

Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 147

bast

Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen

von

Jürgen Blossfeld
Esther Schreck
Wilhelm Decker
Felix Wawrzyniak

Bundesanstalt für Straßenwesen
Bergisch Gladbach

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 147

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A – Allgemeines
B – Brücken- und Ingenieurbau
F – Fahrzeugtechnik
M – Mensch und Sicherheit
S – Straßenbau
V – Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 – 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt F1100.2315000:

Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 – 0

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 – 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 – 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293

ISBN 978-3-95606-473-9

Bergisch Gladbach, Oktober 2019

Kurzfassung – Abstract

Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen

Bei Stützkonstruktionen aus Gabionen fehlt bisher ein realitätsnahes, rechnerisches Nachweisverfahren für den Nachweis des Versagens eines einzelnen Elementes (Bestandteil der sog. „inneren Stand-sicherheit“). Daher wurden in Anlehnung an die Empfehlungen aus dem Projekt FE 15.0559/2012/MRB [2] drei Belastungsversuche an einzelnen Gabionen durchgeführt. Die Gabionen mit den Abmessungen von 1 x 1 x 1 [m] wurden unter Zuhilfenahme von Vliesbahnen mit einem enggestuften Fein- bis Mittelsand gefüllt, mit einer Stahlrahmenschalung u-förmig umstellt und schließlich stufenweise mit einer zentrischen Vertikalkraft belastet. Bei den Versuchen wurden die Kräfte in den Drahtkörben, die Erddruckspannungen in der Sandfüllung sowie die äußeren Verformungen der Gabionen und der Stahlrahmenschalung messtechnisch erfasst und ausgewertet.

Durch das aktuelle AP-Projekt wurde ein geeignetes Konzept für die Durchführung und die Auswertung derartiger Belastungsversuche an einzelnen Gabionen (Tastversuche) entwickelt. Zusätzlich konnten für das Tragverhalten von Gabionen wertvolle Erkenntnisse gewonnen werden. Die beispielhafte Anwendung von bekannten Näherungslösungen für den Nachweis des Versagens eines einzelnen Elementes hat ergeben, dass keine der Näherungen das festgestellte Tragverhalten von Gabionen bzw. die ermittelten Versuchsergebnisse in ihrer Größenordnung abzubilden vermag. Außerdem hat sich gezeigt, dass die für die Näherungslösungen angesetzten statischen Systeme teilweise diskussionswürdig sind. Die in diesem Zusammenhang mitgeteilten Ergebnisse sind allerdings als Zwischenstand zu verstehen, da sie bisher nur auf einer geringen Anzahl von Versuchen basieren und sich ferner gezeigt hat, dass die Sandfüllung inkl. Vliesauskleidung in Teilen zu einem anderen Tragverhalten geführt hat als von einer üblichen Füllung mit Gestein zu erwarten ist.

Aus diesem Grund wird empfohlen, die Belastungsversuche an einzelnen Gabionen mit einer Füllung aus Gestein fortzusetzen. Das entwickelte Konzept für die Belastungsversuche kann hierfür grundsätzlich beibehalten werden. Im Detail wurden Empfeh-

lungen für die Auswahl und den Einbau der Materialien sowie die Anpassungen der messtechnischen Ausstattung gegeben. Sofern sich durch die Auswertung dieser Versuche die bekannten Näherungslösungen, insbesondere der durch das Projekt FE 15.0559/2012/MRB favorisierte Vorschlag von WEBER (enthalten in [2]), eindeutig bewerten und ggf. weiterentwickeln lassen, können die geplanten Belastungsversuche an Stützkonstruktionen aus Gabionen (Großversuche) vorbereitet werden.

Preparation of large-scale tests on gabion support structures

For supporting structures made of gabions, a realistic, computational verification method for the failure of a single element (part of the so-called “internal stability”) is currently lacking. Therefore, based on the recommendations from the project FE 15.0559/2012/MRB [2], three load tests were carried out on individual gabions. The gabions with the dimensions of 1 x 1 x 1 m were fitted with a lining of non-woven fabric and filled with narrow-graded fine to medium sand. The gabions were then surrounded by U-shaped steel frame formwork and loaded stepwise with a centric vertical force. During the tests, the forces in the wire baskets, the earth compressive stresses in the sand filling, and the external deformations of the gabions were measured and evaluated.

The current project lead to a suitable concept for carrying out and evaluating such load tests on individual gabions. In addition, valuable insights into the load-bearing behaviour of gabions were gained. The exemplary application of known approximate solutions for the verification of the failure of a single element has shown that none of the approximations is able to reproduce the determined load-bearing behaviour of gabions or the determined test results in their order of magnitude. In addition, it has been shown that the static systems used for the approximation solutions are partly worth discussing. However, the results communicated in this context are to be understood as an intermediate result, since they have so far only been based on a small number of tests and it has also been shown that the sand filling

including the non-woven fabric lining has led in parts to a different load-bearing behaviour than can be expected from a normal filling with rock.

For this reason, it is recommended to continue the load tests on individual gabions with a rock filling. The concept developed for the load tests can basically be retained for this purpose. In detail, recommendations were given for the selection and the installation of the material as well as the adjustments of the measuring equipment. Provided that the evaluation of these tests allows a clear evaluation and, if necessary, further development of the known approximate solutions, in particular the WEBER proposal favoured by the project FE 15.0559/2012/MRB (contained in [2]), the planned load tests on supporting structures made of gabions (large-scale tests) can be prepared.

Inhalt

Danksagung	7	4.3 Versuch 2	50
1 Einleitung	9	4.3.1 Aufbau Versuch 2	50
1.1 Allgemeines	9	4.3.2 Durchführung Versuch 2	55
1.2 Anlass und Zielsetzung	9	4.3.3 Auswertung Versuch 2	60
1.3 Vorgehen	9	5 Zugversuche an Drahtproben	70
2 Grundlagen	10	5.1 Versuchsvorbereitung	70
2.1 Begriffe	10	5.2 Versuchsdurchführung	71
2.2 Technisches Regelwerk	10	5.3 Ergebnisse	71
2.3 Aktuelle Entwicklungen zu Teilaspekten	12	5.4 Vergleich mit Literaturwerten	71
2.4 Nachweisverfahren	13	5.5 Aufschluss nach Kriterien	72
2.5 Entwicklung und Versuchsaufbau	13	5.6 Schlussfolgerungen	73
3 Vorarbeiten	14	6 Schlussfolgerungen	74
3.1 Belastungseinrichtung	14	6.1 Vergleich der durchgeführten Versuche	74
3.2 Standort	14	6.1.1 Ausführungsdaten	74
3.3 Material	15	6.1.2 Kräfte in Gittern und Distanzhaltern ...	75
3.4 Messtechnik	16	6.1.3 Erddruckspannungen in der Sandfüllung	78
3.4.1 Sensorauswahl und Kalibration	16	6.1.4 Verformungen des Frontgitters	79
3.4.2 Versuch 0	20	6.1.5 Absenkungen der Lastplatte	81
3.4.3 Versuch 1	21	6.1.6 Verformungen der Stahl- rahmenschalung	82
3.4.4 Versuch 2	22	6.2 Erkenntnisse zum Nachweisverfahren	83
4 Belastungsversuche an sand- gefüllten Gabionen	23	6.2.1 Allgemeines	83
4.1 Versuch 0	23	6.2.2 Äquivalente Betondruckfestigkeit	83
4.1.1 Aufbau Versuch 0	23	6.2.3 BUSS/WINSELMANN (2012)	84
4.1.2 Durchführung Versuch 0	25	6.2.4 WEBER (2012)	86
4.1.3 Auswertung Versuch 0	29	6.2.5 Eigene Betrachtungen	89
4.2 Versuch 1	34	6.3 Empfehlungen zum weiteren Vorgehen	92
4.2.1 Aufbau Versuch 1	34	6.3.1 Allgemeines	92
4.2.2 Durchführung Versuch 1	39	6.3.2 Details	92
4.2.3 Auswertung Versuch 1	41		

7	Zusammenfassung/Ausblick	95
	Literatur	97
	Regelwerke	97
	Sonstige	98
	Bilder	99
	Tabellen	103

Danksagung

Die Verfasser danken für die konstruktive Unterstützung des Forschungsvorhabens:

- der Metallbauwerkstatt und der Schreinerei des Referates Z 4 der BAST für die Anfertigung der Lastverteilungsmittel und der Aufnahmevorrichtungen für die Sensoren sowie die Anfertigung von Hilfsmitteln für den Gabionenaufbau,
- dem Erdbaulabor des Referates S 2 der BAST für die Durchführung der bodenmechanischen Versuche an der Sandfüllung für die Gabionen,
- Herrn M. Scherkenbach, M. Sc., Referat GS 3 der BAST, für die Unterstützung bei der Auswahl und der Kalibration der Sensoren sowie der Einrichtung der Datenerfassung und –speicherung,
- Herrn Dipl.-Ing. M. Rammelt, Referat B 3 der BAST, für den Austausch zu Einzelaspekten der Nachweisverfahren,
- Herren M. Obrig, M. Sc., Bergische Universität Wuppertal – Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, und Dipl.-Ing. D. Orbach, Lindlar, für die Anregungen zur Durchführung der Zugversuche an Drahtproben aus den Gittermatten und
- Herrn W. Schmauser, Fa. Hoy Geokunststoffe GmbH, für die Einblicke in die Herstellung von Gabionen und die Ausführung von Gabionenkonstruktionen sowie die Diskussion zu Einzelaspekten der Belastungsversuche.

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Stützkonstruktionen aus Gabionen haben in den vergangenen zwei Jahrzehnten in allen bauaufsichtlichen Bereichen weite Verbreitung erfahren. Die Bauweise zeichnet sich durch zahlreiche Gestaltungsmöglichkeiten und eine gute Anpassungsfähigkeit an die örtlichen Verhältnisse aus. Im Vergleich zu Massivbauwerken können Gabionen rasch und kostengünstig errichtet werden. Wenn Gabionen entsprechend den Erfordernissen der Bauweise und den örtlichen Verhältnissen konstruiert, ausgeführt und unterhalten werden, können sie ihre Funktion über Jahrzehnte erfüllen. Die Vorteile der Bauweise haben dazu geführt, dass Stützkonstruktionen aus Gabionen auch im Zuge von Straßen weite Verbreitung gefunden haben. Die Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV) hat infolgedessen im Jahr 2003 das „Merkblatt über Stützkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen und Gabionen“ [R 2] herausgegeben, um den im Grundbau Tätigen einheitliche Grundsätze der Konstruktion, der Bemessung und der Ausführung zu vermitteln. Auf dieser Basis wurden gestapelte Konstruktionen aus Gabionen, Blockschichtungen und Betonelementen in die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) Teil 2 „Grundbau“ Kapitel 4 „Stützkonstruktionen“, Stand: 12/07, [R 1] aufgenommen. Im Bereich der Bundesfernstraßen stellt damit die Anwendung von Gabionen für die Errichtung von Stützkonstruktionen eine Regelbauweise dar.

1.2 Anlass und Zielsetzung

Im Bereich der Bundesfernstraßen hat sich zwischenzeitlich der Anwendungsbereich von Gabionen ausgeweitet. In diesem Zuge haben sich auch die realisierten Höhen der Konstruktionen vergrößert. Das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) hat daher im August 2011 die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) beauftragt, das seinerzeit gültige technische Regelwerk zu überprüfen. Im Detail sollten u. a. die Regelung des Anwendungsbereiches und die Führung des Nachweises der sog. inneren Standsicherheit von Gabionen beurteilt werden. In ihrer darauf folgenden Stellungnahme [1] hat die BASt u. a. festgestellt, dass für die Führung des Nachweises Versagen eines (einzelnen) Elementes lediglich zwei Näherungslösungen existieren, die das System-

tragverhalten nicht umfänglich abbilden können. Für die Ableitung eines realitätsnahen Nachweisverfahrens wurde Forschungsbedarf auf der Basis von geeigneten Belastungsversuchen identifiziert. Bis zu dessen Abklärung wurde vorgeschlagen, in den ZTV-ING Teil 2–4 [R 1] die sichtbare Höhe von Stützkonstruktionen aus Gabionen auf 6 m zu begrenzen. Dieser Vorschlag wurde mit den ZTV-ING Teil 2–4, Stand: 2013/12, umgesetzt. Zusätzlich wurde das Forschungsvorhaben FE 15.0559/2012/MRB an ELE Beratende Ingenieure GmbH, Essen, vergeben, in dessen Fokus die Erstellung eines Konzeptes zur Durchführung und Auswertung geeigneter Belastungsversuche lag, um ein realitätsnahes Nachweisverfahren bestätigen bzw. ableiten zu können. Im veröffentlichten Schlussbericht [2] dieses Forschungsvorhabens wurde hierzu ein zweistufiges Vorgehen empfohlen:

- a) Belastungsversuche an Einzelgabionen zur Erfassung des Tragverhaltens eines Gabionenkorbes und
- b) Belastungsversuche an gestapelten Gabionen zur Erfassung des Systemtragverhaltens von Stützkonstruktionen aus Gabionen.

Im Schlussbericht des gegenständlichen Forschungsvorhabens werden die Durchführung und die Auswertung der unter a) angegebenen Belastungsversuche an Einzelgabionen (Tastversuche) beschrieben, die dazu dienen, die unter b) angegebenen Belastungsversuche im Maßstab 1:1 (Großversuche) vorzubereiten. Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) hat der Durchführung dieses Forschungsvorhabens zugestimmt [3].

1.3 Vorgehen

Zunächst werden im einführenden Kapitel 2 relevante Regelungen zu Stützkonstruktionen aus Gabionen erläutert, Erkenntnisse aus bisherigen Forschungsaktivitäten zusammengefasst und aktuelle Entwicklungen aufgezeigt, um ein besseres Verständnis der im Weiteren vorgestellten Belastungsversuche einschließlich deren Interpretation zu ermöglichen. Anschließend werden in Kapitel 3 die wesentlichen Bestandteile der Versuchseinrichtung beschrieben, bevor in Kapitel 4 die Vorbereitung, die Durchführung und die Auswertung der eigentlichen Belastungsversuche an einzelnen Gabionen dargestellt werden. In Kapitel 5 werden die Ergebnisse von Zugversuchen an Drahtproben,

die den verwendeten Gittermatten entnommen wurden, mitgeteilt und bewertet. Schließlich werden in Kapitel 6 die Ergebnisse der bisher durchgeführten Belastungsversuche an Gabionen miteinander verglichen, in Frage kommende Nachweisverfahren für das Versagen eines einzelnen Elementes vorläufig bewertet und Schlüsse im Hinblick auf das weitere Vorgehen gezogen. Abschließend wird in Kapitel 7 eine Zusammenfassung des vorliegenden Schlussberichtes gegeben, die über den Umfang und den Inhalt der Kurzfassung hinausreicht.

2 Grundlagen

2.1 Begriffe

Unter dem Begriff „Gabione“ wird in Übereinstimmung mit dem technischen Regelwerk (siehe Kapitel 2.2) ein Drahtbehälter verstanden, der mit Gestein oder – unter Zuhilfenahme von Geotextilien – auch mit Boden verfüllt und verschlossen wird. Durch die Anordnung der Gabionen über- und/oder nebeneinander sowie deren Verbindung untereinander können Konstruktionen verschiedenster Abmessungen und Formen hergestellt werden. Diese können als Stütz-, Lärmschutz-, Erosionsschutz-, Sichtschutzkonstruktion oder der Verkleidung bzw. Gestaltung baulicher Anlagen dienen. Zu den möglichen Anwendungsbereichen von Gabionen wird auf die Literatur (z. B. [4]) verwiesen. In diesem Bericht wird entsprechend der Einleitung (siehe Kapitel 1) ein gesonderter Nachweis im Rahmen der Bemessung von Stützkonstruktionen aus Gabionen behan-

delt. Dabei handelt es sich um das Versagen einer einzelnen Gabione innerhalb einer Stützkonstruktion. Nach dem Merkblatt Nr. 555 der FGSV [R 2a] ist dieser Nachweis Bestandteil der sog. „inneren Standsicherheit“ (siehe Bild 2–1 und Kapitel 2.2).

2.2 Technisches Regelwerk

Für die Bemessung von Stützkonstruktionen aus Gabionen sind DIN EN 1997-1, DIN EN 1997-1/NA und DIN 1054 anzuwenden. Die Texte dieser Normen werden durch das Normenhandbuch Eurocode 7 Band 1 [R 12] in anwenderfreundlicher Weise zusammengeführt. Für die Bemessung von Stützkonstruktionen ist in diesem Werk der Kapitel 9 „Stützbauwerke“ von wesentlicher Relevanz. In den dort definierten drei Hauptarten von Stützbauwerken werden solche aus Gabionen nicht explizit genannt. Aufgrund der Inhalte dieser Definitionen kann jedoch davon ausgegangen werden, dass Stützkonstruktionen aus Gabionen ohne Bewehrung der Hinterfüllung, z. B. mittels Geokunststoffen oder Stahlbändern, zu den Gewichtstützwänden zählen. Während Stützkonstruktionen aus Gabionen mit derartiger Bewehrung zu den zusammengesetzten Stützkonstruktionen zu rechnen sind. Die Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung enthalten unter 9.7.3 A (3) eine speziell auf Stützkonstruktionen aus Gabionen und anderen „aus Einzelteilen zusammengesetzten Stützkörpern“ ausgerichtete Anforderung, durch die die zuerst angegebene Zuordnung indirekt bestätigt wird.

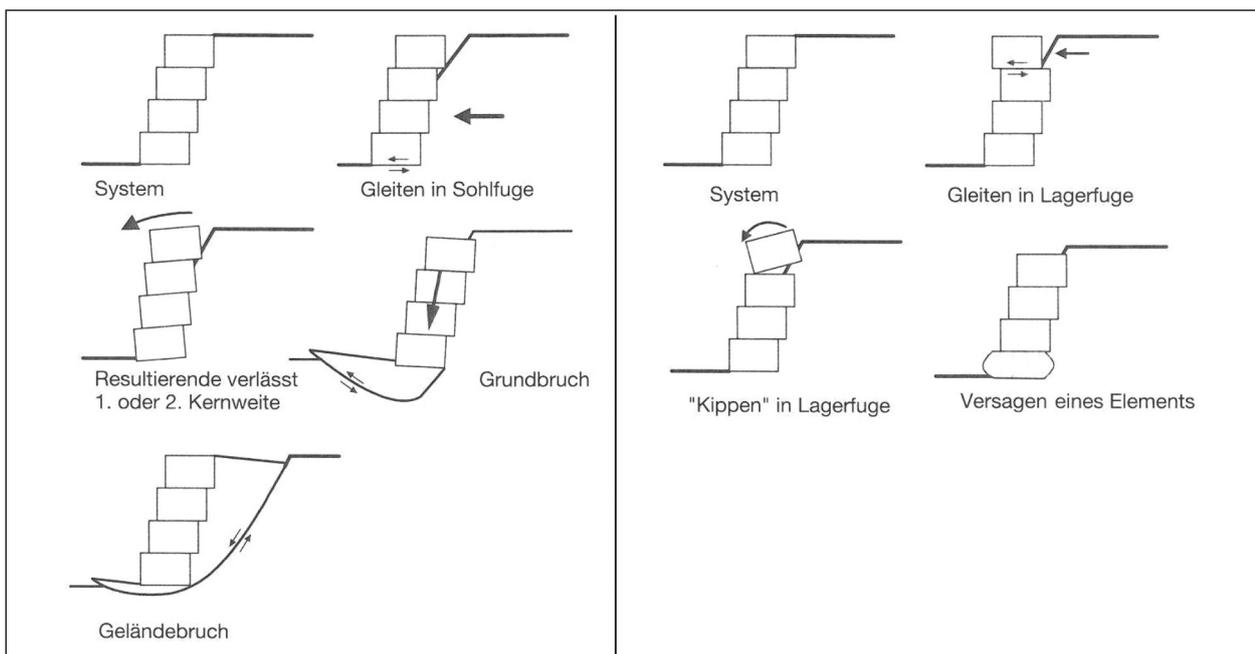


Bild 2–1: Versagensmechanismen bei Schwergewichtsmauern [R 2, R 2a]

Ergänzende bzw. konkretisierende Angaben für die Bemessung von Stützkonstruktionen aus Gabionen enthält das leitfadenartige FGSV-Merkblatt Nr. 555 [R 2a]. Dieses Merkblatt hält u. a. eine Systematik der möglichen Versagensmechanismen sowie Erläuterungen, Hinweise und Beispielberechnungen für die einzelnen Nachweise bereit. Nach dem Merkblatt [R 2a] wird im Hinblick auf die Versagensmechanismen in die äußere und die innere Standsicherheit unterscheiden (siehe Bild 2–1). Bei der äußeren Standsicherheit wird die Stützkonstruktion als Monolith betrachtet, so dass in der Sohlfuge die für eine Flachgründung üblichen Nachweise und zusätzlich der Nachweis der Gesamtstandsicherheit (Geländebruch) zu erbringen sind. Diese Nachweise sind vollständig durch die zuvor genannten Bemessungsnormen abgedeckt. Bei den Nachweisen der inneren Standsicherheit wird hingegen das Versagen eines (einzelnen) Elementes, infolge Gleiten oder „Kippen“ in einer Lagerfuge sowie infolge Materialversagen betrachtet. Die beiden erstgenannten Nachweise sind normativ abgedeckt. Der Nachweis des Versagens des Drahtkorbes und/oder seiner Füllung ist bisher dagegen noch nicht zufriedenstellend geregelt und daher Anlass für das gegenständliche Forschungsvorhaben (vgl. Kapitel 1.2). Wie in Bild 2–1 veranschaulicht, ist dieser Nachweis insbesondere für die unterste Gabionenlage einer Stützkonstruktion von Bedeutung, da hier üblicherweise die Einwirkungen infolge Erddruck und Eigengewicht am größten sind. Die Zuordnung der Nachweise nach dem FGSV-Merkblatt Nr. 555 [R 2a] entspricht streng genommen nicht den zuvor genannten, aktuellen Bemessungsnormen, die nach den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit (SLS) unterscheiden. Nach DIN EN 1997-1, 2.4.7.1 und 9.7.6 [R 12] wäre der Nachweis des Versagens eines (einzelnen) Elementes den Grenzzuständen der Tragfähigkeit, konkret dem Grenzzustand „STR“ zuzuordnen, der wie folgt definiert ist:

„– inneres Versagen oder sehr große Verformung des Bauwerkes oder seiner Bauteile, ..., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist (STR);“

Im Rahmen von Belastungsversuchen wurden häufig erhebliche Verformungen beobachtet, ohne dass tatsächlich ein Bruch, z. B. eines Drahtes oder einer Schweißverbindung, auftrat [2]. Somit kann es sich beim Nachweis des Versagens eines (einzelnen)

Elementes durchaus um den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit handeln. Hierfür spricht zusätzlich, dass Stützkonstruktionen aus Gabionen an Bundesfernstraßen in Abhängigkeit der Frontausbildung nach dem Eintritt gewisser Verformungen nicht mehr dem Sicherheitsempfinden der Nutzer entsprechen, obwohl der Grenzzustand der Tragfähigkeit noch nicht erreicht ist. Zum gegenwärtigen Kenntnisstand erscheint es daher möglich, dass für den zu untersuchenden Nachweis beide Grenzzustände von Bedeutung sind.

Abweichend von den normativen Definitionen der Grenzzustände wird im gegenständlichen Schlussbericht der Begriff innere Standsicherheit verwendet, da dieser über das FGSV-Merkblatt 555 [R2, R2a] hinaus auch in neuerer Literatur (siehe z. B. [4, 5]) sowie von den damit beschäftigten Fachkreisen verwendet wird. Nach dem FGSV-Merkblatt Nr. 555 [R 2a] ist der Nachweis des Versagens einer einzelnen Gabione rechnerisch oder mithilfe von Belastungsversuchen zu führen. Gleichzeitig wird in [R 2a] mitgeteilt:

„Eine zuverlässige rechnerische Bestimmung der inneren Standsicherheit ist wegen der Komplexität des Zusammenwirkens von Verfüllmaterial und Drahtgitter bisher kaum möglich.“

Stattdessen wird in FGSV-Merkblatt 555 [R 2a] auf das Nachweiskonzept der DIN EN 1992-1-1 für unbewehrten Beton verwiesen, sofern über Modellversuche für die Gabionen ein zum Bemessungswert der Betondruckfestigkeit $f_{c,d}$ äquivalenter Wert ermittelt werden kann. Dieser Ansatz wird dort für Stützkonstruktionen aus Betonelementen gezeigt. In den Erläuterungen zu den enthaltenen Berechnungsbeispielen für Gabionenkonstruktionen wird mitgeteilt, dass in diesen Fällen ein äquivalenter Wert von $f_{c,d} = 0,2 \text{ MN/m}^2$ ausreichend ist, der im Rahmen von Versuchen an Gabionen erreicht wurde. In den ZTV-ING Teil 2-4 [R 1] gilt die vorherige Fassung des FGSV-Merkblattes Nr. 555 [R 2] mit, da die aktuelle Ausgabe 2014 bei der letzten Überarbeitung der ZTV-ING Teil 2 gerade noch nicht zur Verfügung stand. Die Ausgaben 2003 und 2014 des FGSV-Merkblattes [R 2, R 2a] unterscheiden sich im Hinblick auf den Ansatz für den Nachweis des Versagens eines Elementes nicht grundlegend, sondern lediglich im Hinblick auf die Nähe des Nachweisformates zu DIN EN 1997-1 (2003: Globalsicherheitskonzept / 2014: Teilsicherheitskonzept gem. DIN EN 1997-1).

Gabionen werden nach dem FGSV-Merkblatt 555 [R 2a] in Drahtgeflecht- und Drahtgitterbehälter unterschieden. Drahtgeflechtbehälter bestehen demnach aus mehrfach verdrehtem 6-Eck-Drahtgeflecht, das an den Kanten bzw. Rahmeneinfassungen verstärkt wird. Die Geflechte besitzen Drahtdurchmesser von mindestens 2,7 mm und eine Drahtzugfestigkeit von mindestens 450 N/mm². Alle Bestandteile sind doppelt feuerverzinkt oder mit einer Zink-Aluminium-Legierung beschichtet. Drahtgitterbehälter bestehen dagegen aus elektrisch punktgeschweißten Drahtgittermatten mit rechteckigen Maschen. Die Drahtgittermatten weisen Drahtdurchmesser von mindestens 4,5 mm und eine Drahtzugfestigkeit von mindestens 450 N/mm² auf. Alle Bestandteile von Drahtgitterbehältern werden mit einer Zink-Aluminium-Legierung beschichtet oder erhalten eine Stückverzinkung.

Als Verbindungsmittel für Drahtgeflechte werden je nach Hersteller Drähte, Stangen oder Ringe verwendet. Während für die Verbindung von Drahtgittern abhängig vom Hersteller Steckstäbe, Spiralschrauben, Ringe oder Drähte verwendet werden. Zur Aussteifung der Gabionen werden sowohl bei Drahtgeflecht- als auch bei Drahtgitterbehältern Distanzhalter (z. T. Spannanker oder Haken genannt) diagonal in den Ecken und zur Verbindung gegenüberliegender Seiten eingehängt. Dabei handelt es sich um Drähte, die an beiden Enden hakenförmig gebogen sind. Die kurzen Enden der Haken werden jeweils nach dem Einhängen zur Lagesicherung entsprechend der Montageanleitung weiter umgebogen. Für einen detaillierteren Überblick über Gabionensysteme inkl. Verbindungsmittel und Aussteifungselemente wird auf die (nicht harmonisierten) Produktnomen DIN EN 10223-3 [R 3] und DIN EN 10223-8 [R 4] sowie die Prospekte der Hersteller verwiesen.

Nach den ZTV-ING Teil 2-4 [R 1] sind nur Drahtgitterbehälter zugelassen. Diese Entscheidung geht darauf zurück, dass im Vergleich zu Drahtgeflechten von den Schweißverbindungen der Drahtgitter in Verbindung mit den etwas größeren Drahtdurchmessern eine höhere Steifigkeit der Gabionen und dadurch geringere Eigenverformungen der Stützkonstruktionen erwartet werden. In diesem Zusammenhang ist zu ergänzen, dass auch die Auswahl der Verbindungsmittel und des Füllmaterials sowie die Sorgfalt bei Planung, Konstruktion und, insbesondere, beim Einbau wesentlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten der Konstruktion nehmen.

Werden alle Aspekte optimal berücksichtigt, können auch mit Gabionen Stützkonstruktionen errichtet werden, die sich in ihrer Ansicht mit Massivkonstruktionen vergleichen lassen. Je nach Höhe und geometrischer Ausbildung von Ansichtsseite bzw. Querschnitt können jedoch bereits geringe Verformungen für den geübteren Betrachter leicht zu erkennen sein, ohne dass diese die Gebrauchstauglichkeit oder gar die Tragfähigkeit der Konstruktion beeinträchtigen.

Im Hinblick auf das Füllmaterial der Gabionen geben die ZTV-ING Teil 2-4 [R 1] derzeit lediglich allgemeine Grundsätze, wie z. B. enggestuftes Körnungsband mit hohem Steinanteil, Witterungs- und Frostbeständigkeit, Hohlraumminimierung beim Einbau, vor. In einigen Bundesländern waren bis zur Bekanntgabe der TL Gab-StB 16 [R 9] (siehe Kapitel 2.3) für die Anwendung von Gabionen im Straßenbau detailliertere, spezifische Regelungen in Kraft. In Bayern existierten mit den TL Gab-StB By 11 – Teil 1 [R 5] Anforderungen an die Eigenschaften der Füllmaterialien inkl. Prüfungen und Güteüberwachung. In Thüringen werden diese Aspekte derzeit noch in einer Dienstanweisung [R 6] geregelt, in der auch empfohlen wird, die Höhe der Konstruktionen auf maximal 5 m zu begrenzen. Zusätzlich existieren in Thüringen Hinweise [R 7] für die Planung, die Bemessung, die Ausführung und die Unterhaltung von Stützkonstruktionen aus Naturstein, die mit Gabionen oder anderen Einzelelementen hergestellt werden.

2.3 Aktuelle Entwicklungen zu Teilaspekten

Im Geltungsbereich der Landesbauordnungen (LBO) ist für Stützkonstruktionen aus Gabionen ein bauaufsichtlicher Verwendbarkeitsnachweis erforderlich, sofern die Höhe des Geländesprunges 1 m überschreitet. Beim Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) hat von 2013 bis 2016 eine Projektgruppe „Gabionen“ die für eine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) erforderlichen Zulassungsgrundsätze für Gabionen erarbeitet. Die Projektgruppe bestand aus Vertretern von DIBt und Herstellern sowie externen Experten. Dabei wurde auch über Ansätze für einen rechnerischen Nachweis des Versagens eines (einzelnen) Elementes sowie ein Konzept für die Durchführung von geeigneten Belastungsversuchen beraten. Die Projektgruppe kam zu dem Schluss, diesen Nachweis im Rahmen von abZ durch Belastungsversuche abzudecken. Herr Prof. Dr.-Ing. M. Nim-

mesgern, Fa. Hoy Geokunststoffe GmbH, hat im Februar 2016 im Zuge seines Vortrages [6] auf einer Fachveranstaltung mitgeteilt, dass er im Bautechnischen Zentrallabor der Fachhochschule Münster Belastungsversuche an seinen Produkten durchführen lässt. Am 6. Dezember 2017 wurde der Fa. Hoy Geokunststoffe GmbH als erstem Hersteller eine abZ für ihre Drahtgitterbehälter „Quicky Forte 2000“ für Schwergewichtsmauern bis 6 m Höhe erteilt [R 10]. Im Hinblick auf den Nachweis des Versagens eines (einzelnen) Elementes sind in der abZ [R 10] Anforderungen an die Bestandteile des Drahtgitterbehälters, wie Nenndurchmesser, Zugfestigkeit, Verhältniswert von Zugfestigkeit und 0,2%-Dehngrenze, Scherfestigkeit der Schweißstellen, und an das Füllmaterial, wie Druckfestigkeit, Körnungen, Frostbeständigkeit, enthalten. Außerdem sind im Vorfeld jeder Baumaßnahme mit dem vorgesehenen Verfüllverfahren Referenzgabionen herzustellen, deren Mittelwert der Wichte zu ermitteln ist. Während der Ausführung ist die Einhaltung des daraus resultierenden Referenzwertes der Wichte zu überprüfen. Bei Einhaltung aller Anforderungen können gemäß abZ [R 10] an den Ansichtsflächen Ausbauchungen bis zu 20 mm auftreten.

In der FGSV wurden kürzlich vom Arbeitskreis 5.6.3 „TL Gabionen“, der dem Arbeitsausschuss 5.6 „Grundbau“ zugeordnet ist, Technische Lieferbedingungen für Gabionen im Straßenbau (TL Gab-StB 16) [R 9] erstellt. Dabei wurde auf die TL Gab-StB By 11 – Teil 1 [R 5] zurückgegriffen. Die TL Gab-StB 16 [R 9] wurden vom BMVI am 29. Mai 2017 für den Bereich der Bundesfernstraßen bekanntgegeben. Die TL Gab-StB gelten in den ZTV E-StB [R 11] beim Hinterfüllen und Überschütten von Bauwerken für die Baustoffe von Gabionen mit. Da die ZTV E-StB in den ZTV-ING Teil 2 [R 1] pauschal mitgelten, gelten die TL Gab-StB indirekt auch in den ZTV-ING Teil 2 mit.

Aktuell laufen im Arbeitskreis 5.6.3 „TL Gabionen“ der FGSV verstärkte Bemühungen, die innere Standsicherheit von Gabionen in den TL Gab-StB durch eine Prüfvorschrift für Belastungsversuche zu regeln. Dabei wird angestrebt, der Vorgehensweise des DIBt für die abZ zu folgen, um grundlegende Anforderungen für den Geltungsbereich nach den LBO und den Straßenbau einheitlich festzulegen.

2.4 Nachweisverfahren

Im Rahmen des Forschungsvorhabens FE 15.0559/2012/MRB wurde für den Nachweis des

Versagens eines (einzelnen) Elementes der dreiteilige Ansatz von WEBER (s. [2]), der, stark zusammengefasst, auf einem Spaltzugmodell für das Bodengitter, einem Seilmodell für das Frontgitter und einem werkseitigem Nachweis der Verbindungen in Analogie für Baustahlmatten basiert, als der physikalisch plausibelste herausgearbeitet. Diese Einschätzung beruht sowohl auf ingenieurmäßigen Überlegungen als auch auf einer Sensitivitätsanalyse. Im Rahmen dieser Analyse wurde dieser Nachweis mit unterschiedlichen Ansätzen für verschiedene ausgeführte Gabionenkonstruktionen geführt. Außerdem wurde durch das Forschungsvorhaben ein Konzept für Belastungsversuche an Gabionen erstellt, um den favorisierten Ansatz bestätigen, anpassen oder auch verwerfen zu können. Das Konzept beinhaltet die grundsätzliche Vorgehensweise für die Versuche (siehe auch Kapitel 1.2), die Ausbildung der Gabionen inkl. deren Füllung und Bettung, die Lastaufbringung sowie die Art und die Anordnung der Messtechnik für die Tastversuche. Im Kapitel 2.5 wird auf Modifikationen eingegangen, die im Rahmen der Tastversuche vorgenommen wurden. Für die Details des Konzeptes und des Ansatzes von WEBER wird auf den veröffentlichten Schlussbericht [2] und die beispielhafte Anwendung für die hier durchgeführten Belastungsversuche in Kapitel 6.2.4 verwiesen.

2.5 Entwicklung und Versuchsaufbau

Für die Belastungsversuche werden Gabionen der Abmessungen 1 m x 1 m x 1 m (Länge x Breite x Tiefe x Höhe) verwendet. Im Schlussbericht [2] wurde ursprünglich empfohlen, die Breite/Tiefe oder die Höhe der Gabionen mit 0,5 m zu wählen, um die erforderliche Druckkraft begrenzen zu können. Eine solche Begrenzung ist jedoch nicht erforderlich, da mit der vorhandenen Belastungseinrichtung (siehe Kapitel 3.1) deutlich höhere Lasten aufgebracht werden können als für die Tastversuche an den Gabionen mit den zuvor genannten Abmessungen erforderlich sind. In diesem Zusammenhang ist anzumerken, dass in der Praxis für Stützkonstruktionen häufig Gabionen mit den Abmessungen 2 m x 1 m x 1 m verwendet werden. Diese wurden für die aktuelle Versuchsreihe jedoch nicht favorisiert, um insbesondere den Aufwand für die Füllung der Gabionen in noch überschaubaren Grenzen zu halten.

Die in [2] empfohlene Sandbettung der Gabionen von mindestens 30 cm Dicke wurde aus Gründen

der Handhabbarkeit und der Versuchsdurchführung (evtl. Verkantung des Belastungszyinders infolge von Setzungsunterschieden) modifiziert. Stattdessen wurde auf der Oberfläche einer grobkörnigen Verfüllung (siehe Kapitel 3.2) ein Trennvlies ausgelegt und darauf eine erdfeuchte Ausgleichsschicht aus Sand von wenigen Zentimetern Dicke eingebaut. Auf dieser Sandschicht wurden die Gabionen platziert; im Fall von Versuch 0 unterlegt mit einer Grundplatte aus Stahl.

Angeregt durch die Besichtigung eines Belastungsversuches an einer Gabione im Bautechnischen Zentrallabor der FH Münster am 15. Oktober 2014 wird für die Dehnungsbehinderung der Gabionen eine Stahlrahmenschalung verwendet. Die Elemente einer solchen Schalung bieten eine bessere Handhab- und Anpassbarkeit als die in [2] empfohlenen Betonquader bzw. zusätzlichen Gabionen. Mit der Stahlrahmenschalung werden die Gabionen ferner jeweils u-förmig umstellt, so dass infolge der Aussteifung der Schalung mit Gewindestangen signifikante Dehnungen nur in Richtung der frei bleibenden Frontseite auftreten können. Diese Dehnungsbehinderung kommt den Bedingungen einer Gabione in der untersten Reihe einer Stützkonstruktion näher als die in [2] empfohlene Dehnungsbehinderung lediglich an zwei gegenüberliegenden Seiten.

3 Vorarbeiten

3.1 Belastungseinrichtung

Für die Versuche wurde der Belastungsrahmen verwendet, der sich in der Halle 7 der BAST befindet. Bei dem Belastungsrahmen handelt es sich um eine Rahmenkonstruktion aus Stahl, die für die Positionierung auf Schienen in Hallenlängsrichtung verwendet und für die Lastaufbringung arretiert werden kann. Die Lastaufbringung erfolgt durch einen Hydraulikzylinder, der mit Hilfe einer Laufkatze am Riegel des Rahmens in Hallenquerrichtung verwendet werden kann. Der Belastungsrahmen wurde 1983 durch die Fa. Eubel KG, Troisdorf, hergestellt. In den Jahren 2014/2015 wurde der Belastungsrahmen federführend durch die Fa. Stalvoss GmbH & Co. KG, Köln, instandgesetzt und modernisiert. Mit dem erfolgreichen Abschluss dieser Arbeiten ist es nun möglich, statische Lasten von 100 kN bis 2.000 kN aufzubringen. Außerdem können nun auch mit Hilfe eines zusätzlichen Hydraulikaggregates und des Dynamikmoduls, das zwei Tandemzylinder umfasst, dynamische Lasten von maximal 50 kN je Tandem-



Bild 3–1: Ansicht des Belastungsrahmens

zylinder in einem Frequenzbereich von 0 bis 5 Hz aufgebracht werden. Für die aktuellen Belastungsversuche an einzelnen Gabionen wurden lediglich statische Lasten aufgebracht.

Zwischen den Schienen für den Belastungsrahmen befindet sich eine Versuchsgrube mit den lichten Abmessungen von 7,5 m x 20 m. Deren größte Abmessung ist parallel zur Hallenlängsrichtung orientiert. Der Boden der Versuchsgrube weist ein Gefälle auf. Die maximale Tiefe der Grube beträgt bezogen auf die Oberfläche des Hallenbodens 3,2 m. Aktuell ist diese Grube verfüllt, siehe Bild 31 und Kapitel 3.2. Für den Auf- und Abbau der Versuche wurde die ebenfalls in der Halle 7 vorhandene Kranbahn mit einem Kran der Fa. Demag, Tragkraft 10 t, genutzt. Die Schienen der Kranbahn sind auf den Stützen der Hallenkonstruktion aufgelagert und verlaufen in Hallenlängsrichtung.

3.2 Standort

Als Standort für die Versuche wurde der südliche Bereich der Versuchsgrube nahe dem zentralen Steuerschrank für den Belastungsrahmen (siehe Kapitel 3.1) ausgewählt. Zum Zeitpunkt der Versuche befanden sich dort eine ca. 2,4 m mächtige Schicht aus Kiessand 0/8 und darüber eine ca. 0,5 m mächtige Schicht aus gebrochenem Frostschutzmaterial in der Grube. Bei der Verfüllung wurde auf der Oberfläche des Kiessandes ein Mindestverformungsmodul von $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ und auf der Oberfläche des Frostschutzmaterials von $E_{v2} = 120 \text{ MN/m}^2$ nachgewiesen. Nach der Verfüllung der Grube wurden in diesem Bereich Versuchskörper aus Stahlbeton gelagert, die vor der Herrichtung des Standortes entfernt wurden. Unter Berücksichtigung der erreichten Verformungsmoduln und der vorherigen Lagerung der Versuchskörper wurden relevante Setzungen

der Grubenfüllung infolge der Belastungsversuche als unwahrscheinlich eingeschätzt.

3.3 Material

Für die Durchführung der Belastungsversuche wurden folgende Materialien ausgewählt und beschafft:

- 10 Gabionen „Quickly Forte 2000®“ der Fa. Hoy Geokunststoffe GmbH, Kesselsdorf, Abmessungen $L \times B \times H = 1,0 \times 1,0 \times 1,0$ [m], Maschenweite 10×10 [cm], Drahtdurchmesser der elektrisch punktgeschweißten und rundum mit Ösen versehenen Stahlgittermatten 4,5 mm, Drahtdurchmesser der Steckstäbe 6,0 mm, Drahtdurchmesser der Distanzhalter 5 mm, Ösen- und Drahtzugfestigkeit mindestens 450 N/mm^2 , Zink-Aluminium-Legierung mit mindestens Aluminiumanteil 10 %,
- Spielsand Red Sun, 25 kg – Sackware, als Füll- und Bettungsmaterial für die Gabionen,
- geotextiler Vliesstoff „Galatex GRK 2/F-22“ aus Polypropylen, Rollenbreite 2 m, Flächengewicht 120 g/m^2 , u. a. zur Auskleidung der Gabionen,
- Stahlrahmenschalung „Raster“ inkl. Zubehör (Höhe der Rasterelemente 1,25 m) der Fa. Paschal-Werk G. Maier GmbH, Steinach, zur seitlichen Dehnungsbehinderung der Gabionen,
- Lastplatte mit den Abmessungen $0,98 \times 0,98 \times 0,06$ [m], Baustahl S 235, zur Lasteintragung in die Gabionen,

- Grundplatte mit den Abmessungen $1,60 \times 1,60 \times 0,02$ [m], Baustahl S 235, zur Aufstellung der Gabionen und

- umlaufender Rahmen aus Profilen HEB 200 mit den Außenabmessungen $1,80 \times 1,80$ [m], Baustahl S 235, zur Anbringung der Aufnahmevorrichtungen Wegsensoren.

Die Gabionen und das Schalungsmaterial wurden jeweils im Rahmen einer Ausschreibung beschafft. Die beiden Stahlplatten, der umlaufende Rahmen sowie weitere Aufnahmevorrichtungen für die Sensoren wurden in der Metallwerkstatt der BAST angefertigt. Der Sand und der Vliesstoff wurden von einem lokalen Rahmenvertragspartner der BAST bezogen.

Der Spielsand Red Sun (Originalbezeichnung des Herstellers), im Weiteren mit „Sand“ bezeichnet, wurde im Erdbaulabor der BAST untersucht und klassifiziert. Hierbei wurden die zum Ausführungszeitpunkt in den Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau (TP BF-StB) [R 8] festgelegten Normen und Prüfverfahren angewendet.

Von der ersten im Dezember 2014 eingegangenen Lieferung von 98 Säcken Sand wurde aus zwei Säcken jeweils eine Probe entnommen und bodenmechanisch untersucht (siehe Prüfbericht [7]). Der Sand ist demnach als Fein- bis Mittelsand zu benennen. Den Nasssiebungen nach DIN 18123 zufolge handelt es sich um einen Sand $0 / 1$ [mm], wobei der Rückstand auf dem 1 mm – Sieb vernachlässigbar ist. Der Durchgang durch das $0,063 \text{ mm}$ – Sieb (ent-

	Sand (SE nach DIN 18196)			
Korndichte nach DIN 18124 (Mittelwert, $n = 6$)	$\rho_s = 2,64 \text{ g/cm}^3$			
Proctordichte nach DIN 18127 (9 – Punkt – Versuch)	$\rho_{Pr} = 1,52 \text{ g/cm}^3$			
Optimaler Wassergehalt nach DIN 18127	$w_{Pr} = 16,6 \%$			
Lockerste Lagerung nach DIN 18126	$\min \rho_d = 1,325 \text{ g/cm}^3$ $\max n = 0,498$ $\max e = 0,993$			
Dichteste Lagerung nach DIN 18126	$\max \rho_d = 1,604 \text{ g/cm}^3$ $\min n = 0,393$ $\min e = 0,647$			
Steifemodul $[\text{MN/m}^2]$ nach E DIN 18135 für $w = w_{Pr} = 16,6 \%$	σ $[\text{kN/m}^2]$			
	40	80	160	320
	$E_s = 2,5 - 3,5$	$E_s = 7,5 - 10$	$E_s = 12,5 - 16$	$E_s = 22 - 32$

Tab. 3–1: Kennwerte der Sandfüllung [7]

spricht dem Feinkornanteil) beträgt ca. 1 M.-%. Der Sand ist nach DIN 18196 als enggestufter Sand zu klassifizieren (Bodengruppe SE). Weitere relevante Kennwerte des Sandes sind in Tabelle 31 zusammengestellt. Zur Angabe des Steifemoduls in Tabelle 3–1 ist anzufügen, dass die Kompressionsversuche mit variierenden Trockendichten (d.h. 95 %, 97 %, 100 % und 103 % D_{pr}) durchgeführt wurden und die Ergebnisse keine Abhängigkeit von der Trockendichte zeigen.

Von der zweiten im September 2016 eingegangenen Lieferung von 24 Säcken wurde ebenfalls aus zwei Säcken je eine Probe entnommen und bodenmechanisch untersucht (siehe Prüfbericht [7]). Die Nasssiebungen nach DIN 18123 führten zu einer ähnlichen Kornverteilungskurve wie bei den beiden Proben der ersten Lieferung. Lediglich beim Durchgang durch das 0,125 mm – Sieb waren zwischen beiden Lieferungen signifikante Abweichungen festzustellen. Dieser war bei der zweiten Lieferung rd. 7 M.-%. höher. Dennoch führten die Siebungen auch zu einer Einstufung der zweiten Lieferung als „enggestufter Sand“ (Bodengruppe SE nach DIN 18196). Der natürliche Wassergehalt wurde im Mittel zu 7,2 M.-% bestimmt.

3.4 Messtechnik

Im Folgenden Kapitel werden zunächst die für die Versuche verwendeten Sensoren erläutert und abschließend die in den jeweiligen Versuchen angewandten Messmethoden beschrieben.

3.4.1 Sensorauswahl und Kalibration

Für die Versuche wurden die nachfolgend genannten Sensoren ausgewählt und entsprechend kalibriert. Die Positionierung der Sensoren bei den einzelnen Versuchen ist den jeweiligen Lageplänen in Kapitel 4 zu entnehmen.

3.4.1.1 Dehnungsmessstreifen

Die Gabione wurde bei Versuch 1 mit Dehnungsmessstreifen (DMS) Typ 3/1000ZE LA13S-5, Hersteller Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, ausgestattet.

Die DMS wurden als Vollbrücke mit eigens konstruiertem Vorverstärker angebracht (siehe Bild 3–3 und [5]). Die Vollbrücke dient hierbei als Kompensation von Temperatur- und Biegeeinflüssen. Am Vorverstärker lassen sich über Potentiometer der

Verstärkungsfaktor und ein Offset einstellen. Der Offset verschiebt den Nullpunkt, sodass es möglich ist auch geringe Druckspannungen zu erfassen. Die Sensoren haben einen Druck- Zugkraftbereich von -0,5 bis 1,75 kN.

Die DMS wurden in einer Zugprüfmaschine Typ BZ1-MM14450.ZW04 des Herstellers Zwick/Roell auf Zug kalibriert (siehe Bild 3–2). Hierbei wurde nicht die Dehnung sondern direkt die Kraft kalibriert.

Der Ablauf einer Kalibration stellte sich folgendermaßen dar:

- 1) Einseitiges Einspannen des Bauelementes mit appliziertem DMS
- 2) Anklemmen an die Spannungsversorgung und an das Strommessgerät
- 3) Einstellen des Offsets mittels Potentiometer am Vorverstärker auf 8 mA = 0 (Ruhelage)
- 4) Einspannen in die untere Klemmung
- 5) Anfahren des ersten Kraftpunkts von 250 N
- 6) Einstellen der Eingangsverstärkung auf 10 mA = 250 N mittels Potentiometer (Gain)
- 7) Anfahren weiterer Laststufen und Ermittlung der zugehörigen Stromstärke
- 8) Erstellen einer Kalibrierkennlinie Kraft gegen ermittelte Stromstärke
- 9) Einstellen der Software für die Messwerterfassung gemäß Kennlinie.



Bild 3–2: Zugprüfmaschine Typ BZ1-MM14450.ZW04

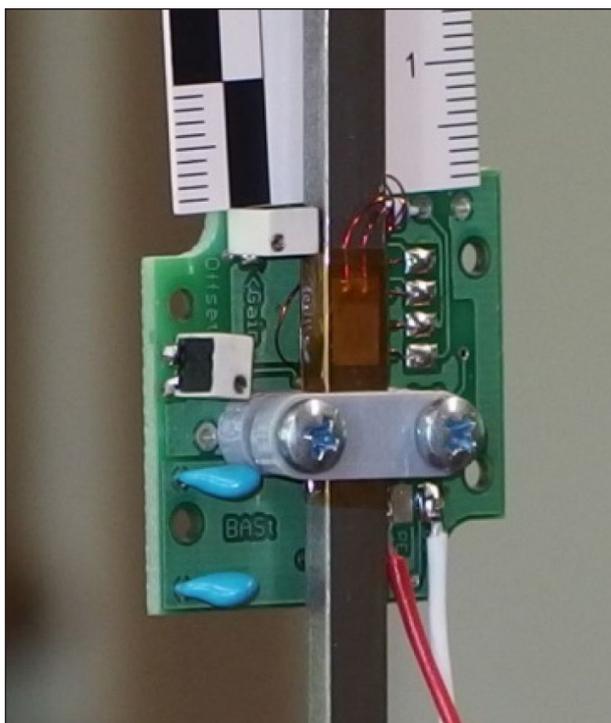


Bild 3-3: DMS auf Distanzhalter appliziert mit angebrachtem Vorverstärker

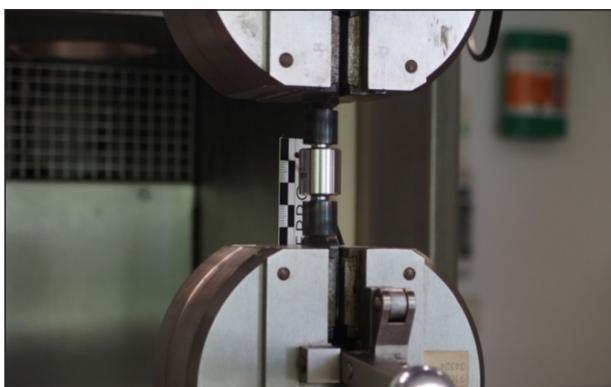


Bild 3-4: Kraftsensor eingespannt in die Zugprüfmaschine, Belastung auf Zug

Kalibriert wurde im Bereich von 0 bis 1750 N mit jeweils um 250 N ansteigender Kraft.

Abschließend wurden die Verstärkergehäuse mit Silikon gegen Feuchtigkeit versiegelt.

3.4.1.2 Kraftsensoren

Zur Verifizierung der Werte der DMS wurde bei Versuch 1 im Boden- und Deckelgitter jeweils ein Kraftsensor des Typs KM16z (Abmessungen: Durchmesser 18 mm, Länge 40 mm) eingeschweißt. Hersteller: ME-Meßsysteme GmbH. Dieser Kraftsensor basiert auf einer DMS – Vollbrücke (Kennwert 1 mV/V) und erfasst Zug- und Druckkräfte bis zu

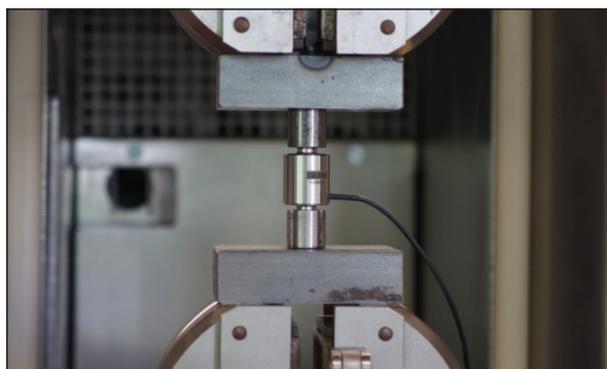


Bild 3-5: Kraftsensor eingespannt in die Zugprüfmaschine, Belastung auf Druck

Kraftstufen Zug [N]	Kraftstufen Druck [N]
0	0
-100	100
-200	-
-400	400
-600	600
-800	800
-1000	1000
-2000	2000
-3000	-
-4000	-

Tab.3-2: Kraftstufen bei der Kalibrierung der Kraftsensoren (Zug wird vom Sensor als negativer Wert erfasst)

5 kN. Die Spannungsversorgung (11 bis 30 VDC) des Sensors erfolgt über einen Messverstärker (Typ GSV-1A) mit einem Ausgangssignal von ± 10 VDC

In die Verbindungsleitung der Sensoren ist ab Versuch 2 jeweils ein Messverstärker mit Steuereingang für Nullabgleich (Tara) (Typ GSV-6K), mit kleinstmöglichen Abmessungen, integriert im Steckergehäuse, eingebaut worden. Die Spannungsversorgung beträgt 12 bis 24 VDC. Das Ausgangssignal ist identisch mit GSV-1A.

Für die Kalibrierung auf Zug wurden die Sensoren mit speziell gefertigten Kopfstücken ausgestattet (Bild 3-4) und schrittweise mit der Zugprüfmaschine belastet (Kraftstufen siehe Tabelle 3-2).

Für die Kalibrierung auf Druck wurde der Sensor mit speziellen Zylinderenden versehen und in der zuvor genannten Zugprüfmaschine zwischen zwei Stahlblöcke eingesetzt (Bild 3-5). Das Kalibrieren erfolgte durch das Anfahren der in Tabelle 3-2 genannten Kraftstufen und die Notation des jeweiligen

Spannungswertes. Vor Beginn der jeweiligen Belastung wurde der Nullwert im unbelasteten Zustand gemessen. Weil von einer wesentlich geringeren Druckbelastung ausgegangen werden konnte, wurden bei der Druckkalibrierung weniger Kraftstufen als bei der Zugkalibrierung angefahren.

3.4.1.3 Kraftmessdose und Kugelkalotte

Für alle Versuche wurde die zum Belastungsrahmen gehörige Kraftmessdose C6/200t der Fa. Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH zur Messung der eingeleiteten Kraft verwendet. Zur Sicherstellung einer lotrechten Lasteinleitung in die Lastplatte wurde zusätzlich zur Kraftmessdose die Kugelkalotte 1-C6/200T/ZK des gleichen Herstellers eingesetzt (vgl. Bild 3–6).

Diese Kraftmessdose ist für Kräfte bis zu 2500 kN ausgelegt. Sie wird an einen Verstärker angeschlossen, der die gemessene Kraft auf 0,1 kN genau anzeigt und das Ausgangssignal von 0 bis 10 VDC an die Datenerfassung weiterleitet. Die Messkette wurde vollständig herstellerseits nach DIN EN ISO 10012 kalibriert.

Die Werte dieser Kraftmessdose fließen in die programmierbare Steuerung des Belastungsrahmens ein und regeln somit die in die Gabione eingeleiteten Kräfte.

3.4.1.4 Seilzug-Wegsensoren

Um die Verformung der Front der Gabione bestimmen zu können, wurden 9 Seilzug-Wegsensoren der Fa. Micro-Epsilon Messtechnik GmbH & Co. KG, (Serie WDS, Baureihe P60) mit Messbereichen von 500 mm und 1000 mm am Frontgitter angebracht (Spannungsversorgung 14 – 27 VDC, Ausgangssignal 0 bis 10 VDC).



