



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau [www.massivbau.tu-dresden.de](http://www.massivbau.tu-dresden.de)



# **31. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPIOSIUM**

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG  
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

07. UND 08. JUNI 2022

© 2022 Technische Universität Dresden  
Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.  
Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach  
Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx  
Technische Universität Dresden  
Institut für Massivbau  
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer  
Layout: Ulrich van Stipriaan  
Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Drackensteiner Hang (1936) – Foto: Martin Hahn, LAD

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

ISSN 1613-1169  
ISBN 978-3-86780-709-8



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

**Institut für Massivbau** <http://massivbau.tu-dresden.de>

# **Tagungsband**

## **31. Dresdner Brückenbausymposium**

Institut für Massivbau  
Freunde des Bauingenieurwesens der TU Dresden e.V.  
TUDIAS GmbH

07. und 08. Juni 2022

## Inhalt

<b>Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022!</b> .....	7
<b>Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung</b> .....	11
<b>Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern – schnell, umweltgerecht und kostengünstig</b> .....	13
<i>Gero Marzahn, Jörg Kranz, Dietmar Placzek, Thomas Oehler</i>	
<b>Brücken mit Verbunddübelleisten – Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele</b> .....	27
<i>Günter Seidl, Victor Schmitt, Wojciech Lorenc</i>	
<b>Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen–Ulm – Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen</b> .....	43
<i>Anton Braun</i>	
<b>Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau – Besonderheiten beim Einsatz von Netzwerkhängern aus Carbon</b> .....	57
<i>Lorenz Haspel</i>	
<b>Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben</b> .....	75
<i>Jürgen Feix, Johannes Lechner</i>	
<b>Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton – Aktuelles aus Praxis und Forschung</b> .....	89
<i>Oliver Steinbock, Thomas Bösche</i>	
<b>Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge</b> .....	107
<i>Antti Karjalainen</i>	
<b>Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg</b> .....	121
<i>Michael Hascher, Sabine Kuban</i>	
<b>smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft</b> .....	139
<i>Marc Wenner, Steffen Marx, Markus Meyer-Westphal, Martin Herbrand, Christof Ullerich</i>	
<b>Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB – Methode und erste Anwendungserfahrungen</b> .....	151
<i>Dirk Proske, Herbert Friedl, Jean-Baptiste Payeur, Blaise Girardin</i>	
<b>Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach</b> .....	163
<i>Bernhard Schäpertöns, Daniel Schäfer, Werner Kuhnlein, Christoph Schultheiß</i>	
<b>Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton</b> .....	175
<i>Andreas Apitz, Frank Jesse, Mike Schlaich</i>	
<b>Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht</b> ...	191
<i>Frank Bauchspiess</i>	
<b>Chronik des Brückenbaus</b> .....	207
<i>Zusammengestellt von Sabine Wellner</i>	

# Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern – schnell, umweltgerecht und kostengünstig

Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn<sup>1</sup>, Dipl.-Ing. Jörg Kranz<sup>2</sup>,  
Prof. Dr.-Ing. Dietmar Placzek<sup>3</sup>, Dipl.-Ing. Thomas Oehler<sup>4</sup>

## Zusammenfassung

Im Brückenbau werden seit Jahrzehnten massive Brückenwiderlager aus Beton eingesetzt. Diese sind robust und setzungsarm ausgelegt. Diesen Vorteilen stehen aber auch technische und wirtschaftliche Nachteile der in Ort beton ausgeführten Bauweise entgegen. Dies sind z. B. die vergleichsweise längere Bauzeit und aus technischer Sicht mögliche Setzungsunterschiede zwischen dem vertikal nahezu starren Widerlager und dem anschließenden, setzungsfreundlichen Damm. Mangelnder Fahrkomfort, aber auch Schäden bei den Fahrbahnübergangskonstruktion können die Folge sein. Grund genug, sich mit alternativen Bauweisen für die Herstellung der Brückenwiderlager zu beschäftigen. Im Rahmen eines Pilotprojektes wurde ein geokunststoffbewehrter Erdkörper (KBE) als Widerlager für eine Brücke über die Autobahn ausgeführt. Das Tragverhalten wurde dabei durch ein begleitendes Messprogramm überprüft und u. a. im Hinblick auf Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bewertet. Die Ergebnisse gestatten einen Ausblick auf die Übertragbarkeit auf vergleichbare Bauprojekte.

## 1 Einleitung

Für eine abgängige Autobahnüberführung der Stokkumer Straße über die BAB A 3 (Bild 1) wurde eine Ersatzneubau geplant. Im Rahmen eines Pilotprojektes, mit dessen Realisierung

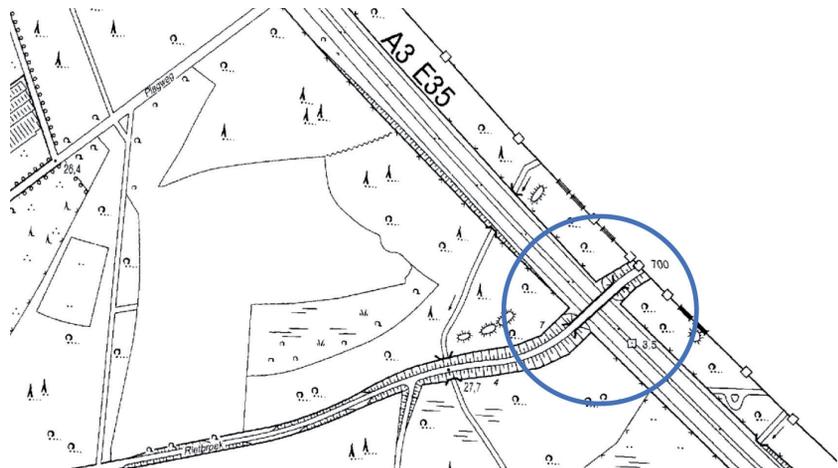


Bild 1 Lageplan mit eingetragener Bestandsbrücke über die Autobahn BAB A 3  
Zeichnung: Straßen.NRW

die Fa. Heitkamp Brückenbau GmbH, Herne, beauftragt wurde, sollten zur Reduzierung von Bauzeit und Kosten moderne und umweltfreundliche Technologien eingesetzt werden:

- Fertigung des Brückenüberbaus in Seitenlage,
- Herstellung der Widerlager aus geokunststoffbewehrter Erde.

Während die Fertigung des Brückenüberbaus in Fertigbauweise geltenden technischen Regelwerken unterliegt, handelt es sich bei den geokunststoffbewehrten Widerlagern im Gegensatz zu den üblichen Brücken um eine besondere Bauweise, die sich im Hinblick auf ihr Trag- und Verformungsverhalten deutlich von massiven Brückenwiderlagern unterscheidet. Es handelt sich damit gemäß RE-ING, Teil 1, Ziffer 3 (9) [1] um eine außergewöhnliche Konstruktion (neue und bisher nicht angewandte Bauweise).

<sup>1</sup> Bundesministerium für Digitales und Verkehr, Bonn

<sup>2</sup> Heitkamp Brückenbau GmbH, Herne

<sup>3</sup> ELE Beratende Ingenieure GmbH, Essen

<sup>4</sup> Straßen NRW, Hamm

Vor diesem Hintergrund waren für den Bau der Widerlager entsprechende Anforderungen und Nachweise zum Trag- und Verformungsverhalten dieser Konstruktion vorzulegen und durch ein wissenschaftlich begleitendes Messprogramm zu bestätigen.

