

Ermüdungs- und Tragfähigkeitsuntersuchungen an lärmabsorbierenden Stahlbetonfertigteilelementen für Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn

R. Maurer, G. Heeke, C. Grochtmann

158

Versuche • Stahlbeton • Ermüdung

Zusammenfassung Schallschutzwände unterliegen an Hochgeschwindigkeitsstrecken der Eisenbahn starken Druck- / Sogbeanspruchungen. Durch die wirtschaftlich optimierte Bauweise dieser Wände wird deren Tragschale in der Regel nur mit einer einlagigen, mittigen Bewehrung ausgeführt. Das führt dazu, dass sowohl das Bauteil als auch die Baustoffe einer erheblichen, ermüdungswirksamen Wechselbeanspruchung unterliegen.

Im Rahmen eines Zulassungsverfahrens wurden in den vergangenen Jahren zahlreiche experimentelle Untersuchungen an der Technischen Universität Dortmund durchgeführt. Diese Versuchsreihen umfassten Großversuche an 4,96 m und 7,46 m langen Wandelementen im Maßstab 1 : 1 sowie Bauteilversuche um das Trag- und Ermüdungsverhalten eingehend zu untersuchen. Ebenso wurde das Verbundverhalten zwischen Absorptionsschicht und Tragschale im Dauerschwingversuch sowie in Abscherversuchen genauer betrachtet, da die schubfeste Verbindung zwischen Trag- und Absorptionsschicht ohne zusätzliche Bewehrung in der Verbundfuge erfolgt.

Fatigue and resistance of precast reinforced concrete panels as noise protection for high speed railroad traffic

Abstract Noise protection walls for high speed railroad traffic are subjected to high wind pressure with different signs. In this particular case, only a single central reinforcement layer is provided, due to the economically optimized construction method for the loadbearing layer. As a result, the materials as well as the member are subjected to a considerable cyclic loading.

In an approval process, numerous experimental tests for investigation on structural and fatigue behavior were carried out at TU Dortmund University in recent years. These tests included large-scale experiments on 4,96 m and 7,46 m long wall elements with a scale

of 1 : 1 and component tests. The absorbing layer is connected without additional reinforcement in the composite joint. Therefore, the bond behavior of the absorbing layer was tested in large-scale fatigue tests as well as in separate shear-tests.

1 Einleitung

An Stahlbetonbauteile werden in der heutigen Zeit zunehmend höhere Anforderungen gestellt. Diese resultieren aus gestiegenen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Qualität sowie zunehmenden Beanspruchungen. Durch Forschung und Entwicklung werden daher immer leistungsfähigere Bauteile und Baustoffe entwickelt.

Als weiterer wesentlicher Aspekt wird eine wirtschaftlich optimierte Bauweise gefordert, damit die Bauteile mit geringem Kostenaufwand hergestellt werden können und konkurrenzfähig sind.

Im Bereich der Bahn entstand vor einigen Jahren ein neuartiges Problem, das aufgrund der zuvor geringeren Geschwindigkeiten der Züge bislang noch keine Bedeutung hatte. Als die ersten Züge auf der Neubaustrecke Köln Rhein/Main über 300 km/h fahren, traten Schäden an Lärmschutzwandelementen aus Aluminium auf. Genauere Untersuchungen ergaben, dass die gestiegene Geschwindigkeit der Züge zu einer starken dynamischen Wechselbeanspruchung der Lärmschutzwandelemente durch Druck- / Sogwirkung führte und diese nach einiger Zeit ermüdungsbedingt versagten.

Daraufhin wurden an Schallschutzwänden Messungen und Untersuchungen zu den auftretenden Druck- und Soglasten sowie der dynamischen Auslenkungen bei Zugvorbeifahrten vorgenommen [1]. Hierbei zeigte sich, dass es in unmittelbarer Nähe zum Gleis zu sehr hohen Druck- / Sogwirkungen kommt, welche mit größer werdendem Abstand zum Gleis sowie mit zunehmender Höhe abnehmen.

Wie die Messungen zeigten, treten die größten Druck- / Sogwirkungen am Bug und Heck des Zuges sowie ggf. an der Koppelstelle zwischen zwei Zügen auf. Daraus resultierte die Forderung der Bahn, die Eignung von Schallschutzwänden unter einer wechselnden dynamischen Beanspruchung rechnerisch und experimentell für Hochgeschwindigkeitsstrecken nachzuweisen.

Aus diesen Gründen wurden im Rahmen eines Zulassungsverfahrens in Abstimmung mit dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) schallabsorbierende Fertigteilewände der Firma EUDUR Bau in den Achslängen 5 m und 7,5 m für Auslegungsgeschwindigkeiten bis zu 300 km/h untersucht [2], [3], [4]. Die rechnerischen Nachweise gegen Ermüdung wurden für die tragenden Stahlbetonbauteile zum Zeitpunkt der Untersuchung grundsätzlich nach DIN-Fachbericht 102 [5] geführt. Allerdings war dies im vorliegenden Fall zumindest nicht für alle als erforderlich angesehenen Nachweise möglich. Da es sich bei diesen Elementen um die ersten Lärmschutzelemente aus Stahlbeton handelte, für die systemati-

Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Technische Universität Dortmund
Lehrstuhl Betonbau
August-Schmidt-Straße 8
44227 Dortmund
reinhard.maurer@tu-dortmund.de

Dipl.-Ing. Guido Heeke

Technische Universität Dortmund
Lehrstuhl Betonbau
August-Schmidt-Straße 8
44227 Dortmund
guido.heeke@tu-dortmund.de

Dipl.Ing., Dipl.Kfm. Christian Grochtmann

EUDUR-Bau GmbH und Co. KG
Alte Ziegelei 1
33442 Herzebrock-Clarholz
grochtmann@eudur.de

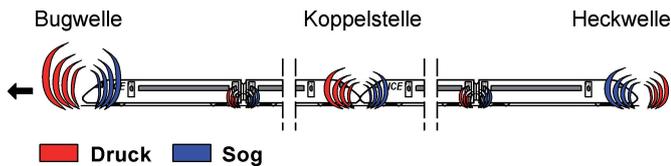


Bild 1. Druck- / Sogstöße eines sehr schnell vorbeifahrenden ICE
 Fig. 1. Aerodynamic effects as a result of an ICE with high velocity

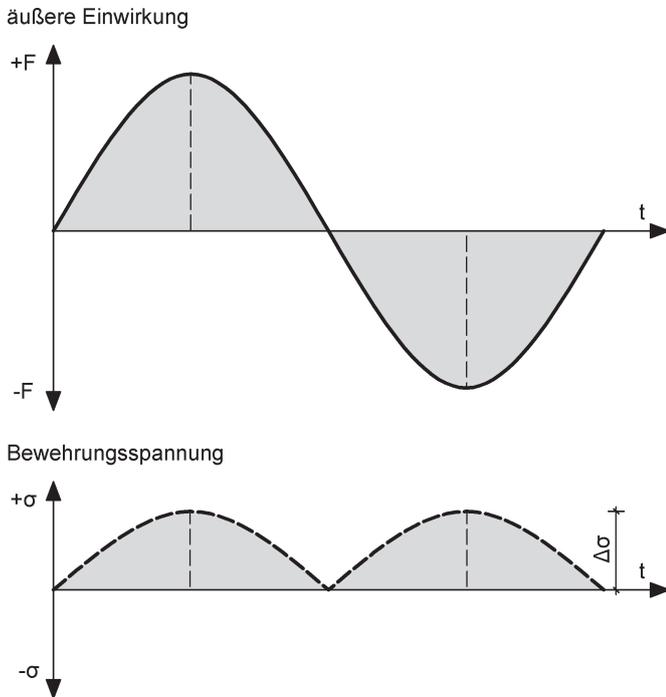


Bild 2. Betonstahlspannungen bei zyklischer Belastung
 Fig. 2. Stresses in reinforcing steel due to cyclic load

sche Zulassungsversuche durchgeführt wurden, wurde im Vorfeld mit dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA), ein Versuchsprogramm abgestimmt, um den Nachweis für die Eignung für den vorgesehenen Verwendungszweck zu erbringen.

