

Schallschutzwände an Hochgeschwindigkeitsstrecken – Sanierung der Wände an der Schnellfahrstrecke Köln-Rhein/Main

Dr.-Ing. Richard Buba

Schmitt Stumpf Frühauf und Partner, München

Zusammenfassung:

In diesem Aufsatz wird die Problematik der Schallschutzwände an Hochgeschwindigkeitsstrecken im Hinblick auf die aerodynamische Druck-Sog Belastung infolge Zugüberfahrt betrachtet. Dabei wird die Sanierungsplanung der Schutzwände an der Schnellfahrstrecke (SFS) Köln-Rhein/Main vorgestellt.

Summary:

The noise barriers along high speed railways are exposed to wind pulse pressure caused by passing of trains. In this paper, the behaviour of these barriers is described. The planning of the reconstruction of the noise barriers on the high speed line Köln-Rhein/Main is introduced.

1 URSACHEN FÜR SCHÄDEN AN SFS KÖLN-RHEIN/MAIN

Kurz nach der Inbetriebnahme der Schnellfahrstrecke (SFS) Köln-Rhein/Main im Januar 2003 wurden die ersten Schäden an den Schall-, Wind- und Sichtschutzwänden beobachtet. Die auffälligsten Schäden sind an Aluminium-Wandelementen aufgetreten. Die genieteten Verbindungen der Aluminiumbleche versagten aufgrund von Überknüpfen des Blechs. Zahlreiche Paneele wurden bereits zurückgebaut (Abbildung 1).

Bei den anschließenden Untersuchungen wurde festgestellt, dass diese Schäden durch die aerodynamische Druck-Sog Belastung bei Vorbeifahrt des Zuges verursacht sind und dass auch an anderen Bauteilen im Laufe der Zeit Ermüdungsschäden zu erwarten sind.



Abbildung 1: Lärmschutzwand mit zurückgebauten Paneelen an SFS Köln-Rhein/Main

Bei der Vorbeifahrt eines Zuges entsteht eine erhebliche aerodynamische Beanspruchung, die aus der Verdrängung der Luftmasse resultiert. Vor dem Zuganfang entsteht eine Druckwelle, auf welche eine Sogwelle folgt (siehe Abbildung 2). Eine Druck-Sog Welle entsteht auch an der Kopplung von zwei Zugsektionen und am Ende des Zuges. Dieser Sachverhalt ist an sich bekannt und wurde auch in den Normen und Vorschriften [1], [2] berücksichtigt. Diese Belastung wurde jedoch bei der Planung der Wände als vorwiegend ruhende betrachtet und nur bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) angesetzt. Ermüdungsnachweise wurden nicht geführt, was letztendlich die Hauptursache für die entstandenen Schäden darstellt. Bei der Detailausbildung wurde ein kerbarmes Konstruieren nicht beachtet und es sind zahlreiche ungünstige Kerbfälle anzutreffen.

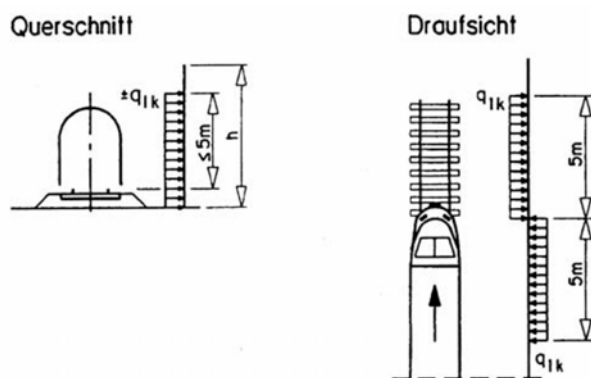


Abbildung 2: Druck-Sog Belastung infolge Zugüberfahrt nach [1]

2 BERECHNUNG DER VORSCHÄDIGUNG

Die Ingenieurgesellschaft Schmitt Stumpf Frühauf und Partner wurde von der BD ProjektBau GmbH mit der Sanierungsplanung von 2 der insgesamt 5 Planungspaketen beauftragt. Es handelt sich um 20 Schutzwände mit einer Gesamtlänge von ca. 8 km. Zunächst musste die Vorschädigung aller Bauteile außer den Paneelen ermittelt werden. Danach folgte der Entwurf der Sanierungsmaßnahme, die eine rechnerische Restlebensdauer von mindestens 50 Jahren gewährleisten sollte. Die Alu-Paneele sind grundsätzlich auszutauschen.

2.1 Druck-Sog Belastung

Die aerodynamische Belastung wurde in der Ausschreibung entsprechend [3] definiert. Die Druck-Sog Last ist vom Quadrat der Zuggeschwindigkeit, Gleisabstand und Form des Zuges abhängig.

$$W_k = c_p \cdot c_z \cdot \rho_{\text{Luft}} \cdot \frac{(v_{\text{zug}})^2}{2}$$

mit:

c_p Druckbeiwert abhängig von der Zeit und vom Gleisabstand der Wand (a_g)

$$c_p(a_g) = c_p(3,8) \left[\frac{14,5}{(a_g + 0,25)^2} + 0,116 \right]$$

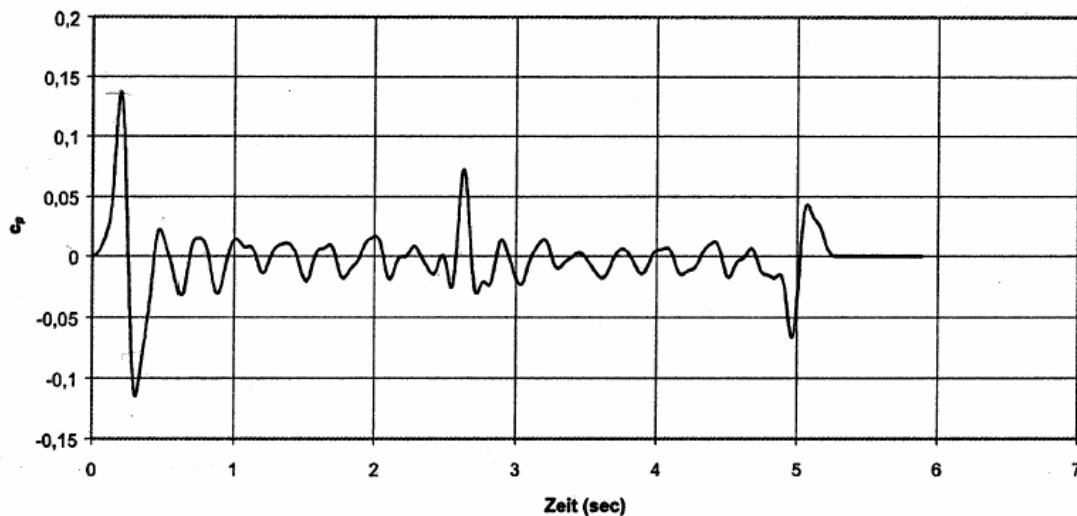
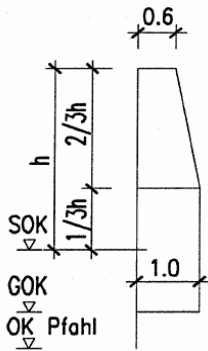