Im Folgenden wird über die Gründung, die Konstruktion, das Trag- und Verformungsverhalten der Widerlager, das begleitende Messprogramm und über die Messergebnisse berichtet. Ebenso werden die Erkenntnisse dieses Pilotprojektes im Hinblick auf Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Bauzeit und Kosten bewertet und ein Ausblick auf die Übertragbarkeit auf vergleichbare Bauprojekte gegeben.

## 2 Baugrund und Gründung

Die neuen Widerlager wurden auf den vorhandenen Sohlplatten der alten Widerlager (Bestandsfundamente) mit Abmessungen von 10,50 m × 6,70 m gegründet. Die Dicke des Bestandsfundamentes variiert zwischen 1,0 m und 1,2 m. Grundwasser beeinflusst die Baumaßnahme nicht.

Auf Höhe der Gründungssohle stehen gemäß den Baugrundaufschlüssen wenigstens mitteldicht gelagerte, aufgefüllte, schwach schluffige bis schluffige Sande an. Unter Berücksichtigung einer ausreichenden Sicherheit gegen Grundbruch bei lotrechter und mittiger Belastung konnte für das Bestandsfundament ein Bemessungswert des Sohlwiderstandes von  $\sigma_{R,d} = 450 \text{ kN/m}^2$  zugrunde gelegt werden.

Das Bestandsfundament wurde vorrangig aus geometrischen Gründen an drei Seiten um ein 0,65 m breites Konsolenband vergrößert, um die Verbreiterung der neuen Widerlagerkonstruktion gegenüber dem noch bestehenden Widerlager aufnehmen zu können. Das Konsolenband wurde auf einer Weichlage gelagert und mit dem Bestandsfundament monolithisch verbunden (Bild 2), sodass es wie ein Kragarm wirkt und alle Lasten an das Bestandsfundament weiterleitet.

## 3 Widerlagerkonstruktion

Die neuen Brückenwiderlager bestehen aus einer durch Vorsatzschalen verkleideten, geokunststoffbewehrten Erde (KBE), welche auf den Bestandsfundamenten gegründet wird. Auf der KBE-Konstruktion wird die Auflagerbank des Brückenüberbaus aufgesetzt und hinterfüllt. Seitlich wird die Hinterfüllung durch Winkelstützwände gestützt. Zur Minimierung der Horizontalbeanspruchung infolge des Erdendrucks werden die Winkelstützwände mit der jeweils gegenüberliegenden Wand mittels Geogittern verankert. Seitlich werden Böschungskegel angeschüttet.

Die Winkelstützwände werden durch Vorsatzschalen aus Gabionen verblendet. Die Gründung der Gabionen liegt in den Böschungsbereichen. Auf der autobahnzugewandten Seite sowie außerhalb der Böschungsbereiche wird eine Vorsatzschale aus Betonfertigteilen aufgestellt. Zwischen der KBE und der Vorsatzschale verbleibt ein planmäßiger Spalt von wenigen

