prognose, Eigenfrequenzen, Dämpfung

1 EINFÜHRUNG

Eisenbahnbrücken sind hohen dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt. Grundlage für die dynamische Simulation von Zugüberfahrten ist ein numerisches Modell der Brückenstruktur, in dem die dynamische Steifigkeit möglichst genau abgebildet werden soll. In diesem Zusammenhang ist die Bedeutung der Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) für das dynamische Verhalten von Rahmenbrücken in der Literatur gut beschrieben [1–3]. Dabei ist bei den dynamischen Eigenschaften zwischen den Eigenfrequenzen und der modalen Dämpfung zu unterscheiden. Hier zeigen Untersuchungen in [3], dass die Eigenfrequenzen weitestgehend unabhängig von Variationen der Bodensteifigkeit sind, jedoch

massive Abhängigkeiten bei der Dämpfung bestehen. Denn hinsichtlich der Dämpfung trägt die Boden-Bauwerk-Interaktion eine wesentliche Rolle, da die Abstrahlungsdämpfung als Teil der Gesamtdämpfung eine Reaktion auf die Schwingungen des im Raum eingebetteten Gründungskörpers ist. Entscheidend für die "Aktivierung" der Abstrahlungsdämpfung sind starke Verschiebungen der maßgebenden Eigenformen, die in direktem Zusammenhang mit der Bodensteifigkeit und der Kopplung von Überbau zur Gründung stehen. Ansätze zur Beschreibung der Boden-Bauwerk-Interaktion setzen unabhängig von ihrer Komplexität die Kenntnis der Scherwellengeschwindigkeit und des Bodenprofils voraus. Das Fehlen relevanter Dämpfungsbeiträge führt in der Praxis zu großen Kapazitäten der Systemantwort im Resonanzbereich.

In diesem Beitrag werden die dynamischen Charakteristika anhand der ersten Eigenfrequenz und der zugehörigen modalen Dämpfung von vier Referenzbauwerken (siehe **Tabelle 1**) mit Hilfe der experimentellen Modalanalyse bestimmt. Weiterhin wird ein Prognosemodell für Rahmenbrücken vorgestellt und mit den Messergebnissen verglichen. Die Ermittlung der dynamischen Bodensteifigkeit erfolgt bauwerksindividuell mit der Multichannel-Analysis-of-Surface-Waves-Methode (MASW-Methode) [4] und dient als Grundlage für die Prognosemodelle (vgl. Kap. 3).

2 GRUNDLAGEN

Rahmenbrücken sind über ihre Widerlagergeometrie vergleichsweise stark mit dem umgebenden Boden gekoppelt. Diese Wechselwirkung wird als Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) bezeichnet. Das Verhältnis von Überbau zu Gründung führt insbesondere bei kurzen Rahmenbrücken zu einer starken Beeinflussung des Gesamtsystems. Die Anregung des Brückenüberbaus verursacht Verschiebungen an den Widerlagern, die in der Regel zu einer phasenverschobenen Bodenreaktion und damit zu einer Abstrahlungsdämpfung führen. Der Quotient aus Bodenreaktion und Verschiebung ist sowohl material- als auch frequenzabhängig und wird als dynamische Steifigkeit oder Impedanzfunktion (k_z , c_z) bezeichnet (siehe **Abbildung 1** mit $a_{G,i}$ nach Gl. 1). Zweckmäßig erfolgt die Abbildung der Impedanzfunktion über die dimensionslose Frequenz a_0 für masselose Fundamente. Die Berechnung, Herleitung und vergleichende Werte für Impedanzfunktionen sind vielfältig in der Literatur zu finden [5–7].

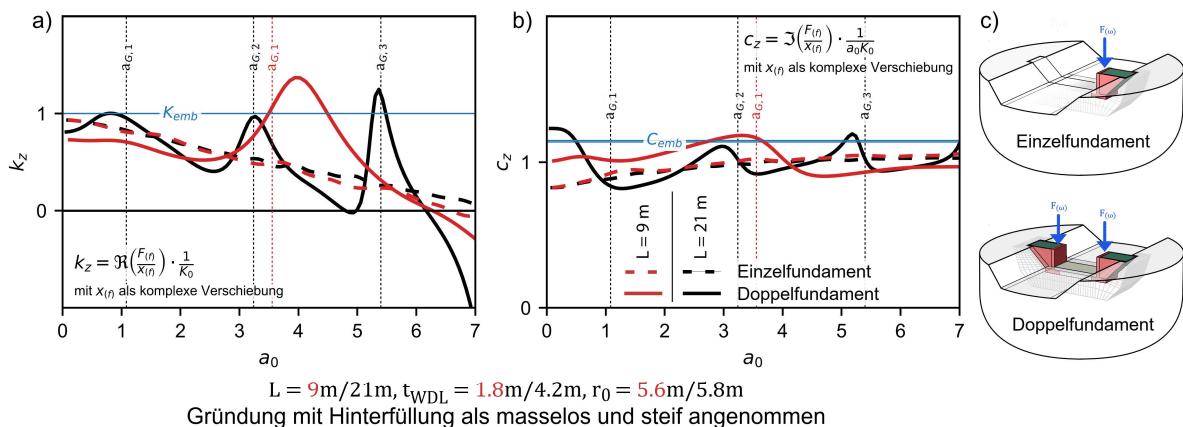


Abbildung 1. Impedanzfunktionen der masselosen Gründungselemente auf Grundlager der Hybrid-Modelle
a) Realteil b) Imaginäranteil c) Visualisierung der Systeme