Abbildung 3: Druckbeiwert c_p für $v=300\text{km/h}$ und Gleisabstand 3,8 m

c_z Höhenfaktor



$\rho_{\text{Luft}} = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Dichte der Luft in $[\text{kg/m}^3]$

v_{zug}

Zuggeschwindigkeit in $[\text{m/s}]$

w_k

Druck-Sog Last in $[\text{N/m}^2]$

Für die Entwurfsgeschwindigkeit von 300 km/h und den typischen Gleisabstand der Wand von $a_g=3,8 \text{ m}$ ist der Verlauf des Druck-Sog Last in Abbildung 4 dargestellt.

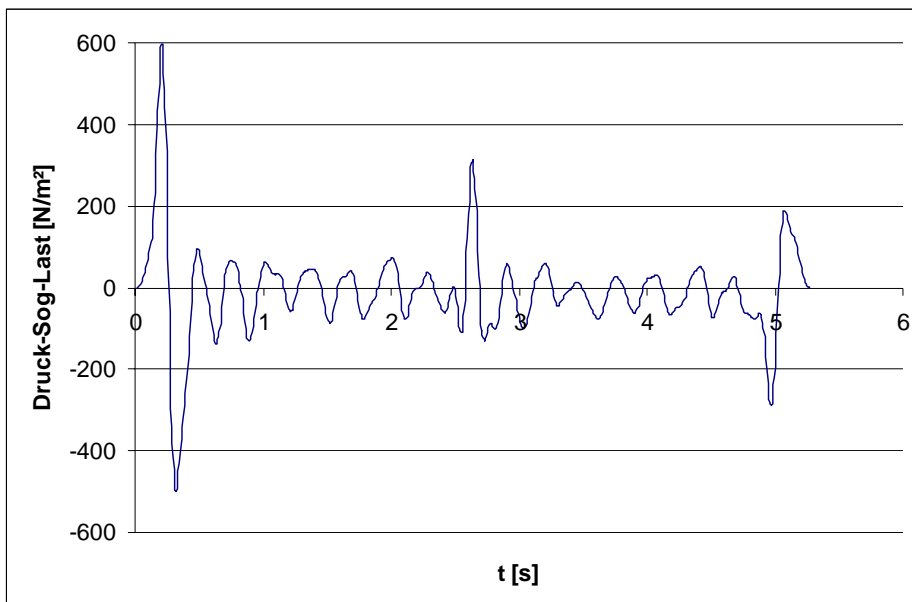


Abbildung 4: Druck-Sog-Belastung für $v=300 \text{ km/h}$, Gleisabstand $a_g=3,80 \text{ m}$

2.2 Eigenfrequenzen und spektrale Analyse

Es wurde die spektrale Analyse der Druck-Sog Belastung nach Kapitel 2.1 durchgeführt. Die Werte des c_p Faktors nach Abbildung 3 wurden als Belastung an einen Einmassenschwinger aufgebracht und seine Eigenfrequenz variiert. Der Verlauf der maximalen Kraft des Schwingers in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz ist für die Dämpfungen 1% und 5% in Abbildung 5 dargestellt. Die Resonanzfrequenz beträgt 3,4 Hz bzw. 4,4 Hz. Bei hohen Eigenfrequenzen ist der Einfluss der Dämpfung minimal und die dynamische Kraft entspricht etwa dem maximalen statischen Wert ($c_p = 0,136$). In diesem Fall ist fast keine dynamische Überhöhung vorhanden. Bei Eigenfrequenzen, die nah an der Resonanzfrequenz liegen, ist der Einfluss der Dämpfung groß. Bei

der 1%-Dämpfung beträgt die dynamische Überhöhung bis zu 3,8fachen des statischen Wertes. Bei 5%-Dämpfung ist die dynamische Überhöhung etwa 2,5. Bei sehr niedrigen Eigenfrequenzen ist die dynamische Kraft sogar kleiner als der statische Wert. Die vorhandenen Wände mit Alu-Paneelen sind leicht und weisen fast immer eine höhere erste Biegeeigenfrequenz als die Resonanzfrequenz und sind somit hoch abgestimmt.

Die spektrale Analyse wurde mit dem Programm DYNR durchgeführt, die Eingabe ist in Kap.2.6 ausgedruckt.

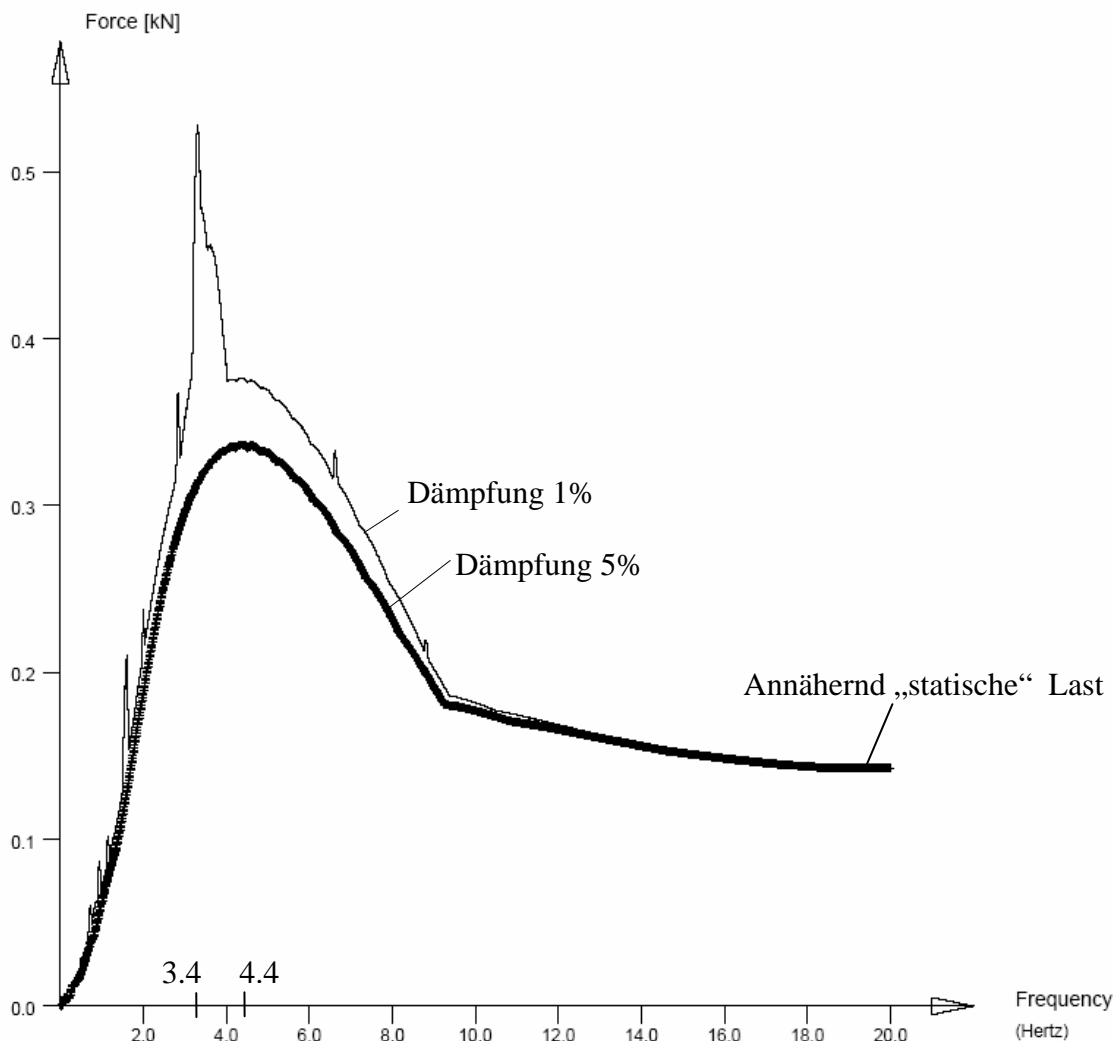


Abbildung 5: Spektrale Analyse für $v=300$ km/h

Die Eigenfrequenz ist insbesondere von der Wandhöhe, Pfostenabstand und Steifigkeit der Gründung abhängig. Bei Wänden auf Brücken liegen die ersten Biegeeigenfrequenzen zwischen 7,4 Hz bei hohen Wänden (4m über Schienenoberkante SOK, Pfostenabstand 2,5 m) und 17 Hz bei niedrigen Wänden (2 m über SOK). An Erdbauwerken liegen die Eigenfrequenzen zwischen 5,3 Hz bei hohen Wänden (4 m über SOK, Pfostenabstand 5,0 m) und 8,0 Hz bei niedrigen Wänden (2 m über SOK).

Betonwände wiesen in der Regel niedrigere Eigenfrequenz als die Belastungsfrequenz und sind somit tief abgestimmt.

2.3 Maßgebende Details

Folgende Details weisen ein großes Ermüdungspotential auf und mussten bezüglich der Restlebensdauer untersucht werden. Die Kerbfälle wurden mit dem Bauherrn abgestimmt und orientieren sich an [5] und [4].

- Bohrpfähle

Die Wendel- und Längsbewehrung wurden für den Transport- und Bauzustand konstruktiv mit Heftschweißungen versehen. Dies verursacht einen deutlich schlechteren Kerbfall gegenüber dem ungeschweißten Stahl (siehe [4]).

- Pfosten auf Erdbauwerken:

Die Pfosten auf den Erdbauwerken (außerhalb der Brücken) weisen mehrere Kerbstellen auf. Die Sockelelemente sind in der Regel auf Konsolen aufgelagert, die zu den Flanschen der Pfosten angeschweißt sind (siehe Abbildung 6). Dies entspricht dem Kerbfall KF 40. Im unteren Bereich sind die Flansche der Pfosten oft mit angeschweißten Zusatzlaschen verstärkt (KF 56 – KF 100). Im Bereich von Mastumfahrungen sind in der Regel geschweißte Pfosten mit KF90 vorhanden (siehe Abbildung 6). Auf allen Pfosten sind Erdungslaschen angeschweißt (KF 71).

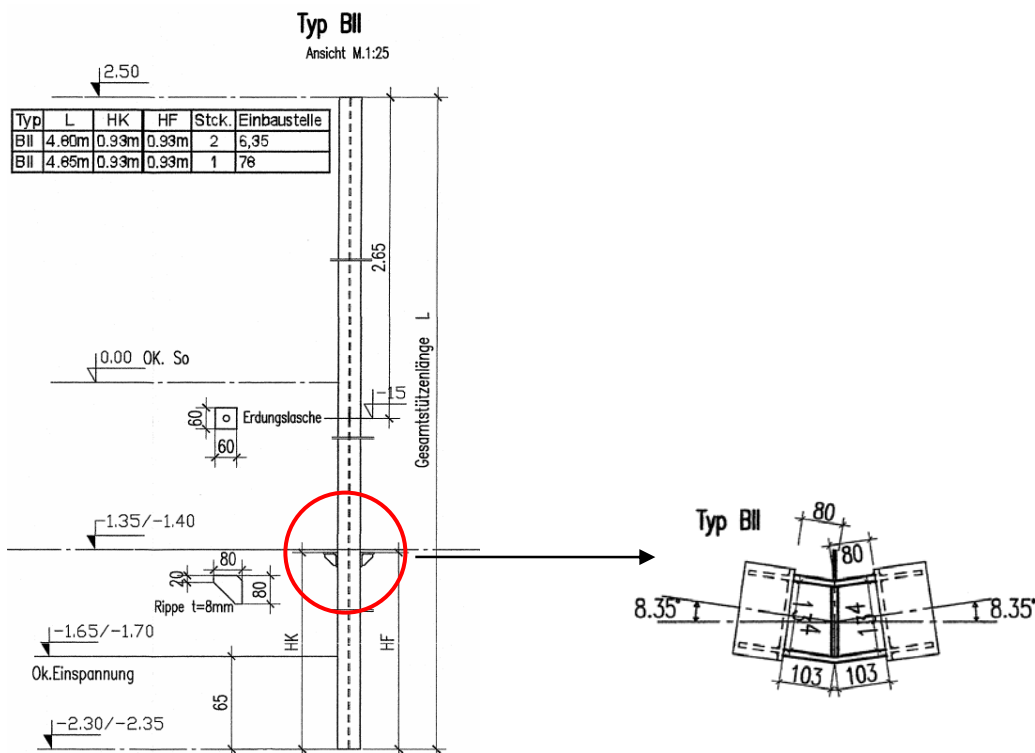


Abbildung 6: Geschweißter Pfosten mit Auflagerkonsolle für Paneele

- Pfosten auf Brücken

Die Pfosten auf Brücken sind zu den Fußplatten mit Kehlnähten befestigt (KF 36*).

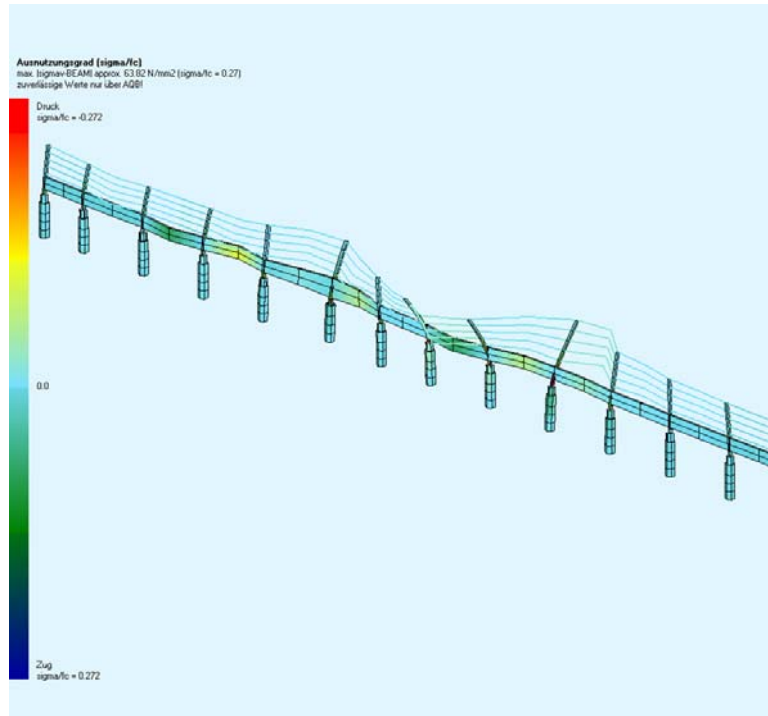


Abbildung 8: Dynamische Berechnung am Stabwerksystem

Die vollflächigen Betonelemente wurden mit QUAD Elementen modelliert und an die vertikalen Pfostenstäbe mit Federn in Längs- und Querrichtung angeschlossen (Abbildung 9a). Die Federsteifigkeit wurde aus der der Steifigkeit der Elastomerstreifen, die sich zwischen Betonelementen und Pfostenflanschen befinden. Die Betonpaneele bestehen aus einer Tragschicht und einer Absorptionsschicht (Abbildung 9b). Die Absorptionsschicht erhöht das Gewicht aber nicht die Steifigkeit der Wand. Dies wurde berücksichtigt, indem die FE-Elemente mit der Dicke der Tragschicht und mit einer erhöhten Wichte definiert wurden.

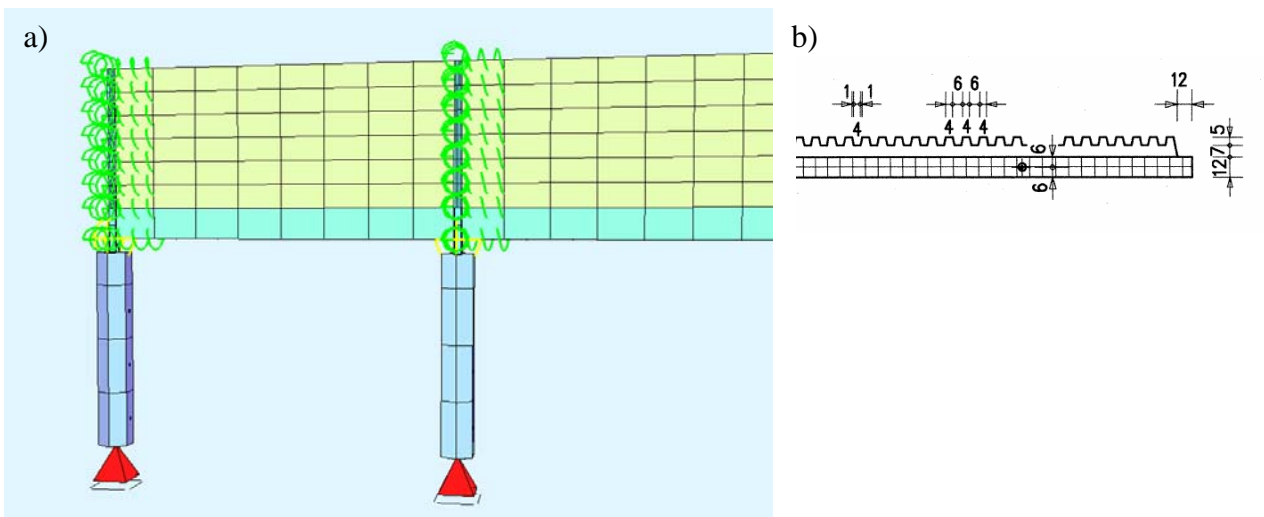


Abbildung 9: FE-Modell der Betonschutzwände, Betonelement mit Trag- und Absorptionsschicht

Die Dämpfungen der einzelnen Bauteile betragen $\xi = 1\% - 2\%$, die Dämpfung der alten Alu-Paneele wurde aufgrund der vorhandenen Schädigung und daraus resultierten Reibung der Bleche mit 5% angesetzt.

Die Dämpfung des Baugrunds in kNs/m^2 wurde nach Vorgaben der Ausschreibung in Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften ermittelt und berücksichtigt. Die Eingabe erfolgt im Programm AQUA im Satz BBLA (siehe Kap.2.6).

Bei der Pfahlbettung wurde in der Regel die Streuung der Bodeneigenschaften berücksichtigt, indem mit Grenzwerten der Bodensteifigkeiten gerechnet wurde. Bei den hoch abgestimmten Alu-Wänden sind die unteren Grenzwerte und bei den tief abgestimmten Betonwänden die oberen Grenzwerte der Bodensteifigkeit anzusetzen, damit sich das System näher an der Resonanz befindet (sichere Seite). Sollte eine Wand mit dem unteren Grenzwert der Bodensteifigkeit tief abgestimmt und mit dem oberen Grenzwert hoch abgestimmt sein, muss die maßgebende Steifigkeit gesucht werden, bei der die Resonanz erreicht wird. Dieser Fall ist jedoch sehr selten.

Die Druck-Sog Belastung nach Kap.2.1 wurde als Knotenlast bei Stabwerken bzw. Flächenlast bei FE-Elementen in SOFILOAD definiert. In einem Lastfall wurde die Druck-Sog Last auf einen Wandbereich mit der Länge $L_i \approx 1.0\text{m} - 2.5\text{m}$ in Form einer Zeitfunktion aufgebracht. Die Anzahl der Lastfälle ist daher von der Wandlänge abhängig. Die Zeitfunktionen sind entsprechend der Länge der Wandbereiche L_i und der Zuggeschwindigkeit v zeitlich versetzt ($\Delta t_i = L_i / v$).

Die dynamische Berechnung erfolgte mit dem Programm DYNA, wobei die Lastfälle simultan aufgerufen wurden. Wegen der umfangreichen statischen Systeme wurde für die dynamische Berechnung die direkte Zeitintegration angewandt (Newmark-Verfahren). Die Lehr'sche Dämpfungen wurden dafür in die Rayleigh-Dämpfungen umgerechnet. Die Zugüberfahrt kann in SOFiSTiK-Animator anschaulich dargestellt werden (siehe K32-gs.avi in Anlage auf der CD).

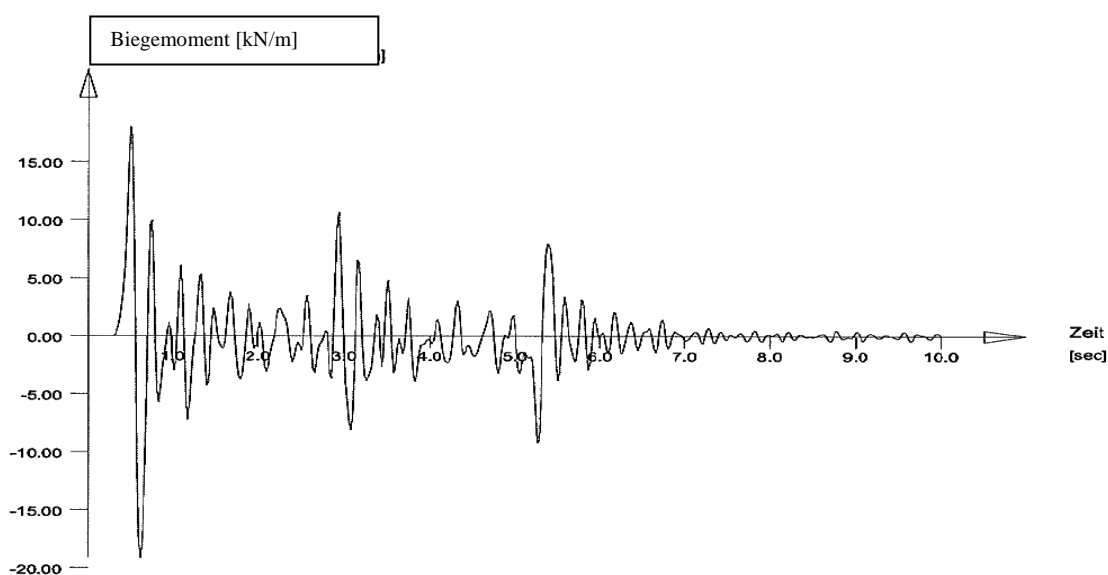


Abbildung 10: Zeitverlauf des Biegemomentes während Zugüberfahrt

Das Ergebnis der dynamischen Berechnung sind die Schnittgrößen-Zeit-Verläufe für jedes relevante Detail. Im der Abbildung 10 ist als Beispiel der Zeitverlauf des Biegemoments im Pfosten an Stelle der angeschweißten Auflagerungskonsole nach Abbildung 6 dargestellt. Die Schnittgrößen -Zeit-Verläufe werden sowohl graphisch (mit Programm DYNR) als auch in Form von ASCII - Dateien ausgegeben. Diese Ausgabedateien werden für die weitere Bearbeitung von eigenem, im Rahmen von [9] entwickelten Programm FATIGUE eingelesen.

Aus den Zeitverläufen der Schnittgrößen werden die Zeitverläufe der Spannungen ermittelt (Abbildung 11). Dies erfolgt entweder in DYNA oder mit dem Programm FATIGUE, mit dem anschließend auch die Schwingbreitenklassierung und die Schädigungsberechnung durchgeführt werden.

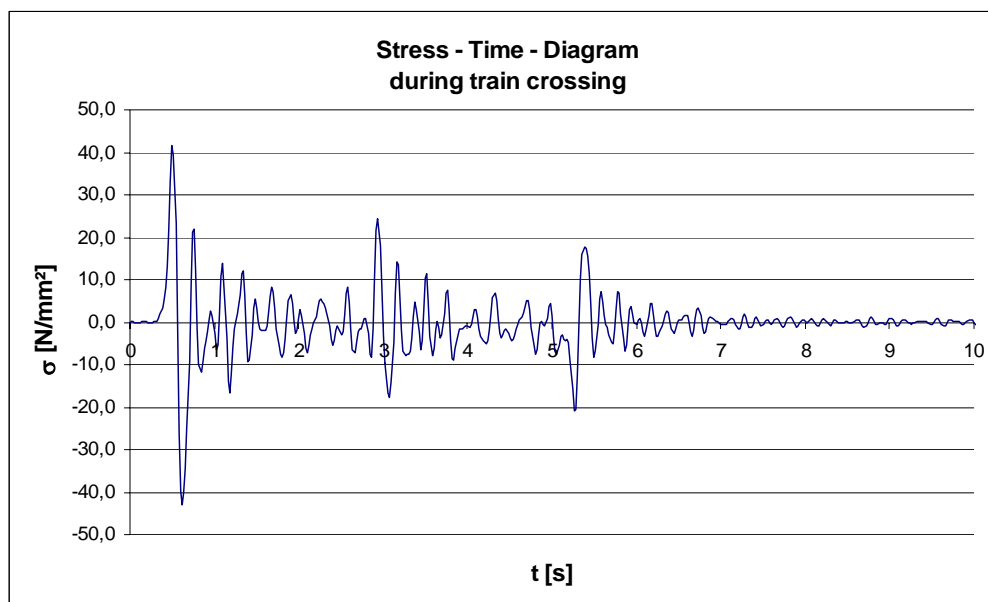


Abbildung 11: Zeitverlauf der Spannungen während Zugüberfahrt

Das weitere Vorgehen für das betrachtete Beispiel ist in der Tabelle 1 dargestellt. Aus dem Zeitverlauf der Spannungen werden mit der Rainflow-Zählmethode die Schwingbreiten ermittelt und in Klassen von 1,0 N/mm² klassiert. Hierzu ist in dem Programm FATIGUE der Algorithmus aus [10] implementiert. Bei einer Zugüberfahrt bleiben die größten Spannungen als nicht geschlossene Hysteresisschleifen (Residuum) ungezählt. Sie werden erst bei der Überfahrt des nächsten Zuges geschlossen und als Schwingbreite gezählt. Um den Einfluss vom Residuum zu berücksichtigen, werden zwei Zugüberfahrten mit Rainflow-Verfahren ausgewertet und dann für eine Zugüberfahrt umgerechnet.

Aus dem Beanspruchungskollektiv wird unter Ansatz der Palmgren-Miner Regel, der entsprechenden Wöhlerlinie und der Anzahl der Zugüberfahrten die rechnerische Schädigung pro Zugüberfahrt ermittelt. Durch Multiplikation mit der Zahl der Zugüberfahrten bis zu Sanierung

(4,25 Jahre, 62 Züge/Tag $\Rightarrow n=96\ 200$) ergibt sich die Vorschädigung. Für die Ermittlung der Restlebensdauer nach der Sanierung wird von 100 Zügen pro Tag ausgegangen.

Kerbfall: 40		Anzahl der Schwingbreiten		Schädigung
Schwingbreite [MPa]	Klasse (\cong_{-i}) [MPa]	2 Überfahrten	1 Überhart	
		n_{z2} [-]	n_{z1} [-]	D [-]
-0,5- 0,5	0	40	20	0.00E+00
0,5- 1,5	1	39	20	0.00E+00
1,5- 2,5	2	22	11	0.00E+00
2,5- 3,5	3	3	2	0.00E+00
3,5- 4,5	4	6	3	0.00E+00
5,5- 6,5	6	5	3	0.00E+00
6,5- 7,5	7	4	2	0.00E+00
7,5- 8,5	8	5	3	0.00E+00
8,5- 9,5	9	4	2	0.00E+00
10,5- 11,5	11	4	2	0.00E+00
11,5- 12,5	12	4	2	0.00E+00
13,5- 14,5	14	3	2	0.00E+00
15,5- 16,5	16	4	2	3.04E-08
16,5- 17,5	17	4	2	4.11E-08
18,5- 19,5	19	2	1	3.59E-08
21,5- 22,5	22	2	1	7.47E-08
25,5- 26,5	26	3	2	3.44E-07
31,5- 32,5	32	2	1	3.41E-07
37,5- 38,5	38	2	1	5.71E-07
44,5- 45,5	45	1	1	9.48E-07
83,5- 84,5	84	1	1	6.16E-06

Schädigung pro 1 Überfahrt	8.55E-06
Anzahl der Überfahrten für Vorschädigung (62*365*4.25)	96200
Vorschädigung D_{vor}	0.822
Schädigung D_1 pro Jahr nach Sanierung (100 Überharten/Tag)	0.312
Restlebensdauer $L=(1-D_{vor})/D_1$	0.57 < 50 Jahre

Tabelle 1: Histogramm der Schwingbreiten und Ermittlung der Schädigung und Restlebensdauer

Die erforderliche rechnerische Restlebensdauer nach der Sanierung soll mindestens 50 Jahre betragen. Bei zahlreichen Wänden konnte, ähnlich wie im dargestellten Beispiel, diese Anforderung nicht erfüllt werden. In diesen Fällen ist eine Sanierung oder ein Neubau erforderlich.

2.5 Wölbkrafttorsion der Pfosten

Ein weiteres Phänomen der Schutzwände an Hochgeschwindigkeitsstrecken ist die Torsionsbeanspruchung der Pfosten (Abbildung 12). Die Lärmschutzelemente sind zwischen den Flanschen des Pfostens gelagert und weisen damit eine Exzentrizität zu der Pfostenachse auf. Aufgrund der Druck-Sog Belastung haben die Paneele links und rechts des Pfostens unterschiedliche Last. Aus der Lastdifferenz und der Exzentrizität resultiert ein Torsionsmoment im Pfosten.

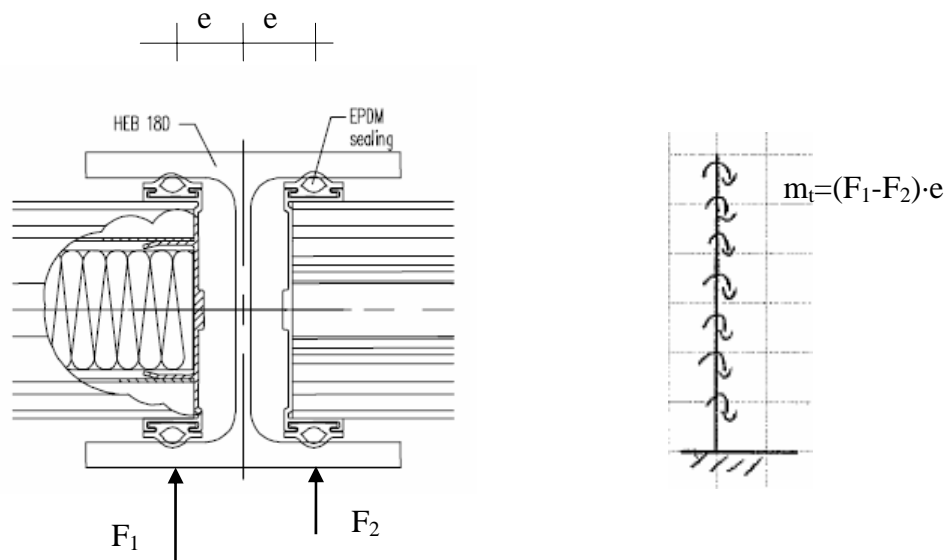


Abbildung 12: Exzentrizität der Druck-Sog Belastung und Torsionsmoment des Pfostens

Das Torsionsmoment m_t verursacht Schubspannungen τ_T aus der St. Venant-Torsion sowie Normalspannungen σ_ω aus der Wölbkrafttorsion. Die Normalspannungen aus der Wölbkrafttorsion addieren sich mit den Normalspannungen σ_M aus der Biegung.

$$\sigma_{ges} = \sigma_M \pm \sigma_\omega$$

Dieser Effekt wurde bei einigen Wänden verifiziert. Im statischen System wurden die Querstäbe an die Pfosten exzentrisch angeschlossen und der Zeitverlauf der Torsionsmomente ermittelt. Es hat sich herausgestellt, dass die Schubspannungen sehr gering sind. Die Maximalwerte Normalspannungen aus der Wölbkrafttorsion σ_ω betragen jedoch bei Innenpfosten bis zu 30% der Spannungen aus dem Biegemoment σ_M . Die Zeitverläufe der beiden Normalspannungen σ_ω , σ_M und deren Summe sind in Abbildung 13 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Zeitverläufe von σ_ω , σ_M um eine Phase versetzt sind. Wenn die Extremwerte der Biegespannungen auftreten, ist die Wölbkrafttorsion etwa Null. Somit verursacht die Wölbkrafttorsion bei Innenpfosten keine wesentliche Vergrößerung der Normalspannungen und der Schädigung und konnte in der Regel vernachlässigt werden.

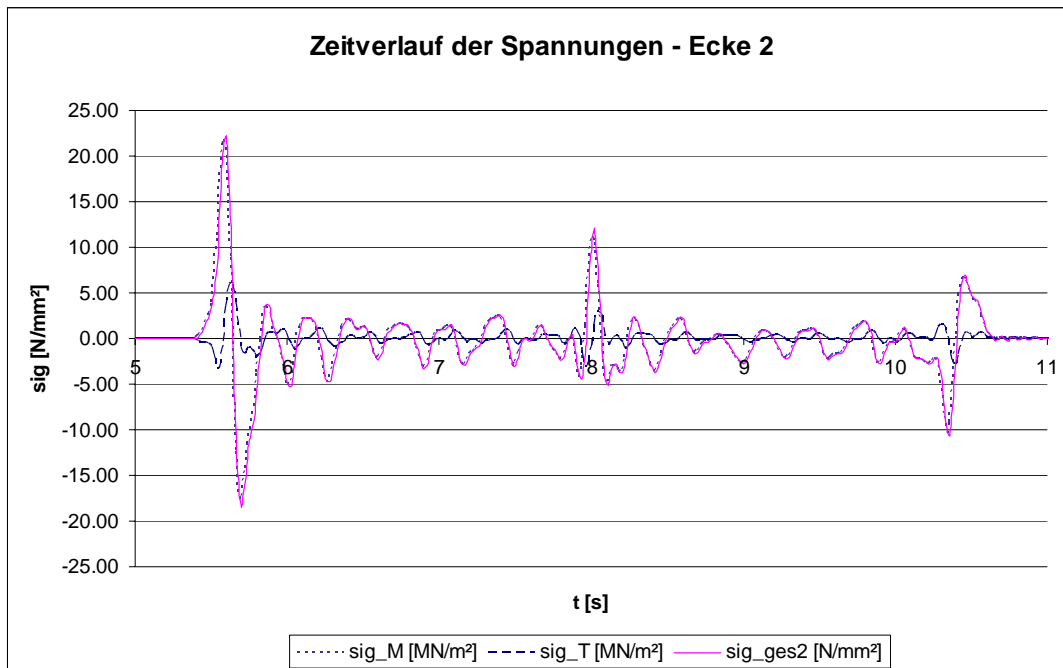


Abbildung 13: Zeitverlauf der Normalspannungen aus Biegung (sig_M), Wölbkrafttorsion (sig_T) und der Gesamtspannung ($\text{sig}_{\text{ges}2}$)

Bei Randpfosten ist der Anteil der Wölbkrafttorsion größer. Allerdings ist die Beanspruchung der Randpfosten aufgrund geringerer Belastungsfläche in der Regel um 50% kleiner als bei den Innenpfosten. Darüber hinaus ist aus Messungen bekannt, dass die Druck-Sog Lasten in den Randfeldern deutlich kleiner sind als bei Innenfeldern, was eine zusätzliche Sicherheit ergibt. Daher konnte auch bei Randpfosten auf die explizite Berechnung der Wölbkrafttorsion verzichtet werden.

2.6 Eingabesätze in SOFiSTiK

Im Folgenden werden einige SOFiSTiK Eingabesätze angegeben, die zum Teil im Rahmen dieses Projektes entwickelt worden sind.

- Pfahlbettung und Dämpfung für dynamische Berechnungen

Die Pfahlbettung wird üblicherweise mit dem Eingabesatz BBLA im Programm AQUA definiert. Dieser Satz konnte jedoch früher für dynamische Berechnungen nicht verwendet werden und ein Umweg über die Sätze RAND bzw. FLEX war hierfür notwendig. Für dieses Projekt wurde der Satz BBLA auch für dynamische Berechnungen anwendbar gemacht und die Eingabe der Dämpfung (in kNs/m^2) und der Zusatzmasse erweitert. Im Folgenden ist ein Beispiel für einen dreieckförmigen Verlauf der Bettung und der Dämpfung (CL0, CL2) und konstanten Verlauf der Zusatzmasse (SM0) angegeben.

```
BOHR NR 1 NZ +1.0 BEZ 'Pfahlbettung'
BBLA S1 0.0 S2 3.0 K0 0.0 K2 30000 CLO 0.0 CL2 680 SMO 0.71
```

- Ausgabe der Zeitverläufe in ASCII-Dateien

Der Satz HIST im Programm DYNA wurde so erweitert, dass die Ergebnisse als ASCII-Dateien (hier: m112512e.DMP) ausgegeben werden können.

```
PROG DYNA
...
LF (100 250 1)          $ simul t an er Aufruf von Lastfällen
...
HIST STAB 112512 - 'Zmax' xref 0.70 LFSP 112 DUMP 'm112512e.DMP'
...
ENDE
```

- Zeitverläufe der Spannungen aus DYNA

Im Satz HIST (Programm DYNA) wurde der Typ der Ausgabe um Spannungen in den in AQUA definierten Spannungspunkten erweitert.

```
...
HIST TYP SIG 19509 - 'TOP' xref 0.33 LFSP 204 DUMP 'SIG_19509_TOP.DMP'
...
```

- Eingabe für die spektrale Analyse (englische Version):

```
PROG DYNR
HEAD ICE PASSING AT 300 KM/H
echo full full
FUNC T 0.00 F 0 TITL 'AIR PRESSURE'
      +0.00813 +0.00022 ; FUNC F $ REST WITH CONSTANT INCREMENT IN TIME
      +0.00000 ; +0.00022 ; +0.00067 ; +0.00157 ; +0.00246 ; +0.00380 ;
+0.00515 ; +0.00694 ; +0.00895 ;.... (Eingabe der ganzen cp-Funktion)
...
HIST O AX 1 1001
RESP P 0.20 20.0 0.01 D1 0.01 0.05 ; SPEC FREQ
END
```

3 NEUBAU MIT TORSIONSBALKEN MIT VERPRESSPFÄHLEN

Bei einigen Wänden an der SFS Köln-Rhein/Main ist der Ersatz durch einen Neubau notwendig. Für den Neubau müssen besondere Anforderungen beachtet werden.

- Es sind nur nächtliche Sperrpausen vorgesehen, tagsüber sind keine Verkehrseinschränkungen zulässig.
- Wegen der festen Fahrbahn dürfen keine Erschütterungen und Baugrundsetzungen auftreten.
- Die Wände befinden sich zum Teil auf bis zu 12 hohen Dämmen mit schlechter Zugänglichkeit.