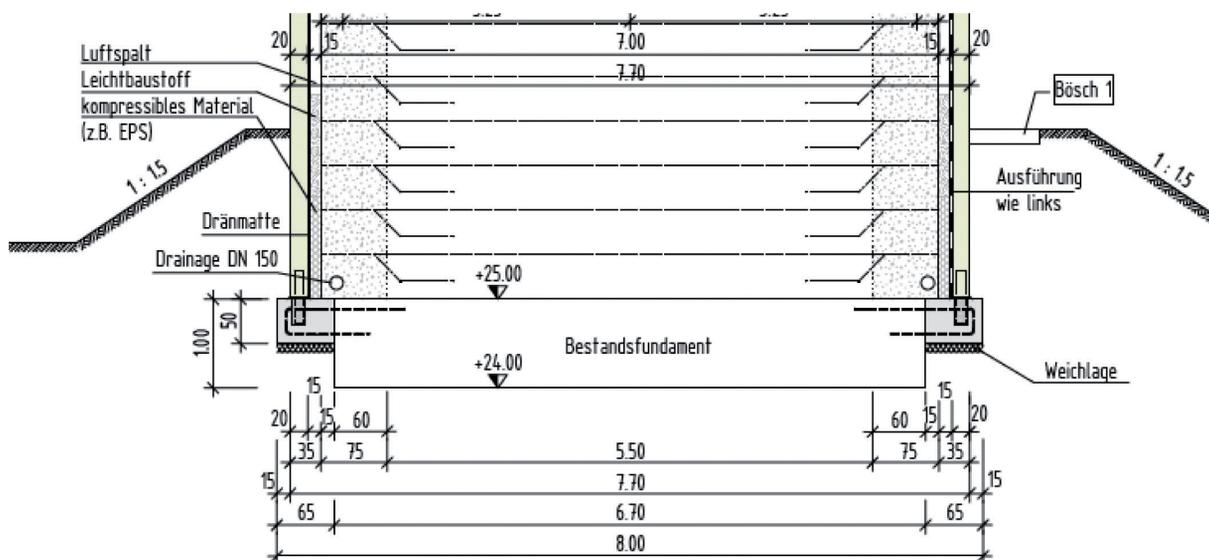


Bild 2 Vergrößerung des Bestandsfundamentes durch Anordnung eines Konsolenbandes

Zeichnung: Straßen.NRW

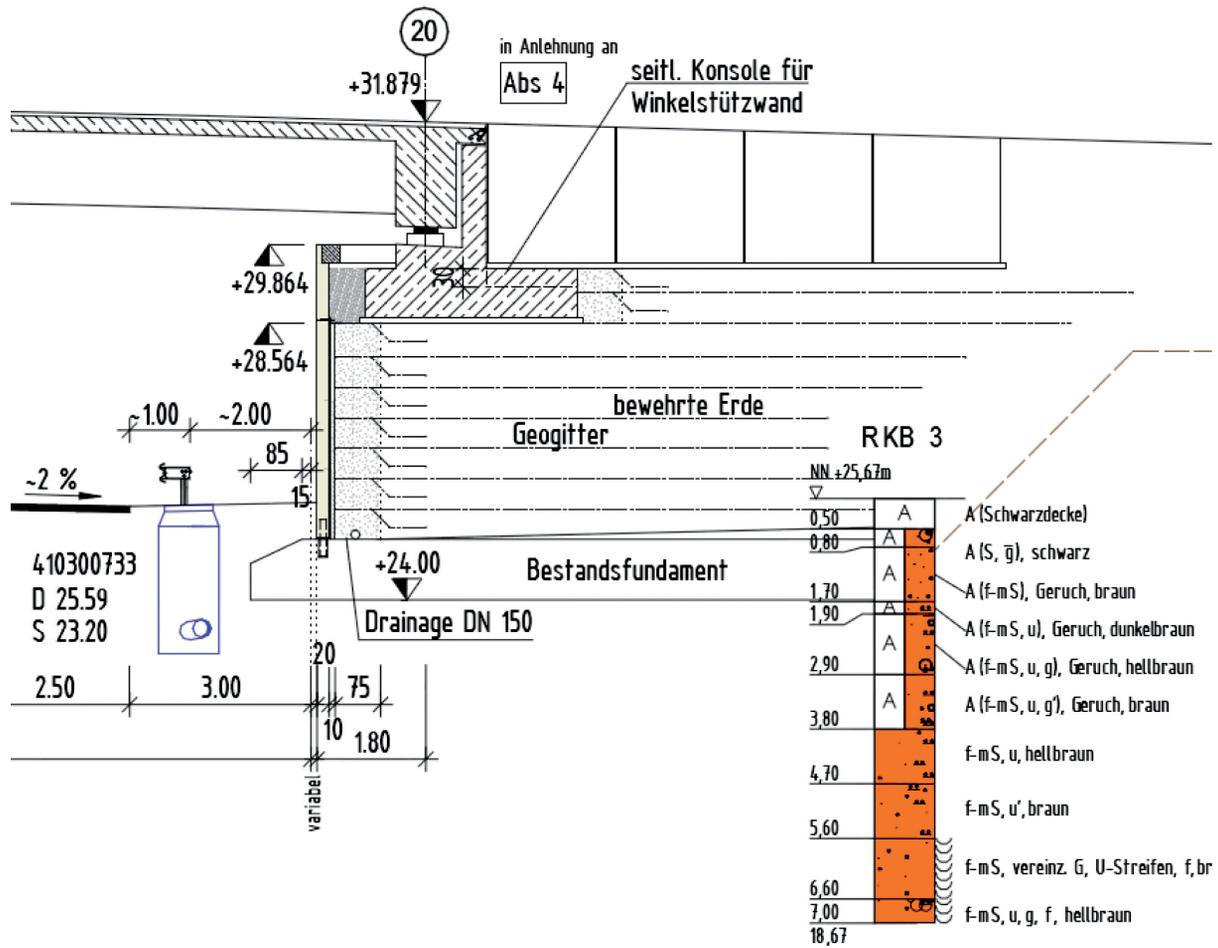


Bild 3 Querschnitt des westlichen Widerlagers

Zeichnung: Straßen.NRW

Zentimetern, damit die Vorsatzschale keine Lasten aus der Auflagerbank oder der KBE erfährt. Die Vorsatzschale dient aber nicht nur als optisches Element, sondern gewährleistet daneben einen UV-Schutz für die Geogitter und darüber hinaus einen gewissen Anprallschutz der Gesamtkonstruktion des Widerlagers.

Die Höhe der KBE unterhalb der Auflagerbank beträgt rd. 3,6 m. Die Gesamthöhe der Konstruktion aus KBE und Auflagerbank macht rd. 6,8 m aus. Bild 3 zeigt einen Querschnitt durch das westliche Brückenwiderlager.

Entsprechend der u-förmig angeordneten, freien Stützhöhe der KBE werden die Geogitter zweiaxial beansprucht. Insgesamt 14 Lagen des Geogitters Fortrac R 400/400-30 MT der Fa. Huesker [2] kamen zum Einsatz. Dabei handelt es sich um ein hoch belastbares, vergleichbar dehnsteifes, kriecharmes, zweiaxial belastbares Geogitter aus Polyvinylalkohol (PVA) mit Polymer-Schutzummantelung. Die Zugfestigkeit beträgt 400 kN/m bei einer Dehnung von  $\leq 6\%$ . In natürlichen Böden mit einem pH-Wert zwischen 2 und 12,5 und einer Bodentempera-

tur bis 25 °C ist das Produkt nach Herstellerangaben für wenigstens 120 Jahre geeignet.

Als Schüttmaterial wurden Sande aus einer benachbarten Sandgrube eingebaut und mittels kalkhaltigem Bindemittel in ihren Trag- und Verformungseigenschaften verbessert und in Lagen zwischen 0,15 m und teilweise bis 0,5 m Höhe mit einem Verdichtungsgrad  $D_{pr} \geq 100\%$  wieder eingebaut.

Im Rahmen der erdstatischen Nachweise wurden die in Tabelle 1 wiedergegebenen charakteristischen Bodenkennwerte vorausgesetzt.

Tabelle 1 In den erdstatischen Nachweisen ange-setzte, charakteristische Bodenkennwerte

Kennwert	Einheit	Wert
$\varphi_k'$	[°]	$\geq 32,5$
$c_k'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$\geq 15,0$
$\gamma_k/\gamma_k'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	$\leq 21,0/11,0$
$E_{s,k}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	$\geq 80,0$

Die Art und Menge des Bindemittels, um die v. g. charakteristischen Kennwerte zu erzielen, wurde über eine Eignungsprüfung gemäß dem FGSV-Merkblatt „Eignungsprüfungen bei Bodenverbesserungen mit Bindemitteln als qualifizierte Baugrundverbesserung“ [3] festgelegt. Im Rahmen der Eignungsprüfung wurden hierzu auch einaxiale Druckversuche an Probekörpern unterschiedlichen Alters untersucht. Je nach Grad der Verfestigung wurden darüber hinaus Kompressions- und Scherverversuche durchgeführt.

Der Einbau des Schüttmaterials erfolgt durch Eigen- und Fremdüberwachung qualitätsgesichert. Hierzu musste im Vorfeld ein Qualitätssicherungsplan gemäß ZTVE-StB 17 [4] erstellt werden.

Neben statischen oder dynamischen Plattendruckversuchen waren Probekörper des Boden-Bindemittel-Gemisches zur Bestimmung der Proctordichte und des optimalen Wassergehaltes sowie der einaxialen Festigkeit zu entnehmen. Das angelieferte Bodenmaterial wurde hinsichtlich der Korngrößenverteilungen, des Wassergehaltes, der Korndichte, der Proctordichte und des optimalen Wassergehaltes stichprobenartig untersucht.

#### 4 Trag- und Verformungsverhalten – Verbundverhalten

Die Massenkräfte des Bodens rufen bei Böschungen abtreibende Bewegungen hervor, sobald in einer Gleitfläche die Scherfestigkeit des Bodens von der gleitflächenparallelen Komponente der Massenkräfte überschritten wird. Tatsächlich werden zur Mobilisierung der Scherfestigkeit bereits geringe Verschiebungen benötigt. Bei Einlage von Geokunststoffbewehrungen spannen sich diese mit dem Abschieben der Massen, so dass horizontal gerichtete Zugkräfte entstehen, welche die Massen zusammenhalten. Damit bilden der geschüttete

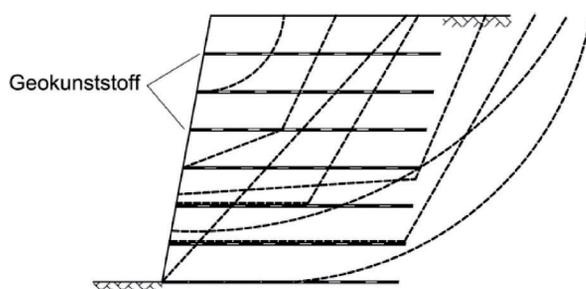


Bild 4 Mögliche Gleitlinien durch (links) und um eine Stützkonstruktion

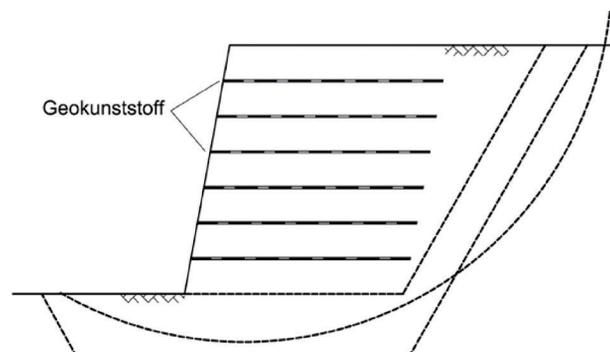
Boden und die eingelegten Geokunststoffe einen Verbund, wobei der überwiegende Teil der Vertikalkräfte in die Schüttung aus Boden und der der Horizontalkräfte über Bodenreibung in die Geogitter eingetragen wird. Die Verbundwirkung ist verschiebungs-/verformungsabhängig, so dass Art und Ausführung der KBE-Konstruktion von der Belastungsrichtung und Lage der Geokunststoffe abhängig sind.