Rechnerische Nachweise gegen Ermüdung werden in der Regel für die Baustoffe Stahl und Beton getrennt geführt. Einen Sonderfall stellt der Ermüdungsnachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung dar, der auf Bauteilebene geführt wird. Hierzu wurden in letzter Zeit einige Forschungsarbeiten durchgeführt [6], [7], [8]. Während diesen Untersuchungen Schubbeanspruchungen ohne eine Umkehr des Vorzeichens der einwirkenden Querkraft zugrunde lag, tritt bei den Lärmschutzwänden eine Schubwechselbeanspruchung auf mit dem Verhältniswert $V_{Ed, max} / V_{Ed, min} = -1$. Damit geht eine Rotation der Hauptspannungen einher, in deren Folge sich kreuzende Schubrisse einstellen können.

Ebenfalls über Ermüdungsversuche an Stahlbetonfertigteilen für Lärmschutzwände an Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsstrecken wurde in [9] berichtet.

2 Ermüdungswirksame Beanspruchung

2.1 Schwingungsanregung durch vorbeifahrenden Zug

Ein vorbeifahrender Hochgeschwindigkeitszug erzeugt durch die Verdrängung der Luft stoßartige Druck-/Sogwirkungen an einem an der Strecke stehenden Wandelement (Bild 1). Der Bug eines ankommenden Zuges ver-

drängt dabei die Luft mit sehr hoher Geschwindigkeit, weitere kleinere Stöße infolge Druck-/Sogwirkung entstehen an den Verbindungsstellen der einzelnen Wagen. Sind zwei Züge miteinander gekoppelt, so entsteht an dieser Koppelstelle ebenfalls eine weitere, schlagartige Druck-/Sogbelastung. Abschließend erfolgt eine stoßartige Sogbelastung durch das vorbeifahrende Heck des Zuges. Die maßgebenden Belastungen durch einen Hochgeschwindigkeitszug entstehen somit infolge der an Bug, Koppelstelle und Heck induzierten stoßartigen Druck-/Sogwirkungen.

2.2 Auswirkungen auf die Bewehrung

Durch eine wirtschaftlich optimierte Bauweise von Lärmschutzwänden als Stahlbetonfertigteile werden diese in der Regel nur mit einer einlagigen Bewehrung in der Mitte der Tragschale hergestellt. Diese Bauweise führt zu einer erheblichen Wechselbeanspruchung im Beton sowie in den übrigen Baustoffen.

Die zentrisch eingebaute Bewehrungslage erfährt durch die von außen einwirkende Wechselbeanspruchung einer Druck-/Sogwelle eine zweimalige Zugbeanspruchung (Bild 2). Der Betonstahl erfährt somit durch ein einwirkendes äußeres Schwingenspiel die doppelte Anzahl an Zugspannungsschwingungen.

3 Versuchskörper

3.1 Bemessung

Grundlage für die Bemessung waren zum Zeitpunkt der Untersuchungen neben den DIN-Fachberichten 101 [10] und 102 [5] vor allem die Richtlinie 804.5501 [11], [12]. Auf dieser Grundlage wurden die Versuchskörper geplant und hergestellt. Die Druck-/Sogwirkungen aus dem Zugverkehr wurden nach Richtlinie 804.5501 als Ersatzlast bestimmt. Diese Ersatzlast wird aus einer Grundlast ermittelt, welche durch Erhöhungsfaktoren zur Abdeckung dynamischer Effekte vergrößert wird.

3.2 Herstellung

Die Herstellung aller Versuchskörper erfolgte im Fertigteilwerk der Firma EUDUR. Es wurden auf Grundlage der Bemessung 4,96 m und 7,46 m lange Lärmschutzwandelemente mit einer anbetonierten Absorptionsschicht aus Blätton hergestellt, wie sie an den Hochgeschwindigkeitsstrecken zum Einsatz kommen sollen. Da diese auf ein Pfostenachsmass abgestimmt sind, wird im Weiteren vereinfachend von 5 m bzw. 7,5 m langen Elementen gesprochen. Die Tragschale der 5 m langen Elemente wurde in einer Dicke von 12,5 cm hergestellt. Bei dem 7,5 m langen Wandelement wurde diese auf 15 cm vergrößert. Bewehrt wurden die Wände mit einer mittig eingebauten, einlagigen Bewehrung aus Betonstabstahl. Da zum Zeitpunkt der Zulassungsversuche noch kein systematisches Versuchsprogramm vorlag, wurde eine Vielzahl an Versuchskörpern hergestellt und untersucht. Diese Versuchskörper waren für Traglast-, Durchbiegungs-, Eigenfrequenzversuche sowie Versuche unter zyklischer Belastung bestimmt. Weiter erfolgte die Herstellung von 1,5 m langen Versuchskörpern, welche in ihrer Dicke, Bewehrung und Auflagergeometrie dem realen Bauteil entsprachen. Diese dienten zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit sowie der Ermüdungs- tragfähigkeit im Auflagerbereich mit einer Querkraftwech-

selbeanspruchung. Ebenso wurden spezielle Probekörper hergestellt, um anschließend das Verbundverhalten der anbetonierten Vorsatzschicht in Scherversuchen zu untersuchen.

Nach Herstellung der Versuchskörper erfolgte der Transport an die TU Dortmund, wo sie nach einer Zwischenlagerung in die Versuchsstände eingebaut wurden (Bild 3, Bild 4).

Zu allen Versuchskörpern wurden beim Betonieren Probewürfel des verarbeiteten Betons hergestellt. Somit konnte zum Versuchsbeginn die Betonfestigkeit anhand der entsprechenden Probekörper überprüft werden.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Eigenfrequenz

Die Größe der quasistatischen Ersatzlasten für die Druck/Sogwirkungen aus Zugverkehr wird insbesondere bei Hochgeschwindigkeitsstrecken sehr stark von dynamischen Effekten beeinflusst. Da der Dynamikbeiwert ϕ_{dyn} für die Ermittlung der quasistatischen Ersatzlasten auch von der Eigenfrequenz des Pfosten-Wandelement-Systems der Lärmschutzwand abhängig ist, wurden unter Berücksichtigung der zu Versuchsbeginn noch gültigen der Richtlinie 804.5501 (2007) [11] die Eigenfrequenzen der ersten Lärmschutzwandelemente, unter Berücksichtigung einer starren Pfosteneinspannung, experimentell bestimmt. Als Versuchskörper wurde hierzu im Maßstab 1:1 ein 5 m langes und 1 m hohes Wandelement mit Vorsatzschale verwendet.

