

Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 113

bast

Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen

von

Dietmar Placzek
Carsten Pohl

ELE Beratende Ingenieure GmbH
Essen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 113

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 Schünemann Verlag GmbH, 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 FE 15.0559/2012/MRB:
Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen

Fachbetreuung

Jürgen Blossfeld, Daniel Eickmeier, Esther Kahlen

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
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 978-3-95606-151-6

Bergisch Gladbach, Februar 2015

Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen

Bei Gabionen handelt es sich um verfüllte Drahtbehälter. Die Festigkeit und Steifigkeit beziehen Gabionen aus der Interaktion des Füllmaterials und der Drahtbehälter. Die äußere Standsicherheit von Gabionen wird mit etablierten und in der Praxis bewährten Verfahren nach DIN EN 1997-1 nachgewiesen. Im Einzelnen sind die Nachweise der Sicherheit gegen Kippen, Gleiten in der Sohlfuge, Gleiten in den Lagerfugen, Grundbruch und Geländebruch zu erbringen. Gemäß dem „Merkblatt über Stützkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen und Gabionen“ der FGSV (Merkblatt 555) ist die innere Standsicherheit rechnerisch oder über Belastungsversuche nachzuweisen.

Belastungsversuche zur Bestimmung der inneren Tragfähigkeit wurden in der Vergangenheit kaum durchgeführt, weil sie nicht ohne weiteres von einem spezifischen Anwendungsfall auf einen anderen Anwendungsfall übertragbar sind. Bei den Versuchen wurden stets nur die Druckfestigkeiten des untersuchten Systems messtechnisch erfasst, nicht jedoch die Kraftverläufe in der Gabione nachvollzogen.

Zur Abschätzung der inneren Tragfähigkeit von Gabionen existieren theoretische Modelle, deren Repräsentativität für die in-situ Bedingungen nicht nachgewiesen sind.

Mit diesem Hintergrund wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens ein Konzept zur Durchführung von grundlegenden Belastungsversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen entwickelt. Ziel der Belastungsversuche ist die phänomenologische Beschreibung der Spannungstrajektorien innerhalb der Gabione, um die vorhandenen Rechenmodelle zu bestätigen, weiterzuentwickeln oder zu verwerfen.

Grundsätzlich wird dabei zwischen Belastungsversuchen an Einzelgabionen zur Beschreibung des Tragverhaltens einer Gabione und Belastungsversuchen an Stützbauwerken aus mehreren gestapelten Gabionen zur Erfassung des Systemtragverhaltens mehrerer Gabionen unterschieden. Die Empfehlungen zur Versuchsdurchführung umfassen das jeweilige Versuchsprogramm einschließlich der Versuchsanordnung, der Abmessungen und Füllungen der Gabionen sowie die Belastungsprozedur und die messtechnische Ausrüstung.

Failure of a single element in a gabion retaining wall

Gabions are stone-filled wire mesh baskets. Their strength and stiffness are based on the interaction between the filling material and the mesh container. Verifying the external stability of gabions is carried out using methods according to DIN EN 1997-1 which are established and proven in practice. The individual analyses that must be performed are: safety against overturning, sliding at the base, sliding in the bed joints, ground heave and ground failure. According to publication No. 555 of the FGSV (German Research Association for Road & Transport), which deals with gabion and other retaining structures, the internal stability should be verified either numerically or by way of loading tests.

Loading tests to determine the internal load-carrying capacity were hardly carried out in the past because it is not easy to transfer the results from one specific application to another. The tests that were performed only measured the compressive strength of each system studied, and did not try to understand the flow of forces in the gabions.

Theoretical models are available for estimating the internal road-carrying capacity of gabions. But just how well they reflect the in situ conditions has not been validated.

In the light of this, a concept for performing basic loading tests on gabion retaining structures was developed within the scope of the research project. The aim of the loading tests is to obtain the phenomenological description of the stress trajectories in the gabion in order to confirm, continue developing or discard current analytical models.

In principle, a distinction should be made between loading tests on single gabions (to describe the structural behaviour of one gabion) and loading tests on retaining structures made from several stacked gabions (to ascertain the structural behaviour of a system of several gabions). The recommendations for performing the tests comprise the respective test programme with the test setup, the dimensions of and filling to the gabions plus the loading procedure and the measuring equipment required.

Inhalt

Zeichenerklärung

1	Einleitung	9	6.2.2	Stützkonstruktion mit geringer Stützhöhe und Lärmschutzwandfunktion	34
1.1	Aufgabenstellung	9	6.2.3	Verformte Lärmschutzwand ohne Stützfunktion	35
1.2	Zielsetzung	9	6.2.4	Stützkonstruktion mit oben liegender Böschung	36
1.3	Vorgehensweise.....	9	6.2.5	Stützkonstruktion als Frontausbildung eines bewehrten Erdkörpers.....	37
2	Vorgehensweise bei der Literaturrecherche	11	6.2.6	Zusammenfassung und Bewertung	38
2.1	Allgemeines.....	11	6.3	Variation der Einbaubedingungen	39
2.2	Regelwerke	11	6.3.1	Variationsrechnungen	39
2.3	Merkblätter	11	6.3.2	Einfluss der Bauwerkshöhe	39
2.4	Zulassungen.....	11	6.3.3	Einfluss der Größe der Resultierenden.....	40
2.5	Literatur	12	6.3.4	Einfluss der Neigung der Resultierenden.....	40
2.6	Anfragen bei Straßenbauverwaltungen	12	6.4	Vergleich mit anderen Rechenmodellen	40
3	Ergebnisse der Literaturrecherche ..	13	6.4.1	Vorgehensweise	40
3.1	Gabionensysteme	13	6.4.2	Nachweis auf Grundlage der äquivalenten Druckfestigkeit gemäß FGSV (2013).....	41
3.2	Belastungsversuche	14	6.4.3	Nachweis nach dem Modell des FLL (2012) [3].....	41
3.2.1	Allgemeines zu Belastungsversuchen ..	14	6.4.4	Nachweis nach dem Modell von Buß/Winselmann (2012) [13].....	41
3.2.2	Belastungsversuche an EBECO-Korbwandelementen	14	6.4.5	Nachweis nach dem Modell von Weber (2012)	41
3.2.3	Belastungsversuche an der University of Manchester	15	6.4.6	Vergleich der Ergebnisse.....	41
3.2.4	Belastungsversuche an der Hochschule für Technik Stuttgart.....	16	7	Empfehlungen für Belastungsversuche.....	42
3.2.5	Vergleichende Belastungsprüfungen an Gabionen der Fa. Pendelin und Fa. Hoy vom Bautechnischen Institut Österreich (Btl-Ö, 2009).....	20	7.1	Vorgehensweise	42
3.3	Nachweisverfahren nach FGSV.....	21	7.2	Gabionenkonstruktion und Gabionenfüllung.....	42
3.4	Rechenmodelle	22	7.3	Gabionenbettung	43
3.4.1	Modell des FLL (2012)	23	7.4	Lastaufbringung	43
3.4.2	Modell von Buß/Winselmann (2012)....	23	7.5	Messtechnik.....	44
3.4.3	Modell von Weber, 2012	25	7.6	Zusammenfassung des Versuchsprogramms zum Tragverhalten einer Gabione.....	45
4	Schlussfolgerungen aus der Literaturrecherche	29	7.7	Ausblick auf das Versuchsprogramm für gestapelte Gabionen	45
4.1	Ausgeführte Gabionenkonstruktionen..	29	8	Zusammenfassung	46
4.2	Schlussfolgerungen aus den Belastungsversuchen.....	29	9	Literatur	48
4.3	Vergleich der Rechenmodelle mit den Ergebnissen der Belastungsversuche ..	30			
5	Identifizierung der Einflussparameter	33			
6	Sensitivitätsanalyse.....	34			
6.1	Vorgehensweise.....	34			
6.2	Variation der Gabionenkonstruktionen.	34			
6.2.1	Variation der Einbaubedingungen.....	34			

Zeichenerklärung

Zeichen	Bedeutung	Einheit
α	Abminderungsbeiwert (i.A. $\alpha = 0,85$)	[-]
δ_S	Sohlneigung	[°]
γ	Wichte des Bodens	[kN/m ³]
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für die Druckfestigkeit von Beton (i.A. $\gamma_C = 1,5$)	[-]
σ_h	Horizontalspannung	[kN/m ²]
σ_S	Zugspannung im Draht	[N/mm ²]
σ_V	Vertikalspannung	[kN/m ²]
φ	Beiwert	[-]
φ_k'	Charakteristischer Reibungswinkel	[°]
a	Maschenweite	[m]
A	Drahtquerschnitt	[mm ²]
A_e	Lasteinzugsfläche	[m ²]
A_S	Drahtquerschnitt	[mm ²]
b	Breite des Gabionenkorbes	[m]
D	Druckkraft	[kN]
e	Lastausmitte	[m]
e_{agh}	Horizontale Komponente der aktiven Erdruckspannung	[kN/m ²]
E_{agh}	Horizontale Komponente der aktiven Erdruckkraft	[kN/m]
E_i	Erddruckkraft auf die Gabione i	[kN] oder [kN/m]
f	Durchbiegung	[m]
f_{cd}	Bemessungswert der äquivalenten Druckfestigkeit	[kN/m ²]
f_{ck}	Charakteristischer Wert der äquivalenten Druckfestigkeit	[kN/m ²]
G	Gewichtskraft der Gabione i	[kN] oder [kN/m]
h	Höhe des Gabionenkorbes	[m]
H	Horizontalbeanspruchung	[kN] oder [kN/m]

Zeichen	Bedeutung	Einheit
k_0	Beiwert für den Erdruchedruck	[-]
l	Länge des Gabionenkorbes	[m]
l_0	Knicklänge	[m]
M	Momentenbeanspruchung	[kNm] oder [kNm/m]
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft	[kN]
N_k	Normalkraft	[kN]
N_{Rd}	Bemessungswert der Druckfestigkeit	[kN]
p	Streckenlast	[kN/m]
R	Resultierende Kraft	[kN] oder [kN/m]
V	Vertikalkraft	[kN] oder [kN/m]
V_i	Vertikalkraft in der Gabione i	[kN]
Z	Zugkraft	[kN]
Z_f	Spannkraft am luftseitigen Gitter der Gabione	[N/mm ²]
zul. σ	Zulässige Spannung im Draht (i.A. zul. $\sigma = f_{y,k}/1,5$)	[N/mm ²]

1 Einleitung

1.1 Aufgabenstellung

Bei Gabionen handelt es sich um verfüllte Drahtbehälter. Der Einsatzbereich von Gabionen umfasst im Wesentlichen Stützkonstruktionen sowie Sicht- und Lärmschutzwände. Im Folgenden liegt der Fokus auf Stützbauwerke aus Gabionen.

Die Festigkeit und Steifigkeit beziehen Gabionen aus der Interaktion des Verfüllmaterials und der Drahtbehälter.

Bedingt durch das gemeinsame Wirken von Verfüllmaterial und Drahtbehälter wirken Gabionen als monolithische Körper im Sinne einer Schwerkraftwand. Entsprechend wird die äußere Standsicherheit von Gabionen mit in der Geotechnik etablierten Verfahren nach DIN EN 1997-1 [18] nachgewiesen. Im Einzelnen sind die Nachweise der Sicherheit gegen Kippen, Gleiten in der Sohlfuge, Gleiten in den Lagerfugen, Grundbruch und Geländebruch zu erbringen.

Insbesondere bei hohen Stützbauwerken aus Gabionen spielt aufgrund der wirkenden Kräfte die innere Standsicherheit für die Bemessung der Gabionen eine wichtige Rolle. Bedingt durch die komplexe gemeinsame Wirkung des Verfüllmaterials und der Drahtkörbe existiert jedoch bis heute kein allgemein anerkanntes Berechnungsmodell zur Bestimmung der inneren Standsicherheit.

Gemäß dem „Merkblatt über Stützkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen und Gabionen“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV, Merkblatt 555) [1] ist die innere Standsicherheit rechnerisch oder über Belastungsversuche nachzuweisen. Gleichzeitig weist das Merkblatt allerdings auch darauf hin, dass eine zuverlässige rechnerische Bestimmung der inneren Standsicherheit bisher kaum möglich ist.

In der Praxis wird der Nachweis häufig in Anlehnung an die Vorgehensweise bei unbewehrten Massivbauelementen nach DIN 1045 [21] geführt. Anhand von Modellversuchen muss dafür der zum Rechenwert der Betondruckfestigkeit äquivalente Wert der Gabionenelemente bestimmt werden. In Abhängigkeit von der äquivalenten Festigkeit und der Schlankheit des Bauteils wird dabei die aufnehmbare Normalkraft ermittelt und der vorhandenen Normalkraft der Gabionenkonstruktion gegenübergestellt.

Alternativ wird häufig die aus dem Eigengewicht der Wand und dem Erddruck hinter der Wand resultierende Zugkraft im Drahtkorb abgeschätzt.

Diese Zugkraft wird der zulässigen Zugkraft der Drähte laut Prüfzeugnis einer Materialprüfanstalt gegenübergestellt (s. [2]).

Beide Verfahren sind in der Fachwelt umstritten, da sie das Tragverhalten nur näherungsweise erfassen. So wird beispielsweise der Verformung der Körbe keine Beachtung geschenkt.

1.2 Zielsetzung

Gesamtziel des Vorhabens ist die Erarbeitung eines Konzeptes zur Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen, um später zur Weiterentwicklung der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Teil 2 – „Grundbau“, Abschnitt 4 Stützkonstruktionen [24], ein realitätsnahes Nachweisverfahren für die innere Standsicherheit ableiten zu können.

Aufgrund ihrer leichten Verarbeitbarkeit, der guten geometrischen Anpassungsfähigkeit sowie der optisch ansprechenden Erscheinung und der günstigen schalltechnischen Eigenschaften gewinnen Stützbauwerke aus Gabionen zunehmend an Beliebtheit. Bisher beschränkt sich die Anwendung jedoch häufig aufgrund der aufwendigen Belastungsversuche auf Stützbauwerke geringer Höhe. Ein Konzept zur Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen bietet somit das Potential, den Anwendungsbereich von Gabionen zu erweitern und die Bauteilabmessungen zu optimieren.

1.3 Vorgehensweise

Mit Vertrag vom 22.04.2013 beauftragte das seinerzeitige Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (mittlerweile Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen die ELE Beratende Ingenieure GmbH mit der Durchführung des Forschungsvorhabens.

In Arbeitsschritt 1 werden zunächst durch eine Literatur- und Archivrecherche die Belastungsversuche und bekannten Verfahren zur Berechnung der inneren Standsicherheit an Gabionen zusammengestellt. Die Unterschiede der gängigen Gabionenprodukte werden aufgeführt.

Zur Vergleichbarkeit der Systeme unterschiedlicher Produzenten werden die Gabionensysteme typisiert (Arbeitsschritt 2).

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse (Arbeitsschritt 3) erfolgt die Bemessung von Gabionen für exemplarische Einbausituationen bei Variation der zuvor identifizierten Einflussparameter unter Berücksichtigung der Ergebnisse der zusammengestellten Belastungsversuche.

Auf Grundlage der Literaturrecherche, der Identifizierung der Einflussparameter und der Sensitivitätsanalyse werden die Realitätsnähe der Näherungslösungen und Berechnungsverfahren sowie die Zuverlässigkeit der Belastungsversuche bewertet. Empfehlungen zur Optimierung des Nachweisverfahrens und ein Konzept zur Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen werden abgeleitet (Arbeitsschritt 4).

2 Vorgehensweise bei der Literaturrecherche

2.1 Allgemeines

Der Drahtbehälter besteht in der Regel entweder aus einem Drahtgeflecht oder aus einem Drahtgitter. Als Verfüllmaterialien kommen üblicherweise gerundete oder gebrochene Steine zum Einsatz. Falls die Gabionen bepflanzt werden sollen, verwendet man auch grob- und gemischtkörnige Böden nach DIN 18196 [23]. Die Füllung der Drahtkörbe erfolgt maschinell oder in Handarbeit.

Das innere Tragverhalten der Gabionen richtet sich entsprechend sowohl nach der Zusammensetzung (runde Steine, gebrochene Steine oder grob- und gemischtkörniger Boden), der Korngrößenverteilung und der Einbringung (maschinell oder in Handarbeit) des Verfüllmaterials und der dabei erzielten Lagerungsdichte als auch nach der Festigkeit (Drahtstärke und Drahtfestigkeit), der Geometrie (z. B. Maschenweite) und den äußeren Abmessungen des Drahtbehälters.

Im Folgenden werden Regelwerke, Merkblätter, Zulassungen, Literatur und Ausführungsbeispiele im Hinblick auf das innere Tragverhalten von Gabionen und die Interaktion der Füllung und der Stahldrähte gesichtet.

2.2 Regelwerke

Umfassende Regelungen zur Konstruktion und Bemessung wurden vom Deutschen Institut für Normung e. V. bisher nicht herausgegeben. Neben den grundsätzlichen Bemessungsregeln im Erd- und Grundbau der DIN EN 1997-1 [18] in Verbindung mit dem nationalen Anhang DIN EN 1997-1/NA [19] und den ergänzenden Regelungen der DIN 1054 [17] befassen sich aktuell folgende Deutsche Normen mit Bauelementen von Gabionen:

- DIN EN 10223-8, Ausgabe 2011 [22]: Stahldraht und Drahtzeugnisse für Zäune und Drahtgeflechte – Teil 8: Geschweißte Gitter für Steinkörbe
- DIN EN 14475, Ausgabe 2006 [21]: Ausführung von geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bewehrte Schüttkörper.

DIN EN 10223-8 [22] regelt im Wesentlichen die Herstellung, Probenahme und Prüfung der Gitterkonstruktionen. Darüber hinaus werden Angaben zu den Verbindungssystemen sowie zur Anordnung der Spanndrähte gemacht. Ergänzend

sind in DIN EN 10223-8 allgemeine Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von im Grundriss gekrümmten Wänden enthalten.

Der Anwendungsbereich der DIN EN 14475 [21] umfasst bewehrte Schüttkörper inklusive deren Frontausbildung. Als eine Möglichkeit zur Ausbildung der Front werden gewebte Stahlgitter und Gabionen aufgeführt.

2.3 Merkblätter

Im Bereich der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen beschäftigte sich seinerzeit der Arbeitskreis 5.9.3 mit „Stützkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen und Gabionen“ [1]. Das vom Ausschuss bearbeitete gleichnamige Merkblatt behandelt den Entwurf, die Berechnung und die Herstellung von Stützkonstruktionen, die aus übereinander gestapelten Einzelementen bestehen. Die Weiterentwicklung des Merkblatts obliegt aktuell dem FGSV-AA 5.6 „Grundbau“.

Inhalt des Merkblatts sind neben den Baustoffen und den konstruktiven Anforderungen insbesondere die Versagensmechanismen und die zu erbringenden Standsicherheitsnachweise. Das Merkblatt stellt zum jetzigen Zeitpunkt die Grundlage für die Bemessung von Stützkonstruktionen aus Gabionen dar.

An den Landschaftsbau angelehnte Empfehlungen für Planung, Bau und Instandhaltung von Gabionen gibt das gleichnamige Merkblatt der Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung, Landschaftsbau e. V. (FLL) [3]. Die Empfehlungen sind allerdings nur bedingt auf Stützkonstruktionen aus Gabionen im Sinne eines Ingenieurbauwerks übertragbar.

2.4 Zulassungen

Im Geltungsbereich der Landesbauordnungen ist für Stützkonstruktionen aus Gabionen ein bauaufsichtlicher Verwendbarkeitsnachweis erforderlich, sofern die Höhe des Geländesprungs 1 m überschreitet. Der Nachweis kann über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) oder Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) erbracht werden.

Das Deutsche Institut für Bautechnik DIBt ist in Deutschland für die Zulassung von Bauprodukten und Bauarten zuständig. Im Februar 2013 wurde dort eine Projektgruppe „Gabionen“ eingerichtet, deren Ziel die Erarbeitung eines Konzeptes für die Regelung und den Nachweis der Anforderungen an Gabionen und die damit errichteten Konstrukti-

onen in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen ist.

Im Hinblick auf Stützkonstruktionen aus Gabionen umfasst der Teil 1 der Bauregelliste B „Geschweißte Drahtgeflechtbehälter für Gabionen“. Somit unterliegen bisher nur die Drahtbehälter, nicht jedoch die Füllung oder das Verbundsystem aus Behälter und Füllung bestimmten Regelungen.

2.5 Literatur

Eine umfassende Literaturrecherche wurde auf Grundlage des Verbundkatalogs der deutschen Universitäts-, Landes- und Staatsbibliotheken, des digitalen Suchdienstes Google, des digitalen Suchdienstes für wissenschaftliche Veröffentlichungen Google Scholar sowie des ELE-Hausarchivs durchgeführt.

Ziel der Literaturrecherche war die Zusammenstellung von Gabionensystemen, Ausführungsbeispielen, Belastungsversuchen und Untersuchungen zur inneren Standsicherheit von Gabionenkörben sowie zu Schäden von Gabionenwänden.

2.6 Anfragen bei Straßenbauverwaltungen

Ein Hauptanwendungsbereich von Stützbauwerken aus Gabionen ist der Straßen- und Verkehrswegebau. Aufgrund des geringen Umfangs an öffentlich zugänglicher Literatur erstellte ELE den folgenden Fragenkatalog, der über die BAST an die Straßenbauverwaltungen ausgewählter Bundesländer Deutschlands verteilt wurde. Ziel der Anfrage war es, einen Überblick über die tatsächlich verbauten Gabionensystemen und die Abmessungen praktisch realisierter Stützkonstruktionen aus Gabionen zu erstellen.

Der Fragenkatalog zur Ausführung von Stützkonstruktionen aus Gabionen umfasste folgende Aspekte:

- a) Angabe der verwendeten Gabionen
- verwendetes Drahtgeflecht / Drahtgitter mit Angaben zu Drahtdurchmessern, Maschenweiten etc.
 - Hersteller mit den Herstellerangaben zur Verwendung der Gabionen (Produktbezeichnung, Güteüberwachung)
 - Füllmaterial
 - Wandaufbau und Wandhöhe

b) Systembeschreibung: Lageplan, Bauwerksgeometrie mit Angaben des Wandaufbaus und der Wandhöhe, Baugrund und Gründung

c) zugehörige Standsicherheitsnachweise, insbes. Nachweise der inneren Standsicherheit

d) sofern vorhanden: Belastungsversuche an Einzelelementen

e) Begleitende Kontrollen während und nach der Errichtung: Beobachtungen, Messungen

f) Dokumentationen von Schäden/versagten Elementen

g) Fotos, falls vorhanden.

3 Ergebnisse der Literaturrecherche

3.1 Gabionensysteme

Die einschlägigen Hersteller bieten zwar eine Fülle an Gabionensystemen an, die sich aber häufig vor allem durch die Benennung der Systeme unterscheiden. Letztendlich sind die Systeme im Hinblick auf die Bauart vergleichbar.

Zur Typisierung der Systeme ist zunächst eine Gliederung nach der Funktion sinnvoll, da sich nach der Funktion auch die Einwirkungen und die Anforderungen an die Füllung richten. So sind beispielsweise Stützbauwerke erheblich durch horizontale Einwirkungen belastet. Bei einer Lärmschutzwand sind hingegen im Gegensatz zu einem Stützbauwerk oder einem Sichtschutz mit rein ästhetischen Anforderungen u. U. innenliegend zusätzliche Kammern mit schallabsorbierendem Material erforderlich. Je nach der Füllung und Anordnung dieser Kammern können hieraus unplanmäßige, exzentrische Vertikalbeanspruchungen die Folge sein.

Einen weiteren Einfluss auf die innere Standsicherheit hat die Herstellung der Gabione und in diesem Zusammenhang insbesondere die Art und Verdichtung der Füllung. Bausatzgabionen werden auf der Baustelle entweder händisch oder durch Schüttung des Steinmaterials gefüllt. Bei vorgefüllten Gabionen wird hingegen die Füllung häufig auf einem Rütteltisch im Werk verdichtet.

Von entscheidender Bedeutung für die innere Standsicherheit ist letztendlich die Gestaltung des Korbes. Grundsätzlich werden Drahtgeflechtbehälter und Drahtgitterbehälter unterschieden (s. Bild 1 und 2).