#### 5 Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Die Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden gemäß den Anforderungen der DIN EN 1997-1 [5], der DIN EN 1997-1/NA [6] und der DIN 1054 [7] in Verbindung mit der EBGEO [8] geführt. Im vorliegenden Fall eines Brückenwiderlagers in KBE-Bauweise sind dabei sowohl Nachweise für die KBE als auch die Nachweise der Auflagerbank und der Winkelstützwand zu führen. In Tabelle 2 sind die geführten Nachweise zusammengefasst. Im Folgenden wird ausschließlich auf die Nachweise der KBE eingegangen.

Die Einwirkungen aus dem Brückenüberbau ergaben für die Leitgrößen Anfahren/Bremsen in horizontaler Richtung und das Lastmodell LM 1 in vertikaler Richtung einen maximalen vertikal gerichteten Bemessungswert der Lagerkraft von 6.512 kN in Verbindung mit einer Horizontalkraft von 994 kN auf die Auflagerbank, woraus sich die mittlere charakteristische Sohlspannung zu 368 kN/m<sup>2</sup> und die maximale charakteristische Eckpressung zu 510 kN/m<sup>2</sup> ableiten lässt.

Die Nachweise der äußeren Standsicherheit umfassen die Nachweise der Sicherheit gegen Kippen, Gleiten und Grundbruch der Gesamtkonstruktion sowie gegen Geländebruch/Böschungsbruch. In diesem



Quelle: Auszug aus [8]

Tabelle 2: Erdstatische Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Nachweis	Bauteil			
	KBE	Auflagerbank	Winkelstützwand	Fundament
<b>Grenzzustand der Tragfähigkeit</b>				
Kippen/Lage der Sohl- druckresultierenden	x	x	x	x
Gleiten	x	x	x	x
Grundbruch	(x)			x
Geländebruch/ Böschungsbruch	x	x	x	
Versagen auf Gleitlini- en, die die Stützkon- struktion durchdringen	x			
Bemessungsfestigkeit der Bewehrung	x			
Herausziehwider- stand der Bewehrung	x			
Nachweis der An- schlüsse	x			
Nachweis der Über- lappung/Bewehrungs- stöße	x			
Nachweis der Front- ausbildung	x			
<b>Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</b>				
Lage der Sohl- druckresultierenden	x	x	x	x
Verformungen der Konstruktion	x			
Setzungen in der Aufstandsfläche	x	x	x	x

Zusammenhang werden auch Gleitlinien untersucht, die die KBE-Konstruktion durchdringen (Bild 4).

Für die Nachweise der Sicherheit gegen Kippen, Gleiten und Grundbruch wurde die KBE als quasi-monolithisches Bauwerk modelliert. Die Nachweise wurden somit nach den Regeln der DIN 1054 [7] geführt. Der Nachweis eines ausreichenden Grundbruchwiderstandes erfolgte nach DIN 4017 [9].

Im vorliegenden Fall wurde der Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch für das Bestandsfundament erbracht. Es können sich unter der KBE-Konstruktion keine vom Bestandsfundament unabhängigen Grundbruchkörper

ausbilden. Die Verbreiterung des Fundaments wurde auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch/Böschungsbruch wurde mit den möglichen Verfahren der DIN 4084 [10] geführt. Es wurden dabei sowohl kinematisch mögliche gekrümmte als auch gebrochene Gleitlinien untersucht. Darüber hinaus wurden sowohl Gleitkörper gewählt, welche die KBE vollständig einbeschreiben, als auch Gleitkörper, welche ganz oder teilweise innerhalb der KBE verlaufen (Bild 4). Sofern Geogitterlagen geschnitten wurden, wurde aus dem Kräftedefizit zur Nachweisführung die Zugbeanspruchung der jeweiligen Geogitterlage abgeleitet.

Zur inneren Standsicherheit zählen die Nachweise der Bemessungsfestigkeit der Bewehrung, des Herauszieh Widerstandes der Bewehrung sowie nach Bedarf Nachweis der Anschlüsse, der Bewehrungsstöße und der Frontausbildung.

Die KBE wurde gemäß dem Verlauf der maßgebenden Scherfuge, wie in Bild 5 dargestellt, in einen aktiven und einen passiven Bereich unterschieden. Der aktive Bereich ist der abgleitende Bereich der KBE, der passive Bereich ist der nicht oder nur sehr wenig verformte widerstehende Bereich der KBE. Aus dem Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch bzw. Geländebruch wurde die Zugkraft des Geogitters berechnet. Zur Aufnahme dieser Zugkraft muss das Geogitter eine ausreichende Zugfestigkeit aufweisen (Nachweis der Bemessungsfestigkeit der Bewehrung) und der Verbund aus Geogitter und Boden muss einen ausreichenden Herauszieh Widerstand gewährleisten.

Der Herauszieh Widerstand ist auflastabhängig. Der Reibungsbeiwert  $f$  in der Grenzfläche zwischen Geogitter und Boden wurde dabei für das gewählte Geogitter nach Herstellerangaben zu  $f = 0,9 \cdot \tan(\varphi_k')$  angesetzt und im Rahmen von Laborversuchen im Großrahmenschergerät der HafenCity Universität in Hamburg nachgewiesen (Bild 6).

Beim Herausziehversuch wird die Geogitterprobe so weit in eine Bodenprobe gebettet, dass mehrere Längs- und Querstäbe vollständig von Boden umgeben sind (Scherrahmeninnenmaße  $50 \times 50 \times 15$  cm). Nachdem eine

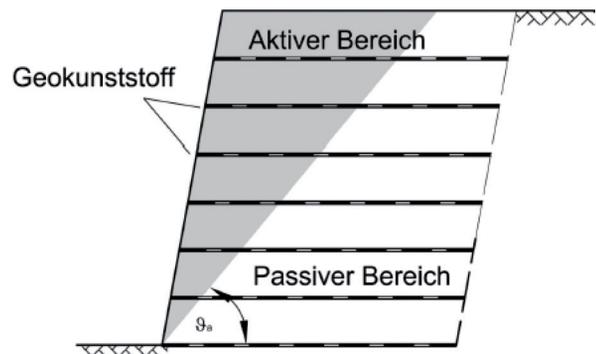


Bild 5 Aktiver und passiver Bereich einer KBE  
Quelle: Auszug aus der EBGeo [8]

Normalspannung auf die Bodenprobe aufgebracht wurde, wird die Geogitterprobe mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit aus dem Boden herausgezogen. Dabei wird die zum Herausziehen erforderliche Kraft  $F_p$  gemessen.

Anschlüsse waren nur für die Geogitterlage im Bereich der Winkelstützwände erforderlich. Die verdübelte Ankerkonstruktion wurde nach den Anforderungen der DIN EN 1992 [11] nachgewiesen.

Die Front der KBE-Konstruktion wurde nach der Umschlagmethode ausgebildet, bei der an der Front ein Umschlag des Geogitters nach oben und unterhalb der nächsten Geogitterlage erfolgt. Die notwendigen Herauszieh Widerstände wurden über eine entsprechende Einbindung oberhalb des Umschlages gewährleistet.