Bild 3–6: Kraftmessdose und Kugelkalotte am Belastungszyylinder befestigt

Es sollte jeweils die Ausbauchung im Vergleich zum unbelasteten Zustand gemessen werden. Am anderen Ende waren die Sensoren auf einer, in der jeweiligen Höhe befestigten Stahlschiene angeschraubt (siehe Kapitel 3.4.3).

Für die Kalibrierung wurde folgender Versuchsaufbau gewählt (Bild 3–7):

- 1) Der Seilzug-Wegsensor wurde an einer Kalibrationsunterlage fixiert.
- 2) Das Messseil wurde an einem Stativ eingehängt, so dass das Seil parallel zur Unterlage verlief.
- 3) An das Seil wurde ein Gliedermaßstab angelegt.
- 4) Der Sensor wurde an die Spannungsversorgung und an ein Spannungsmessgerät angeschlossen.
- 5) Das Seil wurde schrittweise ausgezogen und die Länge sowie die gemessene Spannung notiert.
- 6) Auftragung der Kalibrierkurve Länge → Spannung.
- 7) Kalibrierung des Verstärkers und der Programmierung.

Dabei wurden als Kalibrierschritte die in Tabelle 3–3 aufgelisteten Werte verwendet.

3.4.1.5 Induktive Wegsensoren

Für die genaue Betrachtung der Versuchsumstände ist es unerlässlich die Position der Schalung und der Lastplatte stetig zu überwachen. In den Versuchen wurde dies durch den Einsatz von induktiven Wegsensoren (IWS) gewährleistet. Hierbei kamen

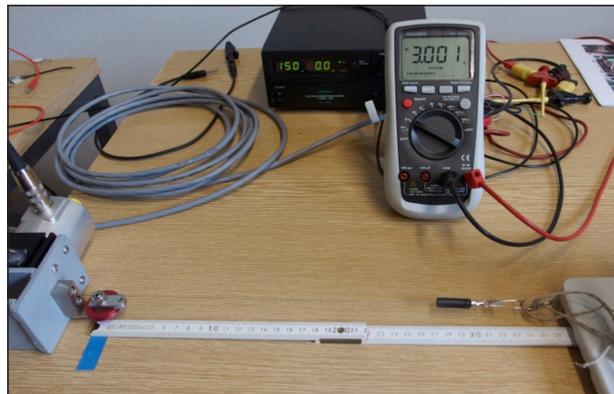


Bild 3–7: Versuchsaufbau zur Kalibrierung von Seilzug-Wegsensoren

Kalibrierte Weglänge bei einem Messbereich von 500 mm [cm]	Bei einem Messbereich von 1000 mm zusätzlich [cm]
0	60
12	70
20	80
30	90
40	100
50	-

Tab. 3–3: Kalibrierschritte für Seilzug-Wegsensoren

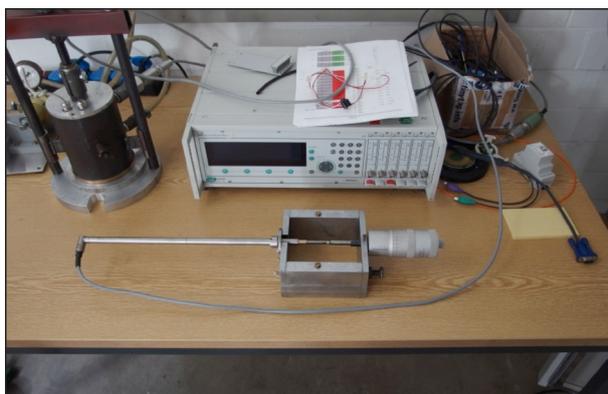


Bild 3–8: Kalibrierung von induktiven Wegsensoren

Messlängen im Bereich bis 10 mm [mm]	Messlängen im Bereich 10 bis 50 mm [mm]
0	10
1	15
2	20
3	25
4	30
5	35
6	40
7	45
8	50
9	-

Tab. 3–4: Kalibrierschritte für induktive Wegsensoren

10 Sensoren vom Typ WA (Spannungsversorgung: 15 bis 30 VDC, Ausgangssignal: 0,5 bis 10 VDC) mit einem Messbereich von 0 bis 100 mm Weg zum Einsatz.

Die induktiven Wegsensoren wurden vom Hersteller Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH werkskalibriert geliefert und auf den eigenen Verstärker nachkalibriert. Bei der Kalibrierung wurde auf Grund einer Limitierung des Kalibriermittels nur ein Weg



Bild 3–9: Druckgefäß zur Kalibrierung von Erddruckgebern

von 50 mm kalibriert. Der Sensor wurde gegen eine Feinmessschraube eingespannt und die ausgehende Spannung in Abhängigkeit zum eingestellten Weg ermittelt (vgl. Bild 3–8). Hierbei wurden die in Tabelle 3–4 aufgeführten Messabstände gewählt.

3.4.1.6 Erddruckgeber

Bei den Versuchen 1 und 2 wurden in den Gabionen zur Ermittlung der Erddruckspannungen 8 elektronische Erddruckgeber Typ EESK 5 der Firma Glötzl, Gesellschaft für Baumesstechnik mbH, eingebaut. Messbereich 0 bis 5 bar, Versorgung 10 VDC, Ausgangssignal 0 bis 1000 mV, Druckkissendurchmesser 75 mm, Bauhöhe 1,2 cm.

Die werkskalibrierten Sensoren wurden mit dem für die Versuche verwendeten Messverstärker erneut kalibriert. Hierfür kam ein Druckgefäß zur Anwendung (siehe Bild 3–9). In dieses wurde der Sensor eingebaut und in 0,25 bar – Schritten mit einem Luftüberdruck von bis zu 3 bar beaufschlagt. Während der Druckbeaufschlagung wurde für jede Druckstufe die gemessene Spannung notiert. Die für jeden Sensor ermittelten Kalibrierkennlinien wurden in die Software für die Messwerterfassung eingetragen.

3.4.1.7 Temperatursensor

Die Umgebungstemperatur wird während des Versuchs mit einem Platin-Messwiderstand PT1000 erfasst.

3.4.1.8 Datenerfassung

Zur Erfassung der analogen Messdaten aller Sensoren und Weitergabe an den Rechner wurden die Analog-Digital-Messkarte NI USB-6225 OEM und die Programme NI-LabView 14 und NI-MAX von Na-

tional Instruments Germany GmbH verwendet. Die Software für die Datenerfassung wurde mit NI-Lab-View 14 erstellt (siehe [5]). Mit NI-MAX erfolgte die Skalierung der Sensoren. Die Messkarte verfügt über eine Kapazität von 80 analogen Messkanälen und kann mit einer Abtastrate von bis zu 250 kHz die Daten erfassen.

Bei den Versuchen 1 und 2 wurden die Messdaten aller Sensoren mit einer Abtastrate von 1 Hz erfasst.

3.4.2 Versuch 0

Beim Versuch 0 handelte es sich um einen vertraglich vorgesehenen Abnahmeversuch im Rahmen der Instandsetzung und der Modernisierung des Belastungsrahmens (siehe auch Kapitel 3.1). Die vorrangige Zielstellung bestand somit darin, den Belastungsrahmen und seine Komponenten im Hinblick auf die vertragsgemäße Erfüllung der vom Auftragnehmer erbrachten Leistungen zu überprüfen. Für das gegenständliche AP-Projekt ergab sich hierdurch die Möglichkeit, den Aufbau einer Gabione sowie die Durchführung eines Belastungsversuches mit dem Belastungsrahmen erproben und im Hinblick auf die weiteren Versuche mit einzelnen Gabionen auswerten zu können. Für die messtechnische Erfassung der Verformungen wurde daher bei dem Versuch 0 auf einfach zu handhabende Verfahren und bereits vorhandene Sensoren zurückgegriffen, um den Aufwand überschaubar zu halten.

Die Setzungen bzw. Hebungen von Grund- und Lastplatte wurden jeweils in den Ecken mit einem Nivellier Wild Heerbrugg NA20 ermittelt. Zur Ablesung der Millimeter wurde zusätzlich ein Gliedermaßstab neben die Nivellierlatte mit Zentimeterteilung gehalten. Als Höhenbezug diente eine Markierung auf dem Hallenboden im Bereich des Südtors. Die Anordnung der Messpunkte ist bei der Auswertung der Versuchsergebnisse in Kapitel 4.1.3 Auswertung Versuch 0 dargestellt (siehe Bild 4–22).

Die Verformung des Frontgitters wurde entlang der Mittelachse in Höhen von 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m über der Grundplatte mit Seilzug-Wegsensoren ermittelt (siehe Bild 3–10). Die Messeile wurden in den entsprechenden Knotenpunkten des Frontgitters eingehängt. Die Seilzug-Wegsensoren wurden an einem Hohlprofil aus Baustahl höhenverstellbar befestigt, das wiederum an einem quer über der Versuchsgrube ausgerichteten Stahlträger angeschweißt wurde (siehe Bild 3–11). Zusätzlich wur-



Bild 3–10: Versuch 0, Draufsicht auf die Seilzug-Wegsensoren und Messuhr 4 an der Frontseite (Südseite)



Bild 3–11: Versuch 0, Detailaufnahme des Seilzug-Wegsensors, Messhöhe 0,8 m



Bild 3–12: Versuch 0, Durchführung vereinfachter Distanzmessungen an der Mittelachse der Front



Bild 3–13: Versuch 0, Detailaufnahme Messuhr 1 (Westseite)

den an den Knotenpunkten in der Mittelachse des Frontgitters unter Zuhilfenahme der eingebauten Gewindestangen für die Schalung vor und nach dem Versuch vereinfachte Distanzmessungen mittels Gliedermaßstab und Wasserwaage vorgenommen, um die Verformungen in der Mittelachse auch an den übrigen Knotenpunkten abschätzen zu können (siehe Bild 3–12).

Um die Verformungen der Rasterelemente für die Schalung überwachen und den Versuch erforderlichenfalls abbrechen zu können, wurden diese mit Feinmessuhren (Ablesegenauigkeit 1/100 mm) ermittelt. Für die Befestigung von drei Feinmessuhren wurden Hohlprofile an die Grundplatte angeschweißt, die mit Stäben aus Baustahl verlängert wurden. Die drei Feinmessuhren wurden jeweils so an den Stäben befestigt und ausgerichtet, dass deren Taststifte in einem horizontalen Abstand vom rechten Rand der Schalung von rd. 0,5 m (Messuhr 1 = Westseite) bzw. rd. 0,6 m (Messuhren 2 = Nordseite und 3 = Ostseite) und jeweils in einer Höhe über der Grundfläche von rd. 0,7 m auf der Außenseite der Schalung aufsetzen. Die beispielhafte Detailaufnahme einer Messuhr zeigt Bild 3–13. Eine vierte Messuhr wurde mittels Magnetstativ auf der Grundplatte installiert. Der Taststift von Messuhr 4 wurde in ca. 6 cm Höhe auf die Stirnseite des rechten Ausgleichselementes an der Front (Südseite) aufgesetzt (siehe rechte untere Ecke von Bild 3–10). Die Anordnung der Feinmessuhren ist bei der Auswertung der Versuchsergebnisse in Kapitel 0 dargestellt (siehe Bild 4–22).

3.4.3 Versuch 1

Bei Versuch 1 handelt es sich um den ersten Versuch der Versuchsserie, der vollständig mit Messtechnik ausgestattet wurde. Grundsätzlich unterscheidet sich Versuch 1 von Versuch 0 durch den Verzicht auf die Grundplatte, auf der der Versuch stattfand. Diesmal wurde die Gabione auf einem Sandbett aufgebaut. Daraus ergab sich die Notwendigkeit, die vorherigen Sensorbefestigungen anders zu realisieren. Hier wurde aus HEB 200 Profilen ein Rahmen um die Gabione geschaffen. An diesem wurden die Befestigungen für die Sensoren angeschweißt (siehe Bild 3–14).

Zur Messung der Verformung der Frontseite kamen wiederum Seilzug-Wegsensoren (SWS) zum Einsatz. Um das Verformungsprofil näherungsweise flächig erfassen zu können, wurde ein Messraster,

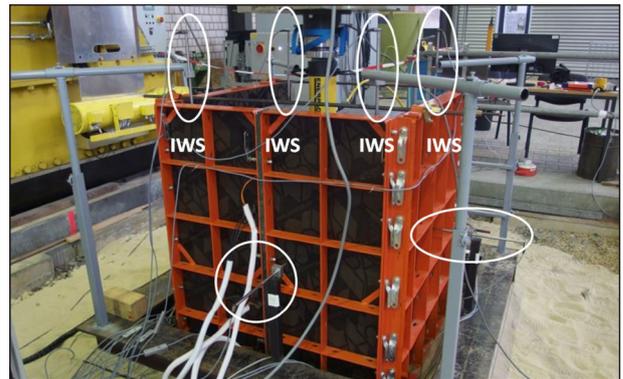


Bild 3–14: Rückansicht Gabione Versuch 1 (IWS markiert)



Bild 3–15: Versuch 1, Erddruckgeber Ebene 1 (0,4 m Höhe)



Bild 3–16: DMS und Kraftsensor im Bodengitter

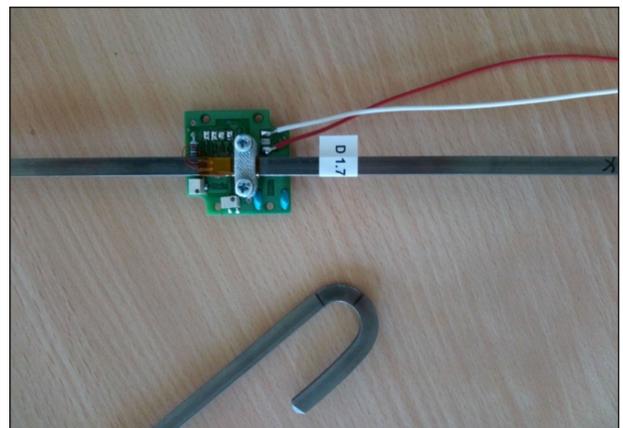


Bild 3–17: DMS auf Flachstahl

bestehend aus neun Messstellen, in den Höhen von 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m über dem Bodenniveau der Gabione angebracht. Der horizontale Abstand beträgt, gemessen von der linken seitlichen Begrenzung der Gabione, 0,3 m, 0,5 m und 0,7 m. Als Halterung der Seilzug-Wegsensoren dienen drei höhenverstellbare Querstangen, die zwischen zwei auf den Stahlrahmen geschweißten Pfosten montiert sind. Auf diesen Querstangen lassen sich die SWS in horizontaler Richtung verschieben.

Um die Verschiebung der Gabione dauerhaft erfassen zu können und die in Versuch 0 zeitaufwändigen Nivellements bei jeder Laststufe zu umgehen, wurde der Einsatz von induktiven Wegsensoren (IWS) beschlossen. Die 10 induktiven Wegsensoren wurden auf der Lastplatte, an den Seiten der Schalung und auch am obersten Steckstab des Frontgitters platziert (vgl. Bild 3–14 u. Bild 4–75), um die Positionen der Elemente über die gesamte Dauer des Versuchs überwachen zu können.

Für die Überwachung der Vorgänge innerhalb der Gabione und der Bestimmung der Kraftverteilung kamen Erddruckgeber, DMS und Kraftsensoren zum Einsatz.

Es wurden acht Erddruckgeber verteilt auf zwei Messebenen (0,4 m und 0,8 m Höhe), in die Gabione eingebaut. Hiervon wurden je Messebene zwei Erddruckgeber horizontal und zwei vertikal eingebaut. Sie wurden mittig entlang der langen Distanzhalter eingesetzt. In Jeder Lage wurden je zwei horizontal und zwei vertikal zur Aufnahme der jeweils in 90° dazu wirkenden Spannung eingebaut (siehe Bild 3–15). Dabei lagen die Erddruckgeber der unteren Lage weiter außen als die der oberen Lage. Die Positionierung erfolgte somit entlang der Außenlinien der erwarteten Spannungsausbreitung. Die Höhe der Erddruckgeber wurde mit dem Nivellierer beim Auf- und Abbau bestimmt.

Insgesamt 16 DMS wurden appliziert, jeweils einer pro Distanzhalter und jeweils drei am Boden- und Deckelgitter. Die DMS wurden hier entsprechend der Lagepläne mittig platziert (siehe Bild 3–16). Da die Applikation auf den Rundstäben sich als nicht umsetzbar herausstellte, wurden die DMS auf eigens angefertigten Flachstäben, mit gleicher Querschnittsfläche wie die Rundstäbe, appliziert. Die schrägen Distanzhalter wurden vollständig durch Flachstäbe ersetzt, während in den langen Distanzhaltern und in den Gittern jeweils kurze Flachstäbe

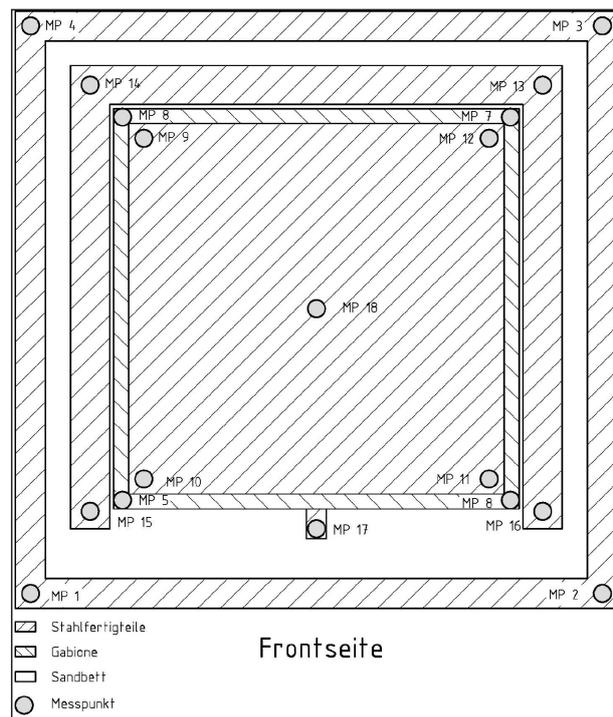


Bild 3–18: Lage der Nivellierpunkte für Versuch 1, Draufsicht

mit bereits applizierten DMS eingeschweißt wurden (Bild 3–17).

Zur Überprüfung der Ergebnisse der DMS wurde in das Boden- und Deckelgitter noch jeweils ein Kraftsensor parallel zu den DMS eingebaut.

Wie bei Versuch 0 wurden zusätzlich zu den elektrisch erfassten Messwerten auch noch die in Bild 3–18 dargestellten Messpunkte mit dem Nivelliergerät zu Beginn und Ende des Versuchs vermessen.

3.4.4 Versuch 2

In Versuch 2 wurde noch einmal die Messtechnik angepasst.

Die Seilzug-Wegsensoren und die induktiven Wegsensoren hatten sich bewährt und wurden wie in Versuch 1 erneut eingesetzt. Nur die Befestigung für den Induktiven Wegsensor W 2.4, der die Stauchung des Frontgitters erfasst, wurde mit einer Stahlrohrkonstruktion verbessert. Diese wurde mittig vor der Gabione auf dem umlaufenden Stahlrahmen montiert (siehe Bild 4–75). Die für Versuch 1 an der vorderen Gewindestange über der Lastplatte angeschweißte Aufnahmevorrichtung hatte sich nur als bedingt geeignet erwiesen (siehe Kapitel 4.2.3). Gegenüber dem Pfosten wurde am oberen Steckstab des Frontgitters wieder ein Stahlwinkel

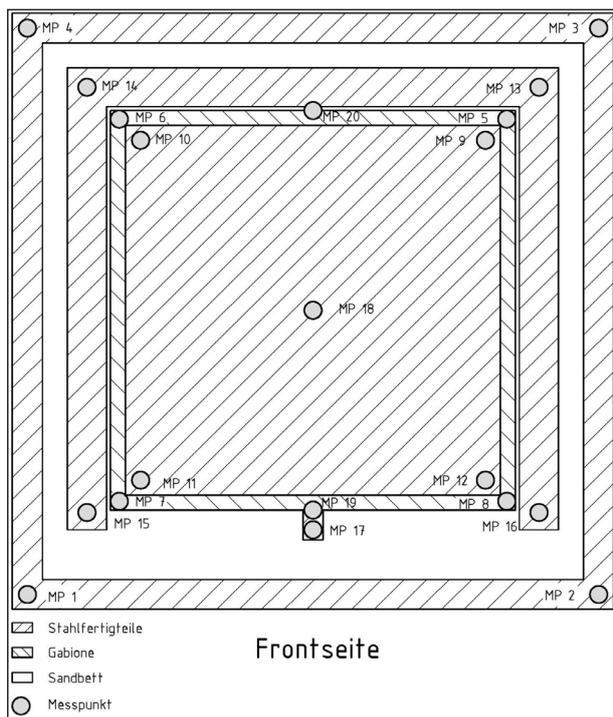


Bild 3–19: Lage der Nivellierpunkte für Versuch 2, Draufsicht

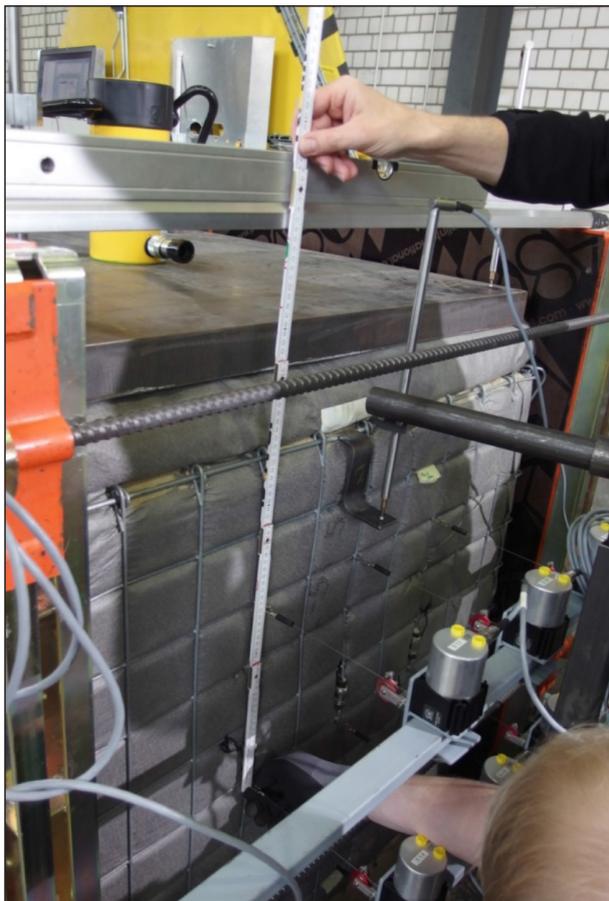


Bild 3–20: Messung der Hakenhöhe der Seilzug-Wegsensoren

als Auflager für den Taststift des Wegsensors angeschweißt.

Auch die Erddruckgeber kamen wie zuvor zum Einsatz. Diesmal musste jedoch auf Grund technischer Probleme auf 2 Sensoren verzichtet werden. In der Höhe von 0,4 m über Bodenniveau wurden wieder je 2 Geber horizontal und 2 vertikal eingebaut. In der Höhe von 0,8 m jeweils einer pro Messrichtung. Für die Lage in der jeweiligen Ebene siehe Bild 4–75.

Da die DMS in Versuch 1 teilweise die Messbereichsgrenze überschritten, wurden sie vollständig durch Kraftsensoren ersetzt. Insgesamt kamen 22 Kraftsensoren mit im Steckergehäuse integrierter Signalverarbeitung zum Einsatz. Jeweils drei im Boden-, Deckel-, Front-, und Rückseitengitter und je einer pro Distanzhalter.

Die elektrischen Signale der Sensoren wurden, wie in Versuch 1, in digitaler Form entsprechend der Kalibrierkennlinien an die Software für die Messwertfassung übergeben.

Zusätzlich wurden die im Folgenden beschriebenen Messungen durchgeführt.

Zunächst wurden die in Bild 3–19 bezeichneten Messpunkte vor dem Versuch, bei Volllast, soweit möglich, und nach Ende des Versuchs mit dem Nivelliergerät eingemessen.

Dann wurde die Schiefstellung der Seile der Seilzug-Wegsensoren stichprobenweise mit einem Winkelmesser nachverfolgt, da sie sich in Versuch 1 bereits schiefgestellt hatten, was einen seinerzeit nicht kalkulierbaren Fehler der Messwerte zur Folge hatte.

Schließlich wurde noch die Höhe der Seilhaken der Seilzug-Wegsensoren in Relation zur Oberkante der Stahlrahmenschalung gemessen (siehe Bild 3–20). Dies ermöglicht zusammen mit den Ergebnissen der Winkelmessung eine genauere Aussage über den Messfehler der Wegmessung.

4 Belastungsversuche an sandgefüllten Gabionen

4.1 Versuch 0

4.1.1 Aufbau Versuch 0

Auf die vorhandene Oberfläche der Grubenverfüllung (siehe Kapitel 3.1) wurde basierend auf einer Lage Vliesstoff eine wenige Zentimeter dicke Ausgleichsschicht aus erdfeuchtem Sand aufgebracht

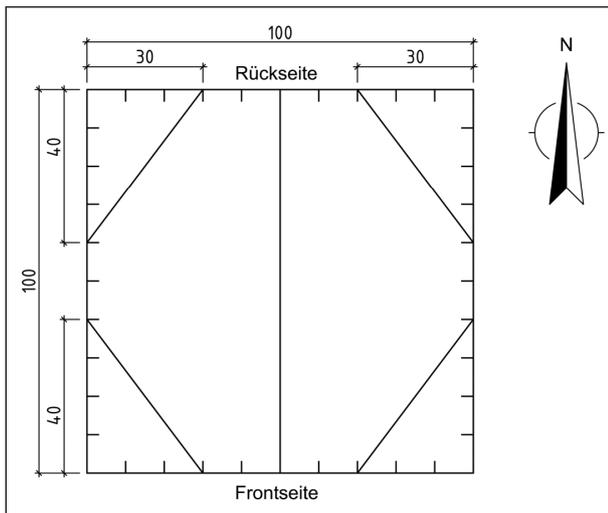


Bild 4–1: Versuche 0 bis 2, Anordnung der Distanzhalter in den beiden Ebenen (Draufsicht)

und eben abgezogen. Anschließend wurde die Grundplatte aufgelegt. Auf der Grundplatte wurde der Standort der zu belastenden Gabione mittig mit weißem Klebeband markiert.

Mit dem Aufbau des Drahtkorbes wurde am 19. März 2015 auf dem Hallenboden außerhalb der Grube begonnen. Entsprechend der Montageanleitung des Herstellers sind im unteren und im oberen Drittel der Korbhöhe von 1 m jeweils vier Distanzhalter diagonal in den Ecken und ein Distanzhalter mittig zwischen Front- und Rückseite einzubauen (siehe Bild 4–1). Die in Bild 4–1 dargestellte Anordnung der Distanzhalter wurde auch bei den beiden weiteren Versuchen beibehalten. Vor dem Einbau der Distanzhalter wurde der Vliesstoff eingebaut. Hierzu wurden zwei großzügig bemessene Vliesstreifen kreuzförmig auf dem Korbboden platziert. Vor dem Einbau der ersten Lage Distanzhalter in 30 cm Höhe wurden die Vliesstreifen an den sich ergebenden Durchstoßpunkten mit einer Schere perforiert. Die Distanzhalter wurden anschließend eingehängt und anfangs mit einer Rohrzange, später mit einem Metallrohr, umgebogen. An beiden Enden der Distanzhalter wurden jeweils Vliesstücke aufgeschoben und an die perforierte Vliesauskleidung angelegt, um ein Herausrieseln der Sandfüllung zu unterbinden.

Nach dem Umsetzen des Drahtkorbes auf die Grundplatte wurde damit begonnen, den Korb lagenweise mit Sand zu füllen. Hierzu wurde der Krankübel mit Sand gefüllt und auf der Neigungsschaltgewichtswaage (Wägebereich 5 kg bis 520 kg, ein Teilabschnitt = 100 g) neben dem Nordtor der Halle



Bild 4–2: Versuch 0, Füllung des oberen Korbereiches durch den Deckel



Bild 4–3: Versuch 0, vollständig befüllter Korb

7 gewogen. Der Krankübel wurde dann in geringer Höhe über den Korb verfahren und vorsichtig dosiert entleert. Der Sand wurde anschließend mit Schaufeln gleichmäßig im Korb verteilt und in seinem Zentrum mit einem Handstampfer aus Stahl (Grundplatte 20 x 20 [cm], Gewicht 11,5 kg) verdichtet. Am Rand und in den Ecken des Korbes wurde hingegen mit einem modifizierten Handstampfer (Gewicht 10,5 kg) verdichtet. Dieser besteht aus einem Stein (Grundfläche 7 x 15 [cm]), an dem eine Metallstange angeschraubt ist. Mit dem modifizierten Handstampfer wurde eine deutlich reduzierte Fallhöhe realisiert.

Die Vliesstreifen wurden durch den Einbau der einzelnen Sandlagen und Distanzhalter fixiert sowie bis zum Erreichen der Ösen an den Gittermatten überlappend mitgeführt.

Im Zuge der Befüllung des Drahtkorbes zeigte sich etwa auf der Mitte der Korbhöhe, dass die Ausbauschichten so stark zunehmen, dass die zweite Lage Distanzhalter in 0,7 m Höhe nicht eingebaut werden kann. Daraufhin wurde die Füllung in den Rand- und Eckbereichen nochmals bis knapp über die erste Lage der Distanzhalter ausgehoben, die zweite Lage Distanzhalter eingebaut, die Füllung wieder lagenweise eingebaut und mit dem modifiziertem Handstampfer mit einer Fallhöhe von wenigen Zentimetern verdichtet.

Nachdem mit der verdichteten Füllung die Ösen an den Gittern erreicht wurden, wurden zur Verminderung der Verformungen die obersten ca. 10 cm der Füllung wieder ausgebaut, die über den Korb hinausreichenden Vliesstreifen abgeschnitten und mit Klebeband an den Gittern befestigt sowie der Korb mit dem Deckel verschlossen. Die abschließende Verfüllung erfolgte mit dem Krankübel durch das Deckelgitter in der Weise, dass nach dem moderaten Verdichten mit dem Handstampfer, der Sand gleichmäßig zwei bis drei Zentimeter über das Deckelgitter reichte (siehe Bild 4–2 u. Bild 4–3). Der Ösenbereich wurde hiervon ausgespart. Der Korb wurde nach dem Einbau der Füllung bis zum Versuchsbeginn mit einer Kunststoffplane abgedeckt, um die Austrocknung des Sandes zu minimieren.

Am 24. März 2015 wurde der Korb auf drei Seitenflächen mit der Stahlrahmenschalung U-förmig umstellt. Auf der dem Südtor der Halle zugewandten, offenen Frontseite wurden zwei Gewindestangen eingebaut. Im Weiteren wurde auf dem mit Sand überschütteten Korbdeckel ein Lastkissen eingebaut (siehe Bild 4–4). Hierzu wurde der gleiche Sand wie für die Gabionenfüllung verwendet, in ein Vlies eingepackt, mittels Handstampfer vorsichtig verdichtet und eben abgezogen.

Bis zum Versuchsbeginn wurden die auf der Rückseite des Korbes eingebauten Ausgleichselemente der Schalung aus Kunststoff (siehe schwarze Streifen in Bild 4–4) durch ein reguläres Rasterelement von 10 cm Breite ausgetauscht. Hierdurch sollte eine größere Steifigkeit der Schalung während des Versuches erreicht werden. Außerdem wurde die Lastplatte auf dem Lastkissen aus Sand eingebaut



Bild 4–4: Versuch 0, Gabione mit eingebauter Stahlrahmenschalung und Lastkissen



Bild 4–5: Versuch 0, vorbereiteter Versuchsaufbau

sowie eben und mittig über der Gabione ausgerichtet. Zusätzlich wurden über der Lastplatte zwei Gewindestangen zur weiteren Aussteifung der Schalung eingebaut.

Auf der Grundplatte wurden etwa mittig an den drei verschalteten Seiten und im rechten, unteren Bereich der Frontseite Stahlprofile zur Aufnahme der Feinmessuhren bzw. der Seilzug-Wegsensoren angeschweißt (siehe Kapitel 3.4.2). Der fertige Versuchsaufbau inkl. Messtechnik ist in Bild 4–5 dargestellt. Weitere Detailansichten finden sich in Bild 3–10 bis Bild 3–13.

4.1.2 Durchführung Versuch 0

Die Durchführung des Versuches 0 wurde unter Berücksichtigung noch abzuschließender Arbeiten im Rahmen der Instandsetzung und der Modernisierung des Belastungsrahmens (siehe auch Kapitel 3.1) auf den 12. Juni 2015 terminiert.

Aufgrund der Ausbildung von Hydraulikanlage und Steuerung des Belastungsrahmens war es



Bild 4–6: Versuch 0, Belastungszyylinder mit Handhydraulikpumpe für die Laststufen von 0 bis 110 kN



Bild 4–7: Versuch 0, Belastungsrahmen für die Laststufen von 135 kN bis 210 kN

Belastungszyylinder Yale YCS-33/60	Technische Daten
Bauhöhe, eingefahren [mm]	193
max. Hub [mm]	60
max. Druckkraft [kN]	335
max. Betriebsdruck [bar]	700
Gewicht [kg]	10,8 ¹⁾
¹⁾ eigene Wägung	

Tab. 4–1: Versuch 0, Daten des Belastungszyinders Yale für die Laststufen von 0 bis 110 kN

zu diesem Zeitpunkt nicht möglich, Lasten von 0 bis ca. 130 kN aufzubringen. Daher wurde für die Aufbringung der Laststufen von 0 bis 110 kN ein Belastungszyylinder, Fabrikat Yale YCS-33/60, mittig auf der Lastplatte positioniert, der mit einer Handhydraulikpumpe, Fabrikat Yale HPS-2/0,7 A, aus- und wieder eingefahren wurde. Der Belastungszyylinder des Belastungsrahmens diente dabei als Widerlager. Der Abstand zwischen der Unterfläche des Belastungszyinders des Belastungsrahmens und der Oberfläche der Lastplatte von 38 cm wurde dabei

mit dem Belastungszyylinder Yale und zusätzlichen Futterplatten aus Stahl überbrückt. Der komplette Versuchsaufbau inkl. dieser Belastungseinheit ist in Bild 4–6 dargestellt. Der Belastungszyylinder Yale inkl. Handhydraulikpumpe wurde vom Auftragnehmer der Instandsetzungs- und Modernisierungsarbeiten bereitgestellt. Die wesentlichen technischen Daten dieses Belastungszyinders sind in Tabelle 4–1 zusammengestellt. Die weiteren Laststufen von 110 kN bis 210 kN wurden mit dem Belastungsrahmen aufgebracht, der bereits in Kapitel 3.1 beschrieben wurde. Der so komplettierte Versuchsaufbau ist in Bild 4–7 dargestellt.

Vor Versuchsbeginn wurden nochmals die horizontale Ausrichtung der Lastplatte und der Seile der Seilzug-Wegsensoren sowie der Kontakt der Taststifte der Feinmessuhren für die Erfassung der Schalungsverformung überprüft. Schließlich wurden die Nullablesung an den Feinmessuhren sowie die Nullmessung der Höhenlage von Grund- und Lastplatte mittels Nivellement durchgeführt.

Zu Versuchsbeginn wurde mit dem Belastungszyylinder Yale eine Vorlast von 10 kN aufgebracht. Im weiteren Verlauf wurden jeweils Laststufen von 25 kN realisiert. Bei Erreichen der Laststufe 110 kN wurde der Belastungszyylinder Yale auf 0 kN entlastet und inkl. Futterplatten ausgebaut. Anschließend wurde der Belastungszyylinder des Belastungsrahmens mittig über der Lastplatte positioniert und die Gabione in einem Zuge von 0 kN auf 135 kN belastet. Im Weiteren wurde die Last wiederum schrittweise um 25 kN gesteigert bis schließlich 210 kN erreicht wurden. Danach wurde der Belastungszyylinder entlastet und der Versuch beendet. Bei der ersten Belastungsschleife bis 110 kN wurde der Belastungsrahmen somit lediglich als Widerlager für die Lastaufbringung und für die Ermittlung der Last mittels Kraftmessdose und Anzeigeeinheit genutzt.

Die einzelnen Laststufen wurden jeweils solange gehalten bis die Verformungen der Grund- und der Lastplatte mittels Nivellement und die Verformungen der Schalung mittels Feinmessuhren ermittelt sowie der Versuchsaufbau visuell im Hinblick auf Veränderungen inspiziert wurden. Hierdurch ergaben sich Haltedauern auf den Laststufen von rd. 10 min bis rd. 20 min. Die Laststufe 135 kN wurde für rd. 80 min gehalten, um im Hinblick auf die Abnahme des Belastungsrahmens zu überprüfen, ob und wie lange eine Last dieser Größenordnung konstant gehalten werden kann.

Im Zuge der Durchführung von Versuch 0 sind folgende Beobachtungen zu erwähnen:

- ab Laststufe 135 kN: reißt auf der Frontseite am linken unteren Distanzhalter das Vlies auf, so dass Sand herausrieselt (siehe Bild 4–8);
- ab Laststufe 160 kN: steuerungsbedingte Schwierigkeiten beim Halten der Laststufen („Sprünge“) (siehe auch Bild 4–20);
- ab Laststufe 185 kN: infolge Absenkung des Frontgitters bewegen sich die Seile der Seilzug-Wegsensoren erkennbar aus der Horizontalen (siehe Bild 4–9);
- ab Laststufe 185 kN: die Vliesauskleidung verhindert ein Aufbiegen des rechten oberen Distanzhalters auf der Frontseite, zusätzlich biegt sich die Öse des linken Steckstabs an der Frontseite auf (siehe Bild 4–10);
- nach Versuchsende zeigen sich auf der Rückseite zum Teil deutliche Aufspreizungen der Fugen zwischen einzelnen Schalungselementen (siehe Bild 4–11).

Nach dem Versuch wurde die Gabione mit aufgelegter Lastplatte inkl. Abdeckung durch eine Kunststoffplane am Standort belassen. Am 22. Oktober 2015 wurde der Versuchsaufbau abgebaut. Zunächst wurden die rückseitige, über dem Deckel angeordnete Gewindestange für die Schalung und die Lastplatte entfernt. Nach dem Ausbau des Lastkissens wurde im Randbereich eine Durchbiegung des Deckelgitters sichtbar, die zu den Rändern und zur Mitte hin abnahm (siehe Bild 4–12). Anschließend wurde das Deckelgitter entfernt und mit dem Ausbau der Sandfüllung begonnen. Dabei wurde im oberen Drittel des Korbes eine deutliche Austrocknung des Sandes beobachtet. Im Zuge des Aushubs wurden die beiden über die volle Breite eingebauten Distanzhalter durchtrennt; die in den Ecken wurden belassen (vgl. Bild 4–1). Nachdem der Aushub etwa die halbe Höhe der Gabione erreichte, wurde aus Gründen der Handhabbarkeit die Stahlrahmenschalung entfernt (siehe Bild 4–14). Die Innen- und die Außenseite der Vliesauskleidung sowie die Schalhaut zeigten deutliche Sandanhaftungen (siehe Bild 4–13), so dass infolge der Belastung von einer Verdrängung des Füllmaterials und einem deutlichen Kontakt zwischen Füllung/Vlies und Schalhaut auszugehen ist. Nach dem Ausbau von Füllung,



Bild 4–8: Versuch 0, Vlies reißt auf (Laststufe 135 kN)



Bild 4–9: Versuch 0, Absenkung des Frontgitters beeinflusst Seile der Wegsensoren



Bild 4–10: Versuch 0, Aufbiegung der Öse am linken Steckstab der Frontseite



Bild 4–11: Versuch 0, Aufspreizen der Schalungselemente auf der Rückseite (nach Versuchsende)



Bild 4–12: Versuch 0, Deckelgitter nach dem Ausbau des Lastkissens



Bild 4–13: Versuch 0, Sandanhaftungen auf der Schalhaut



Bild 4–14: Versuch 0, Gabione nach Abbau der Stahlrahmenschalung, Frontseite im Bild oben rechts

Distanzhaltern und Vlies zeigten sich deutlich die Verformungen des Korbes (siehe Bild 4–15 u. Bild 4–16), die infolge Befüllung und Belastung eingetreten sind. Schließlich wurde der Korb demontiert und die einzelnen Gitter entsprechend ihrer Position markiert und aufbewahrt.

Im Zuge des Aushubs wurde in Tiefen von ca. 10 cm, ca. 50 cm und ca. 70 cm unter dem Deckel jeweils mittels Ausstechzylinder eine ungestörte Bodenpro-



Bild 4–15: Versuch 0, Entleerter Korb (links Frontseite, rechts Seitenteil – Ost)



Bild 4–16: Versuch 0, Entleerter Korb (links Seitenteil – Ost, rechts Rückseite)



Bild 4–17: Versuch 0, Positionieren eines Ausstechzylinders



Bild 4–18: Versuch 0, Ausbau eines Ausstechzylinders

be entnommen und untersucht. Hierzu wurde die Aushubebene eben abgezogen und die Entnahmevorrichtung etwa mittig in der Gabione aufgesetzt. In Bild 4–17 und Bild 4–18 ist beispielhaft die Entnahme eines Ausstechzylinders dargestellt. Die Ergebnisse der Bestimmungen von Trockendichte und Wassergehalt werden in Kapitel 4.1.3 mitgeteilt.

4.1.3 Auswertung Versuch 0

Bereits während des Befüllens der Gabione bildeten sich Ausbeulungen der Füllung, deren kassettenartige Form durch die Maschen der Gitter vorgegeben war. Außerdem waren Ausbauchungen der Gitter selbst zu beobachten, die jeweils in Bereichen zwischen den Distanzhalterebenen bzw. der unteren Distanzhalterebene und dem Bodengitter Maxima erreichten (siehe auch Bild 4–19). Als Folge der Verformungen oberhalb der zweiten Distanzhalterebene konnte das Deckelgitter nur eingebaut werden, in dem die Seitengitter von Hand vorsichtig zurückgebogen wurden. Bild 4–19 veranschaulicht die infolge Befüllung eingetretenen Verformungen. Insgesamt ist somit von einer wesentlichen Vorverformung der Gabione auszugehen. Im Hinblick auf



Bild 4–19: Versuch 0, nahezu vollständig befüllte Gabione ohne Deckelgitter (links Rückseite, rechts Seitenteil West)

die folgenden Versuche sollten die Verdichtungsarbeit reduziert, die Distanzhalter möglichst frühzeitig eingebaut und/oder die Körbe zusätzlich, z. B. durch einen frühzeitigen Aufbau der Stahlrahmenschalung, ausgesteift werden. Die beiden letztgenannten Maßnahmen sind allerdings nicht geeignet, die Befüllung und die Verdichtung mittels Handstampfer zu erleichtern. Zusätzlich sollte das Umbiegen der Distanzhalter verbessert werden. Hierfür sollten eine größere Rohrzanze oder Stahlrohr verwendet werden, die ausreichend stabil sind und deren Innendurchmesser den Durchmesser der Distanzhalter nicht wesentlich übersteigt, da anderenfalls der Schlupf beim Umbiegen zu groß ist. Das Vorgehen für den Einbau des Lastkissens und das Auflegen der Lastplatte hat sich hingegen bewährt.

Die aus dem Befüllvorgang resultierenden Ergebnisse bzw. Angaben enthält Tabelle 4–2. Für die Ermittlung von Füllgrad bzw. Hohlraumgehalt und Wichte wird vereinfachend von einem Volumen der Gabione von 1 m^3 ausgegangen. Die Massen der relevanten Bestandteile des Versuchsaufbaus sind in Tabelle 4–3 zusammengestellt. Tabelle 4–3 ist zu entnehmen, dass die Gabione infolge des Einbaus von Lastkissen, Lastplatte und Belastungszyylinder Yale (siehe Kapitel 4.1.2) mit einer Masse

Füllmaterial: Sand (Kennwerte siehe Kapitel 3.3)	Versuch 0
Einbaumasse [kg]	1.832
Wichte [kN/m^3]	18
Füllgrad [%]	69
Hohlraumgehalt [%]	31

Tab. 4–2: Versuch 0, Ergebnisse infolge der Befüllung

Bestandteil	Masse [kg]
Gabione, Sandfüllung	1.832
Gabione, Vliesauskleidung	1,3
Lastkissen, Sandfüllung	111,5
Lastkissen, Vlieshülle	0,6
Lastplatte	448,0
Belastungszylinder Yale (siehe auch Tabelle 4–1)	10,8
Futterplatten	9,5

Tab. 4–3: Versuch 0, Massen relevanter Bestandteile des Versuchsaufbaus

von 580,4 kg belastet wurde. Dies entspricht einer Gewichtskraft von ca. 5,7 kN, die im Sinne einer Vorbelastung wirkte. Aufgrund des Entfalls von Belastungszylinder Yale und Futterplatten reduzierte sich diese Vorlast bei Verwendung des Belastungsrahmens (siehe Kapitel 4.1.2) unwesentlich auf ca. 5,6 kN.

Zwischen dem Aufbau, der Belastung und dem Abbau des Versuchsaufbaus entstanden jeweils längere Unterbrechungen, die durch die Instandsetzungs- und Modernisierungsarbeiten am Belastungsrahmen sowie interne Abläufe bedingt waren. Diese sollten bei zukünftigen Versuchen auf jeden Fall vermieden werden, da beim Abbau eine Austrocknung der Sandfüllung beobachtet wurde (siehe Kapitel 4.1.2).

In Bild 4–20 ist für die einzelnen Laststufen die von den drei Seilzug-Wegsensoren erfasste horizontale Verformungsentwicklung für die Mittelachse des Frontgitters aufgetragen. Für das realisierte Belastungsregime wird auf Kapitel 4.1.2 verwiesen. Es ist darauf hinzuweisen, dass die Verformungen [mm] auf der linken Ordinate in Bild 4–20 von dem infolge Befüllung vorverformten Frontgitter aus zählen und die Auflast [kN] auf der rechten Ordinate der jeweiligen Laststufe ohne Berücksichtigung der zuvor angegebenen Vorbelastung infolge Versuchsaufbau und ggf. Belastungseinheit entspricht. Der Graph für die Auflast bildet, wie in Kapitel 4.1.2 erwähnt, ab

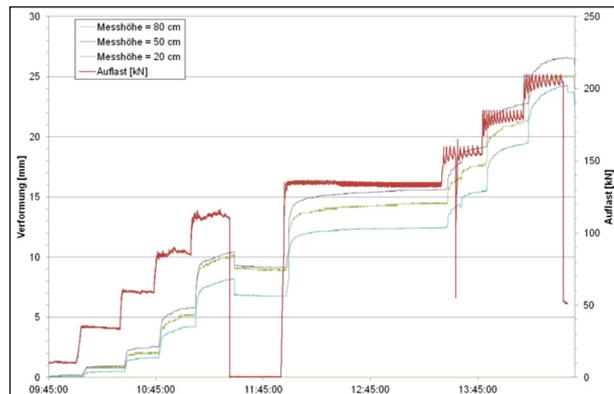


Bild 4–20: Versuch 0, horizontale Verformungen in der Mittelachse des Frontgitters

Laststufe 160 kN die Schwierigkeiten ab, die jeweilige Laststufe konstant zu halten. Im Anschluss an den Versuch wurde daher die Steuerung des Belastungsrahmens angepasst. Zusätzlich ist zu erkennen, dass nach der letzten Laststufe von 210 kN die darauf folgende Entlastung durch den Datenlogger nur bis zum Erreichen von ca. 50 kN aufgezeichnet wurde. Im Bereich der Entlastungsschleife zwischen den Laststufen 110 kN und 135 kN wird ferner deutlich, dass die Graphen der Seilzug-Wegsensoren nicht völlig synchron mit dem Graphen für die Auflast verlaufen. Dennoch kann Bild 4–20 entnommen werden, dass sich in den drei Messhöhen die Verformungen während der einzelnen Laststufen mit vergleichbarem Anstieg entwickeln. Mit Beginn der Laststufe 110 kN setzen sich die Verformungen in den Messhöhen 0,5 m und 0,8 m etwas deutlicher von der Messhöhe 0,2 m ab. Zum Ende der Laststufe 110 kN sind die folgenden maximalen Verformungswerte anzugeben (auf eine Nachkommastelle gerundet):

- H = 0,2 m: ca. 8,2 mm,
- H = 0,5 m: ca. 10,4 mm und
- H = 0,8 m: ca. 10,1 mm.

Infolge der vollständigen Entlastung durch den Austausch der Belastungseinheit gehen die Verformungen des Frontgitters in den drei Messebenen um ca. 1,4 mm (H = 0,2 m), ca. 1,2 mm (H = 0,5 m) und ca. 1,1 mm (H = 0,8 m) zurück. Bei diesen Werten handelt es sich jeweils um den elastischen Verformungsanteil. Mit dem Einsetzen der Wiederbelastung geht ein steiler Anstieg der Verformungen in allen drei Messhöhen einher. Von der Laststufe 135 kN bis zur letzten Laststufe von 210 kN übersteigen die Verformungen in der Messhöhe 0,5 m

die in den Messhöhen 0,2 m und 0,8 m. Zum Ende der letzten Laststufe von 210 kN sind die folgenden maximalen Verformungswerte anzugeben (auf eine Nachkommastelle gerundet):

- $H = 0,2$ m: ca. 24,2 mm,
- $H = 0,5$ m: ca. 26,6 mm und
- $H = 0,8$ m: ca. 25,1 mm.

Die maximalen horizontalen Verformungen liegen somit, insbesondere im Fall des zweiten Belastungsastes, unabhängig von der Messhöhe in einer Größenordnung. In den maximalen Verformungen des zweiten Belastungsastes sind gegenüber dem ersten eine horizontale und eine vertikale Verformung des Frontgitters enthalten, da spätestens ab Laststufe 185 kN die Seile der Wegsensoren von der Absenkung des Frontgitters erkennbar beeinflusst wurden. Die Absenkung des Frontgitters bzw. die Abweichung der Seile aus der Horizontalen wurde jedoch nicht erfasst. Nach der Laststufe 210 kN reduzierten sich die Verformungen im Zuge der Entlastung um ca. 1,6 mm ($H = 0,2$ m), ca. 0,6 mm ($H = 0,5$ m) und ca. 1,1 mm ($H = 0,8$ m). Im Gegensatz zur ersten Entlastung geben diese Werte jedoch nicht die tatsächliche Höhe des elastischen Verformungsanteils wieder.

Die Ergebnisse der vereinfachten Distanzmessungen (siehe Kapitel 3.4.2) sind in Bild 4–21 dargestellt. Bild 4–21 kann der Verformungszuwachs entlang der Mittelachse des Frontgitters infolge der Belastung entnommen werden. Die Verformungen wurden jeweils in den Knotenpunkten vor und nach der Belastung ermittelt. Die Verformungswerte in 0,9 m und 1 m Höhe sollten vor Belastung aufgrund des Zurückbiegens der Gitter für den Einbau des Deckels unberücksichtigt bleiben. Durch den in Bild 4–21 enthaltenen Graphen vor Belastung wird die Beobachtung bestätigt, dass das Frontgitter bereits während des Befüllens erheblich verformt wurde. Dabei sind die größten Verformungen zwischen den stützend wirkenden Elementen, d. h. den beiden Distanzhalterebenen in 0,3 m und 0,7 m Höhe bzw. der Distanzhalterebene in 0,3 m Höhe und dem Bodengitter ($H = 0$ cm), zu erkennen. Der Graph nach Belastung verdeutlicht, dass sich die Verformungen in der Mittelachse des Frontgitters nochmals erheblich vergrößert haben. Die deutlichsten Verformungszunahmen traten dabei wiederum zwischen den stützend wirkenden Elementen auf ($H =$

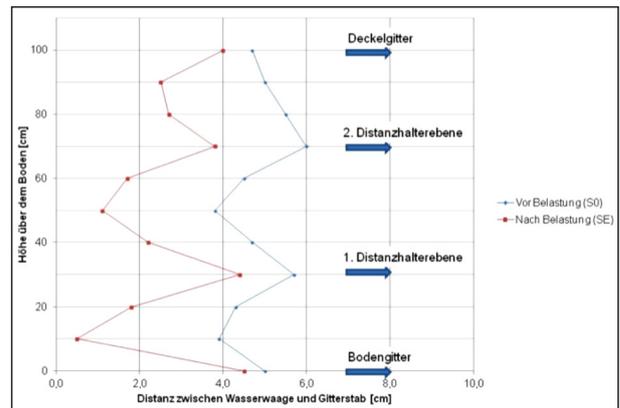


Bild 4–21: Versuch 0, vereinfachte Distanzmessungen in der Mittelachse des Frontgitters vor und nach Belastung

10 cm: + 3,4 cm, $H = 60$ cm u. 80 cm: + 2,8 cm u. $H = 50$ cm: + 2,7 cm). Im Bereich des Boden- und des Deckelgitters ($H = 0$ cm: + 0,5 cm bzw. $H = 100$ cm: + 0,7 cm) und des unteren Distanzhalters ($H = 30$ cm: + 1,3 cm) sind infolge Belastung vergleichsweise geringe Verformungszunahmen festzustellen. Dagegen ist die Verformungszunahme im Bereich des oberen Distanzhalters ($H = 70$ cm: + 2,2 cm) als auffallend hoch einzuschätzen. Während des Abbaus der Gabione konnte allerdings visuell keine signifikante Aufbiegung dieses Distanzhalters festgestellt werden. Bei den folgenden Versuchen ist geplant, die Distanzhalter mit Dehnungsmessstreifen (DMS) zu bestücken, um Erkenntnisse zu deren Verformungsverhalten zu gewinnen.

Für die Ermittlung der Verformungen in der Mittelachse des Frontgitters wurden mit der vereinfachten Distanzmessung und den Seilzug-Wegsensoren zwei sehr unterschiedliche Verfahren angewendet. Dennoch fällt auf, dass die mit den Seilzug-Wegsensoren (SWS) ermittelten maximalen Verformungswerte bis zur Laststufe 210 kN in der Größenordnung mit den Verformungszunahmen harmonisieren, die mit den vereinfachten Distanzmessungen „nach Belastung“ ermittelt wurden (vgl. Bild 4–21). Die Verformungszunahmen in den entsprechenden Höhen sind basierend auf den vereinfachten Distanzmessungen wie folgt anzugeben:

- $H = 0,2$ m: 2,5 cm (SWS rd. 2,4 cm),
- $H = 0,5$ m: 2,7 cm (SWS rd. 2,7 cm) und
- $H = 0,8$ m: 2,8 cm (SWS rd. 2,5 cm).