Die Eigenfrequenzen der Wandelemente wurden auf der Basis der Richtlinie 804.5501 (2007) [11] auch rechnerisch ermittelt, wobei für die Steifigkeit lediglich die Tragschale aus Stahlbeton berücksichtigt wurde. Die Bestimmung erfolgte nach Harris [13], wobei der Faktor k_1 der ersten Eigenfrequenz für beidseitig gelagerte Träger mit 1,57 angesetzt wurde.

$$f_1 = k_1 \cdot \frac{c \cdot i}{L^2} = k_1 \cdot \frac{\sqrt{E_{cm} / \rho_c} \cdot \sqrt{I / A_c}}{L^2}$$

Zur Berücksichtigung einer möglichen Rissbildung wurde die Steifigkeit des Querschnitts im Zustand II mit 60 % der

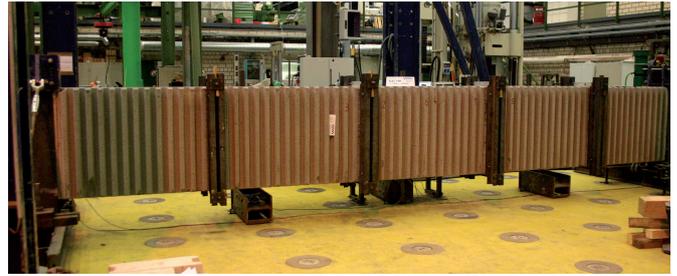


Bild 3. Versuchsstand mit Versuchskörper (l = 7,5 m), Vorderansicht
Fig. 3. Experimental set-up with test specimen (l = 7,5 m), front view



Bild 4. Versuchsstand mit Versuchskörper (l = 5 m), Rückansicht
Fig. 4. Experimental set-up with test specimen (l = 5 m), back view

Steifigkeit des Zustand I abgeschätzt. Damit errechnet sich die erste Eigenfrequenz f_1 wie folgt:

– ungerissener Zustand (Zustand I):

$$f_1^I = \frac{1,57 \cdot (3364,5 \text{ m} \cdot 0,0361 \text{ m})}{(5 \text{ m})^2 \cdot \text{s}} = 7,6 \text{ Hz}$$

– gerissener Zustand (Zustand II):

$$f_1^{II} = \frac{1,57 \cdot (3364,5 \text{ m} \cdot 0,028 \text{ m})}{(5 \text{ m})^2 \cdot \text{s}} = 5,9 \text{ Hz}$$

Die experimentelle Ermittlung der Eigenfrequenzen erfolgte durch Ausschwingversuche. Anhand der Messwerte er-

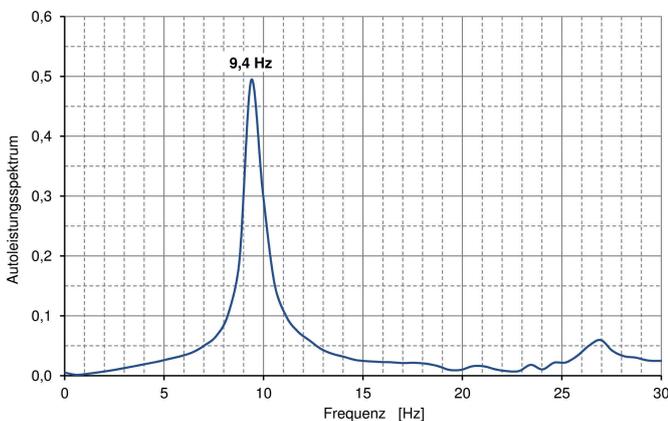


Bild 5. Ermittelte Eigenfrequenz des ungerissenen, nicht vorbelasteten Wandelements (Auslegungsgeschw. $v = 230 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)
Fig. 5. Determined natural frequency of the uncracked, unloaded wall element (design speed $v = 230 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

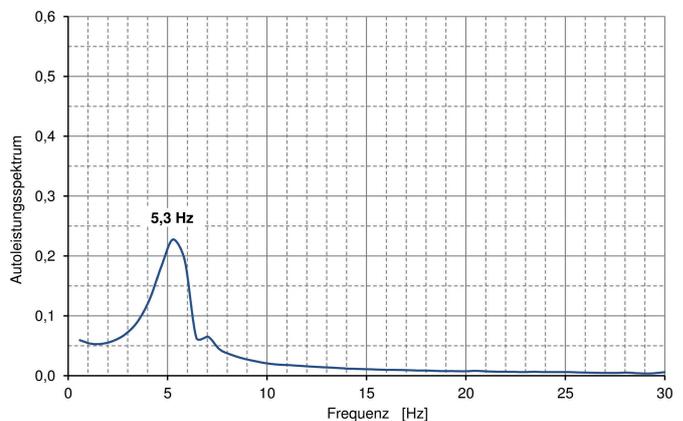


Bild 6. Ermittelte Eigenfrequenz nach beidseitig eingepprägtem Zustand II (Auslegungsgeschw. $v = 230 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)
Fig. 6. Determined natural frequency of the cracked wall element (design speed $v = 230 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

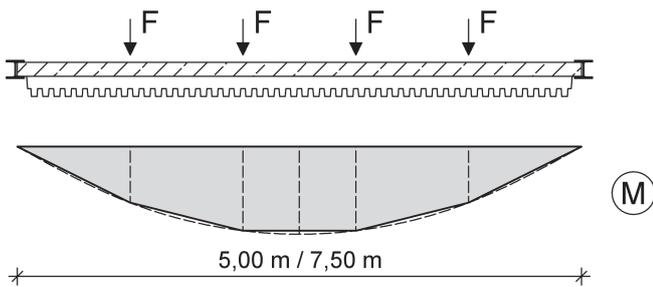


Bild 7. Annäherung der parabelförmigen Momentenlinie
Fig. 7. Approximation of the parabolic moment diagram

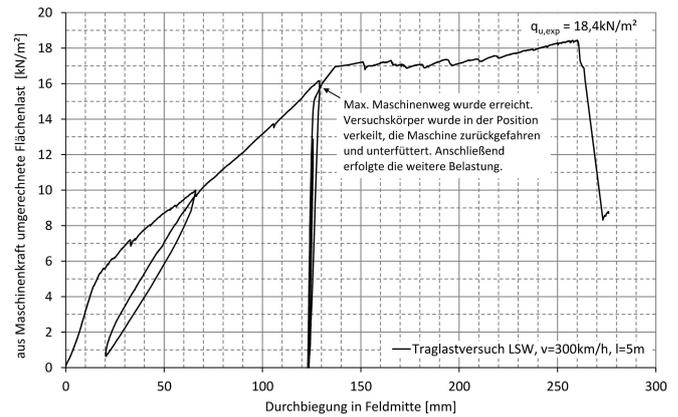


Bild 10. Last-Verformungskurve (Auslegungsgeschw. $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)
Fig. 10. Load-deformation curve (design speed $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

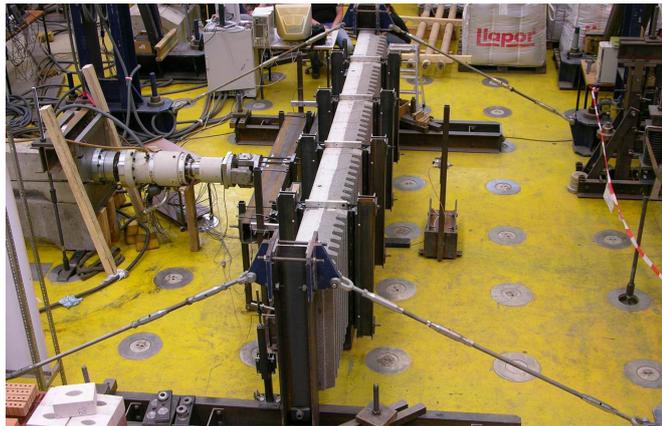


Bild 8. Traglastversuch (Auslegungsgeschw. $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)
Fig. 8. Test of maximum load capacity (design speed $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

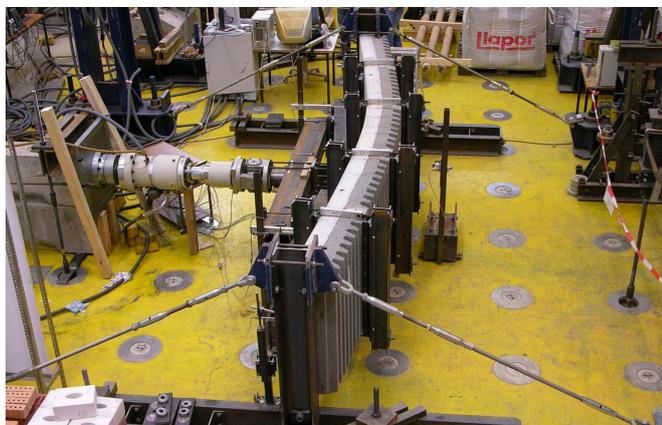


Bild 9. Traglastversuch kurz vor Versagen der Biegedruckzone (Auslegungsgeschw. $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)
Fig. 9. Test near failure of bending compression zone (design speed $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

gaben sich für die erste Eigenfrequenz folgende Werte (Bild 5, Bild 6).

ungerissener Zustand (Zustand I): $f_1^I = 9,4 \text{ Hz}$

gerissener Zustand (Zustand II): $f_1^{II} = 5,3 \text{ Hz}$

Damit lag die erste Eigenfrequenz für den Zustand II etwa 24 % über dem rechnerisch abgeschätzten Wert, was vermutlich auf die zusätzliche Steifigkeit der als nicht statisch mitwirkend angesetzten Leichtbetonschicht zurückzuführen ist. Die erste Eigenfrequenz für den gerissenen Zustand lag etwa 10 % unter dem rechnerisch abgeschätzten Wert.