Die Dauerbeständigkeit der Konstruktion richtet sich im Wesentlichen nach der Dauerbeständigkeit der Geogitter. Für die Geogitter liegen Materialnachweise vor. In der Bemessung wurden die Geogitter für eine Nutzungsdauer von 120 Jahren ausgelegt und der Bemessungswert der Zugfestigkeit der Geogitter durch entsprechende Faktoren nach Materialprüfzeugnis abgemindert.

Im Hinblick auf den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit muss unterschieden werden zwischen den jeweiligen Verformungen, die bei der gewählten Bauweise aus den Setzungen



Bild 6 Bestimmung des Herauszieh Widerstands (Bestimmung des Verbundbeiwerts) Foto: ELE Beratende Ingenieure Essen

des Untergrundes infolge der Einwirkungen aus dem Brückenwiderlager, den Eigensetzungen der KBE und den Setzungen der KBE infolge der Lasten aus dem Brückenüberbau resultieren. Im vorliegenden Fall ist der Untergrund für die Lasten aus dem bestehenden Widerlager konsolidiert. Bei Abbruch des Widerlagers bis auf das Höhenniveau der Oberkante der Sohlplatte tritt eine Entlastung des Baugrundes ein, die bei Aufbau des neuen Widerlagers zu einer Wiederbelastung des Untergrundes in etwa gleicher Größenordnung führt. Zudem weist der Untergrund infolge seiner nicht bindigen Zusammensetzung eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit auf, damit Porenwasserüberdrücke schnell wieder abklingen.

Gleiches gilt für den Schüttkörper. Aufgrund der nicht bindigen Zusammensetzung der Schüttkörper treten die Setzungen unmittelbar bei Aufbringung und Verdichtung der Schüttlagen sofort ein. Somit wurde vor dem Aufsetzen des Überbaus auf die KBE-Konstruktion ein Großteil der Vertikalverformungen aus den Setzungen des Untergrundes und der Eigensetzungen der KBE bereits vorweggenommen.

Anders verhält es sich mit den Verformungen der KBE-Konstruktion. Die Geogitter übernehmen erst infolge der Verformungen die ihnen zugedachte Horizontalspannung. Die KBE-Konstruktion setzt sich sowohl durch Stauchung der Schüttung infolge der Auflast als auch infolge der horizontalen Dehnung von Schüttung und Geogitter.

Mittels der Finite-Elemente-Methode (FEM) wurden die Verformungen der Konstruktion prognostiziert (Bild 7). Die Setzungen unter der Auflagerbank wurden zu 3 bis 4 cm nach dem Auflegen und der Inbetriebnahme des Überbaus mit konservativ gewählten Randbedingungen ermittelt.

Die Gesamtsetzungen erreichen lokal bis zu 10 cm, wobei die Differenz zu den v. g. 3 cm bis 4 cm bereits vor dem Auflegen des Überbaus abgeklungen sind und somit stetig während der Erstellung der KBE-Konstruktion ausgeglichen werden.

Horizontalverschiebungen der Auflagerbank waren nach den Berechnungen in einer Größenordnung von rd. 1 cm bis 2 cm erwarten.

## 6 Begleitende Messungen - Messergebnisse

Aufgrund der besonderen Bauweise von Brückenwiderlagern als KBE-Konstruktion und der Einstufung in die Geotechnische Kategorie 3 nach DIN EN 1997-1 [5] war die Maßnahme durch ein geeignetes Messprogramm zu begleiten. Ziel des Messprogramms war die Verifizierung der Berechnungsansätze bzw. der Verformungsprognosen und die Gewährleistung des Sicherheitsniveaus im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 [7] durch ein rechtzeitiges Erkennen eines möglichen Versagens.