Bild 1: Beispiel für Drahtgeflechtbehälter



Bild 2: Beispiel für Drahtgitterbehälter

Drahtgeflechtbehälter sind verdrilltes 6-Eck-Drahtgeflecht. Die Rahmeneinfassungen werden mit verstärkten Drähten, Stangen oder Ringklammern ausgeführt. Drahtgitterbehälter bestehen aus elektrisch punktgeschweißten Drahtgittermatten. Als Verbindungsmittel kommen bei Drahtgittermatten Steckstäbe, Spiralwendeln, Haken- und Ringklammern zum Einsatz. Tendenziell weisen Drahtgittermatten ein steiferes Last-Verformungsverhalten und eine höhere Standsicherheit auf. Die Drahtdurchmesser sind mit rd. 3,5 mm bis 6,0 mm größer als bei Drahtgeflechtbehältern (2,2 mm bis 3,0 mm). Im Vergleich zu Drahtgeflechtbehältern zeigen Drahtgittermatten daher bei gleicher Belastung geringere Verformungen, allerdings ermöglichen Drahtgittermatten dadurch auch nur geringere Lastumlagerungen als Drahtgeflechtbehälter.

In diesem Zusammenhang sind Trennwände und Distanzhalter als elementarer Bestandteil sowohl von Drahtgitterbehältern als auch von Drahtgeflechtbehältern zur Versteifung des Systems zu sehen. Gemäß [1] sind die Versteifungen nach statischen und konstruktiven Erfordernissen anzuordnen.

Im Bereich der Stützbauwerke dominieren erfahrungsgemäß die Drahtgitterbehälter. Bei den übermittelten Ausführungsbeispielen von Gabionensystemen (s. Abschn. 4.1) handelt es sich beispielsweise ausschließlich um Drahtgitterbehälter.

Laut ZTV-ING, Teil 2-4 [24], sind nur Drahtgitterbehälter zugelassen. Mit diesem Hintergrund beschränken sich die folgenden Untersuchungen auf Drahtgitterbehälter.

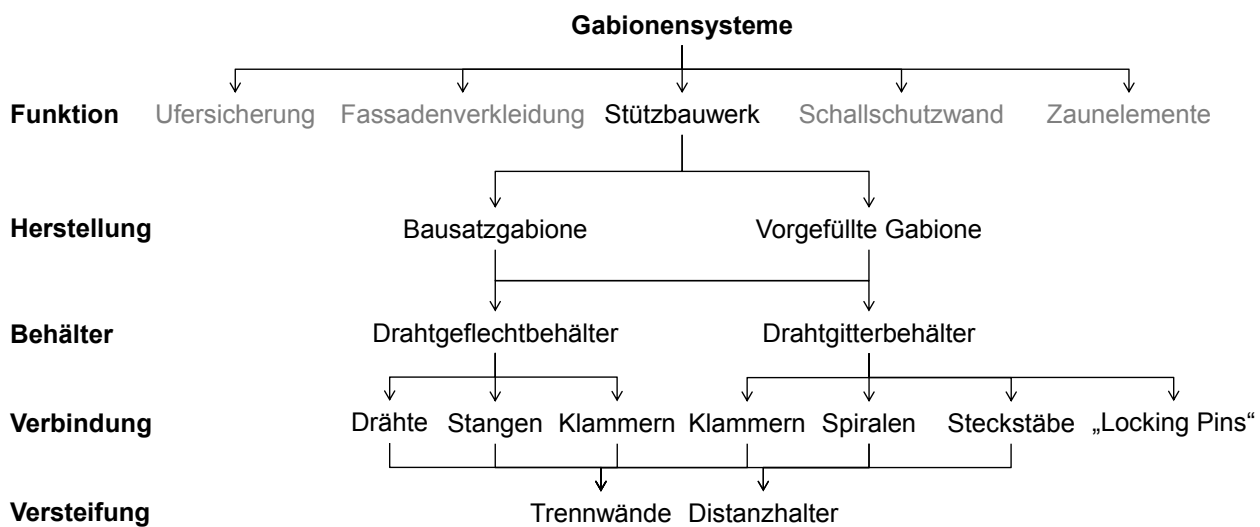


Bild 3: Gabionensysteme

Bild 3 gibt einen Überblick über die Typisierung. Im Schaubild wurden dabei die Stützkonstruktionen hervorgehoben.

Als Ergänzung der Spiralverbindungen propagieren einige Hersteller in den letzten Jahren auch so genannte „locking pins“, bei denen es sich um Haken zur Verbindung zweier Gabionenkörbe handelt. Diese Verbindung kann beispielsweise als vertikaler Steckstab in zwei benachbarte, überlappende Spiralen eingebaut werden.

3.2 Belastungsversuche

3.2.1 Allgemeines zu Belastungsversuchen

Belastungsversuche sind in öffentlich zugänglicher Literatur kaum dokumentiert. Seitens der Hersteller werden Informationen zu durchgeführten Belastungsversuchen kaum herausgegeben, vermutlich u. a., weil selten Belastungsversuche durchgeführt werden.

Ursächlich hierfür ist vor allem die Vielzahl an Systemen, die bei Kombination der Typen nach Bild 3 möglich sind. Belastungsversuche sind daher auch von den Herstellern häufig kaum von einem spezifischen Anwendungsfall auf einen anderen Anwendungsfall übertragbar. Als Konsequenz müssten relativ viele Belastungsversuche mit den Systemen durchgeführt werden.

Bei anderen Bauprodukten des Erd- und Spezialtiefbaus sind aber wiederkehrende Prüfungen unter den spezifischen Randbedingungen im Sinne einer Eignungsprüfung gängig.

Im Einzelnen sind die der Literatur und dem ELE-Archiv zu entnehmenden Belastungsversuche sowie Details zur Versuchsdurchführung im Folgenden wiedergegeben.

3.2.2 Belastungsversuche an EBECO-Korbwandelementen

Im Jahr 1990 führte ELE in Zusammenarbeit mit der Universität Essen im Auftrag der Fa. EBECO Belastungsversuche an den seinerzeit produzierten Korbwandelementen durch [4]. Die damals untersuchten Korbwandelemente entsprechen in den Grundlagen den heutigen Gabionen. Allerdings wurden die Systeme in den letzten 20 Jahren weiterentwickelt, sodass die Ergebnisse nur eingeschränkt auf heutige Systeme übertragbar sind. Der entwickelte Versuchsaufbau und die Belastungsprozedur entsprechen aber nach wie vor den heutigen Anforderungen.

Die Drahtkörbe bestanden aus punktverschweißten Stahldrähten, die im Abstand von 10 cm x 10 cm angeordnet waren. Der Drahtdurchmesser machte 5,6 mm aus. Die Korbwandelemente wiesen Abmessungen von 1,6 m x 0,6 m x 0,8 m auf.

Für die Füllung der Körbe wurde ein enggestufter Sand (SE) nach DIN 18196 verwendet, der mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,62$ in eine Auskleidung der Körbe mit kunststoffgewebestärkten Kokosfasermatten eingebaut wurde. Die v. g. Lagerungsdichte entspricht einer dichten Lagerung.

Die Grenzwerte des Porenanteils bei lockerster und dichtester Lagerung des Verfüllmaterials betragen $n_{\max} = 0,48$ und $n_{\min} = 0,35$. Mit der Lagerungsdichte $D = 0,62$ korreliert ein Porenanteil von $n = 0,40$.

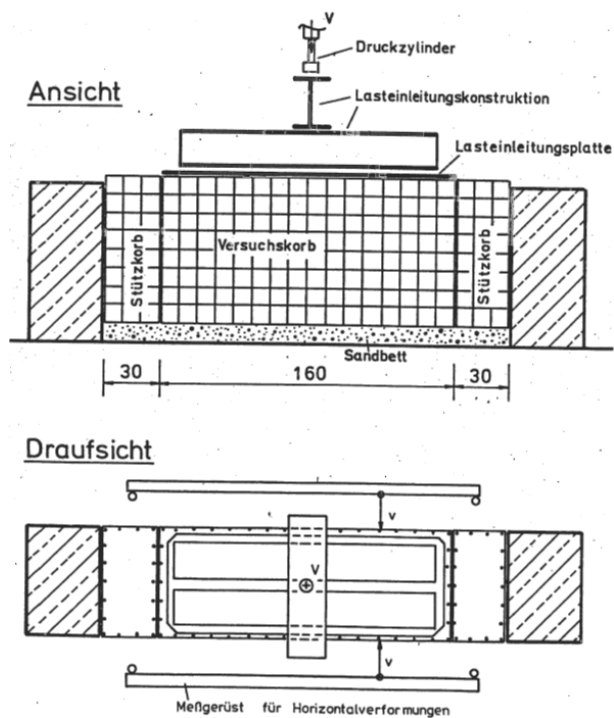


Bild 4: Versuchsanordnung ELE/Universität Essen (aus: ([4]))

Die Versuchsanordnung ist in Bild 4 wiedergegeben.

Der Versuchskorb lagerte auf der Längsseite zwischen zwei Stützkörben mit einer Breite von jeweils 30 cm. Die Stützkörbe wurden wiederum durch Betonklötze gegen seitliches Ausweichen gesichert. Als Bettung für den Versuchskorb und die Stützkörbe diente ein 30 cm dickes Sandbett.

Die Lastaufbringung erfolgte kraftgesteuert mittels eines Druckzylinders, der die Kraft zunächst an eine Traversenkonstruktion und anschließend an eine Lasteinleitungsplatte übergab. Die Kraft wurde somit gleichmäßig über die gesamte Fläche des Korbdeckels eingeleitet. Im Versuchsverlauf wurde die Vertikallast stufenweise gesteigert, bis das Versagen des Korbs eintrat.

Insgesamt wurden zwei Versuche unter Variation der Distanzhalter und der Verbindung mit den Stützkörben durchgeführt.

Messtechnisch erfasst wurden die Setzungen der Belastungsplatte an drei Punkten und die Horizontalverformungen des Korbes an mehreren Stellen.

Bei beiden Versuchen war der Bruch des Korbes durch einen plötzlichen Abfall der Vertikalkraft gekennzeichnet. Ursächlich für den Bruch des Korbes war in beiden Fällen das Versagen der Distanzhalter, wobei die erreichten Bruchlasten Auflastspannungen von $\sigma_0 = 205,6 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma_0 = 297,1 \text{ kN/m}^2$ entsprachen. Die höhere Bruchlast wurde bei der Versuchsanordnung mit einer höheren Anzahl an Distanzhaltern erreicht.

3.2.3 Belastungsversuche an der University of Manchester

Nach dem Versagen einer rd. 8 m hohen Gabionenkonstruktion in England im Jahr 1978 untersuchte die University of Manchester den Schaden und führte u. a. auch Belastungsversuche mit den Gabionen durch [5]. Oberhalb der Gabionenkonstruktion schloss in-situ eine rd. 11 m hohe unter 1 : 1 geneigte Böschung an.

Das Stützbauwerk wurde am 30. September 1978 fertiggestellt. Der obere Böschungsbereich wurde am 18. Oktober aufgefüllt. Am 26. und 27. Oktober waren laut Augenzeugenberichten erste Verformungen an der oberen Böschung auszumachen, bevor am 30. Oktober die Gabionenkonstruktion kollabierte und in einen Fluss stürzte.

Die Gabionenkörbe hatten Abmessungen von 2 m x 1 m x 1 m. Mittig der Längsseite unterteilte eine Trennwand die Körbe in Abschnitte von jeweils 1 m Breite. Für die Körbe wurden Drähte mit einer Dicke von 5 mm bei einer Maschenweite von 7,5 cm verwendet. Als Distanzhalter wurden Drähte mit einem Durchmesser von 2,5 mm eingebaut [5].

Die Korbfüllung bestand aus Steinen mit einer Körnung zwischen 100 mm und 200 mm. Die Art des Gesteins und die Lagerungsdichte sind [5] nicht zu entnehmen.

Bild 5 zeigt ein Foto des Versuchsaufbaus. An der University of Manchester sind laut einer seitens ELE vorgenommenen Anfrage keine weiteren Unterlagen zu den durchgeführten Versuchen mehr verfügbar. Aufgrund der schlechten Bildqualität lässt sich der Versuchsaufbau nicht eindeutig erkennen. Grundsätzlich erfolgte die Lastaufbringung über eine starre Platte auf dem Gabionendeckel, auf die über zwei Hydraulikzylindern

der die Last kraftgesteuert in Belastungsstufen von 5 t aufgebracht wurde. Die Hydraulikzylinder waren auf der Belastungsplatte exzentrisch angeordnet.

In Bild 6 ist eine Spannungs-Verformungskurve des Versuchs wiedergegeben. Gemessen wurden die horizontalen Verformungen auf der Vorder- und Rückseite der Gabionen.

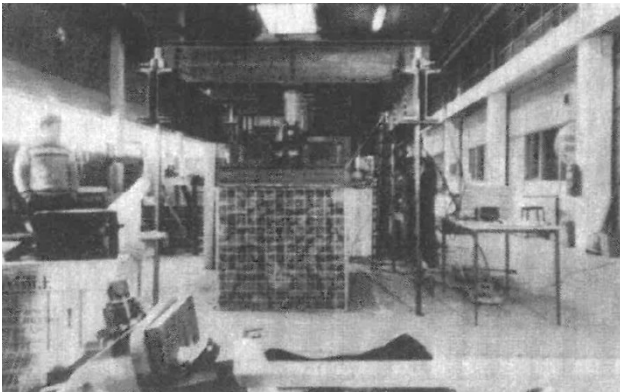


Bild 5: Versuchsaufbau University of Manchester (aus: [5])

Bedingt durch die exzentrische Lastaufbringung erhielt die Rückseite deutlich geringere Beanspruchungen als die Vorderseite. Die Verformungen sind überwiegend auch nach Entlastung irreversibel.

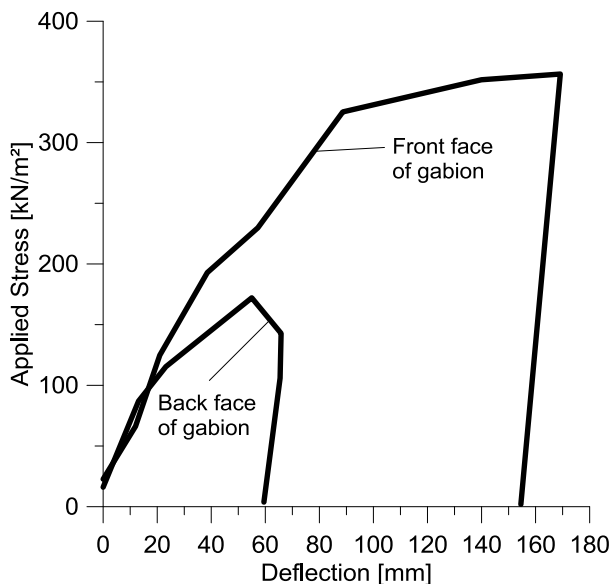


Bild 6: Spannungs-Verformungsdiagramm des Korbes (Nachzeichnung aus: [5])

Bei einem Lastniveau von rd. 360 kN/m² war keine weitere Laststeigerung mehr möglich, da jeder weiteren Verschiebung der Hydraulikzylinder die Verformung des Korbes entgegenstand und der

Korb sich somit der Last „entzog“. Eine seitliche Stützung des Korbes erfolgte nicht.

3.2.4 Belastungsversuche an der Hochschule für Technik Stuttgart

Im Rahmen einer Masterthesis wurden im Jahr 2009 an der Hochschule für Technik in Stuttgart [6] in Zusammenarbeit mit der Rothfuss GmbH & Co. KG Druckversuche an Gabionenkörben durchgeführt. Die Versuche dienten in erster Linie dazu, qualitative Erkenntnisse zu gewinnen und Versagensmechanismen zu erkennen.

Insgesamt wurden 4 Versuche im Rahmen der Master-Thesis durchgeführt. Die verwendeten Körbe hatten Abmessungen von 100 cm x 50 cm x 50 cm. Die Drähte mit einer Dicke von 4,5 mm wurden an den Front-, Rück- und Seitenwänden mit einer Maschenweite von 5 cm x 10 cm und auf dem Boden und dem Deckel mit einer Maschenweite von 10 cm x 10 cm angeordnet. Die Stäbe der Seitenwände wurden punktgeschweißt, sodass es sich bei den Gabionen um Drahtgitterbehälter handelte. Zur Versteifung wurden über die Längs- und Querseite Distanzhalter eingebaut.

Für die Versuche 1 und 2 wurden die Gabionenkörbe jeweils mit Jurakalk mit einer Körnung von 60 mm bis 90 mm befüllt. Bei den Versuchen 3 und 4 bestand die Füllung aus mit Vlies ummanteltem Moränenkies der Körnung 4 mm bis 8 mm. Die Trockendichte des Jurakalks betrug im eingebauten Zustand rd. $\rho_d = 1,504 \text{ g/cm}^3$, die Trockendichte des Moränenkies rd. $\rho_d = 1,700 \text{ g/cm}^3$ bis rd. $\rho_d = 1,760 \text{ g/cm}^3$ ([6]).

Die Lastaufbringung erfolgte über ein Druckkissen auf dem Deckel der Gabione, das wiederum auf einer abgeschnittenen Unterseite eines Gabionenkörbes lagerte. Die abgeschnittene Unterseite der Gabione wurde mit ihrer Gabionensole und den Resten der Seitenwände auf die zu prüfende Gabione aufgelegt und durch Steckstäbe mit der unteren Gabione verbunden, anschließend wurde das Druckkissen angeordnet. Auf das Kissen wurden zwei bis drei Lagen von Holzplatten mit einer Dicke von jeweils 6 cm angeordnet, auf die der Stempel der hydraulischen Presse aufgesetzt wurde. Das Druckkissen war aus dem Vlies der Versuche 3 und 4 mit einer Füllung aus Bruchmaterial des Jurakalks (Versuch 1) oder aus dem Feinkies (Versuche 2 bis 4) zusammengesetzt. Der Versuchsaufbau ist in Bild 7 dargestellt. In Bild 7 ist die Ausrichtung der Maschenweite von 5 cm x 10 cm zu erkennen.

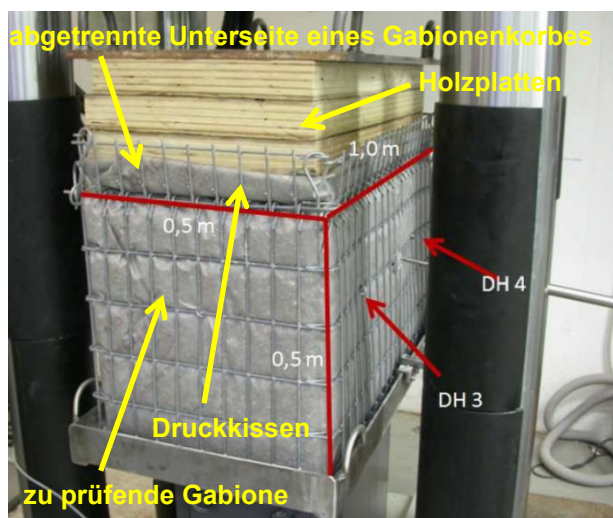


Bild 7: Versuchsaufbau Hochschule für Technik Stuttgart (aus: [6], mit DH sind die Distanzhalter gekennzeichnet; Ergänzungen in gelb)

Zwischen der zu prüfenden Gabione und dem Druckkissen wurde die Sohle einer Gabione eingelegt (s. Bild 7).

Eine Behinderung der Verformungen an den Stirnseiten durch eine Bettung der Gabione war nicht vorhanden.



Bild 8: gerissener Draht bei Versuch 3 (aus: [6])

Bei den Versuchen versagten grundsätzlich als Erstes einzelne Distanzhalter. Während des Versuchs 1 versagten laut der Beschreibung der Versuchsdurchführung alle Distanzhalter bei einer Belastung von 235 kN ($\pm 470 \text{ kN/m}^2$).

Bei Versuch 2 versagten zwei Distanzhalter bei einer Belastung auf der Deckelfläche von 220 kN ($\pm 440 \text{ kN/m}^2$), dennoch war aber anschließend

eine Laststeigerung bis 525 kN ($\pm 1050 \text{ kN/m}^2$) möglich. Das Versagen der Distanzhalter kündigte sich entweder durch ein Öffnen oder durch ein Verdrehen der Distanzhalter an.

Im Rahmen des Versuchs 3 bildeten einige Distanzhalter jeweils bei Belastungen von 150 kN ($\pm 300 \text{ kN/m}^2$), 170 kN ($\pm 340 \text{ kN/m}^2$) und 610 kN ($\pm 1210 \text{ kN/m}^2$) keinen kraftschlüssigen Kontakt mehr zwischen den Gabionengittern. Bei einer Belastung von 644 kN ($\pm 1288 \text{ kN/m}^2$) riss schließlich ein Draht des Gabionenkorb im Eckbereich (s. Bild 8).

Bei Versuch 4 versagten Distanzhalter bei Belastungen von 140 kN ($\pm 280 \text{ kN/m}^2$), 150 kN ($\pm 300 \text{ kN/m}^2$) und 170 kN ($\pm 340 \text{ kN/m}^2$). Einzelne Distanzhalter bewegten sich, blieben dann aber stabil, andere Distanzhalter blieben lange stabil und versagten dann plötzlich.

In den Bildern 9 bis 12 sind die Kraft-Verformungskurven der Versuche als Kopie aus [6] wiedergegeben. Auf der x-Achse ist beispielsweise in Bild 10 für Versuch 2 für die blaue Kurve die Vertikalverschiebung der Deckelfläche (Achse von 0 bis 145 mm) aufgetragen, die y-Achse (von 0 bis 560 kN) entspricht der Standardkraft.

Die Kraft-Verformungskurve verläuft stetig, zeigt aber zahlreiche Wendestellen und lokale Extrempunkte. Diese lokalen Extrempunkte kennzeichnen dabei entweder Umlagerungen und Brüche der Gabionenfüllung oder das Versagen eines Distanzhalters. Die Extrempunkte entstanden vermutlich bedingt durch den Versuchsaufbau immer durch einen plötzlichen Spannungsabfall und nicht durch eine plötzliche Dehnungszunahme. Insbesondere das Versagen von Distanzhaltern führte zu einem starken Abfall der Kraft. In Bild 10 wurde ein solcher Bereich beispielsweise vom Aufsteller der Unterlage [6] durch den Hinweis „Vergrößerung s. folgende Abbildung“ gekennzeichnet und vergrößert in eine gesonderte Abbildung übernommen.

Laut der Versuchsdokumentation ([6]) wurden zwar Wegaufnehmer zur Messung der Verschiebungen definierter Punkte der Frontgitter angeordnet, die Messwerte sind aber in ([6]) nicht dokumentiert.

Die Dehnung des Korbes wurde auf halber Korbböhe durch Messung des Umfangs mit einem Maßband gemessen (grüne Kurve in Bild 10).