2.1 Boden-Bauwerk-Interaktion und Struktur-Boden-Struktur-Interaktion

Die Berücksichtigung der BBI bei der numerischen Lösung eines dynamischen Problems setzt voraus, dass die Sommerfeld'sche Strahlungsbedingung bei der Modellierung eingehalten wird. Der unidirektionale Energiefluss nach außen (Raum- und Oberflächenwellen) führt zu einer kontinuierlichen

Energiedissipation, die durch die Abstrahldämpfung ζ_A quantifiziert werden kann. Für die geometrische Darstellung der BBI können im Wesentlichen die beiden folgenden Modellansätze verwendet werden:

- (1) direkte Methode – Nahfeld über FEM, Fernfeld über künstliche Randbedingungen
- (2) Substrukturmethode – Nah- und Fernfeld über Impedanzfunktionen

Darüber hinaus können beide Methoden miteinander rekombiniert werden, sodass Hybride-Modelle [3, 8] die Vorteile beider Ansätze vereinen. Auf diese Weise können Bauwerke mit komplexer Fundamentgeometrie wie z. B. eingebettete Rahmen optimal abgebildet werden. Auch die Struktur-Boden-Struktur-Interaktion (SBSI) benachbarter, individuell gebetteten Gründungskörper, wie sie bei Rahmenbrücken vorliegen, können über Hybride-Modelle detailgetreu abgebildet werden (**Abbildung 1 c, 2**).

Die praxistaugliche Entwicklung von Prognosemodellen zur Simulation der dynamischen Charakteristik erfolgt in erster Linie im Bewusstsein von Kompromissen. Hybride-Modelle zur vollständigen Berücksichtigung von BBI und SBSI haben sich aufgrund ihrer Komplexität bisher nur im akademischen Kontext durchgesetzt. Dabei ist die SBSI im Bereich der dynamischen Pfahlgruppenwirkung weitestgehend bekannt und wird durch Impedanzfunktionen beschrieben. In diesem Kontext beschreibt WOLF [7] die Gruppenwirkung über das Verhältnis der Scherwellenlänge λ_S zum Pfahlabstand S_S . Bei $\lambda_S \gg S_S$ treten Gruppenwirkungen auf, die mit zunehmender Frequenz zu starken Schwankungen der dynamischen Steifigkeit führen. Ein grundsätzlicher Unterschied der Pfahlgruppenwirkung gegenüber der Gründungssituation bei Rahmenbrücken liegt in den kleinen Pfahldurchmessern im Verhältnis zu den Pfahlabständen.

Analoge Effekte können auch bei Rahmenbrücken beobachtet werden. Dazu sind in **Abbildung 1** Impedanzfunktionen (k_z , c_z) von Einzel- und Doppelfundamenten in einem Einschnitt für die Spannweiten $L = 9$ m und $L = 21$ m auf Basis der Hybriden-Modelle aus [3] dargestellt. Bei Ergänzung um das modifizierte Grenzkriterium zur Identifikation der maximalen Steifigkeit aufgrund gegenphasig schwingender Gründungskörper in Anlehnung an das Grenzkriterium nach WOLF, hier über $a_{G,i}$ definiert, zeichnet sich die Gruppenwirkung deutlich ab.

$$a_{G,i} = \frac{2\pi r_0}{L_i} * (i - 0.5) \text{ mit } i \in \mathbb{N} \quad (1)$$

mit:

$$L_l = \text{lichte Weite zwischen den Gründungskörpern, hier: } L_l = L - 4 \text{ m}$$

Zwischen der i -ten Grenzfrequenz ist aufgrund der mitschwingenden Massen ein Abfall des Real-Teils (k_z) zu beobachten. Dies führt zu einem um die Einzelfundamentlösung oszillierenden Ergebnis für das Doppelfundament. Die stark von der Wellen-Interferenz geprägte Impedanzfunktion des Doppelfundamentes stellt die Komplexität dieser zunächst einfach anmutenden Fragestellung der BBI und SBSI hervor.

2.2 Identifikation der dynamischen Charakteristik und Bodensteifigkeiten

Die Identifikation der dynamischen Charakteristik von Bauteilen und Bauwerken wird mit unterschiedlichen in-situ-Verfahren ermöglicht. Dabei kann es unabhängig der Methode zu Ungenauigkeiten kommen. Die für das jeweilige Bauteil optimale Methode ergibt sich anhand einer Abwägung aus Aufwand und gewünschtem Ertrag [9]. Im Beitrag erfolgt die Identifikation der Eigenfrequenzen f_i durch Identifikation der i -Peaks im Frequenzspektrum der ambienten Anregung. Hierbei handelt es sich um eine „Output-Only“ Methode, bei der keine Kraftgrößen der Anregungen gemessen werden, sondern ausschließlich die Systemantwort. Diese Methode ist ebenfalls unter der experimentellen Modalanalyse oder der „Operational Modal Analysis“ (OMA) bekannt.

Die Bestimmung der Dämpfung ζ ist aufgrund der Vielzahl von Variationen bezüglich der Auswerteverfahren und der Dissipationsmechanismen mit erheblichen Unschärfen behaftet. Die bekanntesten Verfahren sind die Auswertung mittels Breitbandmethode bei harmonischer Anregung (baupraktisch durch Sweep-Anregung) im Frequenzbereich, durch die Umhüllende der Ausschwingkurve oder durch Bestimmung des logarithmischen Dekrements im Zeitbereich.