Um diese Randbedingungen zu erfüllen, wurde eine neuartige Lösung mit Torsionsbalken auf Verpresspfählen entworfen. Die Pfosten sind in einen Torsionsbalken eingespannt, der kontinuierlich entlang der ganzen Wand verläuft und auf Verpresspfählen gegründet ist (Abbildung 14). Die Pfähle werden infolge der Druck-Sog Belastung nur wenig beansprucht, da sich der Druck und der Sog durch die Torsion im Balken gegenseitig aufheben. Die Verpresspfähle werden hauptsächlich zur Abtragung der Windkräfte gebraucht. Diese Lösung wurde mit besonderem Hinblick auf die Ausführbarkeit der Gründung auf hohen Dämmen entwickelt. Die Erdbauarbeiten

beschränken sich auf die Errichtung einer Berme für den Einsatz des Bohrgerätes für die Herstellung der Verpresspfähle. Der Neubau erfolgt im Schutze der alten Wand und ist dadurch ohne größere Verkehrsbehinderungen möglich.

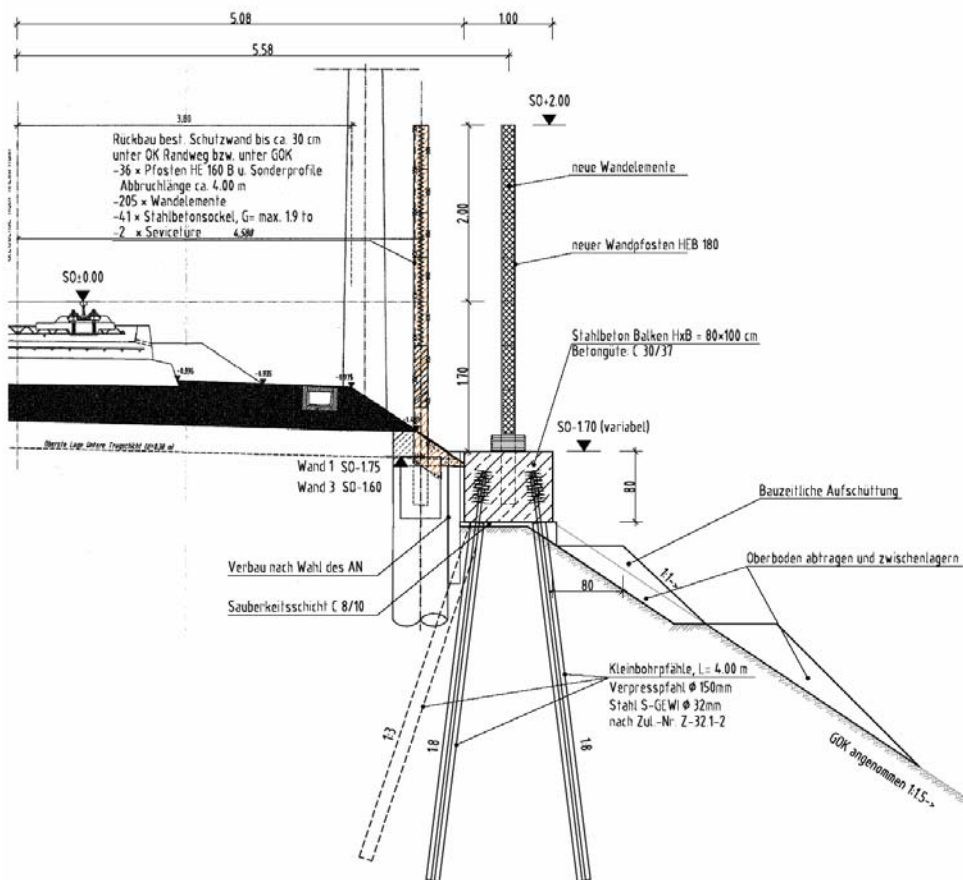


Abbildung 14: Neubau mit Torsionsbalken auf Verpresspfählen

Die Wand wurde in voller Länge als Stabwerk modelliert. Die Verpresspfähle wurden als Feder angegeben. Die Dämpfung der Pfähle wurde im Satz FEDE (Programm SOFIMSHA) in kNs/m eingegeben. Für das Tragverhalten der Wand ist die Steifigkeit der Gewi-Pfähle von großer Bedeutung. Da über die Steifigkeit derartigen Verpresspfähle unter zyklischer Belastung kaum Angaben in der Literatur vorliegen, wurden in Abstimmung mit dem Bodengutachter [11] zwei Grenzwerte $C_{\min} = 20 \text{ MN/m}$ und $C_{\max} = 2000 \text{ MN/m}$ angenommen. Die Bodenkennwerte werden durch die zyklische Probelastung verifiziert.

Mit dem unteren Grenzwert der Pfahlsteifigkeit ist das System tief abgestimmt und mit dem oberen Grenzwert hoch abgestimmt. Daher muss auch die Pfahlsteifigkeit gesucht werden, bei der die Resonanz auftritt. Die dynamische Berechnung und die Nachweise werden für alle drei Werte der Pfahlsteifigkeit durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen ein gutmütiges Verhalten der Wand.

4 LITERATUR

- [1] *ENV 1991-3 Eurocode 1 Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke Teil 3 Verkehrslasten auf Brücken*, März 1995
- [2] *Richtlinie 800.2001; Lärmschutzanlagen an Eisenbahnstrecken*, DB Netz, 2000
- [3] *Bemessungsgrundlagen für Schall-, Wind- und Schutzwände*“, König, Heunisch und Partner, Bestand der Technischen Mitteilung UiG 200a/2003/007 vom 05.11.2003 (Lastbild und Bemessungsgrundlage für die SSW der NBS Köln-Rhein/Main)
- [4] *DIN Fachbericht 102: Betonbrücken* , 2. Auflage, 2003
- [5] *DIN EN 1993-3-9 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 9: Ermüdung*, Juli 2005
- [6] *Hertle, R.; Näßl, A.; Aerodynamische Anregung von Schutzwandkonstruktionen an schienengebundenen*. Bauingenieur 80, 2005, S.151-162
- [7] *Clough, R.W.; Penzien, J.; Dynamics of structures*. McGraw-Hill, 1975
- [8] *Wilson, E.L.; Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. Computer's and Structures Inc., January 2002
- [9] *Buba, R.; Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung*. Dissertation, Technische Universität München, 2005
- [10] *Clormann, U.H.; Seeger, T.: RAINFLOW-HCM. Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage*. Stahlbau 3, 63-71, März 1986
- [11] *Geotechnische Stellungnahme, Angaben zur Mantelreibung und Abschätzung der Federsteifigkeit der GEWI-Pfähle. Schallschutzwand F11 Limburg-Lindenholzhausen*. Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft mbH, 08.03.2007