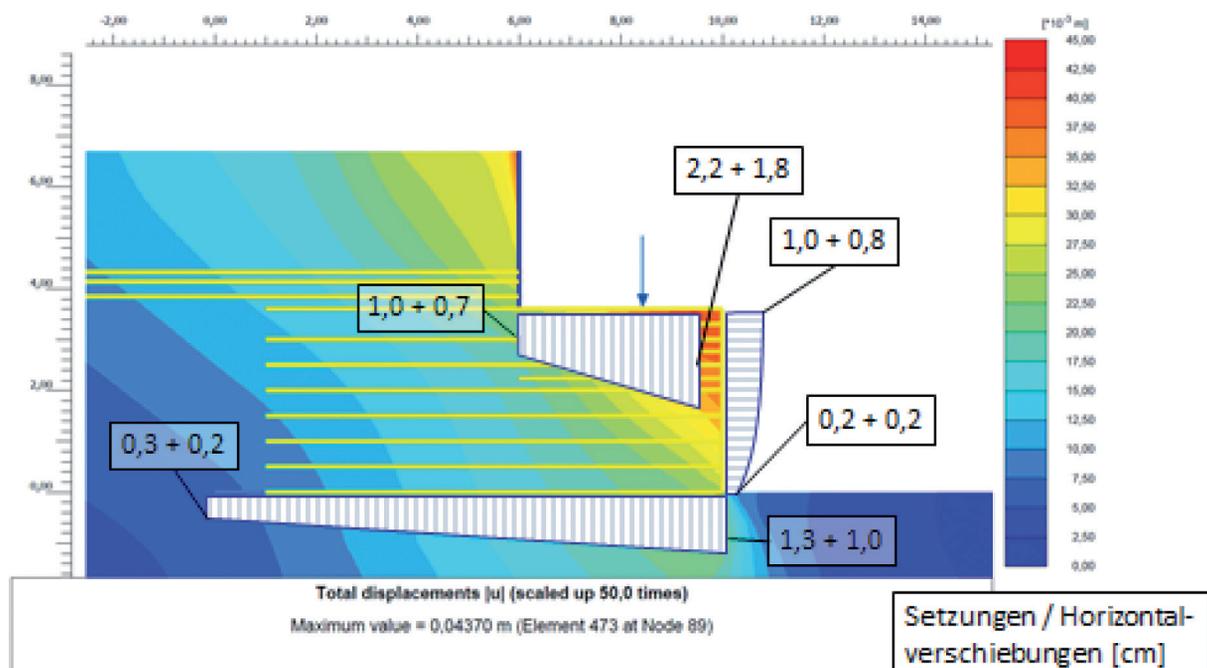


Bild 7 Ergebnisse der FE-Berechnung

Quelle: Straßen.NRW

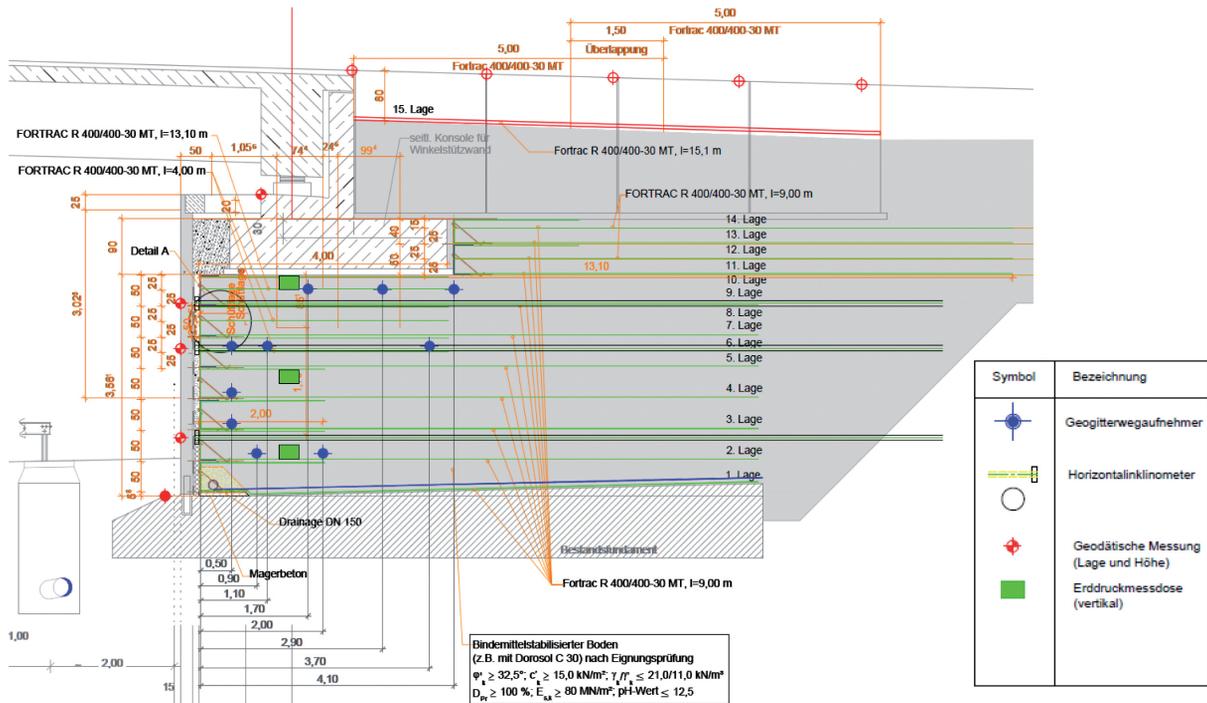


Bild 8 Messstellenplan

Quelle: Straßen.NRW

Die Messungen setzen sich aus Messungen der Verformungen und der Spannungen zusammen. Der Messstellenplan ist der Bild 8 zu entnehmen.

Im Wesentlichen wurden neben geodätischen Messungen (Bestandsfundament, Auflagerbank und Vorsatzschale) Inclinometermessungen (drei Horizontalinklinometer zur Feststellung von Relativverschiebungen bzw. Neigungen), Spannungsmessungen und Dehnungsmessungen an den Geokunststoffen durchgeführt.

Innerhalb der KBE und insbesondere unterhalb der Auflagerbank wurden Erddruckgeber angeordnet, um die vertikalen Bodenspannungen zu messen. Ziel der Messungen war die Verifizierung der Lastausbreitung von der Auflagerbank in die KBE.

An ausgewählten Knotenpunkten der KBE wurden Geogitterdehnungsaufnehmer (Wegaufnehmer) angebracht. Über die gemessenen Dehnungen der Geogitter kann auf die Zugkräfte in den Geogittern geschlossen werden. Die Messungen dienen somit zur Verifizierung der Größenordnung der Zugbeanspruchung einerseits und der aktiven/passiven Bereiche andererseits.

In folgenden Bauphasen wurde bislang gemessen:

- Abbruch der Bestandsbrücke bis OK Sohlplatte,
- Aufbau der KBE bis UK Auflagerbalken,
- Betonage Auflagerbank,
- Hinterfüllung Auflagerbank,
- Aufsetzen des Brückenüberbaus,
- Messung mit Ausbaulasten ohne Verkehrslasten,
- Probelastung des Brückenüberbaus (ca. ½ Jahr nach Verkehrsfreigabe).

Weitere Messungen sollen zu folgenden Ereignissen durchgeführt werden:

- 1 Jahr nach Verkehrsfreigabe,
- 3 Jahre nach Verkehrsfreigabe.

Die bisherigen geodätischen Messungen sind in Bild 9 dargestellt. Die drei Messpunkte befinden sich auf dem Bestandsfundament und zeigten bislang Setzungen von lediglich 2 bis 3 mm, die damit deutlich unterhalb der Prognose liegen.

Aus den geodätischen Messungen des Auflagerbalkens lassen sich Verformungen von we-

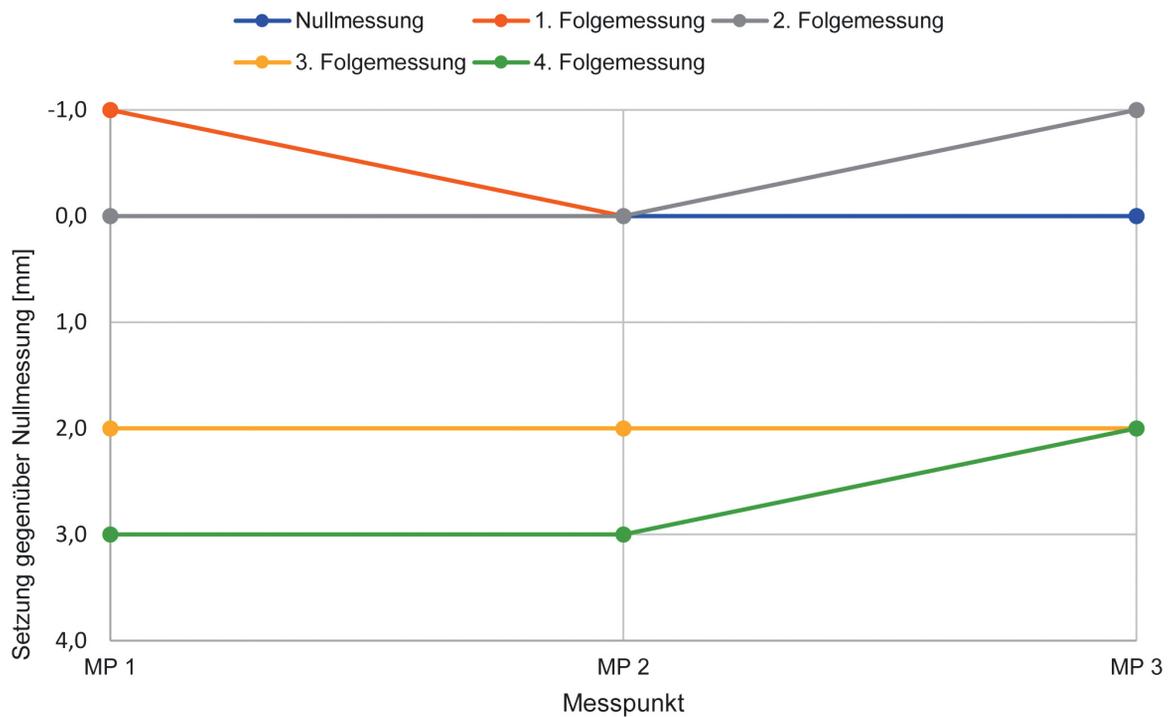


Bild 9 Ergebnisse der geodätischen Messungen auf dem Bestandsfundament Quelle: Straßen.NRW

nigen Millimetern erkennen. Unter der Annahme, dass der Auflagerbalken ein in sich starres Bauteil ist, wurden nach der 6. Messphase geringe Schiefstellungen des Auflagerbalkens in einer Längsachse von ca. 5 mm aufgenommen.