Trotz dieser augenscheinlichen Übereinstimmung der zuvor angegebenen Werte wird bei den folgen-

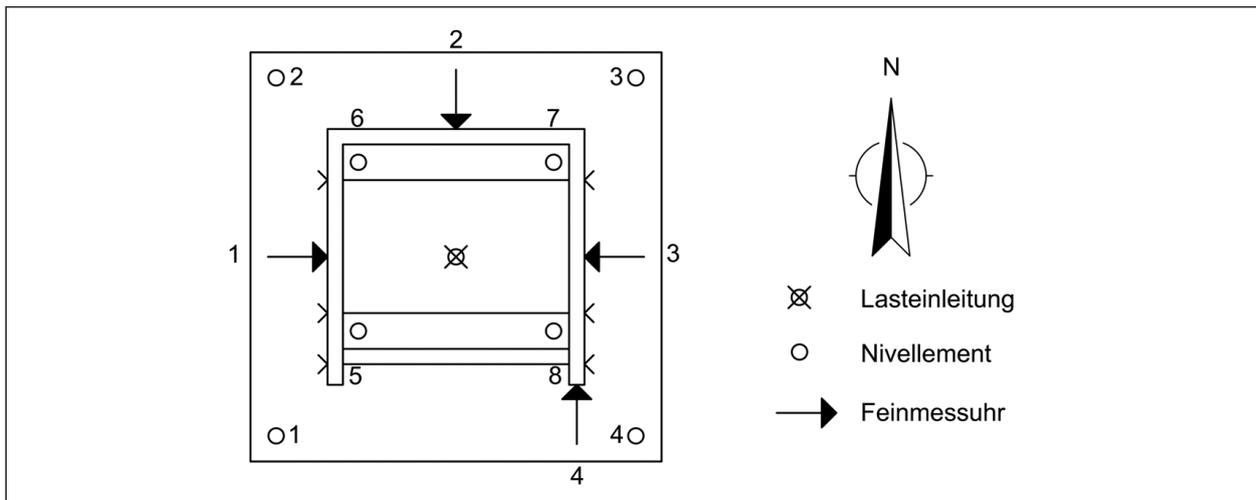


Bild 4–22: Versuch 0, Lage von Nivellementpunkten und Feinmessuhren (Draufsicht)

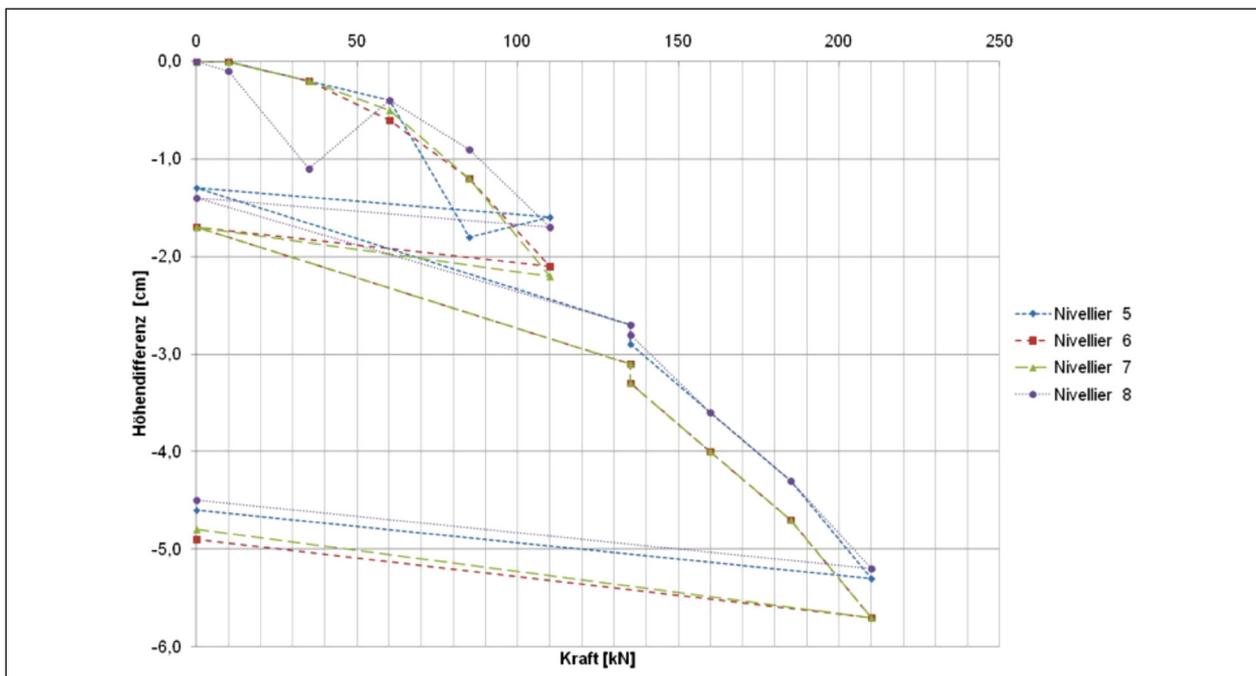


Bild 4–23: Versuch 0, Nivellements über die Eckpunkte der Lastplatte

den Versuchen eine Anordnung von Seilzug-Wegsensoren in mehreren Achsen des Frontgitters bevorzugt, um die Verformungswerte der jeweiligen Belastung zuzuordnen und den manuellen Messaufwand reduzieren zu können.

Die Nivellements auf den Eckpunkten der Grundplatte zeigten auf den einzelnen Laststufen keine signifikanten Setzungen bzw. Hebungen, so dass sich die entsprechende Annahme im Vorfeld bestätigt hat (siehe Kapitel 3.2). Die Ergebnisse der Nivellements über die Eckpunkte der Lastplatte sind in Bild 4–23 aufgetragen. Die Zuordnung der Punkte kann Bild 4–22 entnommen werden. Es ist darauf

hinzuweisen, dass die Setzungen bzw. Hebungen jeweils aus der Gabione und dem Lastkissen resultieren. Aus Bild 4–23 ist zu ersehen, dass signifikante Verformungen ab Laststufe 60 kN auftraten. Die Setzung im Punkt 8 von ca. 1,1 cm auf Laststufe 35 kN ist dagegen vermutlich auf einen Ablesefehler zurückzuführen. Bis zum Ende des ersten Belastungsastes (Laststufe 110 kN) traten Setzungen von ca. 1,6 cm (Punkt 5) bis ca. 2,2 cm (Punkt 7) auf. Dabei fällt auf, dass sich die Lastplatte auf der Rückseite ca. 0,5 cm mehr setzt als auf der Frontseite. Infolge der anschließenden Entlastung durch den Wechsel der Belastungseinrichtung hebt sich die Lastplatte geringfügig um ca. 0,3 cm (Punkte 5

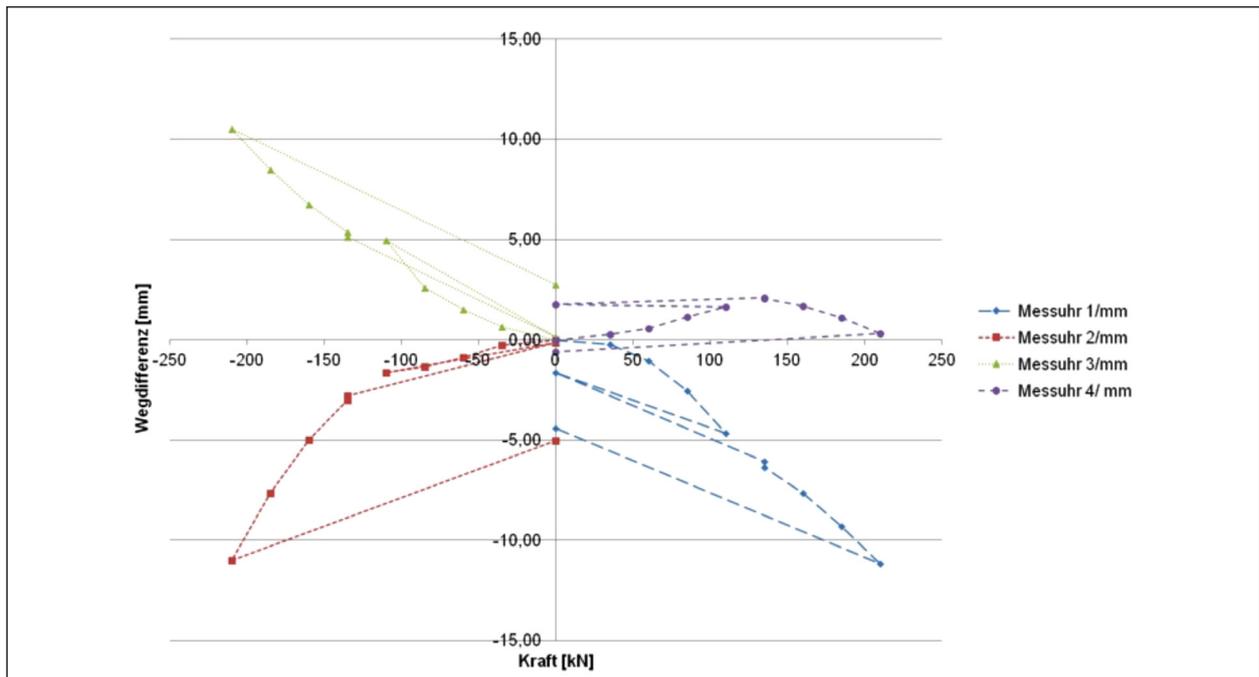


Bild 4–24: Versuch 0, Verlauf der Schalungsverformungen

und 8) bis 0,5 cm (Punkt 7). Mit dem darauffolgenden zweiten Belastungsast setzt sich die Lastplatte erneut. Am Ende der letzten Laststufe von 210 kN werden Setzungen von ca. 5,2 cm (Punkt 8) bis ca. 5,7 cm (Punkte 6 und 7) ermittelt. Wie zum Ende der Laststufe 110 kN zeigt die Lastplatte auf der Rückseite geringfügig größere Setzungen als auf der Frontseite. Infolge der endgültigen Entlastung hebt sich die Lastplatte erneut um ca. 0,7 cm (Punkte 5 und 8) bis ca. 0,9 cm (Punkt 7). Insgesamt betrachtet konnten somit die einzelnen Laststufen ohne nachteilige Schiefstellung der Lastplatte aufgebracht werden. Die Setzung bzw. Hebung unter dem Belastungszyylinder Yale konnte nicht ermittelt werden. Im Falle des Belastungszyinders des Belastungsrahmens ist dies nicht erfolgt. Wie die Recherche im Nachhinein ergab, hätten diese Werte jeweils manuell aufgezeichnet werden müssen, da steuerungsbedingt keine Speicherung erfolgt. Bei den folgenden Versuchen sollte somit eine manuelle Aufzeichnung erfolgen, um auch eine evtl. Durchbiegung der Lastplatte ermitteln zu können.

In Bild 4–24 sind die Verformungen der Stahlrahmenschalung aufgetragen, die mit den Feinmessuhren (siehe Kapitel 3.4.2) ermittelt wurden. Die Lage der Feinmessuhren kann Bild 4–22 entnommen werden. Aus Bild 4–24 kann ersehen werden, dass die Verformungen auf der West- (Messuhr 1) und der Ostseite (Messuhr 3) mit steigender Belastung

zunehmen, auf der letzten Laststufe von 210 kN Werte von maximal ca. - 11,2 mm bzw. ca. 10,5 mm erreichen und infolge der beiden Entlastungen abnehmen. Nach der ersten Entlastung geht die Verformung auf der Westseite (Messuhr 1) auf ca. - 1,6 mm und auf der Ostseite (Messuhr 3) mit ca. 0,2 mm nahezu auf „0“ zurück. Nach Versuchsende verbleibt auf diesen beiden Seiten eine signifikante Verformung von ca. - 4,4 mm (Messuhr 1) bzw. ca. 2,8 mm (Messuhr 3). Die Verformungsentwicklung auf der Nordseite (Messuhr 2) ist grundsätzlich mit den zuvor beschriebenen Seiten West und Ost vergleichbar. Lediglich der Wert für die Verformung auf der Laststufe 110 kN fällt mit ca. - 1,6 mm geringer aus. Am Ende der darauffolgenden ersten Entlastung geht die Verformung, wie im Fall der Ostseite (Messuhr 3) nahezu auf „0“ zurück. Auf der letzten Laststufe von 210 kN wird an der Nordseite (Messuhr 2) ein Wert von ca. - 11,0 mm abgelesen, der sich nach der folgenden, endgültigen Entlastung auf ca. - 5,0 mm reduziert. Eine deutlich abweichende Verformungsentwicklung ist durch Messuhr 4 erkennbar, die auf der Südseite am Fuß der rechten Stirnseite des Ausgleichselementes für die Schalung angebracht ist (siehe Bild 4–24). Deren Verformungswerte stellen sich tendenziell geringer dar als die der zuvor beschriebenen Messuhren bzw. Seiten. Auf der Laststufe 110 kN wird eine Verformung von ca. 1,6 mm ermittelt, die sich auch durch die darauffolgende erste Entlastung nur unwesent-

lich ändert (ca. 1,8 mm). Im Zuge der Wiederbelastung zeigt Messuhr 4 auf der Laststufe 135 kN eine maximale Verformung von ca. 2,0 mm an, danach verringert sich die Verformung mit steigender Belastung. Auf der letzten Laststufe von 210 kN wird auf Messuhr 4 eine Verformung von ca. 0,3 mm abgelesen. Nach endgültiger Entlastung zeigt Messuhr 4 eine Verformung von ca. – 0,6 mm an. Aus der in Bild 4–22 dargestellten Anordnung der Messuhren und den in Bild 4–24 aufgetragenen Verformungsverläufen kann abgeleitet werden, dass die Gabione inkl. Schalung im Zuge der Erstbelastung in Richtung Nordwesten (d. h. in Richtung Messuhr 1 und 2) verschoben wird. Zusätzlich ist auch eine leichte Drehung der Gabione inkl. Schalung gegen den Uhrzeigersinn denkbar, da im Süden die Verformungswerte an der rechten Stirnseite der Schalung (Messuhr 4) allmählich ansteigen. Für eine Bestätigung dieser Drehung wäre jedoch im Süden eine weitere Messuhr auf der linken Stirnseite der Schalung erforderlich gewesen. Im Zuge der ersten Entlastung wird die zuvor beschriebene Verschiebung weitgehend zurückgestellt, bevor sie sich unter der Wiederbelastung fortsetzt und infolge der endgültigen Entlastung wieder abnimmt. Zu der vermuteten Drehung (Messuhr 4) kann aufgrund der fehlenden Messuhr auf der zweiten Stirnseite der Schalung keine abschließende Aussage getroffen werden. Insgesamt ist festzustellen, dass sich im vorliegenden Fall durch die Verformungen, die durch die Messuhren angezeigt wurden, keine negativen Auswirkungen auf die Versuchsdurchführung, wie z. B. ein zu starkes Auseinanderdriften der Schalungselemente, ergeben haben. Dies kann sich bei einem anderen Versuch und ggf. höherer Belastung auch anders darstellen. Aus diesem Grund wird für die weiteren Versuche eine Erfassung der Schalungsverformungen mittels induktiver Wegsensoren favorisiert. Hierdurch kann der Aufwand für die Ableseung und Auswertung reduziert und, insbesondere bei größerer Belastung, auch die Arbeitssicherheit verbessert werden.

Wie in Kapitel 4.1.2 mitgeteilt, wurde im Zuge des Abbaus der Gabione jeweils auf drei verschiedenen Ebenen eine ungestörte Bodenprobe zur Bestimmung von Trockendichte und Wassergehalt entnommen und untersucht. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4–4 zusammengestellt.

Tabelle 4–4 kann entnommen werden, dass die Trockendichte in den beiden oberen Dritteln der Gabione in etwa die gleiche Größenordnung aufwies,

	Entnahmeebene unter Deckel [m]		
	0,1	0,5	0,7
Trockendichte ρ_d [g/cm ³]	1,470	1,461	1,534
Wassergehalt w [%]	2,99	2,92	3,15
Verdichtungsgrad D_{pr} [%]	96,5	95,9	100,7

Tab. 4–4: Versuch 0, Bestimmung von Trockendichte und Wassergehalt beim Abbau der Gabione [7]

während sie im unteren Drittel der Gabione deutlich größer war. Der Wassergehalt der drei Proben schwankte dagegen nur gering und betrug im Mittel ca. 3 M.-%. Während des Aufbaus der Gabione wurden der Sandfüllung keine Proben entnommen.

4.2 Versuch 1

4.2.1 Aufbau Versuch 1

Zur Befüllung der Gabione sollte wieder wie bei Versuch 0 der Spielsand „Red Sun“ verwendet werden. Da von der ersten Sandlieferung von Versuch 0 nicht mehr genug Material übrig war, um eine weitere Gabione zu befüllen, musste neuer Sand bestellt werden [8]. Laboruntersuchungen ergaben für den nachbestellten Sand einen Wassergehalt von 6 M.-%. Da der noch vorhandene Sand ausgetrocknet war, wurde beschlossen diesen zu befeuchten und mit dem neuen Sand zu vermischen, damit eine gleichmäßige Durchfeuchtung gewährleistet war und das Material für den Versuch benutzt werden konnte. Die beiden Sande wurden daher mit einem Zwangsmischer für Beton 150 l Fabrikat Zyklus, vermischt. Es wurde der Mischer vom Betonlabor in Halle 8 für diesen Zweck genutzt.

Am 24. Januar 2017 wurde mit dem Aufbau der Gabione mit Sandfüllung für Versuch 1 begonnen. Die Fertigstellung der Gabione für den Versuch inklusive des Einbaus aller Messtechnik erstreckte sich über mehrere Tage. Der Aufbau des Drahtgitterkorbes erfolgte auf dem Hallenboden vor dem Südtor (siehe Bild 4–25). Das mit Messtechnik ausgestattete Boden- und die Seitengitter (siehe Bild 4–37) wurden mit Steckschließen verbunden und die Enden der Schließen mit einem Stahlrohr und einer Rohrzange umgebogen. Die Kabel der Dehnungsmessstreifen und des Kraftsensors wurden auf dem Bodengitter mit Klebeband fixiert und auf der Rückseite nach außen geführt. Anschließend wurde der Gitterkorb mit je einer Vliesbahn mit den Maßen 4 x 2,2 [m] und 4 x 1,1 [m] kreuzförmig ausgeklei-

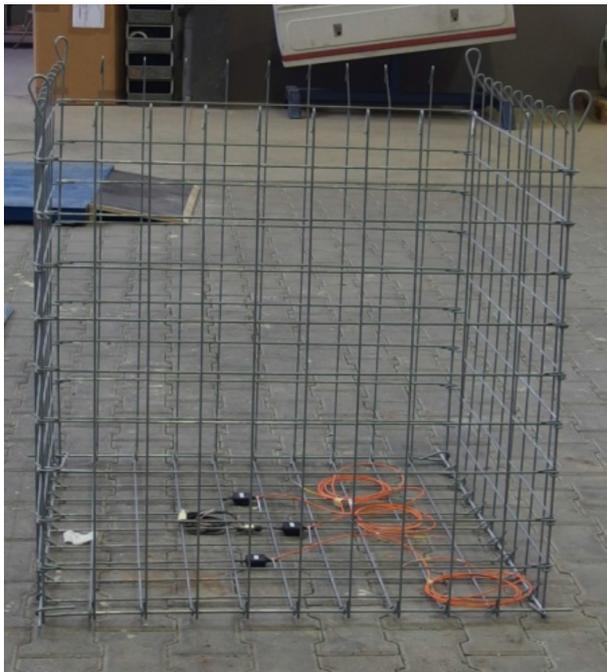


Bild 4–25: Versuch 1, Aufgebauter Gabionenkorb mit Kraftsensor und Dehnungsmessstreifen im Bodengitter



Bild 4–26: Versuch 1, Mit Vlies ausgekleidete Gabione am Versuchsort; die Behelfsschalung ist zusätzlich mit 2 Spanngurten verzurrt.

det. Am Versuchsort wurde die 5 cm dicke, sandige Ausgleichsschicht mit Wasser besprüht und die mit Vlies ausgekleidete Gabione mittig innerhalb der Stahlrahmenkonstruktion von 1,4 m x 1,4 [m] Größe (Innenabmessung) platziert.

Um der Gabione während der Befüllung Stabilität zu verleihen und einem Ausbeulen des Gitterkorbes entgegenzuwirken, wurde als nächstes eine von der Schreinerei hergestellte Behelfsschalung aus Siebdruckplatten an allen vier Korbseiten angelegt. Die Schalung wurde mithilfe von Spannverschlüssen geschlossen. Die Behelfsschalung war mit zahlreichen Aussparungen versehen, um den Einbau der Distanzhalter zu ermöglichen und die Kabel der Sensoren nach außen zu führen. Zusätzlich wur-

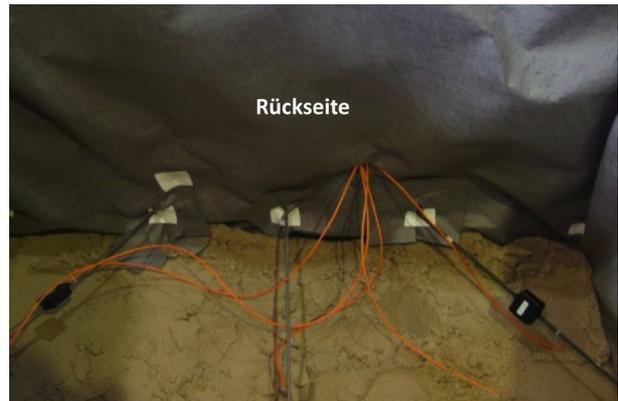


Bild 4–27: Versuch 1, Eingebaute Distanzhalter in der ersten Ebene in der Höhe 0,3 m



Bild 4–28: Versuch 1, Eingebaute Erddruckgeber in Höhe 0,4 m

de die Schalung mit zwei handelsüblichen Spanngurten (5 m x 25 mm, Belastbarkeit 500 kg) verzurrt (Bild 4–26).

Der befeuchtete und vermischte Sand für die Befüllung der Gabione wurde in den Krankübel geschauvelt und der Kübel (Eigengewicht: 125 kg) mit der Waage (Rhewa 82 Comfort, Max. 1500 kg, Genauigkeit 0,5 kg) am Südtor der Halle abgewogen.

Als nächstes wurde die Gabione bis 10 cm unterhalb der 1. Distanzhalterebene (0,30 m) mit Sand aus dem Kübel befüllt und mit einem Handstampfer (Größe 0,2 m x 0,2 m, Gewicht 10 kg) leicht verdichtet. Beim Einbau der Distanzhalter stellte sich heraus, dass die vorgesehenen Aussparungen nicht groß genug waren, um die Distanzhalter einzubauen. Die Löcher wurden daraufhin mit einer Stichsäge erweitert. Die 5 Distanzhalter der Ebene 1 (siehe Bild 4–39) wurden eingebaut und die Haken mit der Rohrzange umgebogen. Die Kabel wurden durch die Rückwand der Behelfsschalung nach außen geführt und an die Datenerfassungseinheit angeschlossen (siehe Bild 4–27). Während des weiteren Befüllungsvorgangs wurden auch die gemessenen Daten der

bereits angeschlossenen Sensoren aufgezeichnet. Nach dem Einbau der Distanzhalter wurden die Löcher im Vlies mit Vliesresten verschlossen.

Die Gabione wurde weiter mit Sand befüllt, bis die Höhe von 0,4 m erreicht war und die Erddruckgeber im verdichteten Sand platziert werden konnten (Bild 4–28). Die Lage der Erddruckgeber wurde nivelliert. Dazu wurde die Messlatte neben den Erddruckgebern im Sand platziert.

Daraufhin wurde die Gabione bis zu einer Füllhöhe von 0,7 m befüllt und verdichtet (Bild 4–29). In dieser Höhe wurde etwa mittig in der Gabione durch das Erdbaulabor mit Hilfe eines Stutzens eine ungestörte Sandprobe zur Bestimmung der Trockendichte und des Wassergehalts entnommen (Bild 4–30). Das dadurch entstandene Loch wurde anschließend verfüllt und die 2. Ebene Distanzhalter eingebaut. Auch hier mussten die Aussparungen in der Schalung teilweise wieder mit der Stichsäge erweitert werden. Die Lage der Distanzhalter mit Dehnungsmessstreifen ist in Bild 4–40 zu sehen.

Nach dem weiteren Auffüllen der Gabione wurde die 2. Lage Erddruckgeber bei einer Höhe von 0,8 m eingebaut und nivelliert. Anschließend wurde die 2. Erddruckgeberlage mit Sand überschüttet.



Bild 4–29: Versuch 1, Verdichten der Sandfüllung



Bild 4–30: Versuch 1, Stutzenentnahme durch das Erdbaulabor zur Bestimmung der Dichte und des Wassergehalts



Bild 4–31: Versuch 1, Befüllte Gabione mit Deckelgitter



Bild 4–32: Versuch 1, Befüllte Gabione ohne Behelfsschalung



Bild 4–33: Versuch 1, Aufgebaute Gabione mit U-förmiger Stahlrahmenschalung



Bild 4-34: Versuch 1, SWS an der Frontseite



Bild 4-35: Versuch 1, Kompletter Versuchsaufbau mit Handhydraulikeinheit

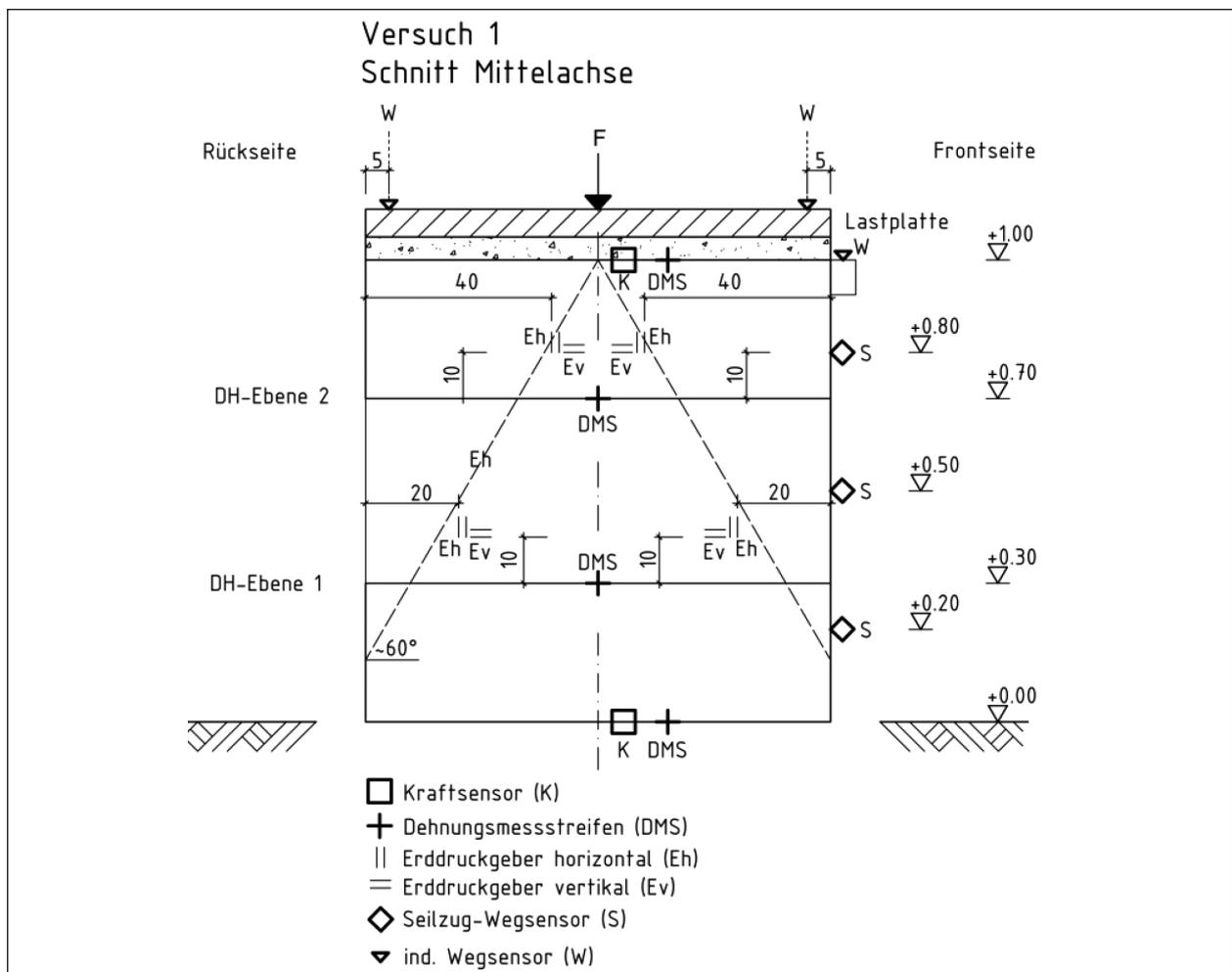


Bild 4-36: Versuch 1, Schnitt Mittelachse, Lage der Sensoren und Distanzhalterebenen (DH)

Am nächsten Tag wurde die Gabione bis zur Oberkante des Gitters mit Sand befüllt und das Deckelgitter eingebaut (Bild 4-31). Die Lage der Sensoren im Deckelgitter ist Bild 4-38 zu entnehmen. Dieses wurde anschließend mit Sand leicht überschüttet.

Nachdem die Befüllung der Gabione abgeschlossen war, wurde die Behelfsschalung abgebaut. Durch

den Einsatz der Behelfsschalung wurden größere Verformungen am Drahtkorb im Gegensatz zu Versuch 0 verhindert (Bild 4-32). Anschließend wurde die Gabione mit einer Stahlrahmenschalung U-förmig umstellt. Alle Kabel mussten dazu wieder von der Datenerfassungseinheit getrennt werden. An der offenen Frontseite wurden zwei Gewindestangen eingebaut und verschraubt (Bild 4-33). Alle

Sensorkabel wurden wieder an die Datenerfassung angeschlossen.

Auf dem Deckelgitter wurde ein Lastkissen aus einer ca. 3 m langen Vliesbahn und einer Füllung aus dem gleichen Sand wie die Füllung der Gabione hergestellt, um einen gleichmäßigen Lasteintrag in die Gabione zu ermöglichen. Anschließend wurde die Lastplatte auf das Polster gelegt sowie horizontal und vertikal ausgerichtet.

Im Anschluss an den Aufbau wurden die Lastplatte, die Schalung und der Stahlrahmen nivelliert. Der Aufbau wurde dann um die in Kapitel 3.4.3 beschrie-

benen Seilzug-Wegsensoren und induktiven Wegsensoren ergänzt. Eine komplette Übersicht über die in den verschiedenen Ebenen eingebauten Sensoren ist in Bild 4–36 zu sehen.

In einem letzten Schritt wurde die Handhydraulik-einheit ENERPAC DUO RC-506 zwischen Lastplat-

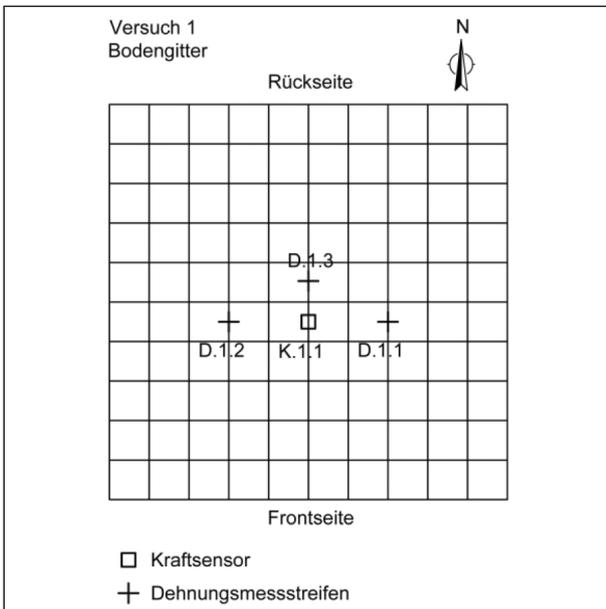


Bild 4–37: Versuch 1, Aufsicht auf das Bodengitter

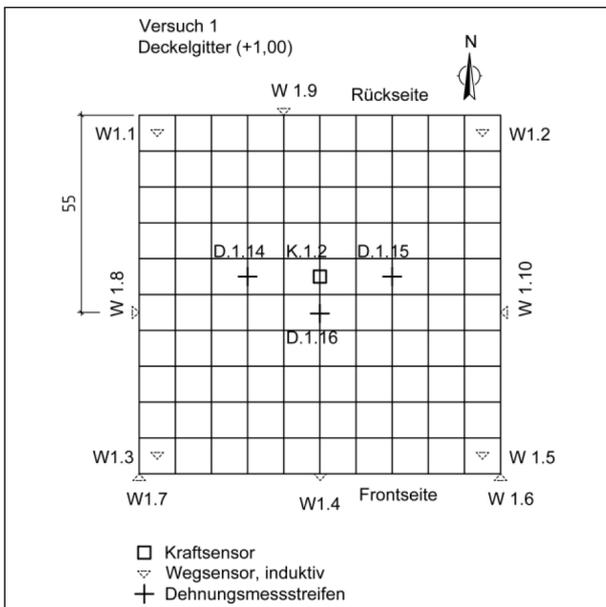


Bild 4–38: Versuch 1, Aufsicht auf das Deckelgitter

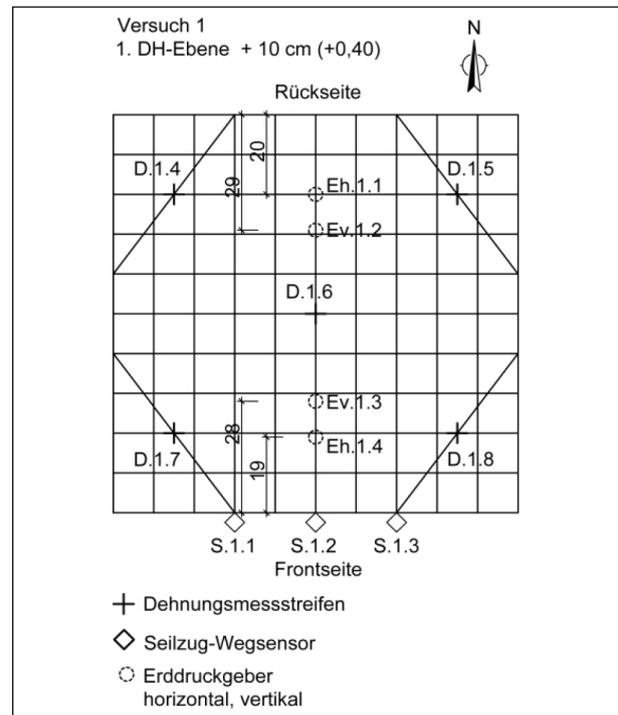


Bild 4–39: Versuch 1, Aufsicht auf die 1. Distanzhalterebene (DH-Ebene)

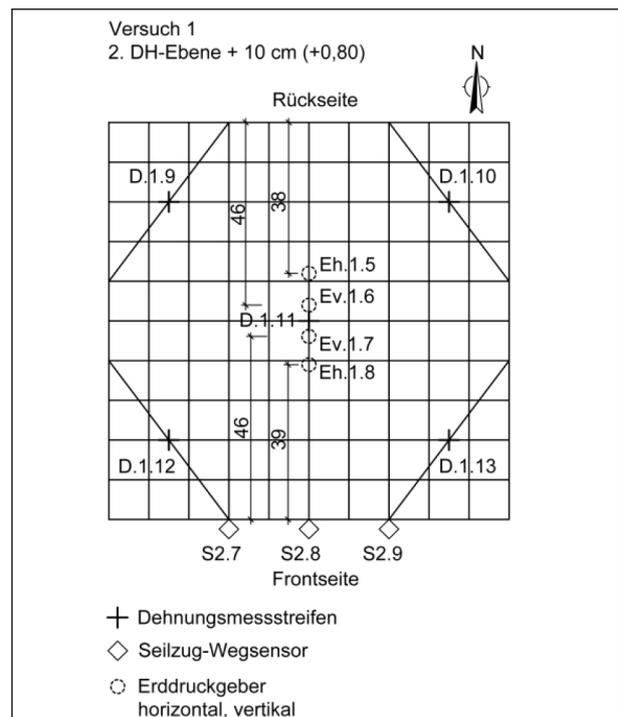


Bild 4–40: Versuch 1, Aufsicht auf die 2. Distanzhalterebene (DH-Ebene)

te und Belastungsrahmen eingebaut, um auch Belastungen im Bereich von 0 - 110 kN durchführen zu können. Der vollständige Versuchsaufbau ist in Bild 4–35 dargestellt.

4.2.2 Durchführung Versuch 1

Die Durchführung von Versuch 1 wurde für Montag, 30.01.2017, festgelegt. Mit dem Belastungsversuch wurde um 11:51 Uhr begonnen. Die Laststufen 35, 60, 85 und 110 kN wurden mithilfe des Hydraulikzylinders ENERPAC DUO RC-506 per Handpumpe aufgebracht. Die technischen Daten sind in Tabelle 4–5 dargestellt. Wie auch bei Versuch 0 wurde zunächst eine Vorlast von 10 kN aufgebracht. Daraufhin wurde die Last jeweils um 25 kN erhöht und für 10 Minuten gehalten. Bereits bei einer Belastung mit 60 kN waren Ausbauchungen am Frontgitter der Gabione zu erkennen. Zusätzlich zeichnete sich eine Verkipfung der Lastplatte in Richtung des induktiven Wegsensors W 1.5 (rechts vorne) ab. Beim Erreichen der Laststufe 85 kN nahmen die Ausbauchungen im Bereich der Seilzug-Wegsensoren (Bild 4–41) weiter zu.

Bei einer Belastung von 110 kN schließlich zeigte das Frontgitter deutliche Ausbauchungen im Zentrum und die Lastplatte wies eine deutlich erkennbare starke Verkipfung in Richtung rechts vorne auf.

Nachdem die Last von 110 kN für eine Dauer von 12 Minuten gehalten wurde, wurde der erste Teil des Versuchs um 12:53 Uhr beendet und die Gabione entlastet. Daraufhin wurde die Handhydraulik ausgebaut und der Belastungszyylinder des Belastungsrahmens zum Einsatz gebracht.

Nach Positionierung des Belastungszyinders wurde die Gabione ohne Vorlast wieder mit 110 kN belastet. Im Anschluss wurde die Last wieder schrittweise um 25 kN erhöht und 10 Minuten lang gehalten. Somit konnten die Laststufen 110, 135, 160 und 185 kN angefahren werden.

Die Wiederbelastung der Gabione mit 110 kN geschah um 13:05 Uhr. Bei dieser Belastung zeigte der Distanzhalter 1.7 (1. DH-Ebene, links vorne, siehe Bild 4–39) eine starke Dehnung, die auf eine mögliche Verbiegung hindeutete. Wegsensor W1.5 verlor den Kontakt zur Lastplatte bei 135 kN (siehe Bild 4–43). Bei einer Belastung mit 160 kN war die Verkipfung der Lastplatte so weit fortgeschritten, dass die Wegsensoren W 1.2, W 1.3 und W 1.4 ihre maximale eingestellte Weglänge erreicht und den

Kontakt zur Lastplatte verloren hatten (siehe Bild 4–38).

Mit 185 kN wurde die letzte Laststufe erreicht. Die Gabione wurde dabei so stark kompaktiert, dass nun auch der Wegsensor W 1.1 (hinten links) auf der Oberseite der Lastplatte den Kontakt verlor. Nachdem auch diese Last 10 Minuten aufrechterhalten wurde, wurde um 14:01 Uhr mit der Entlastung der Gabione begonnen. Der Versuch wurde um 14:37 Uhr beendet.

Die Nivellierpunkte auf dem Stahlrahmen, der Gabione und der Stahlrahmenschalung wurden nach Versuchsende wieder eingemessen.

Belastungszyylinder ENERPAC DUO RC 506	Technische Daten
Bauhöhe, eingefahren [mm]	282
Max. Hub [mm]	159
Max. Druckkraft [kN]	498
Max. Betriebsdruck [bar]	700
Gewicht [kg]	23,1

Tab. 4–5: Daten des Belastungszyinders ENERPAC



Bild 4–41: Versuch 1, Erkennbare Ausbauchungen in der Mitte der Gabione bei einer Belastung von 85 kN

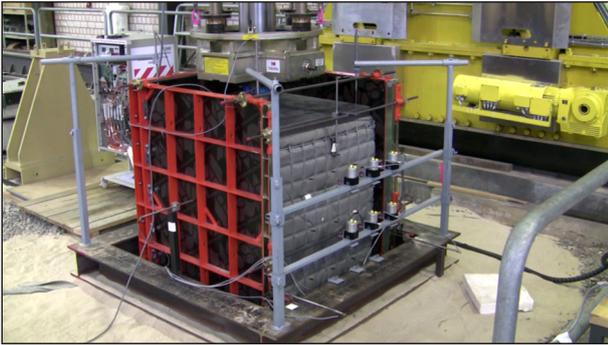


Bild 4–42: Versuch 1, Versuchsfoto mit Lastaufbringung durch Belastungsrahmen



Bild 4–43: Versuch 1, Wegsensor W 1.5 hat den Kontakt zur Lastplatte verloren. Das Lastpolster wurde in das Deckelgitter hinein gedrückt



Bild 4–44: Versuch 1, Deformation an der rechten vorderen Ecke des Deckelgitters

Der Versuchsaufbau wurde abschließend mit einer Kunststoffplane abgedeckt, um ein Austrocknen der Sandfüllung bis zum Abbau zu verhindern.

Der Abbau der Gabione erfolgte am 08.02.2017. Nachdem alle Wegsensoren entfernt worden waren, wurde die Lastplatte mit Hilfe des Krans abgehoben. Danach wurden die beiden Seitenteile der Schalung entfernt. Die Deformationen an der Frontseite der Gabione und an der rechten vorderen Ecke des Deckelgitters waren nun sehr gut zu erkennen (Bild 4–44 und Bild 4–45). Danach wurde das Lastpolster entfernt, das Deckelgitter ausgebaut und mit dem Ausbau der Füllung begonnen. Hierbei wur-



Bild 4–45: Versuch 1, Gabione ohne Schalung, Deformation des Korbes sehr gut erkennbar



Bild 4–46: Versuch 1, Leerer Gabionenkorb nach Versuchsende und Abbau

den wiederum Sandproben in den Höhen 0,7 m und 0,3 m durch das Erdbaulabor entnommen, um Trockendichte und Wassergehalt der Sandfüllung zu bestimmen. Die Distanzhalter wurden mit dem Bolzenschneider durchtrennt, um die Dehnungsmessstreifen nicht zu beschädigen. Die Lage der Erddruckgeber wurde vor dem Ausbau wieder nivelliert. Dazu wurde die Messlatte abweichend zum Einbau auf die vertikalen Erddruckgeber aufgesetzt. Da beim Einbau die Messlatte fälschlicherweise neben den Erddruckgebern im Sand aufgesetzt wurde,

konnte infolge des Versuchs keine Höhenveränderung ermittelt werden.

Nachdem die Gabione komplett entleert war, wurde auch die rückwärtige Schalung abgebaut (Bild 4–46).

4.2.3 Auswertung Versuch 1

4.2.3.1 Sandfüllung

Für Versuch 1 wurden 1460 kg Sand (siehe Tabelle 4–6) in die Gabione gefüllt. Daraus ergibt sich eine Wichte von $14,3 \text{ kN/m}^3$. Der Füllgrad der Gabione liegt aufgrund der Korndichte von 2460 kg/m^3 bei 54 % (siehe Tabelle 4–7) und damit deutlich niedriger als bei Versuch 0. Die geringere Wichte ist ein direktes Resultat der niedrigeren Verdichtung, die bei diesem Versuch durchgeführt wurde. Diese wur-

Bestandteil	Masse [kg]
Gabione, Sandfüllung	1460
Gabione, Vlies	1,6
Lastkissen, Sandfüllung	88
Lastkissen, Vlieshülle	0,5
Lastplatte	447,5
Belastungszylinder ENERPAC	23,5

Tab. 4–6: Versuch 1, Vorlast infolge der Massen des Versuchsaufbaus

Kennwerte Gabione	Werte
Einbaumasse [kg]	1460
Wichte [kN/m^3]	14,3
Korndichte, Sand [kg/m^3]	2640
Füllgrad [%]	54
Hohlraumgehalt [%]	45

Tab. 4–7: Versuch 1, Kennwerte der befüllten Gabione unter der Annahme, dass das Volumen des Korbes 1 m^3 beträgt

Probe Nr.	Höhe [m]	Entfernung von Frontseite [m]	Wassergehalt [%]	Trockendichte [g/cm^3]
1	0,7	0,5	7,1	1,430

Tab. 4–8: Versuch 1, Aufbau, Wassergehalt

Probennr.	Neben Distanzhalter	Höhe über Bodengitter [m]	Entfernung von Front [m]	Wassergehalt [%]	Trockendichte [g/cm^3]
1	-	0,7	0,5	5,57	1,45
2	D 1.13	0,7	0,1	2,94	-
3	D 1.11	0,7	0,5	5,31	-
4	D 1.6	0,3	0,4	7,33	-

Tab. 4–9: Versuch 1, Abbau, Wassergehalt und Trockendichte [9]

de gewählt, um die Dehnungsmessstreifen auf den Distanzhaltern und deren Kabel während des Einbaus nicht zu beschädigen.

Durch das Erdbaulabor S2 wurde während des Aufbaus am 25.01.2017 eine Sandprobe in Höhe 0,7 m genommen (siehe Tabelle 4–8). Die Entfernung von der Frontseite betrug 0,5 m. Der ermittelte Wassergehalt lag bei 7,1 %. Dies zeigt, dass die Mischung und Durchfeuchtung der beiden Sandvorräte erfolgreich war. Da sich der Aufbau der Gabione über mehrere Tage hinzog und der Abbau erst 9 Tage nach dem Versuch erfolgte, wurde die Gabione immer mit einer Plastikplane abgedeckt, um ein Austrocknen der Füllung zu verhindern.

Die Ergebnisse der Probennahmen während des Abbaus vom 08.02.2017 [9] zeigen jedoch, dass ein Austrocknen der Gabione an der offenen Seite der Stahlrahmenschalung (im oberen Bereich) nicht zu verhindern war. An der Frontseite (Probe Nr. 2) war der Wassergehalt auf 2,94 % gesunken (siehe Tabelle 4–9). Im Inneren (Probe Nr. 1) war der Wassergehalt auf 5,5 % gefallen. Diese Werte sprechen dafür, die Gabione bei zukünftigen Versuchen möglichst schnell aufzubauen und den Versuch durchzuführen.

Als sehr positiv hat sich der Einsatz der Hilfsschalung, die die Gabione während des Aufbaus komplett umschließt, erwiesen, da eine Ausbeulung des Gabionenkorbes verhindert wurde. Dies rechtfertigt auch den relativ hohen Zeitaufwand, der durch den Tausch der Schalungen entsteht.

Als problematisch beim Einbau erwiesen sich die verwendeten Distanzhalter aus Flachstahl (vgl. Kapitel 3.4.1.), da diese durch ihre Steifigkeit das Einhängen in die Gitterkörbe erschwerten und hierbei

das Gitter stellenweise deformiert wurde. Dies war dem Umstand geschuldet, dass die Distanzhalter erst während der Befüllung eingebaut wurden. Zudem mussten die Aussparungen in der Hilfschaltung erweitert werden, um die Distanzhalter einbauen zu können.

Auf dem Deckelgitter der Gabione wurde ein mit 88 kg Sand gefülltes Lastkissen platziert, um sicher zu gehen, dass die Lastplatte die Gitterösen nicht berührt. Aus dem Gewicht von Lastkissen, Lastplatte und Handhydraulik ergibt sich eine Masse von 560 kg was einer Vorlast von 5,5 kN für die Gabione bei Versuchsbeginn entspricht (vgl. Tabelle 4–6).

4.2.3.2 Krafteintrag

In Bild 4–47 ist der Krafteintrag gegenüber der Zeit während Versuch 1 aufgetragen. Die hier dargestellte Druckkraft wird im Folgenden immer positiv aufgetragen. Von anderen Sensoren aufgezeichnete Zugkräfte werden immer mit negativem Vorzeichen dargestellt.

Auf die mit einer Vorlast von 5,5 kN belastete Gabione wurden die Laststufen 10, 35, 60, 85 und 110 kN per Handhydraulik aufgebracht. Die einzelnen Laststufen wurden jeweils 10 Minuten lang aufrecht erhalten und optisch sichtbare Veränderungen am Versuchsaufbau im Protokoll festgehalten. Nachdem eine Belastung von 110 kN erreicht worden war (Versuchsdauer 65 Minuten) wurde die Gabione entlastet und die Handhydraulik ausgebaut. Die Entlastung dauerte 12 Minuten. Anschließend wurde die Gabione mit dem Belastungsrahmen mit 110 kN wiederbelastet. Die Belastung wurde wiederum in Schritten von 25 kN erhöht bis nach einer Versuchsdauer von 115 Minuten bei 185 kN die höchste

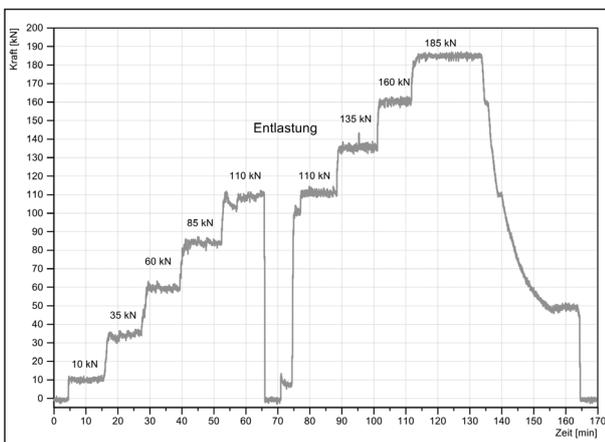


Bild 4–47: Versuch 1, Verlauf der Belastungskurve über die Dauer des Versuchs

Laststufe erreicht wurde. Diese wurde 18 Minuten aufrecht erhalten. Dann wurde nach einer Versuchsdauer von 133 Minuten mit der Entlastung des Versuchsaufbaus begonnen und der Versuch beendet.

Sowohl bei der ersten Belastung mit 110 kN als auch bei einer Last von 135 kN ist zu erkennen, dass die Hydrauliksteuerung des Belastungsrahmens nachregeln musste, um den Wert aufrecht zu erhalten.

4.2.3.3 Kraftsensoren

Sowohl im Boden- als auch im Deckelgitter der Gabione war jeweils ein Kraftsensor (K 1.1 und K 1.2) eingebaut worden (Bild 4–37) um die Krafteinwirkungen zu untersuchen. Beide Sensoren zeichneten während des kompletten Versuchs fortlaufend Daten auf.

Beim Aufbringen der ersten beiden Laststufen liegen die Werte der beiden Sensoren noch sehr nah beieinander (Bild 4–48), wobei der Kraftsensor K 1.1 im Bodengitter leicht höhere Zugkräfte verzeichnet als K 1.2 im Deckelgitter. Bei der dritten Belastungsstufe sind die gemessenen Kräfte im Boden- und Deckelgitter auf ähnlichem Niveau, danach beginnen die Kurven sich deutlich auseinander zu bewegen. Sensor K 1.2 misst fortlaufend höhere Zugkräfte als K 1.1. Bei Laststufe 85 kN beträgt die Differenz bereits ca. 80 N und steigt mit zunehmender Auflast immer weiter an. Durch die Entlastung sinkt der Wert von K 1.1 auf - 58 N ab, K 1.2 misst sogar eine Druckkraft von 22 N.

Bei der Wiederbelastung auf 110 kN ist die gemessene Kraft an beiden Sensoren niedriger als bei der ersten Belastung. Hierbei ist zu beachten, dass die reale neue Belastung um 230 N niedriger ist, da die

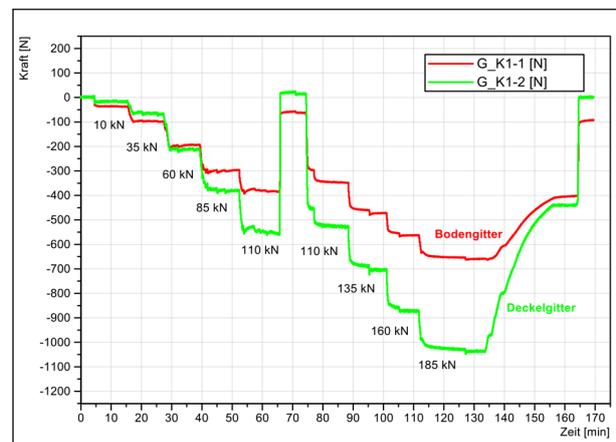


Bild 4–48: Versuch 1, Daten der im Boden (K1.1) und Deckelgitter (K1.2) installierten Kraftsensoren

Handhydraulikeinheit entfernt wurde. Dadurch erklären lässt sich der Unterschied jedoch nicht, da dieser Wert in Hinsicht auf die Auflast von 110 kN zu gering ist.

Mit zunehmender Belastung setzt sich auch hier der Trend weiter fort, dass die gemessenen Kräfte im Deckelgitter stärker zunehmen als jene im Bodengitter.

Am Ende der letzten Laststufe (185 kN) misst Sensor K 1.2 schließlich einen um 373 N höheren Wert als Sensor K 1.1 im Bodengitter. Die maximalen gemessenen Zugkräfte werden bei Laststufe 185 kN erreicht und liegen für K 1.1 bei - 662 N und für K 1.2 bei - 1028 N.

4.2.3.4 Induktive Wegsensoren – Lastplatte

Die vertikale Bewegung der Lastplatte wurde während des Versuchs über induktive Wegsensoren auf der Oberseite der Platte überwacht. Die Sensoren (W 1.1, 1.2, 1.3 & 1.5) waren in allen vier Ecken auf der Lastplatte installiert (Bild 4–38). Ein weiterer Wegsensor (W 1.4) war mittig am obersten horizontalen Steckstab in Höhe 0,9 m auf dem Schenkel eines Stahlwinkels platziert worden (siehe Bild 4–49).

Bild 4–50 ist zu entnehmen, dass sich bereits bei Erreichen der zweiten Laststufe (35 kN) die Lastplatte nicht gleichmäßig absenkt, sondern sich nach rechts vorne neigt. Wegsensor W 1.5 (rechts vorne) liegt bereits jetzt 6 mm niedriger als W 1.1 (hinten links). Dieser Trend prägt sich immer weiter aus und war auch schon während des Versuchs mit bloßem Auge zu beobachten. Bei einer Last von 110 kN (mit Handhydraulik) beträgt die Weglänge bei W 1.5 59 mm und bei W 1.1 nur 44 mm, woraus sich eine Differenz von 15 mm zwischen der rechten vorderen Ecke und der linken hinteren Ecke der Lastplatte ergibt. Die Schrägstellung der Lastplatte wird im Lauf des Versuchs immer offensichtlicher.

Durch die Entlastung hebt sich die Platte wieder um 5 - 6 mm an, was auf die elastische Verformungseigenschaft des Korbes zurückzuführen ist. Bei der Wiederbelastung auf 110 kN wird die Lastplatte stärker abgesenkt als bei der ersten Belastung mit diesem Wert. Bei Wegsensor W 1.5 liegt die Lastplatte sogar um 8 mm tiefer als bei der ersten Belastung mit 110 kN.

Als besonders problematisch erwies sich während des Versuchs, dass bedingt durch die starke Kom-



Bild 4–49: Versuch 1, Wegsensor W1.4 am Frontgitter in Höhe 0,9 m

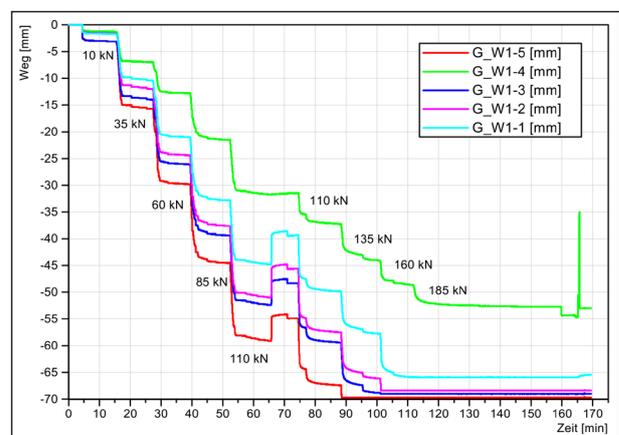


Bild 4–50: Versuch 1, Sensordaten der induktiven Wegsensoren auf der Lastplatte zur Überwachung der vertikalen Absenkung

paktion der Gabione, die voreingestellte Wegstrecke der Wegsensoren nicht ausreichte, um die Absenkung über die gesamte Dauer des Versuchs zu messen. W 1.5 verlor bereits bei einer Belastung von 135 kN den Kontakt zur Lastplatte (siehe Bild 4–43). Die anderen vier Wegsensoren folgten bei 160 kN. Dadurch konnte die endgültige Absenkung der Lastplatte nicht über die induktiven Wegsensoren ermittelt werden.

Auffallend im Diagramm ist der Verlauf der Daten von W 1.4. Die durchgehend niedrigeren Messwerte gegenüber denen der Lastplatte lassen sich dadurch erklären, dass sich die Lastplatte stärker abgesenkt hat als das Frontgitter an diesem Messpunkt, da die Platte das Lastkissen in das Deckelgitter der Gabione gedrückt und die rechte obere Kante (Gitterrösen) des Frontgitters verformt hat. Zudem verdrehte sich der Winkel auf dem der Sensor während des Versuchs auflag.

Die endgültige vertikale Absenkung der Lastplatte lässt sich daher nur aus dem Nivellement vor und nach dem Versuch bestimmen (siehe Tabelle 4–10).

Messpunkt Nivellierung	Entsprechender Wegsensor	Nivellierwert vor Versuchsbeginn (cm)	Nivellierwert nach Versuchsende (cm)	Differenz (cm)
Messpunkt 9	W1.1	54,9	61,5	6,6
Messpunkt 10	W1.3	54,9	63,1	8,2
Messpunkt 11	W1.5	54,8	63,7	8,9
Messpunkt 12	W1.2	54,8	62,2	7,4
Messpunkt 17	W1.4	78,1	84,3	6,2
Messpunkt 18	Zentrum	54,9	62,7	7,8

Tab. 4–10: Nivellement der Messpunkte auf der Lastplatte vor Beginn und nach Beendigung von Versuch 1.

Aus den Nivellierwerten ergibt sich, dass die Lastplatte zwischen 6,6 und 8,9 cm durch den Versuch abgesenkt wurde. Die durchschnittliche Absenkung der Lastplatte liegt bei 7,8 cm.

4.2.3.5 Induktive Wegsensoren – Stahlrahmenschalung

Die Bewegung der Stahlrahmenschalung während des Versuchs wurde durch fünf induktive Wegsensoren überwacht. An den beiden Seiten und der Rückwand der Stahlrahmenschalung waren dazu ungefähr mittig je 1 Wegsensor und an der Frontseite je einer an der Stirnseite der Schalung angebracht. Die Lage der Wegsensoren W 1.6, W 1.7, W 1.8, W 1.9 und W 1.10 ist der Bild 438 zu entnehmen.