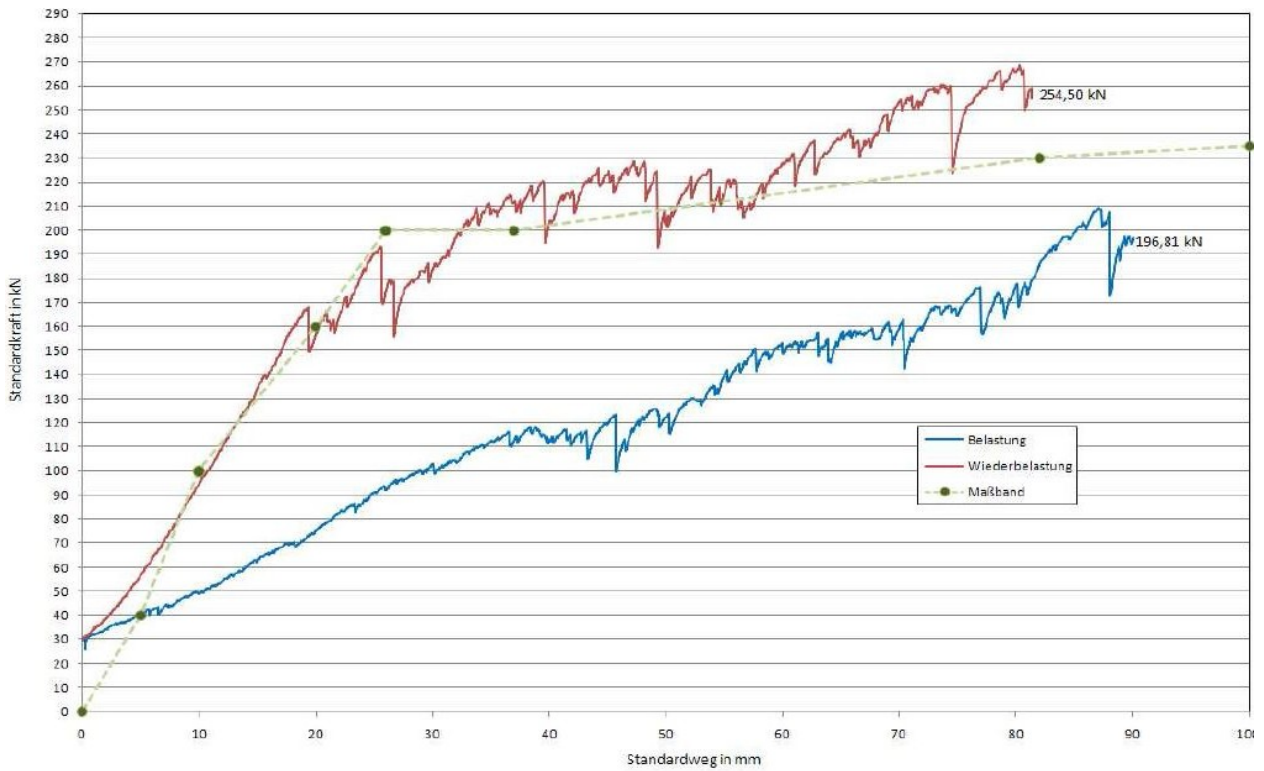


Bild 9: Kraft-Verformungsdiagramm des Versuchs 1 (aus: [6])

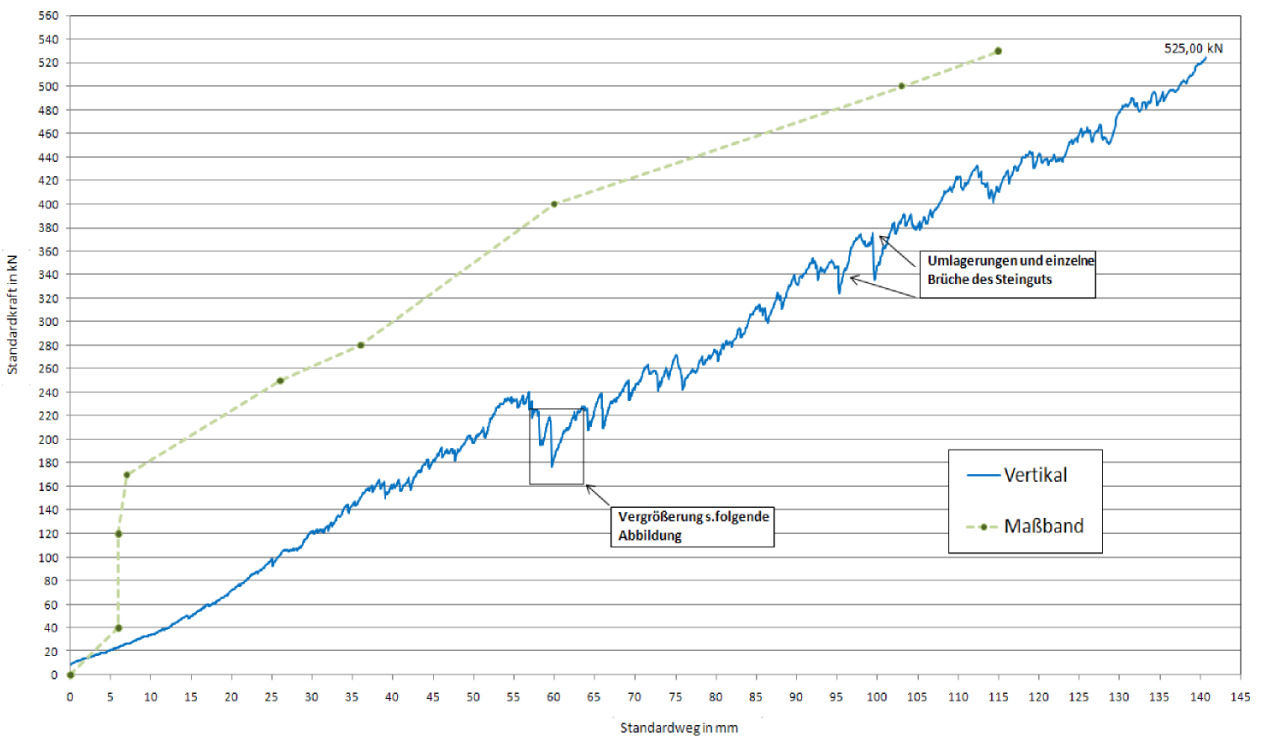


Bild 10: Kraft-Verformungsdiagramm des Versuchs 2 (aus: [6])

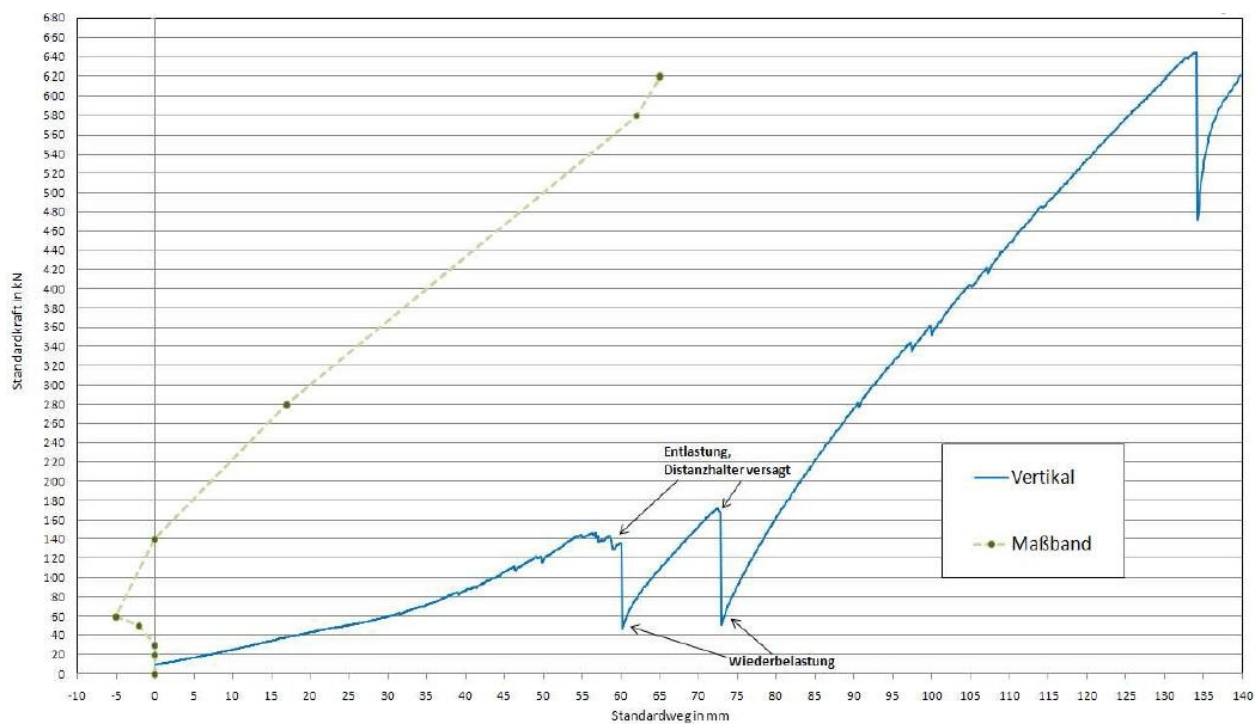


Bild 11: Kraft-Verformungsdiagramm des Versuchs 3 (aus: [6])

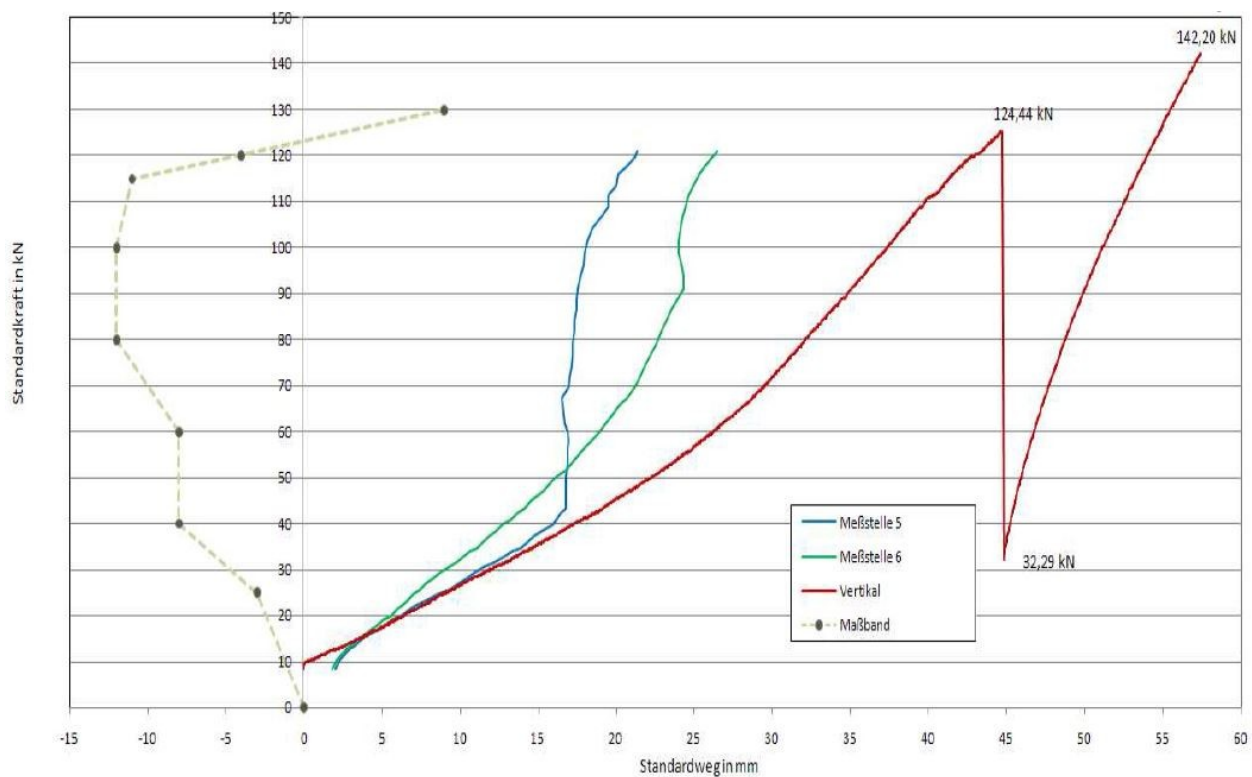


Bild 12: Kraft-Verformungsdiagramm des Versuchs 4 (aus: [6], die Lage der Messstellen 5 und 6 sind in [6] nicht dokumentiert)

Gemäß der Messung mit dem Maßband verläuft die Dehnung mit der Druckspannung abschnittsweise linear. Bei den meisten Versuchen war in den unteren Spannungsbereichen nur eine geringe Dehnung zu verzeichnen. In den höheren Spannungsbereichen (ab Druckkräften von 140 kN bis 200 kN) nahm die Dehnung mit der Druckkraft stärker zu. Grundsätzlich sind allerdings bei allen vier Versuchen sehr unterschiedliche Proportionalitätsfaktoren zwischen der Dehnung und der aufgetragenen Druckkraft festzustellen. Bei Versuch 3 scheint die Dehnung ab dem Augenblick des Zugversagens eines Gabionendrahtes unterproportional zuzunehmen (s. Bild 11), da der Korb an der Stelle des Versagens ausweicht.

Bei der Erstbelastung ist die Dehnung in der horizontalen Ebene stets geringer als die Stauchung in vertikaler Richtung.

3.2.5 Vergleichende Belastungsprüfungen an Gabionen der Fa. Pendelin und Fa. Hoy vom Bautechnischen Institut Österreich (BTI-Ö, 2009)

Das Bautechnische Institut (BTI) ist beim Österreichischen Institut für Bautechnik als Prüf- und Überwachungsstelle staatlich akkreditiert. Im Auftrag der Fa. Pendelin, Österreich, führte das BTI im Jahr 2009 vergleichende Belastungsprüfungen an Gabionen der Fa. Hoy und der Fa. Pendelin durch [7].

Das untersuchte Gabionensystem der Fa. Pendelin wurde als geschweißter Korb geliefert und im BTI gefüllt. Das System der Fa. Hoy war ein Flachgittersystem und wurde im BTI räumlich aufgebaut und mit Steinen befüllt.

Bei Flachgittersystemen werden alle Seitenteile, der Deckel und die Unterseite des Korbes als Drahtgitter geliefert, die vor Ort zusammenzubauen sind. Im vorliegenden Fall erfolgte die Verbindung mittels Steckstäben.

Bei beiden Systemen handelte es sich um Drahtgitterbehälter. Der Unterschied zwischen den Systemen bestand letztendlich in der Montage. Das System der Fa. Pendelin war – mit Ausnahme der Füllung – im Werk vorgefertigt worden, das System der Fa. Hoy galt es vor Ort zusammenzubauen. Angaben zu den Drahtdurchmessern der Systeme sind [7] nicht zu entnehmen.

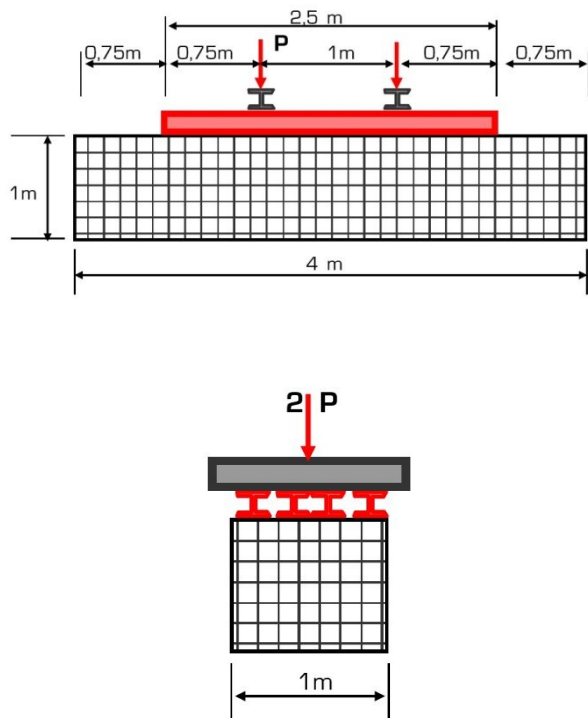


Bild 13: Versuchsaufbau BTI [7]

Aus beiden Systemen wurden Elemente mit Abmessungen von 4 m x 1 m x 1 m aufgebaut und untersucht. Die Füllung der Systeme erfolgte maschinell ohne Verdichtung, die größten Steine des Füllmaterials waren rd. 200 mm bis 250 mm lang und 100 mm bis 150 mm breit, die Körnung betrug demzufolge bis rd. 150 mm. Die dabei erzielte Lagerungsdichte ist in [7] nicht dokumentiert.

Zur Lastaufbringung wurden auf die Deckelfläche des Elementes vier Längsträger mit einer Länge von jeweils 2,5 m ohne nennenswerten seitlichen Abstand zueinander aufgelegt (s. Bild 13). Die Längsträger wurden durch zwei Druckzylinder über zwei Querträger belastet.

Die Versuche an den Elementen der Fa. Pendelin mussten aufgrund der starken Schiefstellung der Druckzylinder vorzeitig abgebrochen werden. Eventuell haben der lose Einbau der Füllung ohne Verdichtung oder eine nicht vollständige, kraftschlüssige Füllung die frühzeitige Schiefstellung begünstigt.

Bild 14 zeigt exemplarisch die Kraft-Verformungskurve des Versuchs „Gabionenprüfung 1“. Die Versuche wurden bei Auflastspannungen zwischen 110 kN/m² und 130 kN/m² abgebrochen. Die maximale Verformung des Frontgitters betrug rd. 34 mm.

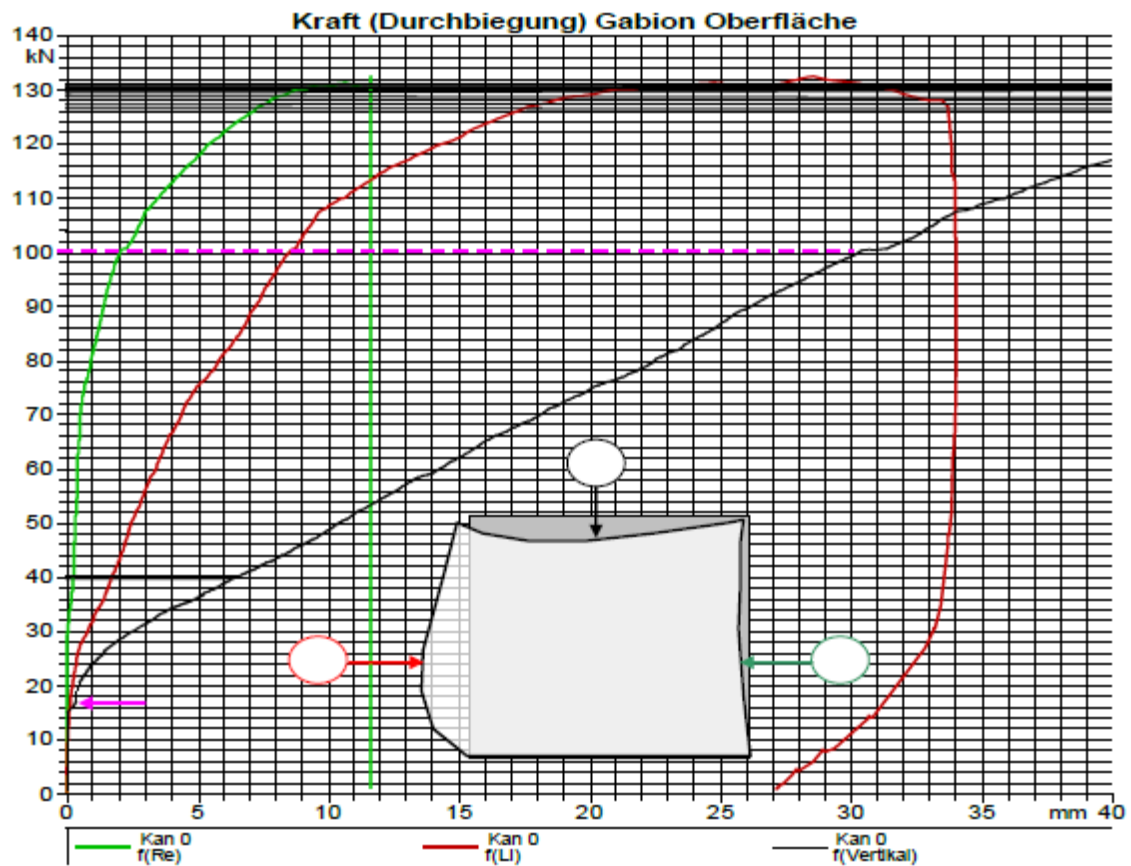


Bild 14: Exemplarisches Kraft-Verformungs-diagramm Versuche am BTI (aus: [7])

In der allgemeinen Beurteilung wird berichtet, dass die geschweißten Körbe der Fa. Pendelin steifer agierten als die Flachgittersysteme der Fa. Hoy. Bei größeren Belastungen traten kleiner vertikale und horizontale Verformungen auf. Die Schiefstellung der Druckzylinder verdeutlicht aber auch, dass die geschweißten Körbe empfindlich auf exzentrische Lastenleitungen reagieren.

3.3 Nachweisverfahren nach FGSV

Eine Möglichkeit zur Nachweisführung auf Grundlage von Belastungsversuchen ist in [1] definiert.

Grundsätzlich darf demnach das Nachweiskonzept der DIN 1045 übernommen werden, falls über Modellversuche ein zum Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} nach DIN 1045 äquivalenter Wert für das Gabionenelement ermittelt wird.

Das Nachweiskonzept in Anlehnung an DIN 1045 entspricht nicht einem Rechenmodell zur Ableitung der inneren Standsicherheit. Grundlage für die Anwendung des Nachweiskonzepts sind stets Belastungsversuche am zum Einbau vorgesehenen Gabionensystem. Zur Vollständigkeit der Auflistung und zum Vergleich mit den Rechenmodellen wird im Folgenden das grundsätzliche Schema des Nachweiskonzepts aufgeführt.

Aus dem Messergebnis eines oder mehrerer Belastungsversuche wird – in Anlehnung an Druckversuche an Betonwürfeln – zunächst die charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} eines Gabionenkörbes abgeleitet. Zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Druckfestigkeit sowie weiterer ungünstiger Wirkungen, die von der Art der Lastabtragung herrühren wird die ermittelte charakteristische Druckfestigkeit in Anlehnung an die Vorgehensweise von DIN 1045 mit einem Abminderungsbeiwert von $\alpha = 0,85$ abgemindert.

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{cd} entspricht der mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_c faktorisierten charakteristischen Druckfestigkeit:

$$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{Gl. 1})$$

Für Betonkonstruktionen beträgt $\gamma_c = 1,5$. Setzt man diesen Teilsicherheitsbeiwert auch für Gabionen an, gilt:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 \quad (\text{Gl. 2})$$

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit eines Gabionenkorbes ergibt sich aus dem Bemessungswert der „äquivalenten Betondruckfestigkeit“ f_{cd} und der Grundfläche einer Gabione, ausgedrückt als Produkt aus Breite b und Tiefe h sowie eines Beiwertes φ für die Lasteinwirkung in Abhängigkeit der Lastausmitte e und der Knicklänge l_0 :

$$N_{Rd} = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \varphi \quad (\text{Gl. 3})$$

mit

$$\varphi = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e/h) - 0,02 \cdot l_0/h \quad (\text{Gl. 4})$$

und

$$0 \leq \varphi \leq 1 - 2 \cdot e/h \quad (\text{Gl. 5})$$

Es ist der Nachweis zu führen, dass der Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft N_{Ed} nicht größer als der Bemessungswert der Druckfestigkeit N_{Rd} ist:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (\text{Gl. 6})$$

Die Vorgehensweise in Anlehnung an DIN 1045 definiert somit ein Nachweisverfahren. Zur Anwendung des Nachweisverfahrens müssen jedoch repräsentative Belastungsversuche vorliegen. Repräsentativ sollte in diesem Zusammenhang bedeuten, dass die untersuchten Gabionen, beispielsweise im Hinblick auf die Füllung und die Drahtgitter, und die Belastungsrandbedingungen den in-situ-Verhältnissen entsprechen und ein statistisch signifikanter Umfang von Belastungsversuchen vorliegt.

Gerade diese Anforderungen lassen sich allerdings nur mit hohem Aufwand einhalten, weshalb das Nachweiskonzept letztendlich ohne ergänzende Informationen, beispielsweise aus Rechenmodellen, in der Praxis kaum Anwendung finden kann.

3.4 Rechenmodelle

Laut [1] darf die innere Standsicherheit alternativ zur Durchführung von Belastungsversuchen auch rechnerisch nachgewiesen werden. Allerdings verweist [1] auch darauf, dass eine „zuverlässige rechnerische Bestimmung der inneren Standsicherheit (...) wegen der Komplexität des Zusammenwirkens von Verfüllmaterial und Drahtgitter bisher kaum möglich“ ist.

In der Praxis wird auch häufig die Frage von Stabwerksmodellen diskutiert, wobei das Nachweiskonzept der DIN 1045 (s. Abschn. 3.3) in seinen Grundzügen an Stabwerksmodelle angelehnt ist.

Die Diskussion eines solchen Stabwerksmodells liegt ELE in Form des Modells von [8] vor.