Die Ergebnisse der geodätischen Messungen werden durch die Messungen der Horizontalinklinometer bestätigt. Ferner zeigt sich, dass der Auflagerbalken – resultierend auf der ausmittigen Belastung – vorn größere Setzungen erfährt als seine Hinterkante. Die aufgenommene Schiefstellung des Horizontalinklinometers, welches 50 cm unter dem Auflagerbalken angeordnet wurde, beträgt im maßgeblichen Bereich unter dem Bauteil ca. 2 mm. Auch dieser Wert liegt deutlich unterhalb der Prognose.

In Bild 10 sind die bisherigen Ergebnisse der Spannungsmessungen in den ersten fünf Messphasen aufgetragen. Dargestellt sind die in den unterschiedlichen Höhen der KBE gemessenen vertikalen Bodenspannungen, wobei der obere Erddruckgeber (9. Bewehrungslage) dicht unterhalb des Auflagerbalkens angeordnet ist. Deutlich erkennbar ist der Anstieg der vertikalen Bodenspannung durch das Einheben des Überbaus in Messphase 4. Hier wurden vertikale Bodenspannungen von 350 kN/m<sup>2</sup> gemessen, was in etwa dem rechnerischen mittleren charakteristischen Sohldruck von 368 kN/m<sup>2</sup> entspricht.

Die Ergebnisse der Messungen der Geogitterdehnungsaufnehmer sind in Bild 11 dargestellt. Bei der Auswertung wurden die Messwerte berücksichtigt, welche nach einer Überschüttung und Verdichtung des Füllbodens von 50 cm aufgezeichnet wurden. Während des weiteren Aufbaus der KBE bis zur Betonage des Auflagerbalkens wurden Dehnungen zwischen 0,02 und 0,09 mm gemessen, wobei die geringsten Dehnungen an den Geogittern in der unteren Bewehrungslage und die größten Dehnungen an den Geogittern der oberen Bewehrungslage gemessen wurden. Nach dem Einhub des Überbaus wurden wider Erwarten keine Dehnungsspitzen, sondern ein kurzfristiges Stauchen der Messgeber aufgenommen.

Ab Messphase 5 stellt sich in allen Bewehrungslagen zunächst ein konstanter Wert der Dehnungen ein. Ab April ist ein leichtes Zurückgehen der Dehnungen zu verzeichnen, welches sich an den oberen Bewehrungslagen ausgeprägter darstellt als an den unteren.

Die vergleichsweise größten Dehnungen wurden mit einem Maximum von 0,15 mm an den Geogittern unmittelbar unter dem Auflagerbalken gemessen. Hinsichtlich der Verteilung der Dehnungen in einer Bewehrungslage zeigt sich, dass die vorderen Messgeber größere Werte zeigten als diejenigen weiter hinten in der KBE-Konstruktion. Die größte Differenz in einer Lage beträgt ca. 0,10 mm. Die gemessene

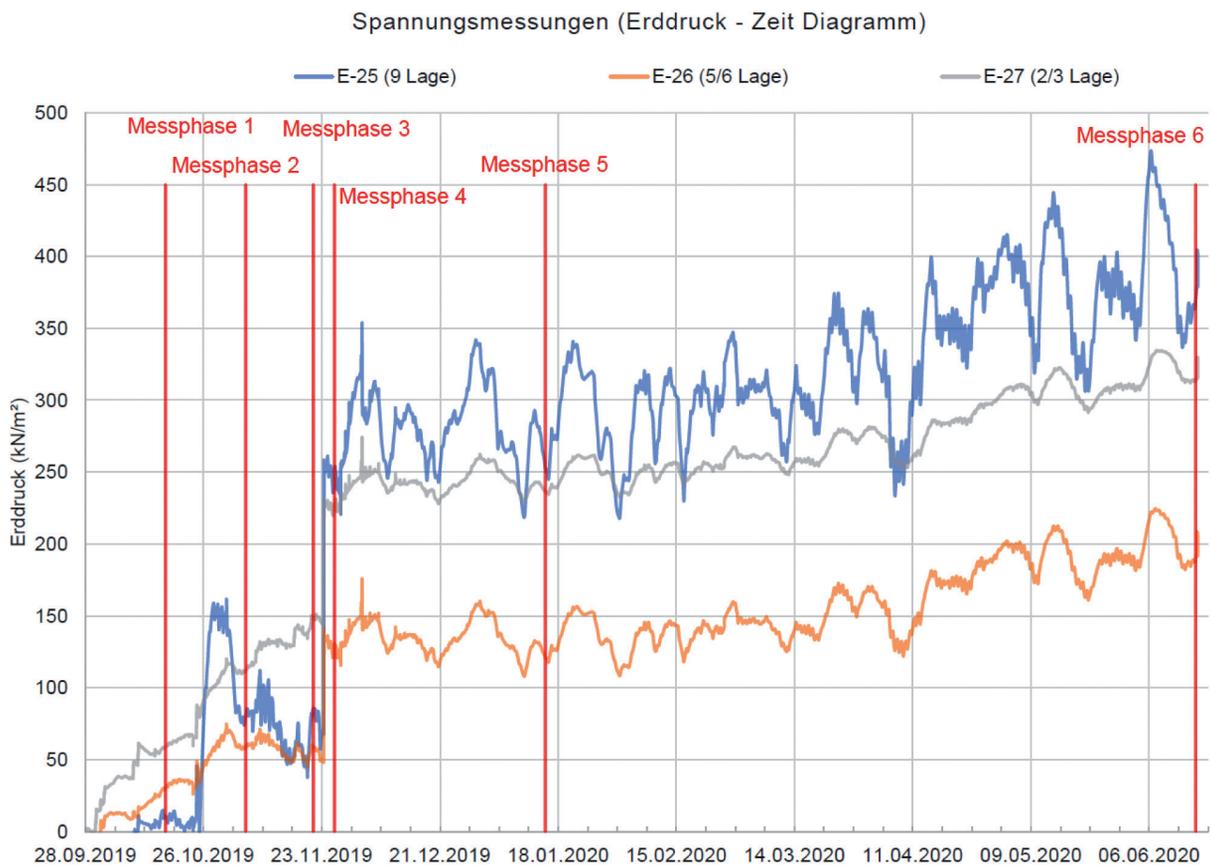


Bild 10 Ergebnisse der vertikalen Spannungsmessungen

Quelle: Straßen.NRW

nen Dehnungen des vorne installierten Messgebers sind dort um das 3-Fache höher als die des hinteren Messgebers.

Aus den gemessenen Dehnungen kann unter Berücksichtigung des Kraft-Dehnungsverhaltens der Geogitter auf die wirksamen Zugkräfte geschlossen werden. Neben den Herstellerangaben wurden hierfür die Ergebnisse zusätzlich durchgeführter Zugversuche herangezogen, um das verhältnismäßig geringe Dehnungsniveau berücksichtigen zu können. Demnach ergeben sich rechnerische Zugkräfte in Höhe von 6 kN/m, welche etwa 3 % der Bemessungszugfestigkeit der Geogitter entsprechen.