Die Aufzeichnung der Messwerte verlief vollständig über den gesamten Versuch (siehe Bild 4–51). Die an der Rückseite und den beiden Seiten platzierten Wegsensoren zeigen, dass sich die Schalung parallel zur aufgebrachten Last kontinuierlich nach hinten und zu beiden Seiten ausgedehnt hat. Dies ist durch die Kompaktion des Gabionenkorbes auch zu erwarten gewesen. Die größte Verschiebung wurde an der Rückwand der Gabione mit 22 mm gemessen. Die linke Stirnseite (W 1.7) der Schalung wurde etwas mehr nach hinten gedrückt als die rechte (W 1.6). Die linke Seite der Schalung (W 1.8) wurde zudem stärker nach außen gedrückt als die rechte Seite.

In Bild 4–51 ist allerdings auch erkennbar, dass die Schalung insgesamt, vermutlich bedingt durch die Schrägstellung der Lastplatte, nach hinten gedrückt wurde.

Als Ergebnis ist die Verschiebung der Schalung an der Rückseite am Größten (W 1.9). Bei einer genauen Untersuchung der Schalung nach Versuchsende wurde deutlich, dass die einzelnen Elemente aufgespreizt wurden (siehe Bild 4–52).

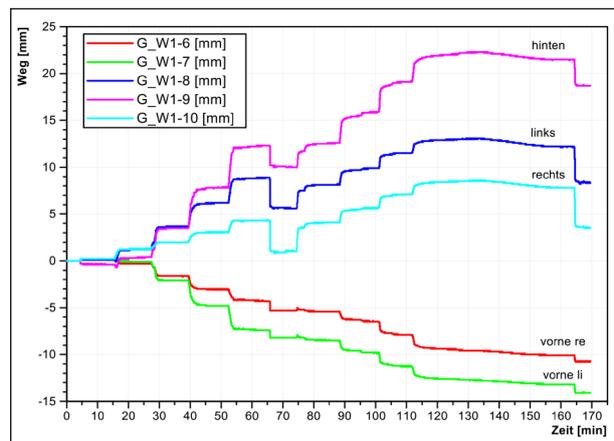


Bild 4–51: Versuch 1, Bewegungen der Schalungselemente, gemessen durch die induktiven Wegsensoren



Bild 4–52: Versuch 1, Das Schalungselement wurde auseinandergedrückt.

Beim Abbau der Schalung fiel außerdem auf, dass sich die Gitterenden der Ösen der Gabione in die Schalung hineingedrückt hatten (Bild 4–53).

4.2.3.6 Seilzug-Wegsensoren

Die offene Frontseite der Gabione wurde mit 9 Seilzug-Wegsensoren (SWS) ausgestattet, um die ho-



Bild 4-53: Versuch 1, Beschädigungen an der Stahlrahmenschalung durch Gitterrösen



Bild 4-54: Versuch 1, Die Seilzug-Wegsensoren wurden unter den Gitterknoten des Frontgitters eingehängt.

horizontale Verformung des Frontgitters zu überwachen. In den Höhen 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m (siehe Bild 4-36) wurden jeweils 3 Sensoren pro Ebene unter den Gitterknoten eingehängt (siehe Bild 4-54). Die Datenaufzeichnung erfolgte problemlos während der gesamten Versuchsdurchführung.

Bedingt durch die starke Absenkung des Frontgitters kam es jedoch zu einer Schrägstellung der Seile.

Der von den Seilen gemessene Weg ist daher länger, als die tatsächliche horizontale Deformation. Der Winkel der Abweichung von der horizontalen Ebene wurde während des Versuchs nicht erfasst. Ebenso ist durch ein Konfigurationsproblem bei der Datenaufzeichnung die ursprüngliche Länge der Seile nicht bekannt. Zudem ist die Absenkung des Frontgitters in den verschiedenen Ebenen unterschiedlich, wodurch eine Nutzung der Messwerte von W 1.4 in Höhe 0,9 m für die anderen Ebenen nicht möglich ist.

Es ist daher im Nachhinein nicht möglich, den Neigungswinkel der Seile zu berechnen und somit die reale horizontale Deformation des Frontgitters zu bestimmen.

Die dargestellten Messergebnisse lassen dennoch verschiedene Rückschlüsse zu. Die gemessene horizontale Verformung verläuft in den drei Ebenen unterschiedlich stark und ist in Höhe 0,5 m am größten (siehe Bild 4-55).

Auch innerhalb der Ebenen treten Unterschiede in der gemessenen Ausdehnung des Frontgitters auf (siehe Bild 4-56). Der höchste Wert wird von S 1.5 mit 47 mm bei Laststufe 185 kN gemessen.

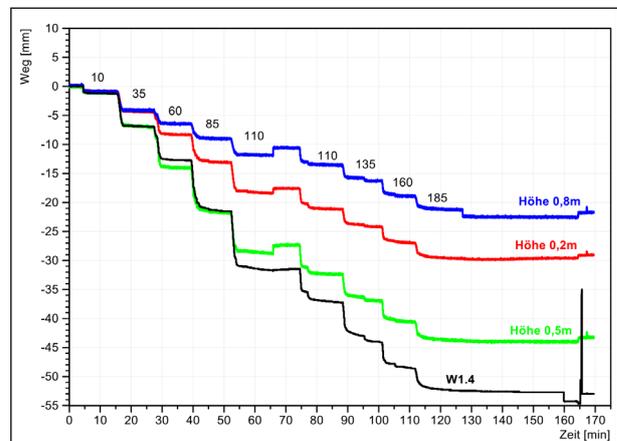


Bild 4-55: Versuch 1, Mittlere Weglänge der Seilzug-Wegsensoren in den unterschiedlichen Ebenen 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m und Sensor W1.4

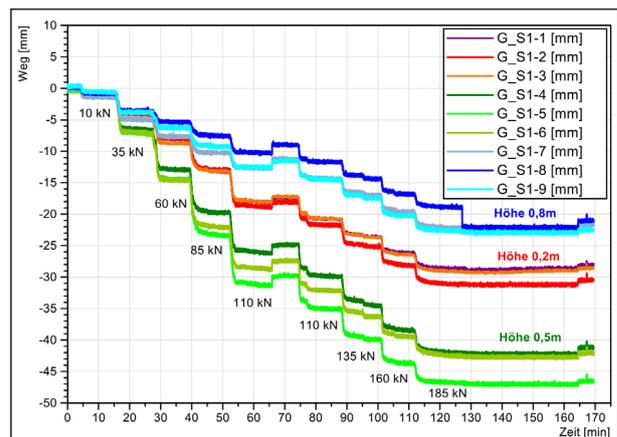


Bild 4-56: Versuch 1, Überblick der Messergebnisse aller neun Seilzug-Wegsensoren

Die Wegsensoren S 1.5 & S 1.6 in Höhe 0,5 m überschreiten bereits bei einer Belastung von 85 kN einen Wert von 20 mm.

Die bereits zu Beginn des Versuchs sichtbare starke Verkippung der Lastplatte wirkt sich nicht erkennbar

auf die Verformung des Frontgitters in 0,8 m Höhe aus.

Die Entlastung bei 110 kN ist in der Aufzeichnung aller SWS erkennbar. Die Seillänge verkürzt sich um weniger als 2 mm. Das Frontgitter zeigt nur geringe elastische Verformungsmerkmale. Bei der Wiederbelastung auf 110 kN übersteigt der Wert der SWS jedoch den zuvor bei der ersten Belastung mit 110 kN gemessenen. Diese Beobachtung trifft auf



Bild 4–57: Versuch 1, Deformierter Gabionenkorb nach Versuchsende



Bild 4–58: Frontseite des leeren Gabionenkorbes nach Versuchsende

alle SWS zu, jedoch verschärft sich der Trend mit der Länge der gemessenen Wegstrecke.

Die maximal gemessenen Wegstrecken liegen in der unteren Ebene mit 31 mm bei S 1.2 (Mitte), in der mittleren Ebene mit 47 mm bei S 1.5 (Mitte), und in der oberen Ebene mit 22 mm bei S 1.9 (rechts).

Besonders in Höhe 0,5 m ist deutlich erkennbar, dass die horizontale Deformation auch in einer Ebene große Unterschiede aufweist. Diese ist an der mittleren Messstelle (S 1.5) deutlich höher ($\Delta = 5$ mm) als an den seitlichen (vgl. Bild 4–56).

Die starke Deformation des Frontgitters nach Versuchsende ist in Bild 4–57 und Bild 4–58 zu sehen.

4.2.3.7 DMS-Distanzhalter

Alle Distanzhalter in der Gabione waren mit Dehnungsmessstreifen ausgestattet worden (siehe Kapitel 3.4.3). In zwei Ebenen in 0,3 m und 0,7 m Höhe wurden jeweils fünf Distanzhalter verbaut. Die Lage der DMS ist jeweils in Bild 4–39 und Bild 4–40 dargestellt.

Bei der Sichtung der Messdaten stellte sich heraus, dass die meisten DMS bereits während der Aufbauphase die Grenze des Messbereichs überschritten hatten und deshalb zum Zeitpunkt der Belastung der Gabione nur noch fehlerhafte Messwerte aufgezeichnet wurden. Keiner der verwendeten DMS lieferte jenseits von einer Belastung mit 110 kN Daten.

In der ersten Distanzhalterebene (siehe Bild 4–59) wurden die letzten Messwerte von D 1.5 und D 1.6 bereits bei einer Belastung von 85 kN aufgezeichnet. Der Sensor D 1.7 liefert bereits ab 35 kN keine brauchbaren Werte mehr.

Sensor D 1.6 auf dem mittleren Distanzhalter zeichnete bei 60 kN und 85 kN die höchsten Messwerte auf.

In der zweiten Distanzhalterebene (siehe Bild 4–60) zeichnete D 1.13 nur bis 35 kN und D 1.12 nur bis 60 kN Daten auf. Die restlichen DMS hielten bis zur ersten Belastung mit 110 kN durch.

Sensor D 1.13 misst bereits bei 35 kN deutlich höhere Zugkräfte als die anderen DMS in dieser Ebene, bevor sein Messbereich durch die nächste Belastungsstufe überschritten wird. D 1.12 verzeichnet bei 60 kN einen hohen Anstieg der Belastung und

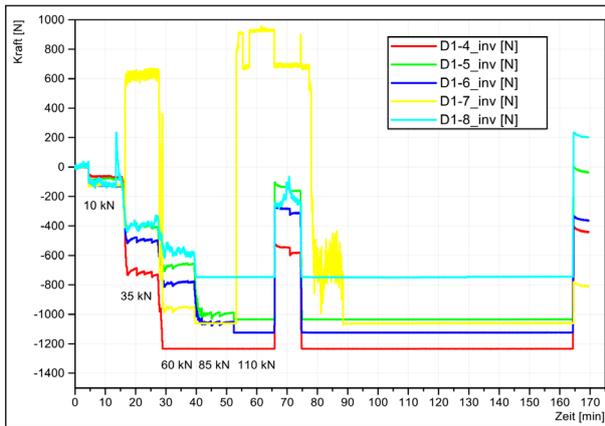


Bild 4–59: Versuch 1, Messwerte aller Dehnungsmessstreifen auf den Distanzhaltern der Ebene 1 in Höhe 0,3m. Die Lage der Sensoren ist Bild 4–39 zu entnehmen.

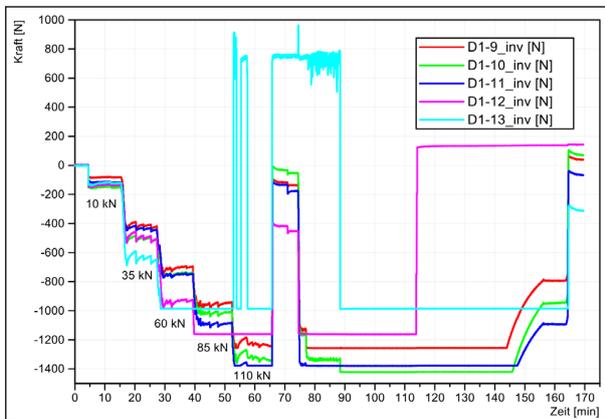


Bild 4–60: Versuch 1, Auswahl aller Dehnungsmessstreifen auf den Distanzhaltern der Ebene 2 in Höhe 0,7 m. Die Lage der Sensoren ist Bild 4–40 zu entnehmen.

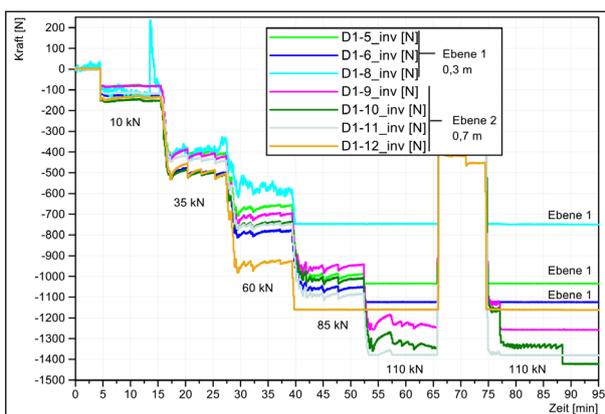


Bild 4–61: Versuch 1, Vergleich der Messwerte der beiden Distanzhalterebenen

zeichnet dann ebenso keine Daten mehr auf. Die von diesen beiden Distanzhaltern, die an der Gabionenfront eingehängt sind, gemessenen hohen Zugkräfte resultieren vermutlich aus der starken Absenkung und Schrägstellung der Lastplatte, die bereits zu Beginn des Versuchs deutlich wurde.



Bild 4–62: Versuch 1, Intakter Haken von Distanzhalter D1.9 (Flachstahl) nach Versuchsende bei 185 kN (Beispiel)

Im weiteren Verlauf des Versuchs verzeichnete der mittlere DMS D 1.11 in Höhe 0,7 m höhere Zugkräfte als die beiden anderen Sensoren D 1.9 und D 1.10.

In Bild 4–61 ist eine Auswahl von DMS aus beiden Ebenen dargestellt, die zumindest zu Beginn des Versuchs Daten lieferten.

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Zugkräfte auf den Distanzhaltern mit steigender Belastung zunehmen. Wenn man nur die ersten drei Laststufen (10, 35 & 60 kN) betrachtet, bei denen alle DMS funktioniert haben, kann man einen Trend dahin erkennen, dass in der oberen Ebene höhere Zugkräfte auf den Distanzhaltern gemessen wurden als in der unteren.

Dadurch, dass die DMS nur in den unteren Belastungsstufen Messwerte geliefert haben, lässt sich nicht viel zu den Einwirkungen der höheren Belastung auf die Distanzhalter sagen.

Beim Abbau des Gitterkorbes wurden zudem keine aufgebogenen Distanzhalter (siehe Bild 4–62) entdeckt. Die Belastung von 185 kN hat nicht ausgereicht, um die Haken der Distanzhalter aus Flachstahl aufzubiegen. Ein Versagen der Distanzhalter trat somit nicht ein.

4.2.3.8 DMS-Gitter

Im Boden- und Deckelgitter der Gabione waren jeweils drei Dehnungsmessstreifen (zur Lage siehe Bild 4–37 und Bild 4–38) (vgl. Kapitel 3.4.3) verbaut worden.

Leider gab es auch bei diesen Dehnungsmessstreifen Probleme mit dem Messbereich und einer Fehlfunktion des DMS D 1.15 im Deckelgitter. Mit

Ausnahme von D 1.2 im Bodengitter haben jedoch alle Messstreifen zu Beginn des Versuchs funktioniert. Die ebenfalls in den beiden Gittern verbauten Kraftsensoren erwiesen sich als zuverlässiger in der Datenaufzeichnung und erfassten ähnliche Werte, wie z. B. anhand der Daten des Bodengitters (siehe Bild 4–63) zu erkennen ist. K 1.1 und D 1.3, die auf der Mittelachse liegen, liefern ähnliche Werte, während Sensor D 1.1 niedrigere Zugkräfte misst.

Im Deckelgitter lieferte D 1.15 nach Überschreiten einer Belastung von 110 kN keine brauchbaren Werte mehr (siehe Bild 4–64). Die gerade Messlinie von Sensor D 1.14 während der Laststufe von 185 kN deutet darauf hin, dass hier der Messbereich überschritten wurde. Bei der anschließenden Entlastung liefert D 1.14 wieder plausible Messwerte. Hier messen wiederum D 1.16 und K 1.2, die hintereinander in der Mittelachse liegen, ähnliche Werte, während die weiter zu den Seiten hin platzierten DMS höhere Zugkräfte verzeichnen. Bei der Wiederbelastung mit 110 kN liegen die Messwerte von D 1.16 bei 520 N und D 1.14 bei 800 N, obwohl die DMS in einer Ebene liegen.

Durch die Entlastung sinken die Zugkräfte in beiden Gittern wieder auf null ab. Bei der Wiederbelastung werden von allen DMS geringere Kräfte gemessen (siehe Bild 4–65).

4.2.3.9 Erddruckgeber

In den Höhen 0,4 m und 0,8 m über dem Bodengitter wurden jeweils vier Erddruckgeber in die Gabi-one eingebaut (siehe Bild 4–66). Zwei sollten jeweils den horizontalen und zwei den vertikalen Erddruck erfassen.

Aufgrund der zu erwartenden Verteilung des Erd-drucks wurden die Erddruckgeber in der oberen Ebene zentral in der Mitte der Ebene platziert (Bild 4–40), während die Sensoren in der unteren Ebene weiter in Richtung Front- und Rückseite eingebaut wurden (siehe Bild 4–39).

Zwei Erddruckgeber erlitten jedoch einen Defekt, der dazu führte, dass die Messkarte für die untere Ebene komplett ausfiel. Aus Höhe 0,4 m liegen daher keine verwertbaren Messdaten vor. In der oberen Ebene funktionierte zwar die Datenaufzeichnung, die aufgezeichneten Signale waren jedoch stark verrauscht. Mithilfe des Programms DIAdem war es möglich, das Rauschen mithilfe eines Filters nachträglich zu entfernen.

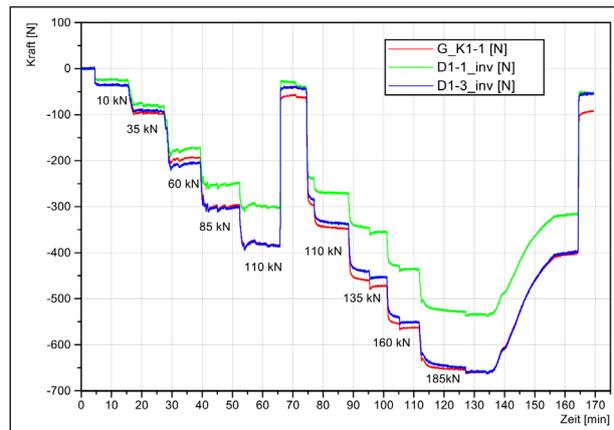


Bild 4–63: Versuch 1, Werte der DMS D1.1 und D1.3 im Bodengitter. Zum Vergleich ist K1.1 im Diagramm enthalten. Die Lage der Sensoren ist Bild 4–37 zu entnehmen.

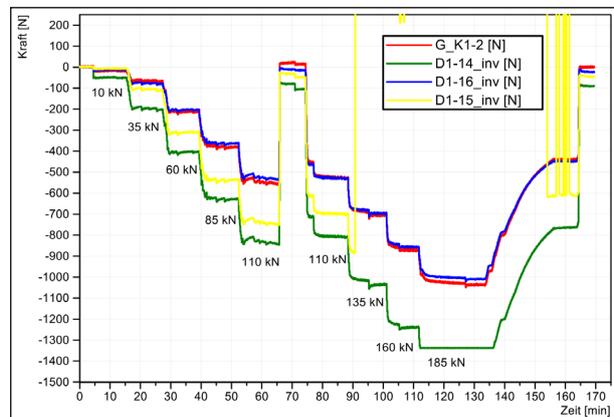


Bild 4–64: Versuch 1, DMS und Kraftsensor zum Vergleich im Deckelgitter. Die Anordnung der Sensoren ist Bild 4–38 zu entnehmen.

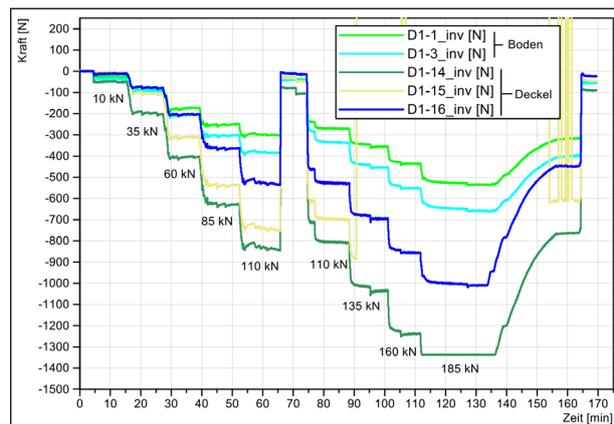


Bild 4–65: Versuch 1, Messwerte der DMS im Boden- (D1.1 & D1.3) und Deckelgitter (D1.14, D1.15 & D1.16)

In Bild 4–67 sind sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Erddrücke während des Versuchs abgebildet. Die Unterschiede in der Orientierung des Erddrucks sind deutlich erkennbar. Die Messwerte der beiden vertikalen Erddruckgeber verlaufen zu Beginn des Versuchs auf dem gleichen Niveau und

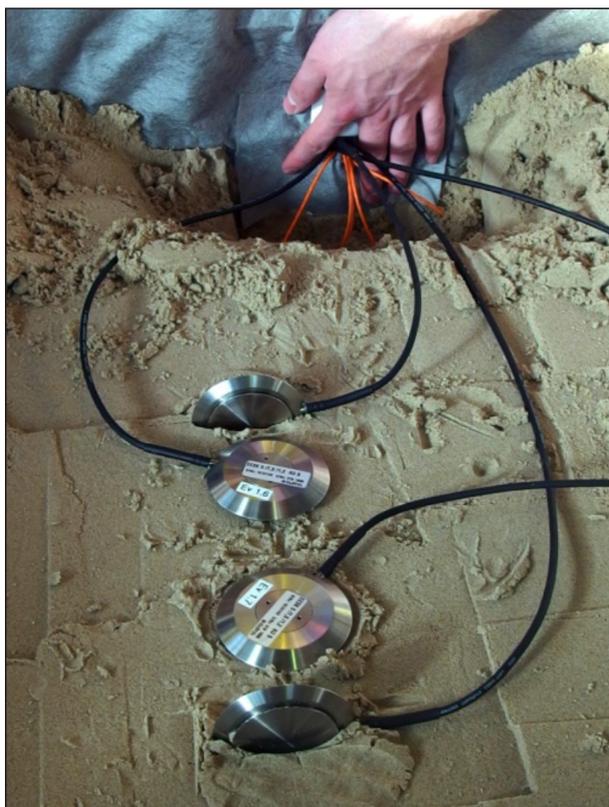


Bild 4-66: Versuch 1, Einbau der 2. Lage Erddruckgeber in Höhe 0,8 m

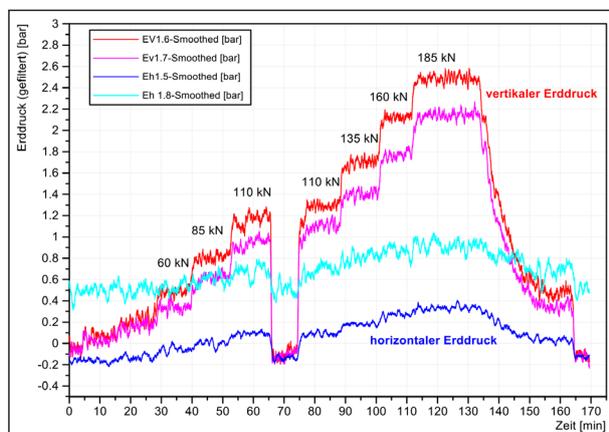


Bild 4-67: Versuch 1, Messdaten der horizontalen und vertikalen Erddruckgeber in Höhe 0,8 m über dem Bodengitter

beginnen ab 60 kN auseinander zu laufen. Sensor Ev1.6 misst mit zunehmender Belastung höhere Erddrücke als Ev 1.7. Über den gesamten Versuch betrachtet nimmt der vertikale Erddruck sichtbar mit der Belastung nahezu gleichmäßig zu und sinkt bei Entlastung unter den Startwert ab. Er nimmt pro Laststufe maximal um 0,4 bar zu und erreicht bei 185 kN einen Wert von 2,5 bar (Ev 1.6), was einer Auflast von 250 kN entspricht. Erddruckgeber Ev 1.7 erreicht einen maximalen Wert von 2,2 bar, obwohl er nur 10 cm von Ev 1.6 entfernt liegt.

Die horizontalen Erddrücke liegen wie erwartet deutlich niedriger. Die Werte der horizontalen Erddruckgeber untereinander unterscheiden sich allerdings bereits zu Beginn des Versuchs deutlich. Sensor Eh 1.8 beginnt nicht im Nullbereich und liefert von Anfang an ca. 0,7 bar höhere Werte als Eh 1.5. Dieser Trend bleibt während des gesamten Versuchs bestehen. Der horizontale Erddruck steigt zudem erst ab 60 kN (Eh1.5), bzw. bei 85 kN (Eh1.8) nennenswert an.

Die Messwerte von Sensor Eh 1.8 schwanken auch stärker als die von Eh 1.5. Die Ursachen hierfür sind unklar. Eventuell sind Einflüsse der ungleichmäßig verdichteten Füllung hierfür verantwortlich.

Erddruckgeber Eh 1.5 erreicht bei einer Belastung von 185 kN Maximalwerte von 0,3 - 0,4 bar. Eh 1.8 erreicht einen Maximalwert von 1 bar. Berücksichtigt man die Verschiebung gegenüber dem Nullpunkt verlaufen die beiden Kurven ähnlich.

4.2.3.10 Schlussfolgerungen

Rückblickend auf den Versuch ist eindeutig, dass die Verdichtung der Sandfüllung zu niedrig war. Da der Sand im Vergleich zu Versuch 0 weniger stark verdichtet worden (= niedrigere Wichte) war, wurde die Gabione stärker zusammengedrückt und es kam bereits frühzeitig im Versuch zu einer Schrägstellung der Lastplatte. Die induktiven Wegsensoren wurden zu weit ausgefahren, so dass sie den Kontakt zur Platte verloren.

Durch die tendenziell starke Kompaktion der Gabione wichen die Seile der SWS stark aus der Horizontalen aus, so dass zu lange Wegstrecken gemessen wurden. Eine Bestimmung des Neigungswinkels erfolgte während des Versuchs nicht. Aufgrund der Datenlage war es leider auch nicht möglich, diesen nach Versuchsende zu berechnen.

Die verwendeten Dehnungsmessstreifen verfügten mit max. 1750 N über einen zu kleinen Messbereich für die in den Distanzhaltern auftretenden Kräfte. Die Wahl der Messgittergröße und somit die Größe des Messbereichs, musste sich nach den Abmessungen der Distanzhalter richten. Die Kraftsensoren funktionierten dagegen zuverlässig, ebenso wie die induktiven Wegsensoren.

Die (augenscheinlich) größten Ausbauchungen des Frontgitters bildeten sich bei 0,1 m über dem Gitterboden. Da die untersten SWS in Höhe 0,2 m einge-

hängt worden waren, wurde diese Deformation nicht erfasst. Die SWS maßen die größte Deformation in Höhe 0,5 m.

Zu einem Versagen der Distanzhalter kam es im Laufe des Versuchs nicht. Auch die Schweißstellen an den Gitterknotenpunkten blieben intakt.

Ein Versagen des Korbes trat durch die starke Deformation ein (Verlust der Gebrauchstauglichkeit). Das Versagen ist bereits sehr früh eingetreten. Schon bei einer Belastung von 85 kN wurde in der mittleren SWS – Ebene eine Deformation von 2 % der Korbböhe bzw. 20 mm überschritten. Bei der Wiederbelastung wird die Schädigung des Korbes z. T. deutlich sichtbar. Es tritt eine stärkere Deformation des Frontgitters auf als bei der ersten Belastung mit 110 kN.

4.2.3.11 Empfehlungen für Versuch 2

Für die Durchführung von Versuch 2 können folgende Empfehlungen abgeleitet werden:

- Austausch der Dehnungsmessstreifen auf den Distanzhaltern durch Kraftsensoren
Die Dehnungsmessstreifen auf den Distanzhaltern funktionierten nur z.T. während des Versuchs. Von den 6 DMS im Deckel- und Bodengitter lieferte einer (D 1.2) von Anfang an keine brauchbaren Daten, D 1.5 im Deckelgitter fiel nach der Wiederbelastung aus. Aufgrund der aufwendigen Applikation der DMS auf die als Distanzhalter verwendeten Flachstähle und des zu geringen Messbereichs, werden die DMS im nächsten Versuch durch Kraftsensoren ersetzt, die einfacher einzubauen sind und über einen Messbereich von ± 5 kN verfügen. Die Kraftsensoren und DMS im Boden- und Deckelgitter haben bei Versuch 1 zudem ähnliche Messergebnisse geliefert, was auch von dieser Seite für einen Einsatz von Kraftsensoren spricht. Zudem können die Kraftsensoren in die originalen Distanzhalter eingeschweißt werden, wodurch der Einsatz der Flachstähle entfällt.
- Die Sandfüllung stärker und gleichmäßiger verdichten
Durch eine stärkere und gleichmäßigere Verdichtung soll eine höhere Wichte erzielt und die Verformung der Gabione verringert werden. Dadurch können auch Probleme mit der Wegstrecke der induktiven Wegsensoren auf der Lastplatte vermieden werden.

- Belastungsversuch ausschließlich mit der Handhydraulik durchführen

Da sich der Entlastungszyklus negativ auf das Verhalten einiger Sensoren ausgewirkt hat und er auch für die Untersuchung der inneren Standicherheit keine Rolle spielt, sollte er bei weiteren Versuchen weggelassen werden.

- Neigung der Seile der SWS während des Versuchs und Seillänge zu Beginn messen

- Aufgrund der großen vertikalen Verformungen der Gabione, kam es zu einer Neigung der SWS-Seile

Beim nächsten Versuch, sollte deshalb überprüft werden, welchen Einfluss die Seilneigung auf die gemessene horizontale Verformung hat.

- Lastplatte und Stahlrahmen wieder nivellieren
Das Nivellement dient zur Kontrolle der induktiven Wegaufnehmer auf der Lastplatte und als Überwachung der Position des Stahlrahmens.

- Aufsatzpunkt von Sensor W1.4 ändern
Durch die Ausdehnung der Stahlrahmenschalung wurde die Gewindestange, an der der Winkel, der als Auflagefläche für Sensor W1.4 angebracht war, verdreht. Dadurch wurde die Auflagefläche des Sensors bewegt. Daher wird empfohlen den Winkel bei weiteren Versuchen anderweitig zu befestigen, z.B. am Steckstab, der Frontgitter und Deckelgitter verbindet.

- Sensoren kurz vor Versuchsstart nullen.

4.3 Versuch 2

4.3.1 Aufbau Versuch 2

Für den Versuch 2 sollte – wie für die Versuche 0 und 1 – Spielsand Red Sun verwendet werden. Da der in Big Bags gelagerte Sand ausgetrocknet war, musste dieser, wie schon zuvor für Versuch 1 (siehe Kapitel 4.2.1), auf einen geeigneten Wassergehalt eingestellt und homogenisiert werden. Am 18.10.2017 wurde daher der Sand unter Verwendung des Zwangsmischers im Betonlabor in Halle 8 wieder auf einen Wassergehalt von 6 M.-% gebracht. Der Sand wurde anschließend in Folie eingeschlagen und auf dem Hallenboden vor dem Südtor gelagert. Die weiteren Arbeiten für den Aufbau des Versuchs 2 erfolgten vom 24.10.2017 bis zum 27.10.2017. Das Vorgehen stellte sich dabei im Wesentlichen, wie schon bei Versuch 1 beschrieben,

dar (vgl. Kapitel 4.2.1), so dass im Folgenden nur auf relevante Unterschiede zu Versuch 1 eingegangen wird.

Wie bereits in Kapitel 4.2.3.11 empfohlen wurden die DMS vollständig durch Kraftsensoren ersetzt. Zusätzlich wurden Kraftsensoren mittels Gewindehülsen in das Frontgitter und das rückseitige Gitter eingeschweißt. Vor der Montage des Drahtgitterkorbes wurden die Fugen zwischen den Kraftsensoren und den Gewindehülsen mit Abdeckkitt für DMS abgedichtet, um die Sensoren vor Feuchtigkeitseintritt zu schützen. Außerdem wurden die Anschlusskabel der Kraftsensoren an den zuvor genannten Gittern mit Abdeckband befestigt. Direkt an den Kraftsensoren wurden anstelle von Abdeckband Kabelbinder eingesetzt, wobei Schlaufen zur Zugentlastung berücksichtigt wurden. Diese Vorbereitungen zeigen die Bild 4–68 und die Bild 4–69 während der Montage des Drahtgitterkorbes am Beispiel des Bodengitters.

Nach dem Bedecken des Bodengitters mit Sand wurden die Kraftsensoren im Boden- und Frontgitter sowie im rückwärtigen Gitter an die Datenerfassungseinheit angeschlossen und deren Signale abgefragt. Während des Einbaus der weiteren Sensoren wurden diese ebenfalls Zug um Zug angeschlossen und abgefragt. Das Verdichten der Sandfüllung im Drahtgitterkorb wurde im Vergleich zu Versuch 1 dahingehend abgeändert, dass mit dem Handstamper solange verdichtet wurde, bis visuell keine Setzung mehr erkennbar war. Im Bereich der eingebauten Sensoren wurde dessen Fallhöhe reduziert. Nach dem Einbau der 1. Distanzhalterebene in 0,3 m Höhe wurde in den Randbereichen anstelle des Handstampfers der bereits bei Versuch 0 verwendete modifizierte Handstamper mit Steingewicht (siehe Kapitel 4.1.1 und Bild 4–70) eingesetzt.

Nach dem Einbau der Distanzhalter in 0,3 m und 0,7 m Höhe wurde der Zustand der umgebogenen Haken der Distanzhalter durch Fotos dokumentiert. Für das Einhängen der Distanzhalter in 0,3 m Höhe musste zusätzlich zum Teilaushub an den Einhängstellen ein erheblicher Druck auf die betreffenden Gitter ausgeübt werden. Das Einhängen der Distanzhalter in 0,7 m Höhe gestaltete sich dagegen weniger aufwendig. Im Vergleich zu Versuch 1 erwiesen sich die Öffnungen der Behelfsschalung für das Einhängen der Distanzhalter als ausreichend groß. Die Anschlusskabel der in die Distanzhalter eingebauten Kraftsensoren wurden jeweils nahe



Bild 4–68: Versuch 2, Montage des Korbes außerhalb der Versuchsfläche



Bild 4–69: Versuch 2, Bodengitter mit Kraftsensoren K2.1 bis K2.3 (Ausschnitt aus Bild 4–68)



Bild 4–70: Versuch 2, Verdichtung der Füllung

am Sensor mit einem Kabelbinder befestigt. Zur Zugentlastung wurden dort Schlaufen ausgeführt. Im Weiteren wurden die Anschlusskabel jeweils am Distanzhalter zur Rückseite des Korbes und dort durch die Vliesauskleidung und die Behelfsschalung geführt.

Wie zuvor bei Versuch 1 wurden in 0,4 m und 0,8 m Höhe Erddruckgeber eingebaut. In 0,4 m Höhe wurden die Erddruckgeber entlang der Mittelachse zwischen Front- und Rückseite eingebaut. Dabei wurde

für die Geber zur Erfassung der horizontalen Spannungen ein Abstand von 20 cm und für die Geber zur Erfassung der vertikalen Spannungen von 27 cm zur Front- bzw. Rückseite realisiert. In 0,8 m Höhe konnten hierbei anstelle von vier nur zwei Erddruckgeber eingebaut werden, da sich bei der kurz zuvor vorgenommenen Überprüfung der Kalibrierung herausstellte, dass zwei Geber defekt sind (siehe auch Kapitel 3.4.4). Somit wurden in 0,8 m Höhe ein Geber für die vertikale und ein Geber für die horizontale Spannung mittig auf der Füllung platziert. Die Anschlusskabel der Geber wurden unter Ausführung von großzügigen Schlaufen zur Rückseite des Korbes und dort durch die Vliesauskleidung und die Behelfsschalung geführt. Abweichend zu Versuch 1 wurde beim Nivellement jeweils die Latte auf den Gebern für die vertikalen Spannungen aufgesetzt. Die Anordnung der Erddruckgeber kann Bild 4–71 und Bild 4–72 entnommen werden.

Bei einem Füllstand des Sandes im Korb von ca. 0,6 m wurden durch das Erdbaulabor eine ungestörte und drei gestörte Bodenproben entnommen. Die ungestörte Bodenprobe wurde mittels Ausstechzylinder entnommen und diente zur Ermittlung von Trockendichte und Wassergehalt. Die gestörten Bodenproben dienen der Ermittlung des Wassergehaltes. Für die Lage der Proben und die Ergebnisse der Untersuchungen wird auf Kapitel 4.3.3.1 verwiesen.

Vor dem Einbau der Stahlrahmenschalung wurden auf deren Rückseite mittels Stichsäge Öffnungen für die beiden Kraftsensoren K2.20 und K2.22 hergestellt. Deren Ausdehnung war allerdings aufgrund der vorhandenen horizontalen Stege aus Stahl zur Tiefe hin begrenzt. Der mittig im rückwärtigem Gitter eingeschweißte Kraftsensor K 2.21 kam dagegen auf dem Kunststoffausgleich bzw. den vorhandenen vertikalen Stegen der Schalelemente zu liegen, so dass hierfür keine Öffnung geschaffen werden konnte. In gleicher Weise wurden auf der Rückseite der Stahlrahmenschalung die vorhandenen Öffnungen zur Durchführung der Anschlusskabel für die Kraftsensoren und Erddruckgeber erweitert.

Im Zuge des Austauschs der Behelfsschalung durch die Stahlrahmenschalung wurden wie bei Versuch 1 alle Anschlusskabel für die Sensoren von der Datenerfassungseinheit getrennt, durch die jeweilige Schalung hindurchgeführt und wieder an die Datenerfassungseinheit angeschlossen. Die Anschlusskabel der Kraftsensoren wurden dabei auf der Rückseite des Versuchsaufbaus mit den zugehörigen

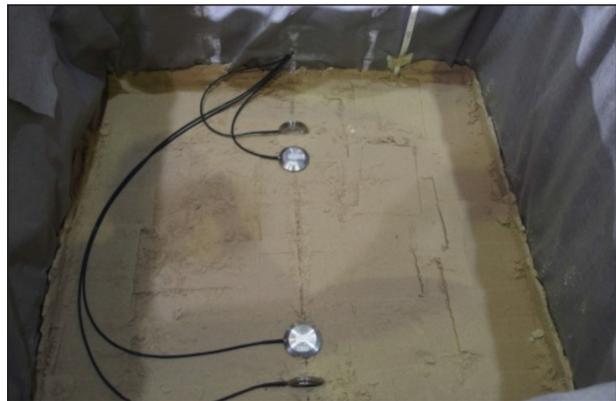


Bild 4–71: Versuch 2, Anordnung der Erddruckgeber in 0,4 m Höhe (1. Ebene, Frontseite am unteren Bildrand)

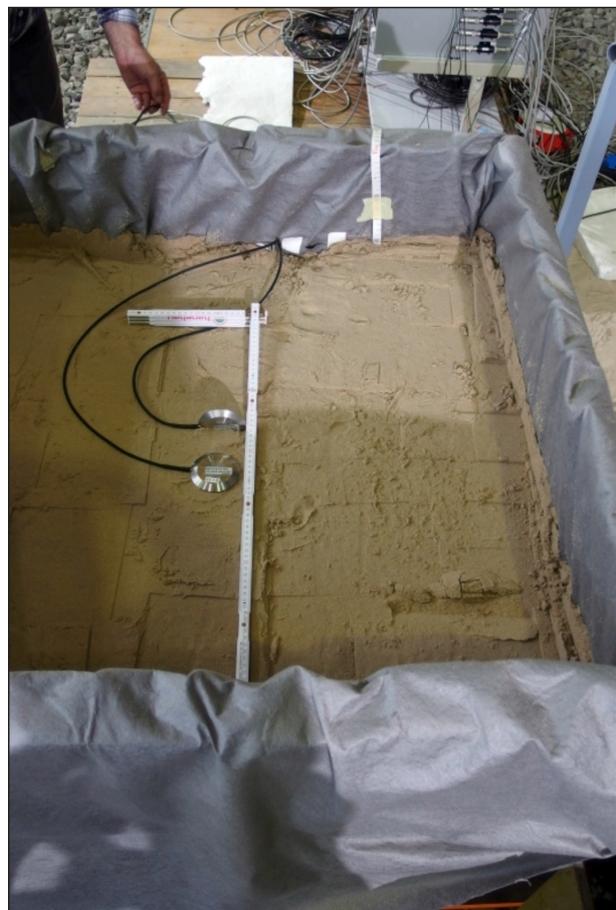


Bild 4–72: Versuch 2, Anordnung der Erddruckgeber in 0,8 m Höhe (2. Ebene) (Frontseite am unteren Bildrand)

Einkanalverstärkern (siehe Kapitel 3.4.4) verbunden. Aus Übersichtsgründen wurden die Einkanalverstärker anschließend mittels Kunststoffklemmen und beidseitigem Klebeband am Gehäuse der Datenerfassung bzw. auf der Rückseite der Stahlrahmenschalung befestigt.

Nach dem Einbau des vliesumhüllten Lastkissens aus Sand wurde durch die Schlosserei etwa mittig



Bild 4–73: Versuch 2, Ansicht des Versuchsaufbaus von der Frontseite



Bild 4–74: Versuch 2, Ansicht des Versuchsaufbaus von der Rückseite

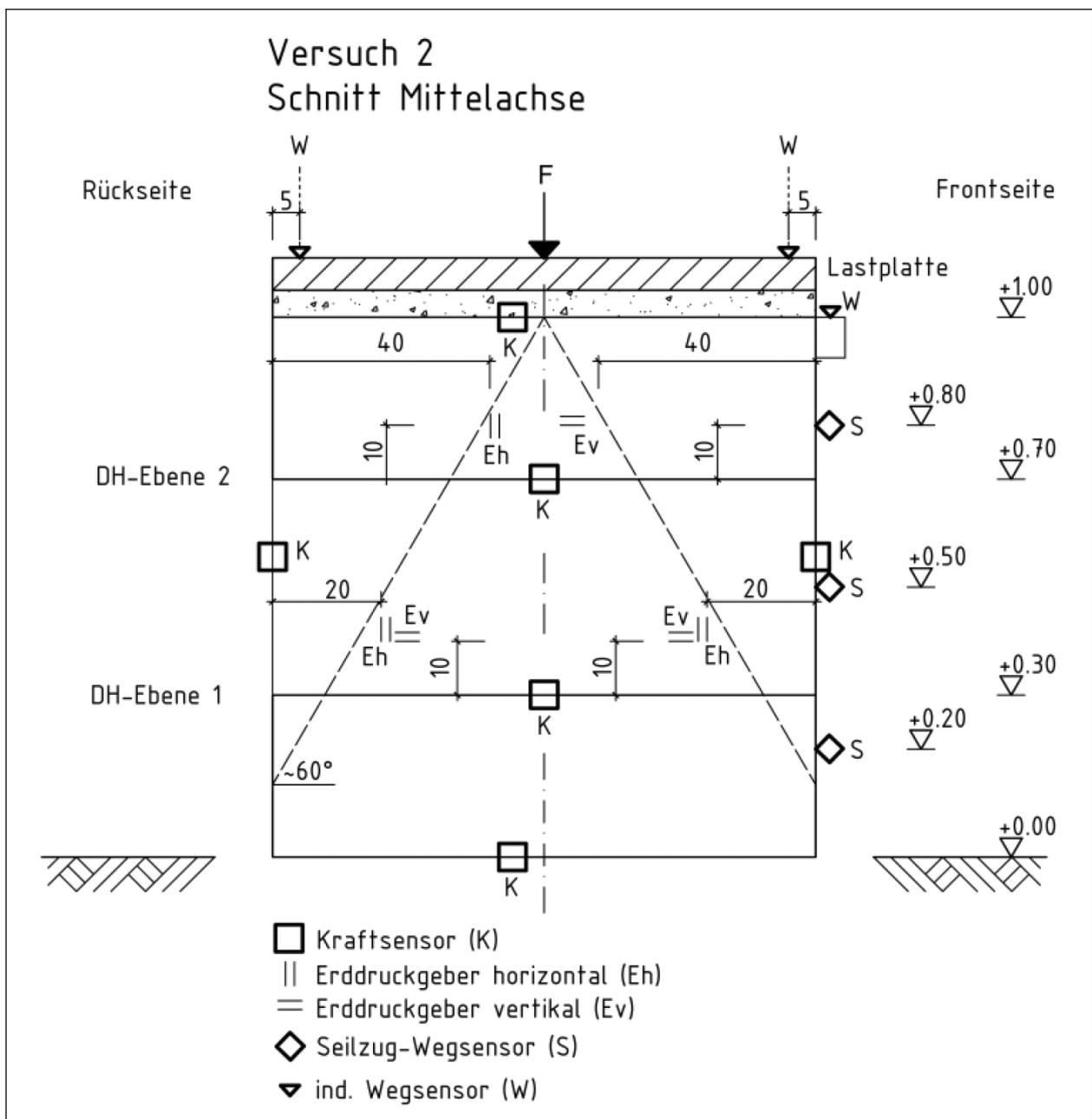


Bild 4–75: Versuch 2, Schnitt Mittelachse, Lage der Sensoren und Distanzhalterebenen (DH)

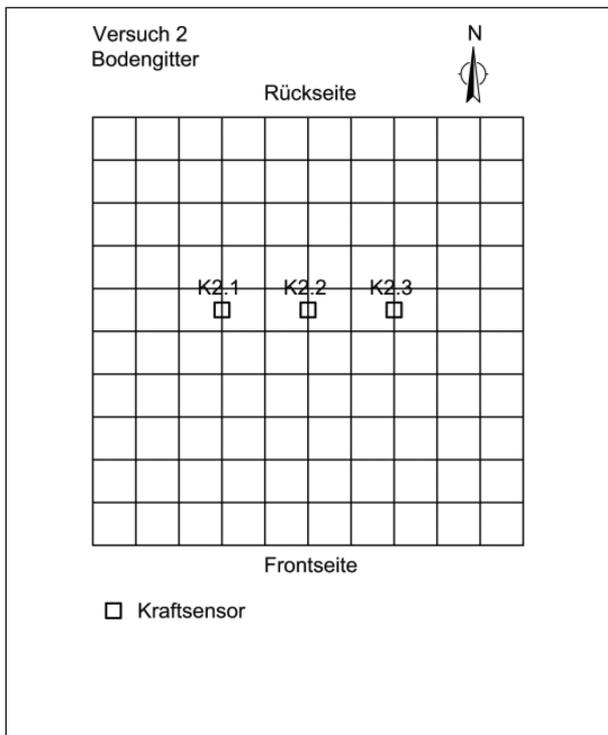


Bild 4–76: Versuch 2, Bodengitter mit Kraftsensoren, Draufsicht

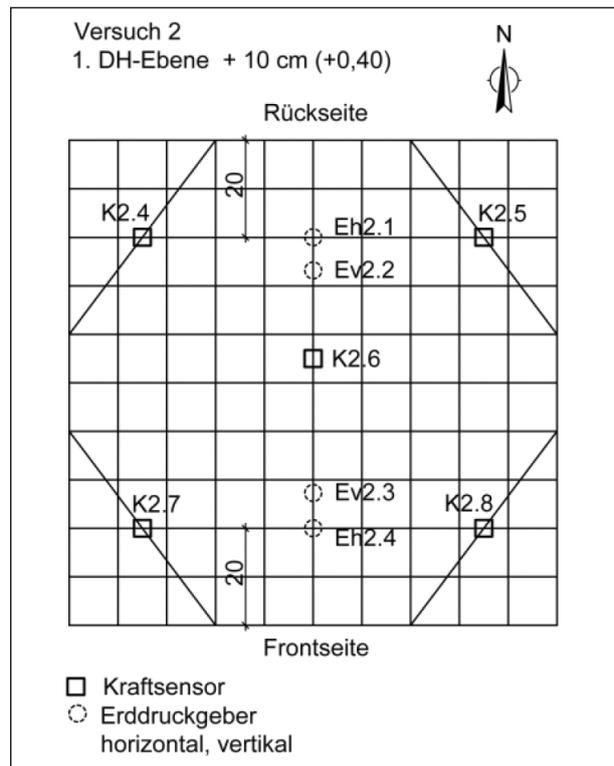


Bild 4–78: Versuch 2, Lage Kraftsensoren in der 1. Distanzhaltenebene (0,3 m) und Erddruckgeber (0,4 m), Draufsicht

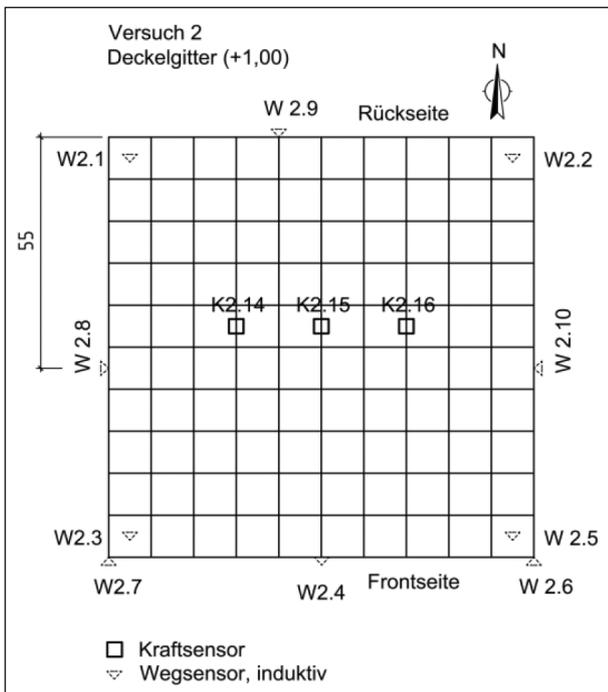


Bild 4–77: Versuch 2, Deckelgitter mit Kraftsensoren, Draufsicht

auf der Frontseite der auf der Versuchsfläche liegenden, umlaufenden Stahlrahmenkonstruktion ein zusätzlicher Stahlpfosten zur Aufnahme des induktiven Wegsensors W 2.4 angeschweißt (siehe Bild 3–20). Dieser Wegsensor dient der Erfassung der Stauchung des Frontgitters infolge der Belastung (siehe auch Kapitel 3.4.4).

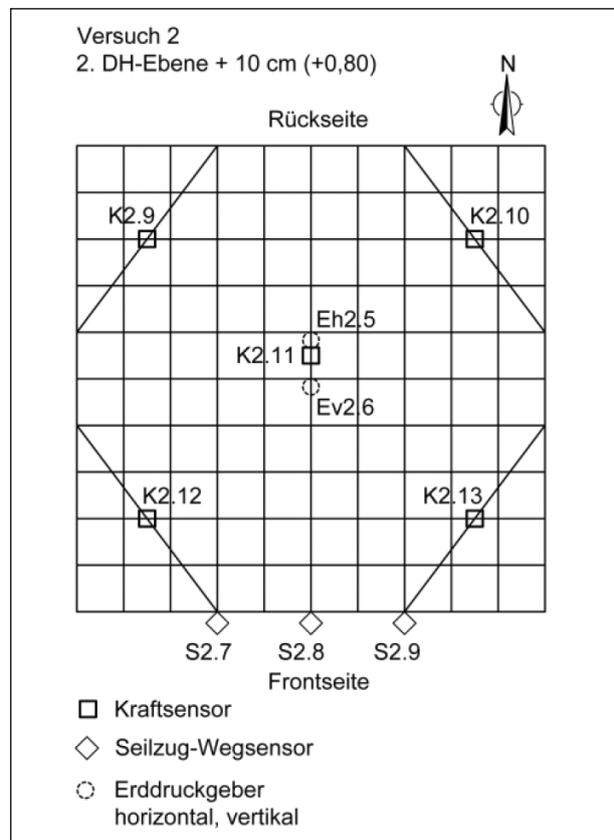


Bild 4–79: Versuch 2, Lage Kraftsensoren in der 2. Distanzhaltenebene (0,7 m) und Erddruckgeber (0,8 m), Draufsicht

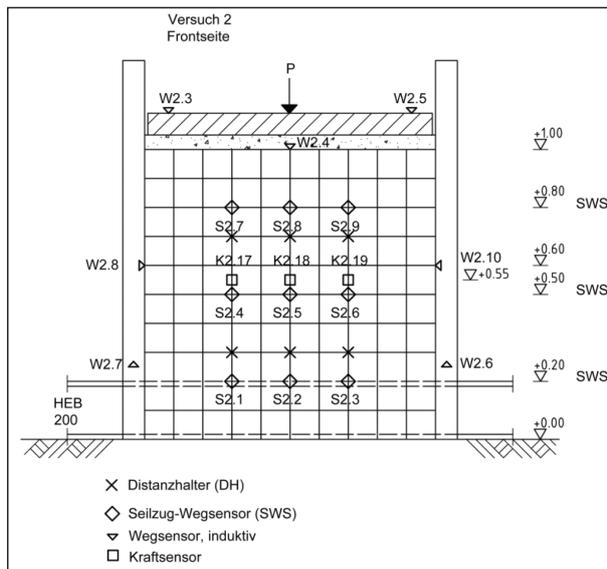


Bild 4–80: Versuch 2, Ansicht Frontseite

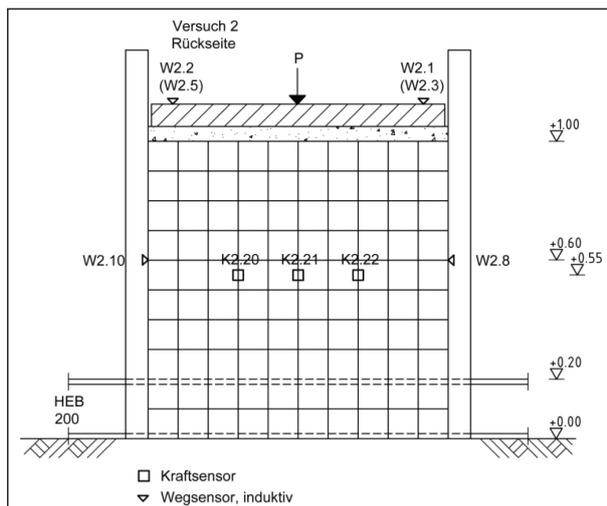


Bild 4–81: Versuch 2, Schnitt unmittelbar vor der Rückseite

Der Versuchsaufbau wurde schließlich mit dem Einbauen und Ausrichten aller Wegsensoren sowie mit dem Aufbau der Handhydraulikeinheit auf der Lastplatte und mit dem entsprechenden Positionieren des Belastungszyinders des Belastungsrahmens komplettiert. Unter dem Belastungszyinder des Belastungsrahmens wurden zuvor, wie schon bei den vorherigen Versuchen, die Kraftmessdose C6/200t und die Kugelkalotte 1-C6/200T/ZK befestigt. Bild 4–73 und Bild 4–74 zeigen den vollständigen Versuchsaufbau.

Die Lage der eingebauten Sensoren in der Gabione kann Bild 4–75 bis Bild 4–81 entnommen werden. Im Weiteren, z. B. bei der Auswertung von Versuch 2, wird bei Bedarf auf diese Bilder verwiesen.

4.3.2 Durchführung Versuch 2

Mit dem Versuch 2 wurde am 27.10.2017 um 14:25 Uhr begonnen. Zuvor wurden alle Kraftsensoren mit der Tara-Funktion der Ein-Kanalverstärker genullt. Unabhängig davon, erfolgte für alle angeschlossenen Sensoren eine weitere Nullung beim Start der Messdatenaufzeichnung. Beim aktuellen Versuch 2 wurden alle Laststufen mit der Handhydraulikeinheit ENERPAC DUO RC-506 (technische Daten siehe Tabelle 4–5) aufgebracht. Diese Änderung resultiert aus den Erfahrungen beim Versuch 1 (siehe Kapitel 4.2.3.11) und der Tatsache, dass in der Praxis eine Entlastung und eine darauffolgende Wiederbelastung beim Aufbau einer Stützkonstruktion nur selten realisiert werden. Aus Gründen der Vergleichbarkeit stellte sich das Belastungsregime ansonsten wie bei den Versuchen 0 und 1 dar, d. h. nach der Vorlast von 10 kN wurde die Last jeweils stufenweise um 25 kN erhöht (Ausnahme letzte Laststufe). Jede Laststufe wurde mindestens 10 min gehalten. Während der Haltedauer wurden der Versuchsaufbau beobachtet sowie die Setzungen der Haken der Seilzug-Wegsensoren mittels Gliedermaßstab und nach Bedarf bzw. Möglichkeit die Auslenkung der Seile der Seilzug-Wegsensoren mittels Winkelmesser gemessen (siehe Kapitel 4.3.3.8). Im Folgenden werden die Beobachtungen während der einzelnen Laststufen wiedergegeben:

- 60 kN: erste Ausbauchungen im Bereich der Maschenreihen über und unter der 1. Distanzhalterebene deuten sich an.
- 85 kN: kassettenartige Ausbauchungen im mittleren Bereich der Front werden erkennbar.
- 110 kN: die Ausbauchungen im unteren und oberen Drittel der Front nehmen zu und übertreffen die in der Mitte; die Lastplatte senkt sich augenscheinlich zur Rückseite hin ab (keine Bestätigung durch Nivellement).
- 135 kN: die Anzeigeeinheit zeigt zu Beginn für ca. 0,5 min eine leichte Überlastung von ca. 145 kN an; die Ausbauchungen im unteren Drittel und der Mitte der Front nehmen zu.
- 160 kN: am oberen Steckstab des Frontgitters sind im Bereich des Hakens für den induktiven Wegsensor W 2.4 eine leichte Durchbiegung und eine Neigung des Sensors W 2.4 von der Front



Bild 4–82: Versuch 2, Laststufe 160 kN, Durchbiegung des oberen Steckstabs des Frontgitters und Neigung von Wegsensor W2.4



Bild 4–83: Versuch 2, Laststufe 210 kN, Abknicken der oberen Ösen des Frontgitters

weg erkennbar (siehe Bild 4–82); die Ausbauchungen im oberen Drittel der Front nehmen zu.

- 210 kN: kurz nach Erreichen der Laststufe regelt der Belastungsrahmen die Klemmung des Belastungszyllinders nach, wodurch die Last bis auf ca. 200 kN abfällt; die oberen Ösen des Frontgitters beginnen sich nach innen zu verbiegen (siehe Bild 4–83); der induktive Wegsensor W 2.4 neigt sich zunehmend von der Front weg; am Frontgitter zeigen sich starke Ausbauchungen auf Höhe des horizontalen Drahtes in 10 cm Höhe (siehe Bild 4–84).
- 235 kN: die horizontalen Drähte im Frontgitter zeigen im oberen Drittel eine Absenkung zur Mittelachse hin (siehe Bild 4–85); die Ausbauchung des Frontgitters nimmt im unteren und oberen Drittel sowie in der Mitte weiter zu (siehe Bild 4–86).
- 260 kN: die Last muss häufig von Hand nachreguliert werden.



Bild 4–84: Versuch 2, Laststufe 210 kN, Ausbauchungen im unteren Drittel des Frontgitters



Bild 4–85: Versuch 2, Laststufe 235 kN, Absenkung der horizontalen Drähte im Frontgitter

- 285 kN: die Ausbauchung der vliesumhüllten Füllung erreicht den Haken zur Aufnahme des induktiven Wegsensors W 2.4 (siehe Bild 4–87); die Ausbauchungen des Frontgitters nehmen insgesamt zu, wobei die 1. Distanzhalterebene in 0,3 m Höhe deutlich eine verformungsbegrenzende Wirkung zeigt (siehe Bild 4–87).
- 310 kN: infolge der Ausbauchung der Front verdreht sich der untere Schenkel des Hakens zur Aufnahme des induktiven Wegsensors W 2.4



Bild 4-86: Versuch 2, Laststufe 235 kN, Ausbauchungen des Frontgitters

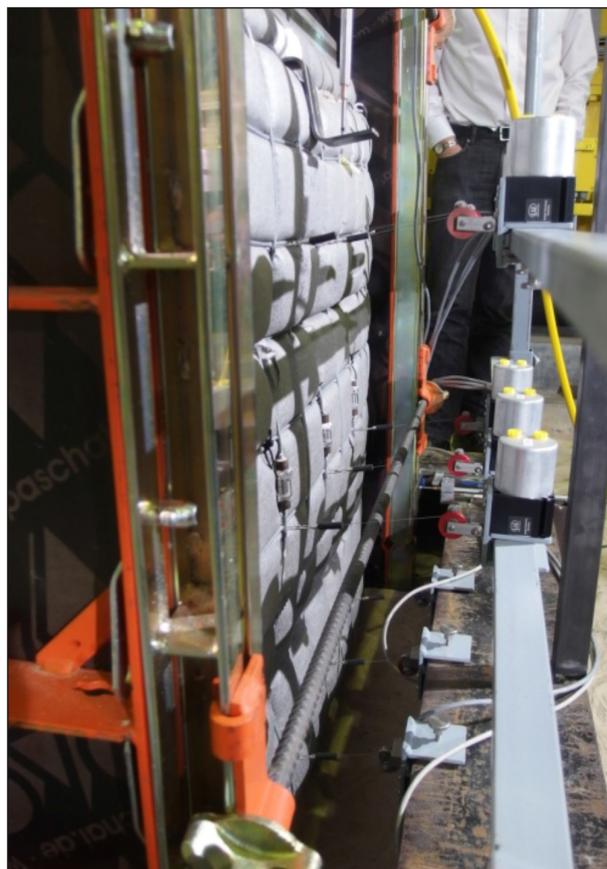


Bild 4-87: Versuch 2, Laststufe 285 kN, Verdrehung des Hakens für Wegsensor W2.4 infolge Ausbauchung

zunehmend; die verformungsbegrenzende Wirkung beider Distanzhalterebenen wird sehr deutlich (siehe Bild 4-89).

- 340 kN: die Stahlrahmenschalung zeigt auf der Rückseite Deformationen, die sich in der Aufsicht in einer Durchbiegung mit Maximum am Kunststoffausgleich (schwächstes Glied) und in der Ansicht in erkennbaren Ausbeulungen der vertikalen Randstege äußern (siehe Bild 4-90 und Bild 4-91); die Kraftsensoren K 2.20 und K 2.22 auf der Rückseite werden infolge der Setzung der Gabione auf die Leibung der Öffnungen in der Schalhaut gepresst (siehe Bild 4-92).



Bild 4-88: Versuch 2, Laststufe 285 kN, Verminderte Ausbauchungen im Bereich der 1. Distanzhalterebene (H = 0,3 m)

Um den Versuchsaufbau inkl. der eingebauten Sensoren nicht zu gefährden, wurde die Last nach Erreichen von 340 kN nicht gehalten, so dass sie nach ca. 13:20 min auf ca. 324 kN abfiel. Danach wurde die Entlastung eingeleitet, die problemlos verlief. Am 27.10.2017 um ca. 18:02 Uhr war der Versuch 2 somit beendet.

Der Abbau des Versuches 2 erfolgte am 07. und 08.11.2017. Dabei wurde grundsätzlich wie beim

Versuch 1 vorgegangen (siehe Kapitel 4.2.2). Nach dem Öffnen der Vlieshülle für das Lastkissen zeigte sich eine glatte Sandoberfläche auf der Ost- und Westseite mit Wulsten an den Rändern. Hier hatte sich die Lastplatte, deren Abmessungen einige cm geringer als die der Gabione sind, in das Lastkissen eingedrückt. Während des Abbaus der Stahlrahmenschalung war zu erkennen, dass sich auf der Schalhaut der Ost- und Westseite im Bereich der Gabione jeweils Wassertropfen befanden. Die



Bild 4-89: Versuch 2, Laststufe 310 kN, verformungsbegrenzende Wirkung beider Distanzhalterebenen (1. DH-Ebene durch GEWI verdeckt)



Bild 4-90: Versuch 2, Laststufe 340 kN, Ausbeulungen der Randstege auf der Stahlrahmenschalung (Rückseite)



Bild 4-91: Versuch 2, Laststufe 340 kN, Ausbeulungen der Randstege der Stahlrahmenschalung (Rückseite)



Bild 4-92: Versuch 2, Laststufe 340 kN, Anpressen von Kraftsensor K2.20 an der Öffnung der Schalhaut (Rückseite)

Schalhaut auf der Nordseite (Rückseite) war dagegen nur stellenweise feucht. Das Vlies zur Auskleidung der Gabione war auf den zuvor eingeschalteten Seiten insgesamt feucht, teilweise waren feuchte Flecken und auf der Westseite Spuren von Farbe und Rost vorhanden (siehe Bild 4-93). Die Schalhaut wies auf der Nordseite (Rückseite) im unteren Bereich der Öffnungen für die Kraftsensoren K 2.20 und K 2.22 etwa daumennagelgroße Abschürfun-

gen auf (siehe Bild 4-94). Offensichtlich wurde aus der Sandfüllung infolge der Belastung Wasser ausgepresst und aus den resultierenden Setzungen Reibung an den Schalelementen erzeugt.

An der freistehenden Gabione war eine Eindrückung des Deckelgitters zu erkennen, wobei dessen Randbereiche über das Zentrum herausstanden (siehe



Bild 4-93: Versuch 2, Westseite der Gabione nach dem Abbau der Stahlrahmenschalung (Rückseite im Bild links)



Bild 4-96: Versuch 2, Umgebogene Ösen der Gittermatten (Frontseite im Bild oben rechts)



Bild 4-94: Versuch 2, Nordseite (Rückseite) der Stahlrahmenschalung mit Abschürfungen auf der Schalhaut



Bild 4-97: Versuch 2, Entleerter Korb, Ansicht Frontseite



Bild 4-95: Versuch 2, Deformation des Deckelgitters (Front im Bild links)

Bild 4-95). Markant waren auch die umgebogenen Ösen der Gitter an allen oberen Rändern (siehe Bild 4-96). Trotz des Lastkissens hat sich hier die Eindrückung der Lastplatte ausgewirkt.

Nach dem Entfernen des Deckelgitters wurden die Sandfüllung und in den entsprechenden Ebenen die Erddruckgeber und die Distanzhalter mit den Kraftsensoren ausgebaut. Die Höhe der Erddruckgeber zur Erfassung der vertikalen Spannungen wurde wie zuvor beim Aufbau mittels Nivellier erfasst. Nach dem Ausbau der 2. Ebene der Erddruckgeber wur-

den auf der Aushubebene in 0,7 m bis 0,8 m Höhe eine ungestörte und drei gestörte Bodenproben entnommen. Die ungestörte Bodenprobe wurde zur Ermittlung von Trockendichte und Wassergehalt mittels Ausstechzylinder entnommen. An den gestörten Bodenproben wurde der Wassergehalt ermittelt. Die Entnahmen mussten dieses Mal in Eigenarbeit erfolgen. Für die Lage der Entnahmestellen und die Ergebnisse der Untersuchungen wird auf Kapitel 4.3.3.1 verwiesen. Während des Aushubs fiel anhand der Farbe des Sandes auf, dass dieser im Nahbereich der Frontseite offenbar stärker ausgetrocknet war als in den anderen Bereichen.

Nach dem Freilegen der Distanzhalter in 0,3 m und 0,7 m Höhe wurde jeweils der Zustand der Enden durch Fotos dokumentiert (siehe Kapitel 4.3.3.4). Nach dem vollständigen Aushub und dem Entfernen des Vlieses wurde der Zustand des Korbes (ohne Deckelgitter) durch Fotos dokumentiert (siehe Bild 4-97, Bild 4-98 und Bild 4-99).



Bild 4-98: Versuch 2, Entleerter Korb, Ansicht Rückseite (im Bild links)



Bild 4-99: Versuch 2, Entleerter Korb, Ansicht Bodengitter (Frontseite im Bild links)

4.3.3 Auswertung Versuch 2

4.3.3.1 Sandfüllung

Der Sand für Versuch 2 wurde mithilfe des Mischers auf einen Wassergehalt von 6 % gebracht und bis zum Einbau mit einer Folie bedeckt vor dem Südort von Halle 7 gelagert. Der Wassergehalt des Sandes wurde vor und während des Einbaus vor Ort mit einem Sartorius-Feuchtigkeitsbestimmer (Infrarotstrahler) kontrolliert. Der Wassergehalt des gelagert-



Bild 4-100: Versuch 2, Entnahme einer ungestörten Sandprobe mithilfe eines Ausstechzylinders in Höhe 0,62 m beim Aufbau der Gabione

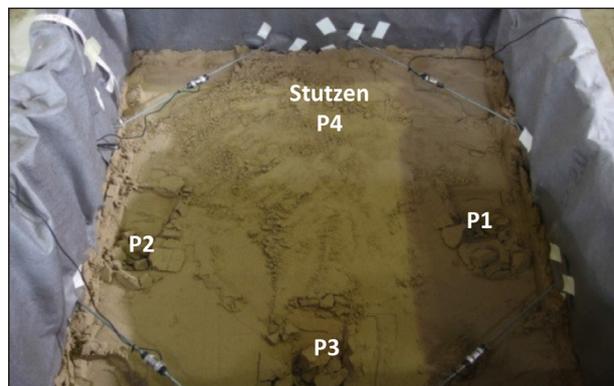


Bild 4-101: Versuch 2, Lage der entnommenen Proben 1-4 in Höhe 0,62 m

ten Sandes schwankte zwischen 5,05 % in der Mitte und 5,30 % am oberen Rand des Sandhaufens direkt unter der Folie.

Vom Erdbaulabor wurde während der Befüllung der Gabione am 26.10.2017 in Höhe 0,62 m eine ungestörte Sandprobe zur Bestimmung von Wassergehalt und Trockendichte mit einem Stützen entnommen (siehe Bild 4-100) [10].

An drei weiteren Sandproben wurde ebenfalls der Wassergehalt bestimmt. Die Bestimmung der Kennwerte erfolgte über das Ausstechzylinder-Verfahren nach DIN 18125 Teil 2 [10]. Bild 4-101 zeigt die Lage der entnommenen Proben in der Gabione. Der Wassergehalt in den vier Proben schwankt zwischen 5,75 % und 5,88 % (siehe Tabelle 4-11). Der mittlere Wassergehalt liegt bei 5,90 %. Bei Probe 4 wurde eine Trockendichte von 1,484 g/cm³ ermittelt.

Beim Abbau der Gabione wurden ebenfalls Proben zur Bestimmung von Trockendichte und Wassergehalt entnommen [11] (siehe Tabelle 4-12). Beim

Ausbau wurde beobachtet, dass der Sand an der offenen Vorderseite der Gabione bereits angetrocknet war. Dies wird durch den niedrigeren Wassergehalt von Probe 6 bestätigt.

Der Sand wurde beim Einbau stärker verdichtet als bei Versuch 1, wodurch sich eine höhere Wichte ergibt (siehe Tabelle 4–13).

Probennummer	Wassergehalt [%]	Trockendichte [g/cm ³]
1	5,88	
2	5,96	
3	5,99	
4 (Stutzen)	5,75	1,484

Tab. 4–11: Versuch 2, Aufbau, Wassergehalt und Trockendichte, BAST-Referat S2 [10]

Probennummer	Wassergehalt [%]	Trockendichte [g/cm ³]
5	5,56	
6	3,98	
7	5,29	
8 (Stutzen)	5,44	1,45

Tab. 4–12: Versuch 2, Abbau, Wassergehalt und Trockendichte, BAST-Referat S2 [11]

Kennwerte Gabione	Wert
Einbaumasse	1605,5 kg
Wichte	15,75 kN/m ³
Korndichte Sand	2640 kg/m ³
Füllgrad	61%
Hohlraumgehalt	39%

Tab. 4–13: Versuch 2, Sandfüllung der Gabione

4.3.3.2 Krafteintrag

Genau wie bei Versuch 1 wird die aufgebaute Gabione bereits vor Versuchsbeginn durch das aufliegende Lastkissen, die Lastplatte und den Handhydraulikzylinder belastet (siehe Tabelle 414). Dies entspricht einer Vorlast von 5,7 kN. Die Belastung der Gabione bei Versuch 2 wurde ausschließlich über die Handhydraulik durchgeführt, um einen Entlastungszyklus durch den Ausbau des Hydraulikzylinders zu vermeiden. Analog zu Versuch 0 und Versuch 1 wurde zunächst eine Vorlast von 10 kN auf den Prüfkörper aufgebracht. Danach wurde die Belastung in Schritten von 25 kN erhöht und jeweils für mindestens 10 Minuten aufrecht erhalten (siehe Bild 4–103). Nach Erreichen von 210 kN regelte die Klemmung der Laufkatze des Belastungsrahmens (siehe Kapitel 3.1) nach, wodurch es zu einem kurzfristigen Absinken der Druckkraft bei einer Versuchsdauer von 114–118 Minuten (ca. 16:20 Uhr) kam, bevor die Laststufe 210 kN aufrechterhalten werden konnte. Die Auswirkungen Nachregelung der Katzklemmung sind in den Messdaten der meisten Sensoren deutlich erkennbar. Der weitere Ablauf des Versuchs ereignete sich ohne Zwischenfälle. Aufgrund der sichtbar großen Deformation an der Front der Gabione wurde der Versuch nach dem Erreichen einer Belastung von 340 kN beendet.

4.3.3.3 Kraftsensoren im Boden- und Deckelgitter

Sowohl das Boden- als auch das Deckelgitter waren mit jeweils drei Kraftsensoren ausgestattet, um die dort einwirkenden Kräfte zu messen (siehe Kapitel 3.4.3). Die Sensoren sind 0,55 m von der Frontsei-

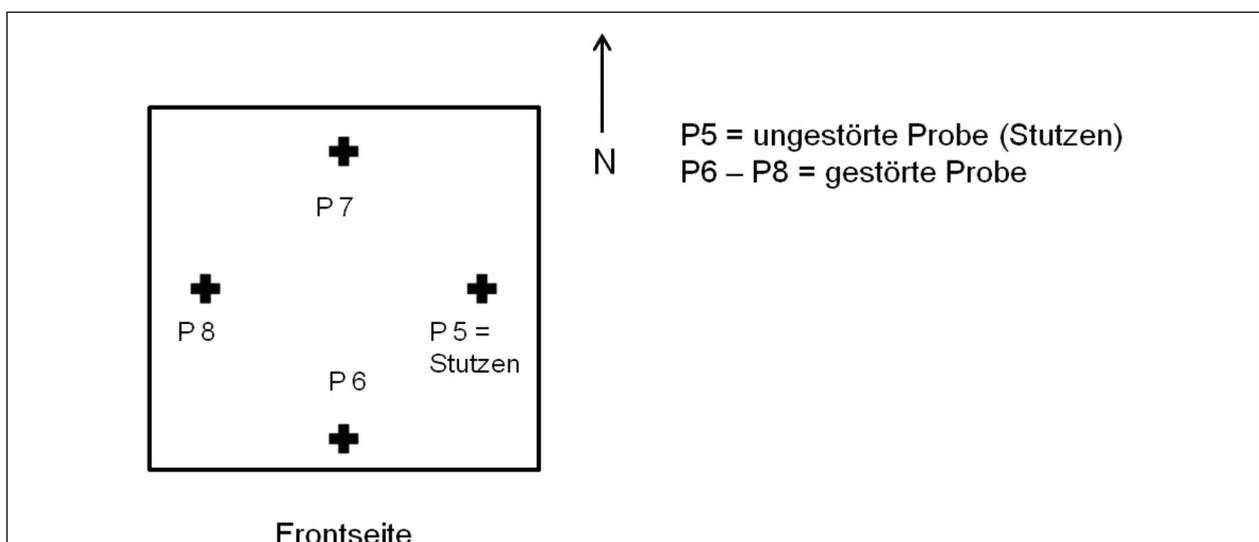


Bild 4–102: Versuch 2, Abbau, Lage der Entnahmestellen der Bodenproben in 0,7 m bis 0,8 m Höhe

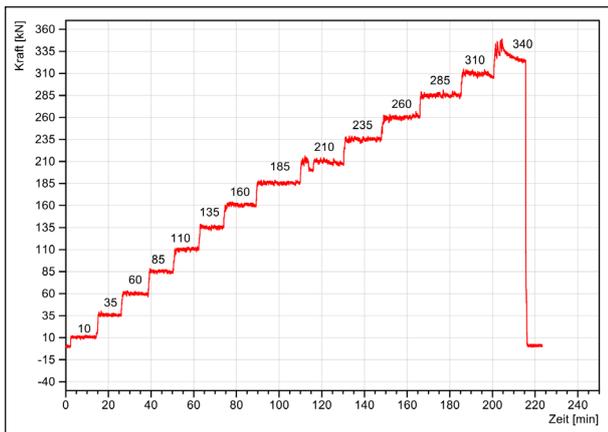


Bild 4-103: Kraft-Zeit Diagramm von Versuch 2. Die Belastung wurde in Schritten von 25 kN erhöht und mindestens 10 Minuten aufrechterhalten.

Bestandteil	Masse [kg]
Lastkissen, Sandfüllung	111
Lastkissen, Vlieshülle	0,806
Lastplatte	447,5
Handhydraulik ENERPAC	23,5

Tab. 4-14: Versuch 2, Vorlast auf dem Gabionenkorb

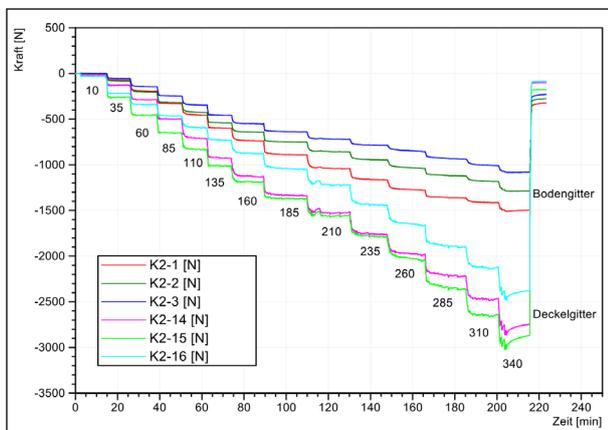


Bild 4-104: Versuch 2, Vergleich der Daten der Kraftsensoren im Boden- und Deckelgitter

Bodengitter		Deckelgitter	
Sensor	Kraft [N]	Sensor	Kraft [N]
K2.1 (links)	-1411	K2.14	-2470
K2.2 (Mitte)	-1178	K2.15	-2646
K2.3 (rechts)	-1003	K2.16	-2124

Tab. 4-15: Versuch 2, Die durchschnittlichen Zugkräfte im Boden- und Deckelgitter bei einer Belastung von 310 kN

te und in Abständen von 0,3 m von den Seiten und 0,2 m voneinander entfernt eingebaut worden.

Alle Kraftsensoren haben fehlerfrei funktioniert und während des gesamten Versuchs Daten aufgezeichnet.

Bei den Sensoren im Bodengitter bewegen sich bereits ab einer Belastung von 60 kN die Daten der einzelnen Kraftsensoren auseinander (siehe Bild 4-104). Der linke Sensor K 2.1 misst höhere Zugkräfte als die anderen beiden. Die Werte des mittleren Sensors K 2.2 liegen zwischen denen von K 2.1 und K 2.3. Bei einer Belastung von 310 kN beträgt die Differenz zwischen K 2.1 und K 2.3 408 N (siehe Tabelle 4-15).

Im Deckelgitter misst der rechte Sensor K 2.16 ab 110 kN niedrigere Werte als die anderen beiden Sensoren in dieser Ebene. Das Minimum bei 310 kN lag mit -2124 N bei K 2.16. Daraus ergibt sich eine Differenz von 522 N zwischen K 2.15 und K 2.16, obwohl die Sensoren nur 0,2 m auseinander liegen.

In beiden Gittern nehmen die Zugkräfte mit steigender Belastung zu. Im direkten Vergleich wird deutlich, dass das Deckelgitter höheren Zugkräften ausgesetzt ist als das Bodengitter. Sowohl im Boden- als auch im Deckelgitter werden vom rechten Sensor die niedrigsten Zugkräfte gemessen. Die im Deckelgitter gemessenen Zugkräfte sind gegen Ende des Versuchs ca. doppelt so hoch wie die im Bodengitter.

Der kurzfristige Druckabfall bei 115 Minuten Versuchsdauer ist durch einen Rückgang der Zugbelastung erkennbar und ist im Deckelgitter stärker ausgeprägt als im Bodengitter.

4.3.3.4 Kraftsensoren in den Distanzhaltern

Alle 10 Distanzhalter in der Gabione waren mit Kraftsensoren ausgestattet worden (vgl. Kapitel 3.4.4) und haben während des gesamten Versuchs Daten aufgezeichnet.

Der Druckabfall infolge Katzklemmung zwischen 114 und 118 Minuten Versuchsdauer ist auch in den Daten der Kraftsensoren in den Distanzhaltern deutlich sichtbar.

In der 1. Distanzhalterebene (siehe Bild 4-105) in Höhe 0,3 m ist ab 85 kN erkennbar, dass der mittig eingehängte DH mit K 2.6 deutlich mehr Zugkräfte aufnimmt, als die anderen Distanzhalter in dieser Ebene. An den kurzen Distanzhaltern werden ähnliche Zugkräfte verzeichnet (siehe Tabelle 4-16).

Der lange, mittige Distanzhalter K 2.6 verzeichnet ab 285 kN zu Beginn einen starken Anstieg der Zugkraft, die dann über die Dauer der Laststufe abfällt.

In der 2. Ebene mit Distanzhaltern in Höhe 0,7 m treten deutlich höhere Zugkräfte auf als in Ebene 1 (siehe Bild 4–106). Auch hier misst der Kraftsensor auf dem mittigen Distanzhalter K 2.11 eine deutlich höhere Zugkraft als die auf den kurzen. Die Kraft-

sensoren auf den verschiedenen Distanzhaltern verzeichnen Unterschiede von z. T. mehr als 1400 N in dieser Ebene (siehe Tabelle 4–17). Bei den hohen Belastungsstufen führt die Lasterhöhung zunächst zu einem starken Ansprung der Zugbelastung, die dann über die Dauer der Laststufe wieder abfällt.

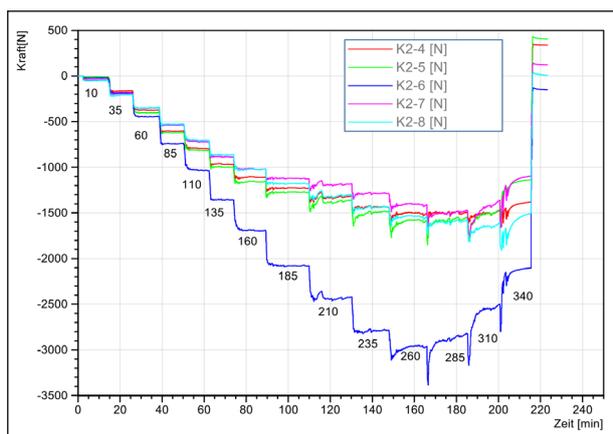


Bild 4–105: Versuch 2, Daten der Kraftsensoren der 1. Distanzhalterebene



Bild 4–107: Versuch 2, Aufgebogene Distanzhalter in Höhe 0,3 m an der Frontseite der Gabione

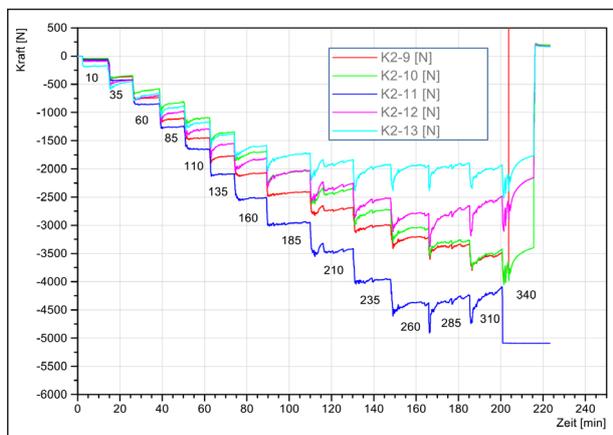


Bild 4–106: Versuch 2, Daten der Kraftsensoren in der 2. Distanzhalterebene

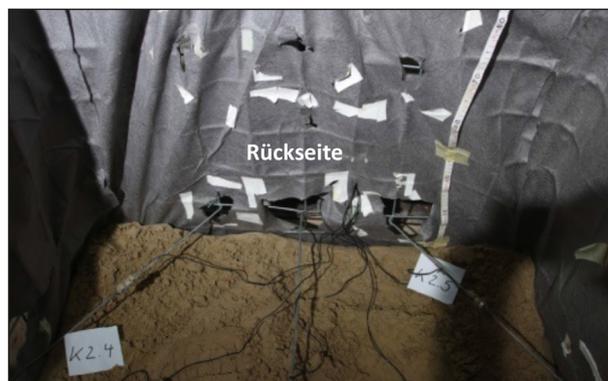


Bild 4–108: Versuch 2, Distanzhalter an der Rückseite der Gabione in Höhe 0,3 m. Der mittlere Distanzhalter mit K2.6 ist noch geschlossen, während die anderen beiden Haken aufgebogen sind.

Laststufe	K2.4	K2.5	K2.6	K2.7	K2.8
185 kN	-1230 N	-1275 N	-2070 N	-1120 N	-1180 N
310 kN	-1594 N	-1805 N	-3169 N	-1728 N	-1815 N

Tab. 4–16: Versuch 2, Maximale Messwerte der Kraftsensoren in der ersten Distanzhalterebene bei 0,3 m

Laststufe	K2.9	K2.10	K2.11	K2.12	K2.13
185 kN	-2450 N	-2100 N	-2980 N	-2130 N	-1850 N
310 kN	-3718 N	-3668 N	-4739 N	-3180 N	-2319 N

Tab. 4–17: Versuch 2, Maximale Messwerte der Sensoren in der zweiten Distanzhalterebene bei 0,7 m



Bild 4–109: Versuch 2, Aufgebogene Haken von K2.4 und K2.7 an der linken Seite der Gabione



Bild 4–112: Versuch 2, Aufgebogener Distanzhalter K2.10 an der rechten Seite der Gabione



Bild 4–110: Versuch 2, Leicht aufgebogene Haken von K2.5 und K2.8 an der rechten Seite der Gabione



Bild 4–113: Versuch 2, Distanzhalter K2.9 an der linken Seite der Gabione musste mit dem Stahlrohr aufgebogen werden



Bild 4–111: Versuch 2, Komplett aufgebogener Distanzhalter K2.13 an der Frontseite der Gabione

Beim Abbau der Gabione wurde sichtbar, dass die Haken der Distanzhalter zum Teil deutlich aufgebogen worden waren.

An der Frontseite in der unteren Ebene (siehe Bild 4–107) waren die Haken soweit aufgebogen, dass die Distanzhalter durch leichtes Zusammendrücken des Korbes entfernt werden konnten. Der rückwärtige Haken von K 2.6 war jedoch geschlossen und musste mit dem Stahlrohr aufgebogen werden. Die anderen beiden rückwärtigen Haken waren hingegen aufgebogen (siehe Bild 4–108).

Die Haken der Distanzhalter an der linken (Bild 4–109) und rechten Seite (Bild 4–110) waren ebenso aufgebogen.

In der zweiten Distanzhalterebene in 0,7 m Höhe ließen sich K 2.11, K 2.12 und K 2.13 einfach von Hand entnehmen. Distanzhalter K 2.13 war an der Frontseite (Bild 4–111) sogar komplett aufgebogen. Distanzhalter K 2.10 (Bild 4–112) ließ sich durch leichten Druck gegen den Korb entfernen. Im Gegensatz dazu musste Distanzhalter K 2.9 mit dem Stahlrohr aufgebogen werden (Bild 4–113).

4.3.3.5 Kraftsensoren in Front- und Rückseite

In den Gitterelementen an der Vorder – und Rückseite der Gabione waren jeweils drei Kraftsensoren in 0,55 m Höhe eingeschweißt worden (siehe Bild 4–80 und Bild 4–81). Im Frontgitter zeichnete der mittlere Sensor K 2.18 die höchsten Zugkräfte auf (siehe Bild 4–114). Zu Beginn des Versuchs wirken Druckkräfte auf das Frontgitter, die bis zu einer Belastung von 35 kN ansteigen und ab 60 kN absinken. Ab 85 kN wirken auf K 2.18 Zugkräfte. Ab 110 kN wirken auch auf 2.17 und 2.19 Zugkräfte. Der Druckabfall infolge Katzklammung bei 210 kN

ist auch in den Daten durch einen kurzzeitigen Rückgang in der Zugbelastung erkennbar.

Bei K 2.19 nehmen ab 210 kN die Zugkräfte mit steigender Belastung nur noch marginal zu. Das gleiche gilt für Sensor K 2.17 ab 235 kN.

Ab Laststufe 285 kN wird eine starke Zugbelastung beim Aufbringen jeder neuen Laststufe gemessen, gefolgt von einem anhaltenden Abfall an den Sensoren K 2.18 und K 2.17.

Im direkten Vergleich werden von den Sensoren K 2.17 und K 2.19 ähnliche Werte gemessen. Der mittlere Sensor K 2.18 misst jedoch z.T. mehr als

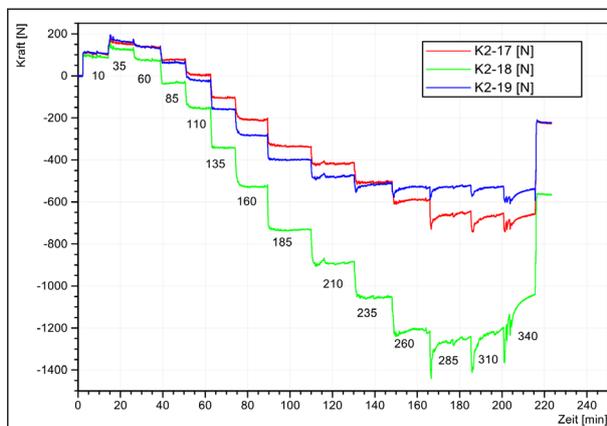


Bild 4–114: Versuch 2, Kräfteverläufe im Frontgitter der Gabione in Höhe 0,55 m

Sensor	Zugkraft [N] bei 260 kN
K2.17 (li)	-590
K2.18 (Mitte)	-1200
K2.19 (re)	-530

Tab. 4–18: Versuch 2, Am Frontgitter gemessene Zugkräfte bei einer Belastung von 260 kN

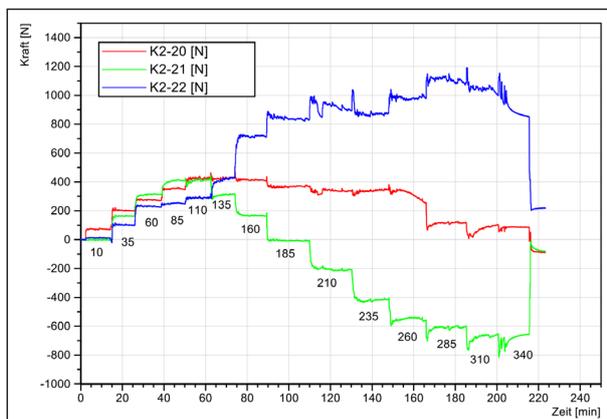


Bild 4–115: Versuch 2, Kräfteverläufe im rückwärtigen Gitter der Gabione

doppelt so hohe Zugkräfte wie die anderen beiden Sensoren (siehe Tabelle 4–18).

Am Frontgitter bilden sich im Laufe des Versuchs Ausbauchungen, die auch die Bereiche der eingeschweißten Kraftsensoren betreffen.

Im rückwärtigen Gitter werden von allen Sensoren zu Beginn des Versuchs ansteigende Druckkräfte gemessen (siehe Bild 4–115). Sensor K 2.20 misst ab 110 kN eine Belastung des Gitterdrahtes von 400 N. Dieser Wert fällt bis zum Ende von 260 kN auf ca. 300 N ab. Bei Sensor K 2.22 hingegen steigt ab einer Belastung von 160 kN die Druckkraft stark an. Die Messwerte der Sensoren resultieren vermutlich daraus, dass die Kraftsensoren durch die Absenkung des Gitters gegen die Kante der Aussparung in der Stahlrahmenschalung gedrückt wurden, wie in Bild 4–92 und zu erkennen ist.

Sensor K 2.21 ist hinter dem Gummikeil der Schalung eingeklemmt und verzeichnet bis zur Laststufe 110 kN steigende Druckkräfte. Danach fallen diese ab und wandeln sich ab 185 kN in Zugkräfte um, die bis Versuchsende mit steigender Belastung stärker werden. Bei Laststufe 260 kN misst Sensor K 2.21 einen Wert von -550 N. Danach steigen die Messwerte nicht mehr wesentlich an.

4.3.3.6 Induktive Wegsensoren – Lastplatte

Auf der Lastplatte waren die vier induktiven Wegsensoren W 2.1, W 2.2, W 2.3 & W 2.5 (siehe Bild 4–77) installiert, um die Absenkung der Platte zu dokumentieren. Zusätzlich war ein weiterer Wegsensor an der Front der Gabione angebracht, um die Absenkung des Frontgitters zu messen (W2.4). Die Wegstrecke der induktiven Wegsensoren war ausreichend eingestellt, so dass bis zum Ende des Versuchs Daten aufgezeichnet werden konnten.

Die Messdaten zeigen, dass sich die Lastplatte zunächst gleichmäßig absenkt. Im Laufe des Versuchs wird die Front der Lastplatte etwas stärker abgesenkt als die Rückseite (siehe Bild 4–116). Bei einer Belastung von 135 kN liegt W 2.5 ca. 2 mm tiefer als W 2.1. Dieser Trend setzt sich weiter fort.

Ab einer Belastung von 110 kN ist zudem erkennbar, dass die Absenkung der Lastplatte über die gesamte Dauer einer Laststufe anhält. Mit zunehmender Auflast wird dieser Trend stärker.

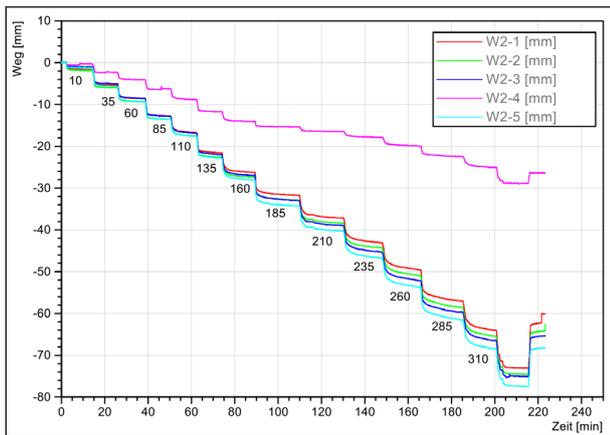


Bild 4–116: Versuch 2, Messdaten der induktiven Wegsensoren auf der Lastplatte

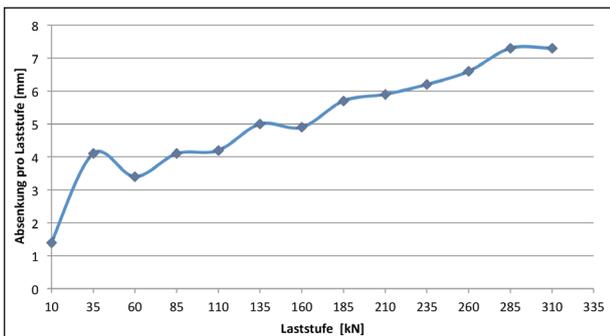


Bild 4–117: Versuch 2, Die Absenkung der Lastplatte wurde mit steigender Belastung mit jeder Laststufe höher, obwohl die Auflast immer um den gleichen Wert erhöht wurde.

Induktiver Wegsensor	Wegstrecke [mm] bei 310 kN
W2.1 (links hinten)	63
W2.2 (rechts hinten)	65
W2.3 (links vorne)	66
W2.5 (rechts vorne)	68
Durchschnitt	65,5

Tab. 4–19: Versuch 2, Durchschnittliche Absenkung der Lastplatte bei 310 kN

Induktiver Wegsensor	Wegstrecke [mm] nach Entlastung	Nivellement nach Versuchsende [mm]
W2.1 (links hinten)	60	62
W2.2 (rechts hinten)	63	64
W2.3 (links vorne)	62	65
W2.5 (rechts vorne)	68	67
Durchschnitt	64	65

Tab. 4–20: Versuch 2, Vergleich der Messwerte der induktiven Wegsensoren und des Nivellements nach Ende des Versuchs

Der Druckabfall infolge Katzklemmung bei 210 kN ist im Diagramm nur minimal erkennbar (<1 mm).

Die Absenkung der Lastplatte nahm mit jeder Laststufe zu (siehe Bild 4–117), obwohl die Belastung immer um 25 kN erhöht wurde. Bei der Steigerung der Auflast von 85 kN auf 110 kN wurde die Platte um 4 mm abgesenkt, bei der Steigerung von 260 kN auf 285 kN jedoch um 7,3 mm.

Die Wegsensoren maßen die größte Wegstrecke bei 310 kN (siehe Tabelle 4–19). W 2.1 zeichnete dort eine Absenkung der Lastplatte von 63 mm und W 2.5 von 68 mm auf. Die Differenz von 5 mm zeigt, dass sich die Lastplatte leicht nach rechts vorne geneigt hat. Im Durchschnitt wurde die Lastplatte um 65,5 mm abgesenkt.

Aufgrund der kompletten Datenaufzeichnung bis zum Versuchsende sind die Auswirkungen der elastischen Deformation des Gitterkorbes sichtbar. Durch die vollständige Entlastung nach dem Erreichen von 340 kN wird die Lastplatte um 11 mm angehoben.

Sensor W 2.4, der die Absenkung am Frontgitter misst, zeichnete genau wie bei Versuch 1 deutlich niedrigere Werte auf, als die auf der Lastplatte installierten Wegsensoren (siehe Bild 4–116). Der gemessene Maximalwert bei 310 kN beträgt 25 mm.

Zur Kontrolle der induktiven Wegsensoren wurden auf der Lastplatte vier Messpunkte vor und nach Versuch 2 eingemessen, um die Absenkung der Lastplatte überprüfen zu können. Tabelle 4–20 zeigt eine gute Übereinstimmung der Werte.

4.3.3.7 Induktive Wegsensoren – Stahlrahmenschalung

Die Bewegung der Stahlrahmenschalung wurde genau wie in Versuch 1 mit fünf induktiven Wegsensoren überwacht (siehe Kapitel 3.4.1.5). Mit steigender Belastung wurden die Schalungselemente durch die Verdichtung der Füllung nach außen gedrückt (siehe Bild 4–118).

Die linke Seite (W 2.8) wurde zu Beginn des Versuchs am stärksten nach außen gedrückt, ab Laststufe 210 kN ist die Verschiebung des rückwärtigen Elementes (W 2.9) jedoch größer. Über den gesamten Versuch betrachtet ist die Verschiebung der linken Seite stärker als die der rechten. Die größten Bewegungen werden jedoch am rückwärtigen

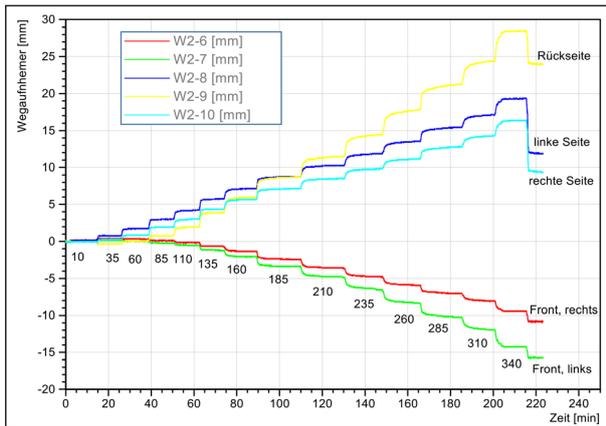


Bild 4–118: Versuch 2, Aufzeichnung der induktiven Wegsensoren, die auf der Stahlrahmenschalung platziert waren

Schalungselement	Wegsensor	Weg [mm] bei 310 kN
Frontseite, rechts	W 2.6	-8
Frontseite, links	W 2.7	-12
Linke Seite	W 2.8	17
Rückseite	W 2.9	24
Rechte Seite	W 2.10	14

Tab. 4–21: Versuch 2, Bewegung der Schalungselemente bei einer Belastung von 310 kN

Schalungselement gemessen (siehe Tabelle 4–21). Bild 4–118 zeigt auch, dass sich die Stirnseiten der Schalung durch die Belastung nach hinten verschoben haben. Die linke Stirnseite (W 2.7) wurde dabei ab einer Belastung von 110 kN stärker bewegt als die rechte (W 2.6).

Die Bewegung der Schalung nach links hinten passt zu der stärkeren Absenkung der Lastplatte an der rechten vorderen Ecke. Die Gabione wurde dadurch in die hintere linke Ecke gedrückt.

Die Stahlrahmenschalung wurde vor und nach dem Versuch nivelliert und eine Absenkung um wenige mm infolge des Versuchs dokumentiert.

4.3.3.8 Seilzug-Wegsensoren

Insgesamt wurden neun Seilzug-Wegsensoren am Frontgitter in den Höhen 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m der Gabione angebracht, um die horizontale Verformung des Frontgitters zu messen.

Die Seilzug-Wegsensoren zeichneten während des gesamten Versuchs eine zunehmende Deformation des Frontgitters auf.

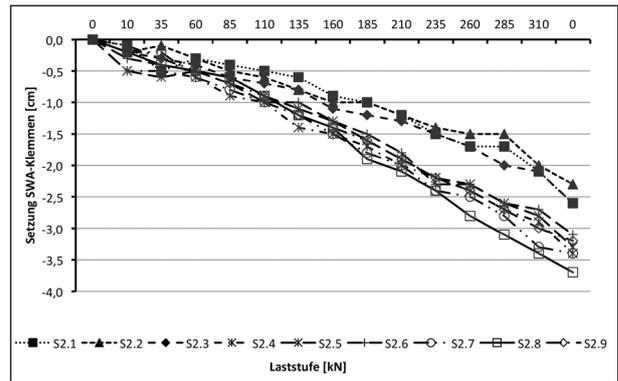


Bild 4–119: Versuch 2, Setzung der SWS-Haken pro Laststufe. Lage der SWS siehe Bild 4–80.

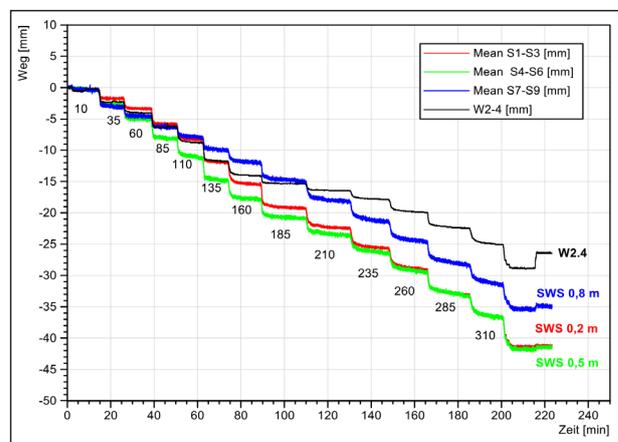


Bild 4–120: Versuch 2, Mittelwerte der Seilzug-Wegsensoren in den Ebenen 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m

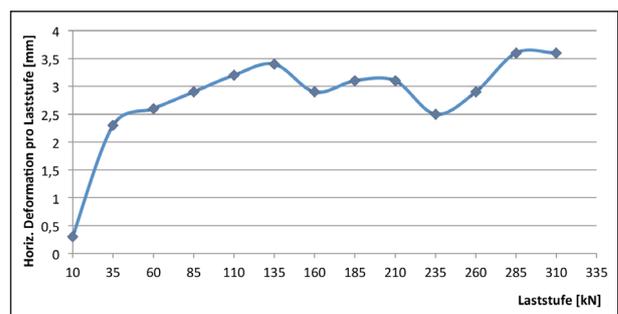


Bild 4–121: Versuch 2, Zunahme der horizontalen Deformation des Frontgitters durch die zunehmende Belastung

Wie schon während des Versuchs beobachtet wurde, bildeten sich mit zunehmender Belastung zwischen den Distanzhaltenebenen Ausbauchungen im Frontgitter. Diese sind in der Mitte und im unteren Drittel der Gabione am größten, wie im Foto nach Ende des Versuchs zu erkennen ist (siehe Bild 4–97). Das Frontgitter weist besonders in Höhe 0,1 m, in der aufgrund des Versuchsaufbaus keine Seilzug-Wegsensoren eingehängt werden konnten, (augenscheinlich) sehr starke Ausbauchungen auf.

Die gemessene horizontale Ausdehnung des Frontgitters ist in den Höhen 0,2 m und 0,5 m höher als im oberen Bereich der Gabione (siehe Bild 4–120).

Mit zunehmender Auflast hält die Deformation des Gitters zudem über die gesamte Laststufe an und pendelt sich nicht mehr auf einem Wert ein. Dies ist bereits ab einer Belastung von 110 kN im Diagramm deutlich sichtbar (siehe Bild 4–120).

Die Höhe der horizontalen Deformation liegt mit zunehmender Belastung im Bereich von 2,5–3,5 mm pro Laststufe (siehe Bild 4–121).

Die Deformation des Frontgitters weist zudem auch innerhalb der Ebenen leichte Unterschiede auf, wie in Bild 4–122 in der unteren Ebene erkennbar ist. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Sensoren betragen bis zu 5 mm.

Bereits bei einer Belastung von 185 kN überschreitet die horizontale Deformation einen Wert von 20 mm (siehe Tabelle 4–22). Von S 2.1 und S 2.6 wird bei einer Belastung von 310 kN ein maximaler Wert von - 39 mm gemessen.

Während des Versuchs wurden bei jeder Laststufe zusätzlich die vertikale Setzung der Seilhaken und nach Bedarf der Winkel der Seile von der Horizontalen eingemessen.

Anhand der Absenkung der Seilhaken wird sichtbar, dass sich ab Laststufe 85 kN die obere und mittlere Ebene der SWS deutlich stärker gesetzt hat, als die untere (siehe Bild 4–119).

Die Auslenkung der Seile aus der Horizontalen auf die Gesamtlänge der Seile erwies sich bei Nachrechnungen als unwesentlich, so dass bei weiteren Versuchen auf die Messung des Winkels verzichtet werden kann.

4.3.3.9 Erddruckgeber

Im Rahmen der Funktionsprüfung aller Sensoren vor Beginn von Versuch 2 wurden zwei defekte Erddruckgeber entdeckt. Da eine zeitnahe Neubeschaffung nicht möglich war, wurde beschlossen nur die sechs vorhandene Sensoren zu nutzen. Aufgrund der Erfahrungen aus Versuch 1 wurde entschieden, vier Sensoren in Höhe 0,4 m und die beiden anderen Sensoren (Eh 2.5 und Ev 2.6) in Höhe 0,8 m einzubauen. Im Gegensatz zu Versuch 1 zeichneten alle Erddruckgeber zu Beginn des Versuchs Daten auf.

Der vertikale Erddruck wurde von Ev 2.2 und Ev 2.3 in der unteren Ebene und von Ev 2.6 in der oberen Ebene gemessen (siehe Bild 4–123). Bei Ev 2.2 nimmt der Erddruck bis 185 kN wie zu erwarten zu. Bei der nächsten Laststufe fällt der Erddruck jedoch ab und nimmt erst bei 260 kN wieder mit jeder Belastungsstufe leicht zu. Ev 2.3 verzeichnet bis 110 kN

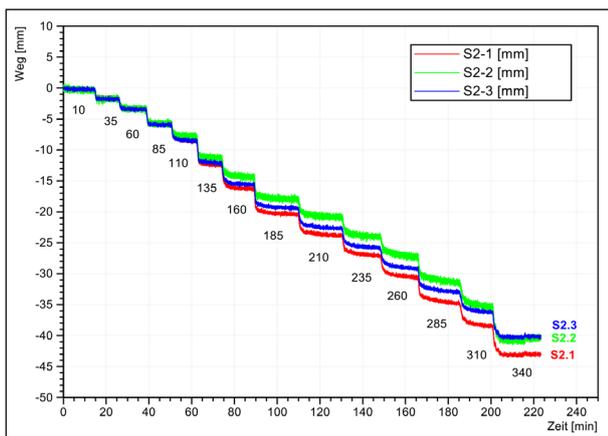


Bild 4–122: Versuch 2, Messdaten der Seilzug-Wegsensoren in Höhe 0,2 m

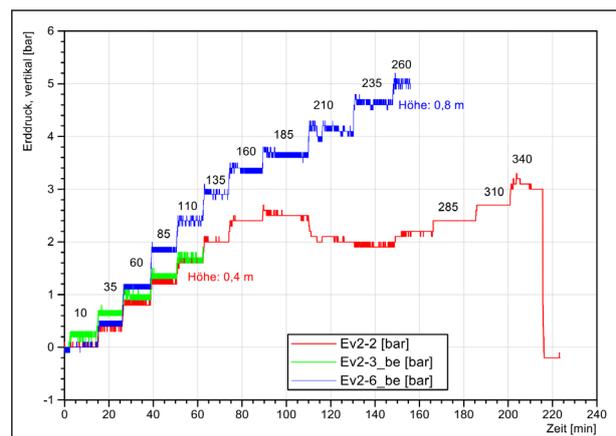


Bild 4–123: Versuch 2, Messdaten der vertikalen Erddruckgeber

Laststufe	Höhe 0,2 m			Höhe 0,5 m			Höhe 0,8 m		
	S2.1 [mm]	S2.2 [mm]	S2.3 [mm]	S2.4 [mm]	S2.5 [mm]	S2.6 [mm]	S2.7 [mm]	S2.8 [mm]	S2.9 [mm]
185 kN	-21	-18	-20	-21	-20	-23	-14	-15	-17
310 kN	-39	-35	-36	-35	-36	-39	-30	-31	-35

Tab. 4–22: Versuch 2, Maximale Messwerte der einzelnen SWS bei 185 kN und 310 kN

steigenden Erddruck, liefert dann aber ab 185 kN keine Daten mehr. Sensor Ev 2.6 in der oberen Ebene verzeichnet ab 85 kN deutlich höheren vertikalen Erddruck als die beiden in der unteren Ebene (siehe Tabelle 4–23), der mit steigender Belastung auch weiter zunimmt. Leider überschreitet der Sensor bei 260 kN seinen Messbereich von 5 bar, so dass keiner der vertikalen Erddruckgeber bis zum Ende des Versuchs plausible Daten liefert.

Der horizontale Erddruck wird in Höhe 0,4 m von Eh 2.1 und Eh 2.4 gemessen. An Sensor Eh 2.1 nimmt der Erddruck mit steigender Belastung bis Laststufe 260 kN zu (siehe Bild 4–124). Dann wird keine weitere Zunahme verzeichnet. Sensor Eh 2.4 weist ab 135 kN eine Fehlfunktion auf und zeichnet dann keine weiteren Daten mehr auf. Der Erddruck nimmt bis 110 kN mit steigender Belastung zu. Der Erddruck bei Eh 2.5 in Höhe 0,8 m nimmt bis zur Laststufe 340 kN immer weiter zu. Der Maximalwert bei 310 kN beträgt 1,1 bar.

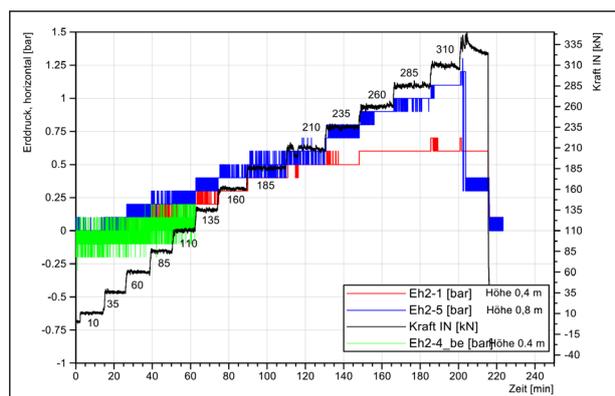


Bild 4–124: Versuch 2, Horizontaler Erddruck in Höhe 0,4 m und 0,8 m. Eh2.4 hat eine Fehlfunktion bei 135 kN und liefert keine Daten mehr.

Ev 2.3 und Eh 2.4 setzen beide bei einer Belastung von 135 kN aus (vgl. Bild 4–125). Die Sensoren liegen direkt nebeneinander in Höhe 0,4 m in der Nähe des Frontgitters. Eventuell sind Materialumlagerungen in der Nähe der Gabionenfront verantwortlich für den Ausfall der Sensoren.

Wenn man die vorhandene Daten vergleicht, fällt auf, dass bis 210 kN die Werte für den horizontalen Erddruck in ähnlichen Größenordnungen verlaufen (siehe Tabelle 4–23). Der vertikale Erddruck ist in der oberen Ebene bis zu 1,4-fach höher als in der unteren. Außerdem übersteigt der vertikale Erddruck den horizontalen um die Faktoren 3,7 bis 5,6.