Dagegen wurden die ersten Eigenfrequenzen für das Gesamtsystem aus Pfosten und Wandelementen unter Berücksichtigung einer Grenzwertbetrachtung für die Steifigkeit des Bodens ($E_{s,dyn}$) zu

$$f_{1,inf} = 1,2 \text{ Hz} \quad \text{für } E_{s,dyn,inf} = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{1,sup} = 1,4 \text{ Hz} \quad \text{für } E_{s,dyn,inf} = 40.000 \text{ kN/m}^2$$

ermittelt. Die Eigenfrequenzen für das Gesamtsystem sind für die Ermittlung des Dynamikbeiwertes ϕ_{dyn} maßgebend.

4.2 Biegetragfähigkeit

Die statischen Biegetragfähigkeiten wurden an 5 m langen und 1 m hohen Wandelementen mit Vorsatzschale rechnerisch und experimentell bestimmt. Die Wandelemente wurden mittels einer hydraulischen Presse über eine statisch bestimmte Lasteinleitungskonstruktion durch vier gleich große Linienlasten beansprucht, wodurch die Momentenlinie infolge einer gleichverteilten Flächenlast sehr gut angenähert wurde (Bild 7).

Das rechnerische Versagemoment entsprechend der eingebauten Bewehrung wurde sicher erreicht. Insbesondere konnten in den Auflagerbereichen unter der zugehörigen Querkraftbeanspruchung keine Schubrisse festgestellt werden. Bild 8 zeigt die noch unbelastete Wand zum Versuchsstart und Bild 9 kurz vor dem Versagen der Betondruckzone in Feldmitte.

Gegenüber dem maßgebendem Bemessungswert der Belastung von $g_d = 5,6 \text{ kN/m}^2$ betragen im Versuch die äquivalenten, gleichverteilten Flächenlasten bezogen auf das maximale Biegemoment beim ersten Riss $q_{cr} = 5,4 \text{ kN/m}^2$ und beim Erreichen der Traglast $q_{u,exp} = 18,4 \text{ kN/m}^2$ (Bild 10).

4.3 Querkrafttragfähigkeit

Um die Querkrafttragfähigkeit zu überprüfen, wurden zusätzlich Versuche an 1,3 m langen Plattenelementen durchgeführt. Diese entsprachen bezüglich Auflagergeometrie, Dicke der Tragschale und Bewehrung den Wandelementen (Bild 11, Bild 12).

Bei der experimentellen Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit sollte zusätzlich überprüft werden, ob die Bewehrung an den Auflagern durch die gegenüber der Norm reduzierte Verankerungslänge ausreichend sicher tragfähig ist, da die normgemäße Verankerungslänge rechnerisch nicht nachgewiesen bzw. aus Platzgründen konstruktiv im Bauteil nicht untergebracht werden konnte (Bild 13).

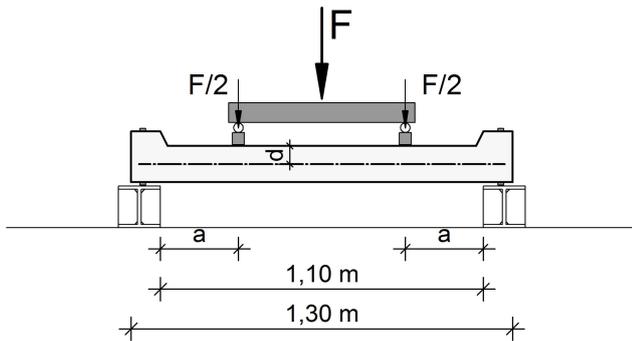


Bild 11. Schematischer Versuchsaufbau
Fig. 11. Schematic experimental set-up

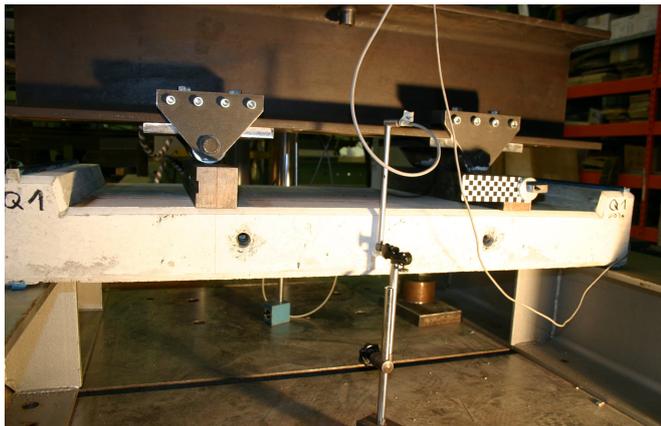


Bild 12. Versuchsstand mit Versuchskörper
Fig. 12. Experimental set-up with test specimen

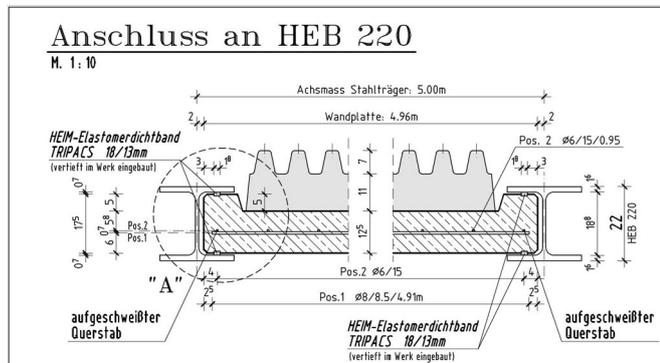


Bild 13. Detail Auflagerbereich
Fig. 13. Detail of element supports



Bild 14. Versuchskörper Q1 bis Q3 nach Versuchsdurchführung mit Biegeversagen
Fig. 14. Test specimen Q1 to Q3 after test with bending failure

Die Versuchskörper versagten ausnahmslos auf Biegung (Bild 14), sodass nicht die eigentliche Querkrafttragfähigkeit sondern nur die zugehörigen Querkräfte beim Erreichen der Traglast unter Biegeversagen versuchstechnisch ermittelt werden konnten. Aufgrund des geringen Bewehrungsgrades (entsprechend den realen Wandelementen) war es im Versuch nicht möglich, einen Querkraftbruch zu erzeugen.

Die im Versuch aufgetragenen Querkräfte waren deutlich größer als die Bemessungswerte der Querkraft aus der einwirkenden Bemessungslast nach Statik. In allen drei Versuchen kam es über dies nicht zu einem Verankerungsbruch oder Herausziehen der Bewehrung am Auflagerbereich. Damit konnte gezeigt werden, dass selbst unter sehr hohen Lasten die reduzierte Verankerungslänge mit einem zusätzlich aufgeschweißten Querstab in den ungerissenen Auflagerbereichen ausreichend ist.