Darüber hinaus existieren auch Ansätze auf Grundlage von Erddruckmodellen. Die Nachteile solcher Modelle für die vorliegende Fragestellung werden anhand eines Modells der Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung, Landschaftsbau e. V. [3] erläutert.

Vereinzelt gab es in der Vergangenheit auch Versuche, das innere Tragverhalten von Gabionen mittels FE-Berechnungen zu modellieren und zu quantifizieren. Gerade das gemeinsame Zusammenwirken von Füllung und Korb in den Gabionen ist aber bei der numerischen Modellierung problematisch. Aufgrund der vielen Systemmöglichkeiten (s. Typisierung in Abschn. 3.1) lassen sich die Berechnungen kaum allgemeingültig kalibrieren. Zu FE-Berechnungen im Zusammenhang mit Gabionen sind der Literatur einige wissenschaftliche Veröffentlichungen aus dem asiatischen Raum zu entnehmen (z. B. [9] bis [12]).

Grundsätzlich sind bei der rechnerischen Ermittlung der inneren Standsicherheit sämtliche Elemente einer Gabione (Draht, Schweißpunkte, Distanzhalter, Füllung) zu berücksichtigen. So fordert beispielsweise DIN EN 10223-8, dass „die mittlere Scherfestigkeit von vier stichprobenartig von einem Steinkorb ausgewählten Schweißstellen (...) nicht kleiner als 75 % der Bruchlast des Drahtes sein (darf) (Höchstkraft während des Zugversuchs), keine einzige Schweißstelle darf unter 50 % liegen.“ DIN EN 10223-8 verwendet den Begriff Scherfestigkeit, allgemein gebräuchlich ist in der Schweißtechnik das Synonym Schubfestigkeit.

3.4.1 Modell des FLL (2012)

Seitens der Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung, Landschaftsbau e. V. (FLL) wurde ein Modell auf Grundlage eines Erddruckmodells veröffentlicht [3]. Wie in Bild 15 dargestellt verteilt sich demnach der aus der Hinterfüllung der Gabione auf einen Korb wirkende Erddruck gleichermaßen auf den Korbdeckel und die Korbsohle und muss dort als Zugkraft von den Drahtkonstruktionen aufgenommen werden.

Laut Auskunft durch die BASt wird in der Praxis bei der Anwendung dieses Modells anstatt des aktiven Erddruckes oft auch der Erdruhedruck angesetzt.

Dieses Modell gibt die physikalischen Prozesse in-situ nicht zutreffend wieder, da der Füllung der Gabionen keine Beachtung geschenkt wird. Genauso finden auch Distanzhalter keinen Eingang in das Modell. Die tatsächlichen Zugkräfte am Korbboden können infolge der Spaltzugwirkung des Eigengewichts wesentlich größer als der anteilige horizontale Erddruck sein.

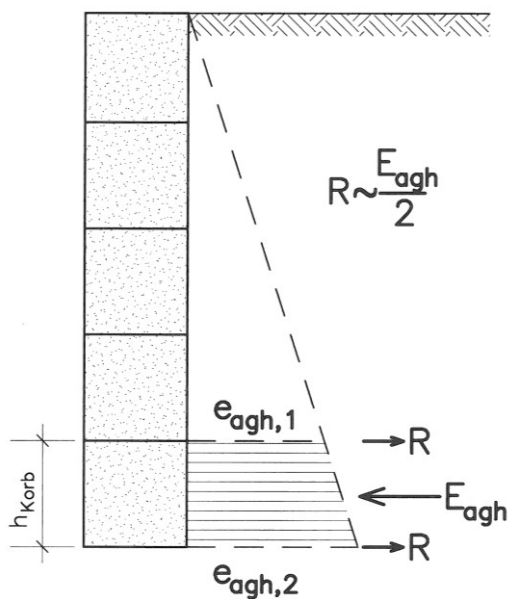


Bild 15: Erddruckmodell (aus: [3])

Das Modell ist auch im Hinblick auf die im Rahmen der Belastungsversuche geschilderten Verformungen mit Ausbauchungen an der Frontseite nicht plausibel und wird daher im Folgenden verworfen.

3.4.2 Modell von Buß/Winselmann (2012)

Buß/Winselmann (2012) [13] schlagen ein Modell vor, bei dem der Gabionendraht auf der Gabionenfront als biegeschlaffes Seil mit parabolischem „Durchhang“ abgebildet wird. Belastet wird der Gabionendraht durch den Erdruhedruck aus der Gabionenfüllung. Diese Belastung ruft wiederum eine Durchbiegung, den so genannten „Durchhang“, hervor. Zur Lagerung dienen die Anschlussdrähte an der Korboberseite und Korbunterseite, so dass das Seilmodell über zwei Auflager verfügt (s. Bild 16). An den Auflagern werden Zugkräfte an die Korboberseite und die Korbunterseite weitergegeben, entsprechend sind die Kraftrichtungen der Auflagerkräfte in Bild 16 eingetragen.

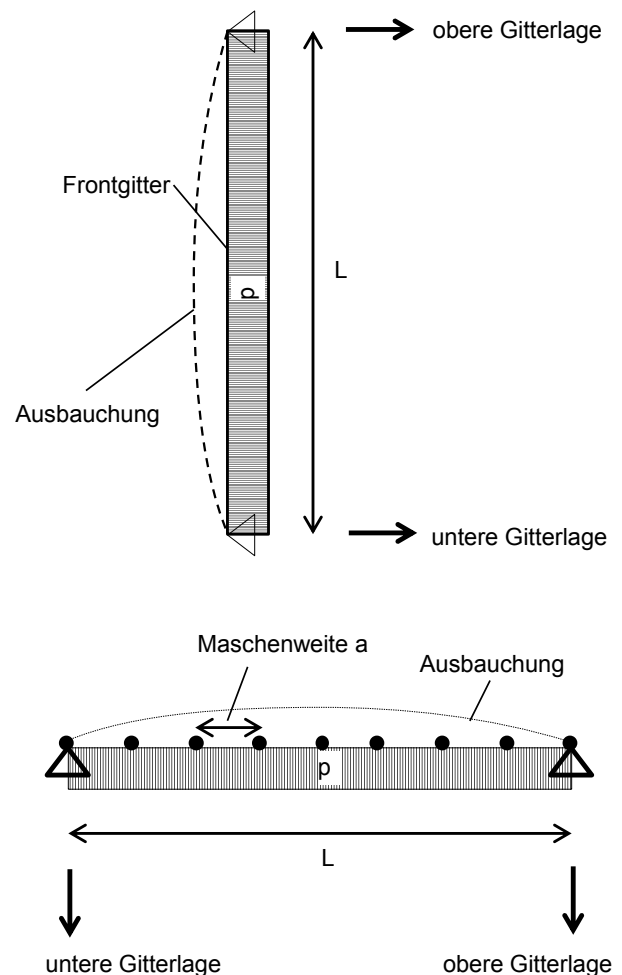


Bild 16: Gabionendraht als biegeschlaffes Seil; oben: Querschnitt, unten: Grundriss (in Anlehnung an: [13])

Die Belastung p entspricht dem Erddruck, wobei die Lasteinzugsfläche eines Drahtes gleich der Maschenweite ist:

$$p = \sigma_v \cdot k_0 \cdot a \tag{Gl. 7}$$

mit:

σ_v = Vertikalspannung (Druckkraft bezogen auf die Grundfläche)

k_0 = Beiwert für den Erdrudruck ($k_0 = 1 - \sin \varphi$)

a = Maschenweite.

Ausgehend von einer Abschätzung für die Durchbiegung der Parabel am Stich erfolgt eine Berechnung des Systems nach Theorie 2. Ordnung mit dem Ergebnis der Biegelinie mit einer Maximalverformung in Seilmitte. Diese Maximalverformung ist der Eingangswert für die Durchbiegung in den anschließenden Berechnungen. Die Berechnung wird iterativ so lange wiederholt, bis ein neuer Berechnungsschritt keine wesentliche Änderung der Durchbiegung mehr ergibt.

Nach Abschluss der Iteration kann die Normalkraft N_k für die zuletzt errechnete Durchbiegung im „Seil“ bzw. im Draht der Zugfestigkeit des Drahts gegenübergestellt werden. Die charakteristische Zugspannung im Draht ergibt sich mit der Fläche des Drahts A zu:

$$\sigma_k = N_k/A. \tag{Gl. 8}$$

Zur Bemessung einer Gabione ist der Prozess mit geänderten Drahtabmessungen oder im Falle der Abschätzung einer maximal zulässigen Höhe der Gabionenkonstruktion mit geänderten Vertikalspannungen σ_v so lange iterativ zu wiederholen bis der Ausnutzungsgrad der Bemessungswerte ungefähr gleich 1,0 ist:

$$\sigma_{d,vorh.} \approx \sigma_{d,zul.} \tag{Gl. 9}$$

Zur Berücksichtigung von Distanzhaltern kann nach [13] vereinfachend eine statisch sinnvoll geschätzte Ersatzstablänge (s. Bild 17) in die Berechnung einfließen.

Die Distanzhalter müssen als Rückverankerung der Frontseite die Horizontalspannungen σ_h anteilig gemäß der jeweiligen Lasteinzugsfläche A_e aufnehmen (s. Bild 18). Die Zugkraft in den

Distanzhaltern folgt somit zu:

$$Z_D = A_e \cdot \sigma_h. \tag{Gl. 10}$$

Neben der Zugfestigkeit des Distanzhalters muss bei der Bemessung vor allem auch die Wirksamkeit der Anschlüsse zur Front- und Hinterseite der Körbe berücksichtigt werden, welche häufig nur durch ein entsprechendes Biegen des Drahtes entstehen.

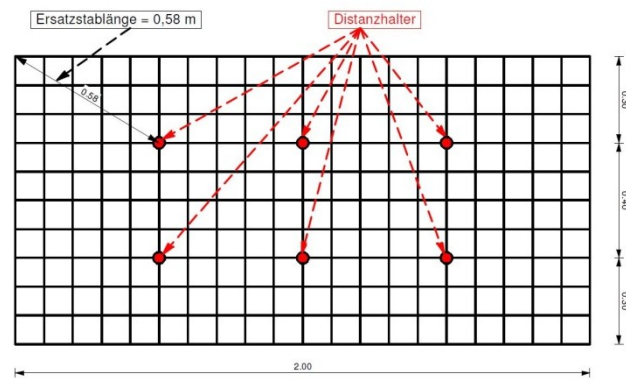


Bild 17: Gabionenfrontseite mit Distanzhaltern (aus: [13])

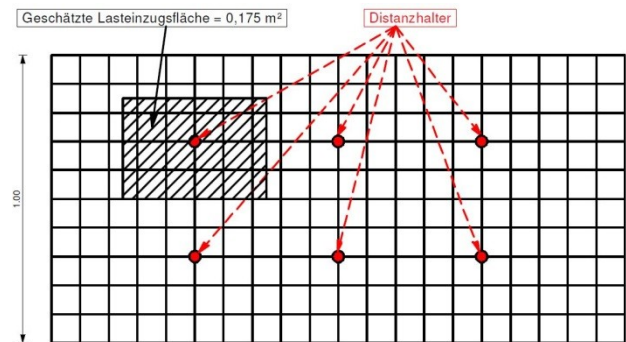


Bild 18: Lasteinzugsfläche für einen Distanzhalter (aus: [13])

Der Vorteil des Modells nach [13] liegt darin, dass für die komplexen Zusammenhänge von Gabionenfüllung, Drahtstärke, Stahlgüte, Maschenweite etc. ein ganzheitliches Modell erstellt wurde, welches mit bekannten und bewährten Mitteln aus dem konstruktiven Ingenieurbau (Theorie II. Ordnung) berechnet werden kann. Nachteilig sind vor allem die fehlenden Möglichkeiten zur Berücksichtigung der Einwirkungen aus der Hinterfüllung des Stützbauwerks und der Lastexzentrizität, wie sie beispielsweise bei gestaffelter Stapelung der Gabionen vorhanden sind.

Mit der Verformung des Frontgitters geht auch eine Verringerung des Erddrucks einher, so dass der Erddruck genau genommen ebenfalls stets anzupassen ist. Der Zunahme der Seilkraft bei Vergrößerung der Durchbiegung steht daher eine Abnahme der Seilkraft durch eine geringere Erddruckbeanspruchung entgegen.

3.4.3 Modell von Weber, 2012

3.4.3.1 Beschreibung des Modells

Weber entwickelte eine Modellvorstellung mit einer differenzierteren Betrachtung der Gabionenelemente [8]. Demnach erbringen die Gitter in den Lagerfugen der Gabionen die primäre tragende Wirkung. Innerhalb der Gabionen entstehen im Hinblick auf die Lastabtragung Gewölbe, wodurch sich die luftseitigen Gitter an den horizontalen Gittern rückverhängen. Die luftseitigen Gitter werden demzufolge nur noch durch den Erddruck belastet, der nicht über die Gewölbewirkung umgelagert wurde. Zur Umlagerung der Kräfte in die horizontalen Gitter sind entsprechend dimensionierte Verbindungen der Gitter Voraussetzung.

Der Nachweis der inneren Standsicherheit lässt sich demnach elementweise in folgende Einzelnachweise (Zuordnung s. Bild 19) gliedern:

- 1.) Nachweis gegen Spaltzug
(Nachweis der Gabionensohle)
- 2.) Nachweis des Frontgitters
(Nachweis der Gabionenfront)
- 3.) Nachweis der Verbindungen
(Nachweis der Distanzhalter, Schweißpunkte, etc.)

Vereinfachend wird das Modell im Folgenden auf Grundlage des Globalsicherheitskonzepts dargestellt, da sich im Globalsicherheitskonzept durch die späte Einbindung der Sicherheiten die Grenzgleichgewichtszustände physikalisch einfacher erläutern lassen. Eine spätere Übertragung auf das Teilsicherheitskonzept ist möglich.

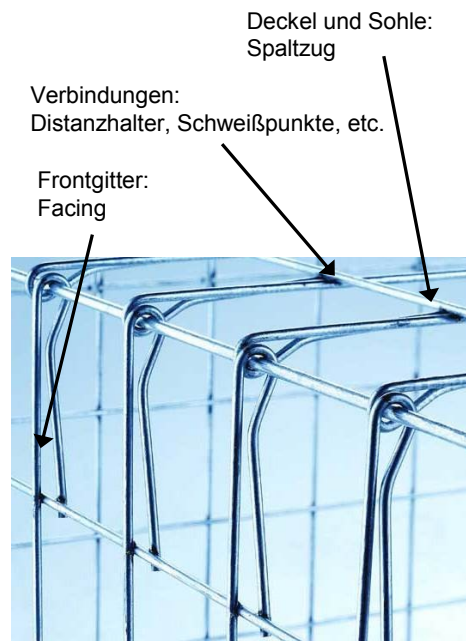


Bild 19: Zuordnung der Gabionenelemente (in Anlehnung an: [8])

3.4.3.2 Nachweis gegen Spaltzug

Die Massenkräfte der Gabionenfüllung und der Erddruck aus der Hinterfüllung erzeugen im Stützbauwerk aus Gabionen eine gekrümmte Stützlinie. Entlang der Stützlinie herrschen nur Druckkräfte. Lotrecht zur Stützlinie wirken aber Spaltzugkräfte, weil die Gabionenfüllung keine Zugkräfte aufnehmen kann. Mit dieser Modellvorstellung greift Weber eine bewährte Vorstellung zur Spaltzugwirkung aus dem Massivbau auf (z. B. in Anlehnung an [14]). Die Spaltzugwirkung lässt sich – ebenfalls analog zur Vorgehensweise im Massivbau – durch ein Stabwerksmodell beschreiben.

In Bild 20 ist der Kräfteverlauf für eine freistehende Gabionenkonstruktion aus drei zentrisch aufeinander gelagerten Gabionen verdeutlicht. In blau ist die Gewölbewirkung durch die Rückverankerung über die horizontalen Gitter dargestellt. Vereinfachend wird diese Gewölbewirkung durch den gestrichelt skizzierten Kräfteverlauf idealisiert. Jeweils in den Lagerfugen ist die Zugbeanspruchung infolge der Spaltzugwirkung erkennbar.

Die Vertikalbeanspruchung V resultiert in Bild 20 aus den Massenkräften der Gabionen. An den Knotenpunkten wird jeweils die halbe Vertikalbeanspruchung in den darunter anschließenden Stab eingeleitet (grüne Kräfte in Bild 20).

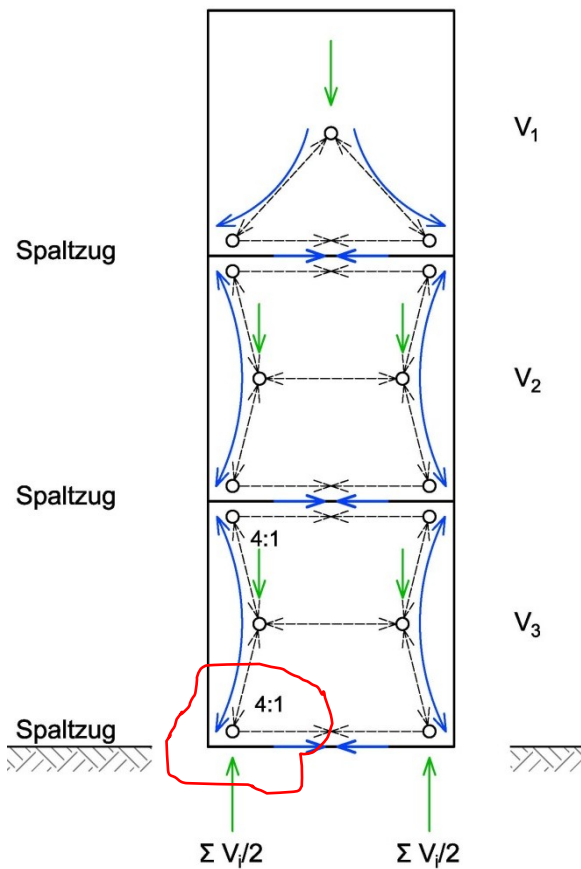


Bild 20: Stabwerksmodell für Spaltzug (in Anlehnung an: [8], horizontale Einwirkungen nicht dargestellt)

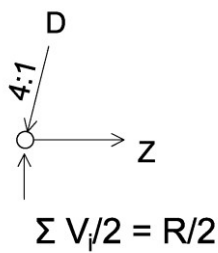


Bild 21: Mechanischer Schnitt aus Bild 20

Als erste Näherung wird die Neigung der Druckstäbe im untersten Gabionenkorb zu 4 : 1 angenommen. Diese Näherung beruht auf Erfahrungen aus dem Massivbau, wo Neigungen von 3 : 1 und 4 : 1 erfahrungsgemäß zutreffende Ergebnisse liefern (z. B. in Anlehnung an [14]).

Führt man den in Bild 20 in Rot abgebildeten mechanischen Schnitt, wie in Bild 21 skizziert, folgt die Zugkraft Z in der untersten Gitterlage aus der Randbedingung $\sum H = 0$:

$$Z = \sum V_i / 8 = R / 8 \quad (\text{Gl. 11})$$

Auf der sicheren Seite liegend wurde ein in horizontaler Richtung frei bewegliches Auflager am Knotenpunkt angesetzt.

Für exzentrisch gestapelte Gabionen und für Stützbauwerke aus Gabionen passt Weber das Modell durch Berücksichtigung der Stützzlinie an (s. Bild 22).

Jeder Gabionenkorb weist ein Eigengewicht G_i auf und wird auf seiner Rückseite durch Erddruck E_i belastet. Infolge der horizontalen Lastanteile verschiebt sich der Lastangriffspunkt mit der Folge einer gekrümmten Stützzlinie.

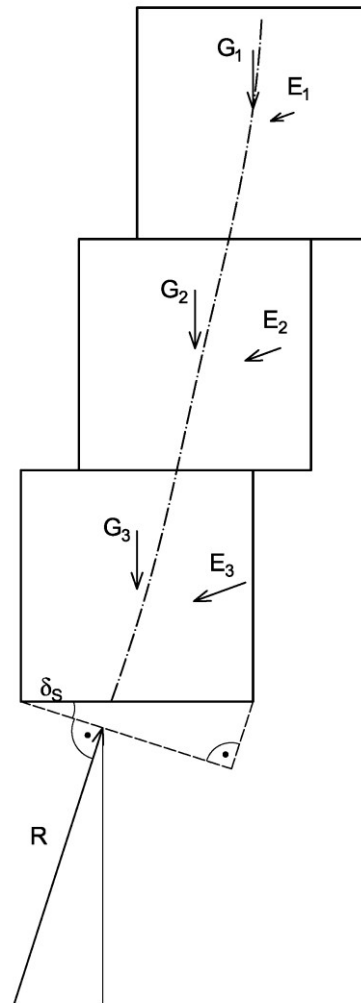


Bild 22: Stützzlinie bei exzentrischer Belastung (in Anlehnung an: [8])

Am Fuß der Gabione lassen sich alle Lasten zu einer Resultierenden R zusammenfassen, welche die gleiche Neigung δ_s wie die Stützlinie am Fußpunkt aufweist.

Der unterste Stab des Stabwerksmodells steht stets lotrecht zur Stützlinie, bzw. für die unterste Lagerfuge lotrecht zur Resultierenden (s. Bild 23), während das unterste Gitter seine horizontale Lage nicht nennenswert verändert. Rechnerisch folgt daher das Stabwerksmodell immer der Richtung der Stützlinie.

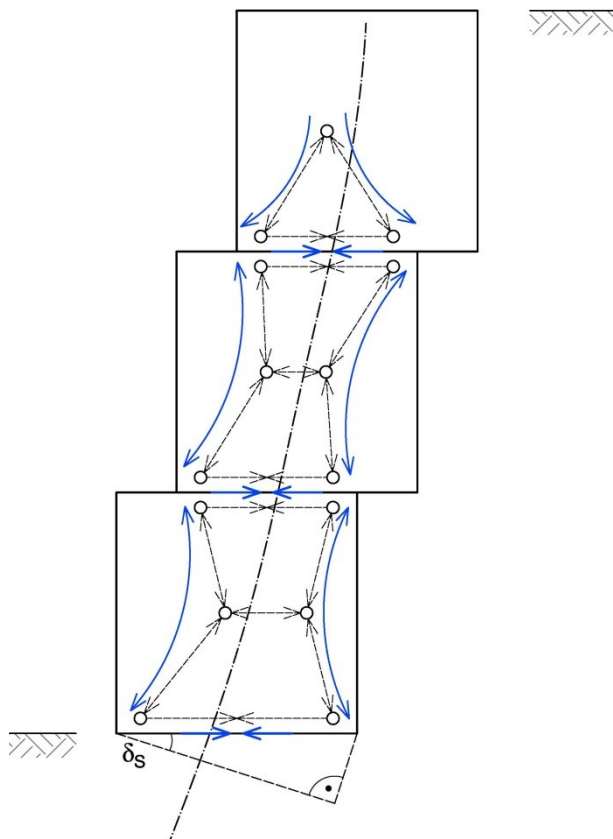


Bild 23: Stabwerksmodell bei exzentrischer Belastung (in Anlehnung an: [8])

Mit diesem Hintergrund muss die Beanspruchung Z des untersten Stabes, wie in Bild 24 dargestellt, auf die (horizontale) Lage des Gitters transformiert werden:

$$\begin{aligned} Z^* &= \frac{Z}{\cos \delta_s} \\ &= \frac{R}{8 \cos \delta_s} \end{aligned} \quad (\text{Gl. 12})$$

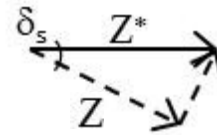


Bild 24: Kräfteumformung (in Anlehnung an: [8])

Mit der Maschenweite a des horizontalen Gitters lotrecht zur Spaltzugwirkung und dem Drahtquerschnitt A_s lautet somit die Grenzzustandsgleichung für den Nachweis gegen Spaltzug:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{R}{8 \cos \delta_s} \cdot \frac{a}{A_s} \leq \text{zul. } \sigma \quad (\text{Gl. 13})$$

Zul. σ entspricht der Streckgrenze des Stahls $f_{y,k}$ unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors.

3.4.3.3 Nachweis des Frontgitters

Für den Nachweis des Frontgitters wird das luftseitige Gitter der Gabione – analog zum Ansatz von [13] – als biegeschlaffes Seil modelliert.

Infolge der „Bewehrung“ des Erdkörpers durch die horizontalen Gabionengitter kann sich jedoch nicht die Scherfuge des aktiven Gleitkeils ausbilden, sondern es verbleiben lediglich sekundäre Gleitkörper, die wie Bruchmuscheln den Erddruck des nicht gestützten Bodenbereichs auf das luftseitige Gitter übertragen (s. Bild 25). Im Gegensatz zur Modellvorstellung von Buß/Winselmann [13] wird also nicht der gesamte Erddruck aus der Gabionenfüllung, sondern lediglich der Erddruck aus dem nicht gestützten Bodenbereich E^* an das luftseitige Gitter weitergegeben. Bekannt ist dieser Lastabtrag beispielsweise von Triaxial- und Feldversuchen mit durch Geogitter horizontal bewehrten Bodenkörpern (s. z. B. [15]).

Bei parabelförmiger Durchbiegung des Frontgitters wirkt der Erddruck E^* als Umlenkraft. Bei Vereinfachung der parabelförmigen Erddruckspannung durch eine flächengleiche rechteckförmige Erddruckspannung $e_0^* = E^*/h$ (s. Bild 26) folgt die „Spannkraft“ an dem luftseitigen Gabionengitter zu:

$$Z_F = \frac{e_0^* h^2}{8 f}, \quad (\text{Gl. 14})$$

mit

f = Durchbiegung bzw. horizontale Ausbauchung (Annahme $< 1/12$ der Höhe einer Gabione $< h/12$)

h = Höhe des Gabionenkorbes.

Alternativ ergibt sich die vorstehend aufgeführte Gleichung auch bei Idealisierung des luftseitigen Gitters als auf Biegung belasteter Balken.

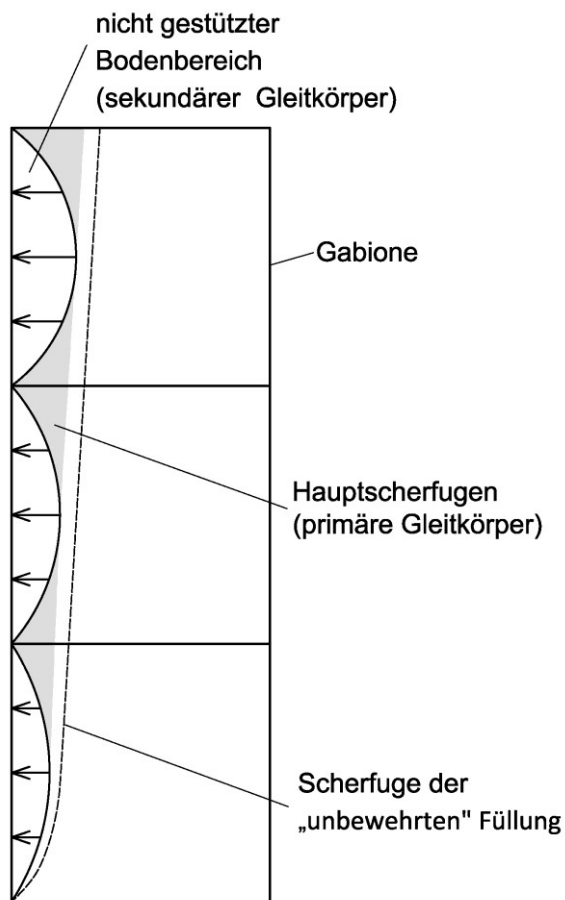


Bild 25: Sekundäre Gleitkörper des nicht gestützten Bodenbereichs (in Anlehnung an: [8])

Die Grenzzustandsgleichung für den Nachweis des Frontgitters lässt sich somit folgendermaßen formulieren (a = Maschenweite; A_s = Drahtquerschnitt):

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{e_0 \cdot h^2}{8f} \cdot \frac{a}{A_s} \leq \text{zul. } \sigma \quad (\text{Gl. 15})$$

Auf der sicheren Seite liegend sollten die Auflagerkräfte des Seilzugmodells noch der Spaltzugspannung aufaddiert werden. Wie bei Gl. 14 bezieht sich zul. σ auf die Streckgrenze des Stahls $f_{y,k}$ unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors.

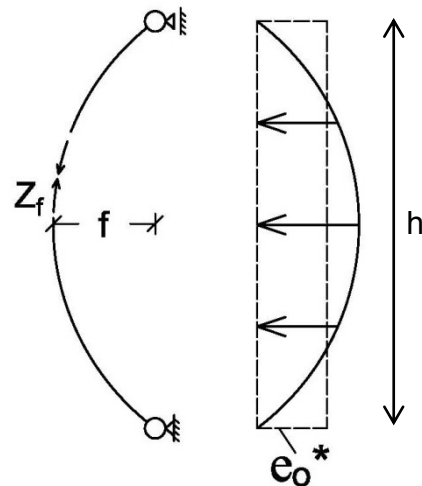


Bild 26: Umlenkkräfte infolge Durchbiegung des Frontgitters

3.4.3.4 Nachweis der Verbindungen

Für den Nachweis der Verbindungen empfiehlt Weber, diesen in Analogie zur Vorgehensweise bei Baustahlmatten werkseitig zu erbringen.

Distanzhalter wirken sich im Versagensmodell des Frontgitters günstig aus. Bei sinnvoller Anordnung reduzieren Distanzhalter die freie Höhe des auf Biegung beanspruchten Frontgitters, verringern die „Ausbauchung“ des Gitters und leiten die auftretenden Kräfte in weniger beanspruchte Bereiche der Gabione. Rechnerisch lässt sich dieser Einfluss durch entsprechende Anpassungen der Höhe h und der Durchbiegung f des Gabionenkorbes erfassen.

DIN EN 10223-8 fordert eine Scherfestigkeit der Schweißverbindungen in Höhe von 75 % der Bruchlast des Drahtes. Im Spaltzugmodell geht jedoch als Widerstand des Drahtes nicht die Bruchspannung, sondern die Streckgrenze ein. Mit diesem Hintergrund wird bei einer werkseitigen Kontrolle der Schweißverbindung und Einhaltung der Anforderung nach DIN EN 10223-8 die Scherfestigkeit der Schweißverbindungen größer als die angesetzte Zugfestigkeit des Drahtes sein.

4 Schlussfolgerungen aus der Literaturrecherche

4.1 Ausgeführte Gabionenkonstruktionen

Seitens der Straßenbauverwaltungen Hessen Mobil, Straßen NRW und Autobahndirektion Nordbayern sowie seitens der Deutschen Bahn AG wurden die Daten von 122 Bauwerken in Form von Bauwerksbüchern und Bauwerksunterlagen zur Verfügung gestellt. Rd. 72 % der v. g. Unterlagen gehörten zu Bauwerke im Bundesland Hessen hergestellt, weitere 20 % zu Bauwerken in Nordbayern.

Bei den 122 Bauwerken handelt es sich um rd. 0,5 m bis 7,7 m hohe Gabionenwände (Stützhöhe, also ohne Einbindung), die mittlere Höhe (arithmetisches Mittel der Ausführungsbeispiele ohne Berücksichtigung der jeweiligen Bauwerkslänge) beträgt bei Betrachtung sämtlicher Bauwerke rd. 2,4 m. Die Wandflächen betragen durchschnittlich 438 m², wobei die Bandbreite von 12 m² bis 16900 m² eine große Varianz aufweist. Den Bauwerksdaten ist eine maximale Wandlänge von rd. 2787 m zu entnehmen.

Rd. 80 % der dokumentierten Bauwerke wurden nach dem Jahr 2000 hergestellt, die übrigen 20 % der Bauwerke im Zeitraum zwischen 1960 und 2000.

Über 92 % der Bauwerke wurden flach auf Betonfundamenten oder mineralischen Tragschichten gegründet. Die übrigen 8 % wurden auf Pfählen gegründet, in einem Fall wird als Lagesicherung die Befestigung an einem anderen Bauteil angeführt.

Insgesamt kamen Gabionenkörbe von 24 unterschiedlichen Herstellern zum Einsatz. Der im Rahmen der Bauwerksbücher meist angegebene Hersteller hat in 17 % der Bauwerke die Gabionenkörbe geliefert.

Bei 91 % der Ausführungsbeispiele wurden Gabionen aus Drahtgitterbehältern verbaut, bei den übrigen 9 % ist die Gabionenart nicht dokumentiert.

Bei den v. g. Prozentsätzen beziehen sich 100 % stets auf die Anzahl der Angaben, nicht der 122 Bauwerke. Ist bei einem Bauwerk eine der Angaben nicht dokumentiert, wurde sie bei der Bildung der Prozentsätze nicht berücksichtigt.

Zusammengefasst weist die Mehrzahl der ausgeführten Stützbauwerke aus Gabionen eine Stützhöhe < 5m auf und ist flach gegründet. Im

Hinblick auf die Segmentlänge bzw. die Wandfläche und dem zum Einsatz gekommen System (Hersteller) liegen große Bandbreiten vor.

Wesentlich ist jedoch auch die Feststellung, dass Gabionenbauweisen seit dem Jahr 2000 in verstärktem Umfang zum Einsatz kommen und diese Entwicklung voraussichtlich weiter anhält.

4.2 Schlussfolgerungen aus den Belastungsversuchen

Die Ergebnisse sämtlicher Versuche sind in Tab. 1 zusammengestellt. Insgesamt variierte die Bruchspannung zwischen 106 kN/m² und 360 kN/m², die Verformungen des Frontgitters lagen bei einer Ausbauchung zwischen 30 mm und 160 mm. Bei den Versuchen der Hochschule für Technik Stuttgart [6] ist nur die Zunahme des Umfangs des Gabionenkorbes dokumentiert, nicht aber die Ausbauchung, daher kann hier in Tab. 1 keine Angabe gemacht werden.

Bei den Versuchen 1 und 2 der Hochschule für Technik Stuttgart [6] zeigt sich der günstige Einfluss einer größeren Füllung. Bei Versuch 3 ist die hohe Standsicherheit auf die Belastung bis zum Reißen eines Drahtes zurückzuführen.

Darüber hinaus sind die vergleichsweise hohen inneren Standsicherheiten bei den Versuchen der Hochschule für Technik Stuttgart [6] vermutlich auf vergleichsweise geringe Lastexzentrizitäten bei der Versuchsdurchführung zurückzuführen.

Grundsätzlich lassen sich folgende Schlussfolgerungen aus den Belastungsversuchen ableiten:

- Für die Durchführung der Belastungsversuche sollte auf eine realitätsnahe seitliche und vertikale Bettung der Versuchskörbe geachtet werden.
- Die Distanzhalter übernehmen zunächst einen großen Anteil der Auflastspannungen. Die Art, Anzahl und Anordnung der Distanzhalter ist daher wesentlich für das Tragverhalten des Korbes.
- Ebenfalls von entscheidendem Einfluss für das Tragverhalten ist die Füllung des Korbes. Diese wird im Wesentlichen durch das Material, den Einbau und die dabei erzielte Lagerungsdichte bestimmt.
- Gabionen reagieren sehr sensibel auf Lastexzentrizitäten (s. Versuche aus Manchester). Solche Lastexzentrizitäten können planmäßig (geneigte Wand), durch Herstelltoleranzen oder durch eine ungleichmäßige oder inhomogene Füllung der Körbe bedingt sein. Die Horizontalbelastung von Gabionen sollte

daher bei der Durchführung von Belastungsversuchen berücksichtigt werden.

- Mit Ausnahme des Versuchs 3 der Versuchsserie der Hochschule für Technik Stuttgart [6] öffneten sich bei keinem Belastungsversuch die Körbe. In der Regel war das Versagen dadurch gekennzeichnet, dass keine weitere Lastaufbringung mehr möglich war. Durch Verformungen wichen die Körbe der Last zunehmend aus. Bei Versuch 3 der Hochschule für Technik Stuttgart [6] versagte ein Draht im Eckbereich der Gabione (vgl. Abschn. 3.2.4).

Es gibt daher keinen eindeutigen Bruchzustand, sondern das Last-Verformungsverhalten des Korbes muss bei der Bemessung berücksichtigt werden. Dieser Punkt hebt die Notwendigkeit einer realitätsnahen Bettung des Korbes bei der Versuchsdurchführung hervor.

4.3 Vergleich der Rechenmodelle mit den Ergebnissen der Belastungsversuche

Anhand der in Abschn. 3.2 zusammengestellten Belastungsversuche lässt sich in Anlehnung an DIN 1045 [21] die äquivalente Druckfestigkeit ableiten (s. Abschn. 3.3). In Tab. 2 sind die äquivalenten Druckfestigkeiten unter Berücksichtigung des Beiwertes für die Langzeitwirkung $\alpha = 0,85$ und des Teilsicherheitsbeiwertes für den Beton von $\gamma_C = 1,5$ gemäß Gl. 1 ausgewertet.

Demnach liegen äquivalente Druckfestigkeiten in einer Bandbreite von $f_{cd} = \text{rd. } 60 \text{ kN/m}^2$ bis $f_{cd} = \text{rd. } 730 \text{ kN/m}^2$ vor. Demgegenüber liegt der in [1] angegebene Rechenwert der Betondruckfestigkeit von $\beta_R = 300 \text{ kN/m}^2$ nicht immer auf der sicheren Seite. Bei dieser Bewertung gilt es zu bedenken, dass die Belastungsversuche nicht einheitlich und teilweise nicht vollständig nachvollziehbar durchgeführt wurden. Die im Rahmen der Belastungsversuche festgestellten Druckfestigkeiten lassen sich daher kaum mit der praktischen Empfehlung aus [1] vergleichen.

Vers.	Jahr	Anz.	Versagen	Bruchspannung [kN/m ²]	Ausbauchung Frontmatte [mm]	Ausbauchung bezogen auf die Gabionenhöhe [-]
ELE	1990	2	Distanzhalter	206 und 297	30 (bei einer Bruchspannung von 297 kN/m ²)	0,0375
University of Manchester	1978	1	Keine Laststeigerung mögl.	360	160	0,16
Hochschule für Technik Stuttgart	2009	4	Versuche 1, 2 und 4: Distanzhalter; Versuch 3: Gabionendraht	Versuch 1: 470 Versuch 2: 1050 Versuch 3: 1288 Versuch 4: 340	nicht dokumentiert	-
Bautechnisches Institut Österreich	2009	2	Keine Laststeigerung mögl.	106 und 130	34 (bei einer Bruchspannung von 130 kN/m ²)	0,034

Tab. 1: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse aus [4] bis [7]

Versuch	Bruchspannung f_{ck} [kN/m ²]	Äquivalente Druckfestigkeit f_{cd} [kN/m ²]
ELE	206 297	117 168
University of Manchester	360	240
Hochschule für Technik Stuttgart	Versuch 1: 470 Versuch 2: 1050 Versuch 3: 1288 Versuch 4: 340	266 595 730 193
Bautechnisches Institut Österreich	106 130	60 74

Tab. 2: Aus den Belastungsversuchen abgeleitete äquivalente Druckfestigkeiten in Anlehnung an DIN 1045

Diese Unterschiede der äquivalenten Druckfestigkeiten stehen in direktem Zusammenhang mit den beobachteten Versagensszenarien. Bei den Versuchen der ELE und bei den Versuchen 1, 2 und 4 der Hochschule für Technik Stuttgart ([6]) versagten die Distanzhalter. Die Versuche wurden wegen der damit einhergehenden großen Verformungen abgebrochen.

Diese Art des Versagens ist jedoch symptomatisch für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit kann durch Anordnung zusätzlicher Distanzhalter leicht erhöht werden. Bei den Versuchen der University of Manchester und des Bautechnischen Instituts Österreich war bei den angeführten Bruchspannungen keine weitere Laststeigerung möglich, da die Gabionen zunehmend der Last auswichen. Es trat daher kein Bruch der Drahtgitter auf, sondern Lastexzentrizitäten sind vermutlich Ursache für das frühzeitige Versagen der Gabionen. Lediglich bei Versuch 3 der Hochschule für Technik Stuttgart ([6]) war tatsächlich der Bruch eines Gitterdrahtes festzustellen. Dieser Versuch ergab die höchste äquivalente Druckfestigkeit f_{cd} .

Mit Ausnahme der Versuche des Bautechnischen Instituts Österreich, für die nicht alle notwendigen Angaben vorliegen, wurden alle Versuche mit dem Modell von [8] für die Bemessungssituation

Spaltzug anhand von Gl. 12 (Abschn. 3.4.3.2) nachgerechnet (s. Tab. 3). Für die Versuche in [4] und [5] dokumentierten Versuche wurde die Streckgrenze des Stahls zu 460 N/mm² angenommen. Diese Annahme entspricht einem Stahl StE 460, wie er häufig für Gabionen zum Einsatz kommt. Bei den in [6] untersuchten Gabionen wiesen die Drähte eine Streckgrenze von $f_{y,k} = 476$ N/mm² auf. Es wurde die nach dem Modell von [8] berechnete vorhandene Zugspannung $\sigma_{s, \text{vorh.}}$ der Zugfestigkeit der Drähte $\sigma_{s, \text{zul.}}$ gegenübergestellt.

Mit Gl. 12 folgt beispielsweise die Spaltzugspannung in der Gabionensohle zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{s, \text{vorh.}} &= \frac{R}{8} \\ &= \frac{\sigma_{\text{Bruch}} \cdot b \cdot a}{8 \cdot \pi \cdot d^2 / 4} \\ &= \frac{0,206 \cdot 600 \cdot 10}{8 \cdot \pi \cdot 5,6^2 / 4} \\ &= 63 \text{ N/mm}^2 \text{ (vgl. Tab. 3)} \end{aligned}$$

Aufgrund des frühzeitigen Versagens der Distanzhalter liegen die berechneten Zugspannungen wesentlich unterhalb der Zugfestigkeit (s. Tab. 3). Bei dem Versuch der Hochschule für Technik Stuttgart ([6]), bei dem der Gabionendraht versagte, kommt die berechnete Zugspannung an die Streckgrenze heran.

Der Vergleich der Streckgrenze $f_{y,k}$ mit den gemessenen Standsicherheiten (in Tab. 3 ausgedrückt als vorhandene Spaltzugspannung $\sigma_{s, \text{vorh.}}$) verdeutlicht, die Notwendigkeit, das Modell anhand von weiteren Versuchen zu kalibrieren.

Ferner lässt sich aus den Ergebnisse die Empfehlung ableiten, zusätzlich zu den Nachweisen der Standsicherheit noch Nachweise der Gebrauchstauglichkeit, also Verformungsnachweise zu führen.

Im Einzelnen müsste es sich hierbei um Nachweise der vertikalen Stauchung und der horizontalen Ausbauchung der Gabione unter Berücksichtigung der Distanzhalter handeln. Die Verformungen sind zwar grundsätzlich so zu begrenzen, dass keine Distanzhalter ausfallen, wegen der Sichtflächen bestehen an Stützkonstruktionen aus Gabionen jedoch auch optische Ansprüche im Hinblick auf die Verformungen. Für diese Nachweise liegt bisher noch kein Konzept vor. Denkbar wären hier werksseitig zu führende Nachweise wie bei den Verbindungsmitteln (vgl. Abschn. 3.4.3.4).

Vers.	Bruchspannung σ_{Bruch} [kN/m ²] [N/mm ²]	Draht- Ø d [mm]	Maschen- weite a [mm]	Gabionen- tiefe b [m]/ [mm]	Streck- grenze $f_{y,k}$ [N/mm ²]	Spaltzug- spannung $\sigma_{s, \text{vorh.}}$ [N/mm ²]	Versagen
ELE	206/0,206 297/0,297	5,6 5,6	100 100	0,6/600 0,6/600	460 ¹⁾ 460 ¹⁾	63 90	Distanzhalter Distanzhalter
University of Manchester	360/0,360	5,0	75	1,0/1000	460 ¹⁾	172	Keine Last- steigerung mögl.
Hochschule für Technik Stuttgart	470/0,470 1050/1,050 1288/1,288 340/0,340	4,5 4,5 4,5 4,5	10 10 10 10	0,5/500 0,5/500 0,5/500 0,5/500	476 476 476 476	185 413 506 134	Distanzhalter; Distanzhalter; Gabionendraht Distanzhalter;
Bautechni- sches Institut Österreich	Wegen der Unvollständigkeit der Angaben nicht auswertbar.						

¹⁾ Annahme

Tab. 3: Berechnete Zugspannungen in der Gabionensole (nach dem Modell von [8])

Weil Nachweise der Gebrauchstauglichkeit nicht dem Versagen eines Elementes im eigentlichen Sinne (Standicherheit) zuzuordnen sind, wird die Gebrauchstauglichkeit im Folgenden nicht weiter behandelt.

5 Identifizierung der Einflussparameter

Rückschlüsse über die maßgebenden Einflussparameter lassen sich sowohl aus den vorliegenden Auswertungen der Belastungsversuche als auch aus den in Abschnitt 3.4 geschilderten Modellvorstellungen ableiten.

Die Belastungsversuche verdeutlichen den ungünstigen Einfluss von Lastexzentrizität und Lastneigung, wie sie infolge des Erddrucks aus der Hinterfüllung oder bei versetzt gestapelten Gabionenkorben vorliegen.

In diesem Zusammenhang kommt auch der Füllung im Hinblick auf ihre gleichmäßige Verteilung und ihre Massenkräfte sowie ihrer Steifigkeit eine signifikante Bedeutung zu. Eine ungleichmäßige Füllung bewirkt exzentrische Belastungen. Die Masse der Füllung wirkt sich zwar ungünstig im Nachweis gegen Spaltzug aus, dafür geht mit einer großen Masse eine höhere Sicherheit gegen Kippen des gesamten Stützbauwerks sowie der Einzelkörbe einher. Die Steifigkeit der Füllung wird in Anlehnung an die Modellvorstellung eines Stabwerksmodells aus konstruktiven Überlegungen heraus maßgebend die Neigung der (rechnerischen) Druckstreben und somit der (rechnerischen) Zugkräfte in den Lagerfugen bestimmen (s. Abschn. 3.4.3 bzw. Modell von [8]).

Der Grenzzustand der inneren Standsicherheit eines Gabionenelements richtet sich letztendlich u. a. nach der Drahtstärke und der Maschenweite.

Die Anzahl und die Anordnung von Distanzhaltern beeinflusst vor allem die Belastung und Durchbiegung des frontseitigen Gitters. Außerdem ist es denkbar, dass die Distanzhalter ebenfalls Einfluss auf die Neigung der (rechnerischen) Druckstreben haben. Dieses gilt es aber – wie auch die anderen Einflussparameter – durch Belastungsversuche zu untersuchen.

Weitere Einflussfaktoren sind die seitliche Lagerung, die Einbindung des untersten Gabionenelementes in den Baugrund und die Steifigkeit der Gründungssohle, welche Lastumlagerungen hervorrufen oder verhindern können.

Eine Zusammenstellung der v. g. Einflussparameter ist Tab. 4 zu entnehmen.

Die Einflussparameter Füllung, Drahtstärke und Maschenweite sowie Distanzhalter bestimmen das Systemverhalten eines Gabionenkorbes. Einflussparameter, die sich aus den spezifischen Randbe-

dingungen, wie der seitlichen Lagerung, der Einbindung in den Baugrund und der Steifigkeit der Gründungssohle ergeben, sind hingegen nicht dem Systemverhalten eines Gabionenkorbes, sondern den Anwendungsbedingungen für den Einbau vor Ort zuzuordnen. Eine Lastexzentrizität wirkt sich unmittelbar auf die Standsicherheit des Stützbauwerkes aus und ist daher im Zusammenhang mit dem Systemverhalten zu sehen.

Parameter	Einfluss	Auswirkung
<u>Einwirkung</u>		
Lastexzentrizität/ Lastneigung	Neigung und Größe der Resultierenden	+++
<u>Systemverhalten</u>		
Füllung	Neigung der Resultierenden; Neigung der „Druckstreben“; Spaltzugkräfte	+++
Drahtstärke	Aufnehmbare Zugspannung	+++
Maschenweite		
Distanzhalter	Zugspannung des Frontgitters; Verformungen	++
<u>Anwendungsbedingungen für den Einbau vor Ort</u>		
Seitliche Lagerung	Umlagerung von Beanspruchungen	+
Einbindung der untersten Gabione	Zugspannung Frontgitter	+
Gründung	Umlagerung von Beanspruchungen infolge von Baugrundverfor- mungen	++

(Bewertung des Einflusses: +++ sehr hoch; ++ hoch; + vorhanden)

Tab. 4: Einflussparameter

Gemäß der vorstehenden Zuordnung der Einflussparameter sollten Belastungsversuche von Gabionensystemen die konkreten Systemparameter umfassen. Darüber hinaus sollten mit Belastungsversuchen die Auswirkungen der Lastexzentrizität angegeben werden.

Für Einflussparameter, die in den spezifischen Anwendungsbedingungen vor Ort begründet sind, sollten Vorgaben in den einschlägigen Regelwerken aufgenommen werden. Teilweise ist dieses beispielsweise im Hinblick auf die Gründung bereits im FGSV-Merkblatt [1] der Fall.

6 Sensitivitätsanalyse

6.1 Vorgehensweise

Die Sensitivitätsanalyse dient zur Veranschaulichung des favorisierten Rechenmodells und der Auswirkungen einer Variation der Einflussparameter. Die Einbaubedingungen werden anhand tatsächlich gebauter Gabionenkonstruktionen variiert.

6.2 Variation der Gabionenkonstruktionen

6.2.1 Variation der Einbaubedingungen

Die Variation der Einbaubedingungen umfasst folgende Situationen:

- 1.) Stützkonstruktion mit geringer Stützhöhe und Lärmschutzwandfunktion (s. Abschn. 6.2.2)
- 2.) Verformte Lärmschutzwand ohne Stützfunktion (s. Abschn. 6.2.3)
- 3.) Stützkonstruktion mit oben liegender Böschung (s. Abschn. 6.2.4)
- 4.) Stützkonstruktion als Frontausbildung eines bewehrten Erdkörpers (s. Abschn. 6.2.5)

Im Folgenden beschränkt sich die Nachweisführung auf den Nachweis der inneren Standsicherheit mit dem Modell von [8]. Weil es sich um real existierende Bauwerke handelt, wird von einer ausreichenden äußeren Standsicherheit ausgegangen. Die angesetzten Einwirkungen und die untersuchten Gabionensysteme entsprechen den Randbedingungen der jeweils ausgeführten Gabionenkonstruktion.

Die Resultierende der Einwirkungen und die Neigung der Stützlinie wurden jeweils mit dem Programm GGU-Gabion, Version 5.15, berechnet, die Nachweisführung erfolgt händisch. Die theoretischen Grundlagen des Programms GGU-Gabion sind in [16] beschrieben.

Für sämtliche Gabionen wurde – mit Ausnahme des Beispiels in Abschnitt 6.2.2 - eine zulässige

Stahlspannung von zul. $\sigma = 310 \text{ N/mm}^2$ unterstellt. Diese zulässige Stahlspannung entspricht der Streckgrenze eines Feinkornstahl StE 460 mit einer Streckgrenze von $f_{y,k} = 460 \text{ N/mm}^2$ unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes für den Stahl von $\gamma_M = 1,1$ und eines Teilsicherheitsbeiwertes für die Einwirkungen von $\gamma_E = 1,35$. Ein Feinkornstahl StE 460 kommt erfahrungsgemäß häufig für Gabionen zum Einsatz. Auf eine zusätzliche Abminderung der Standsicherheit der Drahtgitter wird auf Grundlage der Ausführungen unter Abschn. 3.4.3.2 verzichtet.

Für den Nachweis der Sicherheit des Frontgitters wurde vorerst von einer Durchbiegung von $h/24$ ausgegangen und einem Erddruckbeiwert in der Gabione von $k_0 = 0,36$. Die abgeschätzte Durchbiegung von $h/24$ ($h =$ Höhe eines Gabionenkorbes) liegt in der Größenordnung der Durchbiegungen, die im Rahmen der Belastungsversuche beobachtet wurde (vgl. Tab. 1). Für den Erddruck wurden wegen der Gewölbewirkung nur die Massenkräfte eines einzelnen Korbs berücksichtigt.

6.2.2 Stützkonstruktion mit geringer Stützhöhe und Lärmschutzwandfunktion

Der untersuchte Querschnitt wurde in Anlehnung an ein Bauwerk der Deutschen Bahn AG gewählt. Das Bauwerk dient als Stützkonstruktion und als Lärmschutzwand. Ein Systemschnitt des Bauwerks ist in Bild 27 abgebildet.

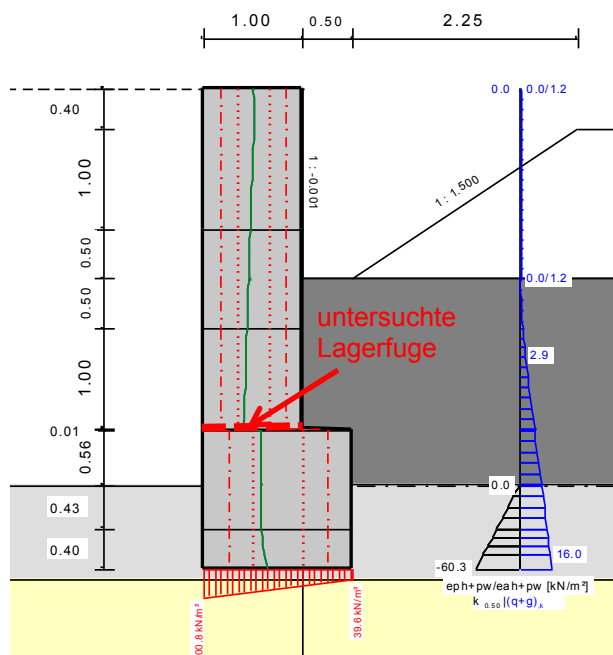


Bild 27: Beispiel 1 – Stützkonstruktion mit geringer Stützhöhe und Lärmschutzwandfunktion

Die Stützkonstruktion besteht aus in drei Lagen gestapelten Gabionenkörben mit einer Gesamthöhe von 3,4 m. Die Stützkonstruktion lagert auf einem Fundament und einer Schicht aus Unterbeton mit einer Gesamtdicke von rd. 1,4 m, so dass die Wandhöhe insgesamt rd. 4,8 m ausmacht.

Die obersten 1,9 m der Wand stehen frei, hinter der Wand wurde der Arbeitsraum mit Dränbeton verfüllt. Das so aufgefüllte Gelände steigt unter einer Neigung von 1 : 1,5 bis ca. 0,5 m unterhalb des Wandkopfes an.

Die Gabionenkörbe weisen eine Breite von 1,0 m auf und bestehen im Querschnitt aus drei Kammern zur Erfüllung der Lärmschutzfunktion. Die Füllung besteht aus Natursteinen der Körnung 32/56 mm in den äußeren Kammern und gepressten Gummirecyclingfasern bzw. -flocken in der mittleren Kammer.

Die Körbe haben eine Höhe zwischen 1,0 m und 1,4 m. Sämtliche Gitter haben einheitlich eine Maschenweite von 25 x 100 mm (Breite x Höhe).

Bei dem eingesetzten Gabionensystem werden üblicherweise Drähte mit einem Durchmesser zwischen 5 mm und 5,5 mm verwendet, für die rechnerischen Nachweise wurde im Folgenden ein Drahtdurchmesser von 5 mm unterstellt.

Für die vorliegenden Berechnungen wurde die mittlere Wichte der Gabionenfüllung anhand der Angaben zum Gabionengewicht des Herstellers zu $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ abgeschätzt. Die Wichte des Dränbetons wurde zu $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

Lastexzentrizitäten infolge der Füllung in drei Kammern sowie Steifigkeitsunterschiede wurden vereinfachend nicht berücksichtigt, sondern die Gabionenfüllung wurde als homogen und im Hinblick auf die horizontale und vertikale Steifigkeit gleichmäßig verteilt idealisiert.

Die Lärmschutzwand wird je nach Belastungssituation entweder durch Windlasten oder Soglasten aus dem Bahnverkehr beansprucht, wobei für die vorliegenden Untersuchungen die Windlasten die ungünstigere Einwirkungskombination darstellen. Am Übergang von den Gabionenkörben zur Gründung (3,4 m unter Wandkopf) besteht in der Lagerfuge eine Vertikalkraft $V = 58 \text{ kN/m}$, eine Horizontalkraft $H = 7,2 \text{ kN/m}$ und ein Moment $M = 5,8 \text{ kNm/m}$. Aus den v. g. Schnittgrößen ergibt sich eine Resultierende $R = 58,4 \text{ kN/m}$ und eine Neigung der Stützlinie gegenüber der Vertikalen von $\delta_s = 7,1^\circ$.

Der Nachweis des Drahtgitters in der untersten Lagerfuge folgt nach dem in Abschn. 3.4.3.2 geschilderten Spaltzugmodell bei Annahme einer Stahlgüte StE 460 zu:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{58,4}{8 \cos(7,1^\circ)} \cdot \frac{0,025}{\pi(5/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$$9,4 \text{ N/mm}^2 \leq 310 \text{ N/mm}^2.$$

Die mittlere Erddruckspannung auf das Frontgitter folgt zu:

$$e_0 = 0,5 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot h = 0,5 \cdot 0,36 \cdot 16 \cdot 1,0$$

$$= 2,88 \text{ kN/m}^2.$$

Der Nachweis der Sicherheit des Frontgitters nach Abschn. 3.4.3.3 ergibt folgende Stahlspannung:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{2,88 \cdot 1,0}{8 \cdot 0,042} \cdot \frac{0,025}{\pi(5/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$$11 \text{ N/mm}^2 < 310 \text{ N/mm}^2.$$

6.2.3 Verformte Lärmschutzwand ohne Stützfunktion

Bei dem untersuchten Querschnitt handelt es sich um eine Lärmschutzwand ohne Stützfunktion. Allerdings traten in-situ vergleichsweise große Verformungen auf.

Bild 28 zeigt den Querschnitt der berechneten Lärmschutzwand. Die Wand ist 4,2 m hoch und bindet zusätzlich 0,1 m in einen geschütteten Damm ein. Der Querschnitt setzt sich aus drei Gabionenkörben mit jeweils 1,4 m Höhe zusammen.

Die Windlast wurde in Anlehnung an die Statik zu $1,4 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Die verwendeten Gabionenkörbe hatten einen Drahtdurchmesser von 6 mm bei Maschenweiten von $5 \times 20 \text{ cm}$ auf den Sichtseiten und von $20 \times 20 \text{ cm}$ auf den Stirnseiten. Die Drähte bestanden aus Stahl mit einer Alu-Zink-Ummantelung und einer charakteristischen Zugfestigkeit von $f_{u,k} = 600 \text{ N/mm}^2$ und einer Streckgrenze von $f_{y,k} = 460 \text{ N/mm}^2$. Als Füllmaterial wurde ein gebrochener Kalkstein 60/120 mm als Schüttung in die Körbe eingebracht. Zur Gewährleistung der Lärmschutzfunktion wiesen die Körbe zudem einen Kern aus einem Zementmörtel auf.

Für das Füllmaterial wurde in den statischen Berechnungen für die Ausführungsplanung eine Wichte von $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ oberhalb des Geländes und von $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$ für die Einbindung im Damm berücksichtigt.

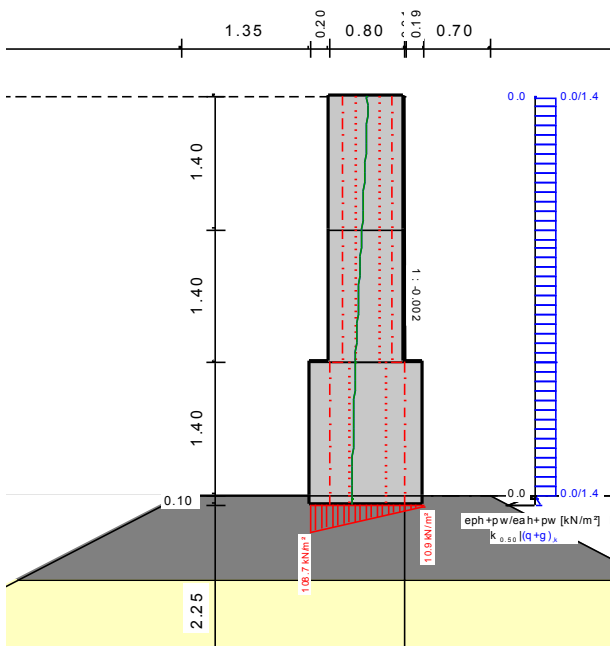


Bild 28: Beispiel 2 – Verformte Lärmschutzwand ohne Stützfunktion

Im Rahmen des Nachweises der inneren Standsicherheit wurde die aussteifende Wirkung des über die Höhe durchgehenden Kerns vernachlässigt.

Aus dem Eigengewicht der Wand und den Einwirkungen aus Windkräften resultieren an der untersten Lagerfuge eine Vertikalkraft $V = 71,8 \text{ kN/m}$, eine Horizontalkraft $H = 5,5 \text{ kN/m}$ und eine Momentenbeanspruchung $M = 11,7 \text{ kNm/m}$. Die Vertikalbeanspruchung und die Horizontalbeanspruchung ergeben eine Resultierende $R = 72,0 \text{ kN/m}$ und eine Neigung der Stützzlinie gegenüber der Vertikalen $\delta_s = 4,4^\circ$.

Der Nachweis des Drahtgitters in der untersten Lagerfuge folgt nach dem in Abschn. 3.4.3.2 geschilderten Spaltzugmodell zu:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{72}{8 \cos(4,4^\circ)} \cdot \frac{0,2}{\pi (6/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$$64 \text{ N/mm}^2 \leq 310 \text{ N/mm}^2.$$

Die mittlere Erddruckspannung auf das Frontgitter folgt zu:

$$e_0 = 0,5 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot h = 0,5 \cdot 0,36 \cdot 17 \cdot 1,4$$

$$= 4,28 \text{ kN/m}^2.$$

Der Nachweis der Sicherheit des Frontgitters ergibt nach Abschn. 3.4.3.3 folgende Stahlspannung:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{4,28 \cdot 1,4}{8 \cdot 0,042} \cdot \frac{0,05}{\pi (6/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$$23 \text{ N/mm}^2 < 310 \text{ N/mm}^2.$$

Die äußere Standsicherheit wurde nicht betrachtet.

6.2.4 Stützkonstruktion mit oben liegender Böschung

Die in Bild 29 skizzierte Stützkonstruktion besteht im Querschnitt aus 6 gestapelten Gabionenkörben mit einer Gesamthöhe von 6 m. Der unterste Gabionenkorb ist rd. 0,7 m in den Baugrund eingebunden und wurde auf einer 0,5 m dicken Fundamentplatte gegründet (die Gründung ist in Bild 29 nicht dargestellt). Die Grünungssohle und somit auch die Körbe sind unter 1 : 10 zur Horizontalen geneigt. Geneigte Gabionen lassen sich mit dem Programm GGU-Gabion nicht darstellen. In den Berechnungen wird jedoch zutreffend die Neigung der Gabionensohle sowie die Neigung der Front und der Rückseite berücksichtigt. Aus darstellungstechnischen Gründen wirken die Gabionenkörbe daher in Bild 29 schubverzerrt.

Die Körbe wurden zudem jeweils um 25 cm versetzt aufgestellt, so dass sich eine stufig ausgebildete Front ergibt, die theoretisch unter 20° gegenüber der Vertikalen geneigt ist.

Jeder Korb hat eine Höhe von 1,0 m, die Breite der Körbe nimmt von oben nach unten von 1,0 m auf 2,5 m zu.

Laut dem Leistungsverzeichnis zur Baumaßnahme weisen die Gabionen einen Drahtdurchmesser von 4,5 mm mit einer Zugfestigkeit $f_{u,k} \geq 600 \text{ N/mm}^2$ und eine Maschenweite von $10 \times 10 \text{ cm}$ auf. Im Folgenden wird eine Streckgrenze des Drahtes von $f_{y,k} = 460 \text{ N/mm}^2$ unterstellt.

Für die Füllung der Gabionen wurden Bruchsteine aus Diabas oder Grauwacke mit einer Körnung von $100 \times 300 \text{ mm}$ verwendet. Die Sichtflächen wurden als Trockenmauerwerk hergestellt.

In einem Abstand von 1,0 m zum Wandkopf steigt das Gelände mit einer Neigung von 1 : 1,5 an. In den statischen Nachweisen für die Ausführungsplanung wurde hinter der Wand eine Auflast in Höhe von $p = 5 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt.

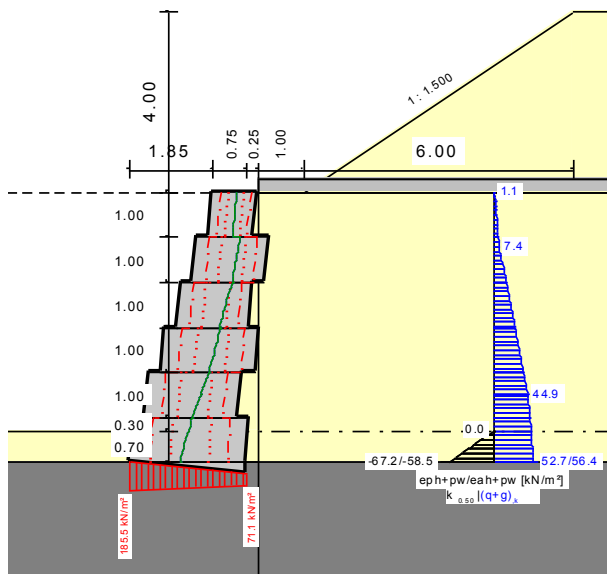


Bild 29: Beispiel 3 – Stützkonstruktion mit oben liegender Böschung

Im Rahmen der folgenden Untersuchungen wurde für die Füllung der Gabionen von einer Wichte von $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$ ausgegangen. Die charakteristischen Bodenkennwerte der Hinterfüllung wurden gemäß der Ausführungsstatik zu $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$ und $\varphi_k' = 35^\circ$ sowie $c_k' = 0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.

Auf Grundlage dieser Ansätze und Annahmen ergibt sich in der untersten Lagerfuge eine Vertikalkraft $V = 333,6 \text{ kN/m}$, eine Horizontalkraft $H = 144,3 \text{ kN/m}$ und ein Moment von $64,5 \text{ kNm/m}$. Aus diesen Schnittgrößen folgt die Resultierende zu $363,47 \text{ kN/m}$ und eine Neigung der Resultierenden gegenüber der Vertikalen von $\delta_s = 23,4^\circ$. Unter Berücksichtigung der Sohlneigung von $5,7^\circ$ wirkt die Resultierende in der Sohlfläche unter einer Neigung von $17,7^\circ$.

Der Nachweis des Drahtgitters in der untersten Lagerfuge folgt nach dem in Abschn. 3.4.3.2 geschilderten Spaltzugmodell zu:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{363,47}{8 \cos(17,7^\circ)} \cdot \frac{0,1}{\pi (4,5/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$$300 \text{ N/mm}^2 \leq 310 \text{ N/mm}^2.$$

Die mittlere Erddruckspannung auf das Frontgitter folgt zu:

$$e_0 = 0,5 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot h = 0,5 \cdot 0,36 \cdot 23 \cdot 1,0$$

$$= 4,14 \text{ kN/m}^2.$$

Der Nachweis der Sicherheit des Frontgitters ergibt nach Abschn. 3.4.3.3 folgende Stahlspannung:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{4,14 \cdot 1,0}{8 \cdot 0,042} \cdot \frac{0,1}{\pi (4,5/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$$78 \text{ N/mm}^2 < 310 \text{ N/mm}^2.$$

6.2.5 Stützkonstruktion als Frontausbildung eines bewehrten Erdkörpers

Das Beispiel entspricht einem 12 m hohen Stützbauwerk aus 12 Gabionen, die mittels Geogittern in der Hinterfüllung rückverankert sind (bewehrte Erde). Die Gabionen dienen in diesem Fall vorwiegend zur Frontausbildung des Geländesprungs. In Bild 30 ist die Stützkonstruktion dargestellt.

Die Stützkonstruktion ist unter 1:10 geneigt. Sämtliche Gabionenkörbe haben eine Breite von 1,0 m. Die unterste Gabionenlage bindet rd. 0,7 m in den Baugrund ein und ist auf einer Sauberkeitsschicht mit einer Dicke $d \geq 0,3 \text{ m}$ gegründet.

Die Drähte der Gabionen weisen einen Durchmesser $d \geq 6 \text{ mm}$ auf und sind an der Gabionenfront und dem Gabionenrücken mit einer Maschenweite von $5 \times 10 \text{ cm}$ und an den übrigen Elementen (Seiten, Deckel und Sohle) mit einer Maschenweite von $10 \times 10 \text{ cm}$ angeordnet.

In den zugehörigen erdstatischen Berechnungen wurde für die Bauwerkshinterfüllung eine Wichte des erdfuchten Bodens $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ sowie ein Reibungswinkel $\varphi_k' = 36^\circ$ und eine Kohäsion $c_k = 4,5 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Für die Füllung der Gabionen sollte ein Material 60/120 mm durch Schüttung eingebracht werden. Der Füllung wurde eine Wichte von $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ unterstellt.

Hinter dem Kopf der Stützkonstruktion verläuft eine Autobahn, wobei für einen Streifen eine Verkehrslast von $p_k = 41 \text{ kN/m}^2$ und für den zweiten Fahrbahnstreifen von $p_k = 23,8 \text{ kN/m}^2$ auf jeweils 3 m Breite und für den restlichen Autobahnbereich von $p_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ unterstellt wurde.

Am Fußpunkt der Stützkonstruktion summieren sich die Schnittgrößen zu einer Vertikalkraft $V = 283,1 \text{ kN/m}$, einer Horizontalkraft $H = 32,8 \text{ kN/m}$ und einem Moment $M = 7,9 \text{ kNm/m}$. Somit liegt eine Resultierende $R = 285,0 \text{ kN/m}$ mit einer Neigung gegenüber der Vertikalen von $\delta_s = 6,6^\circ$ vor. Unter Berücksichtigung der Sohlneigung von $5,7^\circ$ wirkt die Resultierende in der Sohlfläche unter einer Neigung von $0,9^\circ$.

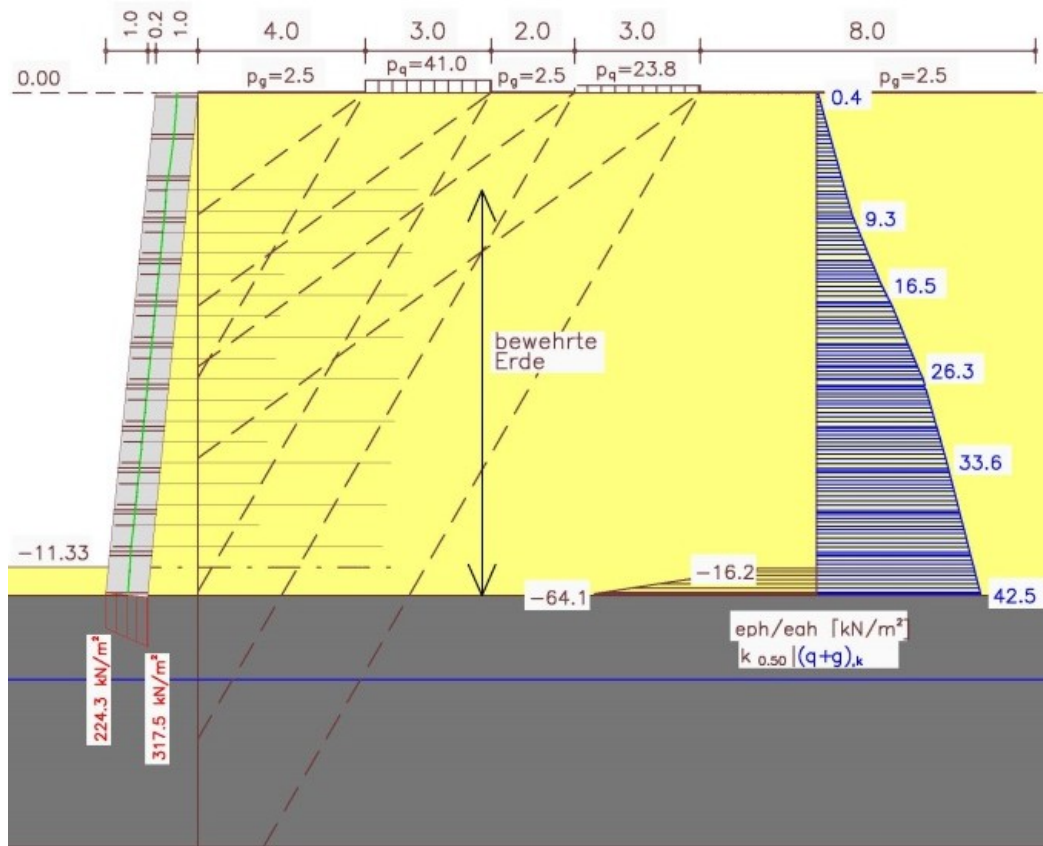


Bild 30: Beispiel 4 – Stützkonstruktion mit Geogittern

Der Nachweis des Drahtgitters in der untersten Lagerfuge folgt nach dem in Abschn. 3.4.3.2 geschilderten Spaltzugmodell zu:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{2850}{8 \cos(0,9^\circ)} \cdot \frac{0,1}{\pi (6/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$$126 \text{ N/mm}^2 < 310 \text{ N/mm}^2.$$

Die mittlere Erddruckspannung auf das Frontgitter folgt zu:

$$e_0 = 0,5 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot h = 0,5 \cdot 0,36 \cdot 17 \cdot 1,0$$

$$= 3,06 \text{ kN/m}^2.$$

Der Nachweis der Sicherheit des Frontgitters ergibt nach Abschn. 3.4.3.3 folgende Stahlspannung:

$$\text{vorh. } \sigma = \frac{3,06 \cdot 1,0}{8 \cdot 0,042} \cdot \frac{0,05}{\pi (6/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$$16 \text{ N/mm}^2 < 310 \text{ N/mm}^2.$$

6.2.6 Zusammenfassung und Bewertung

Die Vergleichsberechnungen verdeutlichen, welche Lastreserven einige Gabionenkonstruktionen aufweisen (s. z. B. die Gabionenkonstruktionen nach Abschn. 6.2.2 und 6.2.3). Das Beispiel aus Abschn. 6.2.4. zeigt hingegen eindrucksvoll, dass bei entsprechenden Stützhöhen schnell die innere Standsicherheit ausgenutzt wird. Interessant ist in diesem Zusammenhang die Wirkung von Geogittern in der Hinterfüllung gemäß dem Beispiel in Abschn. 6.2.5, wodurch die Gabionen nur noch als Frontausbildung dienen und auch bei vergleichsweise großen Stützhöhen der Gabionenkonstruktion nur geringe Lasten aufnehmen müssen. Die Konstruktion der Hinterfüllung bewehrte Erde bewirkt, dass in jeder Geogitterlage die horizontalen Lasten von den Gabionen in die Hinterfüllung abgeleitet werden. Somit wird nur eine schlanke Konstruktion der Frontausbildung aus Gabionen notwendig und die in der Sohlfläche resultierenden Vertikalkräfte aus dem Eigengewicht sind ebenfalls im Vergleich zu Beispiel 6.2.4 gering.

Anhand dieses Beispiels erkennt man auch den Einfluss des Eigengewichtes von Gabionen als Schwergewichtsmauern. Breite Konstruktionen sind im Hinblick auf die äußere Standsicherheit günstig zu bewerten. Mit zunehmender Breite gehen aber auch höhere Massenkräfte der Gabionenkonstruktion und somit höhere Spaltzugkräfte einher. Mit diesem Hintergrund können keine pauschalen Festlegungen zur zulässigen Höhe von Gabionenkonstruktionen gemacht werden, bis zu der diese eine ausreichende innere Standsicherheit aufweisen.

Auf Grundlage der v. g. Ergebnisse wird der Nachweis der inneren Standsicherheit im Wesentlichen von der freien Stützhöhe, mit welcher letztendlich die Größenordnung der Einwirkungen einhergeht, und dem Stahlquerschnitt bzw. der Maschenweite der Drahtgitter bestimmt.

In den meisten der untersuchten Fälle wurde der Nachweis der Gabionensole auf Spaltzug gegenüber dem Nachweis des Frontgitters maßgebend. Lediglich bei der Stützkonstruktion mit geringer Stützhöhe und Lärmschutzwandfunktion (s. Abschn. 6.2.2) wurden im Nachweis der Sicherheit des Frontgitters geringfügig größere Stahlspannungen als im Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch Spaltzug festgestellt. Allerdings lag der Ausnutzungsgrad der zulässigen Stahlspannung bei diesem Beispiel nur bei rd. $\mu = 1/30$.

6.3 Variation der Einbaubedingungen

6.3.1 Variationsrechnungen

Im Beispiel der Stützkonstruktion mit oben liegender Böschung (s. Abschn. 6.2.4) ist der Widerstand der untersten Gabione im Nachweis der Sicherheit gegen Spaltzug nahezu vollständig ausgenutzt. Mit diesem Hintergrund werden anhand dieses Beispiels im Folgenden weitere Untersuchungen mit Variation der Einbaubedingungen vorgenommen. Untersucht werden der Einfluss der Bauwerkshöhe auf die Stahlspannung und die Einflüsse der Größe und der Neigung der Resultierenden auf den erforderlichen Stahlquerschnitt. Grundlage der Berechnungen ist wieder das Rechenmodell nach [8].

6.3.2 Einfluss der Bauwerkshöhe

Im Beispiel nach Abschn. 6.2.4 hat die Gabionenkonstruktion eine freie Stützhöhe von 5,3 m. Die Konstruktionshöhe macht 6,0 m aus (s. Abschn. 6.2.4). Zur Verdeutlichung des Einflusses der Stützhöhe wurde die Konstruktionshöhe zwischen 2,0 m und 7,0 m unter entsprechender Anpassung der Höhe am Gabionenfuß variiert, indem entweder das unterste Gabionenelement auf eine Höhe von 2,0 m vergrößert wurde (Gesamthöhe $\geq 6,0$ m) oder indem jeweils die unteren Gabionenelemente nicht berücksichtigt wurden (bei Konstruktionshöhen zwischen 2,0 m und $\leq 5,0$ m). Weil die Vergleichsberechnung einzig den Einfluss der Konstruktionshöhe auf die Stahlspannung zeigen soll, erfolgte keine Betrachtung der äußeren Standsicherheit (Nachweise der erdstatischen Sicherheiten gegen Kippen, Gleiten und Grundbruch).

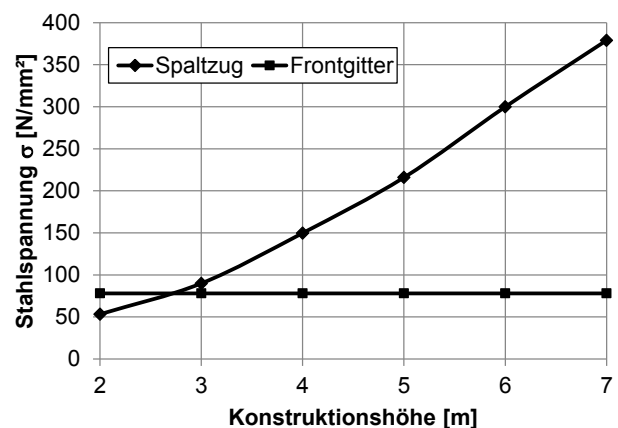


Bild 31: Variation der Wandhöhe

In Bild 31 ist das Ergebnis der Variationsrechnung für die Modellvorstellungen Spaltzug und für den Nachweis des Frontgitters wiedergegeben. Die Konstruktionshöhe entspricht jeweils der Gesamthöhe, beinhaltet also auch die Einbindung der untersten Gabione um 0,7 m in den Baugrund. Ab einer Konstruktionshöhe von rd. 2,8 m wird im vorliegenden Fall der Nachweis der Sicherheit gegen Spaltzug maßgebend. Die Stahlspannung am Frontgitter der Gabionen ist unabhängig von der Konstruktionshöhe. Innerhalb der untersuchten Bandbreite von Konstruktionshöhen zwischen 2,0 m und 7,0 m nimmt die Stahlspannung von 50 N/mm² auf 380 N/mm² zu. Die Zunahme verläuft überproportional. Bei einer zulässigen Stahlspannung von 310 N/mm² (korreliert mit einer Streckgrenze des Stahls von $f_{y,k} = 460$ N/mm²) läge die zulässige Konstruktionshöhe demnach bei rd. 6,1 m.

6.3.3 Einfluss der Größe der Resultierenden

Eine Zunahme der Stützhöhe bewirkt im Wesentlichen eine Zunahme der Größe der Resultierenden. In Bild 32 wurde daher die Variationsrechnung aus Abschn. 6.3.2 modifiziert, indem nicht geometrisch die Stützhöhe, sondern die mit der Stützhöhe einhergehende Größe, die Resultierende variiert wurde. Als Ergebnis ist der erforderliche Drahtquerschnitt über die Größe der Resultierenden aufgetragen. Der erforderliche Drahtquerschnitt bezieht sich dabei – wie auch die übrigen Randbedingungen – auf die Gabionenkonstruktion aus Abschn. 6.2.4.

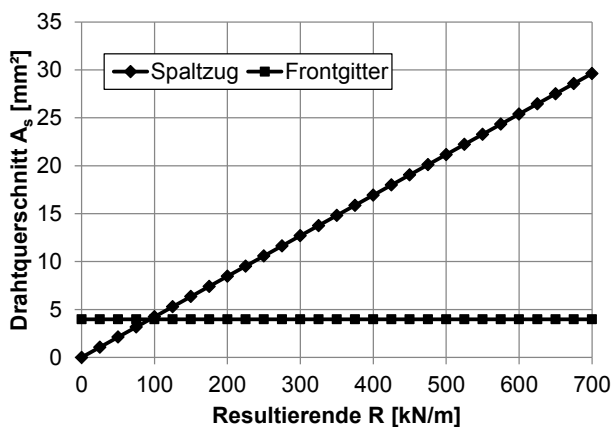


Bild 32: Variation der Größe der Resultierenden

Deutlich ablesbar ist der lineare Einfluss der Resultierenden auf den erforderlichen Drahtquerschnitt. Ab einer Resultierenden von rd. 100 kN/m ist im vorliegenden Beispiel die Spaltzugwirkung gegenüber der von der Größe der Resultierenden unabhängigen Zugbeanspruchung des Frontgitters dominant. Untersucht wurde der Einfluss von Resultierenden in einer Bandbreite von $R = 0$ kN/m bis $R = 700$ kN/m. Bei der maximal angenommenen Resultierenden von $R = 700$ kN/m beträgt der erforderliche Drahtquerschnitt rd. 6,2 mm. Die üblicherweise verbauten Drähte haben Durchmesser von 3,5 mm bis 6,0 mm, was Drahtquerschnitten von $A_s = 9,6$ mm² bis $A_s = 28,3$ mm² entspricht. Im vorliegenden Fall lassen sich somit Resultierende bis zu $R = 675$ kN/m von den Gabionen abtragen. Diese Resultierende entspricht einer Konstruktionshöhe von rd. 12 m, wobei bei dieser Höhe die Nachweise der äußeren Standsicherheit nicht mehr zu erfüllen sind.

6.3.4 Einfluss der Neigung der Resultierenden

Bedingt durch die Hinterfüllung der Gabionenkonstruktionen weist die Resultierende in der Sohlfläche eine Neigung gegenüber der Gabione auf, was die Zugkraft in der untersten Gabione vergrößert. Bild 33 zeigt den Einfluss der Neigung der Resultierenden auf den erforderlichen Drahtquerschnitt. Die übrigen Randbedingungen und die Resultierende entsprechen den Bedingungen aus Abschn. 6.2.4 für eine Höhe der Stützkonstruktion von 6,0 m.

Bei Variation der Neigung der Resultierenden zwischen $\delta_s = 0^\circ$ und $\delta_s = 30^\circ$ nimmt der erforderliche Stahlquerschnitt für das Beispiel von 14,7 mm² auf 16,9 mm² zu. Mit einer Zunahme des Stahlquerschnitts von rd. 15 % bzw. der Drahtdurchmesser um rd. 7% ist der Einfluss der Neigung der Resultierenden im Vergleich zum Einfluss der Größe der Resultierenden untergeordnet. Der Nachweis der Sicherheit gegen Versagen des Frontgitters ist unabhängig von der Neigung der Resultierenden.

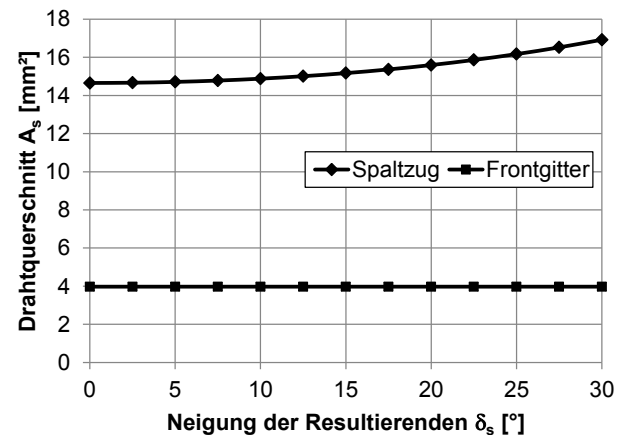


Bild 33: Variation der Neigung der Resultierenden

6.4 Vergleich mit anderen Rechenmodellen

6.4.1 Vorgehensweise

Zur Verdeutlichung der Konsequenzen der unterschiedlichen Modellbildungen (s. Abschn. 3.6) und der Vor- und Nachteile der Modelle wird der Nachweis der inneren Standsicherheit für das Beispiel der Stützkonstruktion mit oben liegender Böschung (s. Abschn. 6.2.4) für weitere Rechenmodelle wiederholt. Die berechneten Schnittgrößen und der Systemschnitt sind Abschn. 6.2.4 zu entnehmen.

6.4.2 Nachweis auf Grundlage der äquivalenten Druckfestigkeit gemäß FGSV (2013)

Die maximale charakteristische Druckspannung am Fußpunkt der Gabionenkonstruktion beträgt $\sigma_k = 185,5 \text{ kN/m}^2$ (maximaler Sohldruck in Bild 29, berechnet mit dem Programm GGU-Gabion, Version 5.15). Sämtliche Lasten sind im vorliegenden Fall als ständige Lasten anzusehen. In der Bemessungssituation BS-P folgt somit der Bemessungswert der Druckspannung mit einem Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1054, Tab. A 2.1, [17] von $\gamma_G = 1,35$ zu $\sigma_d = 250,4 \text{ kN/m}^2$. Bei einem Vergleich dieser Druckspannung mit den äquivalenten Druckspannungen aus den Belastungsversuchen (s. Abschn. 3.4.4, Tab. 2) hätten demnach nur drei Belastungsversuche (Versuche 1, 2 und 3 der Hochschule für Technik Stuttgart) einen ausreichenden Bemessungswert der Druckspannung (= äquivalente Druckspannung) nachgewiesen. Allerdings wurde auch nur ein Versuch (Versuch 3) bis zu einem regelrechten Bruch des Gabionenkorbes fortgeführt. Bei den v. g. Versuchen waren zudem keine Lastexzentrizitäten vorhanden.

Unter Ansatz einer äquivalenten Druckfestigkeit von $\beta_R = 300 \text{ kN/m}^2$ nach [1] wäre der Nachweis erfüllt.

6.4.3 Nachweis nach dem Modell des FLL (2012) [3]

Auf die unterste Gabione wirkt aus der Hinterfüllung eine aktive Erddruckkraft von $47,9 \text{ kN/m}$ (abgeleitet aus Bild 29, berechnet mit dem Programm GGU-Gabion, Version 5.15). Gemäß der Modellvorstellung aus [3] müssen die Drahtgitter von Deckel und die Sohle der Gabione jeweils 50 % dieser Erddruckkraft als Zugspannung aufnehmen.

Unter Berücksichtigung einer Maschenweite von $0,1 \text{ m}$ und eines Drahtdurchmesser von $4,5 \text{ mm}$ weisen die einzelnen Drähte eine Zugspannung von

$$\text{vorh. } \sigma = 47,9 \cdot \frac{0,1}{\pi (4,5/2)^2} \cdot 10^3 \leq \frac{f_{y,k}}{1,5}$$

$301 \text{ N/mm}^2 < 310 \text{ N/mm}^2$.

auf. Die Neigung der Sohle wurde in der vorstehenden Gleichung vernachlässigt, da sie nur einen geringen Einfluss hat.

6.4.4 Nachweis nach dem Modell von Buß/Winselmann (2012)

Der Nachweis nach dem Modell von Buß/Winselmann [13] entspricht in seinen wesentlichen Zügen dem Nachweis des Frontgitters von [8].

Aus diesem Grund kann der Nachweis aus Abschn. 6.2.4 übernommen werden. Unter Annahme einer Verformung des Frontgitters von $h/24$ (mit $h =$ Höhe eines Gabionenkorbes) beträgt die Zugspannung des Gitterdrahtes 78 N/mm^2 und ist der Streckgrenze von $f_{y,k}/1,5 = 310 \text{ N/mm}^2$ gegenüberzustellen ($78 \text{ N/mm}^2 < 310 \text{ N/mm}^2$).

6.4.5 Nachweis nach dem Modell von Weber (2012)

Das nach Gabionenelementen gegliederte Modell von Weber erfasst sämtliche Kräfte und ist in Hinsicht auf den Kräfteverlauf nachvollziehbar. Die phänomenologischen Übereinstimmungen zu bewehrten Bauteilen des Massivbaus und zu horizontal bewehrten Erdkörpern unterstützen die Plausibilität. Allerdings bedarf das Modell im Hinblick auf die Neigung der Druckstreben und ihre Abhängigkeit von der Steifigkeit und ihrer Verteilung der Füllung, den Einfluss von Reibungskräften zwischen Gabionen und Untergrund und die Wirkung der Distanzhalter einer Kalibrierung.

Der Modellvorstellung für den Nachweis der Sicherheit des Frontgitters liegt die Vorstellung zugrunde, dass die oberen und unteren Gabionengitter die Lasten vollflächig im Sinne eines Geogitters aufnehmen. Dieses gilt nur, wenn keine kraftschlüssige Verbindung zwischen den Füllungen benachbarter Gabionen existiert. Außerdem wird die Verschiebungsabhängigkeit des Erddrucks vernachlässigt.

Zur Vereinfachung der Bemessung kann das Modell auch in Diagramme überführt werden.

6.4.6 Vergleich der Ergebnisse

Im Nachweis über die äquivalente Druckfestigkeit in Anlehnung an DIN 1045 spielt nur die Druckfestigkeit der Gabione eine Rolle, eine differenzierte Betrachtung der einzelnen Gabionenelemente (Draht, Füllung, etc.) erfolgt nicht. Für das Berechnungsbeispiel hätten die Versuche 1 bis 3 der Hochschule für Technik Stuttgart eine ausreichende Druckfestigkeit für die Einbausituation nachgewiesen. Von der Ergebnisqualität ist

dieser Nachweis als zutreffend einzustufen, da die Widerstandsgrößen versuchstechnisch bestimmt werden.

Das Ergebnis nach [3] liegt in einer plausiblen Größenordnung und stimmt gut mit dem Ergebnis nach dem Modell von [8] überein (s. Abschn. 6.2.4). Allerdings sind noch einmal die Unzulänglichkeiten des Modells nach [3] (vgl. Abschn. 3.4.1) herauszustellen.

Die Modellvorstellung von [13] beschreibt die Beanspruchung des Frontgitters gut. Weil dieser Nachweis aber in der Regel gegenüber dem Spaltzugmodell nachrangig ist, reicht sie nicht zur Erfassung der inneren Standsicherheit aus.

7 Empfehlungen für Belastungsversuche

7.1 Vorgehensweise

Ziel der Belastungsversuche muss die phänomenologische Beschreibung der inneren Kraftverläufe sein, um die vorhandenen Rechenmodelle zu bestätigen, weiterzuentwickeln oder zu verwerfen. Sie sollten nicht zur Bestimmung der inneren Standsicherheit eines spezifischen Gabionensystems dienen. Die Verifizierung eines Rechenmodells anhand reproduzierbarer Belastungsversuche ermöglicht erst den Rückschluss von einem Gabionensystem und den spezifischen Randbedingungen im Versuchslabor auf eine Vielzahl an Systemen (unterschiedliche Füllungen, Drahtdurchmesser, Maschenweiten, etc.) und Einbaubedingungen (Lastexzentrizitäten, Lagerbedingungen, etc.).

Mit diesem Hintergrund werden die Qualität und der Nutzen der auszuführenden Belastungsversuche vor allem von den messtechnisch erfassten Größen bestimmt. Dem Rückschluss auf die Kraftverläufe in der Gabione (Spannungstrajektorien) und die Weiterleitung der Kräfte an die Drahtgitter sowie der Messung der Verformungen der Gabione kommt daher eine besondere Bedeutung zu.

In diesem Zusammenhang muss zwischen Belastungsversuchen an a) Einzelgabionen (zur Beschreibung des Tragverhaltens eines Gabionenkorbes) und b) Belastungsversuchen an Konstruktionen aus gestapelten Gabionen (zur Beschreibung des Systemtragverhaltens von Stützbauwerken aus Gabionen) unterschieden werden.

Während Schritt a) zur Untersuchung des

Kräfteverlaufs in einer Gabione sowie des Einflusses von Verbindungsmitteln, der Füllungen, der Drahtstärke und -güte, etc. dient, ermöglicht der Schritt b) die Untersuchung der Interaktion von mehreren Gabionen im Hinblick die Einflüsse der Lastneigung, der Neigung der Gabione und der Ausführung versetzt gestapelter Gabionen.

Die Durchführung von Schritt b) ist erst sinnvoll, wenn erste Erkenntnisse zum Einzeltragverhalten aus Schritt a) vorliegen. Aus diesem Grund werden im Folgenden Empfehlungen zur Durchführung von Belastungsversuchen an Einzelgabionen gegeben. Vorausschauend für Schritt b) sind im Folgenden ferner Empfehlungen für ein Versuchsprogramm enthalten.

Die Empfehlungen für Schritt a) lassen sich in die Punkte

- Gabionenkonstruktion und Gabionenfüllung
- Gabionenbettung
- Lastaufbringung und
- Messtechnik

gliedern.

7.2 Gabionenkonstruktion und Gabionenfüllung

Auf Grundlage der Auswertung der in-situ ausgeführten Gabionenkonstruktionen (s. Abschn. 4.1) sollten die Versuche vorerst auf Gabionen aus punktgeschweißten Drahtgitterbehältern mit Drahtdurchmessern zwischen 4,5 mm und 5,5 mm beschränkt werden. Darüber hinaus sollte eine in beide Richtungen gleichmäßig verteilte Maschenweite von 10 cm x 10 cm vorliegen.

Die Abmessungen der Gabionen sollte in einer Bandbreite von 1,0 m x 0,5 m x 0,5 m bis 1,0 m x 0,5 m x 1,0 m (B x L x H) variiert werden. Die Einschränkung der Breite auf 0,5 m dient im Wesentlichen zur Begrenzung der notwendigen Druckkraft der Versuchsanlage. Die Untersuchungen der unterschiedlichen Höhen der Gabionen sind im Hinblick auf den Einfluss der „Schlankheit“ der Gabione sinnvoll. Erfahrungsgemäß ist bei diesen Abmessungen im Vergleich zu den gängigen Breiten von Gabionen von rd. 1,0 m die Verwendung eines Maßstabfaktors nicht notwendig.