Die Auswertung der Impulsanregung im Zeitbereich setzt aufgrund der relativ kleinen Amplituden ein ruhiges und ungestörtes Signal entlang der Abklingkurve voraus. Mit Hilfe der kontinuierlichen Wavelet-Transformation (CWT), normiert auf das jeweilige Maximum pro Zeitschritt, kann die Homogenität des Zeitsignals überprüft werden. Hintergründe und Einführungen zur Berechnung des log. Dekrements, zur Breitbandmethode, zum Kurvenfitting und zur CWT sind in der Literatur reichlich vorhanden, z. B. [5, 10–13].

Die Bestimmung der Bodensteifigkeit in der Baugrunddynamik basiert auf der Auswertung von Scherwellengeschwindigkeiten durch ausgewählte in-situ-Verfahren. Einige Verfahren erfordern entsprechende Tiefenbohrungen, andere kommen mit Oberflächenmessungen aus. Unabhängig der Methode zur Ermittlung der dynamischen Baugrundeigenschaften kommt es zu Unschärfe problematiken (+/- 20%), begründet in der Variation der Interpretations- und Auswerteverfahren. Im Kontext des Beitrags steht die zerstörungsfreie Untersuchung im Fokus, so liegt hier der klare Vorzug in der MASW-Methode. Bei der MASW-Methode wird die Tatsache ausgenutzt, dass Rayleigh Wellen (Oberflächenwellen) disperse Eigenschaften besitzen, sodass Rückschlüsse auf das Scherwellengeschwindigkeitsprofil und den Schubmodul des Bodens gezogen werden können. Weitere Informationen zu den einzelnen Verfahren sind z. B. in [4, 6] erläutert.

3 PROGNOSEMODELL

3.1 Limitation

Im Rahmen dieses Beitrags werden die frequenz- und SBSI-unabhängigen Ansätze für ungleichmäßig geformte und gebettete Fundamente gemäß DOBRY und GAZETAS [14] angewendet. Weiterhin wird empfohlen, das Prognoseverfahren auf das Kriterium $a_{0,G}$ zu beschränken. Ziel der Limitierung ist es, die durch Scherwelleninterferenz verursachte Oszillation der Impedanzfunktionen infolge SBSI weitestgehend auszuschließen.

$$a_{0,G} = \min \left\{ a_0 = \frac{\frac{2\pi f_i r_0}{V_s}}{a_{G,i=1}} < 1 \right. \quad (2)$$

Die Frequenz f_i entspricht der i -ten in der Bemessung relevanten Eigenfrequenz. Maßgebend ist hier nicht der vertikale Starrkörpermode der Gründung, sondern die Erregerfrequenz, was im Kontext dieses Beitrags der maßgebenden zu berücksichtigenden Eigenfrequenz entspricht.

3.2 Modellierung

Die Hinterfüllbereiche zwischen den Flügelwänden und oberhalb der Gründungsplatte (vgl. Abbildung 2: Bereiche innerhalb von b_F) werden direkt im numerischen Modell abgebildet. Alle angrenzenden Massen außerhalb der Gründungsplatte, aber innerhalb der Flügelwände werden zu 40% als zusätzliche Fundamentmasse berücksichtigt, die angeschlossenen Flügelwände zu 100%. Dadurch kann bei dünnen Wiederlagerwänden die aussteifende Wirkung der Hinterfüllung direkt abgebildet werden und erst der darüber hinaus anstehende Boden wird über äquivalente Feder-Dämpfer-Ansätze berücksichtigt.

Im Sinne der Modellierungsvielfalt in der vorliegenden Fragestellung (Abbildung 2) werden die anstehenden Böden über D_1 und D_2 differenziert berücksichtigt. Bettungseffekte resultierend aus D_1 werden in der Gründungsmatrix (\bar{K}_F, \bar{C}_F) angesetzt [14], Effekte aus D_2 werden als verteilte dynamische Bettung mit Steifigkeits- und Dämpfungsanteilen (k_{WDL}, d_{WDL}) modelliert. Durch die differenzierte Berücksichtigung des anstehenden Bodens, lassen sich unterschiedliche Bodensteifigkeiten der Hinterfüllung und Gründung berücksichtigen. Die Materialdämpfung des umgebenden Bodens wird über eine Korrektur der dynamischen Steifigkeit [14] berücksichtigt. Hier wird die analytische erste Biegeeigenfrequenz des Rahmens f_R als Referenzfrequenz empfohlen. Zur weiteren Berücksichtigung der Cut-Off Frequenz f_c bei geschichteten Böden [3, 15] empfiehlt ZANGENEH [1] die Abminderung der jeweiligen Dämpfungsanteile über einen Korrekturfaktor.

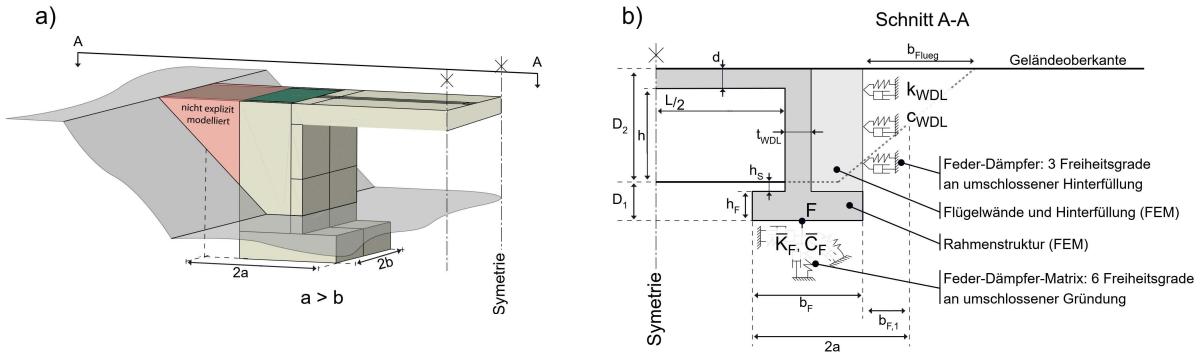


Abbildung 2. Prognosemodell:
a) Fragestellung der Boden-Bauwerk-Interaktion; b) Systemskizze zum Prognosemodell

3.3 Validierung

Validiert werden die charakteristischen Größen der ersten Biegeeigenfrequenz und jeweiliger modalen Dämpfung des hier vorgestellten Prognosemodells mit den Ergebnissen aus [3]. Zur Orientierung wird in **Abbildung 3** die analytische Rahmeneigenfrequenz f_R [5], die Grenzfrequenz $a_{0,G}$ (Gl. 2) und die Überbaugeometrie mit $S = L/d$ ergänzt.