4.4 Torsion / Verdrillung

Aufgrund ungleichmäßiger Verformungen (Biegelinien) zweier benachbarter Wandpfosten infolge der Druck-/Sogwirkung aus Zugverkehr werden die Wandelemente verdrillt. Zur Beurteilung der Tragfähigkeit gegenüber der daraus resultierenden zusätzlichen Verträglichkeitstorsion wurde ein Torsionsversuch durchgeführt. Die Betondehnungen entlang der Richtung der Hauptspannungen in Feldmitte wurden mit Setzdehnungsmessern gemessen (Bild 15).

Um über den für die Beurteilung relevanten Bereich hinaus zusätzlich Daten und Erkenntnisse zu gewinnen, wurde die Wand nicht nur bis zur errechneten maximal zu erwartenden differentiellen Pfostenverformung verdreht, sondern bis zum vollständigen Versagen durch Torsionsbeanspruchung. Bild 16 zeigt die tordierte Wand während des laufenden Versuchs.

Wie im Versuch zu erkennen war, traten Risse unter etwa 45° Neigung infolge Torsion (Bild 17) erst nach einer gegenseitigen Pfostenverdrehung von mehr als 40mrad auf. Dabei handelt es sich nicht um Trennrisse, sondern um ein Einreißen der Randzonen. Laut Statik ist rechnerisch mit einer maximalen gegenseitigen Pfostenverdrehung im oberen Bereich der Lärmschutzwand von 21 mrad zu rechnen. Bei der Versuchsdurchführung stellte sich die Lagerung der Elemente in den Stahlflanschen der Pfosten mittels elastischer Elastomerstreifen als sehr vorteilhaft heraus. Hierdurch konnte ein Großteil der gegenseitigen Pfostenverdrehung



Bild 15. Dehnungs- und Verformungsmessung in Wandmitte
Fig. 15. Measurement of strain and deformation in the middle of the element

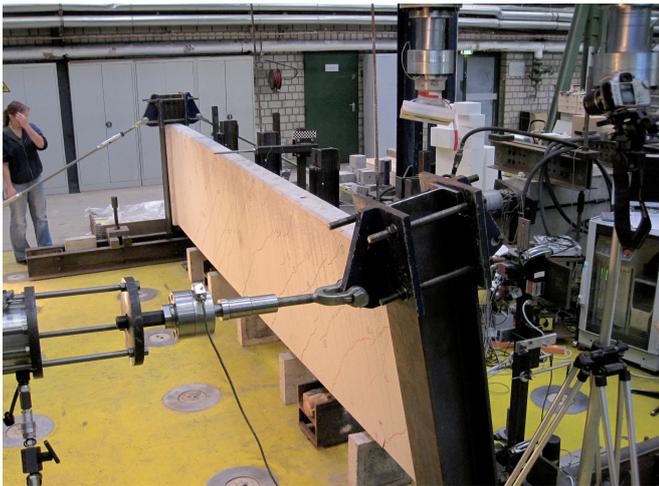


Bild 16. Versuchskörper während des Versuchs
Fig. 16. Test specimen during test

hung ohne Verdrillung der Stahlbetonplatte aufgenommen werden.
Der Versuchskörper wurde bis zum vollständigen Versagen tordiert (Bild 18).

4.5 Dauerschwingversuch

Durch wiederkehrende Beanspruchungen unterhalb der statistischen Festigkeit der Baustoffe entstehen zunehmend Schädigungen im Materialgefüge. Bei ausreichend großen Lastspielzahlen kann die fortschreitende Schädigung schließlich zu einem Versagen durch Materialermüdung führen [14], [15]. Dies gilt für die Baustoffe Beton und Betonstahl gleichermaßen.

An den Lärmschutzwänden von Hochgeschwindigkeitsstrecken der Eisenbahn treten durch Druck-/Sogeinwirkung aus dem Zugverkehr (aerodynamische Einwirkungen) in einer sehr hohen Intensität und Anzahl Lastwechsel auf, sodass deren Auswirkungen auf die Materialermüdung nicht vernachlässigt werden können. Die anzunehmende Anzahl an Lastwechseln wurde vor Beginn der Versuchsserie in Abstimmung mit dem Gutachter des EBA festgelegt. Da zu diesem Zeitpunkt hierzu noch keine fundierten und abgesicherten Kenntnisse vorlagen, war auf der sicheren Seite liegend von drei Zügen pro Stunde, die jeweils acht Lastwechsel verursachen, sowie von einer Nutzungsdauer von 50 Jahren auszugehen. Hieraus ergibt sich eine Gesamtlastspielzahl von

$$N = 8 \cdot 3 \cdot 24 \text{ h} \cdot 365 \text{ d} \cdot 50 \text{ a} = 10.512.000 = 10,5 \cdot 10^6$$

Als maßgebende ermüdungswirksame Belastung wurde gemäß Statik und Bemessung die quasi-statische Ersatzlast für die Druck-/Sogeinwirkung aus Zugverkehr für die 5 m lange Wand wie folgt zugrunde gelegt:

$$v_{5,0\text{m}} = 230 \text{ km/h: } q_{Ds} = \pm 1,75 \text{ kN/m}^2 = q_{d,\text{freq}}$$

$$v_{5,0\text{m}} = 300 \text{ km/h: } q_{Ds} = \pm 2,27 \text{ kN/m}^2 = q_{d,\text{freq}}$$

Für die 7,5 m lange Wand ergab sich der entsprechende Wert zu:

$$v_{7,5\text{m}} = 230 \text{ km/h: } q_{Ds} = \pm 1,95 \text{ kN/m}^2 = q_{d,\text{freq}}$$

Im Allgemeinen erfolgt der rechnerische Nachweis gegen Ermüdung eines Bauteils bzw. seiner Baustoffe nach DIN-Fachbericht 102 [5]. Da das ermüdungsbedingte Versagen

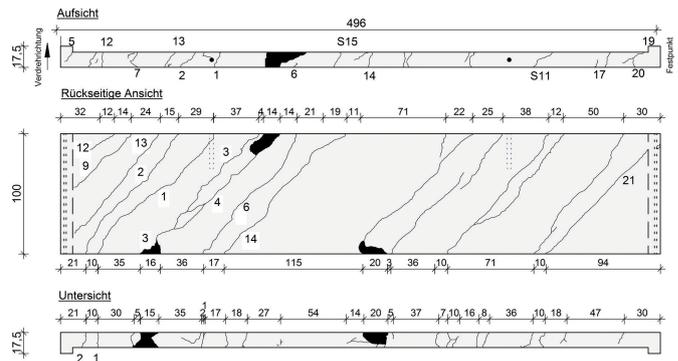


Bild 17. Rissbild der Rückseite nach Versuchsende (~ 280 mrad Pfostenverdringung)
Fig. 17. Crack pattern after test (~ 280 mrad column rotation)



Bild 18. Vorderseite des Versuchskörpers nach Versuchsende
Fig. 18. Front of test specimen after test

eines Bauteils in der Regel unmittelbar einem Werkstoff – Beton oder Stahl – zugeordnet werden kann, erfolgt bei Stahlbetonbauteilen unter Biegebeanspruchung der Nachweis getrennt für diese Komponenten. So wurde für die Bemessung der Bewehrung in dem untersuchten Wandelement der Ermüdungsnachweis maßgebend. Hingegen konnte der Nachweis gegen Ermüdung des Betons in der Biegedruckzone aufgrund zu großer Schwingbreiten rechnerisch nicht geführt werden.

Bei dem untersuchten Wandelement handelte es sich um ein komplexes Verbundbauteil bestehend aus den Komponenten Beton, haufwerksporiger Leichtbeton und Betonstahl. In der Verbundfuge zwischen der Stahlbetontragschale und der Schallabsorptionsschicht ist keine Verbundbewehrung vorhanden. Diese Verbundfuge wird ebenfalls auf Ermüdung beansprucht. Ebenso erfahren die Auflagerbereiche der Tragschale hinsichtlich der Querkraft eine ermüdungswirksame reine Wechselbeanspruchung. Zudem stellte sich die Frage, ob die gegenüber der Norm verkürzte Verankerungslänge der Bewehrung am Auflager unter der zyklischen Beanspruchung zu ermüdungsbedingtem Versagen führen kann.

Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ist ein Ermüdungsversagen durch zyklische Querkraftbeanspruchung zu einem großen Teil von den Eigenschaften des Betons, insbesondere seiner Zugfestigkeit, abhängig. Allerdings ist eine separate Betrachtung des Werkstoffs Beton aufgrund der komplexen Tragmechanismen im Bauteil nicht möglich. So kann nicht ohne weiteres von der Ermüdungsfestigkeit der Betonzugfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit

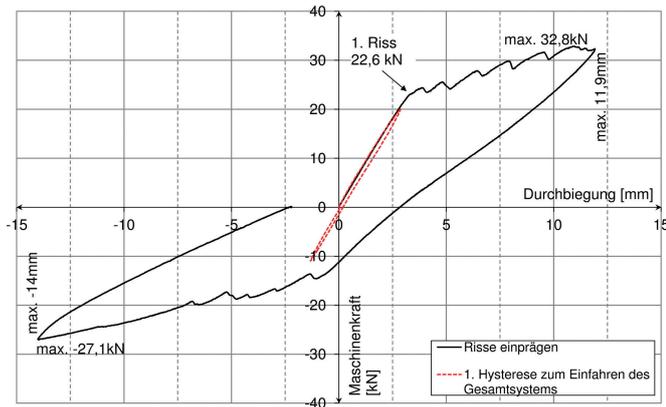


Bild 19. Kraft-Verformungs Kurve aus Risseinprägung (Auslegungsgeschw. $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

Fig. 19. Force-deformation diagram (design speed $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)



Bild 20. Eingepprägtes Rissbild auf der Vorderseite (Auslegungsgeschw. $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

Fig. 20. Crack pattern on the front side (design speed $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

bei fehlender Querkraftbewehrung geschlossen werden. Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung sind zwar in der Literatur querschnittsbezogene Wöhlerlinien für Querkraftbeanspruchungen angegeben, so auch im Model Code 90 [16], allerdings wurden diese Wöhlerlinien nicht in den DIN-Fachbericht 102 [5] übernommen. Dort findet sich eine pragmatische, durch Versuche belegte Begrenzung der zyklischen Querkraftbeanspruchung [17]. Dies gilt auch für den hier interessierenden Bereich unter reiner Wechselbeanspruchung.

Ziel des Dauerschwingversuchs war es nachzuweisen, dass nach einer definierten Lastwechselzahl infolge der Druck-/Sogeinwirkung eines vorbeifahrenden Hochgeschwindigkeitszuges im Laufe der Nutzungsdauer keine Schädigungen im Bauteil auftreten, die zu einem ermüdungsbedingten Versagen führen.

Vor Beginn des Dauerschwingversuchs wurden in den Versuchskörper beidseitig einige Biegerisse eingeppräg (Bild 19, 20, 21), um die Wand im Hinblick auf die ermüdungswirksame Beanspruchung der Bewehrung im Zustand II zu testen.

Als maßgebende Belastung für den Dauerschwingversuch wurde die quasistatische Ersatzlast aus der Druck-/Sogeinwirkung infolge des Hochgeschwindigkeitszuges zugrunde gelegt. Die entsprechende Pressenkraft wurde als zyklische Belastung mit einer Frequenz von zunächst 0,1 Hz als kraftgeregelte Druck-/Sogbelastung auf das Wandelement aufgebracht.

Anschließend wurde die Maschine in die Wegregelung mit den zuvor ermittelten Wegen umgestellt. Dadurch konnte garantiert werden, dass die geforderte Kraft bei einer wegeregelten Belastung über die Versuchsdauer im Dauerschwingversuch eingehalten ist. Die Versuchswände konn-



Bild 21. Eingepprägtes Rissbild auf der Rückseite (Auslegungsgeschw. $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)

Fig. 21. Fracture pattern on the back side (design speed $v = 300 \text{ km/h}$, $l = 5 \text{ m}$)



Bild 22. Geöffneter Versuchskörper

Fig. 22. Reinforcement of test specimen after test

ten dadurch mit einer Frequenz von 4 Hz ($v = 250 \text{ km/h}$) bzw. 2,6 Hz ($v = 300 \text{ km/h}$) im Versuchsstand belastet werden.

Damit es durch einen Steifigkeitsverlust während des Versuchs nicht zu einem Abbau der einwirkenden Pressenkraft kam, wurde die zyklische Belastung in gewissen Abständen gestoppt. So konnten die Weggrenzen zur vorgegebenen Belastung im kraftgeregelten Zustand der Maschine überprüft und ggf. nachjustiert werden. Hierbei erfolgte zudem immer eine Sichtkontrolle der Wand auf eventuell aufgetretene Schädigungen.

Entgegen der geforderten 10^7 Lastwechsel wurden bei einem 5 m langen Wandelement für die Auslegungsgeschwindigkeit $v = 250 \text{ km/h}$ sogar mehr als $1,5 \cdot 10^7$ Lastwechsel auf das Wandelement aufgebracht. Auf Basis der ursprünglich geforderten 50 Jahre entspricht dieses sogar einer Nutzungsdauer von 75 Jahren.

Es konnten über den gesamten Prüfzeitraum keine neuen Risse an den Bauteilen festgestellt werden. Es kam bei den Großversuchen im Maßstab 1:1 unter Wechselbeanspruchung weder zu einem Ermüdungsversagen des Betons in der Biegedruckzone, einem querkraftbedingten Ermüdungsversagen des Betons oder der Verankerung der Bewehrung im Auflagerbereich, einer Ermüdung des Bewehrungsstahls noch zu einem Abfallen oder Ablösen der Vorsatzschale.

Die Versuchskörper wurden nach Versuchsdurchführung zusätzlich in Feldmitte geöffnet (Bild 22), um Ermüdungsbrüche der Biegebewehrung auszuschließen. Dabei konnten keine Ermüdungsbrüche festgestellt werden.

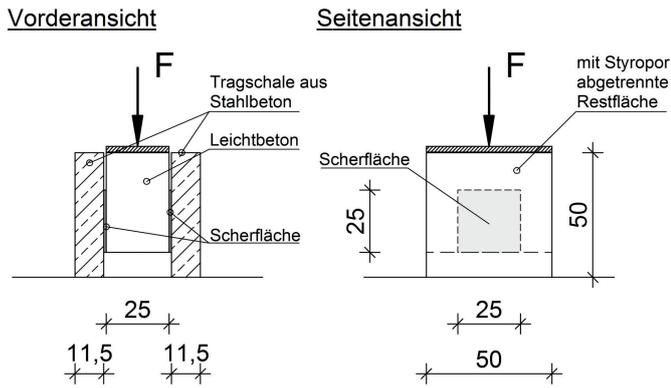


Bild 23. Prüfkörper als Abscherkörper
Fig. 23. Test specimen for shear at the interface



Bild 24. Scherversuch W-05
Fig. 24. Shear test W-05

4.6 Scherversuche

Mittels der Scherversuche sollte ergänzend zum Dauerschwingversuch die statische Tragfähigkeit der Verbundfuge experimentell überprüft werden. Dabei ging es um die Klärung der Frage, ob mit einem Versagen der Verbundfuge zwischen Stahlbeton und Leichtbeton unter der zyklischen Wechselbeanspruchung zu rechnen ist, insbesondere da keine Verbundmittel vorhanden sind. Die Stahlbetontragschale wird bei der Herstellung des Wandelementes unmittelbar auf die bereits erhärtete Absorptionsschicht aus haufwerksporigem Leichtbeton aufbetoniert. Die Verbundwirkung kommt dadurch zustande, dass der Zementleim in die Randzone der offenporigen Leichtbetonschicht eindringt und erhärtet.