4.3.3.10 Zusammenfassung

Die von Versuch 1 abgeleiteten Veränderungen bei der Messtechnik und in der Versuchsdurchführung haben sich positiv auf die Versuchsergebnisse ausgewirkt. Die stärkere und gleichmäßigere Verdichtung hat dazu geführt, dass eine höhere Wichte von

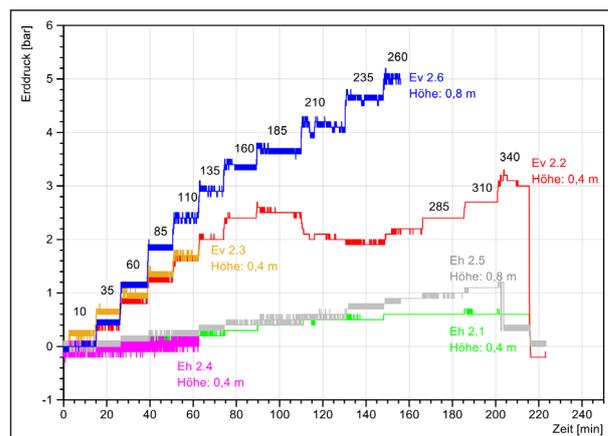


Bild 4–125: Versuch 2, Vergleich von vertikalem und horizontalem Erddruck

Laststufe [kN]	Horizontaler Erddruck			Vertikaler Erddruck		
	Höhe 0,4 m		Höhe 0,8 m	Höhe 0,4 m		Höhe 0,8 m
	Eh 2.1 [bar]	Eh 2.4 [bar]	Eh 2.5 [bar]	Ev 2.2 [bar]	Ev2.3 [bar]	Ev 2.6 [bar]
10	0,0	0,1	0,1	0,1	0,3	0,1
35	0,1	0,1	0,1	0,4	0,8	0,5
60	0,1	0,2	0,2	0,8	1,0	1,2
85	0,2	0,2	0,3	1,3	1,5	1,9
110	0,2	0,2	0,3	1,6	1,8	2,6
160	0,3	--	0,5	2,4	--	3,4
210	0,5	--	0,6	2,1	--	4,2
260	0,6	--	0,9	2,2	--	5,0
310	0,6	--	1,1	2,7	--	--

Tab. 4–23: Versuch 2, Maximale Messwerte der horizontalen und vertikalen Erddruckgeber

15,74 kN/m³ bei Versuch 2 statt 14,3 kN/m³ bei Versuch 1 erreicht wurde, und die Gabione mit bis zu 310 kN belastet werden konnte. Die ausschließliche und kontinuierliche Belastung mit der Handhydraulik vermied die bei Versuch 1 aufgetretenen Probleme einigen Sensoren nach dem Entlastungszyklus.

Die Erhöhung des Messbereichs der induktiven Wegsensoren führte dazu, dass über den gesamten Versuch die Absenkung der Lastplatte gemessen wurde. Es kam im Laufe des Versuchs nur zu einer geringen Schrägstellung der Lastplatte von 5 mm nach rechts vorne, was auf die bessere Verfüllung und höhere Wichte der Gabione zurückzuführen ist.

Die Sensoren auf der Stahlrahmenschalung registrierten, dass sich die Gabione durch die Belastung auch nach hinten und zu den Seiten hin ausgedehnt hat. Die Schalung wurde im Laufe des Versuchs zudem leicht nach links hinten verschoben.

Die in die Boden- und Deckelgitter sowie in die Distanzhalter eingeschweißten Kraftsensoren funktionierten während des gesamten Versuchs reibungslos. Im Deckelgitter wurden mit zunehmender Belastung deutlich höhere Zugkräfte gemessen als im Bodengitter. Im Vergleich der beiden Distanzhalterebenen fällt auf, dass in der oberen Ebene (0,7 m) höhere Zugkräfte auf die Distanzhalter wirken als in der unteren. Zudem ist deutlich erkennbar, dass die beiden 1 m langen mittleren Distanzhalter höheren Zugkräften ausgesetzt sind, als die kurzen Distanzhalter in der jeweiligen Ebene.

Die in das Front- und Rückgitter eingeschweißten Kraftsensoren zeichneten während des gesamten Versuchs Daten auf. Bei den in das rückwärtige Gitter eingeschweißten Kraftsensoren erwiesen sich die Aussparungen in der Stahlrahmenschalung als zu klein. In Folge dessen wurden zwei Sensoren durch die Stauchung des Gitterelementes im Laufe des Versuchs gegen die Kante der Aussparungen gedrückt und registrierten Druckkräfte.

Von den sechs eingebauten Erddruckgebern fielen leider zwei bei einer Belastung von 135 kN aus. Die Erddruckgeber Ev 2.3 und Eh 2.4 in Höhe 0,4 m waren nur 0,28 bzw. 0,20 m von der Frontseite der Gabione entfernt eingebaut worden. Aufgrund der großen horizontalen Deformation des Frontgitters und der damit einhergehenden Bewegungen des Füllmaterials wird angenommen, dass es aufgrund von

Materialumlagerungen zu Problemen beim Kontakt zwischen Füllung und Erddruckgeber kam. Dies führte dazu, dass die Erddruckgeber keine Messwerte mehr liefern konnten.

Der vertikale Erddruckgeber in Höhe 0,8 m erreichte bei 260 kN das Ende seines Messbereichs von 5 bar. In Höhe 0,8 m traten höhere vertikale Erddrücke auf, als in Höhe 0,4 m. Der horizontale Erddruck ist um ein Vielfaches niedriger.

Die Seilzug-Wegsensoren maßen die größten horizontalen Ausbauchungen in den Höhen 0,2 m und 0,5 m. In der Dokumentation ist jedoch genau wie bei Versuch 1 zu erkennen, dass in 0,1 m Höhe größere horizontale Deformationen auftreten, die aufgrund des Versuchsaufbaus nicht messbar waren.

Eine horizontale Deformation von 2 % der Korbbhöhe wurde in Höhe 0,5 m bereits bei einer Belastung mit 185 kN überschritten.

Ein Versagen des Korbes trat analog zu Versuch 1 wieder durch einen Verlust der Gebrauchstauglichkeit ein. Der Versuch musste aufgrund der starken horizontalen und vertikalen Verformungen bei 340 kN beendet werden, um eine Beschädigung der eingebauten Sensoren und der Stahlrahmenschalung zu verhindern. Beim Abbau des Korbes wurde deutlich, dass sich die Haken zahlreicher Distanzhalter im Laufe des Versuchs geöffnet hatten. In den Daten der Kraftsensoren ist erkennbar, dass die Distanzhalter zum Teil im späteren Stadium des Versuchs keine Zugkräfte mehr aufnehmen konnten. Die Gitterelemente der Gabione reagierten auf die aufgebrachte Belastung ausschließlich mit Verformung. Brüche in den Gitterelementen oder an den Schweißpunkten traten nicht auf.

5 Zugversuche an Drahtproben

5.1 Versuchsvorbereitung

Nach der Durchführung aller Versuche wurden jeweils aus dem Front-, Deckel- und Rückseitengitter drei Drähte für Zugversuche ausgewählt. Hierzu wurde jeweils auf den ausgewählten Drähten ein Bereich von drei Maschenweiten markiert. Eine Probe umfasst also den Bereich zwischen zwei Schweißpunkten (im weiteren Bereich 2 genannt) und die Stabenden links und rechts davon (im weiteren als Bereich 1 bezeichnet), die zur Einspannung dienen (vgl. Bild 5–1).

In jedem Gitter wurde mindestens eine Probe in horizontaler Richtung und eine in vertikaler Richtung ausgewählt. Bei der dritten Probe kamen dann vorwiegend durch die Versuche vorverformte Bereiche in Betracht. Zusätzlich wurden in zwei unbelasteten Gittern ebenfalls Proben markiert. Diese dienen als Referenz.

Bei der Auswahl der Proben fiel beim Rückseitengitter, das bei Versuch 2 verwendet wurde, eine deutliche Einkerbung im Horizontaldraht auf, die bis in den Grundwerkstoff reicht. Sie befindet sich in der Nähe des Einhängepunktes des Distanzhalters mit dem Kraftsensor K2.6 (1. Ebene, über die Mitte) Diese Beobachtung war bei den durchgeführten Versuchen einmalig. Ein kausaler Zusammenhang zwischen der Einkerbung und dem Belastungsversuch konnte durch eine nachträgliche Rekonstruktion der Einhängung dieses Distanzhalters im Rückseitengitter jedoch nicht hergestellt werden.

5.2 Versuchsdurchführung

Die Gitter mit den Markierungen wurden dem Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität Wuppertal übergeben. Hier wurden die markierten Proben herausgetrennt, sofern wegen zu starker Verformung erforderlich, gerichtet und bei Zugversuchen gemäß DIN EN ISO 15630-1 [R 13] bis zum Bruch belastet. Diese Norm wurde anstelle von DIN EN 10218-1 [R14] ausgewählt, da auf den Proben jeweils Querdrähte vorhanden sind (siehe Kapitel 5.1) und auch die Herstellung der Gittermatten von Gabionen Analogien zur Herstellung von Baustahlmatten aufweist. Außerdem wird DIN EN ISO 15630-1 [R 13] auch im Rahmen der Erteilung von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Gabionen für entsprechende Zugversuche angewandt (vgl. [R 10]).

In der Summe wurden 11 Gitter übergeben und 33 Proben gezogen. Die Ergebnisse wurden der BAST in Form des Prüfberichts A2017-136 [12] übergeben.

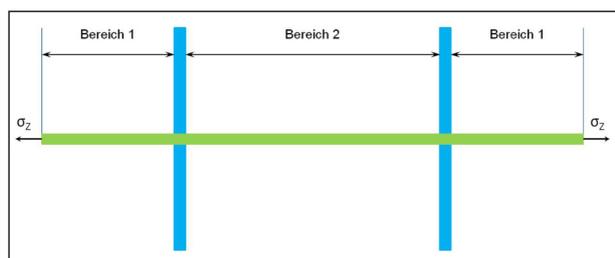


Bild 5–1: Schematische Darstellung der Zugproben und Aufteilung der Bereiche

5.3 Ergebnisse

Bei den 33 Versuchen ist bei einem der Dehnungsaufnehmer verrutscht, sodass die Werte des Versuchs unbrauchbar sind. Für alle anderen wurden die relative Bruchdehnung $[A_{10}]$, die Dehngrenze $[R_{p0,2}]$, die Gesamt-Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit $[A_{gt}]$ und die Zugfestigkeit $[R_m]$ bestimmt. Die jeweiligen Minimal- und Maximalwerte sind in Tabelle 5–1 zusammengefasst.

23 Proben haben den Bruchpunkt im Bereich 2 und 9 im Bereich 1.

Aufgrund des Prüfumfangs und einer Menge vergleichbarer Proben (gleiches Gitter, gleiche Vorbelastung, gleiche Richtung) kleiner sieben, ist eine statistische Auswertung der Ergebnisse nicht möglich.

5.4 Vergleich mit Literaturwerten

Als Vergleichswerte für die gewonnenen Ergebnisse stehen das in der Prospektmappe [13] enthaltene Prüfzeugnis Nr. 9/PL/1ÜW/3 der Überwachungsprüfung des Herstellers vom 06.08.2009, die Regelanforderungen des FGSV-„Merkblatt[es] über Stütz- und Lärmschutzkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen oder Gabionen“ [R 2a], die „Technische[n] Lieferbedingungen für Gabionen im Straßenbau“ (TL Gab-StB) [R 9], DIN EN 10223-8 [R 4] und die Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung „Z-20.12-201“ [R 10] zur Verfügung.

Das Merkblatt fordert für die Drahtgitterbehälter der Gabionen:

„Drahtdurchmesser 4,5 mm bis 6,0 mm, Mindestzugfestigkeit des Drahtes 450 N/mm²“ [R 10]

Diese Anforderung erfüllen alle getesteten Drähte auch nach Durchführung der Belastungsversuche noch.

Auch den geforderten Wert von 450 MPa Mindestzugfestigkeit der TL Gab-Stb [R 9] erfüllen die Proben.

	$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	A_{10} [%]	A_{gt} [%]	$R_m/R_{p0,2}$
Minimalwert	398,2	464,6	13,3	6,37	1,12
Maximalwert	449,9	516,8	21,4	11,98	1,19

Tab. 5–1: Ergebnisse der Zugversuche [12]

Lediglich die in DIN EN 10223-8 [R 4] geforderte Mindestzugfestigkeit von 500 MPa wird nur von wenigen der Proben eingehalten.

Aus dem in der Prospektmappe [13] enthaltenen Prüfzeugnis gehen folgende Werte für Drähte aus Gittern mit den gleichen Abmessungen hervor:

Beim Vergleich der Werte, ist der zeitliche Unterschied zu beachten. Entwicklungsfortschritte oder Rezepturänderungen, sowie Produktionsbedingte Unterschiede im Zeitraum von 2009 bis 2014 konnten nicht ausgeschlossen werden. Außerdem ist der Stichprobenumfang im Prüfzeugnis mit 2 Proben deutlich geringer.

Die Proben der neueren Zugversuche bleiben allerdings sowohl bei den belasteten, als auch bei den unbelasteten Gittern deutlich unter den Werten von 2009, was Zugfestigkeit und Dehngrenze betrifft. Der Bereich der relativen Bruchdehnung ist etwa gleich. Werte für die Gesamtdehnung wurden 2009 nicht angegeben.

In der Zulassung „Z-20.12-201“ [R 10] wird in Tabelle 2 festgelegt, dass die Zugfestigkeit zwischen 450 N/mm² und 600 N/mm² liegen soll. Zudem wird

Probe	R _{p0,2} [N/mm ²]	R _m [N/mm ²]	A ₁₀ [%]
Probe 2	459	534	24,2
Probe 4	507	554	15,7

Tab. 5–2: Auszug aus Tabelle 1 des Prüfzeugnisses Nr. 8/PL/1ÜW/3 vom 06.08.2009 (enthalten in [13])

für das Verhältnis von R_m/R_{p0,2} ein Wert größer/gleich 1,08 gefordert.

Hier erfüllen alle Proben der betrachteten Zugversuche beide Kriterien. Dabei ist allerdings zu beachten, dass sich die Werte der Zulassung [R 10] auf eine „freie Probenlänge“ von 250 mm beziehen, während die Einspannlänge L_C der betrachteten Proben bei ca. 195 mm lag.

5.5 Aufschluss nach Kriterien

Im Folgenden werden die gemessenen Ergebnisse untereinander verglichen und auf Auffälligkeiten geprüft. Da keiner der Messwerte in besonderem Maße von den anderen Ergebnissen abweicht, wird der Fokus auf eine Gruppierung der Ergebnisse nach Kriterien gelegt.

Das erste betrachtete Kriterium ist die Bruchlage. Hierbei wird, wie bereits zuvor erwähnt zwischen den Bereichen 1 (der Bruchpunkt liegt zwischen einem der Schweißpunkte und dem Einspannende) und 2 (der Bruchpunkt liegt zwischen den beiden Schweißpunkten) unterschieden. Es fallen 9 Proben in den Bereich 1 (28 %) und 23 Proben in den Bereich 2 (72 %).

Die maximal erreichten Werte für Zugfestigkeit und Dehngrenze liegen für die Prüfkörper mit Bruch in Bereich 2 etwas höher als für die mit Bruch in Bereich 1. Bei Betrachtung der Ergebnisspannweite fällt ein deutlicher Unterschied auf. Für R_{p0,2} ist die Spannweite bei Bereich 2 mit 53,9 MPa 2,5 fach so

Messgröße	Bruchpunkt in Bereich 1 (9 Proben)			Bruchpunkt in Bereich 2 (23 Proben)		
	Min	Max	Max-Min	Min	Max	Max-Min
R _{p0,2} [N/mm ²]	402,4	423,2	20,8	396,0	449,9	53,9
R _m [N/mm ²]	464,6	486,3	21,7	467,8	516,8	49,0
A ₁₀ [%]	13,5	19,8	6,3	13,3	21,4	8,1
A _{gt} [%]	6,37	11,98	5,61	7,06	11,92	4,86

Tab. 5–3: Messergebnisse aufgeteilt nach Bruchlage [12]

Messgröße	Vertikal (21 Proben)			Horizontal (11 Proben)		
	Min	Max	Max-Min	Min	Max	Max-Min
R _{p0,2} [N/mm ²]	396,0	443,8	47,8	402,4	449,9	47,5
R _m [N/mm ²]	467,8	504	36,2	464,6	516,8	52,2
A ₁₀ [%]	14,3	20,7	6,4	13,3	21,4	8,1
A _{gt} [%]	6,37	11,98	5,61	7,06	11,92	4,86

Tab. 5–4: Messergebnisse aufgeteilt nach Probenausrichtung im Gitter [12]

groß wie die von Bereich 1 mit 20,8 MPa. Bei R_m ist das Verhältnis der Spannweiten ebenfalls 2,5. Bei der relativen Bruchdehnung und der Gesamtdehnung fallen keine Unterschiede auf.

Das zweite betrachtete Kriterium ist die Ausrichtung der Proben in der Struktur des Gitters. Hierbei wird zwischen vertikaler und horizontaler Ausrichtung, bei vollständig aufgebauter Gabione von der Frontseite aus betrachtet, unterschieden. Es wurden 21 Proben vertikal (66 %) und 11 Proben horizontal (34 %) ausgewählt. Die maximal erreichten Werte für die ermittelten Materialkenngrößen, unterscheiden sich hier nur geringfügig. Auch der Unterschied in der Ergebnisspannweite ist nur bei der Zugfestigkeit signifikant. Die horizontalen Proben haben für R_m eine Ergebnisspannweite von 52,2 MPa gegenüber 36,2 MPa bei den vertikalen Proben.

Das dritte Kriterium ist die Differenzierung nach den Versuchen. Hier erfolgt die Unterscheidung in Versuch 0, Versuch 1, Versuch 2 und unbelastete Gitter. Beim Vergleich der Ergebnisse fällt auf, dass bei den unbelasteten Proben der geringste Wert für R_m gemessen wurde. Die Werte für die bestimmten Größen unterscheiden sich in den Versuchen nicht. Aus der ermittelten Dehngrenze und dem Ausgangsquerschnitt der Drahtproben lässt sich annähernd die Kraft berechnen, die den Draht gerade noch elastisch verformt. Diese Kraft liegt bei den hier betrachteten Proben im Mittel bei $6,58 \pm 0,18$ kN.

5.6 Schlussfolgerungen

Alle Schlüsse, die im Folgenden gezogen werden, gelten zunächst nur für die untersuchten Proben, da der Stichprobenumfang, wie eingangs erklärt, keine statistische Aussagekraft hat.

Die für die Zugfestigkeit ermittelten Werte erfüllen weiterhin die Anforderungen der meisten Regelwerke. Aus dem Vergleich der Zugfestigkeit von Proben aus belasteten und unbelasteten Gittern lässt sich ableiten, dass die Belastung in der vorliegenden Form nicht zu Eigenschaftsveränderungen im Draht geführt hat. Daher kann davon ausgegangen werden, dass keine Einschränkung der Tragfähigkeit der Gabione bedingt durch Materialänderungen vorliegt.

Die Differenz der Ergebnisse zwischen den Bruchpunkten in den Bereichen 1 und 2 kann auch durch eine Messungenauigkeit begründet sein. Diese hat bei Brüchen in Bereich 1 die Ursache darin, dass der Dehnungsaufnehmer, der die Dehnung in Bereich 2 aufnimmt, ab dem Bruch keine Werte mehr liefern kann, während bei Brüchen in Bereich 2 diese weiterhin aufgezeichnet werden.

Die ursprüngliche Ausrichtung der Proben im Gitter hat keinen Einfluss auf die gemessenen Werte ergeben.

	$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	A_{10} [%]	A_{gt} [%]
Unbelastet (6 Proben)				
Min	398,2	464,6	18,2	6,37
Max	423,2	480,2	20,2	10,47
Max-Min	25,0	15,6	2,0	4,1
Versuch 0 (9 Proben)				
Min	409	481	17,8	8,47
Max	443,8	504	21,2	9,85
Max-Min	34,8	23	3,4	1,38
Versuch 1 (8 Proben)				
Min	396,0	467,8	14,6	6,78
Max	432,9	486,2	19,8	11,98
Max-Min	36,9	18,4	5,2	5,20
Versuch 2 (9 Proben)				
Min	403	475,3	13,3	7,06
Max	449,9	516,8	21,4	10,77
Max-Min	46,9	41,5	8,1	3,71

Tab. 5–5: Messergebnisse aufgeteilt nach Versuch [12]

Insbesondere fällt auf, dass keine der Proben an einer Schweißstelle gerissen ist. Dies zeigt, dass die durch den Schweißvorgang erwartete Versprödung den Draht an dieser Stelle nicht anfällig für den Bruch macht.

6 Schlussfolgerungen

6.1 Vergleich der durchgeführten Versuche

6.1.1 Ausführungsdaten

Im Folgenden werden die während des Auf- und Abbaus sowie der Durchführung gewonnenen allgemeinen Daten für die Versuche 0, 1 und 2 miteinander verglichen und bewertet. Hierzu wird für den Ein- und Ausbau der Sandfüllung auf Tabelle 6–1 und für den Krafteintrag auf Tabelle 6–2 verwiesen.

Aus Tabelle 6–1 wird deutlich, dass die Einbaumasse, die Wichte und damit der Füllgrad bei den drei Versuchen erheblich variieren. Wie bereits bei der Auswertung der einzelnen Versuche in Kapitel 4 beschrieben, ist dies auf den unterschiedlichen Eintrag von Verdichtungsenergie beim Befüllen zurückzuführen. Während bei Versuch 0 die eingetragene Verdichtungsenergie bereits zu erheblichen Verformungen vor der eigentlichen Belastung geführt hat, wurde bei Versuch 1 beabsichtigt, die erstmals eingebauten DMS und Kraftsensoren zu schonen. Da die Gabione bei Versuch 1 auf die Belastung sehr frühzeitig mit erheblichen Verformungen reagiert hat, wurde beim darauffolgenden Versuch 2 der Eintrag der Verdichtungsenergie wiederum erhöht. In der Folge wurde bei Versuch 2 eine Einbaumasse bzw. eine Wichte erzielt, die zwischen denen der Versuche 0 und 1 liegt. Dieses Ergebnis spiegeln auch der Füllgrad bzw. der Hohlraumgehalt wieder. Beim Aufbau von Versuch 0 wurden Wassergehalt und Trockendichte der Sandfüllung nicht ermittelt. Der in Tabelle 6–1 für den Aufbau von Versuch 0 angegebene Wassergehalt des Sandes wurde daher anhand von Wassergehaltsermittlungen für die Eingangsbeprobung der Sandsäcke abgeschätzt. Aus Tabelle 6–1 ist zu erkennen, dass die ermittelten Trockendichten insgesamt in einer Größenordnung liegen, wie dies für einen enggestuften Fein- bis Mittelsand zu erwarten ist und mit dessen Auswahl auch beabsichtigt wurde. Die ermittelten Wassergehalte beim Aufbau der Versuche 1 und 2 zeigen, dass die Einstellung des Sandes auf einen Wassergehalt von 6 M.-% gelungen ist. Die entsprechen-

den Werte beim Abbau lassen außerdem erkennen, dass die Sandfüllung ausgehend von der Front trotz der Folienabdeckung ausgetrocknet ist. Besonders deutlich wird dies aufgrund der langen Standzeit der Gabione bei Versuch 0. Dabei ist darauf hinzuweisen, dass dort die ungestörten Bodenproben (Stutzen) jeweils zentral in der Gabione entnommen wurden. Für nähere Angaben zur Lage der Proben wird auf die Auswertung der Versuche in Kapitel 4 verwiesen.

Tabelle 6–2 kann entnommen werden, dass die Versuche 0 und 1 im Hinblick auf den Krafteintrag grundsätzlich miteinander vergleichbar sind, da beide nach der Vorlast von 10 kN mit einer Erstbelastung bis 110 kN, einer zwischenzeitlichen Entlastung auf 0 kN und einer erneuten Belastung durchgeführt wurden. Dabei wurden maximale Lasten von 185 kN (Versuch 1) und 210 kN (Versuch 0) aufgebracht. Alle drei Versuche vereint, dass die Vorbelastung infolge des Versuchsaufbaus für die Handhydraulik und die Laststufen von 25 kN inkl. deren minimaler Haltedauer vergleichbar sind. Versuch 2 unterscheidet sich von den beiden vorangegangenen Versuchen darin, dass aus versuchs-technischen Gründen (siehe Kapitel 4.3.2) auf eine zwischenzeitliche Entlastung verzichtet wurde. Alle drei Versuche können daher im Hinblick die Ergebnisse, die während der Laststufen 10 kN bis 110 kN gewonnen wurden, miteinander verglichen werden. Der Vergleich wird in den folgenden Kapiteln für die Laststufen 60 kN und 110 kN vorgenommen. Diese Laststufen wurden ausgewählt, da für ein und dieselben Bestandteile des Versuchsaufbaus auf der Laststufe 60 kN häufig noch ein gemeinsamer Verlauf der aufgetragenen Graphen für die Kräfte bzw. die Verformungen festgestellt wurde, während diese auf der Laststufe 110 kN bereits eine deutliche Spreizung aufweisen. Parallel dazu wird mit Blick auf die Sensorausfälle, z. B. bei den DMS, die Datenbasis für die Laststufe 110 kN noch als ausreichend eingeschätzt.

Der Verlauf der Graphen für die Kraft in Bild 6–1 zeigt, dass in dem für den Vergleich ausgewählten Intervall von 10 kN bis 110 kN die Kraft bei den drei Versuchen mit unterschiedlicher Geschwindigkeit gesteigert wurde. In dieser Hinsicht lassen die Graphen für die Versuche 1 und 2 eine vergleichbare Geschwindigkeit erkennen, während die Kraft im Fall von Versuch 0 deutlich langsamer gesteigert wurde. Konkret wurden im betreffenden Intervall bei Versuch 0 etwa doppelt so lange Haltedauern wie

Parameter	Versuch		
	0	1	2
Einbaumasse [kg]	1.832	1.460	1.605,5
Wichte [kN/m ³]	18,0	14,3	15,8
Füllgrad [%]	69	55	61
Hohlraumgehalt [%]	31	45	39
Wassergehalt [M.-%]			
bei Aufbau	ca. 6 – 7	7,1 (Stutzen)	5,8 (Stutzen) 5,9 (Front)
bei Abbau	∅ 3,0 (Stutzen)	5,6 (Stutzen) 2,9 (Front)	5,4 (Stutzen) 4,0 (Front)
Trockendichte [g/cm ³]			
bei Aufbau	k.A.	1,43	1,48
bei Abbau	∅ 1,49	1,45	1,45
Standzeit Gabione [d]			
Aufbau bis Belastung	86	7	4
Belastung bis Abbau	132	10	10
Legende: k.A. = keine Angabe			

Tab. 6–1: Versuche 0 bis 2, Daten zur Sandfüllung der Gabionen

Aspekt / Parameter	Versuch		
	0	1	2
Vorbelastung mit			
Handhydraulik [kN]	5,7	5,5	5,7
Belastungsrahmen [kN]	5,6	5,3	--
Belastungsregime			
Vorlast [kN]	10		
Erstbelastung [kN]	10 – 110		10 – 310 (340) ²⁾
Entlastung [kN]	110 – 0		310 (340) ²⁾ – 0
Zweitbelastung [kN]	0 – 135 ... 210	0 – 135 ... 185	--
Laststufen [kN]	25		
Haltedauer [min]	≥ 10		
Versuchsdauer (Vorlast bis finale Entlastung) [min]	ca. 325 ¹⁾	ca. 160	ca. 215
¹⁾ Entlastung nicht vollständig aufgezeichnet (siehe Kapitel 4.1.3), ²⁾ Laststufe wurde nicht gehalten (siehe Kapitel 4.3.2)			

Tab. 6–2: Versuche 0 bis 2, Daten zum Krafteintrag in die Gabionen

bei den Versuchen 1 und 2 realisiert (rd. 20 min anstatt rd. 10 min). Die längeren Haltedauern resultieren bei Versuch 0 aus den manuellen Ablesungen bzw. Messungen, die bei den beiden anderen Versuchen durch Sensoren weitestgehend automatisiert erfolgten (siehe Kapitel 3.4).

6.1.2 Kräfte in Gittern und Distanzhaltern

Ein Vergleich der Kräfte in den Gittern und den Distanzhaltern erfolgt für die Versuche 1 und 2, da hier entsprechende Sensoren eingebaut wurden (DMS und Kraftsensoren, siehe Kapitel 3.4.3 und 3.4.4).

Der Vergleich der Verläufe für die Zugkräfte in den Bodengittern zeigt (siehe Bild 4–63 und Bild 4–104), dass jeweils ab Laststufe 60 kN (Versuch 2) bzw. 85 kN (Versuch 1) eine deutlichere Spreizung auftritt, wobei die Maxima jeweils an unterschiedlichen Stellen ein und desselben Gitters auftreten (Versuch 1: Mitte und Versuch 2: links/Mitte). Bis dahin bewegen sich die Kräfte bei einem und desselben Bodengitter jeweils in einer Größenordnung. Die Zugkräfteverläufe bei einem und demselben Deckelgitter lassen dagegen bei beiden Versuchen bereits nach der Vorlast von 10 kN eine Spreizung erkennen, wo-

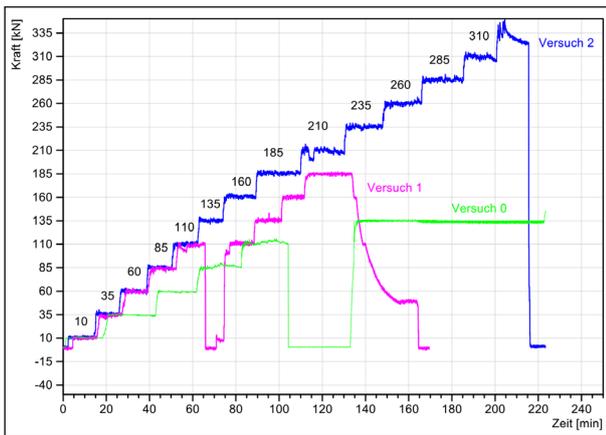


Bild 6–1: Versuche 0 bis 2, Kräfteintrag (Auszug)

bei die Maximalwerte im linken (Versuch 1) bzw. im mittleren Bereich des Deckels (Versuch 2) auftreten. Bei beiden Versuchen fällt auf, dass die Maximalwerte der Kräfte im Deckelgitter in etwa doppelt so hoch sind wie die im Bodengitter.

Tabelle 6–3 enthält eine Gegenüberstellung der durchschnittlichen Kräfte in den Boden- und Deckelgittern auf den Laststufen 60 kN und 110 kN. Diese Gegenüberstellung wird für sinnvoll erachtet, da die bei Versuch 1 in der Mittelachse des Bodens bzw. Deckels eingebauten DMS ähnliche Kräfte wie die Kraftsensoren anzeigen. In Tabelle 6–3 ist die zuvor angegebene Tendenz, dass die Kräfte in den Deckelgittern erheblich größer als in den Bodengittern sind, wiederzufinden. Tabelle 6–3 verdeutlicht nochmals die zum Teil erheblichen Unterschiede der in einem und demselben Gitter gemessenen Kräfte, die sich für die Bodengitter auf rd. 5 % (Versuch 2, 60 kN u. 110 kN: links vs. Mitte) bis rd. 30 % (Versuch 2, 60 kN: rechts vs. Mitte) und für die Deckelgitter auf rd. 11 % (Versuch 1: links vs. rechts) bis rd. 40 % (Versuch 2, 60 kN: links vs. Mitte sowie Versuch 1, 110 kN: links vs. Mitte) belaufen. Der bei Versuch 1 für das Bodengitter unter Vorbehalt angegebene Wert für D 1.2 (links) fügt sich in diese Tendenz ein. Die zum Teil erheblichen Unterschiede sind bei beiden Versuchen auf die zahlreichen versuchstechnischen Einflüsse zurückzuführen, die mit den Ausdrücken „Isotropie bzw. Anisotropie der mechanischen Eigenschaften von Sandfüllung und Drahtkorb“ sowie „Verformungsentwicklung bis zum Ende der Laststufe 110 kN“ umschrieben werden können. Wird aufgrund der Gemeinsamkeiten bei der Materialauswahl, dem Aufbau und der Durchführung der Versuche 1 und 2 unterstellt, dass die Wichtung dieser Einflüsse bei beiden Versuchen ähnlich ist, so ist auch ein Vergleich der abermals

gemittelten Kräfte in den Boden- und den Deckelgittern denkbar (siehe Tabelle 6–3). Dieser Vergleich ergibt für beide Versuche, dass für beide Laststufen die derart ermittelten Kräfte in den Boden- und Deckelgittern in etwa die gleiche Größenordnung aufweisen. Darüber hinaus ist erkennbar, dass die Steigerung der Belastung um etwa das 1,8-Fache (d. h. Laststufe 60 kN \rightarrow 110 kN) bei beiden Versuchen zu einer Erhöhung der gemittelten Kräfte in den Boden- und Deckelgittern in etwa um das Zweifache führt.

In Front- und Rückseitengitter wurden lediglich bei Versuch 2 Kraftsensoren eingebaut. Daher ist ein Vergleich der dort ermittelten Kräfte mit weiteren Versuchen nicht möglich.

In die Distanzhalter wurden bei Versuch 1 DMS und bei Versuch 2 Kraftsensoren eingebaut. Daher können die mit diesen Sensoren ermittelten Kräfte grundsätzlich miteinander verglichen werden. Bild 4–59 und Bild 4–60 sowie Bild 4–105 und Bild 4–106 zeigen, dass es sich bei beiden Versuchen um Zugkräfte handelt, die mit der Steigerung der Laststufen von 10 kN bis 110 kN zunehmen. Bei Versuch 1 ist ab der Laststufe 35 kN eine Spreizung der Kräfteverläufe in ein und derselben Distanzhalterebene erkennbar; gleichzeitig fällt hier bereits ein DMS je Distanzhalterebene aus (siehe auch Kapitel 4.2.3.7). Bei Versuch 2 wird eine Spreizung der Kräfteverläufe innerhalb ein und derselben Distanzhalterebene dagegen erst ab Laststufe 85 kN deutlicher; hier liefern alle Kraftsensoren über die Versuchsdauer Werte. Im Fall von Versuch 2 ist nach der Spreizung der Kräfteverläufe bis zur Laststufe 110 kN erkennbar, dass jeweils der mittlere lange Distanzhalter höhere Zugkräfte aufweist als die kürzeren in den Ecken. Im Fall von Versuch 1 ist eine derartige Feststellung aufgrund der mit der Steigerung der Laststufen zunehmenden Ausfälle der DMS nicht mit Sicherheit möglich.

In Tabelle 6–4 wurden die durchschnittlichen Kräfte in den Distanzhaltern (Abkürzung: DH) für die 1. Distanzhalterebene in 0,3 m Höhe und in Tabelle 65 die entsprechenden Kräfte für die 2. Distanzhalterebene in 0,7 m Höhe zusammengestellt. Für die 1. Distanzhalterebene kann festgestellt werden, dass auf der Laststufe 60 kN bei beiden Versuchen die Kräfte im mittigen, langen Distanzhalter größer sind als die in den kurzen Distanzhaltern in den Ecken (siehe Tabelle 6–4). Zusätzlich ist festzustellen, dass auf der Laststufe 60 kN bei Versuch 1 rd. 40 % höhere Kräfte als in den vergleichbaren Distanzhal-

Durchschnittliche Kräfte [N] im											
Bodengitter						Deckelgitter					
Versuch 1			Versuch 2			Versuch 1			Versuch 2		
Links	Mitte	Rechts	Links	Mitte	Rechts	Links	Mitte	Rechts	Links	Mitte	Rechts
Laststufe 60 kN											
--	-196 (K1.1)	--	-191 (K2.1)	-200 (K2.2)	-142 (K2.3)	--	-211 (K1.2)	--	-286 (K2.14)	-457 (K2.15)	-339 (K2.16)
(-120) ¹⁾ (D1.2)	-208 (D1.3)	-176 (D1.1)				-404 (D1.14)	-203 (D1.16)	-311 (D1.15)			
∅ -193 (ohne D1.2)			∅ -178			∅ -282			∅ -361		
∅ -175 (mit D1.2) ¹⁾											
Laststufe 110 kN											
--	-382 (K1.1)	--	-450 (K2.1)	-421 (K2.2)	-342 (K2.3)	--	-551 (K1.2)	--	-703 (K2.14)	-827 (K2.15)	-587 (K2.16)
(-465) ¹⁾ (D1.2)	-383 (D1.3)	-300 (D1.1)				-836 (D1.14)	-529 (D1.16)	-744 (D1.15)			
∅ -355 (ohne D1.2)			∅ -404			∅ -665			∅ -706		
∅ -383 (mit D1.2) ¹⁾											

Legende: Die Richtungsbezeichnungen sind mit Blick auf das Frontgitter zu verstehen.
D = DMS mit Nr., K = Kraftsensor mit Nr.
1) Wert aufgrund teilw. Fehlfunktion von D1.2 unter Vorbehalt (siehe Kapitel 4.2.3)

Tab. 6–3: Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, durchschnittliche Kräfte in den Deckel- und Bodengittern

tern bei Versuch 2 auftreten. Die Ursache hierfür ist darin zu suchen, dass in den Messebenen der Seilzug-Wegsensoren, die nahe der 1. Distanzhalterebene liegen (d. h. 0,2 m u. 0,5 m Höhe), die horizontalen Frontverformungen auf der Laststufe 60 kN bei Versuch 1 in etwa doppelt bis dreifach so hoch sind wie bei Versuch 2. Die Distanzhalter versuchen demnach das Frontgitter zu stabilisieren. Für die Laststufe 110 kN sind für die 1. Distanzhalterebene keine derartigen Aussagen möglich, da zu diesem Zeitpunkt für Versuch 1 keine Messwerte mehr vorliegen.

In der 2. Distanzhalterebene fällt auf, dass die Kräfte, die bei beiden Versuchen auf den Laststufen 60 kN und 110 kN in den vergleichbaren Distanzhaltern ermittelt wurden, insgesamt deutlich geringere Unterschiede aufweisen als in der 1. Distanzhalterebene (vgl. Tabelle 6–4 und Tabelle 65). Besonders markant ist dies auf der Laststufe 60 kN im Fall der Distanzhalter über die Mitte (ca. 12 %) sowie hinten links (ca. 5 %) und rechts (ca. 8 %). Diese Beobachtung setzt sich auch auf der Laststufe 110 kN fort, wobei sich hier die Unterschiede in den Kräften der drei zuvor genannten Distanzhalter mit jeweils rd. 15 % etwas größer darstellen. Bei Versuch 1, Laststufe 60 kN liefert in der 2. Ebene der Distanzhalter vorn links mit Abstand die größten Kräfte, während

dies bei Versuch 2 für die Laststufen 60 kN (und auch 110 kN) auf den mittigen Distanzhalter zutrifft (siehe Tabelle 6–5). Da der Distanzhalter vorn links im weiteren Verlauf von Versuch 1 ausfällt, kann dieser Vergleich nicht weiter nachgezeichnet werden. Auf der Laststufe 110 kN werden auch bei Versuch 1 die größten Kräfte wiederum vom mittigen Distanzhalter gemessen.

Der Vergleich der Tabelle 6–4 mit der Tabelle 6–5 ergibt außerdem, dass bei beiden Versuchen jeweils auf der gleichen Laststufe in den übereinanderliegenden Distanzhaltern in der 2. Ebene tendenziell höhere Kräfte gemessen wurden als in der 1. Ebene. Eine Ausnahme stellt hier der mittige Distanzhalter bei Versuch 1 dar, für den in beiden Ebenen auf der Laststufe 60 kN in etwa gleich große Kräfte ermittelt wurden. Insgesamt ist diese Beobachtung jedoch nachvollziehbar, da sich die 2. Distanzhalterebene ca. 0,4 m näher an der Lastplatte als die 1. befindet. Die Distanzhalter in der 2. Ebene dürften somit einer größeren Biegebeanspruchung infolge der Vertikallast ausgesetzt sein, als die Distanzhalter in der 1. Ebene. Durch die gewählte Anordnung der DMS auf den Distanzhaltern bzw. die Kraftsensoren wird eine Biegebeanspruchung in gewissem Grenzen kompensiert (siehe Kapitel 3.4), woraus schließlich eine Normalkraftbeanspruchung resul-

Versuch	Laststufe [kN]	Durchschnittliche Kräfte [N] 1. DH-Ebene				
		Vorn links	Vorn rechts	Mitte	Hinten links	Hinten rechts
1	60	k. A.	-573 (D1.8)	-787 (D1.6)	k. A.	-669 (D1.5)
2	60	-351 (K2.7)	-349 (K2.8)	-444 (K2.6)	-373 (K2.4)	-401 (K2.5)
1	110	k.A.				
2	110	-715 (K2.7)	-701 (K2.8)	-1.025 (K2.6)	-789 (K2.4)	-810 (K2.5)

Legende: Die Richtungsbezeichnungen sind mit Blick auf das Frontgitter zu verstehen.
D = DMS mit Nr., K = Kraftsensor mit Nr., k.A. = keine Angabe (Überschreitung des Messbereichs)

Tab. 6–4: Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, durchschnittliche Kräfte in der 1. Distanzhalterebene (DH) (H = 0,3 m)

Versuch	Laststufe [kN]	Durchschnittliche Kräfte [N] 2. DH-Ebene				
		Vorn links	Vorn rechts	Mitte	Hinten links	Hinten rechts
1	60	-939 (D1.12)	k. A.	-753 (D1.11)	-708 (D1.9)	-747 (D1.10)
2	60	-731 (K2.12)	-702 (K2.13)	-854 (K2.11)	-745 (K2.9)	-614 (K2.10)
1	110	k.A.	k.A.	-1.378 (D1.11)	-1.234 (D1.9)	-1.331 (D1.10)
2	110	-1.324 (K2.12)	-1.200 (K2.13)	-1.643 (K2.11)	-1.455 (K2.9)	-1.121 (K2.10)

Legende: Die Richtungsbezeichnungen sind mit Blick auf das Frontgitter zu verstehen.
D = DMS mit Nr., K = Kraftsensor mit Nr., k.A. = keine Angabe (Überschreitung des Messbereichs)

Tab. 6–5: Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, durchschnittliche Kräfte in der 2. Distanzhalterebene (DH) (H = 0,7 m)

tiert, die in der 2. Distanzhalterebene größer ist als in der 1. Distanzhalterebene.

Werden die durchschnittlichen Kräfte in der 1. Distanzhalterebene mit denen im Bodengitter verglichen (vgl. Tabelle 63 und Tabelle 6–4), so zeichnet sich ab, dass die Kräfte in den Distanzhaltern in etwa um das Doppelte (Versuch 2, 60 kN u. 110 kN) bzw. in etwa um das 3,5-Fache (Versuch 1, 60 kN) größer sind als die im ca. 0,3 m darunter liegendem Bodengitter. Der Vergleich der durchschnittlichen Kräfte in der 2. Distanzhalterebene mit denen im Deckelgitter (vgl. Tabelle 6–3 und Tabelle 6–5) ergibt, dass die Kräfte in den Distanzhaltern ebenfalls in etwa um das Doppelte (Versuch 1, 110 kN sowie Versuch 2, 60 kN u. 110 kN) bzw. in etwa um das 3-Fache (Versuch 1, 60 kN) größer als sind als im 0,3 m darüber liegendem Deckelgitter. Allerdings stehen diese Aussagen für Versuch 1 aufgrund des frühzeitigen Ausfalls der DMS unter einem Vorbehalt.

Die im Vergleich zu den Boden- und Deckelgittern deutlich höheren Zugkräfte in den Distanzhaltern liegen in Verbindung mit den Horizontalverformungen des Frontgitters (siehe Kapitel 6.1.4) den Schluss

nahe, dass die Distanzhalter in beiden Ebenen einen wesentlichen Beitrag zum Tragverhalten des Frontgitters leisten, in dem sie den Drahtkorb aussteifen und die Ausbauchungen des Frontgitters vermindern.

6.1.3 Erddruckspannungen in der Sandfüllung

Bei den Versuchen 1 und 2 wurden in den Ebenen 0,4 m (1. Ebene) und 0,8 m (2. Ebene) über dem Bodengitter zur Ermittlung der horizontalen und der vertikalen Erddruckspannungen in der Sandfüllung Erddruckgeber eingebaut. Zur Anordnung der Erddruckgeber wird für Versuch 1 auf die Kapitel 3.4.3 bzw. 4.2.1 und für Versuch 2 auf die Kapitel 3.4.4 bzw. 4.3.1 verwiesen. Bei Versuch 1 fielen die Erddruckgeber in der 1. Ebene komplett aus (siehe auch Kapitel 4.2.3.9), so dass für Versuch 1 nur Messwerte aus der 2. Ebene zur Verfügung stehen.

Bei Versuch 1 fällt auf, dass die Messwerte der Erddruckgeber jeweils auf ein und derselben Laststufe starken Schwankungen unterworfen sind (siehe Bild 4–67). Bei Versuch 1 verlaufen die beiden Graphen für die vertikalen Erddruckspannungen vom Beginn bis Laststufe 35 kN nahe beieinander; erst auf der

Laststufe 60 kN zeigen die Messwerte des näher am Rückseitengitters eingebauten Erddruckgebers Ev1.7 einen steileren Anstieg. Markant ist bei Versuch 1 auch, dass die Graphen für die horizontalen Erddruckspannungen mit einem unterschiedlichen Startwert, Eh1.5 allerdings negativ, beginnen und den daraus resultierenden Abstand auch während des weiteren Versuchsverlaufes beibehalten. Bei Versuch 2 fallen die Schwankungen auf den einzelnen Laststufen geringer aus als bei Versuch 1 (siehe Bild 4–125). Außerdem beginnen die Graphen bei Versuch 2 allesamt mit demselben Startwert von 0. Die Graphen für die horizontalen Erddruckspannungen verlaufen hier bis etwa zur Laststufe 110 kN mit vergleichbarem Anstieg und erreichen auch in der Größenordnung vergleichbare Werte (siehe Tabelle 4–23). Die Graphen für die vertikalen Erddruckspannungen weisen bis zur Laststufe 60 kN einen vergleichbaren Anstieg auf, danach versteilt sich der Anstieg des in der 2. Ebene liegenden Erddruckgebers E_{v2.6} deutlich gegenüber den in der 1. Ebene liegenden Erddruckgebern E_{v2.2} und E_{v2.3}. Die Messwerte der vertikalen Erddruckspannungen zeigen bei Versuch 2 allerdings von Beginn an deutlichere Unterschiede als die der horizontalen Erddruckspannungen.

In Tabelle 6–6 sind für die Versuche 1 und 2 die in der 2. Ebene auf den Laststufen 60 kN und 110 kN ermittelten Durchschnittswerte für die Erddruckspannungen zusammengestellt. Bei Versuch 1, bei dem die Erddruckgeber in Hinsicht auf die Lasteinwirkung symmetrisch angeordnet sind, weisen lediglich die vertikalen Erddruckspannungen in etwa eine Größenordnung auf, wobei auch hier noch Abweichungen von ca. 20 % (Laststufe 110 kN) bzw. ca. 29 % (Laststufe 60 kN) vorliegen. Der Vergleich der bei beiden Versuchen auf ein und derselben Laststufe ermittelten vertikalen und horizontalen Erddruckspannungen offenbart erhebliche Unterschiede. Bei Versuch 2 fällt außerdem auf, dass die

Durchschnittswerte für die vertikalen Erddruckspannungen die der horizontalen Erddruckspannungen erwartungsgemäß deutlich übersteigen, was bei Versuch 1 nur auf der Laststufe 110 kN der Fall ist. Gemeinsam ist den Durchschnittswerten der Erddruckspannungen beider Versuche, dass diese infolge der Steigerung der Belastung von 60 kN auf 110 kN um etwa das Zwei- bis Dreifache zunehmen (Ausnahme E_{h1.5} bei Versuch 1).

Aus den Graphen der Erddruckspannungen können für die Versuche 1 und 2 keine weiteren Schlussfolgerungen gezogen werden, da diese mit vielfältigen Einflüssen behaftet sind, die einen Vergleich der Werte untereinander und eine Zuordnung zur Erddrucktheorie erschweren. In diesem Zusammenhang sind die Unterschiede in der Höhe und der Verteilung der in die Sandfüllung eingetragenen Verdichtungsenergie zu nennen, die jeweils zu erheblichen Unterschieden bei den Verformungen des Frontgitters (siehe Kapitel 6.1.4) und den Absenkungen der Lastplatte (siehe Kapitel 6.1.5) geführt haben. Zusätzlich ist für Versuch 2 auf die gegenüber Versuch 1 veränderte Anordnung der Erddruckgeber in der 2. Ebene hinzuweisen, wodurch diese nicht mehr an exakt vergleichbaren Stellen unter der Lastplatte liegen. Außerdem lassen bei Versuch 2 der Ausfall von zwei Erddruckgebern kurz vor dem Einbau und von zwei weiteren vor Erreichen des Messbereichsendes sowie der streckenweise Verlauf der Messwerte von Erddruckgeber E_{v2.2} (siehe Kapitel 4.3.3.9) Fragen zur Eignung bei der vorliegenden Anwendung aufkommen. Aufgrund der begrenzten Anzahl der Versuche erscheint es nicht möglich, die skizzierten ausführungs- und messtechnischen Einflüsse stärker voneinander abzugrenzen bzw. zu quantifizieren.

6.1.4 Verformungen des Frontgitters

Die horizontalen Verformungen (Ausbauchungen) des Frontgitters wurden bei den Versuchen 0, 1 und

Durchschnittliche Erddruckspannungen [bar]					
Versuch 1				Versuch 2	
Horizontal		Vertikal		Horizontal	Vertikal
Eh1.5	Eh1.8	Ev1.6	Ev1.7	Eh2.5	Ev2.6
Laststufe 60 kN					
-0,05	0,53	0,48	0,34	0,14	1,16
Laststufe 110 kN					
0,09	0,68	1,17	0,94	0,26	2,40

Tab. 6–6: Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, durchschnittliche Erddruckspannungen in der 2. Erddruckgeberebene (H = 0,8 m)

Maximale Verformungen [mm]										
Versuch	Horizontal									Vertikal
	H = 0,2 m			H = 0,5 m			H = 0,8 m			OK Front
	Links	Mitte	Rechts	Links	Mitte	Rechts	Links	Mitte	Rechts	
Laststufe 60 kN										
0	--	-1,6	--	--	-2,5	--	--	-2,1	--	--
1	-8,1	-7,9	-8,8	-13,2	-14,6	-14,7	-7,9	-5,3	-5,9	-12,8
	Ø -8,3			Ø -14,2			Ø -6,4			
2	-3,6	-3,5	-3,6	-5,3	-4,1	-5,6	-3,8	-4,6	-4,9	-4,1
	Ø -3,6			Ø -5,0			Ø -4,4			
Laststufe 110 kN										
0	--	-8,2	--	--	-10,4	--	--	-10,1	--	--
1	-18,2	-19,0	-18,2	-26,2	-31,3	-28,9	-12,7	-10,1	-12,6	-31,7
	Ø -18,5			Ø -28,8			Ø -11,8			
2	-8,5	-8,2	-8,3	-11,0	-10,1	-12,7	-7,4	-7,6	-8,9	-8,8
	Ø -8,3			Ø -11,3			Ø -8,0			
Legende: Die Richtungsbezeichnungen sind mit Blick auf das Frontgitter zu verstehen; d. h. links = 0,3 m, Mitte = 0,5 m und rechts = 0,7 m vom linken Rand der Gabione.										

Tab. 6–7: Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, maximale Verformungen des Frontgitters

2 in unterschiedlichem Umfang mit Seilzug-Wegsensoren ermittelt. Während bei Versuch 0 die horizontalen Verformungen in der Mittelachse auf den Ebenen 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m über dem Bodengitter ermittelt wurden, wurden diese bei den Versuchen 1 und 2 in den zuvor genannten Ebenen durch zusätzliche Seilzug-Wegsensoren links und rechts der Mittelachse ermittelt. Weiterhin wurde bei den Versuchen 1 und 2 die vertikale Verformung (Stauchung) in der Mitte des oberen Steckstabs im Frontgitter durch einen induktiven Wegsensor erfasst. Zur Beschreibung der einzelnen Sensortypen wird auf Kapitel 3.4 und zu deren Anordnung auf die Bild 3–10 (Versuch 0) und Bild 4–36 (Versuch 1) verwiesen. Bei Versuch 2 wurde die für Versuch 1 gewählte Anordnung beibehalten.

Für alle drei Versuche ist festzuhalten, dass das Frontgitter bereits auf die Vorlast von 10 kN mit, wenn auch sehr geringen, horizontalen Verformungen (Ausbauchungen) reagiert, die jedoch mit zunehmender Belastung ansteigen (siehe Bild 4–20, Bild 4–55, Bild 4–56, Bild 4–120 und Bild 4–122). Etwa ab der Laststufe 60 kN werden zunehmend Unterschiede zwischen den horizontalen Verformungen verschiedener Ebenen (d. h. H = 0,2 m, 0,5 m u. 0,8 m) und auch auf ein und derselben Ebene (d. h. links, Mitte, rechts) deutlich. Wie die Diagramme zur Auswertung der Seilzug-Wegsensoren in den zuvor genannten Bildern zeigen, eilt bei der Entwicklung

der horizontalen Verformungen stets mindestens ein Sensor auf der mittleren Ebene (H = 0,5 m) voraus. Bei Versuch 1 werden auf der mittleren Ebene bereits beim Anfahren der Laststufe 85 kN horizontale Verformungen von 20 mm (= 2 % der Korbböhe) überschritten, womit nach den Grundsätzen der abZ [R 10] die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr eingehalten wäre. Bei den Versuchen 0 und 2 erfolgt dies oberhalb der Laststufe 110 kN, womit die sich dort einstellenden horizontalen Verformungen nicht für einen Vergleich der drei Versuche untereinander herangezogen werden können (siehe auch Kapitel 6.1.1).

Für den genaueren Vergleich der drei Versuche im Hinblick auf die horizontalen und die vertikalen Verformungen des Frontgitters wurden die Laststufen 60 kN und 110 kN ausgewählt (siehe Tabelle 6–7). Tabelle 6–7 enthält, sofern nicht anders gekennzeichnet, die Maximalwerte zum Ende der jeweiligen Laststufe. Dieser kann entnommen werden, dass bei Versuch 0 auf den beiden Laststufen die geringsten und bei Versuch 1 mit Abstand die größten horizontalen Verformungen gemessen wurden. Für die drei Versuche kann die vorherige allgemeine Aussage bestätigt werden, wonach auch auf den Laststufen 60 kN und 110 kN die größten horizontalen Verformungen jeweils durch einen Sensor auf der mittleren Ebene (H = 0,5 m) gemessen wurden. Bei der Betrachtung der einzelnen Messwer-

te auf ein und derselben Ebene und Laststufe fällt auf, dass sich die horizontalen Verformungen beim Versuch 2 auf der unteren Ebene ($H = 0,2 \text{ m}$) untereinander nicht nennenswert unterscheiden. Ferner fällt auf, dass sich bei den Versuchen 0 und 2 die Mittelachse des Frontgitters auf der Laststufe 60 kN mit ca. 2 mm bis 2,5 mm (Versuch 0) bzw. ca. 4 mm und 4,6 mm nur geringfügig und gleichmäßig horizontal verformt. Bei Versuch 1 stellen sich auf der Laststufe 60 kN in der Mittelachse bereits deutlich größere horizontale Verformungen ein, wobei diese in der mittleren Ebene ($H = 0,5 \text{ m}$) mit ca. 14,6 mm die der anderen beiden Ebenen mit ca. 7,9 mm ($H = 0,2 \text{ m}$) und ca. 5,3 mm ($H = 0,8 \text{ m}$) deutlich übersteigen. Weiterhin ist bei Versuch 1 zu beobachten, dass auf der Laststufe 60 kN in der unteren und der mittleren Ebene ($H = 0,2 \text{ m}$ u. $0,5 \text{ m}$) die horizontalen Verformungen im rechten Schnitt signifikant größer sind als in den beiden anderen Schnitten, wohingegen auf der Laststufe 110 kN in die Ebenen die horizontalen Verformungen in der Mittelachse dominieren. Die Ursache für diese Beobachtung kann in der Umlagerung von Füllmaterial infolge der Belastungssteigerung gesucht werden. Die Steigerung der Belastung von 60 kN auf 110 kN geht bei den Versuchen 1 und 2 mit einer Zunahme der horizontalen Verformungen in etwa um den Faktor 2 und bei Versuch 0 in etwa um den Faktor 4 bzw. 5 einher. Im Resultat wurden damit auf der Laststufe 110 kN bei den Versuchen 0 und 2 horizontale Verformungen derselben Größenordnung gemessen, wobei jeweils auf den unterschiedlichen Umfang der Messungen hinzuweisen ist.

Die durch den induktiven Wegsensor bei den Versuchen 1 und 2 ermittelte vertikale Verformung (Stauchung) des Frontgitters erreicht im Bereich der Laststufen 10 kN bis 110 kN Messwerte, die in der Größenordnung der horizontalen Verformungen liegen (siehe Bild 4–55 und Bild 4–120). Auf den Laststufen 60 kN und 110 kN erreichen die vertikalen Verformungen bei Versuch 1 mit rd. 13 mm bzw. rd. 32 mm die Größenordnung der in der mittleren Ebene ($H = 0,5 \text{ m}$) gemessenen horizontalen Verformungen, bei denen es sich um die Maximalwerte der drei Ebenen handelt. Bei Versuch 2 erreichen die vertikalen Verformungen auf beiden Laststufen die Größenordnung der in der oberen Ebene ($H = 0,8 \text{ m}$) gemessenen horizontalen Verformungen.

Insgesamt gesehen bilden die Verformungswerte des Frontgitters bei den Versuchen 1 und 2 den Verdichtungszustand der Sandfüllung ab, der im We-

sentlichen durch die Wichte und den Füllgrad charakterisiert wird. Beide Parameter stellen sich bei Versuch 2 höher bzw. günstiger dar als bei Versuch 1 (vgl. Tabelle 6–1). Bei Versuch 2 lassen die geringeren Unterschiede der horizontalen Verformungen auf ein und derselben Ebene außerdem vermuten, dass die Verdichtung gegenüber dem Versuch 1 deutlich homogener erfolgt ist. Für Versuch 0 lassen sich derartige Aussagen nicht treffen, da hier bereits im Zuge des Aufbaus starke Verformungen der Gittermatten auftraten (siehe Kapitel 4.1.1) und die horizontalen Verformungen lediglich in der Mittelachse der Gabione erfasst wurden.

6.1.5 Absenkungen der Lastplatte

Bei den Versuchen 0, 1 und 2 wurden jeweils die Absenkungen der Lastplatte auf den einzelnen Laststufen gemessen. Bei Versuch 0 erfolgte dies mittels Nivellement; bei den Versuchen 1 und 2 durch induktive Wegsensoren.

Die Absenkungen sind für die Laststufen 60 kN und 110 kN in Tabelle 6–8 wiedergegeben, wobei die Messwerte der induktiven Wegsensoren jeweils für das Ende der jeweiligen Laststufe angegeben und auf ganze Millimeter gerundet wurden. Aus Tabelle 6–8 ist zu erkennen, dass sich bei den Versuchen 0 und 2, auch unter Berücksichtigung der Genauigkeit des Nivellements, die Lastplatte auf der Laststufe 60 kN gleichmäßig absenkt, wohingegen bei Versuch 1 hier bereits eine deutliche Absenkung nach vorn links (d.h. in Richtung W 1.5) auftritt. Auf der Laststufe 60 kN wurden die geringsten Absenkungen bei Versuch 0 gemessen. Bei Versuch 2 stellen sich auf der Laststufe 60 kN etwa doppelt so große Absenkungen wie bei Versuch 0 ein; bei Versuch 1 sind diese etwa vier- bis siebenmal zu groß wie bei Versuch 0. Wie zu erwarten ist, nehmen bei allen drei Versuchen die Absenkungen der Lastplatte mit der Steigerung der Belastung von 60 kN auf 110 kN zu. Mit der Zunahme der Belastung um etwa das Doppelte steigen die Absenkungen bei den Versuchen 1 und 2 ebenfalls um etwa das Doppelte und bei Versuch 0 um etwa das Vierfache. Insgesamt gesehen ergeben sich auf der Laststufe 110 kN bei Versuch 0 etwas größere Absenkungen als bei Versuch 2; deutlich größer sind dagegen die Absenkungen bei Versuch 1. Während sich auf der Laststufe 110 kN bei Versuch 0 die Lastplatte mit ca. $0,3^\circ$ über die Breite nach hinten neigt (in Richtung Niv. 6 und 7), erfolgt dies bei Versuch 1 mit ca. $0,6^\circ$ über die Diagonale nach vorn rechts (d.h. in Richtung

Absenkungen [mm] in den Ecken der Lastplatte											
Versuch 0				Versuch 1				Versuch 2			
Vorn links (Niv. 5)	Vorn rechts (Niv. 8)	Hinten links (Niv. 6)	Hinten rechts (Niv. 7)	Vorn links (W1.3)	Vorn rechts (W1.5)	Hinten links (W1.1)	Hinten rechts (W1.2)	Vorn links (W2.3)	Vorn rechts (W2.5)	Hinten links (W2.1)	Hinten rechts (W2.2)
Laststufe 60 kN											
-4	-4	-6	-5	-26	-30	-21	-24	-9	-9	-9	-9
Laststufe 110 kN											
-16	-17	-21	-22	-52	-59	-45	-51	-17	-18	-17	-18
Legende: Die Richtungsbezeichnungen sind mit Blick auf das Frontgitter zu verstehen. Niv. = Nivellementpunkt mit Nr., W = induktiver Wegsensor mit Nr.											

Tab. 6–8: Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, Absenkungen in den Ecken der Lastplatte

W 1.5). Bei Versuch 2 ist dagegen in dieser Hinsicht noch keine eindeutige Tendenz auszumachen. Hierdurch kann bestätigt werden, dass bei den Versuchen 0 und 2 die unter der Belastung zu erwartenden Setzungen der Sandfüllung durch die Verdichtung beim Aufbau in deutlich größerem Umfang vorweggenommen wurden als bei Versuch 1. Diese Folgerung korreliert auch mit den Werten für die Wichte und den Füllgrad (vgl. Tabelle 6–1). Darüber hinaus ist es bei Versuch 2 anscheinend besser gelungen, die Verdichtung innerhalb der Sandfüllung gleichmäßiger auszuführen als bei den beiden anderen Versuchen.

Die Absenkungen der Lastplatte lassen auf der Laststufe 60 kN für die drei Versuche grundsätzlich die gleiche Rangfolge erkennen wie die horizontalen Verformungen des Frontgitters (vgl. Tabelle 6–7 und Tabelle 6–8). Danach treten bei Versuch 2 etwa doppelt so große Deformationen auf wie bei Versuch 0, während sich die Deformationen bei Versuch 1 nochmals erheblich von Versuch 2 absetzen. Auf der Laststufe 110 kN liegen dagegen die Deformationen der Versuche 0 und 2 etwa in einer Größenordnung, während sich wiederum die Deformationen bei Versuch 1 deutlich abheben.

6.1.6 Verformungen der Stahlrahmenschalung

Die horizontalen Verformungen der Stahlrahmenschalung auf den einzelnen Laststufen wurden bei Versuch 0 durch Feinmessuhren (siehe Kapitel 3.4.2) und bei den Versuchen 1 und 2 durch induktive Wegsensoren (siehe Kapitel 3.4.3 bzw. 3.4.4) erfasst. Zusätzlich wurden bei den Versuchen 1 und 2 jeweils nach dem Versuchsende die vertikalen Verformungen der Stahlrahmenschalung mittels Nivellement erfasst. Bei Versuch 0 erfolgte dies indirekt mittels Nivellement über die Grundplatte aus Stahl

auf der die Stahlrahmenschalung und die Gabione aufgebaut wurden.

Für den Bereich der Laststufen von 10 kN bis 110 kN, der hier für einen Vergleich aller drei Versuche herangezogen werden kann, können lediglich die entsprechenden horizontalen Verformungen berücksichtigt werden. In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, dass mit der gewählten Anordnung der Feinmessuhren bzw. Sensoren im Fall der Stirnseiten nur horizontale Verschiebungen und im Fall der Seiten Ost, West und Nord (Rückseite) sowohl horizontale Verschiebungen als auch Durchbiegungen der einzelnen bzw. der mit Verbindungsbolzen verbundenen Schalelemente gemessen werden. Insbesondere im Fall der Nordseite (Rückseite) ist von einem größeren Spiel als im Fall der beiden anderen Seiten auszugehen, da in den dort mittig zwischen zwei kürzeren Schalelementen eingesetzten Kunststoffausgleich systembedingt nur die Hälfte der sonst möglichen Verbindungsbolzen eingesetzt werden kann. Eine Abwandlung der Anordnung im Hinblick auf eine steifere Rückseite war mit den erhältlichen Schalelementen nicht umsetzbar.

Die Graphen der aufgetragenen horizontalen Verformungen zeigen (siehe Bild 4–24, Bild 4–51 und Bild 4–118), dass deren Werte im Bereich der Laststufen von 10 kN bis 110 kN kontinuierlich zunehmen. Ab der Laststufe 60 kN zeichnen sich je nach Messstelle deutlichere Unterschiede in den Messwerten ab. Die Werte der horizontalen Verformungen für die drei Versuche sind für die Laststufen 60 kN und 110 kN in Tabelle 6–9 zusammengestellt. Die Werte in Tabelle 6–9 sind mit gewissen zeitlichen Unterschieden behaftet, da bei Versuch 0 die Haltedauer der Laststufen u. a. für das Ablezen der Feinmessuhren genutzt wurde, während

Horizontale Verformungen [mm]														
Versuch 0					Versuch 1					Versuch 2				
Frontseite		Seiten		Rückseite	Frontseite		Seiten		Rückseite	Frontseite		Seiten		Rückseite
L	R	L	R		L	R	L	R		L	R	L	R	
Laststufe 60 kN														
--	-0,6	1,0	-1,5	0,9	-2,1	-1,6	3,7	2,0	3,5	0	0,3	1,8	0,8	0
Laststufe 110 kN														
--	-1,6	4,7	-5,0	1,6	-7,4	-4,3	8,9	4,3	12,3	-0,5	-0,2	4,2	3,1	2,0
Legende: Die Richtungsbezeichnungen sind mit Blick auf das Frontgitter zu verstehen. Vorzeichen „+“ = Bewegung auf den Messpunkt zu. L = Links R = Rechts														

Tab. 6–9: Versuche 0 bis 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, horizontale Verformungen der Stahlrahmenschalung

es sich bei den Werten der Versuche 1 und 2 um die zum Ende der Laststufen gespeicherten Maximalwerte handelt. Außerdem ist anzumerken, dass die gleiche Bewegungsrichtung der Tastspitzen bei Feinmessuhren und bei induktiven Wegsensoren zu entgegengesetzten Vorzeichen führt (Uhren: Ausfahren = „+“, Wegsensor: Ausfahren = „-“). Der Einfachheit halber wurden in Tabelle 6–9 die Vorzeichen bei Versuch 0 (Feinmessuhren) an die der beiden anderen Versuche entsprechend angepasst.

Aus Tabelle 6–9 ist zu erkennen, dass sich bei allen drei Versuchen die Stahlrahmenschalung tendenziell zur Rückseite (Nordseite) hin verschoben hat, wobei sich gleichzeitig auf deren linker und rechter Seite Verschiebungen bzw. Durchbiegungen einstellen. Bei Versuch 0 kann dies aufgrund der fehlenden Feinmessuhr auf der linken Frontseite der Stahlrahmenschalung nicht genauer angegeben werden. Bei Versuch 0 überwiegen auf beiden Laststufen die auf der rechten Seite gemessenen horizontalen Verformungen, während dies bei Versuch 1 für die auf der linken Seite (Laststufe 60 kN) bzw. für die auf der Rückseite (Laststufe 110 kN) sowie bei Versuch 2 auf beiden Laststufen für die auf der linken Seite gemessenen horizontalen Verformungen der Fall ist. Auf beiden Laststufen wurden mit Abstand die größten horizontalen Verformungen bei Versuch 1 ermittelt. Die bei den Versuchen 0 und 2 ermittelten horizontalen Verformungen bewegen sich bei beiden Laststufen etwa in derselben Größenordnung, sofern die Zuordnung zu den einzelnen Messstellen außer Betracht bleibt. Das Bild der sich einstellenden horizontalen Verformungen der Stahlrahmenschalung korreliert somit mit den horizontalen Verformungen des Frontgitters (siehe Kapitele 6.1.4)

und den Absenkungen der Lastplatte (siehe Kapitel 6.1.5), bei denen der Versuch 1 aufgrund der Unterschiede beim Befüllen bzw. Verdichten (siehe Tabelle 6–1) ebenfalls eine Vorreiterrolle gegenüber den beiden anderen Versuchen einnimmt.

In Hinsicht auf die vertikalen Verformungen der Stahlrahmenschalung ist zu ergänzen, dass diese bei den drei Versuchen aufgrund ihrer Ermittlung nach Versuchsende keiner Laststufe konkret zugeordnet werden können. Bei den Versuchen 1 und 2 wurden Setzungen von maximal 6 mm und Setzungsunterschiede von maximal 4 mm ermittelt. Bei Versuch 0 konnten dagegen keine signifikanten Setzungen ermittelt werden.

6.2 Erkenntnisse zum Nachweisverfahren

6.2.1 Allgemeines

In den folgenden Kapiteln wird anhand der bisher durchgeführten Versuche die Anwendbarkeit der momentan bekannten Näherungsverfahren für den Nachweis des Versagens eines einzelnen Elementes diskutiert. Es ist darauf hinzuweisen, dass die daraus gezogenen Schlüsse aufgrund der bisher geringen Anzahl von Versuchen und der dabei verwendeten Sandfüllung nur einen vorläufigen Charakter aufweisen können.

6.2.2 Äquivalente Betondruckfestigkeit

6.2.2.1 Hintergrund

Im Merkblatt der FGSV e.V. [R 2a] wird die Möglichkeit aufgezeigt, anhand von Belastungsversuchen den Nachweis des Versagens eines einzelnen Elementes über das in DIN EN 1992-1-1 enthaltene

Nachweiskonzept für Tragwerke aus unbewehrten oder gering Beton zu führen, in dem ein zum Bemessungswert der Betondruckfestigkeit äquivalenter Wert für Gabionen ermittelt wird.

6.2.2.2 Anwendung

In Tabelle 610 ist für die Versuche 0, 1 und 2 die entsprechend ermittelte äquivalente Betondruckfestigkeit angegeben. Für die Versuche 0 und 1 wurde dabei von der höchsten im Zuge der Erstbelastung erreichten Laststufe von 110 kN und für den Versuch 2 entsprechend von der letzten regulären Laststufe von 310 kN ausgegangen (siehe auch Kapitel 6.1.1). Die Ermittlung erfolgte nach der in DIN EN 1992-1-1:2011-01, Nr. 3.1.6 enthaltenen Gleichung (3.15):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c.$$

Dabei wurden der Beiwert für die Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit α_{cc} mit 0,85 und der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton γ_c mit 1,5 angesetzt.

6.2.2.3 Einschätzung

Im Hinblick auf die in Tabelle 6–10 angegebenen Werte ist zu beachten, dass bei allen drei Versuchen kein Bruchzustand erreicht wurde, der mit der üblichen Ermittlung der Betondruckfestigkeit vergleichbar ist. Stattdessen wurde jeweils mit der Steigerung der Laststufen eine stetige Zunahme der Verformungen der Gabionen, d.h. horizontale und vertikale Verformungen des Frontgitters und Absenkungen der Lastplatte, registriert. Außerdem ist darauf hinzuweisen, dass bei den drei Versuchen an diesen Elementen stark unterschiedliche Verformungen auftraten (vgl. Kapitel 6.1.4 und 6.1.5), die von den in Tabelle 6–10 angegebenen Werten nicht wiedergespiegelt werden. Insgesamt haben die Gabionen ein sehr duktileres Tragverhalten gezeigt, das den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) als relevant und die Anwendung des o. g. Nachweiskonzeptes als Widerspruch erscheinen lässt. Es ist zu ergänzen, dass mit den durchgeführten Versu-

chen auch geringere äquivalente Bemessungswerte als der im Merkblatt [R 2a] angegebene äquivalente Bemessungswert von 0,2 MN/m² erreicht wurden.

6.2.3 BUSS/WINSELMANN (2012)

6.2.3.1 Hintergrund

Die von BUß/WINSELMANN vorgeschlagene Näherungslösung wird in [2] wiedergegeben und veranschaulicht. Kurz gefasst geht sie davon aus, dass der vertikale Draht im Frontgitter als biegeschlafes Seil mit parabolischem Durchhang abgebildet werden kann. Der Draht wird infolge der Füllung durch den Erddruck belastet, wodurch sich der Durchhang einstellt. Als Auflager des Seils dienen das Deckel- und das Bodengitter. Die Verfasser dieser Näherungslösung schätzen zunächst die Durchbiegung der Parabel im Stich und nehmen eine Berechnung nach Theorie 2. Ordnung vor, die als Ergebnis die Biegelinie mit der Maximalverformung in Seilmittte liefert. Diese stellt den Eingangswert für die anschließenden Iterationen dar, die solange wiederholt werden, bis eine neue Berechnung keine wesentliche Änderung der Durchbiegung erbringt. Anschließend kann die Normalkraft für die abschließend berechnete Durchbiegung für den Spannungsnachweis des vertikalen Drahtes verwendet werden.

6.2.3.2 Anwendung

Im Folgenden wird die skizzierte Näherungslösung beispielhaft auf den Versuch 2 mit den Laststufen 60 kN und 110 kN angewendet. Die Belastung infolge dieser Laststufen kann anhand der in Tabelle 61 angegebenen Wichte von 15,8 kN/m³ vereinfachend als freistehende Gabionenkonstruktion von ca. 4,8 m bzw. 8,0 m Höhe veranschaulicht werden.

Die horizontale Spannung auf das Frontgitter ergibt sich zu:

$$\sigma_h = \sigma_v * k_0$$

mit $k_0 = 0,46$ ($\varphi = 32,5^\circ$)

	Versuch		
	0	1	2
Äquivalente charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} [kN/m ²]	110		310
Äquivalenter Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit f_{cd} [kN/m ²]	62		176

Tab. 6–10: Versuche 0 bis 2, äquivalente Betondruckfestigkeit in Anlehnung an [R 2a]

$$\sigma_h = 60 \text{ kN/m}^2 * 0,46$$

$$\sigma_h = 27,6 \text{ kN/m}^2.$$

Unter Berücksichtigung der Maschenweite im Frontgitter ergibt sich die gleichmäßige Streckenlast für das Seil bzw. den vertikalen Draht zu:

$$p = 27,6 \text{ kN/m}^2 * 0,10 \text{ m}$$

$$p = 2,8 \text{ kN/m}.$$

Die maximale Horizontalverformung f des Frontgitters beträgt auf der mittleren Ebene der Seilzugwegensoren ($H = 0,5 \text{ m}$) im Durchschnitt $0,005 \text{ m}$ (siehe Tabelle 6–7); eine Schätzung des Durchhangs und die Durchführung von Iterationen sind somit nicht erforderlich. Da der Wert für den Durchhang kleiner als $h/12 = 0,083 \text{ m}$ ist, kann die Normalkraft im Seil nach LEONHARDT [14] vereinfachend wie folgt ermittelt werden:

$$N = (p * l^2) / (8 * f).$$

Die Normalkraft ergibt sich somit unter Vernachlässigung der Stauchung des Frontgitters zu:

$$N = [2,8 \text{ kN/m} * (1 \text{ m})^2] / (8 * 0,005 \text{ m})$$

$$N = 70 \text{ kN}.$$

Für die Laststufe 110 kN ergeben sich entsprechend die folgenden Werte:

$$\sigma_h = 50,6 \text{ kN/m}^2 \text{ und}$$

$$p = 5,1 \text{ kN/m}$$

sowie mit $f = 0,011 \text{ m}$ für die durchschnittliche Horizontalverformung auf der mittleren Ebene (siehe Tabelle 6–7)

$$N = 57 \text{ kN}.$$

Der Näherungslösung zufolge können die Zugkräfte in den Distanzhaltern über die Zuweisung von abgeschätzten Lasteinzugsflächen A_e ermittelt werden. Die Begrenzung der Flächen ergibt sich unter der Annahme, dass die Gitter in Boden, Deckel und Seiten sowie die Distanzhalter jeweils einen gleichmäßigen Anteil zur Tragfähigkeit des Frontgitters beitragen. Im vorliegenden Fall ergibt sich somit für die kurzen, schrägen Distanzhalter über die Ecken eine

Lasteinzugsfläche von $0,09 \text{ m}^2$ und für die langen Distanzhalter über die Mitte von $0,07 \text{ m}^2$.

Für die Laststufe 60 kN ergeben sich die Zugkräfte in den Distanzhaltern wie folgt:

$$Z_D = A_e * \sigma_h$$

$$Z_D = 0,09 \text{ m}^2 * 27,6 \text{ kN/m}^2 * \cos 37^\circ$$

$Z_D = 2,5 \text{ kN}$ für die schrägen Distanzhalter über Eck und

$$Z_D = 0,07 \text{ m}^2 * 27,6 \text{ kN/m}^2$$

$Z_D = 2,0 \text{ kN}$ für die Distanzhalter über die Mitte.

Für die Laststufe 110 kN ergeben sich entsprechend

$Z_D = 3,6 \text{ kN}$ für die Distanzhalter über Eck und

$Z_D = 3,5 \text{ kN}$ für die Distanzhalter über die Mitte.

6.2.3.3 Einschätzung

Die beim Versuch 2 im Frontgitter gemessenen Kräfte sind in Bild 4–114 aufgetragen. Um einen Vergleich mit den im vorherigen Kapitel abgeschätzten Kräfte zu vereinfachen, wurden in Tabelle 6–11 die gemessenen und die abgeschätzten Kräfte für die Laststufen 60 kN und 110 kN zusammengestellt. Um im Fall der gemessenen Kräfte eine Differenzierung zu ermöglichen, wurde diese für die Angabe in [kN] auf zwei Nachkommastellen gerundet, während die abgeschätzten Kräfte auf ganze [kN] angegeben wurden.

Tabelle 6–11 kann entnommen werden, dass die abgeschätzten Kräfte in den vertikalen Drähten die gemessenen Kräfte in ihren Beträgen bei weitem übersteigen. Die abgeschätzten Kräfte liegen ebenfalls deutlich über der Höchstkraft von maximal rd. $8,2 \text{ kN}$, wie sie durch die Zugversuche an Drahtproben aus den hier verwendeten Gittermatten abgeleitet werden kann (siehe Tabelle 5–1). Falls die Näherungslösung für das Frontgitter in etwa zutreffend wäre, hätten die vertikalen Drähte im Frontgitter versagen müssen. Dies ist jedoch weder auf den Laststufen 60 kN und 110 kN noch auf einer der höheren Laststufen erfolgt. Andererseits ist festzustellen, dass die eingangs abgeschätzten Horizontalspannungen in ihrer Größenordnung in etwa den Maximalwerten der Erddruckgeber $E_{h2.4}$ und $E_{h2.5}$ von $0,2 \text{ bar}$ bzw. $0,3 \text{ bar}$ ($= 20 \text{ kN/m}^2$ bzw. 30 kN/m^2) auf den Laststufen 60 kN und 110 kN entsprechen (vgl. Tabelle 4–23). Hieraus kann angenommen werden,

Laststufe	Bandbreite gemessener Drahtkräfte im Frontgitter [kN]	Nach BUß/WINSELMANN abgeschätzte Drahtkräfte im Frontgitter [kN]
60 kN	0,08 bzw. 0,13 (K2.18 bzw. K2.17/K2.19)	-70
110 kN	0 ... -0,15 (K2.17 ... K2.18)	-57

Legende: Vorzeichen „+“ = Druckkraft und „-“ = Zugkraft

Tab. 6–11: Versuch 2, Gegenüberstellung der gemessenen und der abgeschätzten Drahtkräfte im Frontgitter

Ebene	Gemessene Kräfte [kN]		Nach BUß/WINSELMANN abgeschätzte Kräfte [kN]	
	Distanzhalter		Distanzhalter	
	In den Ecken	Über die Mitte	In den Ecken	Über die Mitte
Laststufe 60 kN				
1	i.M. -0,4	-0,4	-2,5	-2,0
2	i.M. -0,7	-0,9		
Laststufe 110 kN				
1	i.M. -0,8	-1,0	-3,6	-3,5
2	i.M. -1,3	-1,6		

Legende: i.M. = im Mittel, Vorzeichen „-“ = Zugkraft

Tab. 6–12: Versuch 2, Gegenüberstellung der gemessenen und der abgeschätzten Kräfte in den Distanzhaltern

dass die Zugkräfte deutlich zu konservativ abgeschätzt werden, zumal die Stützung des Seiles bzw. Vertikaldrahtes durch die Horizontaldrähte völlig außer Acht gelassen werden. Außerdem ist anzumerken, dass die auf der Laststufe 60 kN festgestellten, geringen Druckkräfte nicht mit der Modellvorstellung eines biegeschlaffen Seiles harmonieren. Der Aspekt, dass im Frontgitter zunächst Druckkräfte vorliegen, die ab der Laststufe 85 kN in Zugkräfte übergehen (vgl. Bild 4–114), lässt den Schluss zu, dass das Frontgitter einem Biegeeinfluss unterliegt. Mit den im Frontgitter eingebauten Kraftsensoren können nur Normalkräfte, jedoch keine Biegemomente, erfasst werden (vgl. Kapitel 3.4.1.2).

Die Kräfte in den Distanzhaltern sind für die beiden Laststufen 60 kN und 110 kN in Tabelle 6–4 und Tabelle 6–5 zusammengestellt. Um einen Vergleich zu vereinfachen, wurden in Tabelle 6–12 die Messwerte für die Kräfte in den Distanzhaltern den zuvor abgeschätzten Kräften gegenübergestellt. Aus Übersichtsgründen wurden die Messwerte der Kräfte im Fall der Distanzhalter in den Ecken gemittelt und alle Werte für die Angabe in [kN] auf eine Nachkommastelle gerundet. Aus Tabelle 6–12 ist zu ersehen, dass die Zugkräfte in den Distanzhaltern zu hoch abgeschätzt wurden. Zusätzlich wird im Detail erkennbar, dass mit der Näherungslösung keine Differenzierung der Zugkräfte nach den bei-

den Distanzhalterebenen möglich ist. Dies resultiert daher, dass bei der Näherungslösung aufgrund der symmetrischen Anordnung der Distanzhalter in Bezug auf das Frontgitter den Distanzhaltern in den Ecken bzw. über die Mitte in beiden Ebenen jeweils die gleiche Lasteinzugsfläche A_e zugewiesen wird. Insgesamt betrachtet scheint, die Abschätzung der Zugkräfte mit der Näherungslösung eine zu starke Vereinfachung zu sein, d. h. das wesentliche Einflüsse unberücksichtigt bleiben. In diesem Zusammenhang ist auch die Biegung der Distanzhalter infolge der Setzung der Füllung nennen, die mit den verwendeten Kraftsensoren messtechnisch kompensiert und daher nicht gesondert ausgewiesen werden kann.

6.2.4 WEBER (2012)

6.2.4.1 Hintergrund

Die von WEBER vorgeschlagene Näherungslösung für den Nachweis des Versagens eines einzelnen Elementes wird in [2] wiedergegeben und veranschaulicht. Kurz gefasst gliedert sie sich in die drei Einzelnachweise:

- a) Nachweis gegen Spaltzug (Nachweis der Gabionensole)

Das Eigengewicht der Gabionen und der Erd-
druck aus der Hinterfüllung erzeugen in der

Stützkonstruktion eine gekrümmte Stützlinie, die durch die Resultierende in der Sohle begrenzt ist. Entlang der Stützlinie herrschen nur Druckkräfte. Die Gabionenfüllung (bei WEBER wie in der Praxis: Schotter) kann keine Zugkräfte aufnehmen, so dass lotrecht zur Stützlinie Spaltzugkräfte wirken. Infolge der Spaltzugkräfte bilden sich in den Gabionen Gewölbe bzw. Stabwerke aus, die sich jeweils in den horizontalen Gittern von Deckel und Boden rückverhängen und der Stützlinie folgen. Über das Kräftegleichgewicht in einem freigeschnittenen Knotenpunkt der Sohle wird unter Annahme einer im Massivbau üblichen Druckstrebenneigung von 4:1 und bei exzentrischer Belastung zusätzlich durch eine Transformation mithilfe der Stützlinienneigung die Zugkraft im Bodengitter ermittelt. Für die Zugkraft kann dann ein Spannungsnachweis geführt werden.

b) Nachweis des Frontgitters

Der vertikale Draht im Frontgitter wird analog zum Ansatz von BUß/Winselmann (siehe Kapitel 6.2.4) als biegeschlaffes Seil abgebildet. WEBER geht jedoch davon aus, dass das Frontgitter infolge der Bewehrung der Gabionenfüllung durch die horizontalen Gitter (vgl. Nachweis gegen Spaltzug) lediglich durch sekundäre Bruchmuscheln belastet wird, deren Ausdehnung durch die Höhe der Bewehrungslagen bzw. horizontalen Gitter begrenzt ist. Unter Ansatz einer parabelförmigen Durchbiegung des vertikalen Drahtes im Frontgitter wird schließlich nach LEONHARDT [14] vereinfacht die Zugkraft als Basis für einen Spannungsnachweis ermittelt. Im Schlussbericht [2] wird empfohlen, die parabelförmige Verteilung der Erddruckspannung durch eine flächengleiche, rechteckige Verteilung zu vereinfachen.

c) Nachweis der Verbindungen.

WEBER geht davon aus, dass der Nachweis der Verbindungen, im Wesentlichen der Schweißverbindungen für die Gitter, wie bei Baustahlmatten werksseitig erfolgt.

6.2.4.2 Anwendung

Im Folgenden wird die skizzierte Näherungslösung, wie zuvor die von BUß/WINSELMANN (siehe Kapitel 6.2.3), beispielhaft auf den Versuch 2 mit den Laststufen 60 kN und 110 kN angewendet.

a) Nachweis Spaltzug (Bodengitter)

Bei Versuch 2 wurde eine zentrische Vertikalbelastung auf die Gabione aufgebracht, so dass in der Sohle nur Vertikalkräfte auftreten (keine Neigung der Stützlinie). Für die oben genannte Druckstrebenneigung von 4:1 ergibt sich die Zugkraft im Bodengitter unter der Annahme, dass in den beiden Knotenpunkten jeweils die halbe Vertikalbeanspruchung anfällt zu:

$$Z = \sum V_i / 8 = R / 8.$$

$$Z = 60 \text{ kN/m} / 8 = 7,5 \text{ kN/m}$$

Unter Berücksichtigung der Maschenweite ergibt sich die Zugkraft in einem Draht zu

$$Z = 7,5 \text{ kN/m} * 0,10 \text{ m}$$

$$Z = 0,75 \text{ kN.}$$

Für die Laststufe 110 kN ergibt sich für einen Draht entsprechend

$$Z = 1,38 \text{ kN.}$$

b) Nachweis Frontgitter

Die mittlere Erddruckspannung infolge Eigengewicht auf das Frontgitter wird mit

$$e_{0gh} = 0,5 * \gamma * h * k_0 \text{ mit } k_0 = 0,46 (\varphi = 32,5^\circ) \text{ und}$$

$$\gamma = 15,8 \text{ kN/m}^3 \text{ (vgl. Tabelle 6-1) zu}$$

$$e_{0gh} = 0,5 * 15,8 \text{ kN/m}^3 * 1 \text{ m} * 0,46$$

$$e_{0gh} = 3,6 \text{ kN/m/m erhalten.}$$

Die maximale Horizontalverformung f des Frontgitters beträgt auf der mittleren Ebene der Seilzugwegsensoren ($H = 0,5 \text{ m}$) im Durchschnitt $0,005 \text{ m}$ (siehe Tabelle 6-7). Da der Wert für den Durchhang kleiner als $h/12 = 0,083 \text{ m}$ ist, kann die Normalkraft im Seil nach LEONHARDT [14] vereinfachend wie folgt ermittelt werden:

$$N = (e_{0gh} * l^2) / (8 * f).$$

Die Normalkraft im Frontgitter ergibt sich somit unter Vernachlässigung dessen Stauchung zu:

$$N = [3,6 \text{ kN/m/m} * (1 \text{ m})^2] / (8 * 0,005 \text{ m})$$

$$N = 90 \text{ kN/m.}$$

Die Normalkraft in einem Vertikaldraht ergibt sich unter Berücksichtigung der Maschenweite zu

$$N = 90 \text{ kN/m} \cdot 0,10 \text{ m}$$

$$N = 9 \text{ kN}$$

Für die Laststufe 110 kN ergeben sich mit $f = 0,011 \text{ m}$ für die durchschnittliche Horizontalverformung auf der mittleren Ebene (siehe Tabelle 6–7) entsprechend die folgenden Werte:

$$N = 41 \text{ kN/m für das Frontgitter und}$$

$$N = 4 \text{ kN für den Vertikaldraht.}$$

6.2.4.3 Einschätzung

a) Nachweis Spaltzug (Bodengitter)

Die bei Versuch 2 auf den Laststufen 60 kN und 110 kN durchschnittlich gemessenen Drahtkräfte im Bodengitter sind in Tabelle 6–3 enthalten. Um einen Vergleich mit den zuvor abgeschätzten Drahtkräften zu erleichtern, wurde in Tabelle 6–13 eine Gegenüberstellung dieser Kräfte vorgenommen. Die Kräfte wurden dabei jeweils in [kN] angegeben und auf zwei Nachkommastellen gerundet.

Den Angaben in Tabelle 6–13 kann entnommen werden, dass im Bodengitter Zugkräfte auftreten, wobei diese mit der Näherungslösung etwa um das 3- bis 4-Fache (Laststufe 110 kN) bzw. um das 4- bis 5-Fache (Laststufe 60 kN) zu hoch abgeschätzt wurden. Im vorliegenden Fall scheint es, dass mit der Näherungslösung zu konservative Ergebnisse erzielt wurden. Ob sich in der Füllung aus enggestuftem Fein- bis Mittelsand unter der zentrischen Vertikalbelastung tatsächlich ein Gewölbe bzw. ein Stabwerk ausgebildet, ist anhand der im Boden- und Deckelgitter gemessenen Zugkräfte (siehe Tabelle 6–3 und Bild 4–104) zwar wahrscheinlich, kann jedoch anhand von Versuch 2 allein nicht abschließend bestätigt werden. Es kann jedoch angenommen werden, dass sich in einer solchen Sandfüllung eine andere (eher flachere) Druckstrebenneigung einstellt als die von WEBER angesetzten 4:1 für eine Schotterfüllung. Mit einer Druckstrebenneigung von 10:1 ($Z = \sum V_i / 20 = R / 20$) würde dagegen im vorliegenden Fall die Größenordnung der im Bodengitter auf den Laststufen 60 kN und 110 kN durchschnittlich gemessenen Zugkräfte erreicht. Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, dass auch die Vliesauskleidung der Ga-

bione trotz ihres geringen Flächengewichtes von 120 g/m² eine gewisse Zugbeanspruchung aufnimmt und dadurch das Bodengitter entlastet. Die Aussage zum Flächengewicht wird dadurch relevant, dass auf dem Bodengitter zwei Vliesbahnen über Kreuz eingelegt wurden. Aufgrund der Abmessungen von Gabione (Gitterbreite ca. 1 m) und Vlies (Rollenbreite 2 m) ergab es sich, dass infolge des Einbaus bzw. des Befüllens in den Eckbereichen des Drahtkorbes mehr als 2 Vliesbahnen übereinander lagen. Für die Annahme, dass das Vlies ebenfalls Zugkräfte aufnimmt spricht auch, dass bei Versuch 2 im Bodengitter tendenziell geringere (Zug-) Kräfte als im Deckelgitter, in dem kein Vlies vorhanden war, gemessen wurden (vgl. Tabelle 6–3 u. Bild 4–104). Der vorgeschlagenen Näherungslösung zufolge sollten jedoch die Zugkräfte im untersten Bodengitter einer Gabionenkonstruktion für die Bemessung maßgebend sein. Einen Hinweis auf eine weitere Ursache dafür, dass im Bodengitter die gemessenen Drahtkräfte deutlich geringer als die abgeschätzten Drahtkräfte sind, liefern die Distanzhalter in der 1. Ebene. In diesen Distanzhaltern wurden deutlich höhere Zugkräfte als im Bodengitter gemessen (siehe Kapitel 6.1.2 bzw. Tabelle 6–3). Dies legt den Schluss nahe, dass das Bodengitter durch die 1. Distanzhalterebene im Sinne eines (zusätzlichen) Zugbandes im Stabwerk entlastet wurde.

a) Nachweis des Frontgitters

Die beim Versuch 2 im Frontgitter gemessenen Kräfte sind in Bild 4–114 aufgetragen. Um einen Vergleich mit den nach WEBER abgeschätzten Kräften zu erleichtern, wurden in Tabelle 6–14 die gemessenen und die abgeschätzten Kräfte für die Laststufen 60 kN und 110 kN zusammengestellt. Um im Fall der gemessenen Kräfte eine Differenzierung zu ermöglichen, wurde diese für die Angabe in [kN] auf zwei Nachkommastellen gerundet, während die abgeschätzten Kräfte auf ganze [kN] angegeben wurden. Die nach WEBER abgeschätzten Drahtkräfte liegen zwar näher an den gemessenen Kräften als nach dem Ansatz von BUß/WINSELMANN (siehe Kapitel 6.2.3.3), dennoch unterscheiden sich diese immer noch um mindestens eine Dimension (siehe Tabelle 6–14). Die weitere Einschätzung, auch zur Vernachlässigung der Stützung durch die Horizontaldrähte, kann entsprechend zum Ansatz von BUß/WINSELMANN erfolgen, da beide Vorschläge den Vertikaldraht im Frontgitter als biegeschlaffes Seil abbilden und sich lediglich im Hinblick auf die Ermittlung der gleichmäßigen Streckenlast unterscheiden.

Laststufe	Bandbreite gemessener durchschnittlicher Drahtkräfte im Bodengitter [kN]	Nach WEBER abgeschätzte Drahtkräfte im Bodengitter [kN]
60 kN	-0,14 ... -0,20 (K2.3 ... K2.2)	-0,75
110 kN	-0,34 ... -0,45 (K2.3 ... K 2.1)	-1,38

Tab. 6–13: Versuch 2, Gegenüberstellung der gemessenen und der abgeschätzten Drahtkräfte im Bodengitter

Laststufe	Bandbreite gemessener Drahtkräfte im Frontgitter [kN]	Nach WEBER abgeschätzte Drahtkräfte im Frontgitter [kN]
60 kN	0,08 bzw. 0,13 (K2.18 bzw. K2.17/K2.19)	-9
110 kN	0 ... -0,15 (K2.17 ...K2.18)	-4

Legende: Vorzeichen „+“ = Druckkraft und „-“ = Zugkraft

Tab. 6–14: Versuch 2, Gegenüberstellung der gemessenen und der abgeschätzten Drahtkräfte im Frontgitter

Bei beiden Vorschlägen fällt außerdem auf, dass bei der Ermittlung der Zugkraft im Seil bzw. Draht mit der vereinfachten Formel nach LEONHARDT [14] (auch als „Gewölbeformel“ bekannt) die zentrische Vertikalbelastung unberücksichtigt bleibt. D. h. die Ermittlung der Zugkraft im Frontgitter erfolgt unabhängig von der auf das Deckelgitter aufgebracht zentrischen Vertikalbelastung. Dies führt dann dazu, dass eine unter einer höheren Laststufe eingetretene höhere Horizontalverformung in der Mitte des Frontgitters bzw. im Stich der Parabel zu einer geringeren Zugkraft im Seil bzw. im Vertikaldraht führt (vgl. Tabelle 6–11 und Tabelle 6–14). In der Konsequenz führt dies dazu, dass mit der Näherung von WEBER für die Laststufe 60 kN eine Drahtzugkraft abgeschätzt wird, die höher ist als die aus den Zugversuchen maximal ableitbare Höchstkraft von rd. 8,2 kN (siehe Tabelle 5–1), während für die Laststufe 110 kN wiederum eine Zugkraft unterhalb der Höchstkraft abgeschätzt wird (siehe Tabelle 6–14). Aus Sicht der Seilstatik erscheint das zuvor genannte Phänomen nachvollziehbar; nicht jedoch mit Blick auf die gemessenen Kräfte im Frontgitter. Bei Letzteren handelt es sich zumindest zur Laststufe 60 kN eindeutig um Druckkräfte (siehe Bild 4–114). In Kombination mit der Steckstabverbindung zwischen Deckel- und Frontgitter kann eine, wenn auch geringe, Mitwirkung des Frontgitters am Abtrag der in das Deckelgitter eingetragenen Vertikallast angenommen werden.

a) Nachweis der Verbindungen

Ein Versagen von Verbindungen (Schweißpunkt- und Steckstabverbindungen) wurde bei den durchgeführten Versuchen nicht beobachtet. Dennoch

wird die Möglichkeit gesehen, dass dies unter anderen Bedingungen, wie der Verwendung von Gestein als Füllung und/oder unter exzentrischer Belastung, auftreten kann.

Anforderungen an die Scherfestigkeit der Schweißstellen sind auch in DIN EN 10223-8 [R 4] enthalten. Danach darf die mittlere Scherfestigkeit von vier stichprobenartig ausgewählten Schweißstellen in einem Gitter nicht kleiner als 75 % der Bruchlast des Drahtes (Höchstkraft im Zugversuch) und kein Einzelwert entsprechend kleiner als 50 % sein.

6.2.5 Eigene Betrachtungen

Wie aus den Diagrammen der Kräfteverläufe im Frontgitter und in den Distanzhaltern bei Versuch 2 zu ersehen ist (siehe Bild 4–105, Bild 4–106, und Bild 4–114), zeigen die Kraftsensoren auf den höheren Laststufen zum Teil an, dass die Kraft zu Beginn einer neuen Laststufe ansteigt, kurz darauf deutlich abfällt und anschließend maximal das Niveau der vorhergehenden Laststufe erreicht. Bei den folgenden Laststufen wiederholt sich dieses Phänomen. Die horizontalen Verformungen des Frontgitters und die vertikalen Verformungen der Lastplatte nehmen dagegen mit der Steigerung der äußeren Belastung bzw. Laststufe weiterhin zu (vgl. Bild 4–116 und Bild 4–122).

Für eine Diskussion dieses Phänomens sind in Tabelle 6–15 in der Reihenfolge des Eintretens die entsprechenden Kraftsensoren mit den gemessenen Kräften und den durchschnittlichen Verformungen, die am Frontgitter in der 2. Ebene der Seilzug-Wegsensoren ($H = 0,5$ m) und auf der Last-

FG	Laststufe [kN]	Eintrittsort (Sensor)	Anz. insges. betroffener Di- stanzhalter bei Eintritt	Gemessene Kraft im Element		Durchschnittl. gemess. Verformungen	
				[kN]		[mm]	
				Minimum	Durchschnitt	Horizontal (SWA-Ebene, H = 0,5 m)	Vertikal (Lastplatte)
1	235	Front, re. (K2.19)	--	-0,50	-0,52	-26,0	-44,2
		2. DH-Ebene, vorn re. (K2.13)	1 / 10	-1,92	-2,01		
2	260	1. DH-Ebene, hinten li. (K2.4)	6 / 10	-1,49	-1,51	-29,0	-50,7
		1. DH-Ebene, hinten re. (K2.5)		-1,57	-1,60		
		2. DH-Ebene, vorn li. (K2.12)		-2,77	-2,84		
		1. DH-Ebene, Mitte (K2.6)		-2,95	-2,99		
		2. DH-Ebene, Mitte (K2.11)		-4,36	-4,42		
3	285	Front, li. (K2.17)	--	-0,64	-0,66	-32,6	-58,2
		Front, Mitte (K2.18)	--	-1,24	-1,27		
		1. DH-Ebene, vorn li. (K2.7)	7 / 10	-1,47	-1,51		

Legende: Die Richtungsbezeichnungen sind mit Blick auf das Frontgitter zu verstehen. Kraft mit Vorzeichen „-“ = Zugkraft

Tab. 6–15: Versuch 2, Eintritt von Fließgelenken (FG) im Drahtkorb und durchschnittliche Verformungen

platte mit den induktiven Wegsensoren ermittelt wurden, zusammengestellt. Tabelle 6–15 zufolge ist das beschriebene Phänomen zuerst auf der Laststufe 235 kN bei den Kraftsensoren K2.19 (Frontgitter, rechts) und K2.13 (2. DH-Ebene, vorn rechts) zu beobachten. Die Kraftsensoren zeigen dabei durchschnittliche Zugkräfte von ca. 0,5 kN (K2.19) bzw. ca. 2,0 kN (K2.13) an. Auf der folgenden Laststufe 260 kN folgen die Kraftsensoren K2.4 bis K2.6 (1. DH-Ebene, hinten und Mitte), K2.11 (2. DH-Ebene, Mitte) und K2.12 (2. DH-Ebene, vorn links) mit durchschnittlichen Zugkräften von ca. 1,5 kN (K2.4) bis ca. 4,4 kN (K2.11). Auf der Laststufe 285 kN folgen dann mit K2.7 (1. DH-Ebene, vorn links), K2.17 (Frontgitter, links) und K2.18 (Frontgitter, Mitte) drei weitere Kraftsensoren. Auf der Laststufe 285 kN zeigen schließlich alle drei Kraftsensoren im Front-

gitter und sieben von zehn Kraftsensoren in den Distanzhaltern, dass geschilderte Phänomen. Lediglich die Distanzhalter mit den Kraftsensoren K2.8 (1. DH-Ebene, vorn rechts), K2.9 und K2.10 (2. DH-Ebene, hinten links bzw. rechts) sind noch nicht betroffen. Die auf den drei Laststufen durchschnittlich gemessenen Verformungen nehmen dagegen mit vergleichbarer Geschwindigkeit je Laststufe zu. Diese beträgt ca. 3 mm bzw. ca. 4 mm für die Seilzug-Wegsensoren am Frontgitter (H = 0,5 m) bzw. ca. 7 mm bis ca. 8 mm für die induktiven Wegsensoren auf der Lastplatte.

Das zuvor beschriebene, sich wiederholende Phänomen erinnert an die Fließgelenktheorie, d. h. der aus einer größeren Zahl von Drähten bzw. Stäben bestehende Korb kann als Stahlkonstruktion ide-

alisiert werden, die infolge der äußeren Belastung offensichtlich lokale Plastifizierungen erleidet. Mit der Weiterverfolgung dieser Annahme stellt sich der Drahtkorb als vielfach statisch unbestimmtes, dreidimensionales System dar, das in der Lage ist, Lasten bei lokaler Überschreitung der Tragfähigkeit von einzelnen Stäben auf andere umzulagern. In diesem Sinne würde die Laststufe 235 kN der elastischen Grenzlast des Systems Korb entsprechen, unterhalb der es vollständig elastisches und oberhalb der es teilplastisches Verhalten zeigt. Die plastische Grenzlast wurde allerdings noch nicht erreicht, da noch nicht alle Distanzhalter das zuvor beschriebene Phänomen zeigen bzw. versagt haben und sich unter einer konstanten äußerer Belastung noch keine unbegrenzt zunehmenden Verformungen bzw. noch keine kinematische Kette eingestellt haben. Bild 4–105 zufolge ist es wahrscheinlich, dass sich auf Laststufe 310 kN das nächste Fließgelenk im Distanzhalter mit dem Kraftsensor K2.8 (1. DH-Ebene, vorn rechts) ausbildet, da durch den Sensor infolge der Laststeigerung von 285 kN auf 310 kN lediglich eine Zunahme der Zugkraft um rd. 50 N angezeigt wird. Der Nachweis hierfür steht jedoch aus, da mit Rücksicht auf den Erhalt des Versuchsaufbaus darauf verzichtet wurde, über 310 kN hinaus eine weitere, planmäßige Laststufe aufzubringen. Erwähnenswert ist außerdem, dass auf den Laststufen 235 kN, 260 kN und 285 kN jeweils mindestens zwei Teilplastifizierungen bzw. Fließgelenke gleichzeitig auftreten.

Im Hinblick auf die Fließgelenktheorie ist einschränkend festzustellen, dass die aus den Gittermatten entnommenen Drahtproben in den einaxialen Zugversuchen keine ausgeprägte Streckgrenze aufwiesen (vgl. Kapitel 5). Hinzukommt außerdem, dass die durch die Kraftsensoren in den Drähten des Frontgitters ermittelten Zugkräfte von ca. 0,5 kN bis ca. 1,3 kN (siehe Tabelle 6–15) kleiner sind als die mit der 0,2 %-Dehngrenze korrelierende Kraft von rd. 6,6 kN, die durch einaxiale Zugversuche an Drahtproben ermittelt wurde (siehe Kapitel 5.5). Aufgrund der bereits während des Versuchs deutlich erkennbaren horizontalen Verformungen des Frontgitters ist im Fall der Drähte im Frontgitter von einem mehraxialen Spannungszustand auszugehen, so dass für den endgültigen Nachweis plastischen Materialverhaltens jeweils eine Vergleichsspannung zu ermitteln und der 0,2 %-Dehngrenze gegenüberzustellen wäre. Dieser Spannungszustand kann mit den eingesetzten Kraftsensoren, die (in gewissem Umfang) Biegung kompensieren, nicht erfasst wer-

den. Es ist derzeit nicht bekannt, ob Sensoren existieren, die einen derartigen Spannungszustand erfassen und in Drähte mit einem Nenndurchmesser von 4,5 mm eingebaut werden können. Ähnliches gilt für die Distanzhalter und die Steckstäbe, die einen Nenndurchmesser von 5 mm bzw. 6 mm aufweisen und für die aufgrund der Setzung der Sandfüllung bzw. der Stauchung des Korbes ebenfalls von einem mehraxialen Spannungszustand auszugehen ist. Für die Annahme eines mehraxialen Spannungszustandes für die Distanzhalter spricht, dass sich in den Distanzhaltern mit den Kraftsensoren K2.9 und K2.10 noch kein „Fließgelenk“ ausgebildet hat. Beide Distanzhalter liegen in den hinteren Ecken der 2. Ebene, so dass hier im Vergleich zur 1. Ebene von geringeren Setzungen der Füllung und von einem geringeren Einfluss aus den Horizontalverformungen des Frontgitters ausgegangen werden kann. In der Folge kann für diese beiden Distanzhalter eine geringere Biegebeanspruchung angenommen werden.

Im Hinblick auf das Versagen eines einzelnen Elementes sollen die obigen Betrachtungen zur Fließgelenktheorie zeigen, dass infolge der Interaktion zwischen Drahtkorb und Sandfüllung ein komplexes dreidimensionales System vorliegt. Damit erscheint es fraglich, ob es ausreicht, für den Nachweis des Frontgitters einen Vertikaldraht als Seil abzubilden, der durch eine gleichmäßige Streckenlast belastet wird. Weitere Argumente für bzw. gegen die in den vorherigen Kapiteln betrachteten Näherungslösungen und zu den hier angestellten Betrachtungen über das Tragverhalten einer Gabione sind durch weitere Versuche zu gewinnen und zu bewerten.

Für den Versuch 2 kann mit Blick auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) die Tragfähigkeit der Gabione mit dem festgestellten Eintritt der ersten Fließgelenke vereinfachend mit 235 kN angesetzt werden. Die damit korrelierende maximale Horizontalverformung beträgt ca. 28 mm (S2.6, 2. Ebene H = 0,5 m). Falls, wie in der aktuell erteilten abZ [R 10] angegeben, nur eine Horizontalverformung von maximal 2 % der Korbböhe (hier: 20 mm), zugelassen werden kann, ergäbe sich die Tragfähigkeit der Gabione dementsprechend zu 160 kN (siehe Kapitel 0), womit die Gebrauchstauglichkeit (SLS) maßgebend wäre.

6.3 Empfehlungen zum weiteren Vorgehen

6.3.1 Allgemeines

Bei Versuch 2 handelt es sich bisher um den Versuch, bei dem die verwendeten Sensoren über die realisierte äußere Belastung weitgehend plausible und interpretierbare Messwerte geliefert haben. Die Einschränkung in dieser Aussage betrifft die Erddruckgeber, von denen einige auf den höheren Laststufen keine plausiblen Messwerte geliefert haben bzw. ausgefallen sind (siehe Kapitel 4.3.3). Dennoch kann festgestellt werden, dass durch die Durchführung und die Auswertung der Versuche 0, 1 und 2 sukzessive ein geeignetes Gesamtkonzept für Belastungsversuche an einzelnen Gabionen entwickelt wurde. Einerseits wäre es somit aus Gründen der Reproduzierbarkeit angezeigt, den Versuch 2 noch einmal zu wiederholen. Andererseits zeichnet sich ab, dass mit einer Wiederholung von Versuch 2 über die Reproduzierbarkeit bzw. eine begrenzte Fortschreibung des Versuchskonzeptes hinaus keine wesentlichen neuen Erkenntnisse im Hinblick auf die Beurteilung der favorisierten Näherungslösung von WEBER und die Vorbereitung der Großversuche an Gabionenkonstruktionen als weitere wesentliche Ziele des AP-Projektes zu gewinnen wären.

Bei der beispielhaften Anwendung der Näherungslösung von WEBER auf den Versuch 2 haben sich einige, nach derzeitigem Kenntnisstand scheinbare Widersprüche gezeigt (siehe Kapitel 6.2.4.3). In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass im Gegensatz zu den Annahmen im Deckgitter deutlich höhere Zugkräfte als im Bodengitter gemessen wurden und mit der Näherung die Zugkräfte im Bodengitter überschätzt wurden. Zusätzlich ließ sich die Druckstrebenneigung von (3:1 ...) 4:1 in der Füllung nicht nachvollziehen. Die drei genannten Aspekte betreffen den „Nachweis Spaltzug (Bodengitter)“. Außerdem ist daran zu erinnern, dass mit der Näherung die Zugkräfte im Frontgitter weit überschätzt wurden und auch das Auftreten von Druckkräften mit dem Modell des biegeschlaffen Seils nicht erklärt werden kann. Die letzten Aspekte betreffen den „Nachweis des Frontgitters“.

Wie bereits in Kapitel 6.2.4.3 angedeutet ist es wahrscheinlich, dass die Ursachen für die Widersprüche zu den Annahmen für den „Nachweis Spaltzug (Bodengitter)“ schwerpunktmäßig in der Verwen-

dung der Sandfüllung inkl. Vliesauskleidung zu suchen sind. Die Verwendung dieser Materialien kann zur beobachteten Zugentlastung des Bodengitters und zu einer, zumindest rechnerisch, steileren Druckstrebenneigung wesentlich beigetragen bzw. geführt haben. Bei Verwendung einer praxisüblichen Füllung mit Gestein wird dagegen angenommen, dass sich die von WEBER vorgenommene, plausible Zuordnung von Zugkräften zu den horizontalen Gittern, insbesondere dem Bodengitter, messtechnisch deutlicher nachvollziehen lässt. Außerdem kann erwartet werden, dass eine nach dem Prinzip der Hohlraumminimierung vorgenommene Füllung mit Gestein sich unter zentrischer Vertikalbelastung in gewissem Umfang „verspannt“ und sich auch die angenommene Druckstrebenneigung nachzeichnen lässt. Während eine Sandfüllung inkl. Vliesauskleidung zu einer sehr gleichmäßigen Beanspruchung der Gittermatten, vergleichbar mit einer gleichmäßig verteilten Streckenlast führt, kann von einer Füllung mit Gestein eine deutlich ungleichmäßigere Beanspruchung der Gittermatten, vergleichbar mit vielen Einzellasten mit unregelmäßigem Abstand, ausgegangen werden. In Verbindung mit der zuvor genannten „Verspannung“ wird sich dadurch eine andere Beanspruchung für das Frontgitter und die weiteren Elemente, ggf. auch mit Konsequenzen für die Näherungslösung, ergeben. Als Folge aus den bisher beschriebenen Erwartungen ist auch eine andere (geringere) Beanspruchung der Distanzhalter als bei den Versuchen mit Sandfüllung inkl. Vliesauskleidung denkbar.

Aufgrund der zuvor dargelegten Zusammenhänge wird empfohlen, an einzelnen Gabionen weitere Belastungsversuche durchzuführen. Die Gabionen sollten dabei, wie in der Praxis für Stützkonstruktionen üblich, mit einer Füllung aus Gestein hergestellt werden. Gegenüber einer Fortsetzung von Belastungsversuchen mit sandgefüllten Gabionen wird dabei der Vorteil gesehen, dass die eingangs genannten Ziele weiterverfolgt und gleichzeitig eine Fortschreibung des Versuchskonzeptes erreicht werden können. Hierzu werden im Folgenden detailliertere Empfehlungen gegeben.