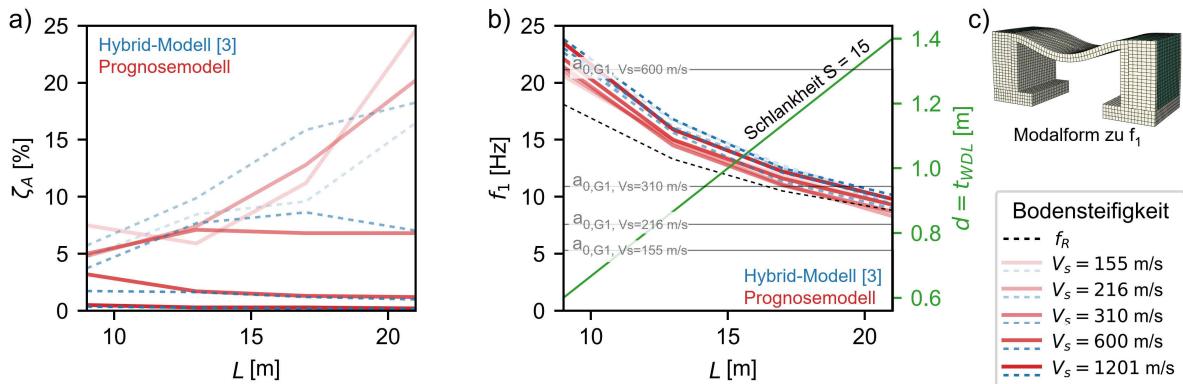


Abbildung 3. Vergleich zwischen der dynamischen Charakteristik am Hybrid-Modells [3] und des vorgeschlagenen Prognosemodelles bei Variation der lichten Spannweite L :
a) Dämpfung ζ_A , b) Eigenfrequenz f_1 , c) Modalform

Zunächst fällt auf, dass die Eigenfrequenzen f_1 der kurzen Spannweiten eine leichte Versteifung gegenüber der analytischen Eigenfrequenz f_R aufweisen. Die Abweichung nimmt mit zunehmender Spannweite ab und resultiert aus der versteifenden Wirkung der Hinterfüllung, welche aufgrund der hier angenommenen Geometrien bei kurzen Brücken ausgeprägt ausfällt. Darüber hinaus sind in **Abbildung 3** die Grenzkriterien $a_{0,G}(V_s)$ dargestellt. Es wird deutlich, dass bei Überschreitung des Grenzkriteriums die Prognose der Abstrahldämpfung zunehmenden Abweichungen unterliegt und dass bei kurzen Brücken auf weichen Böden die Einhaltung des Grenzkriteriums (unter den hier betrachteten Geometrien) nur bedingt möglich ist.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das Prognosemodell unter Berücksichtigung der Limitationen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Hybrid-Modelle aufweist.

4 VERGLEICH ZWISCHEN MESSUNG UND PROGNOSÉ

4.1 Konzept und Methodik

Das in Kapitel 3 beschriebene Prognosemodell wird anhand von Messungen an bestehenden Brücken validiert. Der Schwerpunkt liegt auf der Erfassung der dynamischen Charakteristika und der Zuordnung der Modalformen. Die Auswertung erfolgt an insgesamt vier Rahmenbrücken (Halbrahmen) entlang der Hochgeschwindigkeitsstrecke Nürnberg-München (**Tabelle 1**). Die Brücken paaren sich jeweils in ihrer Geometrie und unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Bodensteifigkeit und die vorliegende Randbebauung.

Tabelle 1. Übersicht der untersuchten Brückenbauwerke

Brücke	L [m]	d [m]	t_{WDL} [m]	S	Bauart
12842	17	1	1	17	Rahmenbrücke aus Halbfertigteilen mit Ortbetonergänzung
12836	17	1	1	17	Rahmenbrücke aus Halbfertigteilen mit Ortbetonergänzung
12829	9,5	0,6	0,8	15,8	Rahmenbrücke in Ortbeton
13871	9,5	0,6	0,8	15,8	Rahmenbrücke in Ortbeton mit starker Randbebauung

Die Auswertung der Eigenfrequenzen orientiert sich an Kapitel 2.3. Die erweiterte Darstellung der Eigenformen erfolgt über die OMA innerhalb der Software ARTEMIS [16]. Zur Identifikation der modalen Dämpfung werden die in Kapitel 2.3 vorgestellten Verfahren (Ausschwingvorgänge), sowie vergleichend die Ergebnisse der Stochastic-Subspace-Identification (SSI) aus ARTEMIS [16, 17] herangezogen. Das Konzept umfasst 22 Geophone zur eindeutigen Identifikation der ersten drei Eigenformen (Biege- und Torsionsmoden) sowie der Starrkörperbewegungen. Die Auswertung erfolgt exemplarisch an Brücke 12842.

4.2 Brücke 12842

4.2.1 Beschreibung

Der Halbrahmen (lichte Spannweite L = 17 m, Aktivierungsjahr: 2003) ist über eine Flachgründung (halbseitig mit Brunnenelementen verstärkt) auf Sandstein, respektive Tonstein (mit Vertikaldrain) gegründet (**Abbildung 4**).

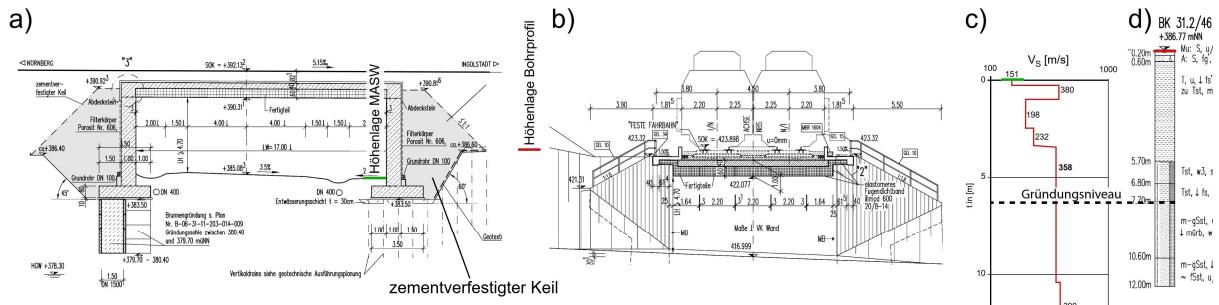


Abbildung 4: a) Längsschnitt der Brücke, b) Querschnitt der Brücke, c) Scherwellenprofil, d) Bohrprofil - [Planunterlagen der DB Netz AG]

Die Überbaukonstruktion besteht aus fünf Fertigteilen (B45), die mit einer Ortbetonergänzung (40 cm mit B35) zu einem monolithischen Rahmen vergossen wurden. Die Widerlagerwände weisen eine

Stärke von 1.0 m auf. Daran angrenzend öffnen die Flügelwände unter einem Winkel von ca. 45° . Trasse und Straße kreuzen sich mit 100 gon. Auf dem Ortbeton folgen zwei Bitumen-Dichtungsbahnen und eine bewehrte, ca. 12,4 cm starke Trogschicht (B35). Der Trog ist umlaufend in Querrichtung durch die Kappen (B20) mittels Bewehrung an die Brückenstruktur schubsteif angeschlossen. Anschließend folgt die Feste Fahrbahn (FF), gelagert auf einer 5 cm dicken Hartschaumplatte.

Die Auswertung der MASW-Messung zeigte eine gute Übereinstimmung mit der in den Plänen verzeichneten Gründungssituation (**Abbildung 4 c/d**). Daraus ergibt sich eine angenäherte Scherwellengeschwindigkeit von $V_s \approx 358 \text{ m/s}$ auf Höhe der Gründung. Die MASW-Messung wurde in einem Abstand von ca. 25 m zur Brücke entlang der unterföhrten Straße durchgeführt. Die Hinterfüllung (Schätzung: $V_{s,H} \approx 300 \text{ m/s}$) schließt direkt an den zementverfestigten Keil (Annahme: verkitteter Schotter mit $V_{s,K} \approx 1000 \text{ m/s}$) an.

4.2.2 Auswertung

Zur Bestimmung der Biege- und Torsionsmoden werden die gemittelten ambienten Spektren (**Abbildung 5**) über einen Zeitraum von 2890 s ausgewertet. Es ergeben sich die Eigenfrequenzen (f_1, f_2) entsprechend **Tabelle 2**. Darüber hinaus lässt sich die 2. Torsionsform bei ca. 25 Hz und der 2. Biegemode bei ca. 28 Hz identifizieren (nicht weiter dargestellt).

Tabelle 2. Modale Charakteristik der Rahmenbrücke 12842

Mode	Methode	f [Hz]	$\zeta [\%]$
1	OMA – SSI	9.5	6.3
	FFT & Ausschwingen	9.5 – 10.1	6.75
2	OMA – SSI	14.8	4.0
	FFT & Ausschwingen	14.7	4.7

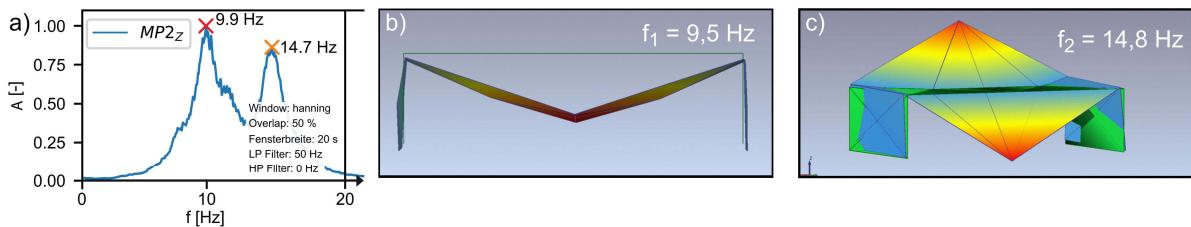


Abbildung 5. a) Gemitteltes Spektrum der ambienten Messung;
b) Auswertung 1. Modalform in Artemis, c) Auswertung 2. Modalform in Artemis

Vergleichend zu den Ergebnissen der ambienten Spektren ($f_1 = 9.9 \text{ Hz}$) zeigt die Auswertung der OMA in ARTEMIS die erste Biegeeigenfrequenz f_1 uneindeutig zwischen 9.3 Hz und 10.1 Hz. Aufgrund der Eigenschaften gemittelter Spektren und des FFT-Algorithmus werden naheliegende Peaks nur verschmiert dargestellt und mögliche Zeitabhängigkeiten eliminiert. Die Uneindeutigkeit der ersten Biegeeigenfrequenz ist jedoch im Spektrum der Ausschwingkurve und der zugehörigen CWT deutlich erkennbar (**Abbildung 6**). Dem entsprechend lässt sich die erste Biegeeigenfrequenz nicht eindeutig einer einzelnen Frequenz zuschreiben, vielmehr scheint der Ursprung der Anregung eine wesentliche Rolle zu spielen. Erfolgt die Lasteinleitung durch den Überbau (Zugüberfahrt, Impulsanregung), so ergibt sich vor allem ein struktursteifigkeitsdominierter Mode bei 9,5 Hz. Erfolgt die Lasteinleitung durch den gekoppelten Untergrund, wie in der ambienten Erregung, zeigen die massigen Widerlager (WDL) eine dominierende Rolle. Dies führt zu einer leicht gegenphasigen Schwingung der WDL und es kommt zu einer Versteifung der Gesamtstruktur bei etwa 10 Hz.

Die modale Dämpfung der ersten Eigenform wird über die Umhüllenden der Ausschwingkurve zu $\zeta \approx 6.75 \%$ ermittelt. Grundlage der Auswertung bildet die Impulsanregung, ein ungestörtes Umfeld (Kontrolle mit CWT in **Abbildung 6 a**) und eine optimierte Messkette. Vergleichend berechnet sich die

Dämpfung mit dem Algorithmus der SSI (UPCS), implementiert in der Software ARTEMIS, zu $\zeta = 6.2\%$.

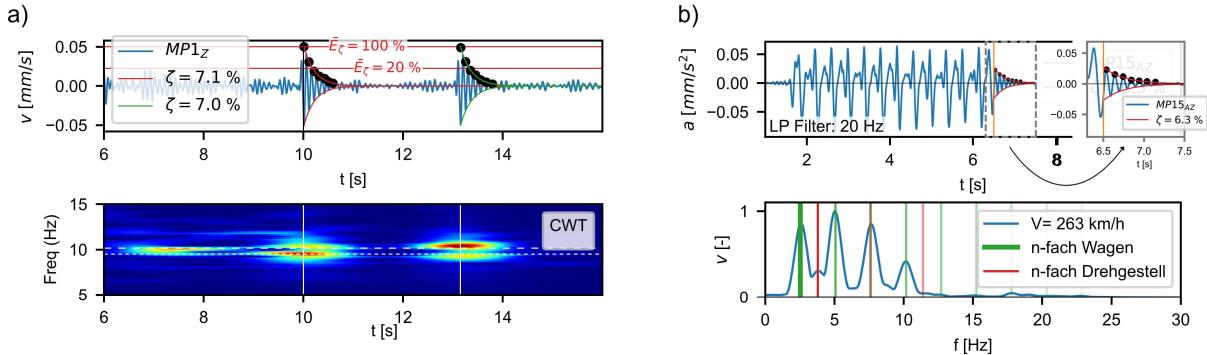


Abbildung 6. Auswertung der modalen Dämpfung anhand der Ausschwingkurven aus:
a) MP1_z - Hammerschlag (weich), b) MP15_z - Zugüberfahrt

Im Kontext von Zugüberfahrten können bei der Identifikation der modalen Parameter aufgrund der n -fachen Anregung der Zug-Last-Kombination versehentlich falsche Eigenfrequenzen ausgewertet werden. Beispielhaft sei hier die Zugüberfahrt eines ICE 4 mit einer Geschwindigkeit von 263 km/h (**Abbildung 6 b**). Es wird deutlich, dass das 4-fache der Wagenerregung zu einem Peak (10,1 Hz) nahe der 1. Biegeeigenfrequenz führt. Wird die modale Dämpfung auf Basis von Zugüberfahrten bestimmt, muss dem entsprechend auf die korrekte Bezugsfrequenz geachtet werden. Im vorliegenden Fall ergibt sich die modale Dämpfung zu $\zeta_{Zug} = 6,3 - 7\% \approx \zeta_{Impuls}$.

4.3 Einordnung der Messergebnisse

Es ist bekannt, dass sich die Eigenfrequenzen baugleicher Objekte innerhalb einer gewissen Streuung voneinander unterscheiden [18]. Die in diesem Beitrag betrachteten Rahmenbrücken zeichnen sich durch besonders hohe BBI und SBSI aus. Trotzdem ähneln sich die Eigenfrequenzen strukturell ähnlicher Brückenpaare stark (siehe **Tabelle 3**). Zur Einordnung der Ergebnisse wird die Charakteristik der untersuchten Rahmenbrücken mit der Datensammlung „Railway bridge dynamics DIBRST: concrete frame bridges - Expert Exchange“ (bislang unveröffentlicht) in **Abbildung 7** verglichen.

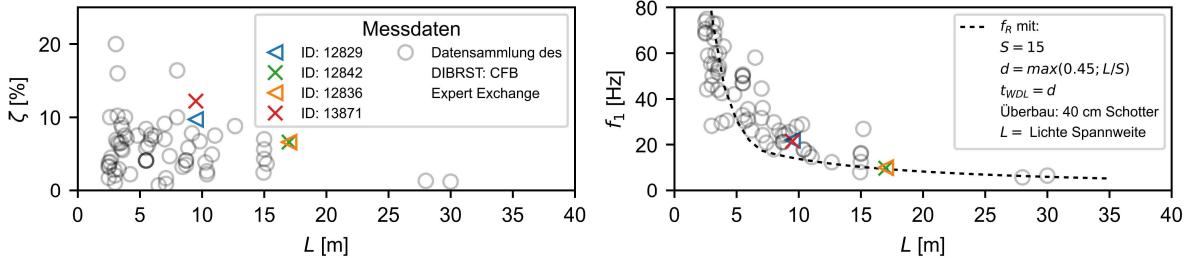


Abbildung 7. Modale Charakteristik der untersuchten Rahmenbrücken im Vergleich zur Datensammlung des DIBRST

Der Vergleich der Daten mit der analytischen Rahmeneigenfrequenz f_R verdeutlicht, dass die erste Biegeeigenfrequenz im Wesentlichen durch die Tragwerkssteifigkeit bestimmt wird. Darüber hinaus ist bei der modalen Dämpfung eine große Bandbreite unterschiedlicher Dämpfungsgrade zu beobachten. Diese Variation ist aufgrund der unterschiedlichen Mechanismen zur Aktivierung der vollen Baugrunddämpfung zu erwarten [3].

4.4 Gegenüberstellung mit Prognosemodelle

Im Folgenden werden die Ergebnisse der untersuchten Brücken, mit dem in Kapitel 3 vorgestellten Prognosemodell verglichen. Die zeitabhängigen Materialeigenschaften des Betons werden auf die Alterung und die damit verbundene Erhöhung des E-Moduls reduziert. Über die Ansätze nach Model Code 2010 [19] ergibt sich für den vorliegenden Fall eine Erhöhung des E-Moduls von bis zu 19 %. Brückenstruktur und Hinterfüllung (CPE4-Elemente) sind direkt miteinander vernetzt. Die auf der Bitumen-Dichtungsbahnen aufliegende, bewehrte Schutzbetonbetonschicht und die Kappen werden zu 20% steifigkeitswirksam angesetzt (vgl. Kap. 4.2.1 und [20]).

Die dynamischen Eigenschaften werden mit Hilfe eines Impulses ($t = 2\Delta t$; "peak" $t = \Delta t$; 5 kN) im Frequenz- und Zeitbereich, analog zur Auswertung der in-Situ Messungen ausgewertet. Ergänzend werden die Ergebnisse der komplexen Eigenform berücksichtigt. Die identifizierten Eigenfrequenzen und die zugehörigen Modalformen sowie die Dämpfung zeigen eine hohe Übereinstimmung mit den durch in-situ Messungen ermittelten Kenngrößen (**Tabelle 3**).

Tabelle 3. Übersicht der Untersuchten Brückenbauwerke mit modaler Charakteristik (FEM / in-Situ Ø)

Brücke	L [m]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	ζ_1 [%]	a_0
12842	17	9.9 / 10.1	13.8 / 14,7	7 / 6.75	$0.90 < a_{0,G}$
12836	17	10.0 / 10.1	13.8 / 14.9	4.2 / 5.9	$0.66 < a_{0,G}$
12829	9,5	22.5 / 21.8	24.8 / 25.7	8.3 / 10.9	$2.85 > a_{0,G}$
13871	9,5	23.5 / 21.3	25.5 / 25.6	6.5 / 11	$1,08 > a_{0,G}$

Die Ergebnisse der Prognosemodelle zeigen eine sehr gute Übereinstimmung hinsichtlich der Eigenfrequenzen. Auffällig ist, dass die numerisch ermittelten Eigenfrequenzen der zweiten Eigenform bei allen Modellen eine leichte Abweichung nach unten aufweisen. Dies deutet auf numerisch nicht erfasste Steifigkeiten in Querrichtung hin, die zum Teil durch den Aufbau der FF bedingt sein können. Die Ortbetonwanne der FF wurde pauschal zu 20% steifigkeitswirksam angenommen, wobei gerade hier aufgrund der durchlaufenden Bewehrung höhere Steifigkeitsanteile in Querrichtung wirksam sein können (vgl. Kap. 4.2.1).

Die prognostizierten Dämpfungsgrade der Brücken liegen in der gleichen Größenordnung wie die am realen Bauwerk gemessenen Werte. In keinem Fall überschätzt die Prognose die Dämpfungsgrade, was für ein konservatives Modell spricht. Überraschend ist jedoch, dass die Brücke 12829 mit $a_0 = 2,85 > a_{0,G}$ außerhalb der Limitation liegt und dennoch sehr gute Prognoseergebnisse erzielt. Berücksichtigt man den oszillierenden Verlauf der vorgestellten Impedanzfunktionen (**Abbildung 1**) und dass diese Funktionen eine deutliche Geometrie-, Relief- und Schichtungsabhängigkeit aufweisen, so kann davon ausgegangen werden, dass für den Fall 12829 die quasi-statischen Ansätze entgegen den Erwartungen doch zielführend sind. Eine Allgemeingültigkeit kann daraus jedoch nicht abgeleitet werden.

Weiterhin zeigt die Prognose für 13871 eine deutliche Abweichung der Dämpfungsgrade. Diese Brücke hat eine direkt angrenzende Stützwand (einseitig) im Übergang zwischen Eisenbahn- und Autobahnbrücke (Abstand ca. 15 m). Diese zusätzliche Interaktion wurde im Modell nicht berücksichtigt und erklärt die Abweichungen in der Prognose.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Zusammenfassend kann gezeigt werden, dass die dynamische Gründungssteifigkeit von Rahmenbrücken nicht nur eine Frage der Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) ist, sondern dass ein starker Einfluss der Struktur-Boden-Struktur-Interaktion (SBSI) besteht. Durch die Einführung von Restriktionen zum weitestgehenden Ausschluss der durch Scherwelleninterferenz hervorgerufenen

SBSI können praxistaugliche Prognosemodelle erstellt werden. Dabei kann die Frequenzabhängigkeit der Fundamentsteifigkeit vernachlässigt und auf die aus der Maschinendynamik bekannten quasistatischen Ansätze zurückgegriffen werden.