## 7 Zusammenfassende Beurteilung und Ausblick

Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse zeigt sich, dass KBE-Brückenwiderlager als dauerhaftes Bauwerk durchaus eine mögliche Alternative zu gängigen Bauweisen darstellen, da sie mit herkömmlichen Erdbaugeräten schnell und kostengünstig hergestellt werden können. Zwischen Abbruch des Bestandsbauwerkes bis zum Einhub des Brückenüberbaus betrug die

Bauzeit rd. 9 Wochen. In dieser Zeit war der Verkehr der BAB A 3 nur an zwei Sperrwochenenden für den Abbruch des Bestandsbauwerkes und den Einhub des Überbaus beeinträchtigt. Während der restlichen Bauzeit erfolgte durch die Baumaßnahme kein Eingriff in den Verkehr, d. h. der Verkehr konnte ohne jegliche Verkehrsbeschränkungen durch die Baustelle geführt werden. Überdies ist die Bauweise ressourcenschonend und weist im Vergleich zu herkömmlichen Bauweisen einen geringen CO<sub>2</sub>-Output auf. Nicht zuletzt sind KBE-Konstruktionen vollständig rückbaubar, was aus umwelttechnischer Sicht einen entscheidenden Vorteil bei Ersatzneubauten oder Erweiterungen darstellt.

Obwohl es sich bei KBE-Konstruktionen um duktile Bauteile handelt, zeigen die laufenden Messungen, dass die bewehrten Erdkörper in Hinblick auf übliche Verformungsbegrenzungen des Brückenbaus als Widerlager grundsätzlich geeignet sind. Wie in den Abschnitten 5 und 6 aufgezeigt, wurden die bisher tatsächlich eingetretenen Verformungen durch die Verformungsprognosen mittels FEM deutlich überschätzt. Weiterer Forschungsbedarf besteht daher vor allem in der Darstellung von Verfor-

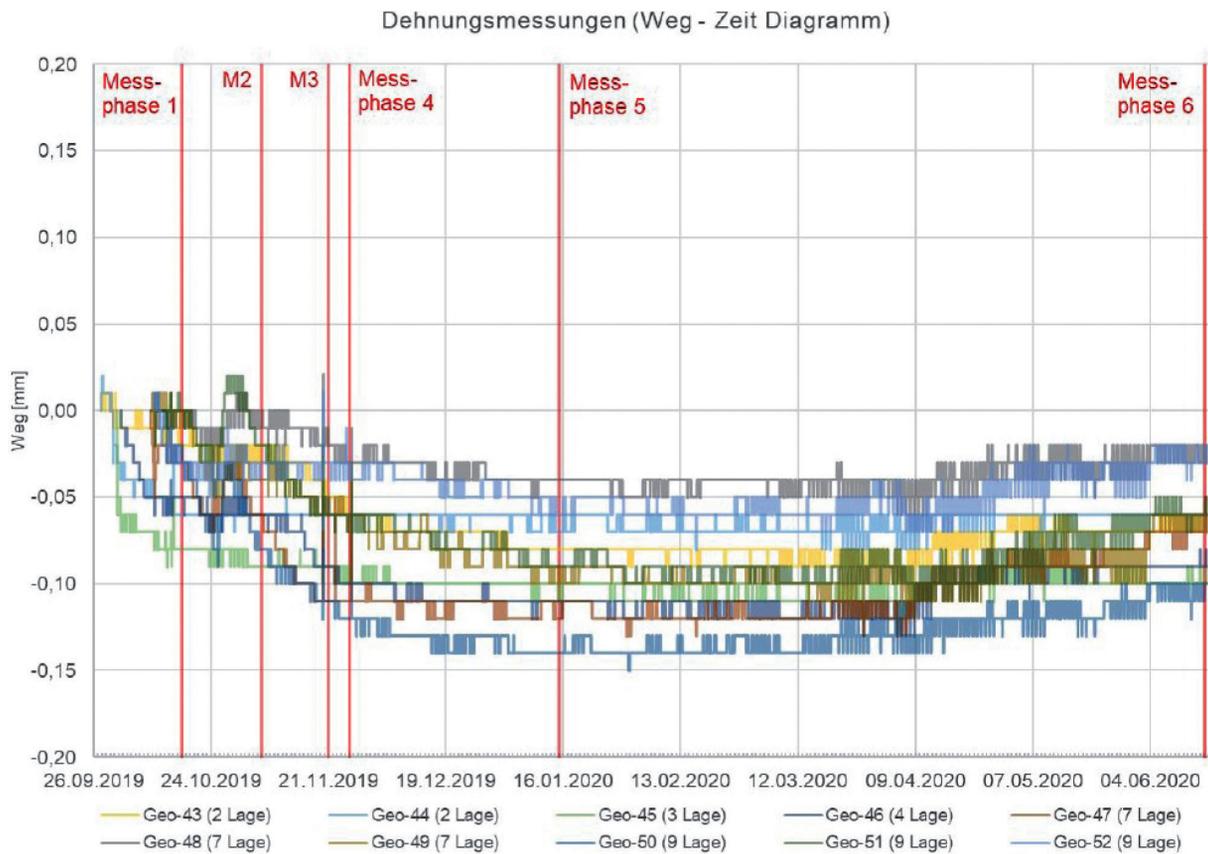


Bild 11 Ergebnisse der Geogitterdehnungsmessungen

Quelle: Straßen.NRW

mungsprognosen unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen Boden und Geogitter.

Um weitere Erkenntnisse im Hinblick auf die Praxistauglichkeit der Bauweise KBE-Widerlager und über das Verformungsverhalten zu gewinnen, sind weitere Pilotprojekte denkbar. Im Zuge dieser könnten die neu gewonnenen Erkenntnisse aus dem Pilotprojekt Stokkumer Straße angewandt und offenen Fragestellungen, etwa das Verformungsverhalten bei stärkerer Verkehrsbelastung, beantwortet werden.

Hinsichtlich der Einsatzmöglichkeiten geogitterbewehrter Widerlager wurden Einsatzpotenziale aufgezeigt. Diese sind vorrangig bei üblichen Einfeldtragwerken kleiner bis mittlerer Spannweite zu finden, aber auch bei integralen Bauwerken, weil die den Widerlagern innenliegende Duktilität Temperaturzwängungen im Überbau minimieren helfen.

## Literatur

[1] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV, Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und

Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING). Stand 01/2021

- [2] Huesker Geokunststoffe: <https://www.huesker.de/geokunststoffe/produkte/geogitter/fortrac-3d/> (geprüft am 20.04.2022)
- [3] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV, Hrsg.): Technische Prüf-vorschriften für Boden und Fels im Straßenbau – Teil B 11.3 Eignungsprüfung bei Bodenverbesserungen mit Bindemitteln (TP BF-StB). Köln, 2010
- [4] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV, Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 17). Köln, 2017
- [5] DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013. Beuth, Berlin, 2014
- [6] DIN EN 1997-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Beuth, Berlin, 2010
- [7] DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau –

- Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.  
Beuth, Berlin, 2010
- [8] EBGEO: Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen. 2. Aufl., Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Berlin, 2010
- [9] DIN 4017:2006-03: Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen. Beuth, Berlin, 2006
- [10] DIN 4084:2009-01: Baugrund – Geländebrechberechnungen. Beuth, Berlin, 2009
- [11] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Beuth, Berlin, 2011

- 7 Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022
- 11 Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung
- 13 Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern – schnell, umweltgerecht und kostengünstig
- 27 Brücken mit Verbunddübelleisten – Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele
- 43 Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen–Ulm – Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen
- 57 Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau – Besonderheiten beim Einsatz von Netzhängern aus Carbon
- 75 Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben
- 89 Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton – Aktuelles aus Praxis und Forschung
- 107 Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge
- 121 Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg
- 139 smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft
- 151 Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB – Methode und erste Anwendungserfahrungen
- 163 Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach
- 175 Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton
- 191 Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht
- 207 Chronik des Brückenbaus