Die Versuchskörper wurden als Abscherkörper so ausgebildet und hergestellt, dass die Verbundwirkung mit den Wandelementen vergleichbar war (Bild 23, Bild 24).

Im Bild 25 sind die Messaufzeichnungen der einzelnen Versuche bezogen auf den Schlupf aufgetragen. Bezüglich der Ausnutzung der Schubfuge ist deutlich zu erkennen, dass noch große Tragreserven vorhanden sind.

4.7 Ermüdungsfestigkeit im Querkraft-Wechsel-Bereich

Ziel dieser Versuche war die Ermittlung einer Wöhlerlinie mit Zeitfestigkeits- und Dauerfestigkeitsbereich für das Wandelement unter einer Querkraftwechselbeanspruchung mit $V_{Ed,min} = -V_{Ed,max}$. Für ein ermüdungsbedingtes Versagen waren in diesem Fall die Bereiche mit maximaler Querkraftbeanspruchung vor den Auflagern als maßgebend

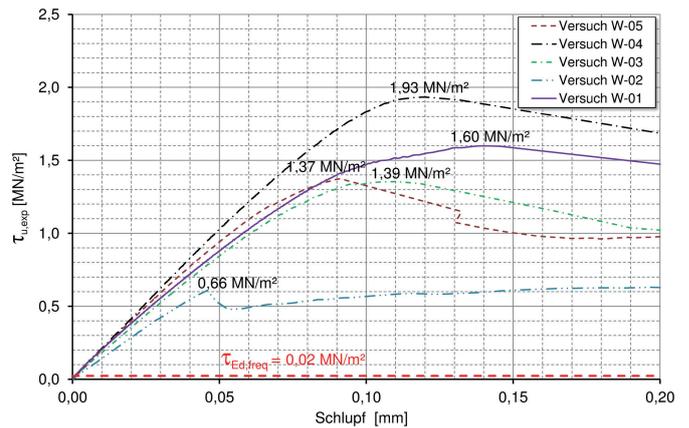


Bild 25. Tragfähigkeit der Verbundfuge
Fig. 25. Shear resistance at the interface

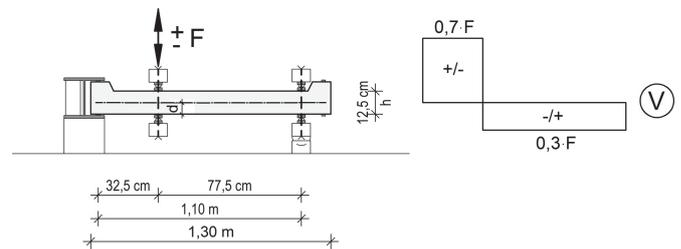


Bild 26. Schematischer Versuchsaufbau
Fig. 26. Experimental set-up



Bild 27. Versuch mit Querkraftwechselbeanspruchung
Fig. 27. Test specimen under cyclic shear load

anzusehen. Daher wurde als Versuchskörper ein 1,3 m langes und 0,6 m hohes Wandelement entsprechend der 12,5 cm dicken Tragschale aus Stahlbeton ohne Vorsatzschale verwendet. Die Bewehrung entsprach den realen Wandelementen.

Die Versuchskörper wurden über eine Linienlast parallel zum Auflager belastet. Dabei war es möglich, Druck- und Zugkräfte einzuleiten (Bild 26, Bild 27). Die Lasteinleitung erfolgte im ersten Versuch weggeregelt, bei den anschließenden – aufgrund vernachlässigbar kleiner Massenträgheitseffekte – kraftgeregelt.

Bei keinem der Versuchskörper trat ein ermüdungsbedingtes Querkraftversagen des Betons ein. In keinem Fall stellte sich ein geneigter Biegeschubriss ein. Daher kann keine echte, sondern lediglich eine quasi-Wöhlerlinie für die Wechselbeanspruchung ($V_{Ed,min} = -V_{Ed,max}$) angegeben werden, die auf den bei den Versuchen ertragenen maximalen Querkraftbeanspruchungen beruht. Diese kann als untere

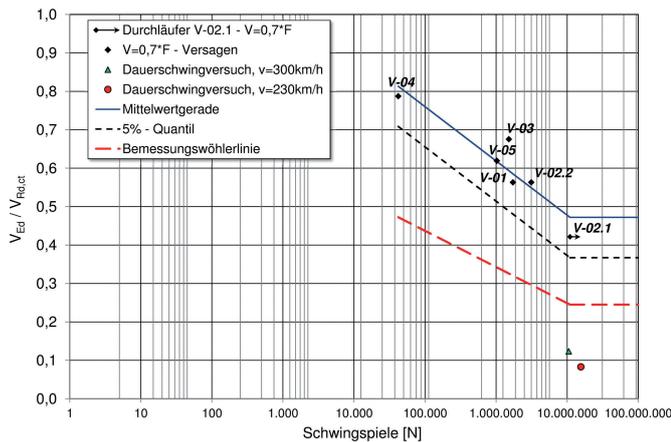


Bild 28. Quasi-Wöhlerlinie der Versuchskörper im halb-logarithmischen Maßstab ($V_{Rd,ct} = 44 \text{ kN/m}$)
 Fig. 28. Quasi-Wöhler curve of test specimen in semi logarithmic scale ($v_{Rd,ct} = 44 \text{ kN/m}$)

Abschätzung für die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit im Wechselbereich angesehen werden.

Die Versuchskörper versagten in der Regel nach erfolgter Rissbildung im Beton durch Ermüdungsbrüche der Bewehrung meist an den Kontaktstellen zum Transportanker. Es ist davon auszugehen, dass an den Kontaktstellen eine Reibbeanspruchung gegeben war.

Die Wertepaare aus ertragener maximaler Querkraftbeanspruchung während des Versuchs und zugehöriger Lastwechselzahl bis zum ermüdungsbedingten Versagen des Versuchskörpers sind in Bild 28 aufgetragen. Zur Beschreibung des Zeitfestigkeitsbereichs wurde eine Regressionsgerade nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate bestimmt. Diese schneidet die horizontale Linie für die Dauerfestigkeit. Zusätzlich ist gemäß DIN EN 1990, Anhang D [18] eine Gerade für die 5% Quantile der Ermüdungsfestigkeit im Zeitfestigkeitsbereich bestimmt worden.

$$x_{5\%} = \bar{x} - k_n \cdot s$$

Da für den Zeitfestigkeitsbereich nur $n = 5$ Versuchswerte vorliegen, ergibt sich der Wert $k_n = k_5 = 2,33$ für den Fall eines unbekanntem Variationskoeffizienten V_x aus Tabelle D.1 der Norm. Die Standardabweichung ergibt sich aus dem jeweiligen Abstand der Versuchswerte zur ermittelten Regressionsgeraden.

Die geneigte Gerade für die 5% Quantile der Wöhlerlinie ergibt mit dem Knickpunkt als Übergang zur horizontalen Gerade bei den eingangs geforderten $N = 10,5 \text{ Mio}$. Lastwechseln einen quasi Dauerfestigkeitswert der Größe $V_{Ed}/V_{Rd,ct} = 0,37$. Dieser Wert liegt etwas unter dem Durchläufer V02.1 mit $V_E/V_{Rd,ct} = 0,42$. Da bei den gegebenen Bewehrungsgraden keine statische Querkrafttragfähigkeit ermittelt werden konnte, die Versuchskörper versagten ausschließlich auf Biegung, wurde als gewählte Bezugsgröße $V_{Rd,ct} = 0,44 \text{ kN/m}$ nach DIN-Fachbericht 102 rechnerisch ermittelt.