Die Füllung der Gabione muss bezogen auf ihre Abmessungen homogen sein. Die Verdichtung der Füllung muss gleichmäßig erfolgen. Daher ist die

Verwendung eines enggestuften grobkörnigen Bodens, beispielsweise eines enggestuften Sandes (SE), zu empfehlen, der durch Einbettung in ein Vlies vor dem Herausrieseln aus der Gabione geschützt wird. Während des Versuchsprogramms sollte das Füllmaterial vom enggestuften Sand bis zu einem Kies mit einem Korngrößenbereich 4/8 mm variiert werden. Das Vlies muss gleichzeitig aber ausreichend elastisch sein, damit es nicht Teile der Zugspannung übernimmt. Das Material sollte durch Anstampfen mit einem Handstampfer verdichtet werden. Die Korngrößenverteilung, die dichteste und lockerste Lagerungsdichte des Materials, die erzielte Trockendichte und der Steifemodul sind zu bestimmen und zu dokumentieren. Die Messtechnik wird mit Ausnahme der Druckmessdosen (s. Abschn. 7.5) erst später eingebaut, so dass keine Anforderungen zur Schonung der Messtechnik zu stellen sind. Die v. g. Füllmaterialien sind u. a. wegen der guten Reproduzierbarkeit der Lagerungsdichten etc. und zur Ausschaltung von Einflüssen aus inhomogenen Verteilungen der Füllung zu empfehlen.

Trennwände sollten nicht vorgesehen werden. Die Anordnung von Distanzhaltern sollte gemäß den Vorgaben des Herstellers des verwendeten Gabionensystems erfolgen.

7.3 Gabionenbettung

Die Bettung der Gabione muss den in-situ Bedingungen weitestgehend entsprechen. Insbesondere gilt es die Reibungskräfte zwischen der Gabionensole zum Untergrund möglichst zu minimieren. Daher ist zu empfehlen, die Gabionen auf einem Sandbett mit einer Dicke von wenigstens 0,3 m aufzustellen. Geeignet ist hier beispielsweise der enggestufte Sand, wie er grundsätzlich auch für die Füllung verwendet werden kann.

In der Praxis werden häufig auch Magerbetonkeile oder unbewehrte Streifenfundamente für die Gründung verwendet. Im vorliegenden Fall ist davon auszugehen, dass bei entsprechender Steifigkeit des Sandes keine nennenswerten Unterschiede in der Bettung im Vergleich zu einem Fundament bestehen. Der Sand bietet jedoch den versuchstechnischen Vorteil, dass sich die Gabione leicht eindrücken kann und somit ein Kraftschluss zur Füllung entsteht, wie es bei einem größeren Füllmaterial ohne Vliesummantelung der Fall wäre.

Gabionen stehen als Stützbauwerk immer im Verbund mit anderen Gabionen. Benachbarte Gabionen erfahren üblicherweise vergleichbare

Belastungen. Somit können an den Seitenflächen der Gabionen keine nennenswerten Verformungen eintreten. Diese seitliche Dehnungsbehinderung muss im Belastungsversuch durch Anordnung weiterer Gabionen oder von Betonblöcken mit den gleichen Querschnittsabmessungen nachgebildet werden. Für die Länge der Elemente genügt die halbe Länge der zu untersuchenden Probegabione.

In Bild 34 sind die Empfehlungen zur Bettung der Gabione skizziert.

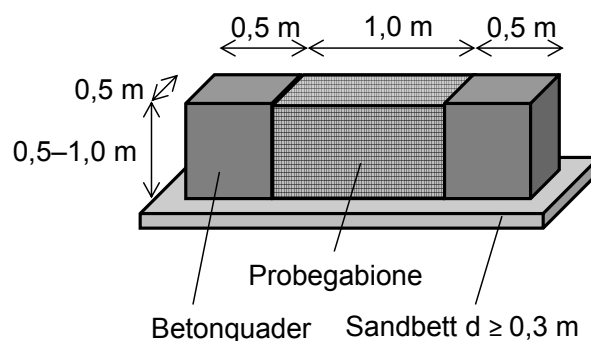


Bild 34: Bettung der Gabione im Belastungsversuch

7.4 Lastaufbringung

Die Lastaufbringung muss zentrisch erfolgen. Hierzu ist die Anordnung einer Traverse aus einem Stahlträger zu empfehlen, welche die Lasten vom Stempel der Presse über eine druckverteilende Platte an die Gabione abgibt (s. Bild 35). Die Verwendung mehrerer Traversen und mehrerer Pressenstempel, wie bei den Versuchen des Bautechnischen Instituts Österreich (s. Abschn. 3.2.5) ist nicht geeignet, da kleinste Differenzen bei der Ansteuerung der Pressen oder leicht unsymmetrische Anordnungen der Traversen zwangsläufig zu ungleichmäßigen und somit exzentrischen Lasteinleitungen führen. Die druckverteilende Platte sollte zumindest kleine Lastumlagerungen ermöglichen. Denkbar sind hier beispielsweise entsprechend steife Holzplatten, wie sie bei den Versuchen der Hochschule für Technik Stuttgart ([6]) verwendet wurden. Alternativ kann eine Stahlplatte zum Einsatz kommen.

Die Gabione ist etwas zu überfüllen, damit die druckverteilende Platte auf der Füllung aufliegt und nicht nur die Drähte des Gabionendeckels beansprucht werden.

Die Steuerung der Belastungseinrichtung sollte kraftgesteuert erfolgen. Die Laststeigerungen sollten stufenweise in Schritten von 5 % der

abgeschätzten Bruchspannung aufgebracht werden. Bei jeder Laststufe ist die Last für rd. 10 min konstant zu halten. Unterstellt man, dass die bei den Belastungsversuchen der Hochschule für Technik Stuttgart in Versuch 3 festgestellte Bruchspannung von rd. 1280 kN/m² repräsentativ ist, wäre eine Laststufe rd. 50 kN/m² geeignet. Zum Vergleich sei darauf hingewiesen, dass die Belastung beim Stapeln der Gabionen auf der Baustelle in wesentlich kleineren Schritten stattfindet. Für eine Gabione mit einer Höhe von 0,5 m beträgt die Auflastspannung aus der darüber aufgestellten Gabione z. B. lediglich rd. 9 kN/m² bis 12 kN/m². Von Belastungsprozeduren mit Be- und Entlastungszyklen ist abzusehen, da bei der Entlastung die Gefahr eines Verschiebens des Kräfteinleitungspunkts und somit von unplanmäßigen Lastexzentrizitäten besteht. In Bild 36 ist die Belastungsprozedur beispielhaft gezeigt.

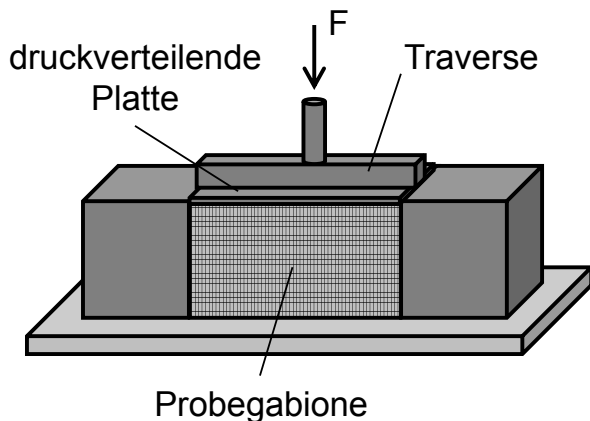


Bild 35: Belastungseinrichtung

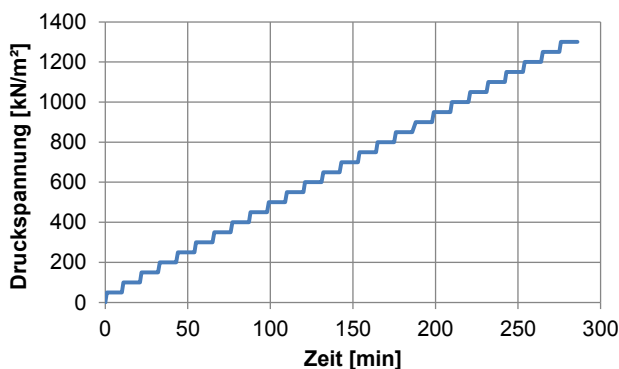


Bild 36: Belastungsprozedur für eine angenommene Bruchspannung von 1280 kN/m²

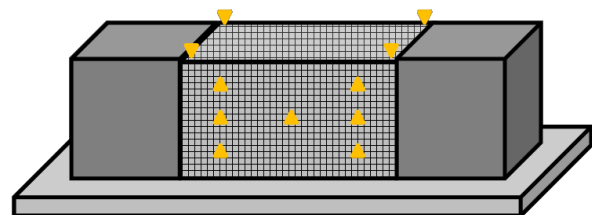
7.5 Messtechnik

Messtechnisch gilt es die Spannungstrajektorien in der Gabionenfüllung und die Spannungen in den Drahtgittern in Abhängigkeit von den Verformungen zu ermitteln.

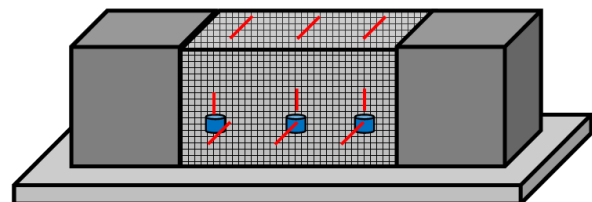
Bild 37 zeigt exemplarisch eine Messanordnung, welche die Spannungen und Verformungen erfasst. Gemäß der oberen Darstellung werden in jeder Ecke auf der druckverteilenden Platte Wegaufnehmer zur Aufzeichnung der Stauchung der Gabione und zum Erkennen von Schiefstellungen der Platte angeordnet.

Weitere Wegaufnehmer auf der Frontseite und der Rückseite der Gabione dienen zur Messung der Ausbauchung. Die genaue Anordnung der Wegaufnehmer richtet sich nach der Lage der Distanzhalter etc. Grundsätzlich sollte jeweils auf der Vorder- und Rückseite ein Wegaufnehmer die Verformung zentrisch der Drahtgitter aufnehmen. Weitere Wegaufnehmer sollten die Ausbauchung in der Vertikalen erfassen. Sinnvoll wäre hier beispielsweise die Verwendung von jeweils drei Wegaufnehmern in zwei vertikalen Achsen in den Viertelpunkten der Gabionenlänge.

Messung der äußeren Verformungen



Messung der Dehnungen und der Spannungen



- ▲ Horizontale Wegaufnehmer
- ▼ Vertikale Wegaufnehmer
- Dehnungsmessstreifen
- Druckmessdosen/Druckmesskissen

Bild 37: Anordnung der Messtechnik

Im unteren Bild ist eine Messanordnung zur Bestimmung der Spannungen in der Gabionenfüllung und der Dehnungen in den Drahtgittern dargestellt. An der Gabionensohle und am Gabionendeckel sind jeweils Dehnungsmessstreifen für den Draht mittig der Längsachse und in den Viertelpunkten der Längsachsen für den Draht in Richtung der Tiefe der Gabione anzuordnen. Aus der Dehnung des Drahtes lässt sich die Zugspannung im Draht ableiten. Diese Dehnungsmessstreifen liefern Daten zur Verifizierung des Spaltzugmodells.

Weitere Dehnungsmessstreifen an der Frontseite und der Rückseite der Gabione geben Aufschluss über die Dehnung des Frontgitters. Die Dehnungsmessstreifen sollten ebenfalls an Drähten mittig und in den Viertelpunkten der Längsachse über die Höhe der Gabionen angebracht werden.

Die Zugspannung in den Drahtgittern ist im Zusammenhang mit den Spannungstrajektorien in der Gabionenfüllung zu betrachten. Deshalb sollten im unteren Drittel der Füllung Druckmessdosen oder Druckkissen zur Messung der Spannungen eingebaut werden.

Die Instrumentierung der Distanzhalter mit Dehnungsmessstreifen wäre ebenfalls wünschenswert, müsste aber gleichzeitig mit dem Einbau der Füllung erfolgen. Hier sollte während der Vorbereitung des ersten Versuches überprüft werden, ob der Einbau praktisch möglich ist. Zudem werden die Messungen der Spannungen an den Distanzhaltern voraussichtlich nur wenig zur Beschreibung der Spannungstrajektorien beitragen.

Mit Ausnahme der Dehnungsmessstreifen an sich, ist die gesamte Messtechnik nach Abschluss des Versuches erfahrungsgemäß wiederverwendbar.

Die messtechnische Aufzeichnung der Spannungen in der Gabionenfüllung sowie die Ermittlung der Spannungen in den Drahtgittern wurden bei keinem der unter Abschn. 3.2 beschriebenen Belastungsversuchen berücksichtigt, sind aber wesentlich für die Entwicklung einer Modellvorstellung.

7.6 Zusammenfassung des Versuchsprogramms zum Tragverhalten einer Gabione

Das zuvor beschriebene Versuchsprogramm ist in Tab. 5 zusammengefasst. Tab. 6 enthält die Zusammenstellung der benötigten Messtechnik.

Die Versuche müssten durch eine qualifizierte

Institution ausgeführt und fachtechnisch durch ein Ingenieurbüro geplant, begleitet und ausgewertet werden. Die Quantifizierung der Kosten für die Durchführung der Versuche ist erst nach Einholung entsprechender Angebote bei den Institutionen möglich.

		Füllung	
		Sand SE	Kies 4-8 mm
Korb B x L x H	1,0 m x 0,5 m x 0,5 m	X	X
	1,0 m x 1,0 m x 0,5 m	X	X
Summe		4 Versuche	

Tab. 5: Zusammenstellung Versuchsprogramm

	Wegaufnehmer	Dehnungsmessstreifen	Druckmessdosen/ Druckkissen
Frontseite	7	3	-
Rückseite	7	3	-
Deckel	4	3	-
Sohle	-	3	-
Füllung	-	-	3
Gesamt	18	12	3

Tab. 6: Zusammenstellung Messtechnik

7.7 Ausblick auf das Versuchsprogramm für gestapelte Gabionen

Untersuchungen zum Systemtragverhalten von Stützkonstruktionen aus Gabionen bedingen, dass Konstruktionen aus mehreren Gabionen aufgebaut

und belastet werden können. In Anbetracht der notwendigen Hinterfüllung der Stützkonstruktion ist dieses nur in Versuchsgruben machbar.

Die Konstruktion sollte wenigstens aus drei übereinander gestapelten Gabionen bestehen. Die Konstruktionshöhe der Belastungseinrichtung sollte daher den Einbau von Gabionenelementen mit einer Gesamthöhe von 3 m ermöglichen. Idealerweise weist die Grube eine ausreichende Breite auf, um beidseitig der untersuchten Gabionen noch jeweils wenigstens eine halbe Gabione zur seitlichen Stützung aufzubauen.

Um eine möglichst hohe Widerstandsfähigkeit gegen äußeres Versagen aufzuweisen, sollte die Tiefe der Gabionen 1,0 m betragen. Für die Füllung ist ein in Vlies eingehüllter enggestufter Sand SE (vgl. Abschn. 7.2) zu empfehlen.

Als Hinterfüllung ist ein homogenes mineralisches Material, beispielsweise ein enggestufter Sand zu empfehlen. Die unterste Gabionenreihe sollte auf einem wenigstens 0,3 m dicken Sandbett gelagert werden.

Größere Stützhöhen als die v. g. 3 m können durch eine entsprechende vertikale Belastung der obersten Gabione und/oder der Hinterfüllung simuliert werden. Denkbar ist beispielsweise auch anstelle der Belastung der Gabione nur eine Belastung der Hinterfüllung, um im Vergleich zum Eigengewicht der Gabione große Horizontalkräfte aus Erddruck in die Stützkonstruktion einzuleiten. Für die gleichmäßige Lastübertragung in die Hinterfüllung kann ein Fertigteilfundament hinter der Gabionenkonstruktion abgesetzt und durch eine hydraulische Presse belastet werden.

Für die Lastaufbringung ist grundsätzlich die Übernahme der Prozedur nach Abschn. 7.4 zu empfehlen. Die Größe der Lasten und Laststufen ist den Abmessungen der Stützkonstruktion bzw. der Grube anzupassen.

Für die Messeinrichtung gelten im Wesentlichen die gleichen Anforderungen, wie unter Abschn. 7.6 beschrieben. Messtechnisch auszustatten ist die Gabione in der untersten Reihe.

Das Versuchsprogramm richtet sich nach den Ergebnissen der Versuche zum Tragverhalten einer Einzelgabione (s. Abschn. 7.6). Nach dem heutigen Kenntnisstand ist zunächst die Durchführung von zwei großmaßstäblichen Versuchen zu

empfehlen:

- Versuch mit vertikaler Belastung der obersten Gabione
- Versuch mit vertikaler Belastung der Hinterfüllung.

8 Zusammenfassung

Zusammenfassend lassen sich folgende Ergebnisse festhalten:

- 1.) In der Praxis erfolgt in der Regel kein Nachweis der inneren Standsicherheit von Gabionen, obwohl dieser im Merkblatt der [1] gefordert wird.
- 2.) Als eine Möglichkeit zur Nachweisführung nennt das Merkblatt der FGSV die Durchführung von Belastungsversuchen und Ableitung einer äquivalenten Druckfestigkeit in Anlehnung an die Vorgehensweise für Betonkonstruktionen nach DIN 1045. Grundsätzlich dürfen auch Rechenmodelle zur Berechnung der inneren Standsicherheit verwendet werden, hierzu existieren bisher aber keine hinreichenden etablierten und in der Praxis bewährten Modelle.
- 3.) Gabionen als Gesamtsystem aus Drahtgittern und mineralischer Füllung unterliegen keinen Zulassungsbeschränkungen.
- 4.) Der Literatur sind kaum Ergebnisse von Belastungsversuchen zu entnehmen. Bei den wenigen dokumentierten Belastungsversuchen versagten – bis auf eine Ausnahme – die Distanzhalter mit der Folge großer Ausbauchungen der Gabionen. Es lagen daher nur selten Brüche im eigentlichen Sinn, sondern ein Versagen im Sinne des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit durch Verformungen vor.
- 5.) Das ganzheitliche Rechenmodell auf Grundlage eines Spaltzugmodells von [8] stellt den physikalisch plausibelsten Ansatz zur Berechnung der inneren Standsicherheit dar. Das Modell bedarf aber noch der Verifizierung durch Belastungsversuche mit Ableitung der Spannungstrajektorien durch Messungen. Eine ausführliche Sensitivitätsanalyse bestätigt die Plausibilität des Modells von [8].
- 6.) Neben der Ausbildung der Drahtgitter und der Zusammensetzung sowie Verdichtung der

Füllung sind die Größenordnung und die Neigung der resultierenden Belastung von signifikanter Bedeutung für die innere Standsicherheit.

- 7.) Belastungsversuche an Gabionen sollten zur Beschreibung des Tragverhaltens einer Einzelgabione die Untersuchung einer Gabione und zur Erfassung des Systemtragverhaltens die Untersuchung einer Konstruktion aus mehreren gestapelten Gabionen umfassen.
- 8.) Im Rahmen der Belastungsversuche gilt es durch eine entsprechende Versuchsanordnung, Belastungsprozedur und messtechnische Beobachtung die Spannungstrajektorien in einer Gabione zu erfassen und somit die bestehenden Rechenmodelle zu bestätigen, zu verwerfen oder zu kalibrieren.

9 Literatur

Folgende Literatur wurde für den Abschlussbericht verwendet:

- [1] FGSV AK 5.9.3, 2013: Merkblatt für den Entwurf und die Bemessung von Stützkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen oder Gabionen, FGSV-Verlag, Köln
- [2] VPI, 2011: Sonderbauteile Gabionen, Technische Mitteilung, Hrsg.: Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik e.V., SG 11/02
- [3] FLL 2012: Empfehlungen für Planung, Bau und Instandhaltung von Gabionen, Hrsg: Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung, Landschaftsbau e. V., 1. Ausgabe
- [4] ELE 1990: Belastungsversuche an EBECO-Korbwandelementen (unveröffentlicht)
- [5] THORBURN, S.; SMITH, M., 1985: Major gabion walls, Proceedings of the Symposium on Failures in Earthworks, 6.-7. March 1985 in London
- [6] SUCKMANN, A., 2009: Informationen zu Gabionendruckversuchen; Auszüge aus einer Masterthesis an der Hochschule für Technik in Stuttgart
- [7] Btl-Ö, 2009: Vergleichende Belastungsprüfungen an Gabionen der Fa. Pendelin und der Fa. Hoj, Bautechnisches Institut Österreich
- [8] WEBER, T. 2012: Vergleichsberechnungen zur inneren Standsicherheit bei Gabionenwänden, Entwurf eines Modells zum Nachweis der inneren Standsicherheit von Gabionen für den AK 5.6 des FGSV (unveröffentlicht)
- [9] GUO-LIN Y.; XIANG-JING H.; YU-LIANG L., 2010: Test Study on Engineering Properties of Gabion Structures, pp. 805-811
- [10] GUO-LIN Y.; XIANG-JING H.; YU-LIANG L., 2009: Test Study on Engineering Properties of Gabion Structures; Proceedings of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering in Hangzhou, China, September 8–10, 2009, pp. 805-811, ISBN978-3-642-04459-5
- [11] JIA X.; XIONG F.: Numerical Simulation Study on Stress and Deformation of Flexible Gabion Retaining Wall (Weitere Quellenangaben und Erscheinungsjahr unbekannt)
- [12] JIANG, Y.; WANG, X. (2011): Stress-Strain Behavior of Gabion in Compression Test and Direct Shear Test. ICTE 2011: pp. 1457-1462
- [13] BUß, J.; WINSELMANN, D., 2012: Innere Standsicherheit von Gabionen, Entwurf eines Modells zum Nachweis der inneren Standsicherheit von Gabionen für den AK 5.6 des FGSV (unveröffentlicht)
- [14] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K., 1984: Konstruieren im Stahlbetonbau, Betonkalender 1984
- [15] ZIEGLER, MARTIN, 2012: Verbundverhalten von bewehrten geotechnischen Konstruktionen; In: 32. Baugrundtagung in Mainz; Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V.
- [16] GGU, 2012: Berechnung von Stützkonstruktionen aus Beton-Elementen, Blockschichtungen und Gabionen, GGU-Gabion, Version 5, Handbuch, Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH (GGU), www.manuals.ggu-software.com/GGU-GABION_man-d.pdf
- Folgende DIN-Normen und Regelwerke sind im Abschlussbericht erwähnt:
- [17] DIN 1054, Ausgabe 2010: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

-
- [18] DIN EN 1997-1, Ausgabe 2009): Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009
- [19] DIN EN 1997-1/NA, Ausgabe 2010: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
- [20] DIN 18196, Ausgabe 2011, Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
- [21] DIN 1045, Ausgabe 2012: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton
- [22] DIN EN 10223-8:2011, Ausgabe 2011, Geschweißte Gitter für Steinkörbe
- [23] DIN EN 14475, Ausgabe 2006: Ausführung von geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bewehrte Schüttkörper
- [24] Bundesanstalt für Straßenwesen, Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Teil 2 – „Grundbau“, Abschnitt 4, 12/2013, <http://www.bast.de/DE/FB-B/Publikationen/Regelwerke/Baudurchfuehrung/EC-ZTV-ING-Teil-2-Grundbau-Baudurchfuehrung.pdf?blob=publicationFile&v=2>

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2008

- B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme
Schröder € 12,50
- B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung – Bewährung
Schröder € 13,50
- B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten
Schröder, Staeck € 13,00
- B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff
Eilers € 12,00
- B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 17,50
- B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositionsklasse XF4
Bramshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

- B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 14,50
- B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00
- B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln
Blosfeld € 17,50
- B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50
- B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50

2010

- B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen
Weschpennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50

B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 21,00

B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk
Müller € 14,00

B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00

B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes
Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“
Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“
Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“
Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien
Kuhlmann, Günther, Krauss
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spannliedführung
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse
Müller, Vogel, Neumann € 14,50

B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand
Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton
Nguyen, Freitag € 13,50

2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard
Eilers, Quaas, Staeck € 14,00

2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung
Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel
Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Hegger, Reiß € 17,50

B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 17,00

B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken
Adam € 17,00

B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen
Freundt, Böning € 15,00

2014

B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen
Friedrich
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

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, Rauer € 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, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider in Vorbereitung

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.

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7
28195 Bremen
Tel. (0421) 3 69 03-53
Fax (0421) 3 69 03-48
www.schuenemann-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.