6.3.2 Details

6.3.2.1 Materialien

Für Stützkonstruktionen aus Gabionen wird in der Praxis eine Füllung mit Gestein durch zwei Verfahren realisiert. Diese sind in Anlehnung an [R 10] wie folgt zu beschreiben:

a) Schüttverfahren

Zunächst wird Gestein (Schotter) im hinteren Korbbereich eingefüllt und manuell geeignete Einzelsteine an der Ansichtsfläche bis zur Höhe der 1. Distanzhalterebene eingebaut. Nach dem Befüllen und Einebnen der Oberfläche erfolgt eine Verdichtung mittels Handstampfer. Im Weiteren wird wie zuvor beschrieben Gestein bis zu der bzw. den weiteren Distanzhalterebenen eingebaut und verdichtet. Die Befüllung nach Erreichen der obersten Distanzhalterebene erfolgt in der Weise, dass die Gabione nach der Verdichtung vollständig gefüllt ist und das einzubauende Deckelgitter eben aufliegt. Nach dem Einbau des Deckelgitters erfolgt ein Feinabgleich der Deckelebene mit Brechkornmaterial.

b) Schüttverfahren mit Steinversatz

An der Ansichtsfläche wird manuell eine Schale aus Steinen trockenmauerartig gesetzt. Dahinter wird eine lagenweise Befüllung und Verdichtung wie unter a) beschrieben vorgenommen.

Durch die empfohlenen weiteren Belastungsversuche sollten beide Verfahren abgedeckt werden. Aus Gründen der Vergleichbarkeit und der Reproduzierbarkeit sind jeweils zwei Versuche zu empfehlen. Die Befüllung der Gabionen sollte möglichst durch einen qualifizierten Fachbetrieb erfolgen, um die Einflüsse infolge zu großer Hohlräume und zu unregelmäßiger Hohlraumverteilung zu minimieren. Wie schon bei den Versuchen mit Sandfüllung sollte aus Gründen der Vergleichbarkeit nach abgeschlossener Befüllung über eine Gewichtsbestimmung die Wichte ermittelt werden.

Für die Befüllung der Gabionen mittels Schüttverfahren kann eine Körnung von 60 / 90 [mm] ... 60 / 120 [mm] verwendet werden, wobei die Maschenweite zumindest für die Frontseite auf 50 x 50 [mm] verringert werden sollte. Bei einer Beibehaltung der derzeitigen Maschenweite von 100 x 100 [mm] für die Frontseite würden durch die hieraus resultierende gröbere Körnung eine fachgerechte Befüllung und damit die Sicherstellung einer hohlraumarmen Füllung erschwert. Für die Gabionen mit Steinversatz kann unter Beibehaltung der derzeit verwendeten Maschenweite von 100 x 100 [mm] für die Frontseite (= Ansichtsfläche) Gestein mit einer Körnung von 90 / 250 [mm] ... 100 / 300 [mm] verwendet werden. Als Körnung für

den zuvor genannten Feinabgleich sollte Brechkorn der Körnung 16 / 32 [mm] verwendet werden.

Bei der Auswahl der Gesteinsart bzw. des Steinbruchs sollte angestrebt werden, dass möglichst ein Prüfzeugnis nach den TL Gab-StB [R 9] mitgeliefert wird. In diesem Fall bräuchten dort aufgeführte, relevante Anforderungen nicht gesondert durch das Gesteinslabor des Referates S 2 bzw. externe Dienstleister ermittelt werden. Aus Gründen der leichteren Handhabbarkeit sollte ferner darauf geachtet werden, ein Gestein mit nicht zu hoher Korndichte, wie z. B. Basalt, auszuwählen. In Kombination mit der regionalen Verfügbarkeit wäre hier z. B. Grauwacke zu empfehlen.

6.3.2.2 Sensoren

Bei Ausführung der Füllung mit Gestein muss auf Erddruckgeber, die sich bereits bei der bisher realisierten Füllung aus Fein- bis Mittelsand (Körnung 0 / 1 [mm]) als empfindlich erwiesen haben, verzichtet werden.

Die Kraftsensoren, die sich dagegen bei den bisherigen Versuchen bewährt haben, können grundsätzlich auch bei einer Füllung aus Gestein in die Gittermatten und in die Distanzhalter eingebaut werden. Die Kraftsensoren inkl. Anschlusskabel sollten dann vor zu hohen Druck- bzw. Scherbelastungen aus einzelnen Steinen geschützt werden. Vorbehaltlich der praktischen Umsetzung können die Anschlusskabel in der Füllung mit Kunststoffwellrohren umhüllt werden. Die Rohre sollten zusätzlich mit einem Bettungsmaterial, wie z. B. dem vorhandenen Fein- bis Mittelsand, gefüllt werden. Im Rückseitengitter sollte die Höhe der Kraftsensoren zukünftig so angepasst werden, dass die hierfür erforderlichen Aussparungen in der Schalhaut der Stahlrahmenschalung ohne Begrenzung durch deren Stege aufgeweitet werden können. Hierdurch kann ein nachteiliges Anpressen der Sensoren an die Leibung der Aufweitungen infolge Stauchung der Gabione vermieden werden (siehe Versuch 2, Bild 4–92). Zusätzlich sollte darauf geachtet werden, dass wie bei Versuch 2 der mittlere Kraftsensor im Rückseitengitter auf dem Kunststoffausgleich zwischen den beiden Schalelementen zu liegen kommt; eine Lage auf deren vertikalen Stegen aus Stahl wäre als äußerst nachteilig anzusehen. Zusätzlich sollte beim Frontgitter überlegt werden, die Lage der Kraftsensoren anzupassen, da sich gezeigt hat, dass dort etwa auf deren realisierter Einbauhöhe

von 0,55 m über dem Bodengitter tendenziell die größten horizontalen Verformungen auftreten, woraus auch eine deutliche Biegebeanspruchung der Drähte resultiert. Letztere ist für die Ermittlung von Normalkräften in den Drähten mittels Kraftsensoren als nachteilig anzusehen.

Zur Erfassung der vertikalen Verformungen der Lastplatte können auch weiterhin induktive Wegsensoren verwendet werden. Zur Erfassung der horizontalen Verformungen des Frontgitters (Ausbauchungen) können wiederum Seilzug-Wegsensoren verwendet werden. Wie jedoch die Versuche 0, 1 und 2 gezeigt haben, treten auch in ca. 0,1 m Höhe über dem Bodengitter erhebliche horizontale Verformungen im Frontgitter auf. Diese sollten zukünftig durch eine zusätzliche Reihe von drei Seilzug-Wegsensoren erfasst werden, die in den gleichen Schnitten wie die bisherigen Sensoren (d. h. 0,3 m, 0,5 m u. 0,7 m vom linken Rand) angeordnet werden. Im umlaufenden Stahlrahmen ist hierfür vor dem Frontgitter das Profil HEB 200 durch ein entsprechend niedrigeres Profil auszutauschen. Die vertikale Verformung des Frontgitters (Stauchung) sollte ebenfalls durch einen Seilzug-Wegsensor erfasst werden, der an der Frontseite über Kopf am Riegel eines zusätzlichen Rahmens aus Stahlprofilen befestigt werden kann. Optimal wäre es, wenn die vertikale Verformung des Frontgitters in Analogie zur Anordnung der Seilzug-Wegsensoren am Frontgitter ebenfalls in drei zuvor genannten Schnitten erfolgen könnte. Im Fall der Versuche 1 und 2 konnte eine Beeinflussung der Messungen zur vertikalen Absenkung des Frontgitters nicht ausgeschlossen werden. Bei beiden Versuchen wurde hierfür etwa mittig am oberen Steckstab des Frontgitters ein Stahlwinkel angeschweißt, auf dessen unterem Schenkel wurde die Tastspitze eines induktiven Wegsensors (W1.4 bzw. W2.4, siehe z. B. Bild 4–49) aufgesetzt. Auf den höheren Laststufen wurden eine Verdrehung des Steckstabes bzw. eine Verdrehung des Winkels beobachtet. Zudem fiel bei Versuch 2 auf, dass sich das Frontgitter auf den höheren Laststufen in der Mitte augenscheinlich etwas stärker abgesenkt hat als an den Rändern (siehe Bild 4–85). Diese Effekte lassen sich durch die beschriebene Anordnung von drei Seilzug-Wegsensoren zur Erfassung der vertikalen Absenkung des Frontgitters begrenzen. In jedem Fall sollten die Klemmen der Seilzug-Wegsensoren an Abstandhaltern mit ausreichendem Abstand zum Frontgitter angebracht werden, um Kollisionen mit den unter äußerer Belastung zunehmenden Ausbauchungen

des Lastpolsters zu vermeiden. Insgesamt haben sich die beiden Sensortypen für die Wegmessungen bei den bisherigen Versuchen als gut geeignet erwiesen.

Außerdem sollte zur Erfassung von Verformungen des Drahtkorbes zukünftig stärker auf Nivellements zurückgegriffen werden. Dazu sollten nach dem Einbau und nach der Durchführung der Versuche die Höhen der Distanzhalter und ggf. weiterer, zusätzlich anzubringender Markierungen erfasst und ausgewertet werden.

6.3.2.3 Versuchsaufbau

Der bei den bisherigen Versuchen mit Sandfüllung inkl. Vliesauskleidung praktizierte Versuchsaufbau hat sich grundsätzlich bewährt. Die verwendete Stahlrahmenschalung, die Lastplatte und das Lastkissen aus vliesumhüllten Sand sollten weiterverwendet werden. Gleiches trifft auf den umlaufenden Stahlrahmen zu, wobei vor dem Frontgitter der Gabionen zukünftig ein niedrigeres Profil eingebaut werden sollte (siehe auch Kapitel 6.3.2.2). In der Behelfsschalung aus Siebdruckplatten sollten dagegen größere Fenster hergestellt werden, damit im Zuge der Befüllung die Anordnung der Steine sowie die Größe und die Verteilung evtl. Hohlräume an den Gittermatten überprüft und ggf. korrigiert werden können (vgl. Kapitel 6.3.2.1). Weiterhin sollte wieder, die bei den Versuchen 1 und 2 erfolgreich eingesetzte, Handhydraulikanlage genutzt werden, wobei zur Überwachung des Öldruckes das mitgelieferte Manometer verwendet werden sollte. Hierzu muss das fehlerhaft geschnittene Gewinde im Anschlussstück so nachgearbeitet werden, dass beim vollständigen Einschrauben des Manometers die Anzeige für das Ablesen oben liegt (Herstellfehler).

6.3.2.4 Krafteintrag

Das bei den Versuchen 0, 1 und 2 gewählte Belastungsregime (siehe Kapitel 6.1.1) sollte grundsätzlich beibehalten werden (d. h. Vorlast 10 kN u. Laststufen von je 25 kN), um eine Vergleichbarkeit der bisherigen und der zukünftigen Versuche untereinander zu ermöglichen. Auf eine wie bei den Versuchen 0 und 1 realisierte Entlastungsschleife sollte allerdings verzichtet werden, da diese in der Praxis bei der Errichtung von Stützkonstruktionen nur selten vollzogen wird und, wie bei Versuch 1 zu beobachten war, zu Unsicherheiten von einzelnen Sensoren bei der Messwerterfassung führen kann. Im

Hinblick auf die zeitliche Entwicklung der äußeren Verformungen von Lastplatte und Frontgitter sollte stärker als bisher darauf geachtet werden, dass diese abgeklungen sind, bevor die nächste Laststufe aufgebracht wird. Hieraus können sich längere Haltdauern einzelner Laststufen und somit längere Versuchsdauern ergeben. Diese dürften allerdings den tatsächlichen Randbedingungen bei der Errichtung von Stützkonstruktionen mit Gabionen eher entsprechen.

7 Zusammenfassung/Ausblick

Im Rahmen des AP-Projektes wurden in Anlehnung an die Empfehlungen aus dem externen Projekt FE 15.0559/2012/MRB drei Belastungsversuche an einzelnen Gabionen durchgeführt. Der Anlass hierfür sind die fehlenden Regelungen zum Nachweis des Versagens eines einzelnen Elementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen. Aufgrund der komplexen Interaktion zwischen Drahtkorb und Füllung fehlt hierfür bisher ein realitätsnahes, rechnerisches Nachweisverfahren. Bei den drei Belastungsversuchen wurden jeweils mit einer Stahlrahmenschalung u-förmig umstellte Gabionen mit einer zentrischen Vertikalkraft belastet. Die Gabionen mit den Abmessungen von 1 x 1 x 1 m wurden zuvor unter Zuhilfenahme von Vliesbahnen mit einem enggestuften Fein- bis Mittelsand gefüllt. Die Lasteinleitung in das Deckelgitter erfolgte stets über ein Lastkissen und eine Lastplatte ausgehend von einer Vorlast von 10 kN in Stufen von 25 kN. Bei den Versuchen 0 und 1 wurde nach der Laststufe 110 kN eine zwischenzeitliche Entlastungsschleife realisiert, auf die beim Versuch 2 aufgrund festgestellter Unsicherheiten bei der Messwerterfassung durch einzelne Sensoren und die übliche Baupraxis bei Stützkonstruktionen verzichtet wurde. Auf diese Weise wurden die Gabionen mit maximal 210 kN (Versuch 0), 185 kN (Versuch 1) bzw. 340 kN (Versuch 2, letzte reguläre Laststufe 310 kN) belastet.

Bei Versuch 0 handelte es sich um einen vertraglich vorgesehenen Abnahmeversuch im Rahmen der erfolgten Instandsetzung und Modernisierung der im Weiteren genutzten Belastungseinrichtung. Dabei wurde die Möglichkeit genutzt, den Aufbau und die Durchführung von derartigen Belastungsversuchen zu erproben und weiterzuentwickeln. Vor diesem Hintergrund wurden lediglich die äußeren Verformungen des Versuchsaufbaus durch bereits vorhandene Seilzug-Wegsensoren und Feinmessungen sowie einfach zu handhabende Messverfah-

ren, wie z.B. Nivellements, erfasst und ausgewertet. Beim Versuch 1 wurden daraufhin mit induktiven Wegsensoren und Seilzug-Wegsensoren genauere Messverfahren zur Erfassung der äußeren Verformungen eingesetzt. Zusätzlich wurde versucht, mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) die Kräfte im Boden- und Deckelgitter sowie in den Distanzhaltern zu erfassen. Im Sinne einer Referenz wurde im Boden- und Deckelgitter jeweils ein DMS in Deckelmitte durch einen Kraftsensor ergänzt. Weiterhin wurden zur Erfassung von Erddruckspannungen Erddruckgeber in die Sandfüllung eingebaut, von denen allerdings, bedingt durch einen Defekt am Signalerfassungssystem, die Hälfte ausfiel. Beim abschließenden Versuch 2 wurde der grundlegende Versuchsaufbau beibehalten. Im Detail wurden jedoch die DMS im Boden- und Deckelgitter sowie in den Distanzhaltern vollständig durch Kraftsensoren ersetzt, da diese bei Versuch 1 aufgrund von nicht vorhersehbaren Überschreitungen des Messbereichs nicht in der Lage waren, über die gesamte Versuchsdauer plausible Messwerte zu liefern. Zusätzlich wurden das Front- und das Rückseitengitter mit jeweils drei Kraftsensoren ausgestattet. Bei Versuch 2 konnten außerdem aufgrund eines kurzfristig aufgetretenen Defektes zwei der vorgesehenen Erddruckgeber nicht eingebaut werden, wodurch die Anordnung dieser Sensoren gegenüber dem Versuch 1 abgeändert werden musste. Die eingebauten Erddruckgeber lieferten über die Dauer von Versuch 2 nur eingeschränkt plausible Messwerte. Insgesamt gesehen kann jedoch basierend auf den drei Versuchen 0, 1 und 2 das entwickelte Konzept für die Durchführung und die Auswertung von Belastungsversuchen an einzelnen Gabionen als geeignet bestätigt werden.

Das durch FE 15.0559/2012/MRB favorisierte Nachweisverfahren von WEBER (enthalten in [2]) kann allerdings anhand der bisher durchgeführten drei Belastungsversuche weder bestätigt noch widerlegt werden. Im Hinblick auf das Tragverhalten von Gabionen können jedoch unter Beachtung der zuvor angegebenen Randbedingungen folgende Ergebnisse – im Sinne eines Zwischenstandes – festgestellt werden:

- Bei allen Messwertverläufen, Kräfte, Spannungen und Verformungen gleichermaßen betreffend, war zu beobachten, dass diese zumeist erst ab der Laststufe 60 kN eine deutlichere Spreizung in Abhängigkeit der Lage und/oder Messrichtung der Sensoren aufweisen.

- Im Deckelgitter übersteigen die maximal gemessenen Zugkräfte diejenigen im Bodengitter um etwa das Doppelte, was nicht im Einklang mit dem „Nachweis Spaltzug (Bodengitter)“ von WEBER steht. Zusätzlich wiesen die Zugkräfte, die bei konstanter äußerer Belastung in einem und demselben Gitter gemessen wurden, zum Teil erhebliche Unterschiede auf. Außerdem konnte die von WEBER angenommene Druckstreben von 4:1 in der Sandfüllung rechnerisch nicht nachvollzogen werden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die auf dem Bodengitter in zwei Bahnen und an den Ecken des Drahtkorbes überlappend eingebaute Vliesauskleidung eine Zugentlastung des Bodengitters bewirkt und im Zusammenspiel mit der Sandfüllung zu einer (rechnerisch) deutlich steileren Druckstrebenneigung geführt hat. Beide Effekte lassen sich allerdings nicht quantifizieren.
- Im Frontgitter wurden zunächst geringe Druckkräfte gemessen, die ab der Laststufe 135 kN in Zugkräfte übergehen. Das Auftreten von Druckkräften steht nicht im Einklang mit dem „Nachweis des Frontgitters“ von WEBER, bei dem ein Vertikaldraht aus diesem Bauteil als biegeschlafes Seil abgebildet wird. Außerdem war es nicht möglich, die Größenordnung der dort gemessenen Kräfte vom Betrag her rechnerisch zu treffen.
- Im Rückseitengitter waren die gemessenen Kräfteverläufe stark von Zwängungen geprägt, da hier die verwendete Stahlrahmenschalung Dehnungen verhindert hat. Zusätzlich wurden die beiden äußeren Kraftsensoren auf den höheren Laststufen infolge der Stauchung der Gabione an die Leibungen der Öffnungen in der Schalhaut gepresst.
- In den Distanzhaltern der 1. Ebene (0,3 m über Bodengitter) wurden höhere Zugkräfte gemessen als im Bodengitter. In den Distanzhaltern der 2. Ebene (0,7 m über Bodengitter) wurden ebenso höhere Zugkräfte als im Deckelgitter gemessen. Im Vergleich der Distanzhalterebenen wurden in den übereinander liegenden Distanzhaltern auf ein und derselben Laststufe in der 2. Ebene höhere Zugkräfte als in der 1. Ebene gemessen. Auf ein und derselben Ebene ergaben sich zudem bei konstanter äußerer Belastung in den langen Distanzhaltern über die Mitte höhere Zugkräfte als in den kurzen Distanzhaltern in den Ecken. Die Distanzhalter tragen somit wesentlich zum Tragverhalten des Drahtkorbes bei, d. h. ihre Bedeutung übertrifft die einer bloßen Montagehilfe. Dies spiegelt sich auch in der Entwicklung der horizontalen Verformungen des Frontgitters wieder.
- Mithilfe der in die Sandfüllung eingebauten Erd-druckgeber konnten aufgrund der Ausfälle und der zum Teil nicht plausiblen Messwerte keine relevanten Erkenntnisse im Hinblick auf das Tragverhalten von Gabionen gewonnen werden.
- Das Frontgitter reagiert bereits auf die Vorlast mit horizontalen Verformungen (Ausbauchungen), die sich ab der Laststufe 60 kN in Abhängigkeit des Einhängepunktes des Seilzug-Wegsensors am Frontgitter deutlicher unterscheiden. Markant bei der Verformungsentwicklung ist, dass stets mindestens ein Seilzug-Wegsensor auf der mittleren Ebene (0,5 m über Bodengitter) vorauseilt. Die maximalen horizontalen Verformungen sind für die letzte vergleichbare Laststufe von 110 kN bei Versuch 0 mit ca. 10,4 mm, bei Versuch 1 mit ca. 31,3 mm und bei Versuch 2 mit ca. 12,7 mm anzugeben. Bei allen drei Versuchen fiel außerdem auf, dass in 0,1 m Höhe über dem Bodengitter ebenfalls erhebliche horizontale Verformungen auftraten, die mit der gewählten zentralen Anordnung der Seilzug-Wegsensoren nicht erfasst werden konnten. Weiterhin war auffällig, dass die nur durch einen induktiven Wegsensor erfassten vertikalen Verformungen des Frontgitters (Stauchungen) in der Größenordnung der horizontalen Verformungen lagen.
- Die Absenkungen der Lastplatte bilden indirekt die Stauchungen der Gabione ab. Die Absenkungen der Lastplatte zeigen qualitativ ein ähnliches Bild wie die horizontalen Verformungen am Frontgitter. Die maximalen Absenkungen sind für die letzte vergleichbare Laststufe von 110 kN bei Versuch 0 mit ca. 22 mm, bei Versuch 1 mit ca. 59 mm und bei Versuch 2 mit ca. 18 mm anzugeben. Während sich die Lastplatte bei Versuch 0 zu diesem Zeitpunkt über die Breite mit ca. 0,3° in Richtung des Rückseitengitters neigt, erfolgt dies bei Versuch 1 bereits mit ca. 0,6° über die Diagonale zum rechten Bereich des Frontgitters. Bei Versuch 2 war bis dahin noch keine eindeutige Tendenz festzustellen.
- Die am Frontgitter und auf der Lastplatte ermittelten Verformungen bilden insgesamt betrachtet

den bei den drei Versuchen erzielten Verdichtungszustand bzw. dessen Unterschiede ab. Für die Charakterisierung können die Parameter Wichte und Füllgrad bzw. Hohlraumgehalt herangezogen werden. Bei Versuch 1 wurde eine Wichte von ca. 18 kN/m^3 , bei Versuch 1 von ca. 14 kN/m^3 und bei Versuch 2 von ca. 16 kN/m^3 erzielt. Der Füllgrad ist entsprechend mit ca. 69 % (Versuch 0), ca. 55 % (Versuch 1) und ca. 61 % (Versuch 2) anzugeben.

- Bei allen drei Versuchen traten keine Risse oder Brüche von Drähten oder Schweißpunkten auf. Vielmehr hat sich gezeigt, dass die Gabionen ein sehr duktileres Tragverhalten aufweisen, d. h. sie reagieren auf äußere Belastung mit Verformungen, deren Größe und Unterschiede vom erreichten Verdichtungszustand der Füllung abhängen. Somit wäre ein Gebrauchstauglichkeitskriterium anhand von zulässigen Verformungen zu definieren (SLS). Die Kräfteverläufe im Frontgitter und in den Distanzhaltern haben allerdings gezeigt, dass sich ab Laststufe 235 kN die aufgenommenen Zugkräfte auf den folgenden Laststufen von einer zunehmenden Anzahl der Elemente nicht mehr gesteigert werden können bzw. sogar abfallen. Eine mögliche Erklärung hierfür kann in Anlehnung an die Fließgelenktheorie in teilweisen Plastifizierungen des Systems Drahtkorb gesucht werden.

Im Hinblick auf die Beurteilung des favorisierten Nachweisverfahrens von WEBER und die Vorbereitung der Großversuche an Gabionenkonstruktionen wurde herausgestellt, dass mit einer Fortsetzung der bisherigen Belastungsversuche an Gabionen mit Sandfüllung kein weiterer Erkenntnisgewinn mehr möglich ist. Aus diesem Grund wird empfohlen, im Rahmen eines neuen AP-Projektes weitere Belastungsversuche an einzelnen Gabionen mit Gesteinsfüllung durchzuführen. Das hierfür entwickelte Konzept zur Durchführung und Auswertung derartiger Belastungsversuche kann dabei im Wesentlichen beibehalten werden. Das grundsätzliche Vorgehen bei der Materialauswahl sowie Anpassungen im Detail beim Versuchsaufbau und beim Belastungsregime wurden dazu bereits aufgezeigt. Sollte sich das Nachweisverfahren von WEBER durch die weiteren Belastungsversuche eindeutig nachvollziehen, anpassen bzw. durch alternative Betrachtungen ersetzen lassen, wird es für sinnvoll angesehen, Belastungsversuche an Gabionenkonstruktionen unter Nutzung der Versuchsgrube und

des Belastungsrahmens in Halle 7 (Großversuche) zu konzipieren und durchzuführen.

Literatur

Regelwerke

- [R 1] ZTV-ING Teil 2: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten – Teil 2 Grundbau. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Download: www.bast.de
- [R 2] FGSV 555: Merkblatt über Stützkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen und Gabionen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV) Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ [Hrsg.], FGSV-Verlag GmbH, Köln, 2003
- [R 2a] FGSV 555: Merkblatt über Stütz- und Lärmschutzkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen und Gabionen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV) Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ [Hrsg.], FGSV-Verlag GmbH, Köln, 2014
- [R 3] DIN EN 10223-3: Stahldraht und Drahterzeugnisse für Zäune und Drahtgeflechte – Teil 3: Stahldrahtgeflecht mit sechseckigen Maschen für bauwirtschaftliche Zwecke. Ausgabe 2014-04
- [R 4] DIN EN 10223-8: Stahldraht und Drahterzeugnisse für Zäune und Drahtgeflechte – Teil 8: Geschweißte Gitter für Steinkörbe. Ausgabe 2014-04
- [R 5] TL Gab-StB By 11 – Teil 1: Technische Lieferbedingungen für Gabionen im Straßenbau – Teil 1: Befüllmaterialien. Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern [Hrsg.], München, 09.05.2012, Download: www.stmi.bayern.de (Abruf: 28.04.2016)
- [R 6] TLBV 2007: Naturgestein für Trockenmauern zur Böschungsabstützung, Hang- und Dammsicherung – Teil 1. Freistaat Thüringen, Landesamt für Straßenbau, Dienstanweisung-Nr. 01/2007-3.3/1, Erfurt, 02.01.2007, Download:

www.thueringen.de/th9/tlbv/service/listen/index.aspx (Abruf: 14.02.2018)

- [R 7] TLBV 2013: Anwendungshinweise – Naturstein für Trockenmauern zur Böschungsabstützung, Hang- und Dammsicherung. Freistaat Thüringen, Thüringer Landesamt für Bau und Verkehr (TLBV), Ausgabe 11/2013, Download: www.thueringen.de/th9/tlbv/service/listen/index.aspx (Abruf: 14.02.2018)
- [R 8] FGSV 591: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau (TP BF-StB). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV) Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ [Hrsg.], FGSV-Verlag GmbH, Köln
- [R 9] FGSV 554: Technische Lieferbedingungen für Gabionen im Straßenbau (TL Gab-StB 16). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV) Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ [Hrsg.], FGSV-Verlag GmbH, Köln, 2017
- [R 10] DIBt Z-20.12-201: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Ösengabionen „Quicky Forte 2000“ für Schwergewichtsmauern bis zu 6 m Höhe. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, 06.12.2017
- [R 11] FGSV 599: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 17) Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV) Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ [Hrsg.], FGSV-Verlag GmbH, Köln, 2017
- [R 12] Normenhandbuch EC 7 Band 1: Handbuch Eurocode 7 Geotechnische Bemessung Band 1: Allgemeine Regeln. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. [Hrsg.], Beuth Verlag GmbH, 1. Auflage, 2011
- [R 13] DIN EN ISO 15630-1: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe, walzdraht und –draht. Ausgabe 2011-02
- [R 14] DIN EN 102018-1: Stahldraht und Drahterzeugnisse – Allgemeines - Teil 1: Prüfverfahren. Ausgabe 2012-03

Sonstige

- [1] BAST – Referat B 3: Verwendung von Gabionen – Festlegung der bautechnischen Anforderungen. Fachtechnische Stellungnahme B 3b – Tgb.-Nr. 521/11, Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Bergisch Gladbach, 08.09.2011 (unveröffentlicht)
- [2] PLACZEK, D. u. POHL, C.: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen. Schlussbericht zu FE 15.0559/2012/ MRB im Auftrag des BMVI vertreten durch die BAST, ELE Beratende Ingenieure GmbH, Essen, 05.06.2014, veröffentlicht in: Schriftenreihe der BAST, Unterreihe Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 113, Bergisch Gladbach, 2015, Download: www.bast.de
- [3] BMVI – Referat StB 10: Internes Forschungsprogramm der BAST – Großversuch Stützkonstruktionen. E-Mail von M. Bonn, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Bonn, 18.06.2015
- [4] JUNG, G.: Gabionen – Profibuch GaLaBau. Eugen Ulmer KG, Stuttgart, 2015
- [5] WICHTER, L.: Gabionen – Einsatzbereiche, Bemessung, Ausführungsbeispiele. In: Erd- und Grundbautagung 2016 – Vorträge der Tagung der FGSV-Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ am 8. und 9. März 2016 in Worms (FGSV C 13), S. 178 – 185, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV) Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“ [Hrsg.], FGSV Verlag GmbH, Köln, 2016
- [6] NIMMESGERN, M.: Gabionen – Segen oder Fluch?. Vortrag Herr Prof. Dr.-Ing. Nimmesgern, VSVI-Seminar „Geokunststoffe im Straßenbau – Hightech-Produkte im Praxisalltag“, FH Münster, 24.02.2016
- [7] BAST-Referat S 2: Prüfbericht – Nr. LA-MW15.000 Sand für Gabionenversuche. Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Bergisch Gladbach, 13.07.2016 (unveröffentlicht)
- [8] BAST-Referat S 2: Prüfbericht – Nr. LA-MW15.000 (2) Sand für Gabionenversuche. Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Bergisch Gladbach, 26.09.2016 (unveröffentlicht)

- [9] BAST-Referat S 2: Prüfbericht – Nr. LA-MW15.000 (3) Dichte für Gabionenversuche. Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Bergisch Gladbach, 19.04.2017 (unveröffentlicht)
- [10] BAST-Referat S 2: Prüfbericht – Nr. LA-MW15.000 (4) Dichte für Gabionenversuche. Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Bergisch Gladbach, 05.01.2018 (unveröffentlicht)
- [11] BAST-Referat S 2: Prüfbericht – Nr. LA-MW15.000 (5) Dichte für Gabionenversuche. Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Bergisch Gladbach, 08.01.2018 (unveröffentlicht)
- [12] Uni Wuppertal: Zugversuche an Drahtabschnitten von Gabionen. Bericht A2017-136, Bergische Universität Wuppertal, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Wuppertal, 01.12.2017 mit Korrektur vom 07.02.2018 (unveröffentlicht)
- [13] Fa. Hoy: Prospektmappe „Gabionen und Bewehrte Erde“. Hoy Geokunststoffe GmbH, Kesselsdorf, übergeben von den Herren W. Schmauser und Prof. Dr.-Ing. M. Nimmesgern, 08.09.2014
- [14] LEONHARDT, F.: Spannbeton für die Praxis. Verlag Ernst & Sohn, 3. Auflage, Berlin, 1973
- [15] SCHERKENBACH, M.: Vorbereitung Großversuche Stützkonstruktionen aus Gabionen. Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), Bergisch Gladbach, Dezember 2016 (unveröffentlicht)
- Bild 2–1: Versagensmechanismen bei Schwergewichtsmauern [R 2, R 2a]
- Bild 3–1: Ansicht des Belastungsrahmens
- Bild 3–2: Zugprüfmaschine Typ BZ1-MM14450. ZW04
- Bild 3–3: DMS auf Distanzhalter appliziert mit angebrachtem Vorverstärker
- Bild 3–4: Kraftsensor eingespannt in die Zugprüfmaschine, Belastung auf Zug
- Bild 3–5: Kraftsensor eingespannt in die Zugprüfmaschine, Belastung auf Druck
- Bild 3–6: Kraftmessdose und Kugelkalotte am Belastungszylinder befestigt
- Bild 3–7: Versuchsaufbau zur Kalibrierung von Seilzug–Wegsensoren
- Bild 3–8: Kalibrierung von Induktiven Wegsensoren
- Bild 3–9: Druckgefäß zur Kalibrierung von Erddruckgebern
- Bild 3–10: Versuch 0, Draufsicht auf die Seilzug-Wegsensoren und Messuhr 4 an der Frontseite (Südseite)
- Bild 3–11: Versuch 0, Detailaufnahme des Seilzug-Wegsensors, Messhöhe 0,8 m
- Bild 3–12: Versuch 0, Durchführung vereinfachter Distanzmessungen an der Mittelachse der Front
- Bild 3–13: Versuch 0, Detailaufnahme Messuhr 1 (Westseite)
- Bild 3–14: Rückansicht Gabione Versuch 1 (IWS markiert)
- Bild 3–15: Versuch 1, Erddruckgeber Ebene 1 (0,4 m Höhe)
- Bild 3–16: DMS und Kraftsensor im Bodengitter
- Bild 3–17: DMS auf Flachstahl
- Bild 3–18: Lage der Nivellierpunkte für Versuch 1, Draufsicht
- Bild 3–19: Lage der Nivellierpunkte für Versuch 2, Draufsicht
- Bild 3–20: Messung der Hakenhöhe der Seilzug-Wegsensoren
- Bild 4–1: Versuche 0 bis 2, Anordnung der Distanzhalter in den beiden Ebenen (Draufsicht)
- Bild 4–2: Versuch 0, Füllung des oberen Korbbereiches durch den Deckel
- Bild 4–3: Versuch 0, vollständig befüllter Korb

Bilder

- Bild 4–4: Versuch 0, Gabione mit eingebauter Stahlrahmenschalung und Lastkissen
- Bild 4–5: Versuch 0, vorbereiteter Versuchsaufbau
- Bild 4–6: Versuch 0, Belastungszylinder mit Handhydraulikpumpe für die Laststufen von 0 bis 110 kN
- Bild 4–7: Versuch 0, Belastungsrahmen für die Laststufen von 135 kN bis 210 kN
- Bild 4–8: Versuch 0, Vlies reißt auf (Laststufe 135 kN)
- Bild 4–9: Versuch 0, Absenkung des Frontgitters beeinflusst Seile der Wegsensoren
- Bild 4–10: Versuch 0, Aufbiegung der Öse am linken Steckstab der Frontseite
- Bild 4–11: Versuch 0, Aufspreizen der Schalungselemente auf der Rückseite (nach Versuchsende)
- Bild 4–12: Versuch 0, Deckelgitter nach dem Ausbau des Lastkissens
- Bild 4–13: Versuch 0, Sandanhaftungen auf der Schalhaut
- Bild 4–14: Versuch 0, Gabione nach Abbau der Stahlrahmenschalung, Frontseite im Bild oben rechts
- Bild 4–15: Versuch 0, Entleerter Korb (links Frontseite, rechts Seitenteil – Ost)
- Bild 4–16: Versuch 0, Entleerter Korb (links Seitenteil – Ost, rechts Rückseite)
- Bild 4–17: Versuch 0, Positionieren eines Ausstechzylinders
- Bild 4–18: Versuch 0, Ausbau eines Ausstechzylinders
- Bild 4–19: Versuch 0, nahezu vollständig befüllte Gabione ohne Deckelgitter (links Rückseite, rechts Seitenteil West)
- Bild 4–20: Versuch 0, horizontale Verformungen in der Mittelachse des Frontgitters
- Bild 4–21: Versuch 0, vereinfachte Distanzmessungen in der Mittelachse des Frontgitters vor und nach Belastung
- Bild 4–22: Versuch 0, Lage von Nivellementpunkten und Feinmessuhren (Draufsicht)
- Bild 4–23: Versuch 0, Nivellements über die Eckpunkte der Lastplatte
- Bild 4–24: Versuch 0, Verlauf der Schalungsverformungen
- Bild 4–25: Versuch 1, Aufgebauter Gabionenkorb mit Kraftsensor und Dehnungsmessstreifen im Bodengitter
- Bild 4–26: Versuch 1, Mit Vlies ausgekleidete Gabione am Versuchsort. Die Behelfsschalung ist zusätzlich mit 2 Spanngurten verzurrt
- Bild 4–27: Versuch 1, Eingebaute Distanzhalter in der ersten Ebene in der Höhe 0,3m.
- Bild 4–28: Versuch 1, Eingebaute Erddruckgeber in Höhe 0,4 m
- Bild 4–29: Versuch 1, Verdichten der Sandfüllung
- Bild 4–30: Versuch 1, Stützenentnahme durch das Erdbaulabor zur Bestimmung der Dichte und des Wassergehalts
- Bild 4–31: Versuch 1, Befüllte Gabione mit Deckelgitter
- Bild 4–32: Versuch 1, Befüllte Gabione ohne Behelfsschalung.
- Bild 4–33: Versuch 1, Aufgebaute Gabione mit U-förmiger Stahlrahmenschalung
- Bild 4–34: Versuch 1, SWS an der Frontseite
- Bild 4–35: Versuch 1, Kompletter Versuchsaufbau mit Handhydraulikeinheit
- Bild 4–36: Versuch 1, Schnitt Mittelachse, Lage der Sensoren und Distanzhalterebenen (DH)
- Bild 4–37: Versuch 1, Aufsicht auf das Bodengitter
- Bild 4–38: Versuch 1, Aufsicht auf das Deckelgitter
- Bild 4–39: Versuch 1, Aufsicht auf die 1. Distanzhalterebene (DH-Ebene)
- Bild 4–40: Versuch 1, Aufsicht auf die 2. Distanzhalterebene (DH-Ebene)

- Bild 4–41: Versuch 1, Erkennbare Ausbauhungen in der Mitte der Gabione bei einer Belastung von 85 kN
- Bild 4–42: Versuch 1, Versuchsfoto mit Lastaufbringung durch Belastungsrahmen
- Bild 4–43: Versuch 1, Wegsensor W 1.5 hat den Kontakt zur Lastplatte verloren. Das Lastpolster wurde in das Deckelgitter hinein gedrückt
- Bild 4–44: Versuch 1, Deformation an der rechten vorderen Ecke des Deckelgitters
- Bild 4–45: Versuch 1, Gabione ohne Schalung, Deformation des Korbes sehr gut erkennbar
- Bild 4–46: Versuch 1, Leerer Gabionenkorb nach Versuchsende und Abbau
- Bild 4–47: Versuch 1, Verlauf der Belastungskurve über die Dauer des Versuchs
- Bild 4–48: Versuch 1, Daten der im Boden (K1.1) – und Deckelgitter (K1.2) installierten Kraftsensoren
- Bild 4–50: Versuch 1, Sensordaten der induktiven Wegsensoren auf der Lastplatte zur Überwachung der vertikalen Absenkung
- Bild 4–51: Versuch 1, Bewegungen der Schalungselemente, gemessen durch die induktiven Wegsensoren
- Bild 4–52: Versuch 1, Das Schalungselement wurde auseinandergedrückt.
- Bild 4–53: Versuch 1, Beschädigungen an der Stahlrahmenschalung durch Gitterösen
- Bild 4–54: Versuch 1, Die Seilzug-Wegsensoren wurden unter den Gitterknoten des Frontgitters eingehängt.
- Bild 4–55: Versuch 1, Mittlere Weglänge der Seilzug-Wegsensoren in den unterschiedlichen Ebenen 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m und Sensor W1.4
- Bild 4–56: Versuch 1, Überblick der Messergebnisse aller neun Seilzug-Wegsensoren
- Bild 4–57: Versuch 1, Deformierter Gabionenkorb nach Versuchsende
- Bild 4–58: Frontseite des leeren Gabionenkorb nach Versuchsende
- Bild 4–59: Versuch 1, Messwerte aller Dehnungsmessstreifen auf den Distanzhaltern der Ebene 1 in Höhe 0,3m. Die Lage der Sensoren ist Bild 4-39 zu entnehmen.
- Bild 4–60: Versuch 1, Auswahl aller Dehnungsmessstreifen auf den Distanzhaltern der Ebene 2 in Höhe 0,7 m. Die Lage der Sensoren ist Bild 4–40 zu entnehmen.
- Bild 4–61: Versuch 1, Vergleich der Messwerte der beiden Distanzhalterebenen
- Bild 4–62: Versuch 1, Intakter Haken von Distanzhalter D1.9 (Flachstahl) nach Versuchsende bei 185 kN (Beispiel)
- Bild 4–63: Versuch 1, Werte der DMS D1.1 und D1.3 im Bodengitter. Zum Vergleich ist K1.1 im Diagramm enthalten. Die Lage der Sensoren ist Bild 4–37 zu entnehmen.
- Bild 4–64: Versuch 1, DMS und Kraftsensor zum Vergleich im Deckelgitter. Die Anordnung der Sensoren ist Bild 4–38 zu entnehmen.
- Bild 4–65: Versuch 1, Messwerte der DMS im Boden- (D1.1 & D1.3) und Deckelgitter (D1.14, D1.15 & D1.16)
- Bild 4–66: Versuch 1, Einbau der 2. Lage Erddruckgeber in Höhe 0,8 m
- Bild 4–67: Versuch 1, Messdaten der horizontalen und vertikalen Erddruckgeber in Höhe 0,8 m über dem Bodengitter
- Bild 4–68: Versuch 2, Montage des Korbes außerhalb der Versuchsfläche
- Bild 4–69: Versuch 2, Bodengitter mit Kraftsensoren K2.1 bis K2.3 (Ausschnitt aus Bild 4–68)
- Bild 4–70: Versuch 2, Verdichtung der Füllung
- Bild 4–71: Versuch 2, Anordnung der Erddruckgeber in 0,4 m Höhe (1. Ebene, Frontseite am unteren Bildrand)

- Bild 4–72: Versuch 2, Anordnung der Erddruckgeber in 0,8 m Höhe (2. Ebene) (Frontseite am unteren Bild)
- Bild 4–73: Versuch 2, Ansicht des Versuchsaufbaus von der Frontseite
- Bild 4–74: Versuch 2, Ansicht des Versuchsaufbaus von der Rückseite
- Bild 4–75: Versuch 2, Schnitt Mittelachse, Lage der Sensoren und Distanzhalterebenen (DH)
- Bild 4–76: Versuch 2, Bodengitter mit Kraftsensoren, Draufsicht
- Bild 4–77: Versuch 2, Deckelgitter mit Kraftsensoren, Draufsicht
- Bild 4–78: Versuch 2, Lage Kraftsensoren in der 1. Distanzhalterebene (0,3 m) und Erddruckgeber (0,4 m), Draufsicht
- Bild 4–79: Versuch 2, Lage Kraftsensoren in der 2. Distanzhalterebene (0,7 m) und Erddruckgeber (0,8 m), Draufsicht
- Bild 4–80: Versuch 2, Ansicht Frontseite
- Bild 4–81: Versuch 2, Schnitt unmittelbar vor der Rückseite
- Bild 4–82: Versuch 2, Laststufe 160 kN, Durchbiegung des oberen Steckstabs des Frontgitters und Neigung von Wegsensor W2.4
- Bild 4–83: Versuch 2, Laststufe 210 kN, Abknicken der oberen Ösen des Frontgitters
- Bild 4–84: Versuch 2, Laststufe 210 kN, Ausbauchungen im unteren Drittel des Frontgitters
- Bild 4–85: Versuch 2, Laststufe 235 kN, Absenkung der horizontalen Drähte im Frontgitter
- Bild 4–86: Versuch 2, Laststufe 235 kN, Ausbauchungen des Frontgitters
- Bild 4–87: Versuch 2, Laststufe 285 kN, Verdrehung des Hakens für Wegsensor W2.4 infolge Ausbauchung
- Bild 4–88: Versuch 2, Laststufe 285 kN, Verminderte Ausbauchungen im Bereich der 1. Distanzhalterebene (H = 0,3 m)
- Bild 4–89: Versuch 2, Laststufe 310 kN, verformungsbegrenzende Wirkung beider Distanzhalterebenen (1. DH-Ebene durch GEWI verdeckt)
- Bild 4–90: Versuch 2, Laststufe 340 kN, Ausbeulungen der Randstege auf der Stahlrahmenschalung (Rückseite)
- Bild 4–91: Versuch 2, Laststufe 340 kN, Ausbeulungen der Randstege der Stahlrahmenschalung (Rückseite)
- Bild 4–92: Versuch 2, Laststufe 340 kN, Anpressen von Kraftsensor K2.20 an der Öffnung der Schalhaut (Rückseite)
- Bild 4–93: Versuch 2, Westseite der Gabione nach dem Abbau der Stahlrahmenschalung (Rückseite im Bild links)
- Bild 4–94: Versuch 2, Nordseite (Rückseite) der Stahlrahmenschalung mit Abschürfungen auf der Schalhaut
- Bild 4–95: Versuch 2, Deformation des Deckelgitters (Front im Bild links)
- Bild 4–96: Versuch 2, Umgebogene Ösen der Gittermatten (Frontseite im Bild oben rechts)
- Bild 4–97: Versuch 2, Entleerter Korb, Ansicht Frontseite
- Bild 4–98: Versuch 2, Entleerter Korb, Ansicht Rückseite (im Bild links)
- Bild 4–99: Versuch 2, Entleerter Korb, Ansicht Bodengitter (Frontseite im Bild links)
- Bild 4–100: Versuch 2, Entnahme einer ungestörten Sandprobe mithilfe eines Ausstechzylinders in Höhe 0,62 m beim Aufbau der Gabione
- Bild 4–101: Versuch 2, Lage der entnommenen Proben 1–4 in Höhe 0,62 m
- Bild 4–102: Versuch 2, Abbau, Lage der Entnahmestellen der Bodenproben in 0,7 m bis 0,8 m Höhe
- Bild 4–103: Kraft-Zeit Diagramm von Versuch 2. Die Belastung wurde in Schritten von 25 kN erhöht und mindestens 10 Minuten aufrechterhalten.

- Bild 4–104: Versuch 2, Vergleich der Daten der Kraftsensoren im Boden- und Deckelgitter
- Bild 4–105: Versuch 2, Daten der Kraftsensoren der 1. Distanzhalterebene
- Bild 4–106: Versuch 2, Daten der Kraftsensoren in der 2. Distanzhalterebene
- Bild 4–107: Versuch 2, Aufgebogene Distanzhalter in Höhe 0,3 m an der Frontseite der Gabione
- Bild 4–108: Versuch 2, Distanzhalter an der Rückseite der Gabione in Höhe 0,3 m. Der mittlere Distanzhalter mit K2.6 ist noch geschlossen, während die anderen beiden Haken aufgebogen sind.
- Bild 4–109: Versuch 2, Aufgebogene Haken von K2.4 und K2.7 an der linken Seite der Gabione
- Bild 4–110: Versuch 2, Leicht aufgebogene Haken von K2.5 und K2.8 an der rechten Seite der Gabione
- Bild 4–111: Versuch 2, Komplett aufgebogener Distanzhalter K2.13 an der Frontseite der Gabione
- Bild 4–112: Versuch 2, Aufgebogener Distanzhalter K2.10 an der rechten Seite der Gabione
- Bild 4–113: Versuch 2, Distanzhalter K2.9 an der linken Seite der Gabione musste mit dem Stahlrohr aufgebogen werden
- Bild 4–114: Versuch 2, Kräfteverläufe im Frontgitter der Gabione in Höhe 0,55 m
- Bild 4–115: Versuch 2, Kräfteverläufe im rückwärtigen Gitter der Gabione
- Bild 4–116: Versuch 2, Messdaten der induktiven Wegsensoren auf der Lastplatte
- Bild 4–117: Versuch 2, Die Absenkung der Lastplatte wurde mit steigender Belastung mit jeder Laststufe höher, obwohl die Auflast immer um den gleichen Wert erhöht wurde.
- Bild 4–118: Versuch 2, Aufzeichnung der induktiven Wegsensoren, die auf der Stahlrahmenschalung platziert waren
- Bild 4–119: Versuch 2, Setzung der SWS-Haken pro Laststufe. Lage der SWS siehe Bild 4–80
- Bild 4–120: Versuch 2, Mittelwerte der Seilzug-Wegsensoren in den Ebenen 0,2 m, 0,5 m und 0,8 m
- Bild 4–121: Versuch 2, Zunahme der horizontalen Deformation des Frontgitters durch die zunehmende Belastung
- Bild 4–122: Versuch 2, Messdaten der Seilzug-Wegsensoren in Höhe 0,2 m
- Bild 4–123: Versuch 2, Messdaten der vertikalen Erddruckgeber
- Bild 4–124: Versuch 2, Horizontaler Erddruck in Höhe 0,4 m und 0,8 m. Eh2.4 hat eine Fehlfunktion bei 135 kN und liefert keine Daten mehr.
- Bild 4–125: Versuch 2, Vergleich von vertikalem und horizontalem Erddruck
- Bild 5–1: Schematische Darstellung der Zugproben und Aufteilung der Bereiche
- Bild 6–1: Versuche 0 bis 2, Kräfteintrag (Auszug)

Tabellen

- Tab. 3–1: Kennwerte der Sandfüllung [7]
- Tab. 3–2: Kraftstufen bei der Kalibrierung der Kraftsensoren (Zug wird vom Sensor als negativer Wert erfasst)
- Tab. 3–3: Kalibrierschritte für Seilzug-Wegsensoren
- Tab. 3–4: Kalibrierschritte für induktive Wegsensoren
- Tab. 4–1: Versuch 0, Daten des Belastungszylinders Yale für die Laststufen von 0 bis 110 kN
- Tab. 4–2: Versuch 0, Ergebnisse infolge der Befüllung
- Tab. 4–3: Versuch 0, Massen relevanter Bestandteile des Versuchsaufbaus
- Tab. 4–4: Versuch 0, Bestimmung von Trockendichte und Wassergehalt beim Abbau der Gabione [7]

Tab. 4–6:	Versuch 1, Vorlast infolge der Massen des Versuchsaufbaus	Tab. 5–1:	Ergebnisse der Zugversuche [12]
Tab. 4–7:	Versuch 1, Kennwerte der befüllten Gabione unter der Annahme, dass das Volumen des Korbes 1 m ³ beträgt	Tab. 5–2:	Auszug aus Tab. 1 des Prüfzeugnisses Nr. 8/PL/1ÜW/3 vom 06.08.2009 (enthalten in [13])
Tab. 4–8:	Versuch 1, Aufbau, Wassergehalt	Tab. 5–3:	Messergebnisse aufgeteilt nach Bruchlage [12]
Tab. 4–9:	Versuch 1, Abbau, Wassergehalt und Trockendichte [9]	Tab. 5–4:	Messergebnisse aufgeteilt nach Probenausrichtung im Gitter [12]
Tab. 4–10:	Nivellement der Messpunkte auf der Lastplatte vor Beginn und nach Beendigung von Versuch 1.	Tab. 5–5:	Messergebnisse aufgeteilt nach Versuch [12]
Tab. 4–11:	Versuch 2, Aufbau, Wassergehalt und Trockendichte, BAST-Referat S2 [10]	Tab. 6–1:	Versuche 0 bis 2, Daten zur Sandfüllung der Gabionen
Tab. 4–12:	Versuch 2, Abbau, Wassergehalt und Trockendichte, BAST-Referat S2 [11]	Tab. 6–2:	Versuche 0 bis 2, Daten zum Kräfteintrag in die Gabionen
Tab. 4–13:	Versuch 2, Sandfüllung der Gabione	Tab. 6–3:	Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, durchschnittliche Kräfte in den Deckel- und Bodengittern
Tab. 4–14:	Versuch 2, Vorlast auf dem Gabionenkorb	Tab. 6–4:	Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, durchschnittliche Kräfte in der 1. Distanzhalterebene (DH) (H = 0,3 m)
Tab. 4–15:	Versuch 2, Die durchschnittlichen Zugkräfte im Boden- und Deckelgitter bei einer Belastung von 310 kN	Tab. 6–5:	Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, durchschnittliche Kräfte in der 2. Distanzhalterebene (DH) (H = 0,7 m)
Tab. 4–16:	Versuch 2, Maximale Messwerte der Kraftsensoren in der ersten Distanzhalterebene bei 0,3 m	Tab. 6–6:	Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, durchschnittliche Erddruckspannungen in der 2. Erddruckgeberebene (H = 0,8 m)
Tab. 4–17:	Versuch 2, Maximale Messwerte der Sensoren in der zweiten Distanzhalterebene bei 0,7 m	Tab. 6–7:	Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, maximale Verformungen des Frontgitters
Tab. 4–18:	Versuch 2, Am Frontgitter gemessene Zugkräfte bei einer Belastung von 260 kN	Tab. 6–8:	Versuche 1 und 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, Absenkungen in den Ecken der Lastplatte
Tab. 4–19:	Versuch 2, Durchschnittliche Absenkung der Lastplatte bei 310 kN	Tab. 6–9:	Versuche 0 bis 2, Laststufen 60 kN und 110 kN, horizontale Verformungen der Stahlrahmenschalung
Tab. 4–20:	Versuch 2, Vergleich der Messwerte der induktiven Wegsensoren und des Nivellements nach Ende des Versuchs	Tab. 6–10:	Versuche 0 bis 2, äquivalente Betondruckfestigkeit in Anlehnung an [R 2a]
Tab. 4–21:	Versuch 2, Bewegung der Schalungselemente bei einer Belastung von 310 kN	Tab. 6–11:	Versuch 2, Gegenüberstellung der gemessenen und der abgeschätzten Drahtkräfte im Frontgitter
Tab. 4–22:	Versuch 2, Maximale Messwerte der einzelnen SWS bei 185 kN und 310 kN		
Tab. 4–23:	Versuch 2, Maximale Messwerte der horizontalen und vertikalen Erddruckgeber		

- Tab. 6–12: Versuch 2, Gegenüberstellung der gemessenen und der abgeschätzten Kräfte in den Distanzhaltern
- Tab. 6–13: Versuch 2, Gegenüberstellung der gemessenen und der abgeschätzten Drahtkräfte im Bodengitter
- Tab. 6–14: Versuch 2, Gegenüberstellung der gemessenen und der abgeschätzten Drahtkräfte im Frontgitter
- Tab. 6–15: Versuch 2, Eintritt von Fließgelenken (FG) im Drahtkorb und durchschnittliche Verformungen

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2014

B 101: **Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem**

Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

B 102: **Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken**

Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

B 103: **Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken**

Briebrecher, Städing € 14,00

B 104: **Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse**

Borrmann, Fischer, Dori, Wild

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 105: **Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke**

Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 106: **Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken**

Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

B 107: **Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel**

Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

B 108: **Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken**

Neumann, Rauert € 18,50

B 109: **Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken**

Hegger, Herbrand € 17,00

B 110: **Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton**

Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 111: **Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken**

Müller € 15,00

2015

B 112: **Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken**

Kuhlmann, Maier, Ummerhofer, Zinke,

Fischer, Schneider € 14,00

B 113: **Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen**

Placzek, Pohl

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 114: **Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**

Mayer, Brennberger, Großmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 115: **Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**

Mayer, Brennberger, Großmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 116: **Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton**

Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 117: **Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**

Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 118: **Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit**

Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 119: **Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln**

Schmidt, Simon, Guder, Juknat,

Hegemann, Dehn € 16,00

B 120: **Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger**

Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 121: **Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse**

Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 122: **Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken**

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski, Staeck

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

B 123: **Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung**

Geißler, Krohn € 15,50

B 124: **Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke**

Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 125: **Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit**

Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thrö

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur

Mielecke, Graubner, Roth

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden

Kuhlmann, Hubmann

€ 21,50

B 128: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden

Ungermann, Brune, Giese

€ 21,00

B 129: Weiterentwicklung von Verfahren zur Bewertung der Nachhaltigkeit von Verkehrsinfrastrukturen

Schmellekamp

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 130: Intelligente Straßenverkehrsinfrastruktur durch 3D-Modelle und RFID-Tags

Tulke, Schäfer, Brakowski, Braun

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 132: Pre-Check der Nachhaltigkeitsbewertung für Brückenbauwerke

Graubner, Ramge, Hess, Ditter, Lohmeier

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 133: Anforderungen an Baustoffe, Bauwerke und Realisierungsprozesse der Straßeninfrastrukturen im Hinblick auf Nachhaltigkeit

Mielecke, Graubner, Ramge, Hess, Pola, Caspari

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 134: Nachhaltigkeitsbewertung für Erhaltungs- und Erhaltungskonzepte von Straßenbrücken

Gehrlein, Lingemann, Jungwirth

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2017

B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50

B 138: Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken

Mayer

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 139: Unterstützung der Bauwerksprüfung durch innovative digitale Bildauswertung – Pilotstudie

Sperber, Gößmann, Reget, Müller, Nolden,

Köhler, Kremkau

€ 16,50

B 140: Untersuchungen zum Beulnachweis nach DIN EN 1993-1-5

U. Kuhlmann, Chr. Schmidt-Rasche, J. Frickel, V. Pourostad

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 141: Entwurf von hydrogeothermischen Anlagen an deutschen Straßentunneln

Moormann, Buhmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 142: Einsatz von offenporigen Belägen in Einhausungs- und Tunnelbauwerken

Baltzer, Riepe, Zimmermann, Meyer, Brungsberg, Mayer,

Brennberger, Jung, Oeser, Meyer, Koch, Wienecke

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018

B 143: Analyse des menschlichen Verhaltens bei Aktivierung von stationären Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Mühlberger, Gast, Plab, Probst

€ 15,50

B 144: Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Neumann, Brauer

€ 16,50

2019

B 145: 8. BAST-Tunnelsymposium vom 6. Juni 2018 in der Bundesanstalt für Straßenwesen

Bergisch Gladbach – Tagungsband

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden

Paschen, Dürrer, Gronau, Rentmeister

in Vorbereitung

B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG

Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen

Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.