Die Validierung des Prognosemodells an numerischen Beispielen und die Vergleichsrechnung von vier Halbrahmenbrücken der Hochgeschwindigkeitsstrecke Nürnberg - München zeigen gute Ergebnisse der prognostizierten Eigenfrequenzen und Dämpfungsgrade. Weiterhin konnte die Dominanz der Struktursteifigkeit als wesentlicher Einflussfaktor auf die Eigenfrequenzen noch einmal unterstrichen werden.

Die Steifigkeitsinteraktionen zwischen Fester Fahrbahn und Brückenüberbau sind im Detail teilweise noch ungeklärt. Hier sollten in Zukunft weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Darüber hinaus könnte auf Basis einer breitbandigen geometrischen Untersuchung zur Impedanz von Doppelfundamenten von kurzen Eisenbahnbrücken das Prognosemodell weiter ausgebaut und die Limitationen zunehmend eingegrenzt werden.

DANKSAGUNG

Die Autoren bedanken sich herzlich beim Lehrstuhl für Geomechanik und Geotechnik der CAU Kiel für die gute Zusammenarbeit bei der Verwendung hybrider FEM-BEM-Modelle.

6 LITERATUR

- [1] Zangeneh Kamali, A.: *Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis of High-Speed Railway Bridges. Efficient modeling techniques and Experimental testing*. Doctoral Thesis in Structural Engineering and Bridges. TRITA-ABE-DLT 2121. KTH Royal Institute of Technology, Stockholm (2021).
- [2] Bigelow, H., Pak, D., Hoffmeister, B., Feldmann, M., Seidl, G., Petraschek, T.: Soil-structure interaction at railway bridges with integral abutments. *Procedia engineering* 199, 2318–2323 (2017), doi=10.1016/j.proeng.2017.09.204.
- [3] Heiland, T., Aji, H. D., Wuttke, F., Stempniewski, L., Stark, A.: Influence of soil-structure interaction on the dynamic characteristics of railroad frame bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 167, 107800 (2023), doi=10.1016/j.soildyn.2023.107800.
- [4] Dal Moro, G.: *Surface wave analysis for near surface applications*. Elsevier, Amsterdam, Netherlands (2015).
- [5] Petersen, C.: *Dynamik der Baukonstruktionen*. Springer-Verlag (2013).
- [6] Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugrunddynamik". Ernst, Wilhelm & Sohn, Berlin (2017).
- [7] Wolf, J. P.: *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ United States (1994).
- [8] Aji, H. D. B., Wuttke, F., Dineva, P.: 3D hybrid model of foundation-soil-foundation dynamic interaction. *ZAMM - Journal of Applied Mathematics and Mechanics / Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik* 101, 11, e202000351 (2021), doi=10.1002/zamm.202000351.
- [9] Verein Deutscher Ingenieure.: *Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik. Schwingungen und Erschütterungen – Prognose, Messung, Beurteilung und Minderung*. VDI-RICHTLINIEN, Düsseldorf, VDI 2038 Blatt 2:2013-01 (2013).
- [10] SciPy documentation. <https://docs.scipy.org/doc/scipy/>. Accessed 23 März 2023 19.02.23.
- [11] Python Software Foundation.: *python 3*. Computer Program. Python Software Foundation (2020).
- [12] A wavelet tour of signal processing. The sparse way. Elsevier/Academic Press, Amsterdam, Boston (2009).
- [13] Stollwitzer, A., Fink, J.: Verfahren zur Reduktion der Ergebnisstreuung zur Ermittlung realistischer Lehr'scher Dämpfungsmaße von Eisenbahnbrücken – Teil 2: Methoden im Zeitbereich. *Bauingenieur* 97, 10, 341–352 (2022), doi=10.37544/0005-6650-2022-10-79.

- [14] Dobry, R., Gazetas, G.: Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations. *J. Geotech. Engrg.* 112, 2, 109–135 (1986), doi=10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112%3A2(109).
- [15] Wolf, J. P.: Soil-structure-interaction analysis in time domain. *Nuclear engineering and design* 111, 3, 381–393 (1989), doi=10.1016/0029-5493(89)90249-5.
- [16] Structural Vibration Solutions A/S.: *ARTeMIS Modal*. Structural Vibration Solutions A/S, Aalborg East (2021).
- [17] Rune Brincker, Palle Andersen.: Understanding Stochastic Subspace Identification. In *Conference Proceedings : IMAC-XXIV : A Conference & Exposition on Structural Dynamics*. Society for Experimental Mechanics, St. Louis, Missouri (2006).
- [18] Frank J. Fahy.: Statistical energy analysis: a critical overview. *Phil. Trans. R. Soc. Lond. A* 346, 1681, 431–447 (1994), doi=10.1098/rsta.1994.0027.
- [19] fib.: *Model Code for Concrete Structures 2010. Model Code 2010*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (2013), doi=10.1002/9783433604090.ch5.
- [20] Rauert, T., Bigelow, H., Hoffmeister, B., Feldmann, M., Patz, R., Lippert, P.: Zum Einfluss baulicher Randbedingungen auf das dynamische Verhalten von WIB-Eisenbahnbrücken. *Bautechnik* 87, 12, 751–760 (2010), doi=10.1002/bate.201010049.