Auf diese Weise wurde mit dem Wert $(V_{Ed}/V_{Rd,ct})_k = 0,37$ die charakteristische quasi Dauerfestigkeit abgeschätzt.

Die Bemessungswerte der Wöhlerlinie ergeben sich aus den charakteristischen Werten der Wöhlerlinie über den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{c,fat} = 1,5$. Damit kann der Bemessungswert der quasi Dauerfestigkeit für eine Wechsel-

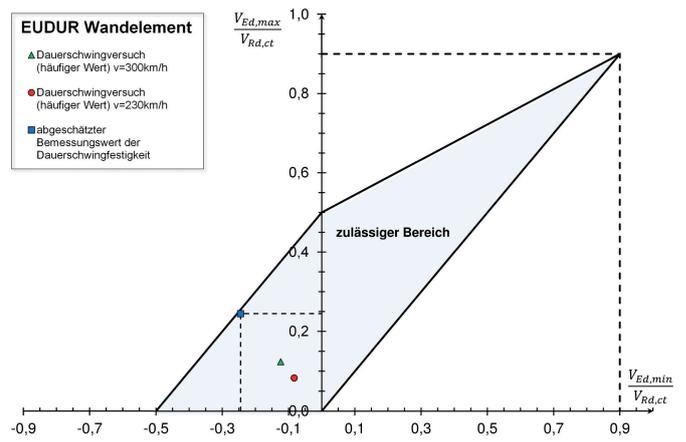


Bild 29. Zulässige Schubspannungsschwingbreite bei Bauteilen ohne Schubbewehrung nach DIN-Fachbericht 102 [5] mit dem eingetragenen Versuchswerten
 Fig. 29. Permitted shear stress range of elements without shear reinforcement according to DIN-Fachbericht 102 [5] with marked test results

selbeanspruchung ($V_{Ed,min} = -V_{Ed,max}$) wie folgt abgeschätzt werden:

$$(V_{Ed}/V_{Rd,ct})_d = 0,37 / 1,5 = 0,25$$

Dieser Wert liegt auf dem Rand des zulässigen Bereichs (Bild 29).

Nach dem zum Versuchszeitpunkt gültigen DIN-Fachbericht 102 [5] darf bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung des Betons bei Beanspruchung infolge Querkraft als gegeben angesehen werden, wenn der in Bild 29 grafisch dargestellte zulässige Bereich eingehalten ist.

Wie aus Bild 29 hervorgeht, liegt die Querkraftwechselbeanspruchung infolge Druck-/Sogwirkung aus Zugverkehr (Auslegungsgeschwindigkeit $v = 250 \text{ km/h}$ und $v = 300 \text{ km/h}$) für die untersuchten Wandelemente deutlich im zulässigen Bereich, sodass eine ausreichende Sicherheit gegen ein ermüdungsbedingtes Versagen infolge Querkraftwechselbeanspruchung gegeben ist.

5 Zusammenfassung

Die TU Dortmund war von der Firma EUDUR mit der Durchführung von Zulassungsversuchen für den Einsatz von lärmabsorbierenden Wandelementen für Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn beauftragt worden. Die Beantragung der Zulassung erfolgte beim Eisenbahn-Bundesamt (EBA). Die wesentliche Beanspruchung der Wandelemente entsteht aus der Druck-/Sogwirkung aus Zugverkehr, wodurch nicht vernachlässigbare ermüdungswirksame Beanspruchungen mit sehr hohen Lastwechselzahlen entstehen. Die Versuche wurden erforderlich, da die zu führenden Nachweise gegen Ermüdung nicht vollständig durch den zum Versuchszeitpunkt gültigen DIN-Fachbericht 102 [5] abgedeckt wurden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass aufgrund der durchgeführten Versuche keine Bedenken gegen eine Verwendung der jeweils entsprechend ausgelegten Wandelemente an Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn bis zu einer Auslegungsgeschwindigkeit $v = 250 \text{ km/h}$ bzw. $v = 300 \text{ km/h}$ bestehen.

Nach Durchführung aller Versuche wurde die seinerzeitige Vorgabe des EBA der zu ertragenden Lastwechsel auf in- zwischen $5 \cdot 10^6$ herabgesetzt. Durch spätere genauere Un-

tersuchungen der Einwirkungsseite stellte sich heraus, dass bei einer Zugvorbeifahrt durchaus mehr als acht Schwingenspiele auftreten können, diese jedoch unterschiedliche Amplituden aufweisen. Die äquivalente Schädigungssumme dieser Schwingenspiele ist allerdings deutlich niedriger als die bei angenommenen acht Lastwechseln mit einer Maximalamplitude. Daher erfolgte später die Reduzierung

der zu ertragenden Lastwechsel. Dieses führt zu einer Halbierung der Versuchszeiten.

Positiv bedeutet das für die hier getesteten Lärmschutzwandelemente, dass diese anstelle der ursprünglich geforderten 50 Jahre Lebensdauer rechnerisch sogar 100 Jahre der Belastung der vorgegebenen und zugrunde gelegten vorbeifahrenden Hochgeschwindigkeitszüge standhalten.

Literatur

- [1] Hertle, R., Näßl, A.: Aerodynamische Anregung von Schallschutzkonstruktionen an Schienengebundenen Hochgeschwindigkeitsstrecken. In: Bauingenieur 80 (2005), Heft 3, S.151–161.
- [2] Maurer, R., Heeke, G.: Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit von lärmabsorbierenden Wandelementen an Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn, Abschlussbericht für die Fa. EUDUR Bau GmbH & Co. KG, Herzebrock-Clarholz, Oktober 2010
- [3] Maurer, R., Heeke, G.: 1. Ergänzungsbericht zum Bericht vom Oktober 2010, Wandlänge $l = 5,0\text{ m}$, $v = 300\text{ km/h}$. Abschlussbericht für die Fa. EUDUR Bau GmbH & Co. KG, Herzebrock-Clarholz, April 2011
- [4] Maurer, R., Heeke, G.: 2. Ergänzungsbericht zum Bericht vom Oktober 2010, Wandlänge $l = 7,5\text{ m}$, $v = 230\text{ km/h}$. Abschlussbericht für die Fa. EUDUR Bau GmbH & Co. KG, Herzebrock-Clarholz, Juli 2012
- [5] DIN-Fachbericht 102:2009–03: Betonbrücken, Beuth Verlag
- [6] Teworte, F., Hegger, J.: Querkraftermüdung von Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 1, S. 34–46.
- [7] Rombach, G., Kohl, M.: Fatigue strength of concrete members without web reinforcement. In: fib Symposium Stockholm 2012: Concrete Structures for Sustainable Community, Proceedings, S. 147–151, Juni 2012
- [8] Kohl, M.: Tragverhalten von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbeanspruchung unter Ermüdungsbeanspruchungen, Dissertation TU Hamburg-Harburg, 2014
- [9] Keuser, M., Hiller, E., Lenner, R.: Ermüdungsversuche an Stahlbetonfertigteilen für Lärmschutzwände an Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsstrecken. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 4, S. 248–256.
- [10] DIN-Fachbericht 101:2009–03: Einwirkungen auf Brücken, Beuth Verlag
- [11] DB-Richtlinie 804.5501, mit Anhang A01-A06, Entwurf 01.09.2007
- [12] DB-Richtlinie 804.5501, 01.06.2010
- [13] Harris, C. M.: Shock and vibration handbook, McGraw-Hill, 2. Ed, McGraw-Hill Handbooks, 1976
- [14] Haibach, E.: Betriebsfestigkeit – Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung, Springer Verlag, 3. Auflage, 2006
- [15] Radaj, D., Vormwald, M.: Ermüdungsfestigkeit, Springer Verlag, 2. Auflage, 2007
- [16] CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford
- [17] Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Gläser, C.: Ermüdungsnachweise bei Massivbrücken, Ernst&Sohn, Betonkalender 2004
- [18] DIN EN 1990:2010–12: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung.