



Dipl.- Dipl.- Ing. Matthias J. Rebhan, BSc.

# **Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern**

**DISSERTATION**

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der technischen Wissenschaften

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer

Univ. Prof. Dipl.- Ing. Dr. techn. Roman Marte

Technische Universität Graz  
Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik

Doz. DI Dr. Stefan L. Burtscher

Technische Universität Wien  
Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik

Univ. Prof. Dipl.- Ing. Dr. techn. Robert Hofmann

Universität Innsbruck  
Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Geotechnik und Tunnelbau

Graz, Juni, 2019



# Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Dissertation identisch.

.....  
Datum

.....  
Unterschrift





# Danksagung

Die Inhalte dieser Dissertation entstanden als Teil des Forschungsprojektes SIBS – Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke. Ein großer Dank für die Unterstützung im gesamten Forschungsprojekt sowie der Umsetzung der Versuche ergeht an das gesamte Forschungskonsortium, sowie an die Vereinigung Österreichischer Bohr-, Brunnenbau und Spezialtiefbauunternehmungen (VÖBU). Insbesondere an deren Geschäftsführer Herrn Thomas Pirkner. Neben der VÖBU ergeht ein großer Dank auch an deren Mitglieder, welche die Umsetzung der Versuchsstände durch ihre Fachexpertise und die Hilfestellung erst in dem hier vorliegenden Umfang ermöglicht haben. Weiters möchte ich mich sehr herzlich bei den restlichen Forschungspartnern bedanken, welche die Umsetzung der Projektinhalte, aber auch die in dieser Arbeit angeführten vor Ort Untersuchungen, Versuche und die Konzeptionierung eines Monitoringkonzeptes zu einer spannenden und unglaublich lehrreichen Erfahrung für mich gestaltet haben. Vorallem bei Alois Vorwagner, Stefan L. Burtscher und Slaven Kalenjuk möchte ich mich für die unzähligen Diskussionen und Fachgespräche bedanken, welche die Umsetzung dieses Forschungsprojektes zu einer neuen Lebenserfahrung und zu einer Bereicherung für mich gestaltet haben.

Ein spezieller Dank ergeht auch an meine Kolleginnen und Kollegen am Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik. Durch die vielen fachlichen Diskussionen aber auch durch die persönliche Komponente wurden die Stunden, Wochen und Monate meiner Arbeit hier zu einem unvergesslichen und prägenden Erlebnis. Im Speziellen möchte ich mich bei Univ. Prof. Roman Marte und bei Ass. Prof. Dr. techn. Franz Tschuchnigg bedanken. Durch die fachliche Diskussion aber auch das Aufzeigen neuer Herangehensweisen mit euch beiden wurde die hier vorliegende Arbeit erst ermöglicht!

Der größte Dank gilt meiner Familie und meinen Freunden. Durch eure Unterstützung und den Rückhalt, den ich während meines bisherigen Lebens von euch erhalten habe, war es mir möglich, ein Studium zu absolvieren und auch diese Arbeit zu verfassen. Von allergrößtem Herzen möchte ich mich bei meiner Lebensgefährtin Romana bedanken - insbesondere für deine Geduld und dein Verständnis in manchen, wenn auch länger andauernden, schwierigen Phasen.

*“The only way to get rid of a temptation is to yield to it.  
Resist it, and your soul grows sick with longing for the things  
it has forbidden to itself, with desire for what its  
monstrous laws have made monstrous and unlawful.”*

Oscar Wilde  
The Picture of Dorian Gray

# Kurzfassung

## Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern

Aufgrund der Alterung von Bauwerken kommt es zu einer Zunahme von Schäden bzw. Mangelerscheinungen, welche zu einer Verschlechterung des Erhaltungszustandes des Objektes führen. Bei geotechnischen Bauwerken sind dies zum einen geotechnische Schadensbilder wie etwa eine Lageänderung des Bauwerkes oder das Auftreten von Anrisskanten oder Setzungsmulden. Zum anderen handelt es sich bei Stützbauwerken oftmals um Betonkonstruktionen, welche konstruktive Schäden wie beispielsweise Abplatzungen oder Korrosionserscheinungen aufweisen. Mit der vorliegenden Arbeit soll die Thematik, der Korrosionsschäden bei Stützbauwerken – und im Speziellen bei Winkelstütz- und Spornmauern – untersucht werden.

Generell kann bei Betonbauwerken im Nahebereich von Infrastrukturtrassen (z.B. Straßen) auf Grund des Einsatzes von Taumitteln im Zuge des Winterdienstes von einer erhöhten Korrosionsgefahr auf Grund der vorliegenden Chloridbelastung ausgegangen werden. Diese Problemstellung zeigt sich aktuell auch an den vorhandenen Schadensbildern, welche im Zuge von Kontrollen und Prüfungen an Infrastrukturbauwerken (z.B. Brücken, Tunnelinnenschalen, ...) vorgefunden werden. Bei Winkelstütz- und Spornmauern kommt neben der vorliegenden Exposition auch das Vorhandensein von strukturellen Schwachstellen hinzu. Diese führen zu einem Freilegen der Bewehrung und ermöglichen das Eindringen von Wasser und Sauerstoff, welche bei Kontakt mit metallischen Baustoffen (Bewehrung) in einem Korrosionsprozess reagieren. Einerseits wird dies durch planmäßig erforderliche Bauteilfugen, wie beispielsweise nicht ordnungsgemäße Arbeitsfuge zwischen dem Fundament und dem vertikalen Wandschenkel verursacht. Andererseits liegen jedoch oftmals herstellungs-bedingte Mängel wie etwa Kiesnester oder nicht sach- und fachgerecht ausgeführte Abdichtungs- und Entwässerungsebenen vor, welche zu einer signifikanten Beschleunigung des Korrosionsprozesses führen.

Es zeigt sich, dass die Erfassung und Quantifizierung von Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern eine äußerst schwierige Aufgabe ist. So ist weder eine visuelle Erfassung in Form einer klassischen Bauwerksprüfung noch die Anwendung zerstörungsfreier und zerstörungssarmer Untersuchungsmethoden möglich. Dies wird durch die Lage der Hauptbewehrung an der Bauwerksrückseite (erdseitig) und die massiven Querschnittsabmessungen derartiger Bauwerke begründet. Die Entnahme von Kernbohrungen oder die Herstellung von Sichtfenstern mittels Hochdruckwasserstrahlen (zerstörende Methoden) geben zwar einen Einblick in das Innere, sowie auf den Zustand der eingebauten Bewehrung von Winkelstützmauern, diese sind jedoch auf Grund ihrer invasiven Beeinflussung des Bauwerkes nur in eingeschränkter Anzahl möglich.

Einleitend werden in der vorliegenden Arbeit die Schadensbilder sowie deren Erfassung bei Stützbauwerken aufgearbeitet, wobei der Fokus auf den konstruktiven Schadensbildern und im Speziellen der Bewehrungskorrosion liegt. Anschließend werden die Einwirkungen auf Stützbauwerke untersucht. Hierbei werden neben den normativ geregelten Beanspruchungen wie etwa Erddruck und Verkehrslasten auch nicht definierte Lastfälle wie die Temperaturbeanspruchung und das Vorliegen einer Schädigung untersucht. Dies dient als Grundlage für die Erarbeitung eines neuen Monitoringkonzeptes für schadhafte und korrosionsgefährdete Winkelstützmauern. Mit dem vorgestellten Monitoringansatz soll die Erfassung des Bauwerksverhaltens und des Korrosionszustandes der Hauptbewehrung ermöglicht werden. Im Gegensatz zu aktuellen Monitoringlösungen werden neben den Neigungen der Bauwerksvorderseite zusätzlich die Betonstauchungen an signifikanten Bereichen erfasst. So kann neben dem Gesamtverhalten des Tragwerkes aus den erfassten Neigungen auch auf die Beeinflussung (bzw. die Veränderung) der Dehnungsebene des Betonquerschnittes und damit auf den Korrosionszustand geschlossen werden. Aus der Kombination bzw. Gegenüberstellung der Messergebnisse ist es anschließend möglich, auf das Bauwerksverhalten zu schließen. Mit dieser Erfassungsmethode können last-, temperatur- und korrosionsbedingte Einflüsse unterschieden werden.

Der vorgestellte Monitoringansatz wurde neben einer theoretischen und analytischen Erarbeitung auch in mehreren Versuchsreihen untersucht. Hierzu wurde eine Korrosionsschädigung in Form einer künstlichen Querschnittsreduktion der Bewehrung simuliert und messtechnisch erfasst. Die Ergebnisse der Versuche zeigten, dass die Erfassung von Neigungen und Dehnungen vor allem bei der Fragestellung einer Korrosionsschädigung verwendet werden können. Weiters zeigt sich, dass durch die erfassten Messwerte auch eine verursachungsgerechte Zuordnung des Bauwerksverhaltens (Last, Temperatur und Korrosion) möglich sein kann. Es konnte zudem aufgezeigt werden, dass zufolge einer Korrosionsschädigung (in Form einer Querschnittsreduktion) ein nur mehr bedingt duktiler Verhalten eines Betonbauteiles zu erwarten ist.

Weiters wurde in der vorliegenden Arbeit versucht, das Potential bzw. auch das Risiko, welches mit der Umsetzung dieses Monitoringansatzes verbunden ist, zu erarbeiten. Hieraus lässt sich zusammenfassen, dass durch die Bestimmung der Neigungs- und Dehnungsänderungen an der Bauwerksvorderseite generell ein Monitoring korrosionsgeschädigter Stützbauwerke möglich ist. Hierzu ist vorab eine detaillierte Erfassung des Bauwerkszustandes erforderlich und eine Abwägung des Restrisikos ist durchzuführen. Um das Bauwerksverhalten verursachungsgerecht bestimmen zu können ist im Allgemeinen eine gewisse Beobachtungsperiode erforderlich. Unter der Betrachtung, dass es sich bei einem korrosionsbedingten Versagen um ein eher sprödes Versagen handelt, resultiert hieraus ein Risiko, welches mit der Installation aber auch mit der Auswertung und Interpretation der Messergebnisse verbunden ist.

# Abstract

## Corrosion damaged cantilever walls

Due to the ageing of structures, an increase in damages and defects, in combination with a decrease of their condition can be seen. For geotechnical structures these are commonly damage symptoms such as deformations, cracks at the (soil) surface or subsidence cavities. Next to these classical geotechnical damages also concrete damages such as concrete spillings or reinforcement corrosion can occur. This thesis concentrates on corrosion damages on retaining structures. The result of current inspection measures on infrastructure objects such as bridges or retaining structures shows a significant increase in corrosion damages. These are mainly triggered by the use of de-icing agents for road maintenance in winter periods.

Especially cantilever walls, with a high degree of reinforcement suffer under the effects of corrosion. Next to near-surface corrosion effects, a significant corrosion damage of the main reinforcement along construction joints can lead to a decrease of the bearing capacity of these structures. Additionally to the high bending loadings in this regions of the cantilever, production related shortcomings increase the possibility and also the dimension of corroded reinforcement bars. The detection of such damages is a quite challenging task. Given by the limitations of non-destructive methods, mainly destructive methods such as core-drilling or high-pressure water jetting in used. Thus leading to an invasive and lasting damage of the structure and a limitation of their number.

This thesis concentrates on damage symptoms on cantilever walls and presents a new monitoring concept for corrosion damaged structures. Given by the possibilities of a monitoring system based on inclination and strain measurement, a distinction between different influences (e.g. earth pressure, temperature or corrosion) on such structures should be possible. While changes in the inclination will give a general overview on the behaviour of the structure, the determination of concrete compression gives an additional insight.

Next to an analytical description of different effects on a retaining structures, this thesis concentrates on the validation of the monitoring concept on corrosion damages structures. Therefore, different test set-ups have been conducted, where different influences on the measurands and the variation of effects such as earth pressure changes, temperature effects or an increasing corrosion damage have been simulated. The results have shown, that in general a distinction between different affects and influences is possibly. Nevertheless, given by the brittle behaviour of corrosion damaged RC-structures, a high risk is related to the installation of such a monitoring system.

# Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Stützbauwerke</b>	<b>2</b>
2.1	Gliederung bei Stützbauwerken	2
2.1.1	Arten von Stützbauwerken	3
2.1.2	Typen von Stützbauwerken	3
2.2	Systemverhalten von Stützbauwerken	11
2.3	Stützbauwerke in Österreich	12
2.3.1	Auswertung Datenbestand	12
2.3.2	Zusammenfassung und Dateninterpretation	15
<b>3</b>	<b>Schäden bei Stützbauwerken</b>	<b>18</b>
3.1	Definition eines Schadens	18
3.2	Bauwerksuntersuchung und Zustandserfassung	19
3.2.1	Ziele, Anforderungen und mögliche Ergebnisse einer Bauwerksuntersuchung	20
3.2.2	Arten und Methoden der Bauwerksuntersuchung	21
3.2.3	Untersuchungsmittel und Instrumente	22
3.3	Schadensbilder bei Stützbauwerken	30
3.3.1	Konstruktive Schadensbilder	30
3.3.2	Geotechnische Schadensbilder	35
3.3.3	Zusammenhang zwischen konstruktiven und geotechnischen Schadensbildern	39
3.4	Korrosionsschäden an Stützbauwerken	40
3.4.1	Korrosionsprozess	41
3.4.2	Schadensursachen - Korrosion bei Stützbauwerken	43
3.4.3	Schadensbilder Korrosion	48
3.4.4	Erfassung von Korrosionsschäden bei Stützbauwerken	52
3.5	Methoden zur Schadensbeurteilung bzw. Schadensdefinition	53
<b>4</b>	<b>Beanspruchungen bei Stützbauwerken</b>	<b>55</b>
4.1	Einwirkungen auf Stützbauwerke	55
4.2	Erddruck	55

4.2.1	Ermittlung des Erddruckes	57
4.2.2	Versuche zum Erddruck bei Winkelstützmauern	60
4.2.3	Verformungsabhängiger Erddruck	66
4.2.4	Langzeiteffekte des Erddrucks	72
4.3	Wasserlasten	79
4.4	Verkehrslasten	79
4.5	Temperatureinwirkungen	82
4.6	Effekte zufolge Schädigung	85
4.6.1	Einfluss auf den Querschnitt	86
4.6.2	Einfluss auf das Gesamtsystem	89
4.6.3	Zusammenfassung der Effekte zufolge Schädigung	90
4.7	Einwirkungen auf schadhafte Stützbauwerke	91
4.7.1	Erddruckänderung	91
4.7.2	Temperatureinwirkung	95
4.7.3	Korrosionsschädigung in der Arbeitsfuge	97
4.7.4	Überlagerung der Einflüsse	100
4.8	Zusammenfassung	101
<b>5</b>	<b>Monitoring korrosionsgeschädigter Stützbauwerke</b>	<b>102</b>
5.1	Lebenszyklusbetrachtung und Systemverhalten	102
5.2	Stand der Technik Monitoring bei Stützbauwerken	104
5.3	Monitoringkonzept für schadhafte Stützbauwerke	106
<b>6</b>	<b>Versuche zu korrosionsgeschädigten Winkelstützmauern</b>	<b>114</b>
6.1	Ziel der durchgeführten Versuche	114
6.2	Künstliche Korrosionsnachbildung	115
6.3	Versuchs- und Messtechnik	119
6.4	Versuchsstand SIBS_V2	120
6.5	Versuchsstand SIBS_V3	127
6.5.1	Versagenszustand des Versuches SIBS_V3	131
6.5.2	Einfluss der Korrosion	133
6.5.3	Einfluss einer Laständerung	134
6.5.4	Einfluss einer Temperaturbeanspruchung	135
6.6	Resümee und Zusammenfassung der Versuche	139

6.6.1	Nachbildung von Korrosionsschäden	139
6.6.2	Veränderungen im Querschnitt zufolge Korrosionsschädigung	140
6.6.3	Monitoringsystem	141
<b>7</b>	<b>Monitoringkonzept bei Stützbauwerken</b>	<b>143</b>
7.1	Risikoabschätzung bei einer Monitoringaufgabe	143
7.2	Anforderungen bei der Planung, Installation und dem Betrieb sowie der Ergebnisinterpretation des vorgestellten Monitoringkonzeptes	147
7.2.1	Planung	148
7.2.2	Installation	151
7.2.3	Ergebnisinterpretation	153
7.3	Monitoring korrosionsgeschädigter Bauwerke	153
<b>8</b>	<b>Resümee und Ausblick</b>	<b>155</b>
<b>9</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>157</b>



# Formelzeichen und Abkürzungen

## Kleine Buchstaben

$a_g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Bodenbeschleunigung Erdbebenfall
$a_{s,unten}$	[cm <sup>2</sup> ]	Bewehrungsfläche Unterseite
$b$	[m]	Querschnittsbreite
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Kohäsion
$d$	[m]	Bauteildicke
$d_l$	[m]	Betondeckung
$e_0$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Erdruchedruck Flächenlast
$e_{50/50}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Erhöhter aktiver Erddruck Flächenlast
$e_a$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Aktiver Erddruck Flächenlast
$f_{ck}$	[MPa]	Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit
$f_{cm}$	[MPa]	Mittelwert der Druckfestigkeit
$f_{ctk,0.05}$	[MPa]	Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit
$f_{ctm}$	[MPa]	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit
$f_{yk}$	[MPa]	Streckgrenze
$h$	[m]	Querschnittshöhe
$k_h$	[-]	(quasi-statischer) Erddruckbeiwert horizontal
$k_v$	[-]	(quasi-statischer) Erddruckbeiwert vertikal
$m$	[-]	Parameter zur Beschreibung der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit
$p_{ref}$	[kPa]	Referenzsteifigkeit
$q$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Oberflächenlast
$q_c$	[MJ/m <sup>2</sup> ]	Wärmefluss zufolge Konvektion
$q_r$	[MJ/m <sup>2</sup> ]	Wärmefluss zufolge langwelliger Strahlung
$q_s$	[MJ/m <sup>2</sup> ]	Wärmefluss zufolge Strahlung
$s$	[m]	Wandverformung
$s_a$	[-]	Erforderliche Verformung zur Erreichung des aktiven Grenzzustandes
$s_p$	[-]	Erforderliche Verformung zur Erreichung des passiven Grenzzustandes
$x_{II}$	[m]	Höhe der Betondruckzone im gerissenen Zustand

$z_{II}$  [m] Hebelsarm im gerissenen Zustand

## Große Buchstaben

$A_{c,eff}$	[m <sup>2</sup> ]	Effektive Fläche der Betondruckzone
$A_S$	[m <sup>2</sup> ]	Bewehrungsfläche
$A_{S1}$	[m <sup>2</sup> ]	Bewehrungsfläche Zugzone
$D$		Bauteildicke
$D_i$	[-]	Schädigungsindikator
$DN$	[mm]	Durchmesser (diamètre nominal)
$E_0$	[kN/m]	Erdruchdruck
$E_{50}$	[MPa]	Erstbelastungssteifigkeit
$E_{50-50}$	[kN/m]	Erhöhter aktiver Erddruck
$E_a$	[kN/m]	Aktiver Erddruck
$E_C$	[MPa]	E-Modul (Beton)
$ECM$	[-]	Electro Chemical Maching – elektrochemische Abtragen
$EI$	[kNm <sup>2</sup> ]	Biegesteifigkeit
$E_{oed}$	[MPa]	Ödometer Steifigkeit
$E_S$	[MPa]	E-Modul (Stahl)
$E_{S,mod}$	[MPa]	Modifizierter E-Modul des Stahles unter Berücksichtigung des Tension Stiffening
$E_{ur}$	[MPa]	Steifigkeit bei Ent- und Wiederbelastung
$F_C$	[kN]	Betondruckkraft
$F_S$	[kN]	Zugkraft der Bewehrung
$G$	[to]	Gewicht
$G_0$	[MPa]	Schubmodul
$H$	[m]	Bauwerkshöhe
$I$	[m <sup>4</sup> ]	Flächenträgheitsmoment II Ordnung
$K_0$	[-]	Erddruckbeiwert des Erdruchdruckes
$K_0^{nc}$	[-]	Erdruchdruckbeiwert (normal konsolidiert)
$K_{a\gamma,h}$	[-]	Aktiver Erddruckbeiwert unter Eigengewicht des Bodenkörpers, horizontal wirkend
$K_i$	[%]	Korrosionsrate in Prozent der Querschnittsfläche
$L$	[m]	Länge eines Stabes

$M_A$	[kNm/m]	Einwirkendes Biegemoment an der Stelle A
$M_{cr}$	[kNm]	Rissmoment
$R_{inter}$	[-]	Beiwert Interface
$RVS$	[-]	Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen
$S_{cr}$	[‰]	Kritischer Sättigungsgrad Betonoberfläche
$SLS$	[-]	Serviceability Limit State (Gebrauchstauglichkeit)
$ULS$	[-]	Ultimate Limit State (Tragfähigkeit)
$W$	[m <sup>3</sup> ]	Widerstandsmoment (Flächenträgheitsmoment I Ordnung)
$X_i$	[-]	Zustand, Eigenschaft oder Parameter eines Baustoffes, Bauteiles oder Bauwerkes

### **Kleine griechische Buchstaben**

$\Delta u$	[m]	Kopfverschiebung
$\Delta T$	[°K]	Temperatrunterschied
$\Delta \alpha$	[°]	Neigungsänderung
$\Delta \varepsilon$	[µm/m]	Dehnungsänderung
$\Delta \alpha$	[-]	Bezogene Verdrehung
$\Delta \alpha_z$	[m]	Verschiebung Neigungssensor
$\Delta \varepsilon_z$	[m]	Erforderliche Konstruktionshöhe Dehnungsaufnehmer
$\Delta \sigma_v$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Verdichtungserddruck
$\alpha$	[°]	Neigungswinkel der Bauwerksrückseite
$\alpha_{e,0}$	[-]	Verhältnis der E-Module Beton zu Stahl
$\alpha_{E0}$	[°]	Verdrehung zufolge einer Erdruhedruckbelastung
$\alpha_i$	[°]	Vorhandene Verdrehung
$\alpha_T$	[-]	Temperatrasdehnungskoeffizient
$\beta$	[°]	Geländeneigung
$\delta$	[°]	Erddruckneigungswinkel
$\delta_a$	[°]	Erddruckneigungswinkel (aktiv)
$\varepsilon_C$	[‰]	Dehnung an der Oberkante des Betonquerschnittes
$\varepsilon_S$	[‰]	Dehnung auf Höhe der Stahleinlage
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte unter Auftrieb
$\gamma_{s,unten}$	[%]	Bewehrungsgrad Unterseite

$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte gesättigt
$\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte ungesättigt
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte Wasser
$\varphi$	[°]	Reibungswinkel
$\varphi_B$	[-]	Endkriechzahl Beton
$\psi$	[°]	Dilatanzwinkel

## Große griechische Buchstaben

$\Delta E$	[-]	Einwirkungsbedingte Bandbreite eines Messwertes
$\Delta M$	[-]	Gesamte Bandbreite eines Messwertes
$\Delta R$	[-]	Widerstandsbedingte Bandbreite eines Messwertes
$\Delta T$	[-]	Temperaturbedingte Bandbreite eines Messwertes

# 1 Einleitung

Nach einem Versagensfall einer Spornmauer an der Brennerautobahn (vgl. Abb. 1 Links; *Marte, 2014 ; Kirchmair, 2017; Opan, 2017; Pavone, 2017*) zeigte sich im Zuge intensiver Bestandserfassungen, dass bei Winkelstütz- und Spornmauern oftmals Korrosionserscheinungen an der zugseitigen Hauptbewehrung im Bereich von Arbeits- (vgl. Abb. 1 Rechts) oder Betonierfugen zu finden sind.



Abb. 1: Links: Versagen einer Spornmauer an der Brennerautobahn; Rechts: Zustand der Arbeitsfuge nach dem Verbruch der Wand (ASFINAG)

Die Erfassung derartiger Versagensmechanismen und deren Schadensbilder im Zuge einer Bauwerksprüfung stellt eine große Herausforderung für das Prüfpersonal dar. Durch die Position der Hauptbewehrung an der Hinterseite (erdseitig) von Winkelstütz- und Spornmauern ist eine visuelle Erfassung und Beurteilung des Schadensausmaßes nicht möglich. Zudem ist die Anwendung zerstörungsfreier (bzw. -armer) Methoden nicht (bis kaum) möglich, da die Randbedingungen des Bauteiles (Bauteilabmessungen, Feuchte, Inhomogenität des Betons, etc.) oftmals die physikalischen Möglichkeiten derartiger Methoden überschreiten. Die Anwendung zerstörender Untersuchungsmethoden (z.B. Kernbohrungen) ist durch die Anzahl der entnehmbaren Proben eingeschränkt, woraus eine große Unsicherheit in der Ergebnisinterpretation resultieren kann.

Im Zuge dieser Arbeit soll ein Monitoringkonzept erarbeitet werden, welches an Bestandsbauwerken zur Anwendung kommen kann und es ermöglicht, das Vorliegen einer Korrosionsschädigung zu erfassen. In weiterer Folge soll dieses Konzept ebenfalls ermöglichen, das Bauwerksverhalten geschädigter Stützbauwerke zu erfassen und somit einen Rückschluss auf last-, temperatur- und korrosionsbedingte Effekte geben. Hierzu werden einleitend die Möglichkeiten der Bauwerksprüfung sowie des Monitorings untersucht. Anschließend wird das Monitoringkonzept erarbeitet und anhand mehrerer Versuchsreihen erprobt. Abschließend werden die Anforderungen an dieses Monitoringkonzept zusammengefasst und auf ihre Praxistauglichkeit hin untersucht.

## 2 Stützbauwerke

Geotechnische Elemente wie z.B. Anker oder Gründungspfähle werden in den Boden eingebaut und sind im Zuge ihrer Nutzung meist (mit Ausnahme kleinerer Bauteile) nicht mehr sichtbar. Stützbauwerke stellen hierzu die Ausnahme dar. Im Allgemeinen sind diese im Zuge ihrer Nutzung und über die gesamte Lebensdauer sichtbar, was sich auf deren Verwendungszweck, der Sicherung und Stützung eines Bodenkörpers, zurückführen lässt. Nachfolgend wird zur Einleitung ein kurzer Überblick zur Gliederung bzw. dem Anwendungsbereich von Stützbauwerken gegeben. Hierfür erfolgt für die häufigsten Arten und Typen von Stützbauwerken eine kurze Systembeschreibung. Anschließend wird auf verschiedene Versagensmechanismen bei Stützbauwerken eingegangen und ein kurzer Einblick in den vorhandenen Bauwerksbestand gegeben.

### 2.1 Gliederung bei Stützbauwerken

Im Allgemeinen kann bei Stützbauwerken unterschieden werden, ob diese zur Herstellung oder Sicherung eines Geländesprunges oder zur Herstellung einer horizontalen Ebene bei einer Anschüttung verwendet werden. Zusätzlich kann bei Infrastrukturtrassen wie Straße oder Schiene unterschieden werden, ob Stützbauwerke tal- oder bergseitig (in Bezug auf die Trassenachse) situiert sind.

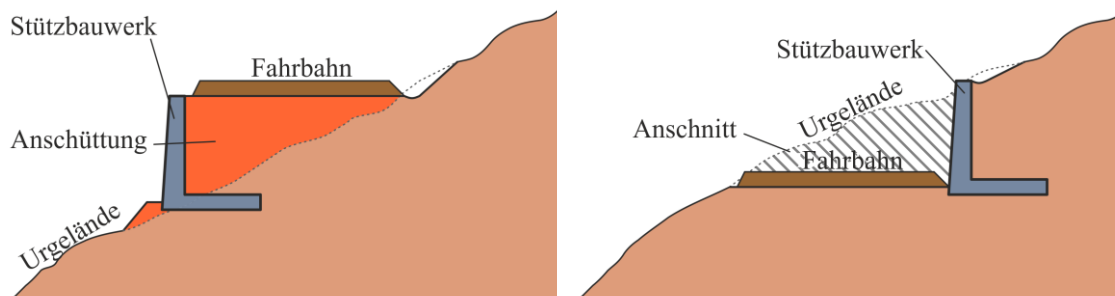


Abb. 2: Links: Stützbauwerk zur Sicherung einer Anschüttung, Rechts: Stützbauwerk zur Herstellung eines Geländeeinschnittes

Bei der Herstellung eines Geländesprunges (Abb. 2 Links) ist es aus Gründen der Standsicherheit oder oftmals aus Platzgründen erforderlich, eine Stützkonstruktion zu installieren. Diese Stützkonstruktion dient dazu, den erforderlichen Höhenunterschied zwischen Urgelände und neuem Geländeverlauf herzustellen. Dabei wird durch die Installation des Stützbauwerkes ein Dammkörper mit möglichst geringer Aufstandsfläche geschaffen.

Zur Sicherung und Herstellung von Ein- oder Anschnitten an Hängen oder Böschungen kommen Stützbauwerke zur Herstellung einer horizontalen Ebene (Abb. 2 Rechts) zur Anwendung. Hierbei übernimmt die Stützkonstruktion die durch die Entfernung des Anschnittes fehlende Stützwirkung und stellt somit die Standsicherheit der Böschung oder des Hanges sicher.

### 2.1.1 Arten von Stützbauwerken

„Stützbauwerke umfassen alle Arten von Wänden oder Stützsysteme, bei denen Bauteile durch Kräfte aus dem gestützten Material beansprucht werden“ (ÖNORM EN 1997-1, 2014). Obige Definition lässt erkennen, dass Stützbauwerke in einer Vielzahl möglicher Ausprägungen und Ausführungsvarianten vorliegen können. Dementsprechend haben sich – über einen doch ca. 5.000 Jahre dauernden Zeitraum der Entwicklung (Lumesberger, 2017) – eine Vielzahl an unterschiedlichen Ausprägungen und Formen (Rebhan, 2015) entwickelt. In der einschlägigen Fachliteratur im deutschsprachigen Raum lassen sich unterschiedliche Einteilungen und Kategorisierungen für Stützbauwerke finden. So gliedert (Boley/Adam, 2012) Stützbauwerke nach ihrer Gründung in flach und tief gegründete Stützbauwerke, während (Brandl) eine Einteilung der Stützbauwerke nach ihrem Funktionsprinzip durchführt. Am gebräuchlichsten und normativ verankert ist jene Einteilung in die drei Hauptarten Gewichtsstützwände, im Boden einbindende Wände und zusammengesetzte Stützkonstruktionen nach Eurocode 7 (ÖNORM EN 1997-1, 2014). Diese wird ebenfalls im anglikanischen Sprachraum (vgl. Clayton u. a., 2014, Bakker, 2000) häufig verwendet.

### 2.1.2 Typen von Stützbauwerken

Die unterschiedlichen Arten von Stützbauwerken untergliedern sich zusätzlich noch in eine Vielzahl unterschiedlicher Stützbauwerktypen. Im Allgemeinen sind dies Bezeichnungen, welche die Entstehungsgeschichte des Bauwerkstyps (z.B. Krainerwand) oder das Lastabtragungsverhalten der Konstruktion (z.B. Gewichtskonstruktion) erkennen lassen.



Abb. 3: Links: Querschnitt einer Gewichtskonstruktion aus Beton, Mitte: Raumgitterwand, Rechts: Steinschichtkörper

Eine allgemeine Beschreibung und dazugehörige Systemskizzen zu den gängigsten, in Österreich zur Anwendung kommenden Stützbauwerken wird in der ÖGG Empfehlung zur vertieften Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke (ÖGG Empfehlungen, 2018) gegeben. Mit den nachfolgenden Ausführungen zu Stützbauwerken und deren Typen soll lediglich ein kurzer Überblick, sowie Hinweise zu Nachschlagewerken gegeben werden.



Einzig der Bauwerkstyp Winkelstützmauer wird vertieft behandelt, da auf diese weiterführend detaillier eingegangen wird.

- **Gewichtsmauern** (Schwergewichtsmauern oder Gewichtskonstruktionen) „[...] halten durch ihr Eigengewicht das Gleichgewicht zum einwirkenden Erddruck“ (Boley/Adam, 2012, S. 690). Zur Herstellung der massigen Querschnitte (siehe Abb. 4a) kommt meist un- oder gering bewehrter Beton zur Anwendung. Das Lastableitungsverhalten von Gewichtsmauern lässt sich aus dem erforderlichen Gleichgewicht (vgl. Türke, 2012 und Katzenbach, 2011) zwischen den einwirkenden (horizontalen) Belastungen und dem Eigengewicht der Konstruktion ableiten.
- **Raumgitterkonstruktionen** (siehe Abb. 4b) bestehen aus stabförmigen, orthogonal zu einander geschichteten Elementen (Läufer und Binder), welche zum Teil für die Lastableitung (vgl. Pregl, 1999, Wietek, 2012, Schmidt/Buchmaier/Vogt-Breyer, 2017) verantwortlich sind. Neben diesem Lastableitungsmechanismus stellt sich in Abhängigkeit des Hinterfüllungsmaterials ein monolithisches oder silozellenähnliches Verhalten (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2016) ein, welches dazu führt, dass sich Raumgitterkonstruktionen (in Österreich auch als Krainerwand bezeichnet) ähnlich einer Gewichtsmauer (Gewichtsstützwände) verhalten.
- Ebenso wie Raumgitterkonstruktionen stellen **Gabionenwände** (siehe Abb. 4c) (vgl. Brandl Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitskreis Landschaftsgerechte, Umweltschonende Stützkonstruktionen, 2003) eine spezielle Form der Gewichtsstützwände dar. Das erforderliche Eigengewicht zur Erreichung der Stützwirkung wird bei diesem Stützbauwerkstyp durch mit Stein- oder Bodenmaterial gefüllten Drahtkörben (Wietek, 2012) sichergestellt.

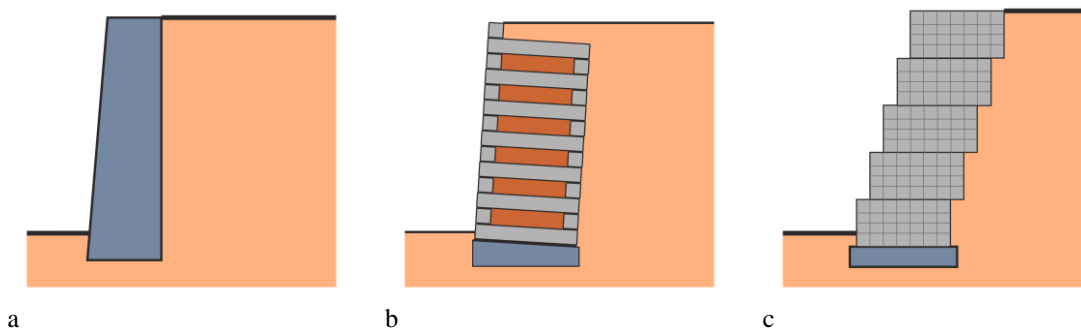


Abb. 4: Unterschiedliche Typen von Stützbauwerken, (a) Gewichtsmauer aus Beton, (b) Raumgitterkonstruktion aus Betonfertigteilen, (c) abgetreppte Gabionenwand

- Einen weiteren Typ der Gewichtsstützwände stellen **Steinstützkörper** (siehe Abb. 5a) dar, bei welchen der monolithischer Körper (Eigengewicht) aus Steinen oder Blöcken besteht. Zur Herstellung des Stützkörpers können beispielsweise Steinschichtungen (vgl. Wietek, 2012 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitskreis Landschaftsgerechte, Umweltschonende Stützkonstruktionen, 2003), Steinsätze oder Trockenmauern verwendet werden.



- Unter einer **Bewehrte Erde Konstruktion** (siehe Abb. 5b) (vgl. *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, 2010, Bräu, 1945*) wird ein Verbundkörper aus „Boden und Bewehrung“ (Brandl) verstanden. Als Bewehrung können unterschiedliche Strukturen wie Stäbe, Bänder, Matten oder Gitter aus unterschiedlichen Materialien (Schmidt/Buchmaier/Vogt-Breyer, 2017) verwendet werden. Diese Elemente nehmen auftretende Zugkräfte auf und leiten diese über Reibung (in manchen Fällen auch durch eine Verankerung) in den Bodenkörper ein.
- Bei **Winkelstützmauern** (siehe Abb. 5c) handelt es sich um meist schlanke und hochgradig bewehrte Stahlbetonkonstruktionen, welche zur Lastableitung einerseits ein Gewichtskonstruktionen ähnliches Verhalten aufweisen, andererseits jedoch auch auf Biegung beansprucht werden. Nähere Informationen zu diesem Stützbauwerktyp sind den Kapiteln 2.1.2.1 bis 2.1.2.2 zu entnehmen.

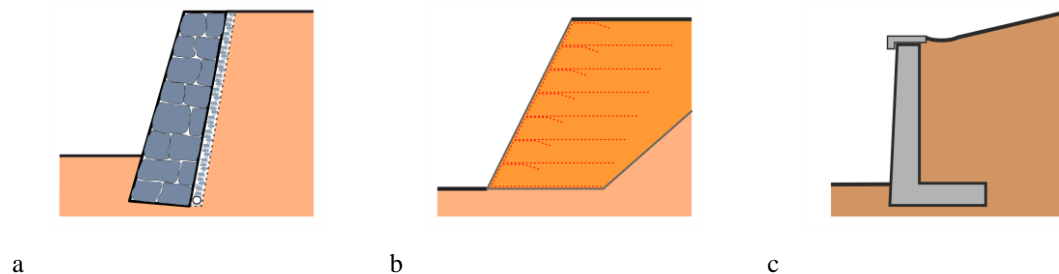


Abb. 5: Unterschiedliche Typen von Stützbauwerken, (a) Steinstützkörper, (b) Bewehrte Erde Konstruktion, (c) Winkelstützmauer

- Stab- oder flächenförmige Stützbauwerktypen wie **Pfahlwände** (siehe Abb. 6a) (Fleming u. a., 2009), **Schlitzwände** (siehe Abb. 6b) (Richtlinie "Dichte Schlitzwände", 2013) oder **Brunnenwände** (siehe Abb. 6c) (Brandl, S. 774) gehören der Hauptgruppe der „im Boden einbindenden Wände“ (ÖNORM EN 1997-1, 2014) an. Bei diesen Typen von Stützbauwerken werden die einwirkenden Belastungen durch eine Auflagerung (vgl. Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", 2013 Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle, 2007) im Boden abgeleitet. Da sich zufolge dieses Lastableitungsmechanismus sehr hohe Beanspruchungen des Bodens und auch der Querschnitte ergeben, werden diese Konstruktionen meist durch Aussteifungen oder Verankerung zusätzlich gestützt.

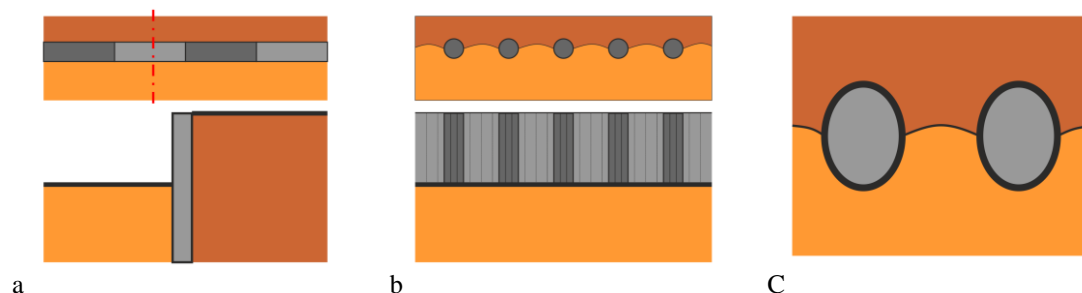


Abb. 6: Unterschiedliche Typen von Stützbauwerken, (a) Grundriss und Schnitt Schlitzwand, (b) aufgelöste Pfahlwand, (c) Grundriss Brunnenwand

Neben den oben beschriebenen Stützbauwerktypen sind in der Praxis oftmals auch Mischformen anzutreffen. So wurden beispielsweise Gewichtskonstruktionen durch einen kurzen, erdseitigen Fundamentvorsprung ergänzt, um die zusätzliche, stabilisierende Wirkung ähnlich einer Winkelstützmauer zu erhalten. Weiters wurden häufig aus platz-, kosten- und zeittechnischen Gründen Mischformen (*Brandl*, S. 885) unterschiedliche Stützbauwerktypen hergestellt. Neben den klassischen, als Stützbauwerk zu identifizierenden Bauwerken, weisen Widerlagerwände bei Brücken oftmals identische Beanspruchungen, sowie Schadensbilder und Versagensmechanismen wie Stützbauwerke auf.

Nachfolgend soll auf die Besonderheiten von Winkelstütz- und Spornmauern als Grundlage für weitere Ausführungen dieser Arbeit in Bezug auf diesen Stützbauwerktyp eingegangen werden.

### 2.1.2.1 Systembeschreibung und Arten von Winkelstützmauern

Bei einer Winkelstützmauer handelt es sich um hauptsächlich auf Biegung beanspruchte Konstruktionen. Für geotechnische Versagensmechanismen (z.B. Gleiten oder Grundbruch) unterscheiden sich diese von klassischen Gewichtskonstruktionen in ihrer Ausführungsform (vgl. Abb. 7) durch schlankere Querschnitte und durch eine (im Allgemeinen) größere Aufstandsfläche (*Adam*, 2010). Diese Ausführungsunterschiede zeigen sich vor allem in der Nachweisführung. Am deutlichsten ersichtlich wird dies bei den Erddruckansätzen für Winkelstützmauern. Wie ein Vergleich des Standes der Technik bezüglich des Erddruckansatzes bei Winkelstützmauern (*Koppelhuber*, 2017) erkennen lässt, kommen im deutschsprachigen Raum unterschiedliche normative Ansätze für den wirkenden Erddruck bei der Bemessung der inneren Standsicherheit (siehe Kapitel 4.1) zur Anwendung.

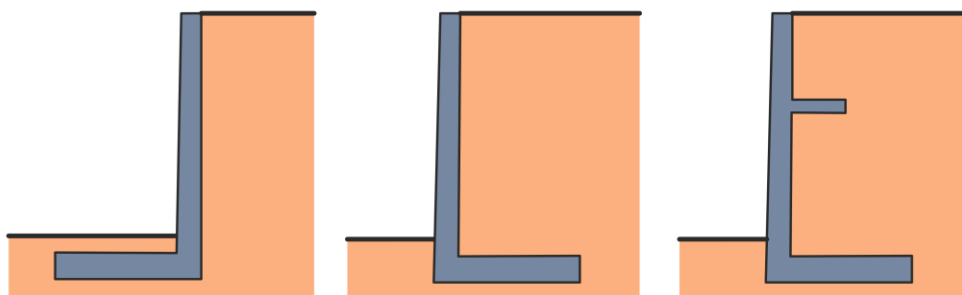


Abb. 7: Schematische Darstellung unterschiedlicher Arten von Winkelstützmauern, Links: Fundamentschenkel luftseitig, Mitte: Fundamentschenkel erdseitig, Rechts: Ausführung einer Winkelstützmauer mit Sporn - Spornmauer

Auf Grund unterschiedlichster Anforderungen aus der Bauherstellung und einer Optimierung der Vorteile von Winkelstützmauern haben sich eine Vielzahl an unterschiedlichen Bauformen dieses Konstruktionstyps ergeben. Zum einen sind diese aus den Platzanforderungen im Zuge der Bauherstellung begründet. Nicht immer ist es möglich, den erforderlichen Aushubquerschnitt für die Herstellung

eines erdseitigen Fundamentschenkels (Abb. 7 Mitte) sicherzustellen. Daher wurden Systeme entwickelt, bei welchen der horizontale Schenkel luftseitig (Abb. 7 Links) angebracht ist. Dadurch ist es zwar möglich, den erforderlichen Aushub für die Herstellung, oder den erforderlichen Querschnitt des Trassenprofils zu verringern, jedoch gehen dadurch die positiven Eigenschaften aus einer Erdauflast am Fundamentschenkel verloren.

Neben den Ausführungen mit Schenkel kamen vor allem im Alpenen Raum sogenannte Spornmauern (Katzenbach, 2011) oder Stützmauern mit Konsole (Pregl, 1999) zum Einsatz. Bei diesen handelt es sich um Mauern, bei welchen ein zusätzlicher Sporn (Abb. 7 Rechts & Abb. 8 Rechts) am erdseitigen Bereich des vertikalen Wandschenkels situiert wird. Aus der Anordnung dieses zusätzlichen „Fundamentes“ ergeben sich zwei wesentliche Vorteile. Zum einen wird durch die Anordnung des Sporns ein rückstellendes Moment (entgegen der Wirkungsrichtung des Erddruckes) in das System eingebracht, aus welchem sich eine schlankere und optimierte Ausführung der Querschnitte ergibt. Zum anderen wird durch den Sporn eine Abschattung (Abb. 8 Rechts) des darunter liegenden vertikalen Wandschenkels erreicht. Dieser Abschattungseffekt (Vogt, 2001) wird durch die Aufnahme der vertikalen Belastung aus dem Hinterfüllungsmaterial durch den Sporn begründet.

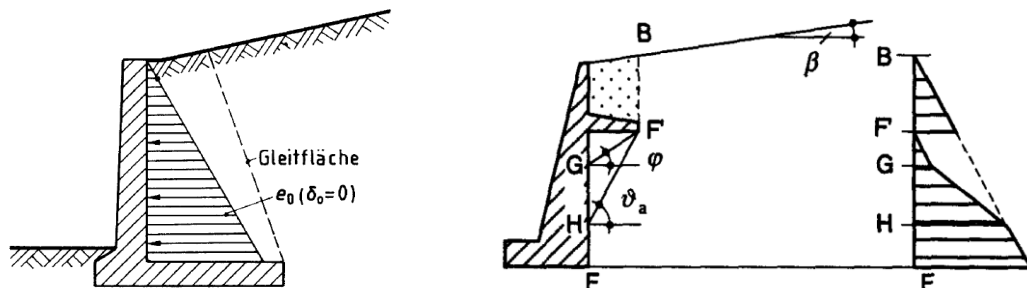


Abb. 8: Funktionsweise einer Spornmauer, Links: Erddruckverteilung für den Nachweis der inneren Standsicherheit bei Winkelstützmauern (ÖNORM B 4434, 1993), Rechts: Erddruckverteilung für den Nachweis der inneren Standsicherheit einer Spornmauer (Vogt, 2001)

Neben den oben angeführten Vorteilen, weisen Spornmauern jedoch auch Nachteile (Marte, 2014) auf. Durch die Notwendigkeit einer zusätzlichen Bauteilfuge zwischen Sporn und dem oberen, vertikalen Wandschenkel können (ident zum Bereich des Fundamentanschlusses) Korrosionsschäden in dieser Arbeitsfuge (vgl. Kapitel 3.4) auftreten. Diese können sich nachteilig auf die Standsicherheit und das Tragverhalten des Bauwerkes auswirken. Zuzufolge derartiger Korrosionsschäden kann ein Verlust der Wirkung des Sporns eintreten. Neben den Korrosionsschäden kann der Abschattungseffekt des Sporns durch eine vollflächige Auflagerung des Sporns auf dem Hinterfüllungskörper deutlich reduziert werden bzw. auch verloren gehen. Dies kann zuzufolge eines Steifigkeitsverlustes des Sporns oder aus einem Verlust des biegesteifen Spornanschlusses herrühren.

### 2.1.2.2 Bemessungskonzept und Vorteile von Winkelstützmauern

Wie bereits angeführt ist es bei Winkelstützmauern erforderlich, zwischen der inneren und der äußeren Standsicherheit dieser Bauwerke zu unterscheiden. Mit dem Nachweis der inneren Standsicherheit soll bei Winkelstützmauern im Allgemeinen ein „Versagen oder übermäßige Verformung des Tragwerks oder seiner Teile“ (vgl. STR nach ÖNORM EN 1990, 2013) verhindert werden. Da es sich bei Winkelstützmauern um Stahlbetonkonstruktionen handelt sind hier die Anforderungen nach Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1, 2015) maßgebend. Für die äußere Standsicherheit sind bei Stützbauwerken der Verlust der Lagesicherheit (EQU), das Versagen oder übermäßige Verformungen des Baugrundes (GEO), sowie der Verlust der Lagesicherheit zufolge Wasserdruck (UPL) nachzuweisen. Die hierzu erforderlichen Grenzzustände sind in Eurocode 7 (ÖNORM EN 1997-1, 2014) definiert.

#### • Nachweis der äußeren Standsicherheit

Winkelstützmauern verhalten sich, den Nachweis der äußeren Standsicherheit betreffend, wie Gewichtskonstruktionen. Hierbei wird davon ausgegangen, dass sich ein Gesamtkörper aus Struktur (Fundament, vertikaler Wandschenkel und ev. Sporn) und Boden (Hinterfüllungs- und Auflastbereich) bildet, welcher als ein Gewichtskörper betrachtet werden kann. Für diesen Gewichtskörper sind folgende Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (vgl. ÖNORM EN 1997-1, 2014) zu führen:

- Gesamtstandsicherheit
- Grundbruch des Bodens unter dem Fundament
- Gleitversagen in der Sohlfläche
- Kippen
- Hydraulischer Grundbruch

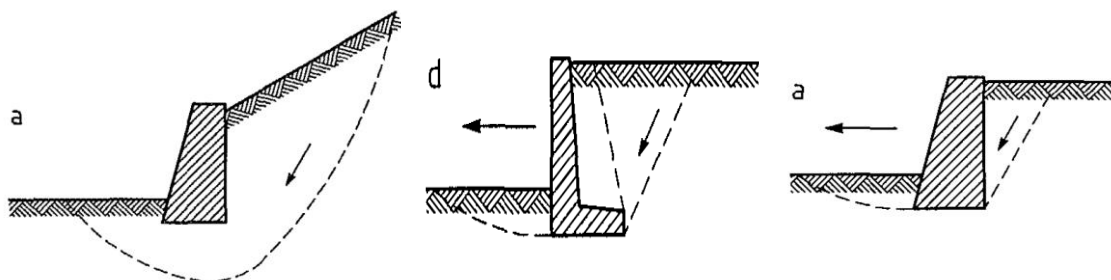


Abb. 9: Schematische Darstellung ausgewählter Grenzzustände bei Gewichtskonstruktionen, Links: Gesamtstandsicherheit, Mitte: Fundamentversagen, Rechts: Gleitversagen (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Zusätzlich zu den oben angeführten Grenzzuständen und den damit einhergehenden Versagensmechanismen sind ebenfalls die Grenzzustände für Flächengründungen, Pfahlgründungen sowie Schüttungen und Erddämme beim Nachweis einer Gewichtskonstruktion mit zu betrachten.

Eine der Hauptbelastungsgrößen von Stützbauwerken stellt der an der Hinterseite des Bauwerkes wirkende Erddruck dar. Die Größe des Erddruckes ist zum einen durch bodenmechanische Parameter wie die Wichte, die Kohäsion oder den Wandreibungswinkel gegeben. Zum anderen wird der vorliegende Erddruck ebenfalls durch geometrische Randbedingungen wie die Neigung der Rückwand oder das Vorhandensein eines geneigten Geländes an der Hinterseite definiert. Zusätzlich wird der Hinterfüllungsbereich bei Bauwerken oftmals durch Verkehrs- oder Bauwerkslasten beeinflusst. Generell ist der wirkende Erddruck von der Nachgiebigkeit der Konstruktion, der Gründungssituation und der Form des Bauwerkes abhängig. In den technischen Regelwerken im deutschsprachigen Raum (vgl. ÖNORM B 4434, 1993, DIN 4085, 2017, SIA 267, 2003) finden sich hierzu unterschiedliche Ausführungen, wie Erddrücke bei Winkelstützmauern für die Bemessung der äußeren Standsicherheit (*Koppelhuber*, 2017) anzusetzen sind. Zusätzlich zu den oben angeführten Formen des Erddrucks können auch Sonderfälle des Erddruckes auf Stützbauwerke einwirken. Beispielfür seien der Kriechdruck (*Haefeli*, 1945) oder der dynamische Erddruck zufolge Erdbeben (*Schneider u. a.*, 2014) angeführt.

- **Nachweis der inneren Standsicherheit**

Im Gegensatz zur äußeren Standsicherheit unterscheidet sich der Nachweis der inneren Standsicherheit bei Winkelstützmauern von jenem der Gewichtskonstruktionen. Dies ergibt sich aus den speziellen Bruchmechanismen, welche an der Hinterseite der Konstruktion (im Versagenszustand) auftreten. Neben den Gleitflächen für die äußere Standsicherheit, bilden sich bei Winkelstützmauern zusätzlich Gleitflächen (und Erddruckkeile) direkt am vertikalen Wandschenkel aus. Dies führt zu einer Erddruckeinwirkung, welche durch den Wandschenkel aufgenommen werden muss. Während bei Gewichtskonstruktionen die Beanspruchung des Bauwerkes durch den Spannungsabbau in der Kernfläche eines massigen Querschnittes abgeleitet werden kann, ist dies bei Winkelstützmauern nicht möglich. Aus der Tatsache, dass „*die Resultierende der Normalspannungen aus der Wandbelastung [...] auch außerhalb des Kerns des jeweiligen Mauerquerschnittes liegen [kann]*“ (*Möller*, 2016) resultiert, dass bei schlanken Querschnitten ein abweichender Lastableitungsmechanismus stattfinden muss. Daher werden Winkelstützmauern in Form bewehrter Stahlbetonquerschnitte (vgl. Abb. 10 Rechts) ausgeführt. Durch diese Ausführung ist es möglich, die auftretende Beanspruchung – und vor allem die auftretenden Zugspannungen zufolge Biegung – aufzunehmen. In Abb. 10 ist der Unterschied in der inneren Lastableitung zwischen einer klassischen Gewichtskonstruktion und einer Winkelstützmauer dargestellt. Wie sich erkennen lässt, treten bei einer Gewichtskonstruktion – unter der Bedingung, dass die Resultierende der Beanspruchung im Kern zu liegen kommt – lediglich Druckspannungen auf. Diese Überdrückung des Querschnittes (*Zilch/Zehetmaier*, 2010) ist bei Gewichtskonstruktionen zufolge ihrer massiven Ausführungsform möglich.

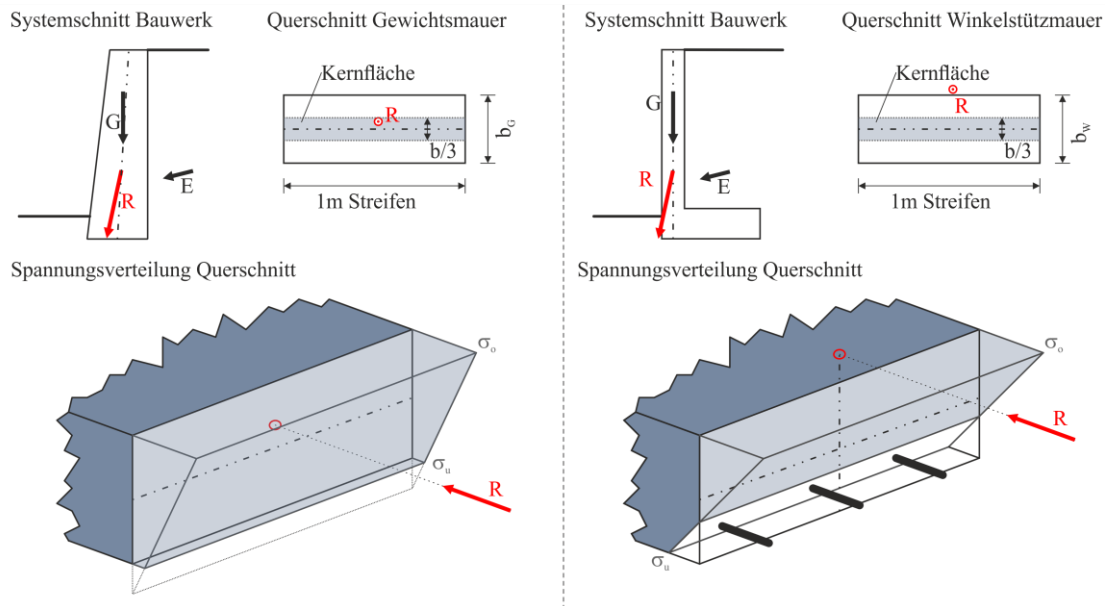


Abb. 10: Querschnitte und Spannungsverteilung, Links: Kernfläche einer Gewichtskonstruktion, Rechts: Winkelstützmauer mit Biegezugbewehrung

Bei Winkelstützmauern ist die vorliegende Kernfläche zu klein, um eine derartige Spannungsverteilung zu erzielen. Daher tritt eine, wie in Abb. 10 Rechts dargestellte Spannungsverteilung im Querschnitt auf, woraus die Erfordernis einer Bewehrung im Bereich der Zugzone des Querschnittes resultiert. Diese Bewehrung (meist Stahl) kann somit die auftretenden Zugbeanspruchungen im Querschnitt aufnehmen und leitet diese aufgrund ihrer Zugfestigkeit und der Verankerung der Bewehrung, im Querschnitt ab. Bei Belastung der Bauteile kommt es zu Rissen im Beton (Zustand II) und einer Lastumlagerung vom Beton auf die Bewehrung. Der Schutz der Bewehrung in den Rissen und somit die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes sind in Abhängigkeit der Rissbreite (und der damit einhergehenden Risstiefe) herabgesetzt. Die Grundlage hinter diesem möglichen Schadensbild und daraus resultierende Schädigungen sind in Kapitel 3.4 näher angeführt.

Eine Aufarbeitung dieser Versagensmechanismen und der hierzu anzuwendenden deutschsprachigen Erddrucknormen zum Nachweis der inneren Standsicherheit zu Winkelstützmauern ist in Koppelhuber (2017) zu finden. Vertiefte Information zu diesem Thema sind den Normen (ÖNORM B 4434, 1993, DIN 4085, 2017, SIA 267, 2003) und den Ausführungen von Hettler (2017), Achmus (2004) und Lang (2011) zu entnehmen.

## 2.2 Systemverhalten von Stützbauwerken

Beim Entwurf und der Planung eines Bauwerkes sind im Allgemeinen Regeln und Randbedingungen (ÖNORM EN 1990, 2013) einzuhalten, welche das Tragverhalten und die Robustheit des Systems sicherstellen. Zu allererst kann dies durch „*Verhinderung, Ausschaltung oder Minderung der Gefährdungen*“ (ÖNORM EN 1990, 2013) für das Bauwerk erreicht werden. Durch eine entsprechende Auslegung des Tragsystems kann außerdem sichergestellt werden, dass bei einem „*schadigungsbedingten Ausfall eines einzelnen Bauteils [...] kein Totalversagen des Gesamtragwerks auftritt*“ (ÖNORM EN 1990, 2013). Diese Anforderungen sind bei der Auswahl geeigneter Baustoffe, einem zweckmäßigen Entwurf und einer geeigneten baulichen Durchbildung sowie durch eine entsprechende Überwachung der Planungs- und Bauprozesse gegeben. Für Stützbauwerke kann dies durch zwei Herangehensweisen sichergestellt werden:

- Die Einzelbauteile weisen ein duktileres Verhalten auf. Dies ist beispielsweise bei ausreichend bewehrten Stahlbetonkonstruktionen oder bei Bewehrte Erde Konstruktionen der Fall. Bei diesen findet im Allgemeinen eine Ankündigung des Versagens (des Bauteils) durch große Verformungen statt.
- Stützbauwerke wirken im Allgemeinen als ein Gesamtbauwerk. So können sich Effekte der Lastumlagerung einstellen. Dieses Verhalten wird beispielsweise durch die Anordnung von Verdübellungen zwischen Bauwerksblöcken oder die Installation von Rosten bei stabförmig wirkenden Bauwerken erreicht.

Dieses Ankündigungsverhalten ist bei Stützbauwerken aus zweierlei Sicht zwingend erforderlich:

- Durch das Vorliegen einer Ankündigung des Versagens (duktileres Systemverhalten) kann generell ein schlagartiges (sprödebruchartiges) Versagen und ein damit einhergehender, sicherheitsbedingter und wirtschaftlich relevanter Verlust ausgeschlossen werden. Dies ist vor allem bei Stützbauwerken im Nahbereich von Infrastruktureinrichtungen unumgänglich.
- Ein Monitoring des Bauwerkes (siehe Kapitel 5) zur Bestimmung des Bauwerkszustandes und zur Erfassung eines Schadens oder Schadensfortschrittes ist möglich.

Die oben angeführten Anforderungen und Randbedingungen sind im Allgemeinen bei allen Bauwerken einzuhalten, betreffen jedoch vor allem Neubauten. Bei bestehenden oder schadhaften Bauwerken kann nicht immer davon ausgegangen werden, dass diese den Entwurfsgrundlagen der Robustheit und Dauerhaftigkeit entsprechen und dass diese ein (noch) ausreichendes Ankündigungsverhalten (ÖGG Empfehlungen, 2018) aufweisen. Daher sind beim Umgang mit Bestandsbauwerken und vor allem bei der Planung und Auslegung eines Monitoringsystems Voruntersuchungen und vertiefte Analysen des Bauwerksverhaltens erforderlich.

## 2.3 Stützbauwerke in Österreich

Wie bereits in den vorangegangenen Kapiteln angeführt, werden Stützbauwerke oftmals zur Herstellung von Einschnitten oder Anschüttungen herangezogen. Auf Grund der Topografie und der Lage in den Alpen und im Alpenvorland kamen und kommen Stützbauwerke in Österreich sehr häufig zur Anwendung. Mit den nachfolgenden Darstellungen wird der Datenbestand zu Stützbauwerken in Österreich aufgearbeitet und dargestellt.

Die für die Auswertung verwendeten Daten wurden dankenswerterweise von folgenden Infrastrukturbetreibern zur Verfügung gestellt:

- Österreichische Bundesbahnen
- ASFINAG Service GmbH
- Land Burgenland
- Land Steiermark
- Land Tirol
- Land Vorarlberg

Nachfolgend findet sich eine Aufarbeitung und Auswertung dieser Daten getrennt für die Bereiche der Autobahnen- und Schnellstraßen, der Landesstraßen sowie dem Schienennetz in Österreich.

### 2.3.1 Auswertung Datenbestand

- **Autobahnen und Schnellstraßen**

Die nachfolgenden Daten wurden von der Autobahnen- und Schnellstraßen Finanzierungs- Aktiengesellschaft (ASFINAG) zur Verfügung gestellt. Dieser Datenbestand deckt 100 % des österreichischen Autobahnen- und Schnellstraßennetzes ab.

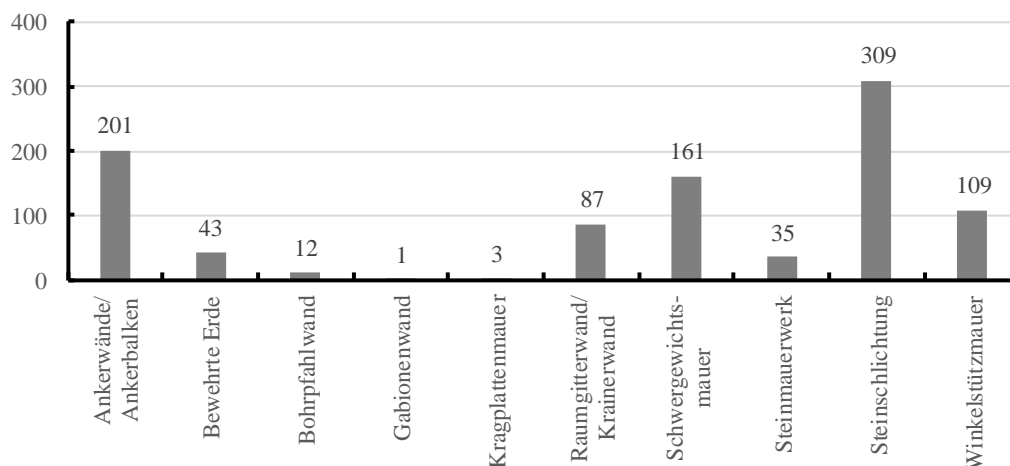


Abb. 11: Arten und Anzahl von Stützbauwerken im Streckennetz der ASFINAG



Wie in Abb. 11 zu erkennen ist, befinden sich im Bestand der ASFINAG eine Vielzahl unterschiedlichster Bauwerkstypen. Die Mehrzahl wird hierbei von Gewichtskonstruktionen wie Steinschichtungen, Schwergewichtsmauern und Raumgitterwänden gestellt. Ebenfalls ist zu erkennen, dass 13 % der Bauwerke als Ankerwände / Ankerbalken tituliert sind. Hierbei handelt es sich um Stützbauwerke, welche unter Verwendung von Ankern (als Zugglieder) funktionieren. Ebenso ist zu erkennen, dass ca. 5 % des Bestandes aus Winkelstützmauern bestehen.

### • Bundesländer

Auf Grund des unterschiedlichen Datenbestandes zu Stützbauwerken in den einzelnen Bundesländern (und deren Straßenverwaltungen) sind die nachfolgenden Ausführungen als nicht vollständig zu betrachten. Zur Auswertung wurden die Angaben der Bundesländer Burgenland, Steiermark, Salzburg, Tirol und Vorarlberg herangezogen. Die Angaben zu den Bundesländern Salzburg (SBG) und Vorarlberg (VBG) beziehen sich dabei auf Schätzungen, welche im Zuge aktuell stattfindender Bauwerksprüfungen aufgestellt wurden. Eine Auswertung dieser Daten zur Stützbauwerksanzahl ist Abb. 12 (Links) zu entnehmen. Diese lässt erkennen, dass zur Errichtung von Verkehrswegen in flachen Regionen (z.B. Burgenland) eine geringere Anzahl an Bauwerken erforderlich ist, als dies im alpinen Regionen der Fall ist.

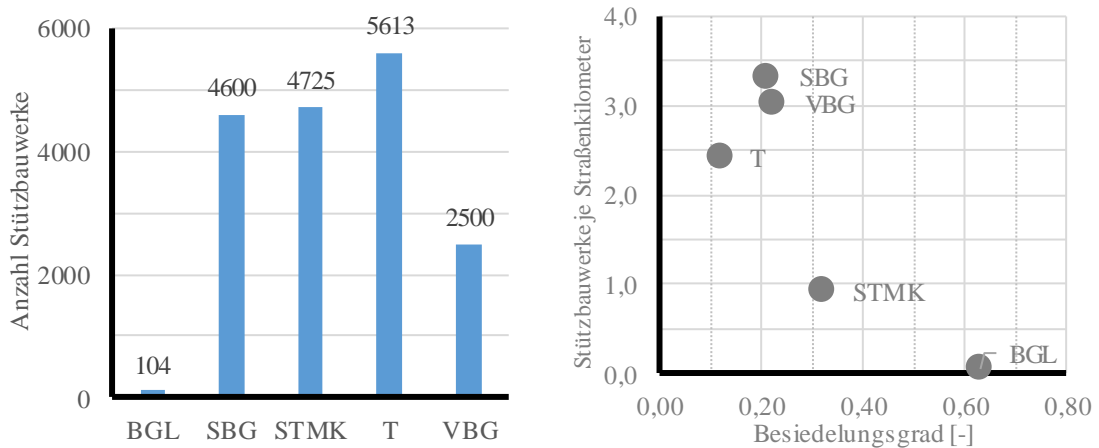


Abb. 12: Datenbestand zu Stützbauwerken im Straßennetz der Bundesländer; Links: Stützbauwerke je Bundesland; Rechts: Auswertung des Datenbestandes an Stützbauwerken bezüglich Straßenkilometer und Besiedlungsgrad

In Abb. 12 (Rechts) wurde dieser Datenbestand weiter aufgearbeitet. Dazu wurde die Anzahl der Stützbauwerke auf die in den Bundesländern vorhandenen Straßenkilometer bezogen. Die Daten hierzu beziehen sich auf die unter der Verwaltung der Länder befindlichen Straßenkategorien L und B. Diese wurden dem Besiedlungsgrad der einzelnen Bundesländer gegenübergestellt, welcher sich aus dem Quotienten von Dauersiedlungsraum zu Fläche ergibt. Die für diese Auswertung erforderlichen Datensätze zu Fläche, Dauersiedlungsraum und der Länge des Straßennetzes wurden der Statistik Straße und Verkehr

(Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, 2018) entnommen. Diese Methode der Darstellung lässt einen deutlichen Zusammenhang zwischen der Topografie eines Bundeslandes und der erforderlichen Stützbauwerke für die Erschließung der Siedlungsräume erkennen. So weist das Burgenland mit 74 Einwohner pro km<sup>2</sup> in dieser Auswertung zwar einen hohen Besiedelungsgrad auf, jedoch ist die Anzahl an Stützbauwerken je Straßenkilometer sehr gering. Dies ist einerseits auf das verhältnismäßig dichte Straßennetz (~ 1.775 km Landesstraßen), andererseits jedoch auch auf die eher flache Topografie (höchste Erhebung Geschriebenstein mit 884 m ü. A.) des Bundeslandes zurückzuführen. Tirol hingegen weist mit seiner alpinen und hügeligen Topografie einen hohen Anteil an Stützbauwerken auf. Diese Alpine Lage führt zu einem sehr geringen Dauerbesiedelungsgrad, da durch die Täler lediglich ein begrenzter Siedlungsraum vorhanden ist. Eine genauere Aufschlüsselung dieser Auswertung, sowie eine Dateninterpretation findet sich in Kapitel 2.3.2.

- **Schiene**

Die Bestandsbauwerke im Bereich der Schiene (Datenbestand ÖBB) teilen sich wie folgt auf:

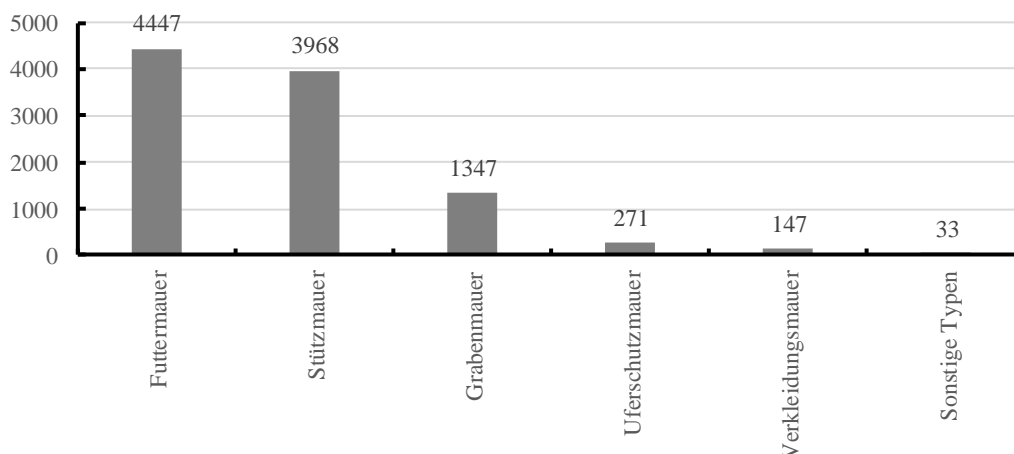


Abb. 13: Aufteilung der Bestandsbauwerke im Schienennetz der ÖBB

Die Bauwerke in Abb. 13 gliedern sich in von der Gliederung in Kapitel 2.1.2 abweichende Bauwerkstypen. Dies ist auf die Bezeichnung der Bauwerke in Bezug auf ihre Lage zur Schienentrasse zurückzuführen. So dienen Futtermauern immer der Sicherung einer Böschung im Zuge eines Anschnittes, während als Stützmauern Konstruktionen bezeichnet werden, welche zur Herstellung eines Dammes oder einer Anschüttung zur Anwendung kommen.

Eine Auswertung des Datenbestandes bezüglich der verwendeten Bauwerkstypen ist nur bedingt möglich, da sowohl für Futter-, als auch Stützmauern unterschiedlichste Typen von Stützbauwerken zur Anwendung kamen. Im Allgemeinen lässt sich jedoch erkennen, dass vorallem Gewichtskonstruktionen vorhanden sind.

### 2.3.2 Zusammenfassung und Dateninterpretation

#### • Allgemein

Zusammenfassend lassen sich aus den oben dargestellten und ausgewerteten Daten und Datenbankauszügen folgende Punkte erkennen:

- Ein Großteil der vorhandenen Bauwerke besteht aus unverankerten Konstruktionen,
- Bei den Bauwerksarten dominieren die Konstruktionsformen der Gewichtsstützwände und der Zusammengesetzten Konstruktionen.

Weiters ist vorallem im Bereich des Landesstraßennetzes zu erkennen, dass eine erhebliche Datenmenge als nicht bekannter Bauwerkstyp titulierte wurde. Dies ist auf fehlende Bestandsunterlagen zu den Bauwerken und eine bisher noch nicht vertieft durchgeführte Erhebung des Bauwerkszustandes zurückzuführen.

#### • Mögliche Dateninterpretation

Bei den vorhandenen Daten zu Stützbauwerken der Bundesländer lässt sich ein Zusammenhang (vgl. Abb. 12 Rechts) zwischen der bewohnten Fläche des Bundeslandes und der Anzahl an Stützbauwerken erkennen. Dieser Zusammenhang kann durch eine (lineare) Trendlinie (siehe Abb. 14 grau strichlierte Linie) verdeutlicht werden. Daraus ergibt sich ein direkt proportionaler Zusammenhang zwischen der Topografie, dem Streckennetz sowie der Anzahl an Stützbauwerken der einzelnen Bundesländer. Ebenso lässt sich jedoch auch eine gewisse Streuung der Ergebnisse (Abb. 14 grau gepunktete Linien) erkennen.

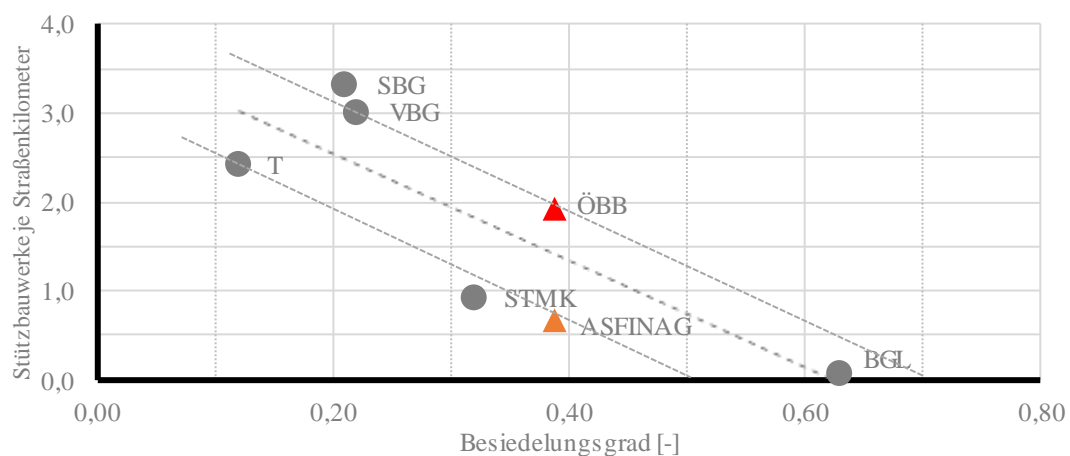


Abb. 14: Zusammenhang zwischen dem Besiedlungsgrad und der Anzahl an Stützbauwerken je Straßenkilometer

Zusätzlich wurden in Abb. 14 die Ergebnisse einer derartigen Auswertung für das gesamte Bundesgebiet eingefügt. So gibt die orange Markierung den Datenbestand der ASFINAG zu den Bauwerken entlang der Autobahnen- und Schnellstraßen bezogen auf den Besiedlungsgrad Österreichs wieder, während die rote Markierung die Stützbauwerke im Bestand der Österreichischen Bundesbahnen entlang des Streckennetzes widerspiegelt.

Dieser lineare Zusammenhang könnte nun auf das gesamte vorhandene Straßennetz Österreichs ausgeweitet werden. So ließen sich zum Beispiel die Bestandsdaten der anderen Bundesländer extrahieren, oder eine Extrapolation zum Bestand an Stützbauwerken im Bereich der Gemeinden und kleineren Verwaltungsbezirke wäre möglich. Die Extrapolation auf der Ebene der Bundesländer hierzu ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

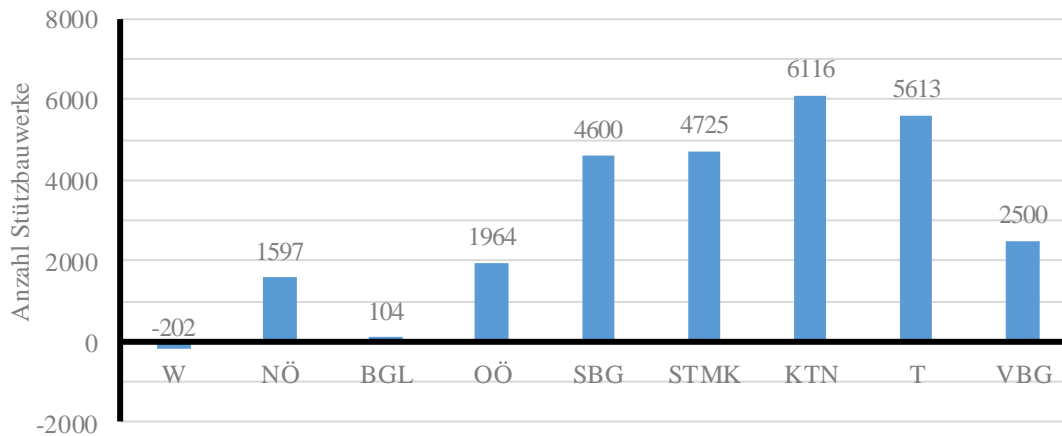


Abb. 15: Extraktion der Stützbauwerke auf Bundesländerebene

Wie aus Abb. 15 zu erkennen ist, ergibt eine derartige Datenextrapolation für die restlichen Bundesländer (deren Datenbestand in Abb. 12 fehlt) lediglich bedingt Sinn. Zum einen würde aufgrund des linearen Trends eine negative Anzahl an Stützbauwerken im Bundesland Wien möglich sein, zum anderen hätte das Bundesland Kärnten, welches einen geringen Besiedlungsgrad aufweist eine extrem hohe (6.116) Anzahl an Stützbauwerken. Derartige Ergebnisse in der Datenextraktion können unterschiedliche Ursachen haben. Mit der Anwendung eines nicht linearen Ansatzes (z.B. exponentiell oder potentiell) würde sich eine realistischere Abschätzung des Zusammenhanges ergeben. Dies würde jedoch beispielsweise im Fall des Bundeslandes Wien immer noch zu einer negativen Anzahl an Stützbauwerken führen. Des Weiteren scheint der Ansatz einer stetig wachsenden Funktion für diesen Vergleich nicht zutreffend, da in den Grunddaten weder ein signifikantes Abflachen der Funktion mit Zunahme des Besiedlungsgrades noch ein steiler Anstieg mit Abnahme des Besiedlungsgrades zu erkennen sind. Sollten diese Streuungen im Datenbestand behoben bzw. die Datengrundlage für ein derartiges Extraktionskonzept steigen, so ist es hiermit jedoch sicherlich möglich, eine vertiefte Auswertung – in Form einer ersten Einschätzung – geben zu können.

Es wurde nachfolgend versucht, den Gesamtbestand an Stützbauwerken in Österreich abzuschätzen. Dazu wurde der vorhandene Zusammenhang aus Besiedlungsgrad und Streckenlänge des Straßennetzes herangezogen, und auf die vorhandenen Daten zum untergeordneten Streckennetz der Gemeinden in Österreich umgelegt.

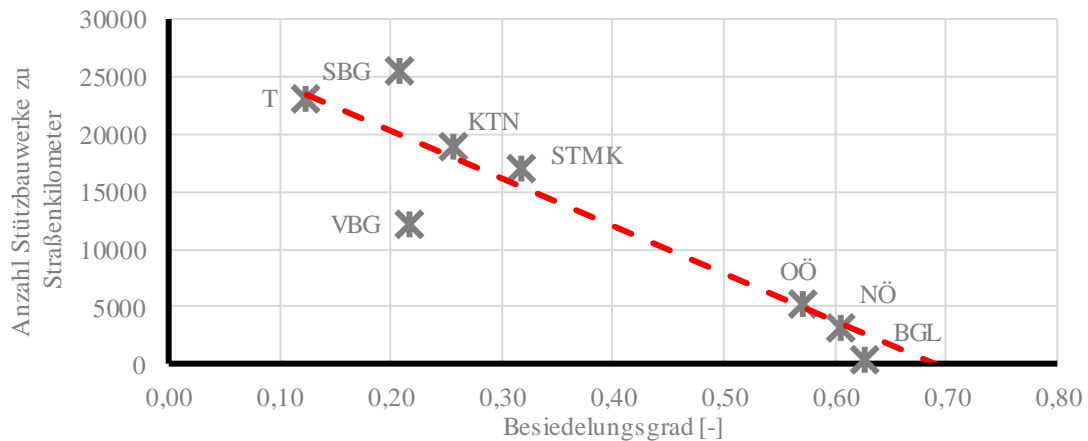


Abb. 16: Extrapolation der Ergebnisse auf das untergeordnete Straßennetz

Die in Abb. 16 dargestellte Extrapolation bezieht sich ebenfalls auf den Besiedlungsgrad und stellt diesen der möglichen Anzahl an Stützbauwerken im untergeordneten öffentlichen Straßennetz (Gemeindestraßen) gegenüber. Dabei lässt sich erkennen, dass mit einer Zunahme des Besiedlungsgrades eine Abnahme der erforderlichen Stützbauwerke zur Erschließung dieser Gebiete einhergeht. Einerseits ist dies durch die Verwendung des Zusammenhanges aus dem Landesstraßennetz (Abb. 14) begründet, andererseits lässt sich dieser Trend jedoch auch in den vorhandenen Straßen der einzelnen Bundesländer erkennen.

Diese Auswertung lässt den Rückschluss zu, dass sich im untergeordneten Straßennetz Österreichs ca. 100.000 Stützbauwerke befinden. Gemeinsam mit den Bauwerken des übergeordneten Straßennetzes und der Schiene ergibt dies für das gesamte Bundesgebiet in Österreich eine Gesamtanzahl von ca. 140.000 Bauwerken.

Die oben angeführten Auswertungen und Versuche einer Datenextrapolation beziehen sich jedoch lediglich auf Stützbauwerke im Besitz der öffentlichen Verwaltungen wie Bund, Länder, Gemeinden oder staatsnahe Betriebe. Unabhängig von dieser Auswertung sind Privatpersonen und Unternehmen ebenfalls Besitzer und Instandhalter von Stützbauwerken oder ähnlichen Konstruktionen, welche hier aufgrund des fehlenden Datenbestandes nicht berücksichtigt werden konnten.

## 3 Schäden bei Stützbauwerken

Stützbauwerke unterliegen, wie andere Strukturen und Bauwerke (Bergmeister/Fingerloos/Wörner, 2014) auch einer Alterung. Zum einen ist dieser Alterungsprozess natürlich bedingt. Beispielsweise unterliegen Materialparameter und Baustoffeigenschaften einer gewissen Schwankung und Veränderung über die Nutzungsdauer des Bauwerkes hinweg. Zum anderen ist die Änderung von Materialparametern durch externe Einflüsse begründet. Ein Beispiel hierfür ist der Verlust der Passivierungseigenschaften des Betons zu Folge eines steigenden Chloridgehaltes (Reichling u. a., 2013) in den äußersten Bauteilschichten. Nachfolgend wird die Definition des Begriffes Schaden vorgenommen, wie er in dieser Arbeit im Weiteren Anwendung findet. Darauf folgend, wird auf den aktuellen Stand bei der Erfassung von Schäden und Schadensbildern bei Stützbauwerken eingegangen. Danach folgen exemplarisch Schadensbilder an Stützbauwerken. Der Fokus liegt hauptsächlich auf Betonbauwerken und im Speziellen auf Korrosionsschäden an Bewehrungselementen.

### 3.1 Definition eines Schadens

*„Etwas, was die Gegebenheiten, die bestehende Situation in einer negativen, nicht wünschenswerten Weise verändert.“ (Duden, 2018)*

*„Ist der festgelegte Grenzwert des Abnutzungsvorrats einer Betrachtungseinheit unterschritten und ist dadurch eine Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit aufgetreten, liegt ein Schaden vor.“ (Weber, 2013)*

Wie aus den beiden obigen beispielhaft gewählten Ausführungen zu erkennen ist, kann die Definition eines Schadens weit streuen. Bei Bauwerken handelt es sich bei einem Schaden um einen nicht plan- oder zweckmäßigen Zustand des Objektes. Zu Folge ist das Bauwerk (oder ein Einzelbauteil) nicht im Stande, die gestellten Aufgaben und Anforderungen mit ausreichender Sicherheit und über den gesamten Nutzungszeitraum hin zu erfüllen. Zu unterscheiden ist zwischen Schaden und Mangel. Während im Zusammenhang mit dieser Arbeit (und auch den gängigen Fachtermini) der Begriff Schaden verwendet wird, um den schadhaften Zustand eines Bauwerkes zu beschreiben, ist der Begriff des Mangels rechtlich durch das Allgemeine Bürgerliche Gesetzbuch definiert. Ein mangelfreies Objekt liegt vor, wenn dieses die *„[...] bedungenen oder gewöhnlich vorausgesetzten Eigenschaften hat, dass sie seiner Beschreibung, einer Probe oder einem Muster entspricht und dass sie der Natur des Geschäftes oder der getroffenen Verabredung gemäß verwendet werden kann.“* (Allgemeines bürgerliches Gesetzbuch (ABGB))

Bei Stützbauwerken können eine Vielzahl an Gründen für einen Schaden vorliegen. Bereits in der Planung können die Anforderungen an das Bauwerk bzw. die Eigenschaften des umliegenden Bodenkörpers oder des Bauwerkes falsch

eingeschätzt werden. In der Ausführung können unzureichendes Fachwissen oder Ausführungsmängel ebenfalls der Auslöser für die Entstehung eines Schadens sein. Diese beiden Schadensursachen führen über den Nutzungszeitraum des Bauwerkes hinweg zu einer zunehmenden Verschlechterung der Bauwerkseigenschaften. Zusätzlich können eine nicht zweckgerechte und nicht der Planung entsprechende Nutzung des Objektes sowie Fehler und Fehleinschätzungen in der Bewirtschaftung und Instandhaltung des Objektes zu einem rapiden Fortschreiten vorhandener Schäden oder Schadensbilder führen. Eine Kategorisierung oder Einteilung der Schäden bei Stützbauwerken gestaltet sich schwierig. So können diese zum einen ingenieurmäßig in die zwei Bereiche Konstruktiv (*Rebhan, 2015*) und Geotechnik (*Winkler, 2017*) unterschieden werden. Jedoch ist hierbei zu beachten, dass in vielen Fällen eine Beeinflussung und Interaktion zwischen diesen beiden Bereichen stattfinden wird. So können beispielsweise Verformungen eines Stützbauwerkes nur in manchen Fällen einer rein konstruktiven oder rein geotechnischen Ursache zugeschrieben werden. Umgekehrt geht das Vorliegen konstruktiver Defizite, wie etwa die Korrosion der Zugbewehrung (vgl. Kapitel 3.4), oftmals auch mit einer Änderung geotechnischer Einflussgrößen einher.

Die obigen Ausführungen lassen erkennen, dass die oftmals komplexen Zusammenhänge bei der Schadensbeurteilung an Stützbauwerken eine interdisziplinäre Herangehensweise erfordern.

### 3.2 Bauwerksuntersuchung und Zustandserfassung

Die Grundlage einer zutreffenden und aussagekräftigen Beurteilung des Bauwerkszustandes ist die Durchführung einer Bauwerksuntersuchung, Inspektion, Prüfung oder Ähnlichem. Im Zuge einer derartigen Inspektionstätigkeit soll der „*Erhaltungszustand*“ (RVS 13.03.61, 2014) des Bauwerkes erhoben werden. Dieser dient anschließend als Vergleichswert zu einem Planstand (im Zuge einer erstmalig stattfindenden Untersuchungstätigkeit) oder wird bereits vorhandenen Ergebnissen und Feststellungen (Schäden und Schadensbilder) aus vorangehenden Untersuchungen gegenübergestellt. Die Notwendigkeit der Umsetzung einer Bauwerksprüfung ist in Österreich durch das Allgemeine Bürgerliche Gesetzbuch (§1319a – Wegehalterhaftung (ABGB)) gegeben. Genauere technische Angaben sowie die Einführung einer Prüf- und Kontrolltätigkeit bei Stützbauwerken sind durch die Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (kurz RVS) gegeben. In diesen sind neben Zyklen und Terminen auch die Anforderungen an das Prüfpersonal sowie eine Grundlage für die möglichen Schadstellen gegeben. Nachfolgend soll auf die möglichen Inhalte, den Ablauf und die ingenieurmäßigen Tätigkeiten im Zuge einer Bauwerksuntersuchung eingegangen werden. Neben einem Überblick zu klassischen Untersuchungsmitteln wird der Fokus auf Methoden gelegt, welche zur Erfassung von Korrosionsschäden an Betonbauwerken und durch Korrosion geschädigten Bauwerken verwendet werden können. Weitere Ausführungen zu

unterschiedlichen Untersuchungsmitteln, Instrumenten und Werkzeugen sind unter anderem in den ÖGG Empfehlungen (2018), Fouad (2014) und in Untersuchungstechniken (*Bundesamt für Konjunkturfragen*, 2000) zu finden.

### 3.2.1 Ziele, Anforderungen und mögliche Ergebnisse einer Bauwerksuntersuchung

Bei der Planung, Vorbereitung und Durchführung einer Bauwerksuntersuchung ist es unerlässlich die Ziele, sowie die Anforderungen an das Ergebnis zu kennen. Zum einen wird dies im Allgemeinen durch die Anforderungen und Leistungsbeschreibungen des Auftraggebers und Bauwerkserhalters (vgl. RVS 06.02.41, 2013 und RI-ERH-ING, 2017) definiert. Zum anderen ist dies sehr stark mit der Verwertung der Ergebnisse und Erkenntnisse, wie beispielsweise eine Nachrechnung (ONR 24008, 2014), verbunden. Mögliche Ziele können sein:

- Erfassung des Bauwerkszustandes,
- routinemäßige Bauwerksuntersuchung,
- gesondert erforderliche Bauwerksuntersuchung bei Verdacht auf Vorliegen eines Schadens,
- Erstaufnahme eines Objektes, Bauteils oder einer Schadstelle,
- Grundlagenerhebung für ein Risikomanagement,
- Ergänzung vorhandener Datenbestände,
- Datenerfassung als Grundlage einer Nachrechnung,
- Datenerfassung als Grundlage der Instandsetzungsplanung.

Aufbauend auf diese Ziele können die Anforderungen definiert werden, welche den Detailgrad der Untersuchungen sowie das Hauptaugenmerk der Bauwerksuntersuchung widerspiegeln. Beispiele hierfür sind:

- Gesamtzustand des Bauwerkes,
- Geotechnische Schadensbilder,
- Gründungs- und Lasteinleitungsbereich,
- Hinterfüllungsbereich,
- Umliegendes Gelände,
- Konstruktive Schadensbilder,
- Zustand tragender Elemente,
- Betonbautechnische Schäden,
- Einschränkungen in der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit,
- Sicherheitsrelevante Bauwerkseigenschaften,
- Absturzsicherungen und Verkehrsführung,
- Zulässige Verkehrslasten und Beschränkungen.

Aus den Anforderungen an eine Bauwerksuntersuchung kann der Ablauf sowie der Umfang einer Bauwerksuntersuchung abgeleitet werden. Dieser stellt die Grundlage für die Umsetzung der Untersuchungstätigkeiten sowie das Personal, dessen Fachkenntnisse und das erforderliche Equipment dar.



### 3.2.2 Arten und Methoden der Bauwerksuntersuchung

Wie und vor allem welche Bereiche und Bauteile eines Bauwerkes untersucht werden, hängt im Allgemeinen von den Anforderungen durch den Bauwerkserhalter bzw. von der Art der beauftragten Untersuchung ab (vgl. RVS 13.03.61, 2014 Kapitel 4, 5 und 6). Generell kann jedoch bei den Methoden zur Bauwerksuntersuchung zwischen handnahe Untersuchung, zerstörungsfreie oder zerstörungsarme und eine zerstörende Untersuchung unterschieden werden.

- **Handnahe Untersuchungsmethoden**

Eine handnahe Untersuchung des Bauwerkes stellt die einfachste Form einer Bauwerksuntersuchung dar. Dabei wird der augenscheinliche Zustand des Bauwerks (oder zumindest dessen Oberfläche) untersucht. Hierfür sind neben dem geschulten Auge (und im Allgemeinen einem Hammer) keine weiteren Hilfsmittel erforderlich. Bei Stützbauwerken (wie auch bei Brücken) sind jedoch in den meisten Fällen Steighilfen oder andere Hilfsmittel erforderlich, um die zu untersuchenden Bauwerksbereiche begutachten zu können. Dies gilt unter anderem auch bei der Anwendung zerstörungsfreier und zerstörender Untersuchungsmethoden.

- **Zerstörungsfreie / Zerstörungsarme Untersuchungsmethoden**

Diese Untersuchungsmethoden bedienen sich Verfahrensweisen, bei welchen *„die genutzte Energie in Wechselwirkung mit den Material-Kennwerten tritt, ohne dass dadurch das Gebrauchsverhalten [...] unzumutbar beeinträchtigt wird“* (Merkblatt ZfpBau, 2014). Unter Gebrauchsverhalten wird in diesem Zusammenhang die Funktionstüchtigkeit des Bauwerkes verstanden. Hieraus folgt, dass es bei der Anwendung zerstörungsfreier Untersuchungsmethoden zu keiner Beschädigung oder Schwächung des Bauwerkes, Bauteiles oder Baustoffes kommt. Da diese Methoden auf einem Energieeintrag und auch auf einer Antwort basieren, sind derartigen Methoden (physikalische) Grenzen gesetzt. Dies wird vor allem bei der Anwendung auf Stützbauwerke, und deren im Vergleich zu klassischen Hochbauten eher massiveren Querschnitten ersichtlich. Ist eine geringfügige Zerstörung oder Beeinflussung des Bauwerkes, Bauteils oder Baustoffes erforderlich, so wird diese allgemein als zerstörungsarme Untersuchungsmethode bezeichnet. Eine genaue Abgrenzung hierzu ist jedoch nicht vorhanden.

- **Zerstörende Untersuchungsmethoden**

Im Gegensatz zu zerstörungsfreien (und zerstörungsarmen) Untersuchungsmethoden wird bei dieser Art der Untersuchung ein gewisses Maß an Zerstörung und Beeinflussung des Bauwerkes, Bauteils oder Baustoffes in Kauf genommen. Die Anwendung zerstörender Untersuchungsmethoden ist dabei immer an die Bauwerksgegebenheiten sowie die zu erwartenden Ergebnisse und Erkenntnisse anzupassen. Dieser (oftmals als nachteilig betrachteten) Randbedingung stehen jedoch eine Vielzahl an Vorteilen und Möglichkeiten gegenüber. So ist es bei derartigen Untersuchungen möglich, einen direkten Aufschluss des Bauwerks oder Bauteils zu erhalten, welcher zusätzlich die Möglichkeit einer Probenentnahme liefert. Durch Labor- oder andere Untersuchungen an diesen Proben können so Materialkennwerte direkt bestimmt werden. Diese können zusätzlich zur Kalibrierung und Validierung zerstörungsfreier Untersuchungsmethoden herangezogen werden.

Die Auswahl der Untersuchungsmethode(n) und in weiterer Folge auch das verwendete Untersuchungsmittel oder die Untersuchungsinstrumente bestimmen die Qualität und die Aussagekraft der Untersuchungsergebnisse. Diese sind mit den Randbedingungen des Bauwerkes und einem bereits vorliegenden Schaden in Einklang zu bringen. So kann vorallem die Anwendung zerstörender Untersuchungsmittel zu einer ungewollten und negativen Beeinflussung des Bauwerks führen. Neben den oben angeführten Untersuchungsmethoden kann in einigen Fällen auch ein Abtrag oder ein Abbruch (*OFROU*, 2014) bestimmter Bauwerksteile im Zuge einer Bauwerksuntersuchung stattfinden. Diese Methode stellt zwar einen sehr invasiven Eingriff in das Bauwerk dar, liefert jedoch oftmals die aussagekräftigsten und besten Ergebnisse. Hierdurch ist es möglich, den Aufbau und die Struktur eines Objektes direkt und großflächig zu erfassen. Zusätzlich besteht die Möglichkeit, Bauteil- und Werkstoffproben (mit geringer Beeinflussung) zu entnehmen und einer Materialprüfung zuzuführen.

### 3.2.3 Untersuchungsmittel und Instrumente

Wie aus Kapitel 3.2.2 ersichtlich, können für eine Bauwerksuntersuchung unterschiedliche Untersuchungsmethoden zur Anwendung kommen. Die Randbedingungen für die Anwendung unterschiedlicher Methoden sind vorallem durch das Bauwerk oder Bauteil bzw. die geforderten Ergebnisse einer Untersuchung gegeben. So können beispielsweise Untersuchungsmethoden, welche im Hochbau häufig zur Anwendung kommen, bei Stützbauwerken auf Grund der Geometrie des Bauwerkes nicht anwendbar sein. Mit den nachfolgenden Ausführungen soll detaillierter auf Untersuchungsmittel zur Erfassung struktureller (betonbautechnischer) Schadensbilder eingegangen werden. Geotechnische Untersuchungsmittel (vgl. ÖGG Empfehlungen, 2018, ÖNORM B 1997-2, 2017, *Rebhan*, 2015) werden nicht näher erläutert.

### 3.2.3.1 Handnahe Untersuchungsmittel bei Stützbauwerken

Die einfachste Art der Bauwerksuntersuchung ist durch ein handnahe Untersuchung gegeben. Diese kann durch das Prüfpersonal eigenständig und lediglich unter Zuhilfenahme kleiner Instrumente und Werkzeuge durchgeführt werden.

- **Sichtkontrolle und Aufmaß**

Eine Sichtkontrolle stellt die Grundlage einer Bauwerksprüfung dar. Im Zuge einer derartigen Untersuchung können durch die visuelle Begutachtung des Objektes:

- der Allgemeine Zustand des Bauwerkes erfasst werden,
- Fehlstellen erkannt werden,
- Untersuchungsbereiche (für eine genauere Betrachtung) definiert werden,
- Mögliche Einflüsse aus anderen Bereichen ersichtlich werden.

Zusätzlich können im Zuge einer Sichtkontrolle ebenfalls bereits Parameter über den Zustand eines Bauwerkes erfasst werden. So können beispielsweise vorliegende Schäden mit den Ergebnissen vorheriger Untersuchungen verglichen werden, oder es kann bereits ein Aufmaß und eine Dokumentation der vorliegenden Schäden durchgeführt werden. Bei der Durchführung einer Sichtkontrolle sind jedoch die Anforderungen an den Arbeitnehmerschutz, sowie das Erfordernis besonderer Steighilfen oder Sicherungseinrichtungen zu beachten.

- **Hammermethode**

Bei Betonbauteilen können Bereiche vorliegen, an welchen es zu Folge der Sprengwirkung (*Hunkeler/Mühlán/Ungrecht, 2006*) der korrodierenden Bewehrung oder zu Folge einer Frosteinwirkungen (*Raupach/Orlowsky, 2008*) zu oberflächennahe Abplatzungen (Abb. 17) und Ablösen kleinerer Elemente kommt.



Abb. 17: Links: Oberflächennahe Betonschäden, Rechts: Freigelegte Bewehrung

Derartige Untersuchungsbereiche lassen sich in einem ersten Schritt mittels Hammermethode sehr einfach erfassen und untersuchen. Zum einen werden lose Teile durch das Abklopfen der Oberfläche gelöst und ermöglichen damit einen Einblick auf darunterliegende Bereiche und oftmals auch bereits die Schadensursache. Zum anderen können beispielsweise Kiesnester oder Fehlstellen in der Struktur eines Betonbauteils (vgl. *Raupach/Orlowsky, 2008, Schulz, 2011*) durch das Klopfgeräusch zufolge einer Anregung mittels Hammerschlag erkannt werden.

- **Rissbreitenmaßstab**

Eines der häufigsten Schadensbilder bei Betonbauwerken stellen Risse dar. Die Ursachen für Risse (vgl. Kapitel 3.3.1) können vielfältig sein. Das Ausmaß der Risse (zumindest die Breite) lässt sich im Allgemeinen sehr einfach durch einen Rissbreitenmaßstab (Abb. 18 links) erfassen. Weiters können hierzu auch Risslupen oder optische Messungen (*Curbach, 2003*) verwendet werden.

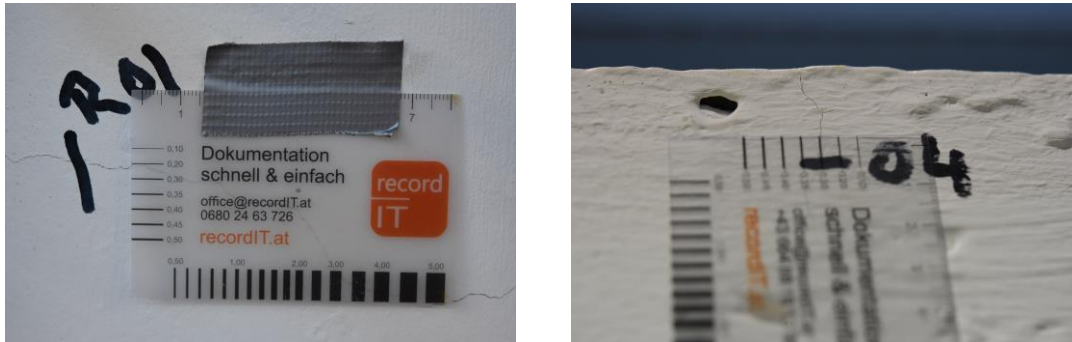


Abb. 18: Bestimmung der Rissbreite mittels Rissbreitenmaßstab

Bei der Erfassung von Rissen an Betonoberflächen ist im Zuge einer Bauwerksprüfung oftmals die Änderung der Rissbreite von Interesse.

- **Untersuchungen der Oberfläche**

Neben der Beurteilung der Risse an der Bauwerksoberfläche kann ebenfalls die Begutachtung der gesamten Oberfläche zur Ermittlung von Schäden herangezogen werden. Dies können beispielsweise konstruktive Schäden wie etwa eine ungenügende Betongüte (Abb. 19 Links) oder Verschmutzungen der Oberfläche zufolge einer schadhaften Entwässerung (Abb. 19 Rechts) sein.



Abb. 19: Links: Witterungsbedingte Schäden an der Bauwerksoberfläche, Auswaschungen an der Oberfläche einer Betonwand; Rechts: Schadhafte Entwässerung

### 3.2.3.2 Zerstörungsarme/Zerstörungsfreie Untersuchungsmittel

Wie bereits angeführt können mittels zerstörungsarmen oder zerstörungsfreien Untersuchungsmitteln Materialkennwerte oder Bauteilparameter ohne direkte Beeinflussung des Bauwerkes erfasst werden. Es sei jedoch angemerkt, dass diese oftmals mittels zerstörenden Untersuchungsmethoden zu kalibrieren sind.

- **Bewehrungsfindung / Detektion**

Zur Erfassung der Lage bzw. in manchen Fällen auch des Durchmessers der Bewehrung können unterschiedliche Methoden zur Anwendung kommen. Für oberflächennahe Bewehrungselemente eignen sich Bewehrungssuchgeräte auf dem Prinzip des magnetischen Wechselfeldes bzw. Gleichfeldes (Abb. 20 Mitte), während für tiefere Lagen elektromagnetische Verfahren wie Radar (Merkblatt ZfpBau, 2014) zum Einsatz kommen.

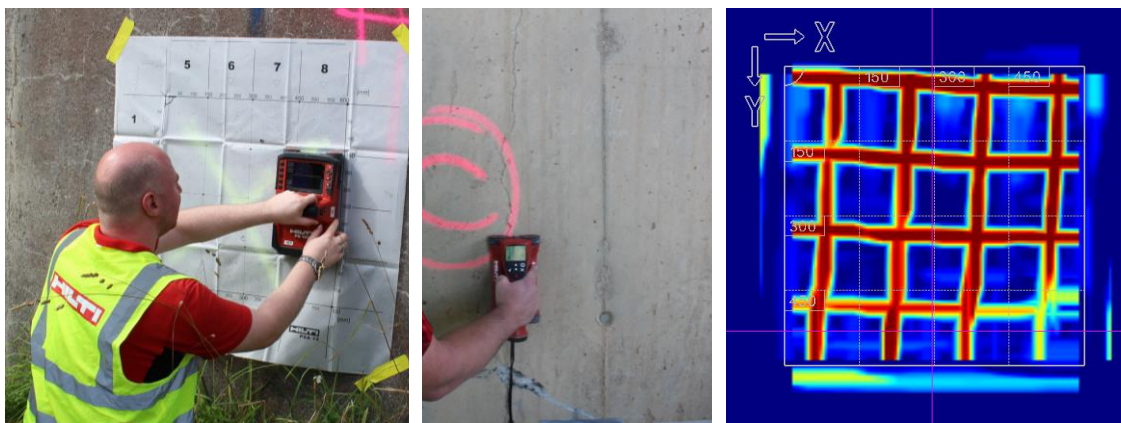


Abb. 20: Links: Durchführung einer Bewehrungsdetektion mittels Georadar; Mitte: Ferromagnetische Bewehrungsdetektion; Rechts: Ergebnisse der Bewehrungsdetektion

Neben den angeführten elektromagnetischen Untersuchungsmitteln kann ebenfalls Ultraschall zur Bewehrungsdetektion (vgl. Fouad, 2014, Auberg, 2006) verwendet werden.

- **Ultraschall**

Ultraschallverfahren gehören zu den mechanisch angeregten Verfahren und können neben den Anwendungen zur Bewehrungsdetektion auch für andere zerstörungsfreie Untersuchungen herangezogen werden. So ist es unter Einsatz dieser Methode beispielsweise möglich, Kiesnester oder Fehlstellen in der Struktur des Betonbauteiles zu erfassen. Weiters kann mittels spezieller Untersuchungsgeräte beispielsweise auch die Bauteildicke bei Stützbauwerken (proceq, 2018) bestimmt werden. Ebenfalls kann Ultraschall im Zusammenhang mit Stützbauwerken zur Schadenserfassung bei Zuggliedern (Burtscher u. a.) verwendet werden.

- **Potentialfeldmessung**

Mit der Erfassung der „*Potentialunterschiede zwischen dem Bewehrungsstahl im Beton und einer auf der Betonoberfläche aufgesetzten Bezugselektrode*“ (Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., 2017) ist es möglich, Bereiche einer Betonstruktur mit erhöhter Korrosionsgefährdung zu bestimmen. Diese Methode lässt zwar im Allgemeinen einen Rückschluss auf die Korrosionsgefahr der Bewehrung zu, liefert jedoch keine Aussage zu tatsächlich vorliegender Korrosion oder Korrosionsschäden an der Bewehrung. Um einen „*Zusammenhang zwischen Potential und Zustand der Bewehrung herzustellen, muss die Bewehrung in Sondieröffnungen freigelegt, visuell begutachtet und beurteilt werden*“ (Hunkeler, 1994). Da bei Stützbauwerken wie beispielsweise Winkelstützmauern die Korrosion an der Bauwerksrückseite von Interesse ist, ergeben sich aus den geometrischen und konstruktiven Randbedingungen oftmals Einflüsse und Verfälschungen, welche die Messergebnisse beeinflussen können.

- **Weitere Verfahren**

Neben den oben angeführten Untersuchungsmitteln, welche sich größtenteils mit der Bewehrung, deren Lage oder dem Zustand dieser beschäftigen, gibt es noch eine Fülle weiterer Untersuchungsmittel und Verfahren, welche bei Stützbauwerken zur Anwendung kommen können. Beispiel hierfür sind der Schmidt-Hammer oder Härteprüfgeräte zur Bestimmung der Betongüte, Geräte zur Bestimmung der Permeabilität sowie die labortechnische Untersuchung kleinerer Material- (z.B. Bohrmehl) oder Bauteilproben.

### 3.2.3.3 Zerstörende Untersuchungsmittel bei Stützbauwerken

Eine Unterscheidung zwischen zerstörenden und zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden ist in den aktuellen technischen Regelwerken nicht angeführt. In den nachfolgenden Ausführungen soll kurz auf die drei am häufigsten bei Stützbauwerken zur Anwendung kommenden zerstörenden Untersuchungsmittel eingegangen werden. Dies sind Kernbohrungen, die Herstellung von Sichtfenstern und der Teilabbruch von Bauwerken. Neben diesen drei Methoden können beispielsweise auch Belastungsversuche (vgl. *DAfStb*, 2000, *Fingerloos/Wörner/Bergmeister*, 2009) zu einer Untersuchung der Schädigung (teilweise Zerstörung) des Bauwerkes herangezogen werden.

- **Kernbohrungen**

Eine der Hauptmethoden zur Untersuchung und Schadenserfassung bei Stützbauwerken stellt die Herstellung von Betonbohrkernen (BAW Merkblatt MBK, 2012) dar. Aus den gezogenen Bohrkernen ist es beispielsweise möglich, die Querschnittsabmessungen sowie die Lage der Bewehrung zu erfassen. Zusätzlich kann die Bewehrung visuell beurteilt werden (z.B. das Vorliegen von Korrosionsschäden) und es können zerstörungsfreie Untersuchungen (z.B. Karbonatisierungstiefe) an den Proben durchgeführt werden. Weiters können die



hergestellten Bohrkern e ebenfalls im Labor untersucht werden. Dabei können Fragestellungen wie die Zusammensetzung des Betons oder die Druckfestigkeit (ÖNORM EN 12504-1, 2009) beantwortet werden.



Abb. 21: Links: Kernbohrungen bei Stützbauwerken, Entnahme der des Bohrkerns mittels Bohrgerät; Rechts: Bohrloch mit anstehendem Hinterfüllungsmaterial

Die Herstellung und Entnahme von Bohrkernen dient einerseits der direkten Bestimmung von Material- und Bauteilparametern, kann andererseits jedoch auch zur Validierung (Fouad, 2014) zerstörungsfreier und zerstörungsarmer Untersuchungsmethoden herangezogen werden.

Im Zusammenhang mit der Entnahme von Bohrkernen bei Stützbauwerken sei jedoch angemerkt, dass es sich hier um eine invasive Maßnahme an (meist) bereits schadhafte Objekten handelt. Dies sollte vorallem bei der Planung der Bohrkernentnahmen berücksichtigt werden. Ein weiterer (bedingter) Nachteil von Kernbohrungen ist, dass es sich hierbei um punktuelle und im Vergleich zum Untersuchungsobjekt kleine Proben handelt. Dies ist vorallem in Bezug auf die Auswertung und die daraus geschlossenen Rückschlüsse (ÖGG Empfehlungen, 2018) auf den Zustand des Objektes zu beachten.

- **Herstellung von Sichtfenstern**

Neben den Möglichkeiten für einen direkten Aufschluss eines Betonbauteils in Form einer Kernbohrung kann die Herstellung von Sichtfenstern in das Bauteil zur Anwendung kommen. Hierbei wird mit „Drücken von bis zu 3.000 bar“ (Fingerloos/Wörner/Bergmeister, 2009) eine Ablösung des Betons erreicht, welche in einem freigelegten Betonquerschnitt resultiert. Dadurch ist es möglich, einen größeren Bereich, als mittels Kernbohrungen, freizulegen. Des Weiteren sind die geometrischen Erfordernisse (z.B. Anzug der Innenwandneigung) geringer, als dies bei klassischen Stemm- oder Schremmarbeiten der Fall ist.

Zusätzlich zur visuellen Beurteilung des Zustandes besteht ebenfalls die Möglichkeit, Materialproben (z.B. Bewehrung) zu entnehmen.



Abb. 22: Links: HDW-Fenster an einer Stützmauer; Mitte: freigelegte Bewehrung an der Hinterseite; Rechts: Korrosionsstelle im Bereich der Arbeitsfuge

### • Teilabbruch

Bei dieser Methode der zerstörenden Bauwerksprüfung wird ein Teilbereich – oder bei speziellen Fragestellung auch ein gesamtes Bauwerk – abgebrochen. Dies kann durch unterschiedliche Methoden bewerkstelligt werden. So können konstruktive Bauteilregionen wie z.B. Betonbauteile entfernt oder abgetragen werden. Dies kommt vorallem bei nur bedingt zugänglichen Bauwerken zur Anwendung, oder wenn lediglich diese Bauwerksbereiche untersucht werden sollen. Jedoch wird hier meist auf andere (und weniger invasive) Methoden wie etwa Kernbohrungen oder Freischremmen zurückgegriffen. Das Freilegen gewisser Bauteilregionen (vgl. Abb. 23) kann ebenfalls als Teilabbruch bezeichnet werden. Hierbei werden mittels Grabungsarbeiten oder durch die Herstellung einer Schachtung (vgl. Abb. 23 Rechts) Bereiche eines Bauwerkes freigelegt. An den nun direkt zugänglichen Bauteilregionen können anschließend Materialproben entnommen werden und eine direkte visuelle Beurteilung des Bauteils und der Bauteiloberfläche kann vorgenommen werden.



Abb. 23: Teilabbruch bei Stützbauwerken; Links: Freigelegter Querschnitt einer Gewichtskonstruktion; Rechts: Schachtung hinter einer Winkelstützmauer (Opan, 2017)

Letztere Methode kommt vorallem bei Stützbauwerken zu Anwendung. Hierdurch wird es möglich, ansonsten unzugängliche Bauteilregionen wie die Bauwerksrückseite oder den Fundamentbereich näher zu untersuchen. Zusätzlich können nach dem Freilegen dieser Bauteilregionen Materialproben entnommen werden und die Anwendung zerstörungsfreier oder zerstörungsarmer Methoden ist in den ansonsten unzugänglichen Bereichen möglich.



- **Belastungsversuche**

Eine weitere Möglichkeit zur Erfassung des Zustandes eines Bauwerkes stellen Belastungsversuche dar. Dabei wird versucht, den „*Stand sicherheitsnachweis bestehender Bauwerke in begründeten Fällen*“ (DAfStb, 2000) zu ergänzen, wenn dies aufbauend auf einer gründlichen Bauwerksuntersuchung bzw. einer Berechnung nicht möglich ist. Durch die Aufbringung einer Prüflast, beispielsweise in Form von Gewichten oder durch hydraulische Pressen kann eine Belastung des Bauwerkes oder Bauteiles simuliert werden. Bei gleichzeitiger Messung der Verformungen ist es so möglich, die Tragfähigkeit bzw. die Gebrauchstauglichkeit zu erfassen. In Ergänzung mit Berechnungen wird hierdurch ein Rückschluss auf Lastableitungsmechanismen sowie die Funktionstüchtigkeit des Bauwerkes im Betrieb nachgewiesen.



Abb. 24: Links: Belastungsfahrzeug BELFA für Brücken (Gutermann/Schröder, 2011); Rechts: Belastungsversuch an der Geschosdecke eines Hochbaues (Manleitner/Opitz/Steffens, 2001)

Bei Stützbauwerken gestaltet sich die Durchführung von Belastungsversuchen als schwierig. Dies ist zum einen durch die unterschiedlichen Beanspruchungen (vgl. 4.1) dieser Bauwerke begründet und andererseits durch die Möglichkeiten der Aufbringung der Prüfkraft. So nimmt beispielsweise der Erddruck aus Eigengewicht einen größeren Anteil an der Beanspruchung ein, als dies bei klassischen Hochbaukonstruktionen oder Brücken der Fall ist. Des Weiteren würde die Aufbringung einer zusätzlichen Belastung möglicherweise zu Verformungen führen, welche zu einer Änderung des vorliegenden Erddruckes (aus Eigengewicht) führen könnten. Hieraus resultiert, dass bei Stützbauwerken nur bedingt Aussagen zum Tragverhalten im Zuge von Belastungsversuchen möglich sind. Eine Erfassung vorhandener Reserven oder die Ermittlung der Einflüsse aus einer Zunahme veränderlicher Lasten ist jedoch (mit Einschränkungen) möglich.

### 3.3 Schadensbilder bei Stützbauwerken

Stützbauwerke können aufgrund der unterschiedlichen Arten (vgl. Kapitel 2.1.1), Typen (vgl. Kapitel 2.1.2) sowie den zur Herstellung verwendeten Baustoffen eine Vielzahl an Schadensbildern und Versagensmechanismen aufweisen. Aufgrund der oftmals gemeinsamen (erforderlichen) Zusammenwirkung aus Baukörper und dem umliegenden Bodenkörper stellen Schadensbilder bei Stützbauwerken in den meisten Fällen eine Kombination unterschiedlichster Einflüsse und Einwirkungen dar. Nachfolgende Ausführungen sollen kurz auf einige beispielhafte Schäden an Stützkonstruktionen eingehen.

#### 3.3.1 Konstruktive Schadensbilder

Konstruktive Schäden betreffen im Zusammenhang mit Stützbauwerken meist Mängel oder Schadenserscheinungen, welche bei mineralischen Baustoffen wie Steinen, Ziegeln oder Beton zu finden sind. Im weiteren Sinne kann hierbei jedoch auch von Schäden an Entwässerungseinrichtungen bzw. Mängeln an etwaigen Verbundstoffen (z.B. Geotextilien) gesprochen werden.

##### 3.3.1.1 Betonbauteile

Wie die Datenerhebung zu bestehenden Stützbauwerken (vgl. Kapitel 2.3) in Österreich zeigt, bilden Gewichtskonstruktionen oder ähnlich wirkende Konstruktionen einen Großteil der Stützbauwerke ab. Ein Großteil dieser Konstruktionen besteht (neben Steinstützkörpern) aus Beton. Dies kann sowohl unbewehrter Beton, beispielsweise bei massigen Gewichtsmauern, aber auch hochgradig bewehrter Stahlbeton sein, wie dieser für Winkelstütz- oder Spornmauern zur Anwendung kommt. Bei beiden Arten von Betonkonstruktionen können im Regelfall vergleichbare Schadensbilder und Versagenserscheinungen auftreten. Zu unterscheiden ist jedoch in Schadensbilder, welche mit dem Systemverhalten der Konstruktion (vgl. Kapitel 2.2) und damit der Ankündigung eines Versagens einhergehen. Dieser Unterschied ist vor allem in der Rissbildung zu beachten.

Unbewehrte (oder gering bewehrte) Betonkonstruktionen können aufgrund der geringen Zugfestigkeiten des Werkstoffes Beton kaum Biege- bzw. Zugspannungen im Querschnitt aufnehmen. Daher kommt es bei einer Überbeanspruchung der Konstruktion durch derartige Spannungszustände im Allgemeinen zu einem sehr spröden und sich nicht ankündigenden Versagen. Risse an unbewehrten Konstruktionen stammen jedoch meist aus Schwind- oder Zwangsbeanspruchungen (vgl. ÖVBB, 2018a, Seim, 2007) des Bauwerks nicht jedoch aus einer Belastung (infolge Erddruck oder Verkehrslasten) der Konstruktion.

Risse bei bewehrten Konstruktionen liegen in der Natur des Verbundbaustoffes Beton. Erst durch die Rissbildung kann die „*verbundbedingt gesteigerte Lastaufnahmefähigkeit*“ (Brand/Glatz, 2005) des Querschnittes sichergestellt werden.

Risse in Stahlbetonbauteilen sind als unkritisch zu betrachten, sofern diese gewisse Grenzwerte (vgl. ÖNORM EN 1992-1-1, 2015, DBV-Merkblatt, ÖVBB, 2018b) nicht überschreiten. Diese Grenzwerte sind durch die Anforderungen des optischen Erscheinungsbildes, der Standsicherheit, der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit definiert. Durch zu große Risse in der Betonzugzone ist die Passivierung der Bewehrung durch den Beton nicht mehr sichergestellt. Hieraus folgt eine mögliche Korrosionsschädigung der Bewehrungselemente (siehe Kapitel 3.4), welche zu einem Verlust der Tragfähigkeit des Bauwerkes führt.

Neben den oben kurz angeführten Schäden im Zusammenhang mit der Rissbildung bei Betonbauwerken sind bei Stützbauwerken oftmals auch Schäden an der Oberfläche des Bauteiles (*Österreichische Bautechnik Vereinigung*, 2016) zu erkennen. Diese können zum einen ein rein optischer Mangel (Beeinflussung des optischen Erscheinungsbildes) sein, andererseits jedoch auch Rückschlüsse auf tieferliegende Schädigungen des Baukörpers geben. Beispiele hierfür sind die Absprengung bzw. das Abplatzen von Beton (Abb. 25 Links), Rostfahnen an der Oberfläche (Abb. 25 Mitte) oder Betonausblühungen bei Rissen (Abb. 25 Rechts).



Abb. 25: Beispiele für oberflächliche Schäden an Betonbauwerken

Die angeführten und an der Oberfläche des Betons ersichtlichen Schäden können in unterschiedlichen Formen und Ausprägungen vorliegen. Genauere Informationen hierzu sind in den einschlägigen Fachbüchern, beispielsweise Stahr (2011), Weber (2013), Merkblatt zur Ist-Zustandserfassung bei Parkbauten in Betonbauweise (*Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.*, 2017) und Bergmeister et. al. (2014) zu finden. Vorallem auf die Dauerhaftigkeit (Lebensdauer) von Betonkonstruktionen (*Müller/Vogel*, 2011) üben Schäden an der Oberfläche und der Struktur einen erheblichen Einfluss aus.

### 3.3.1.2 Stein- und Mauerwerksschäden

Stützbauwerke aus Stein- oder Mauerwerksformationen verhalten sich im Gegensatz zu „starren“ bzw. biegesteifen Konstruktionen aus Beton (vgl. Kapitel 3.3.1.1 und 2.1.2.1) eher „weich“ und nachgiebig. Vorallem unvermörtelte Natursteinmauern können „mehr oder minder große Verformungen erleiden bis es zum totalen Versagen kommt“ (Schwing, 1991). Die Schadensbilder bei derartigen Konstruktionen können zum einen an der Substanz des Bauwerkes (Steine, Ziegel oder Mörtel) zu erkennen sein, können sich andererseits jedoch auch durch Veränderungen an der Oberfläche des Bauwerkes manifestieren.

Schäden bei Natur- oder Mauerwerkssteinen, welche die Substanz des Baumaterials beschädigen, werden im Allgemeinen als Verwitterungsvorgänge (Stahr, 2016) bezeichnet. Ein Hauptproblem bei Natursteinen stellt die Frost-Tau-Wechselbeständigkeit (ÖNORM EN 13383-1, 2015) des Steinmaterials dar. Derartige Schadensbilder (vgl. Abb. 26 Links) treten auf, wenn es zu einer Volumensexpansion zufolge einer Frosteinwirkung kommt. Zusätzlich kann dieser Effekt durch den niedrigeren Taupunkt von salzhaltigem Wasser (Winterdienst) verstärkt werden. Andere Schäden am Steinmaterial wie beispielsweise Chlorid- oder Sulfatschäden (Stahr, 2011), treten eher selten auf. Ein weiteres Schadensbild, welches zu einer Schädigung der Füllkörper führen kann ist eine unsachgemäße bzw. mangelhaft Zwickelverfüllung (vgl. Abb. 26 Rechts) zwischen den Steinkörpern. Daraus resultieren meist unzulässig hohe Spitzenspannungen in den Auflagerpunkten, welche zu einer Überbeanspruchung und in weiterer Folge einer Zerstörung der Steine führen.



Abb. 26: Schadensbildern bei Steinmauern; Links: Frostschaden an Füllsteinen einer Gabionenwand (Burgetsmeier); Rechts: Überbeanspruchter Füllkörper zufolge einer unzureichenden Zwickelverfüllung eines Steinstützkörpers

Bei Steinstützkörpern, welche eine Vermörtelung der Zwickelbereiche (trocken oder nass) aufweisen, ist die Entstehung derartiger Spannungsspitzen durch die kontinuierliche Lagerung der Füllkörper ausgeschlossen. Jedoch kann es beim Verlust des Verbundes zwischen einzelnen Steinen (Klaas, 2002) zum Auftreten lokaler Verschiebungen einzelner Steine kommen. Diese können einerseits zu einer Gefahr (Herabfallen) werden und mindern andererseits auch die



Standfestigkeit des gesamten Körpers. Neben diesem Verlust des Verbundes innerhalb einer „Fuge“ zwischen den einzelnen Steinen ist vor allem eine falsche Fugenanordnung eine der Hauptursachen für eine mangelnde Tragfähigkeit bei Steinstützkörpern. Vor allem durchgehende (vertikale) Fugen führen zu einer möglichen Entkoppelung (Maier, 2012) der Bauwerksteile, woraus eine Änderung der Lastabtragung und damit ein Verlust der Verbundkörperwirkung (Schwing, 1991) resultiert.

Neben den oben beispielhaft angeführten Schäden an den Materialien eines Steinstützkörpers können geotechnische Versagensmechanismen an der Oberfläche des Bauwerkes erkannt werden. Da es sich bei derartigen Konstruktionen, wie bereits angeführt, um sehr duktile Konstruktionstypen handelt, können große Verformungen auftreten, bevor es zum Eintreten eines Versagens kommt. Derartige Verformungen zeigen sich oftmals in Form von Ausbauchungen (vgl. Abb. 27 Links). Diese Formänderung (Wendt, 1995) der Konstruktion kann zum einen auf eine Laständerung am Bauwerk (z.B. Überbeanspruchung zufolge Belastung) hinweisen oder aber auch eine mögliche Abnahme des Widerstandes im Gründungsbereich erkennen lassen. Ein derartiges Schadensbild einer Ausbauchung (als lokaler Entzug unter der Last in Form einer kinematischen Kette) lässt sich vor allem bei hohen Steinstützkörpern ohne kraftschlüssigen Verbund erkennen. Bei gedrungenen Bauwerken, welche einen ausreichenden Verbund zwischen den Steinkörpern aufweisen wird ein derartiges Schadensbild oftmals auch durch einen leichten Überhang der Wand (vgl. Abb. 27 Rechts) ersichtlich.



Abb. 27: Schadensbilder bei Steinschlichtkörpern; Links: Ausbauchungen an einer Steinschlichtung; Rechts: Überhang einer stark bewachsenen Steinschlichtung

Neben den oben angeführten Schadensbildern zur Substanz eines Steinstützkörpers und den geotechnischen Versagensbildern bei diesen Konstruktionstypen lässt sich bei der Prüfung und Beurteilung derartiger Konstruktionen oftmals auch der Einfluss des Bewuchses erkennen. Zum einen kann Bewuchs ein Kennzeichen für Feucht- und Nassstellen an der Konstruktion sein und zum anderen erschwert dieser die visuelle Beurteilung des Bauwerkszustandes. Zusätzlich zu diesen Faktoren kann ein wirkender

Wurzeldruck (vorallem in den Zwickelbereichen) zu lokalen Überbeanspruchungen und in weiterer Folge zu einem Bruch der Steinkörper führen. Neben diesen negativen Effekten kann Bewuchs durch seine Durchwurzelung des Bodenkörpers (*Schlüter*, 1996) jedoch auch zu einer stabilisierenden Wirkung und damit zu zusätzlichen „Sicherheitsreserven“ der Konstruktion führen.

### 3.3.1.3 Sonstige Konstruktive Schadensbilder

Wie bereits Terzaghi (1961) schrieb ist die „*Planung ausreichender Entwässerungsmaßnahmen*“ bei Stützbauwerken essentiell. Eine Vielzahl aktueller Schadensfälle (z.B. *Marte u. a.*, *OFROU*, 2014) ist auf nicht vorhandene bzw. schlecht geplante und mangelhaft gewartete Entwässerungsmaßnahmen am Bauwerks selbst oder im Umfeld des Bauwerkes zurückzuführen. Wie aus den Beispielen in Abb. 28 zu erkennen ist, können vorallem bei der Entwässerung (*Muth*) unterschiedliche Schäden für eine Versagen dieser (bzw. eine Funktionsuntüchtigkeit) verantwortlich sein. Oftmals wurden Entwässerungseinrichtungen nicht bzw. nur mangelhaft geplant und ausgeführt oder verloren im Zuge ihrer Lebensdauer ihre Funktionstüchtigkeit.



Abb. 28: Beispiele für eine unzureichende Entwässerung; Links: Schadhafte und bereits vereiste Entwässerungseinrichtung; Mitte: Überströme Gewichtsmauer zufolge einer nicht funktionstüchtigen Oberflächenentwässerung; Rechts: Verschluss eines Drainagerohres (*Muth*, 1997)

Eine nicht funktionstüchtige Drainage- und Entwässerungseinrichtung kann bei Stützbauwerken im Wesentlichen zu zwei Ergebnissen führen. Zum einen ist eine dauerhafte Ableitung der Hang- und Oberflächenwässer nur mehr bedingt möglich. Hieraus resultieren oftmals negative Beeinflussungen der Dauerhaftigkeit (z.B. Frostschäden) und der Gebrauchstauglichkeit (z.B. Eisbildung) der Konstruktion. Zum anderen, und meist mit relevanteren Auswirkungen verbunden, führt der Aufstau nicht abgeleiteter Hang- und Oberflächenwässer zu einer Zusatzbeanspruchung in Form eines Wasserdruckes (vgl. Kapitel 4.3) welcher auf das Stützbauwerk einwirkt.

Neben den oben angeführten Schadensbildern der Entwässerungs- und Drainageeinrichtungen sind vorallem Anbauten und Zusatzeinrichtungen an Stützbauwerken oftmals von Schäden und Mängeln betroffen. Dies sind zum einen Elemente, wie Wegweiser oder Verkehrsleiteneinrichtungen, welche am Bauwerk

befestigt sind. Zum anderen können diese jedoch auch sicherheitstechnische Einrichtungen wie Steighilfen bzw. Absturzsicherungen sein, welche eine unzureichende Funktionstüchtigkeit aufweisen bzw. nicht mehr dem Stand der Technik entsprechen. Weiters können Messeinrichtungen und Dauerüberwachungsanlagen (z.B. Inklinometer, Pegelanzeigen oder Ankerkraftmessteller) nicht mehr funktionstüchtig sein und sich damit negativ auf das Ergebnis einer Zustandserfassung auswirken. Auf diese Schadensbilder wird jedoch in der hier vorliegenden Arbeit nicht genauer eingegangen.

#### 3.3.1.4 Schäden an Verbundstoffen und anderen Materialien

Neben den klassischen Baustoffen wie Stein, Holz oder Beton kommen vermehrt auch Kunststoffe und Textilien zur Herstellung von Stützbauwerken (*DGGT*, 2012) zur Anwendung. Neben ihrer Verwendung als Filter- und Drainagematerialien werden diese auch zur Herstellung von Stützkörpern (z.B. Bewehrte Erde) verwendet. Neben der mechanischen Zerstörung der Zugelemente dieser Konstruktionsformen können sich hier vor allem Umwelteinflüsse negativ auf das Tragverhalten und damit die Standsicherheit der Konstruktion auswirken. Beispiele hierfür sind ein chemischer Angriff aus den anfallenden Hang- oder Grundwässern sowie die Alterung des Materials durch Sonneneinstrahlung bzw. Taumittleinsatz. Auch bei der Verwendung als Drain- oder Trennschicht kann zudem beispielsweise die Versinterung des Filterstoffes zu funktionsuntüchtigen Drainageeinrichtungen (vgl. Kapitel 3.3.1.3) führen.

### 3.3.2 Geotechnische Schadensbilder

Neben den oben angeführten konstruktiven Schadensbildern, welche sich auf die Bausubstanz bzw. den Konstruktionskörper eines Stützbauwerkes beschränken, sind im Zuge der Erfassung des Erhaltungszustandes eines Bauwerkes oftmals auch geotechnische Schadensbilder zu erkennen. Diese können grob in die Bereiche der klassischen geotechnischen Schadensbilder (vgl. Kapitel 3.3.2.1) und jene, durch Wasser verursachten Schadensbilder (vgl. Kapitel 3.3.2.2) unterteilt werden, wobei eine klare Trennung der Ursachen und Auslöser eines (geotechnischen) Schadensbildes meist nicht eindeutig möglich ist. Zusätzlich können Stützbauwerke auch durch naheliegende bzw. sich im Einflussbereich befindliche Massenbewegungen beeinflusst werden.

#### 3.3.2.1 Klassische geotechnische Schadensbilder und Schadensursachen

Im Allgemeinen werden geotechnische Schadensbilder an Stützbauwerken durch eine rotatorische oder translatorische Bewegung des Bauwerkes ersichtlich. Beide werden im Allgemeinen durch eine Zunahme der Einwirkungen bzw. eine Abnahme der Widerstände hervorgerufen. Generell werden derartige Versagensbilder nie eindeutig getrennt voneinander auftreten, sondern immer in Kombination (als Verformung) in Erscheinung treten.



Beim Entwurf und der Bemessung von Stützbauwerken sind prinzipiell die Grenzzustände der Konstruktion (vgl. ÖNORM EN 1997-1, 2014) zu betrachten. Hierunter werden „Zustände, bei deren Überschreitung das Tragwerk die Entwurfsanforderungen nicht mehr erfüllt“ (ÖNORM EN 1990, 2013) verstanden. Abb. 29 zeigt einige Beispiele für derartige Grenzzustände und lässt die mögliche Bandbreite der zu untersuchenden Schadensmechanismen erkennen.

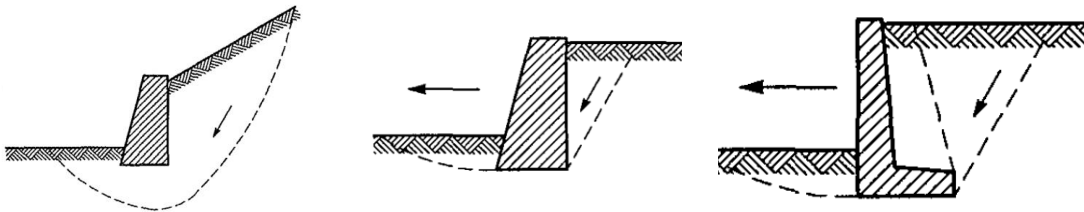


Abb. 29: Beispiele für Versagensmechanismen und Grenzzustände bei Stützbauwerken; Links: Gesamtstandsicherheit einer Gewichtskonstruktion; Mitte: Horizontalverschiebung einer Gewichtskonstruktion; Rechts: Grundbruch unter einer Winkelstützmauer (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Zum einen verhalten sich die meisten Typen von Stützbauwerken auf Grund ihres Lasteinleitungsmechanismus in den Untergrund wie Flachgründungen. Daher können bei Stützbauwerken Schadensbilder ähnlich einer Gründung (vgl. Abb. 29 Mitte und Rechts) bzw. eines Bauwerkes (Schrepfer/Gscheidle, 2007) auftreten und sind dementsprechend nachzuweisen. Zum anderen kommt es oftmals zu einem durch die Errichtung eines Stützbauwerkes verursachten Versagensmechanismus. Beispielhaft hierfür ist der Verlust der Gesamtstabilität eines Hanges, dessen natürliches Gleichgewicht durch die Herstellung eines Stützbauwerkes verändert wurde. Im Gegensatz zu konstruktiven Schadensbildern (ortsgebunden am Bauwerk), können geotechnische Schadensbilder an unterschiedlichen Orten bzw. Bereichen eines Stützbauwerkes auftreten. Generell kann hier die Unterscheidung zwischen am Bauwerk ersichtlichen Schäden und im Gelände erkennbaren Schäden vorgenommen werden.



Abb. 30: Links: Verkippung eines Blockes einer Winkelstützmauer; Rechts: Risse und Absackungen im Hinterfüllungskörper (Schwing, 1991)



Beide in Abb. 30 abgebildeten Schadensbilder zeigen eine Veränderung der Lage bzw. eine Bewegung des Stützbauwerkes. Die unterschiedlichen Ausprägungen dieser beiden Schäden sind dabei auf mehrere Faktoren zurückzuführen. Während bei Abb. 30 Rechts eine sehr große Ausbauchung eines duktilen Bauwerkstyps vorliegt, zeigt der Schaden in Abb. 30 Links eine Starrkörperbewegung (Rotation) eines einzelnen Blockes des Bauwerkes. Weiters führt die Möglichkeit einer großen Ausbauchung (mehrere Dezimeter) der Gewichtsmauer (Abb. 30 Rechts) zu einem Nachsacken und Aufreißen des Hinterfüllungskörpers, woraus sich die Unebenheiten der Oberfläche und die Rissbildung des Asphaltes ergeben.

Natürlich können geotechnische Schadensbilder sowohl am Bauwerk selbst als auch am umliegenden Gelände erkannt werden. Ein weiterer Indikator für die Entwicklung eines Schadens bzw. die Ausbildung eines Versagensmechanismus kann die Veränderung an umliegenden Objekten bzw. Infrastruktureinrichtungen sein. So können beispielsweise Aufwölbungen oder Verformungen einer angrenzenden Straße bzw. Schäden an umliegenden Leitungen bzw. Entwässerungseinrichtungen auf eine Veränderung der Umgebungsbedingungen hindeuten.



Abb. 31: Links: Abrisskante im Asphalt zufolge eines Böschungsbruches hinter einem Stützbauwerk (*Dialer, 2016*); Rechts: Versatz von Bahngleisen und der Entwässerungseinrichtung zufolge einer Massenbewegung (*Leopold, 2012*)

Abb. 31 zeigt auszugsweise zwei Schadensbilder, welche im Umfeld eines Stützbauwerkes bzw. an Infrastruktureinrichtungen im Nahebereich gefunden werden können. Indikatoren im Umfeld eines Stützbauwerkes können zudem schadhafte (Rohr-)Leitungen, schiefstehende Masten oder etwa Risse und Setzungsschäden an benachbarten Bauwerken sein. Beide dieser Schadensbilder können jedoch sowohl durch die Verformungen und Veränderungen eines Stützbauwerkes als auch durch das Vorliegen einer Massenbewegung (vgl. Kapitel 3.3.2.3 oder *Leopold, 2012*; *Witt, 2010*; *Sauer Moser, 2015*) ausgelöst werden.

### 3.3.2.2 Wasser im Boden

Wie bereits angeführt (vgl. Kapitel 3.3.1.3) sind eine Vielzahl vorgefundener Schäden und Schadensbildern an Stützbauwerken auf einen mangelhaften oder nicht richtigen Umgang mit Wasser im Boden zurückzuführen. Neben den Einflüssen auf die Struktur des Bauwerkes (vgl. Kapitel 3.3.1) kann Wasser auch

einen negativen Einfluss auf das Verhalten des Bodenkörpers haben. Eine der Hauptbelastungsgrößen auf Stützbauwerke wird neben dem Erddruck durch den Wasserdruck gebildet, welcher vorallem auf die Rückseite (vertikal) des Bauwerkes einwirken kann. Hierbei können Wasser- und Strömungsdrücke (vgl. Kapitel 4.3) entstehen, welche zu einer Zusatzbeanspruchung des Bauwerkes führen.

Neben der horizontalen Einwirkung des Wassers auf ein Stützbauwerk kann dieses ein Bauwerk ebenfalls in vertikaler Richtung beanspruchen. Dies können Versagensmechanismen wie der Auftrieb des Baukörpers bzw. ein hydraulischer Grundbruch um den Baukörper (vgl. Abb. 32) sein. Bei Stützbauwerken (ausgenommen bestimmte Bauphasen) treten diese beiden Versagensmechanismen und die damit einhergehenden Schadensbilder eher selten auf.



Abb. 32: Hydraulischer Grundbruch bei einer Baugrubenumschließung (Marte, 2018)

Ein weiterer Effekt, welcher bei Stützbauwerken im Zusammenhang mit Wasser auftreten kann ist die sogenannte Konsolidierung. Bei diesem Effekt (Terzaghi, 1954) wird das Porenwasser aus dem Boden unter gleichbleibender Belastung herausgedrückt. Dieser Mechanismus nimmt einige Zeit in Anspruch und ist von der Durchlässigkeit des Bodens abhängig. Während nicht-bindige Böden die Porenwasserdrücke, welche zufolge einer zusätzlichen Auflast entstehen in der Regel rasch abbauen, kann dies bei bindigen, wassergesättigten Böden zufolge der geringen Durchlässigkeit einige Zeit in Anspruch nehmen. Aus dieser zeitlichen Verzögerung und bis ein Ausgleich des stationären Gleichgewichtes stattgefunden hat, ergeben sich Porenwasserüberdrücke. Nach dem Abbau der Porenwasserüberdrücke und der damit einhergehenden Lastumlagerung innerhalb des Korngerüstes kommt es zu Setzungserscheinungen am Bauwerk. Diese treten, im Unterschied zu den Anfangssetzungen zufolge einer Lastaufbringung, zeitverzögert auf und können so bei bestehenden Stützbauwerken zu Setzung- oder Verkippserscheinungen führen.

Zusätzlich zu den vertikalen und horizontalen Einwirkungen zufolge Wasser im Boden kann sich dieses auch negativ auf die Stabilität des Korngerüstes (BAW Merkblatt MMB, 2013) auswirken. Beispiele sind der Verlust der Filterstabilität (Kuntsche, 2016) eines Drainagekörpers oder das Auftreten einer „rückschreitenden Erosion bei Bodenzonen mit erhöhter Durchlässigkeit“ (Adam, 2010).

### 3.3.2.3 Massenbewegungen und Hangrutschungen

Stützbauwerke, werden oftmals in Hängen- bzw. Anschüttungen hergestellt. Befinden sich diese nicht in einem Gleichgewichtszustand, oder wird dieser durch Baumaßnahmen oder andere Einflüsse gestört, so kommt es zu Erscheinungen, welche als Massenbewegung bezeichnet werden. Ein Großteil dieser Mechanismen findet unter dem Einfluss der Schwerkraft (Zepp, 2014) statt. Jedoch kann dieser Effekt auch durch Wasser, Eis und Luft ausgelöst, verstärkt bzw. beeinflusst werden. Großflächige Massenbewegungen haben in Abhängigkeit ihrer Tiefe und der Ausdehnung meist keinen direkten Einfluss auf Stützbauwerke, da diese in der bewegten Masse „mitschwimmen“ und daher nicht direkt beansprucht bzw. beeinflusst werden. Massenbewegungen, welche durch ein Stützbauwerk gesichert werden sollen, oder welche durch die Errichtung einer Stützkonstruktion ausgelöst wurden, werden durch die bewegte Masse direkt beansprucht. Im Extremfall kann es zu einem „Überschieben“ der Konstruktion kommen. Oftmals werden Stützbauwerke in Massenbewegungen durch den sogenannten Kriechdruck (vgl. Kapitel 4.2) beansprucht und belastet.

### 3.3.3 Zusammenhang zwischen konstruktiven und geotechnischen Schadensbildern

Aus den Ausführungen der Kapitel 3.3.1 und 3.3.2 lässt sich erkennen, dass Schadensbilder an Stützbauwerken nur in sehr seltenen Fällen rein konstruktiver bzw. rein geotechnischer Natur sind. Dies ist auf die gegenseitige Beeinflussung von Untergrund und Konstruktion zurückzuführen. Ein Beispiel hierfür ist eine schadhafte Entwässerung. Diese kann wasserbedingte Schäden an Betonstrukturen (z.B. Korrosion, Auslaugung) verursachen, wird in weiterer Folge jedoch auch zu einer unkontrollierten Ableitung der Grund- und Hangwässer führen. Dies kann wiederum (neben einer Wasserlast) auch die Durchfeuchtung des Bodenkörpers und damit einhergehende Versagensmechanismen auslösen. Weiters besteht eine gegenseitige Abhängigkeit oder Ursächlichkeit zwischen beiden Arten von Schadensbildern, wie beispielsweise Abb. 30 zeigt. So kann einerseits die Erhöhung des wirkenden Erddruckes zu den Verformungen führen, andererseits kann jedoch auch die Abnahme der (inneren) Tragfähigkeit der Konstruktion ursächlich für derartige Schadensbilder werden.

Der oben angeführte Umstand des Zusammenwirkens von geotechnischen und konstruktiven Schadensbildern bzw. auch die gegenseitige Beeinflussung von vorliegenden Versagensmechanismen ist vorallem für eine zutreffende und umfassende Zustandserfassung von Stützbauwerken (vgl. Kapitel 3.2) ausschlaggebend.

### 3.4 Korrosionsschäden an Stützbauwerken

Neben den in Kapitel 3.3 angeführten Schadensbildern können bei Stützbauwerken aus Stahlbeton (oder bewehrtem Beton) Korrosionsschäden an der Bewehrung auftreten. Derartige Schadensbilder können einer großen Bandbreite unterliegen. Von oberflächlichen, rein optischen Mängeln (vgl. Abb. 25 Links) über Schäden, welche die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes beeinflussen bis hin zu Korrosionserscheinungen, welche erheblichen Einfluss auf die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes haben können.

Korrosion kann auf unterschiedliche Weisen definiert werden:

- Korrosion ist eine „*physikochemische Wechselwirkung zwischen einem Metall und seiner Umgebung, die zu einer Veränderung der Eigenschaften des Metalls führt und die zu erheblichen Beeinträchtigungen der Funktion des Metalles, der Umgebung oder des technischen Systems, von dem diese einen Teil bilden, führen kann*“ (EN ISO 8044, 2015)
- „*Metall-Korrosion (vom lateinischen Wort *corrodere* = zernagen) ist die Reaktion eines metallischen Werkstoffes mit seiner Umgebung, die eine meßbare Veränderung des Metalls bewirkt und zu einer Beeinträchtigung der Funktion eines metallischen Bauteils oder eines ganzen Systems führen kann. In den meisten Fällen ist diese Reaktion elektrochemischer Natur, in einigen Fällen kann sie jedoch auch chemischer oder metallphysikalischer Art sein.*“ (Nürnberger, 1995)
- „*Korrosion ist die chemisch-physikalische Reaktion eines metallischen Stoffes mit seiner Umgebung, die zu einer Eigenschaftsänderung führt, welche die Funktion eines metallischen Bauteiles oder des zugehörigen Systems beeinträchtigt.*“ (Weißbach/Dahms/Jaroschek, 2015)

Neben den oben angeführten Beschreibungen und Definition der Korrosion muss diese nicht immer einen negativen bzw. schädigenden Einfluss auf Metalle haben. Beispiele hierfür sind die Bildung einer Rostschicht bei COR-TEN Stählen aus optischen Gründen bzw. das Abtragen dünner Schichten von Metall durch das Fertigungsverfahren des elektrochemischen Abtragens (*ECM* vgl. Kapitel 6.2).

Bei Stützbauwerken treten Korrosionsschäden bei Konstruktionen aus Beton (z.B. Gewichtskonstruktionen, Raumgitterwände, Winkelstützmauern) auf. Findet eine Korrosionsschädigung nicht nur oberflächlich (vgl. Kapitel 3.3.1.1) statt, sondern greift diese tragende Bauelemente (z.B. Hauptbewehrung) an, so kommt es dadurch zu einer Verminderung der Tragfähigkeit der Konstruktion und in weiterer Folge zu einem Verlust der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit.

Nachfolgend wird der hinter einem Korrosionsschaden liegende (elektrochemische) Prozess näher erläutert, bevor auf die Schadensursachen und Schadensbilder bei Stützbauwerken genauer eingegangen wird. Abschließend wird ein kurzer Überblick zu aktuellen Methoden der Erfassung von Korrosionsschäden (speziell bei Stützbauwerken) gegeben.

### 3.4.1 Korrosionsprozess

Die Entstehung eines Korrosionsschadens ist mit dem Ablauf eines (meist) elektrochemischen Prozesses verbunden. Bei dieser Reaktion eines metallischen Baustoffes mit seiner Umgebung findet eine Phasengrenzreaktion (Hauffe, 1955) statt. Chemische Korrosion (z.B. bei heißen, trockenen Gasen) und physikalische Korrosion (z.B. Wasserstoffversprödung) finden im Bauwesen eher selten statt. Ein Großteil der Mechanismen hinter korrosionsbedingten Schäden wird durch die elektrochemische Korrosion gebildet. Durch die Einwirkung eines Elektrolyten (als Feuchtigkeit an der Phasengrenze zwischen Metall und Lösung) findet ein Stofftransport (Ionenfluss) und ein Ladungsaustausch (Elektronen) statt. Der Elektrolyt wird dabei durch ein ionenleitendes Angriffsmittel gebildet, welches ein Oxidationsmittel (z.B. Sauerstoff) enthalten muss. Stofftransport und Ladungsaustausch werden durch eine Phasengrenzreaktion in Form einer anodischen und einer kathodischen Reaktion beschrieben.

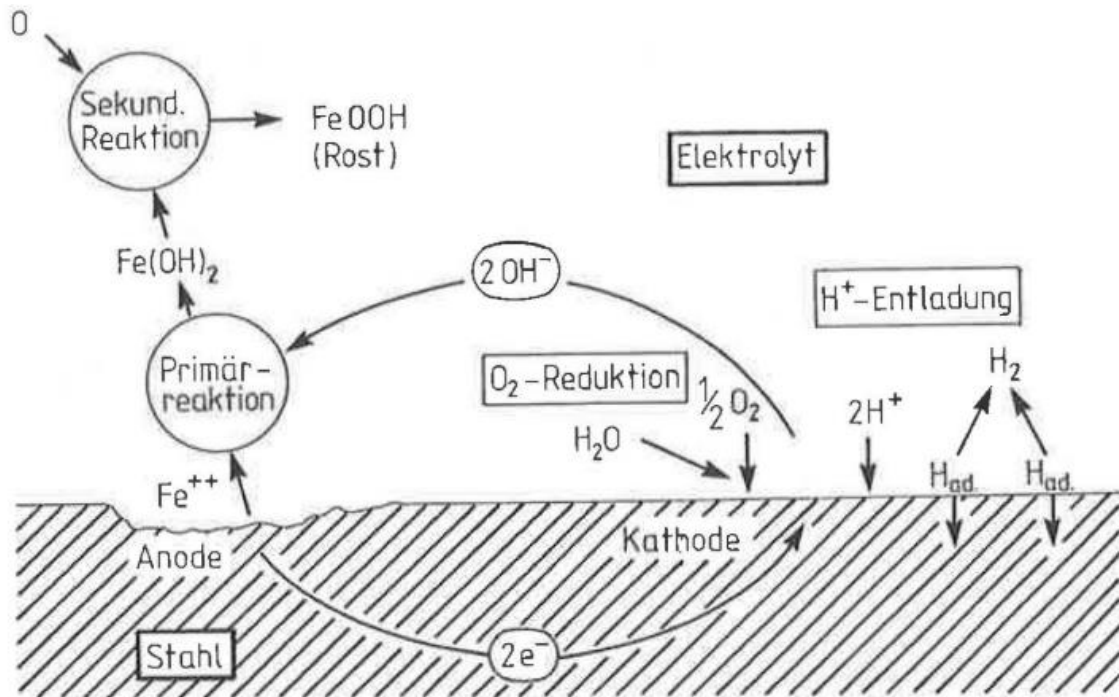


Abb. 33: Schematische Darstellung des Korrosionsprozesses (Nürnberg, 1995)

Abb. 33 zeigt schematisch ein Korrosionselement und den Ablauf der Phasengrenzreaktion, bei welcher „an der Phasengrenze Metall/Lösung ein Stofftransport in Form von Ionen und ein Ladungsaustausch durch Elektronen stattfindet“ (Nürnberg, 1995, S. 19). Im Bereich der Anode findet dabei der materialzerstörende Vorgang (Oxidation) des Korrosionsprozesses statt. Um einen kontinuierlichen Ablauf dieser Reaktion sicherzustellen und um die Elektroneutralität (möglichst kleine Ladungsverteilung durch Verteilung der elektrischen Ladung) aufrecht zu erhalten, findet gleichzeitig die kathodische Reaktion (Ladungstransport) statt.

Zum Ablauf eines Korrosionsprozesses müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein (vgl. *Nürnberg*, 1995, S. 20):

- Potentialunterschiede zwischen Bereichen der Metalloberflächen,
- Elektrische (Kontakt Metalle) und elektrolytische (Elektrolyt) Verbindung zwischen der Anode und der Kathode,
- Metallauflösung (anodische Reaktion) läuft ungehindert ab,
- Verbrauch der entstehenden Elektronen.

Sind Anode und Kathode zeitlich und örtlich gleichmäßig (homogene Mischelektrode) über die Metalloberfläche verteilt, so findet ein gleichmäßiger Korrosionsabtrag (Flächenkorrosion) statt. Ist dies nicht der Fall, spricht man von einer heterogenen Mischelektrode und es liegt eine Loch- oder Spaltkorrosionsschädigung vor. Zum Transport (und zur Aufnahme) der im Zuge der anodischen Reaktion entstandenen Elektronen ist ein Oxidationsmittel erforderlich. Dieses wird im Bauwesen üblicherweise durch den im Elektrolyt enthaltenen Sauerstoff bereitgestellt. Ein Elektrolyt ist im Allgemeinen eine wässrige Lösung, welche gelöste Ionen (elektrisch geladene Teilchen) beinhaltet. Diese Ionen können beispielsweise durch die Auflösung von Salzen entstehen, und stimulieren den Korrosionsprozess.

Liegt eine Passivität des Metalles vor, so führt dies zu einer Hemmung bzw. einer Behinderung der kathodischen Teilreaktion (Unterbindung Ionenfluss). Dies kann durch die Ausbildung von Passiv- bzw. Deckschichten erreicht werden. Ein Beispiel hierfür ist die Korrosionsschutzwirkung des Betons. Durch den Diffusionswiderstand und das dichte Korngefüge wird zum einen (als physikalischer Schutz) das Eindringen von Feuchtigkeit und anderen korrosionsfördernden Medien an die Oberfläche der Bewehrung verhindert. Zusätzlich bietet der Beton auf Grund seiner alkalischen Bestandteile und deren basischen Eigenschaften (pH-Wert  $\sim 13$ ) eine Passivierung der Bewehrungselemente. Hierdurch wird der Ablauf der anodischen Teilreaktion (Materialabtrag) unterbunden. Diese Schutzwirkung geht durch das Vorliegen von Unstetigkeiten (z.B. Kiesnester und Abplatzungen), das Vorhandensein von Rissen (DBV-Merkblatt) bzw. die Depassivierung des Betons zufolge einer Carbonatisierung (*Stark/Wicht*, 2013) verloren.

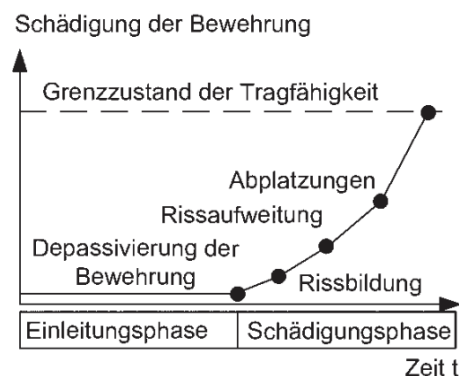


Abb. 34: Schädigungsablauf bei Bewehrungskorrosion (*Bergmeister u. a.*, 2011)



Der zeitliche Verlauf des Schädigungsmechanismus bei Bewehrungskorrosion ist in Abb. 34 zu erkennen. In der Einleitungsphase findet die Depassivierung des Bewehrungsstahles statt. Danach schreitet in der anschließenden Schädigungsphase die Korrosion voran. Das Voranschreiten der Korrosion ist dabei davon abhängig, ob lediglich eine Carbonatisierung des Betons vorliegt, oder ob zudem Risse und Abplatzungen vorliegen, welche das Eindringen korrosiver Medien begünstigen.

### 3.4.2 Schadensursachen - Korrosion bei Stützbauwerken

Wie bereits oben angeführt, bieten ordnungsgemäß- und mangelfrei hergestellte Betonbauwerke einen ausreichenden Schutz der Bewehrung vor Korrosion. Jedoch können unterschiedliche Einwirkungen, Effekte und auch herstellungs- und planungsbedingte Fehler dazu führen, dass dies nicht der Fall ist. Dies führt anfangs zu einem Verlust der Dauerhaftigkeit des Bauwerkes, welcher bei einem Fortschreiten der Schädigung auch zu einer Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit führen kann. Nachfolgend soll detailliert auf die Schadensursachen für Korrosion bei Betonbauwerken und im Speziellen bei Stützbauwerken eingegangen werden.

Neben Kiesnestern und Betonabplatzungen können Risse bei Betonbauwerken für einen Verlust der Passivierungseigenschaften verantwortlich sein. Bei Einhaltung der Anforderungen an die Rissbreite und die Risstiefe führen diese jedoch nicht zu einer Schädigung der Bewehrung. Anders ist dies jedoch beim Vorliegen einer großflächigeren und ausgedehnteren Schadensstelle in der Betonstruktur.



Abb. 35: Links: Kiesnest mit freiliegender Bewehrung; Mitte: Betonabplatzung an der Vorderseite eines Stützbauwerkes

Wie die beiden Bilder in Abb. 35 zeigen, kommt es unverzüglich nach der Depassivierung des Stahls zu einem Einsetzen des Korrosionsprozesses und den damit verbundenen Beeinflussungen des Bauwerkes.

Kiesnester (Abb. 35 Links) sind „offene, stark poröse Bereiche [...] aufgrund einer lokalen Entmischung des Frischbetons“ (cemsuisse, 2012), welche durch freiliegende Gesteinskörnung und lediglich geringe Anteile an Feinteilen und Zement gekennzeichnet sind. Durch das Fehlen der Zementsteinmatrix ist die

Bewehrung bei derartigen Schadensbildern nicht geschützt und der Korrosionsprozess startet. Vorallem im Bereich von Engstellen, Zonen mit dichter Bewehrungslage (fehlende Rüttelgasse) oder den Anschlussbereichen an bereits hergestellte Bereiche (Arbeitsfugen) lassen sich Kiesnester finden. Da derartige Schadensbilder jedoch nicht innerhalb der Lebensdauer eines Bauwerkes auftreten, sondern durch eine unsachgemäße und mangelhafte Herstellung verursacht werden, können diese im Zuge der Errichtung eines Stützbauwerkes beseitigt werden.

Im Gegensatz zu Kiesnestern können Betonabplatzungen (Abb. 35 Rechts) während der gesamten Lebensdauer eines Bauwerkes auftreten. Diese können unterschiedlichen Ursachen zu Grunde liegen. Für Stützbauwerke eher sekundär und nur der Vollständigkeit halber seien einleitend Betonabplatzungen zufolge mechanischem Zwang (z.B. Anprall) bzw. Brandeinwirkung angeführt. Geringere Temperaturbeanspruchungen (neben Brand), wie dies beispielsweise zufolge der Sonneneinstrahlung oder einer Frosteinwirkung der Fall ist, führen jedoch vorallem bei Stützbauwerken zum vermehrten Auftreten von Abplatzungen.

Vorallem Schäden zufolge Frosteinwirkung sind bei Stützbauwerken im Bereich der Straßeninfrastruktur häufig anzutreffen. Zuzufolge ihrer (meist) exponierten Lage, welche eine direkte Beaufschlagung mit chloridhaltigen Medien (z.B. Schnee aus dem Winterdienst) mit sich bringt, kann eine Durchfeuchtung des Bauwerkes bewirken und somit zu in die Poren eindringenden Feuchtigkeit. Bei Betonbauwerken wird dieser Effekt über die Lebensdauer verstärkt, da sich die Betonoberfläche über die Nutzungsdauer hin von dicht zu einem „*offenporigen und saugfähigen Untergrund*“ (Bergmeister/Fingerloos/Wörner, 2014, S. 397) verändert. Bei Vorliegen eines reinen Frostangriffes muss zuerst ein kritischer Sättigungsgrad  $S_{cr}$  (Fagerlund, 2004) überschritten werden, welcher von der Porengrößenverteilung der Zementsteinmatrix abhängt. Durch die 9 %ige Volumenzunahme zufolge des Phasenüberganges von Wasser zu Eis des eingedrungenen Wassers in den Poren, kommt es zu einer Sprengwirkung, welche zu einer Gefügestörung des Betons führt. Weiters kommt hinzu, dass sich die Ausdehnungskoeffizienten der beteiligten Materialien (Eis, Gesteinskörnung und Zementstein) unterscheiden und hieraus eine thermische Unverträglichkeit entsteht. Bei einem Frost-Tausalzangriff (unter Anwesenheit von Chloriden) wird dieser Effekte durch die Eigenschaften eines fortschreitenden Wachstums der Salzkristalle zusätzlich verstärkt. Hieraus können Drücke in den Porenräumen von bis zu 250 N/mm<sup>2</sup> entstehen, welche zu einer Gefügeschädigung der Betonstruktur führen.

Neben der Absprengung von oberflächlichen Teilen des Betonkörpers zufolge Frost- und Frost-Tausalz Einwirkungen können ähnliche Erscheinungsbilder auch bei einer Korrosionsschädigung der Bewehrung vorliegen. Durch Korrosion kommt es bei metallischen Bauteilen einerseits zu einer Querschnittsreduktion andererseits auch zu einer Expansion der Reaktionsprodukte.





Abb. 36: Links: Schematische Darstellung des Querschnittsverlustes und der Expansion der Korrosionsprodukte (Angst u. a., 2012); Rechts: Betonabplatzung zufolge eines Korrosionsschadens an der Bewehrung

Wie Abb. 36 Links zeigt, kommt es zufolge der Korrosion zu einer Querschnittsreduktion (hellgrauer Bereich) des Bewehrungsstabes. Die Größenordnung dieses Abtrages (siehe Tab. 1) hängt von Faktoren wie der Öffnung des Risses und der Betongüte ab. Der dunkelgraue Bereich in Abb. 36 Links stellt die Expansion der Reaktionsprodukte bei Korrosion dar. Diese kann eine Größenordnung von 1,50 bis 6,50 (vgl. Tuutti, 1982; Fischer, 2012) des ursprünglichen Volumens des korrodierten Materials aufweisen.

Tab. 1: Relativer Stahlabtrag (in %) in Betonrissen (mod. nach Nürnberger, 1995) für unterschiedliche Versuchsaufbauten und Versuchsreihen

Betondeckung [mm]	w/Z-Wert	relativer Stahlabtrag in % bei Rissbreite in mm			
		0,10	0,20	0,30	0,40
15	0,60	51,00	52,00	66,00	100,00
35	0,50	0,50	1,00	1,50	0,90
35	0,60	1,50	5,70	11,00	27,00

Dieser Prozess führt dazu, dass neben der Querschnittsschädigung des Bewehrungsstabes ebenfalls eine Beeinflussung des Betons im Bereich einer Korrosionsstelle stattfindet. Der zufolge der Expansion entstehende Druck kann zu Absprengungen und Abplatzungen (vgl. Abb. 36 Rechts) des Betons im Bereich der Korrosionsstelle führen. Derartige Schadensbilder sind nur sehr schwierig von klassischen Abplatzungen zufolge Frost oder Frost-Tausalz zu unterscheiden. Beiden gemein ist jedoch, dass durch die zusätzlich freiliegenden Stellen, sowie die exponiertere Lage der Bewehrung ein rapideres Fortschreiten der Korrosion stattfinden wird. Eine klare Abgrenzung zwischen Betonabplatzungen zufolge Frostschäden und jenen zufolge einer Bewehrungskorrosion ist im Regelfall nur bedingt möglich. Beide Schadensbilder weisen scharfe Anrisskanten und eine kegelförmige Form auf. Zusätzlich sind Korrosionserscheinungen wie z.B. Materialabtrag oder Rostfahnen zu erkennen. Meist wird es zu einer kombinierten Versagensform kommen, da beiden Schadensbildern eine mangelnde Dichtheit der Oberfläche, welche das Eindringen von Feuchtigkeit ermöglicht, ursächlich ist.

Neben den beschriebenen Schadensbildern eines Kiesnestes bzw. einer Betonabplatzung weisen Stützbauwerke zudem Fugen und Anschlussbereiche auf. Diese können in Bauteilfugen und Arbeitsfugen unterteilt werden. Bauteilfugen (Abb. 37 Links) werden unter anderem ausgeführt, um eine Bewegung des Bauwerkes (Zwang) zu ermöglichen. Daher treten Schäden an diesen meist in Form von Abplatzungen zufolge Zwang auf bzw. können diese als Indikatoren für Schäden am Bauwerk (vgl. Abb. 30 Links) verwendet werden.



Abb. 37: Links: Bauteilfuge einer Winkelstützmauer; Rechts: Arbeitsfuge einer Winkelstützmauer in welcher eine Sondierbohrung durchgeführt wurde

Arbeitsfugen (Abb. 37 Rechts) hingegen werden nach herstellungsbedingten Anforderungen ausgeführt und bezeichnen „Grenzen zwischen Betonierabschnitten, bei denen der frische Beton nach Ende der Verarbeitungszeit und beginnender Anfangserhärtung des vorher eingebrachten Betons eingebaut wird“ (ÖNORM B 4710-1, 2018). Bei Stützbauwerken sind diese beispielsweise bei einzelnen Betonierabschnitten massiger Bauwerke (Gewichtskonstruktionen) oder beim Übergang zwischen Fundament und aufgehendem Wandschenkel (vgl. Abb. 37 Rechts) zu finden. Letztere sind vor allem bei Winkelstützmauern anzutreffen, da bei diesem Typ von Stützbauwerk aufgrund der Abmessungen und der Bauform eine getrennte Herstellung der beiden Bauwerksteile erforderlich wird.

Zusätzlich kommt hinzu, dass es sich bei diesen Bereichen von Winkelstützmauern um die am höchsten beanspruchten Bauteilbereiche handelt. Die abgewinkelte Ausführung in diesem Bereich führt neben der größten Biegebeanspruchung des Weiteren zu einer Umlenkung des Kraftflusses. In Abb. 38 Links sind schematisch mögliche Positionen für Arbeitsfugen dargestellt. Bei Winkelstützmauern wird im Allgemeinen lediglich eine Arbeitsfuge (vertikaler Wandschenkel zu Fundament) ausgeführt, während bei Spornmauern aufgrund des zusätzlichen Anschlussbereiches des Spornes eine oder mehrere Arbeitsfugen erforderlich sind. Zwar widerspricht dies der normativen Anforderung, dass Arbeitsfugen „nicht an kritischen Stellen angeordnet werden“ (ÖNORM EN 13670, 2010) sollen, jedoch findet sich bei L-förmigen Stützbauwerken nur sehr schwierig eine andere Konstruktionslösung.



Abb. 38: Links: Schematische Lage der Arbeitsfuge bzw. der erforderlichen Hauptbewehrung in diesem Bereich bei Winkelstütz- und Spornmauern; Rechts: Entnommene Kernbohrung aus der Arbeitsfuge (vgl. Abb. 37 Rechts) einer Winkelstützmauer (ASFINAG)

Bei der Herstellung einer Arbeitsfuge sind neben den Anforderungen an die Bewehrungsführung und die eventuelle Dichtheit der Konstruktion (vgl. ÖVBB, 2018b, *Österreichische Bautechnik Vereinigung*, 2016) unter anderem auch besondere Sorgfalt bei der Herstellung von Arbeitsfugen (*Bauberatung Zement*, 2002) erforderlich. So sollte der Beton aufgeraut (z.B. Druckwasserstrahl), von Schmutz befreit werden und eventuelle Betonreste sind von der Bewehrung und den Bauteilen der Arbeitsfuge zu entfernen. Die Nichteinhaltung dieser Anforderungen kann dazu führen, dass es bereits nach der Herstellung zu einem Eindringen von Feuchtigkeit und anderen Schadstoffen kommen kann.

Neben diesen herstellungsbedingten Schäden im Bereich einer Arbeitsfuge kann zudem das vorherrschende, hohe Biegemoment im Anschlussbereich zu einem Klaffen der Fuge führen. Die Biegebeanspruchung des Querschnittes führt dabei neben dem Aufreißen des Querschnittes (Übergang Zustand II) zu einer Dehnung der aktivierten Bewehrungsstäbe. Diese Dehnung ermöglicht es nun, dass die Öffnung der Arbeitsfuge (*GUMA*, 2014), welche eine künstliche Schwachstelle darstellt, zunimmt. Daraus resultiert, dass bei einer ausreichenden Dehnung der Bewehrungsstäbe und in Abhängigkeit von Betongüte und Betondeckung die Bewehrung im Bereich der Arbeitsfuge freiliegen kann. Weiters können zufolge der Lage der Arbeitsfuge in Kombination mit einer oftmals installierten Entwässerung Hangwässer (eventuell auch mit Chlorid beaufschlagt) in diesem Bereich anfallen, welche eine Korrosionsschädigung vorantreiben.

Einige Schadensbilder zu Korrosion in Arbeitsfugen, welche im Zuge von Bauwerksuntersuchungen entnommen wurden, sind in nachfolgendem Kapitel 3.4.3 angeführt.



### 3.4.3 Schadensbilder Korrosion

Wie bereits angeführt, sind die Ursachen für Korrosionsschäden bei Stützbauwerken in den Umgebungsbedingungen und den Einwirkungen auf die Konstruktion zu finden. Nachfolgend werden einige Schadensbilder, welche im Zuge von Bauwerksprüfungen bzw. der Entnahme von Bauteil- und Materialproben (*ASFINAG*) vorgefunden wurden, angeführt.

#### 3.4.3.1 Arbeitsfugen

Im Zuge einiger Untersuchungen wurden verschmutzte und klaffende Fugen vorgefunden, welche auf eine nicht sachgerechte Herstellung der Arbeitsfuge bzw. auf ein Öffnen dieser zufolge der Beanspruchung zurückzuführen sind.



Abb. 39: Links: Ansicht des Querschnittes einer Winkelstützmauer im Bereich der Arbeitsfuge; Rechts: Detailansicht mit Kiesnest und klaffender Fuge (*ASFINAG*)

In Abb. 39 ist zu erkennen, dass bei der hier untersuchten Arbeitsfuge ein Kiesnest (vgl. Kapitel 3.3.1.1) im Anschlussbereich zwischen dem aufgehenden Wandschenkel und dem Fundament vorliegt.



Abb. 40: Kernbohrung durch eine Arbeitsfuge (*ASFINAG*)

Die Kernbohrung durch eine Arbeitsfuge in Abb. 40 zeigt zum einen die Lage der Bewehrung und zum anderen das Klaffen der Fuge in diesem Bereich. Bei der Arbeitsfuge sind Risse mit einer Rissweite von bis zu 1,00 mm zu erkennen.



Abb. 41: Links: Detail zu Abb. 40; Rechts: Ansicht der Stirnseite einer Kernbohrung und für Materialproben entnommenem Bewehrungsseisen (siehe Abb. 47)

Die beiden Detailansichten in Abb. 41 zeigen das Ausmaß der klaffenden Fuge. Im linken Bild ist die Öffnung der Fuge mit 1,00 bzw. 0,95 mm gekennzeichnet. Das rechte Bild zeigt die Entnahmestelle eines Bewehrungsseisens, welches im Bereich der klaffenden Fuge für Materialprüfungen entnommen wurde. Ebenso zeigt Abb. 42 eine Arbeitsfuge in einem entnommenen Betonbohrkern.



Abb. 42: Links: Ansicht einer Kernbohrung geneigt durch eine Arbeitsfuge; Rechts: Ansicht der Arbeitsfuge im Inneren einer Kernbohrung (ASFINAG)



Abb. 43: Links: Ansicht einer Arbeitsfuge durch eine Kernbohrung; Rechts: Verschmutzte Kontaktfläche einer Arbeitsfuge (ASFINAG)

Aus den beiden Bildern in Abb. 43 lässt sich eine Verschmutzung der Kontaktflächen einer Arbeitsfuge erkennen. Dies lässt (vorallem bei Abb. 43 Rechts) auf eine klaffende Fuge und der damit verbundenen Möglichkeit des Materialeintrages in diese schließen.



### 3.4.3.2 Bewehrungskorrosion

Wie bereits in den Kapiteln 3.3.1.1 und 3.4.2 angeführt, findet Korrosion bei Stützbauwerken (neben oberflächlichen Schäden) meist im Bereich von Arbeitsfugen bzw. Bauteilanschlüssen statt.



Abb. 44: Anschlussbereich einer versagten Winkelstützmauer; Luftseite im Bild oben



Abb. 45: Links: Anschlussbewehrung einer versagten Winkelstützmauer (Erdseite im Bild oben); Rechts: Korrodierte Bewehrung im Bereich der Arbeitsfuge

Die drei in Abb. 44 abgebildeten Anschlussbereiche eines Blockes einer versagten Winkelstützmauer zeigen, dass bei beinahe allen Bewehrungseisen entlang der Fuge Korrosionserscheinungen in Form von Rostfahnen und Ausblühungen vorlagen. Abb. 45 Links zeigt einen derartigen Bereich inklusive erheblicher Rostbereiche im Nahebereich der Bewehrungseisen.

In Abb. 45 Rechts ist ein korrodiertes Bewehrungseisen zu erkennen, welches im Zuge einer Bohrkernentnahme angetroffen wurde. Dieses zeigt an seiner Oberfläche und auch den umliegenden Bereichen der Arbeitsfuge (klaffend) erhebliche rostrote Erscheinungen und lässt auf einen Korrosionsangriff im Bereich der Arbeitsfuge schließen.

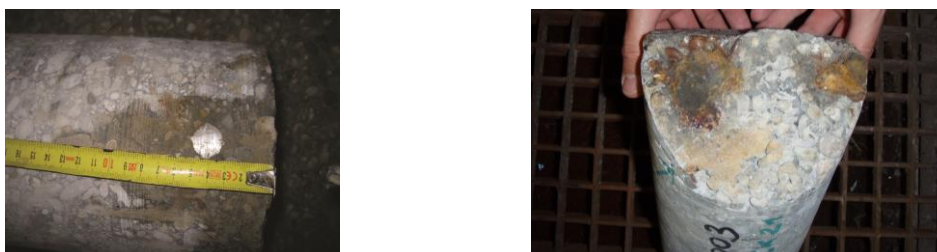


Abb. 46: Links: Intakte Bewehrung; Rechts: Korrodierte Bewehrung

Abb. 46 lässt erkennen, mit welchen Resultaten im Zuge einer Bohrkernentnahme bei Stützbauwerken zu rechnen ist. Zwar wurde in beiden Fällen die Bewehrung angetroffen, jedoch zeigt das Bild Links beinahe keine Korrosionserscheinungen, während im rechten Bild bereits massive Korrosionsschäden an der Bewehrung zu erkennen sind. Beide Bohrkernstämme stammen aus dem gleichen Bauwerk.



Abb. 47: Korrosionsabtrag an einem Bewehrungsstabeisen (entnommen aus Abb. 41 Rechts) im Bereich der Arbeitsfuge

Der zum Zwecke einer Materialprüfung entnommene Bewehrungsstab in Abb. 47 zeigt, wie die Korrosion den Bewehrungsstab angreift. Hierbei ist zu erkennen, dass es sich um einen vollflächigen und gleichmäßigen Korrosionsabtrag (vgl. Kapitel 3.4.1) am Stab handelt und dass dieser sehr begrenzt im Bereich der Arbeitsfuge auftrat.

### 3.4.3.3 Freigelegte Bewehrung

Neben den in den Kapiteln 3.4.3.1 sowie 3.4.3.2 abgebildeten Korrosionsschäden, welche zufolge eines Bauwerksversagens bzw. durch Bauwerksprüfungen und Probennahmen vorgefunden wurden, lassen sich Korrosionsschäden an der Bewehrung auch durch das freilegen bestimmter Querschnittsbereiche (vgl. Kapitel 3.2.3.3) erfassen und visuell beurteilen.



Abb. 48: Links: Freigelegte Bewehrung einer Gewichtskonstruktion; Rechts: Durch Ausgrabung freigelegte Anschlussbewehrung (GUMA, 2014)

Weitere Bilddokumentation zu freigelegten Bewehrungselementen und den sich daraus ergebenden Möglichkeiten sind in Kapitel 3.2.3.3 angeführt.



### 3.4.4 Erfassung von Korrosionsschäden bei Stützbauwerken

Bezogen auf Stützbauwerke gestaltet sich die Untersuchung korrosionsgefährdeter bzw. korrosionsgeschädigter Bauwerksbereiche als schwierig. Klassische Methoden zur Bestimmung des Stromflusses (vgl. Kapitel 3.2.3) sind auf Grund der großen Bauteilabmessungen und der Abschattungswirkung (*Streicher/Wiggenhauser, 2006*) aus den unterschiedlichen Bewehrungslagen nur bedingt anwendbar.



Abb. 49: Links: Anwendung der Potentialfeldmessung an einer Stahlbetonstütze (*Sodeikat, 2010*); Rechts: Anwendung der ferromagnetischen Bewehrungsdetektion bei einer Winkelstützmauer

Verfahren wie Radar, Ultraschall bzw. ferromagnetische Verfahren (Abb. 49 Rechts) bieten hier kaum Möglichkeiten um kleinflächige Korrosionsschäden (z.B. Arbeitsfuge siehe 3.4.3.1) zu erfassen und zu quantifizieren. Klassische Methoden zur Feststellung eines Korrosionsprozesses wie die Potentialfeldmessung (vgl. Kapitel 3.2.3.2) sind aufgrund der Anordnung der Bewehrung und der vorhandenen Störeinflüsse aus der vorderseitigen Bewehrung nicht anwendbar. Aus den oben angeführten Randbedingungen und Einschränkungen lässt sich erkennen, dass bei Stützbauwerken zur Erfassung von Korrosionsschäden zerstörende Methoden (vgl. Kapitel 3.2.3.3) wie Kernbohrungen, HDW-Strahlen oder die Herstellung von Einstiegs- und Sondieröffnungen erforderlich sind. Diese weisen jedoch, neben dem erforderlichen Aufwand und einer nachhaltigen Schädigung des Bauwerkes den Nachteil auf, dass lediglich ein (oftmals) kleiner Bereich der Konstruktion untersucht werden kann.

Diese Schwächen bei der Anwendung zerstörender Methoden bei Stützbauwerken lassen sich in Abb. 50 erkennen. Die links abgebildeten, schadhaften Bewehrungseisen sind das Ergebnis eines direkten Aufschlusses (*GUMA, 2014*) zufolge der Herstellung eines Schachtes (vgl. Abb. 48 Rechts) an der Hinterseite. Im Zuge dieser Untersuchungen wurde ein größerer Bereich eines Bauwerkes an der Hinterseite geöffnet, woraus eine direkte und visuelle Inspektion und Erfassung des Zustandes der Bewehrung möglich war. Die schematische Skizze



rechts zeigt, wie sich die Anwendung zerstörender Methoden auf die Aussagekraft der Untersuchungsergebnisse auswirkt. Zwar können sowohl durch Kernbohrungen als auch die Herstellung von Sichtfenstern (vgl. Abb. 22 Links) Proben entnommen werden und eine visuelle Inspektion des Bauwerkes ist möglich, jedoch kann dies nur in einem sehr eingeschränkten Bereich durchgeführt werden. Daraus resultiert, dass in Abhängigkeit der Lage und der Anzahl der durchgeführten Untersuchungen zwar ein Trend (in Bezug auf eine Korrosionsschädigung) möglich ist, eine abgesicherte Aussage kann jedoch nur bedingt getroffen werden. Weiters kann die Aussagekraft der Untersuchungen – auf Grund der bereits angeführten Einschränkungen – weder mit anderen zerstörenden Methoden noch mit zerstörungsfreien Methoden verbessert werden.

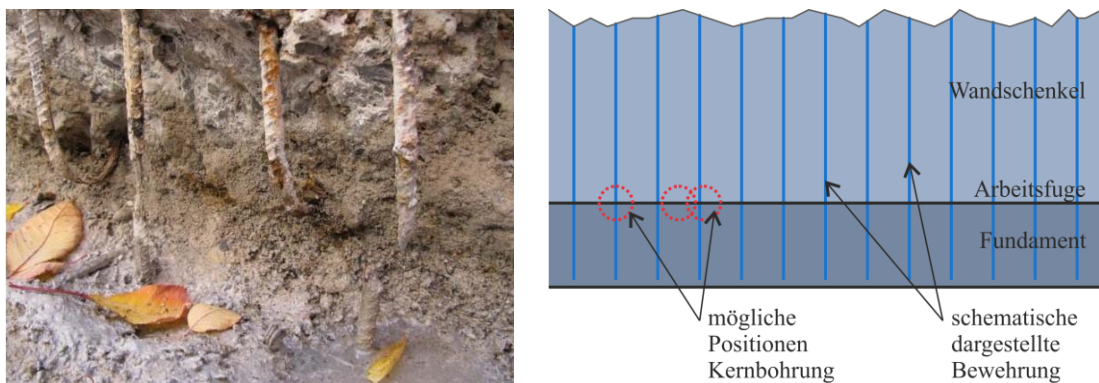


Abb. 50: Links: Korrosionsschäden an der hinterseitigen Bewehrung einer Winkelstützmauer (GUMA, 2014); Rechts: Untersuchungsbereiche bei der Anwendung zerstörender Methoden bei Stützbauwerken

Aus den obigen Ausführungen lässt sich erkennen, dass die Erfassung von Korrosionsschäden und auch die Interpretation vorhandener Ergebnisse eine meist nicht eindeutig lösbare Aufgabe darstellt.

### 3.5 Methoden zur Schadensbeurteilung bzw. Schadensdefinition

Wie die vorhergehenden Kapitel zu den unterschiedlichen Arten und Formen der Korrosion aber auch zur Prüfung und zur Erfassung korrosionsgeschädigter Stützbauwerke zeigen, ist eine eindeutige Beurteilung und eine Darstellung des Schädigungsgrades äußerst schwierig. Die klassischen Methoden der Bewertung (vgl. RVS 13.03.61, 2014 bzw. RI-ERH-ING, 2017) bieten hierfür lediglich ein Schulnotensystem (oder Ähnliches) an, welches jedoch kaum den Schweregrad bzw. den Einfluss der Korrosion berücksichtigen kann. Zusätzlich kommt hinzu, dass bei korrosionsgeschädigten Bauwerken in den meisten Fällen bereits ein Verdachtsmoment vorliegt, auf Grund dessen, vertiefte Untersuchungen, Materialentnahmen bzw. eine Nachrechnung durchgeführt wurden. Jedoch kann hier oftmals nicht eindeutig auf den Zustand der Schädigung bzw. auch auf ein mögliches Fortschreiten dieser eingegangen werden.

Im Bereich der numerischen Nachbildung von Schäden (vgl. *Krätzig/Petryna*, 2001) wird dies durch die Angabe und die Definition von Schadensindikatoren bewerkstelligt. Diese beruhen auf der Beziehung (siehe (1)) zwischen dem geschädigten und dem ungeschädigten Zustand eines Bauteiles bzw. Bauwerkes. Diese Methode kann zum einen für eine Vielzahl von Schädigungsparametern (z.B. Änderung der Steifigkeitsmatrix, Eigenfrequenzen) herangezogen werden und gibt zum anderen die „*Folgen von Schädigungen auf das Tragverhalten von Stahlbetonkonstruktionen*“ (*Krätzig/Meskouris/Noh*, 2003) wieder.

$$D_i = 1 - \frac{X_{\text{geschädigt}}}{X_{\text{ungeschädigt}}} \quad (1)$$

Hierbei sind:

$D_i$	Schadensindikator [-]
$X_{\text{geschädigt}}$	Geschädigter Zustand / Eigenschaft / Parameter eines Baustoffes, Bauteiles bzw. Bauwerkes
$X_{\text{ungeschädigt}}$	Ungeschädigter Zustand / Eigenschaft / Parameter eines Baustoffes, Bauteiles bzw. Bauwerkes

Die Nutzung dieses Schadensindikators ermöglicht eine quantitative Darstellung des Schädigungsverlaufes und auch eine Angabe zu den möglichen Folgen (z.B.: Verlust der Tragfähigkeit) eines Bauteiles bzw. Bauwerkes. Als Beispiel für die Bandbreite der Bewertungsskala werden nach *Krätzig, Montag und Petryna* (2003) folgende Bereiche angegeben:

$D = 0$	Neuwertzustand
$0 < D \leq \approx 0,20$	keine Schädigung erkennbar
$\approx 0,20 < D < 0,60$	Erkennbare Schädigung mit steigendem Reparaturbedarf
$D \geq \approx 0,60$	de-facto vollständiger Wertverlust
$D = 1,00$	theoretisches Versagen

Derartige Ansätze werden häufig zur Erfassung eines Versicherungsrisikos zufolge eines Bauwerksversagens bzw. auch zur Abschätzung der Nutzungsdauer bzw. zur Prognose der Restlebensdauer herangezogen. Jedoch kann dieser Ansatz auch bei der rechnerischen Darstellung der Ausnutzung in Form eines Steifigkeitsverlustes (vgl. *Quast*, 2005) oder zur Klassifizierung von Schäden herangezogen werden.

Im Zusammenhang mit dieser Arbeit wird der hier kurz vorgestellte Ansatz in nachfolgenden Kapiteln dazu verwendet, den Schädigungsverlauf bzw. die Entwicklung des Bauwerksverhaltens zufolge Korrosion darzustellen.

## 4 Beanspruchungen bei Stützbauwerken

Stützbauwerke, wie auch andere geotechnische Bauwerke (z.B. Tunnel, Galerien) werden im Allgemeinen durch eine Vielzahl an Einwirkungen beansprucht. Neben den aus der Funktionsweise (z.B. Erddruck) und der Nutzung (z.B. Verkehrslasten) resultierenden Einflüssen sind dies beispielsweise auch Temperatureinwirkungen, oder die allgemeine Veränderung von Einflussgrößen (z.B. Lasterhöhung, Umlagerung, Wasserdruck) zufolge einer schadhafter Entwässerung.

### 4.1 Einwirkungen auf Stützbauwerke

Wie bereits einführend beschrieben, können Stützbauwerke von einer Vielzahl an Einwirkungen beansprucht werden. Einerseits sind dies jene, durch die Normen und technischen Regelwerk angeführten und im Regelfall auch in ihrer Größe und Erscheinungsform geregelten Belastungen wie der Erd- und Wasserdruck bzw. Zusatzlasten aus Verkehr oder der Nutzung des Bauwerkes. Andererseits sind vor allem bei einer Bestandsbetrachtung und der Planung einer Bauwerksüberwachung oftmals andere Einwirkungen (bzw. die Effekte dieser) mit zu betrachten und in einer Berechnung bzw. einem Nachweis zu berücksichtigen. Nachfolgend soll auf die Bandbreite und Größenordnung sowie die Ursachen der oben angeführten Einwirkungen auf Stützbauwerke eingegangen werden. Der Fokus dieses Kapitels liegt, neben der Zusammenfassung und Aufbereitung der Themen, in der zeitlichen und periodischen Auswirkung auf die Belastung sowie die Beanspruchung zufolge dieser Einwirkungen.

### 4.2 Erddruck

Der Erddruck stellt eine der Hauptbelastungsgrößen von Stützbauwerken dar. Aufbauend auf den Erkenntnissen von Rankine (1857) und Coulomb (1776) wurden über die Jahre normative Anforderungen und Randbedingungen für die Anwendung und deren Ansatz definiert. Im Allgemeinen ist der Erddruck eine seitliche Lastwirkung des Erdreiches. Diese wird im Regelfall durch das Eigengewicht des Erdkörpers verursacht und kann durch Einflüsse wie Auflasten oder ein geneigtes Gelände verstärkt werden. Der Erddruck ist eine Funktion der Tiefe (Höhe Stützbauwerk), der Wichte des Bodenkörpers, Festigkeitseigenschaften des Bodens und geometrischer Faktoren wie z.B. die Neigung der Wand oder des Geländes. Neben den angeführten Randbedingungen und Einflussfaktoren wird der auf ein Stützbauwerk wirkende Erddruck zusätzlich von der Art und Größe der Bewegung des Bauwerkes beeinflusst. Abb. 51 Links zeigt, wie sich der an der Hinterseite eines Stützbauwerkes wirkende Erddruck als Funktion der Bewegung des Stützbauwerkes verändert. Der Ausgangszustand, bei welchem keine Deformationen des Bauwerkes auftreten, keine Beeinflussung durch ein Bauwerk stattfindet und sich keine Gleichfläche(n) ausbilden können, wird dabei als Erdruhedruck ( $E_0$ ) bezeichnet.

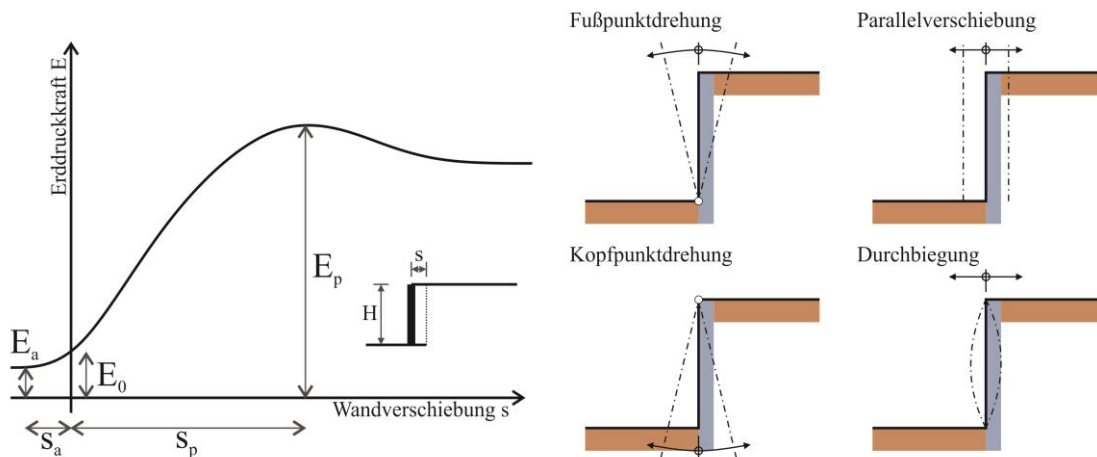


Abb. 51: Links: Abhängigkeit des Erddruckes von der Deformation des Bauwerks; Rechts: Beispiele für die Bewegungsformen bei Stützbauwerken

Findet eine Bewegung des Stützbauwerkes statt, so bilden sich Bruch- oder Gleitflächen aus, welche die plastischen Grenzzustände und damit ein Überschreiten eines Gleichgewichtszustandes bedingen. Eine Bewegung vom Erdkörper weg (negative Wandverschiebung) führt zu einer Reduktion des Erddruckes und wird durch den Grenzfall des aktiven Erddruckes ( $E_a$ ) begrenzt, welcher (mit Ausnahme des Silodruckes) nicht unterschritten werden kann. Bei einer Bewegung gegen den Erdkörper (positive Wandverschiebung) tritt der passive Grenzzustand ein. Dieser wird ebenfalls als Erdwiderstand bezeichnet und wird meist zur Ermittlung von Bettungen bzw. Auflagerkonstruktion (z.B. Fundamentwiderstand Gleiten) verwendet. Die Begriffe aktiver und passiver Erddruck wurden durch Rebhann (1871) in der deutschen Sprache geprägt.

Neben der Bewegungs- bzw. Verformungsrichtung des Bauwerkes wird der Erddruck auch durch die Art und Form der Bewegung beeinflusst. Beispiele hierfür sind in Abb. 51 Rechts dargestellt. Neben rotatorischen und translatorischen Bewegungen der Wand bieten Stützbauwerke auch die Möglichkeit der Durchbiegung des Tragwerkes bzw. der Konstruktion. An Bestandsbauwerken wird im Regelfall eine Kombination der oben angeführten Verformungsfiguren vorliegen.

Zusätzlich zur Verformung des Bauwerkes kann auch die Bewegung eines gestützten Hanges (z.B. Kriechdruck; vgl. Brandl; Haefeli, 1945) oder die Nachbarbebauung bzw. die Nahelage zu einer Felskante (z.B. Silodruck) auf ein Stützbauwerk einwirken und zu deutlich höheren, aber auch geringeren Erddrücken als durch eine klassische Wandverformung ausgelöst, führen. Weiters kann (vorallem Winkelstützmauern) auch zwischen dem Erddruck für die innere und äußere Bemessung (vgl. Kapitel 4.2.1) unterschieden werden.

Dynamische Einwirkungen, wie beispielsweise bei Erdbeben (vgl. Schneider u. a., 2014, Strauss u. a., 2010) auftreten, und Effekte aus Aussteifungen (z.B. Verankerungen) werden in dieser Arbeit nicht behandelt.



Tab. 2: Verschiebungsgrößen zum Erreichen der Bruchzustände der Erddrücke (in Anlehnung an die Angaben an ÖNORM B 4434 (1993), DIN 4085 (2017) und ÖNORM EN 1997-1 (2014); Wandverformung  $s$  bezogen auf die Höhe  $H$  des Bauwerkes (vgl. Abb. 51 Links)

Bewegungsart	aktiver Erddruck		passiver Erddruck	
	locker	dicht	locker	dicht
Fußpunktdrehung	0,004 – 0,005	0,001 – 0,002	0,007 – 0,025	0,005 – 0,01
Parallelverschiebung	0,002 – 0,003	0,0005 – 0,001	0,005 – 0,01	0,003 – 0,006
Kopfpunktdrehung	0,008 – 0,01	0,002 – 0,005	0,006 – 0,015	0,005 – 0,006
Durchbiegung	0,004 – 0,005	0,001 – 0,002	-	-

Dieser in Tab. 2 angeführte Zusammenhang zwischen der Verschiebung einer Wand und den erreichbaren Bruchzuständen des dahinterliegenden Bodenkörpers ist unter anderem in Abhängigkeit der Steifigkeit des Bauwerkes zu verstehen. Diese kann durch die Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion (vgl. DIN 4085, 2017 Anhang B) definiert werden und reicht von nachgiebigen Bauwerken (z.B. auf Lockergestein gegründetes Stützbauwerk) bis hin zu unnachgiebigen Konstruktionen wie zum Beispiel auf Festgestein gegründete Bauwerke mit einer hohen Eigensteifigkeit. Diese Verschiebungsgrößen gelten für das Eintreten des aktiven oder des passiven Bruchzustandes – unter realen Bedingungen werden diese jedoch oftmals nicht erreicht werden. Daraus resultiert, dass für praktische Anwendungsfälle eine Interpolation zwischen der Größe der Wandverformung und dem daraus resultierenden, verformungsabhängigen Erddruck durchzuführen ist. Weiters kann, vorallem bei sehr kleinen Bauwerksverformungen, lediglich der Erdruehdruck eintreten. Die dafür erforderliche Beschränkung der Wandverformung wird nach ÖNORM B4434 (1993) beispielsweise mit 0,005 % der Wandhöhe definiert.

Wie sich aus den obigen Ausführungen erkennen lässt, ist der richtige Ansatz des zu wählenden Erddruckes bei der Bemessung eine anspruchsvolle Aufgabe. Zusätzlich werden Winkelstützmauern und ähnlichen Konstruktionen in Bezug auf den wirkenden Erddruck zwischen der inneren und der äußeren Standsicherheit unterschieden. Mit der äußeren Standsicherheit soll hierbei das „Gesamtsystem Mauer und Untergrund“ (ÖNORM B 4434, 1993) nachgewiesen werden. Ein derartiger Nachweis ist erforderlich um die klassischen geotechnischen Versagensmechanismen (vgl. Kapitel 2.1.2.2) nachzuweisen. Zur „Bemessung der Mauerteile“ (ÖNORM B 4434, 1993) hingegen kommt bei Winkelstützmauern der Nachweis der inneren Standsicherheit (der Betonbauteile) zur Anwendung.

Bei der Bemessung der Konstruktionsteile (innere Standsicherheit) von Winkelstützmauern werden sich im Allgemeinen eher geringe Verformungen ergeben. Zum einen resultiert dies aus den betonbautechnischen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion und zum anderen auch aus der Funktion der vertikalen Wandschenkel. Für die Nachweise im SLS sind hierbei bei Betonbauteilen generell die Anforderungen nach Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1, 2015) bezüglich der Verformung eines Bauteiles einzuhalten. Hierbei wird definiert, dass das „*Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit [...] eines Kragbalkens unter quasi ständiger Einwirkungskombination* [bei Einhaltung von] *1/250 der Stützweite*“ nicht negativ beeinflusst wird. Zusätzlich wird in Eurocode 7 (ÖNORM EN 1997-1, 2014) darauf hingewiesen, dass zwar Verdrehungen bis 1/500 mühelos aufgenommen werden können, jedoch ab einem Grenzwert von 1/150 der Grenzstand der Tragfähigkeit erreicht werden dürfte.

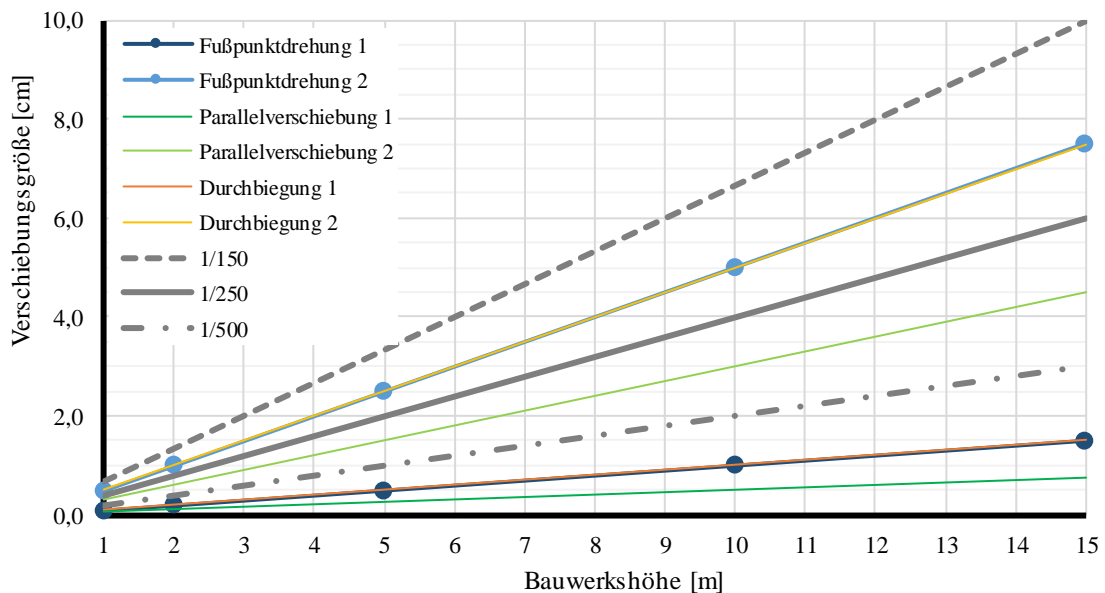


Abb. 53: Zusammenhang zwischen den Verschiebungsgrößen und der Wandhöhe

In Abb. 53 wurde versucht, die oben angeführten Anforderungen und Randbedingungen für das Eintreten der Bruchzustände bzw. einen Verlust der Gebrauchstauglichkeit gegenüberzustellen. Aus dieser Darstellung lässt sich erkennen, dass einige der angeführten Grenzwerte bereits oberhalb der 1/300 Grenze liegen, woraus ein Verlust der Gebrauchstauglichkeit resultieren würde. Weiters lässt diese Darstellung jedoch auch ersichtlich werden, dass ein Großteil der für ein Erreichen eines (aktiven) Bruchzustandes erforderlichen Grenzwerte unter 1/250 liegen – woraus resultiert, dass diese zumindest die betonbautechnischen Anforderungen erfüllen.



## 4.2.2 Versuche zum Erddruck bei Winkelstützmauern

Bereits sehr früh wurde in der Geotechnik begonnen, Versuche und versuchstechnische Aufbauten in Zusammenhang mit dem wirkenden Erddruck durchzuführen. Bereits Anfang des 18. Jahrhunderts wurden vor allem für den Bau von Wehr- und Befestigungsanlagen in England großangelegte Versuche zur Standsicherheit und zur Dimensionierung von Gewichtsmauern (Jäger, 2015; Kapitel 6) durchgeführt. Anfangs zielten diese Versuche jedoch nicht direkt auf den Erddruck ab, sondern sollten eher eine Einschätzung bezüglich der Querschnittsformen bzw. der Versagensmechanismen ermöglichen. In weiterer Folge fanden klein- und auch großmaßstäbliche Versuche (vgl. Kurrer, 2016) zum Erddruck auf Stützbauwerke statt. Die nachfolgend kurz angeführten Beispiele zu geotechnischen Versuchen beziehen sich im Speziellen auf die Innere Standsicherheit bei Winkelstützmauern, und sollen lediglich einen Einblick in diese Thematik geben.

Die Modellversuche von Arnold (2004) zielten darauf ab, den für die Bemessung der Betonbauteile maßgebenden Erddruck zu bestimmen. Wie eine Gegenüberstellung der normativen Ansätze zu diesem Thema (vgl. Koppelhuber, 2017 & Arnold, 2001) zeigt, lagen und liegen hierzu immer noch gewisse Unsicherheiten und bzw. Unschärfen vor. Wie aus den beiden Bildern in Abb. 54 zu erkennen ist, handelte es sich bei dieser Versuchsreihe um einen starren, L-förmigen Aufbau, welcher durch Wegaufnehmer und Erddruckmessdosen an der Hinter- und Unterseite ergänzt wurde. Hieraus war es möglich, die Verformungen des Bauwerkes, aber auch die Kontaktspannungen zwischen dem Bodenkörper und der Winkelstützmauer messtechnisch zu erfassen und daraus die Erddruckverteilung abzuleiten.

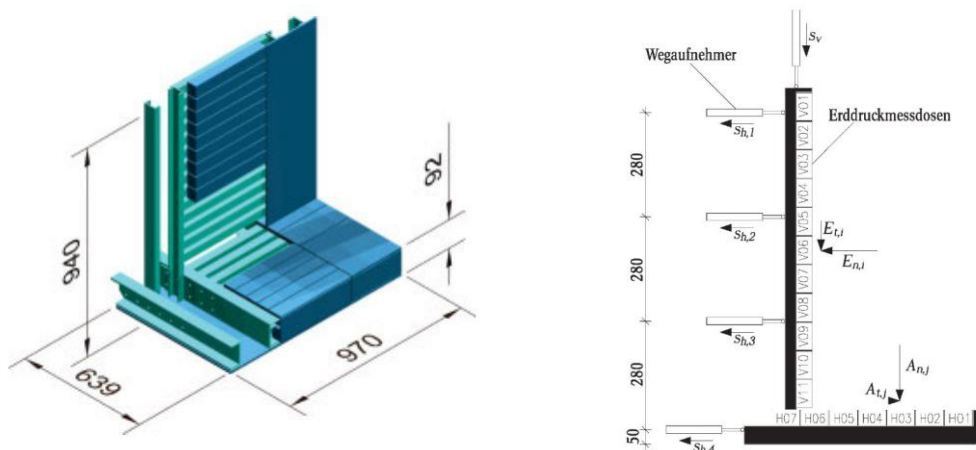


Abb. 54: Links: Abbildung des Versuchsaufbaus; Rechts: Prinzipschnitt der Messeinrichtung (Arnold/Franke, 2007)

Als Hinterfüllmaterial kam ein eng gestufter Sand (Dresdner Sand 98) zur Anwendung, welcher mittels Sandregenmethode lagenweise mit einer Lagerungsdichte  $I_D = 0,50$  (tatsächlich zwischen 0,25 bis 0,55) eingebaut wurde.

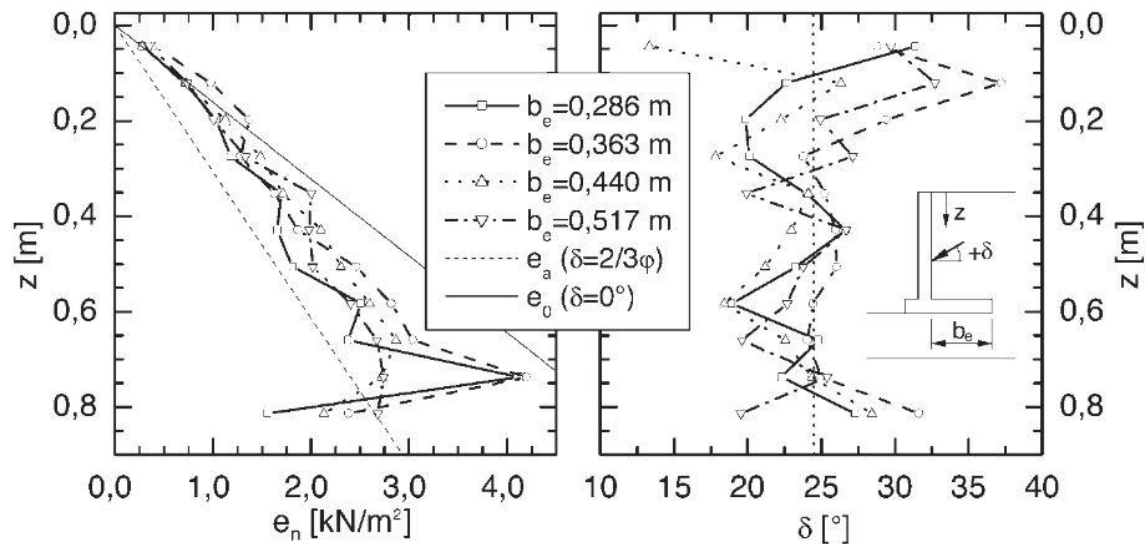


Abb. 55: Verteilung der wandnormalen Komponente und der Neigung des Erddruckes für den Versuchsaufbau nach Arnold (Arnold/Franke, 2007)

Abb. 55 zeigt die Ergebnisse dieser Versuche. Diese lassen erkennen, dass (in Anlehnung an Arnold/Franke, 2007):

- zufolge der geringen Wandbewegungen, im Vergleich zu einer Gewichtskonstruktion, der aktive Erddruck ( $e_a$  in Abb. 55 Links) nicht erreicht wird;
- zufolge der Neigung der Erddruckkomponente wird jedoch ebenfalls der Erdruhedruck ( $e_0$  in Abb. 55 Links ermittelt nach Jaky) nicht erreicht;
- der Wandreibungswinkel an der Rückseite des Versuchskörpers wurde zufolge der Relativverschiebungen vollständig mobilisiert.

Die oben angeführte Ergebnisinterpretation bezieht sich lediglich auf die den vertikalen Wandschenkel beanspruchenden Erddrucklasten. Zusätzlich fand Arnold in seinen Versuchen heraus, dass beispielsweise im Zuge der Hinterfüllung eine zur Erdseite hin gerichtete Bewegung der Wand stattfindet und das einmalig eingetretene Verformungen einen irreversiblen Charakter aufweisen. Weiters wurden in den Versuchen nach Arnold auch die Einflüsse einer Auflast bzw. die sich daraus ergebende Änderung der Erddruckresultierenden untersucht. Diese Untersuchungen bzw. die daraus gewonnenen Erkenntnisse sollen jedoch an dieser Stelle nicht diskutiert werden.

In weiteren Untersuchungen wurden die in diesen Modellversuchen erhaltenen Ergebnisse ebenfalls dazu verwendet, numerische Modelle für die Erddruckentwicklung bei Stützbauwerken zu kalibrieren. Diese zeigen (vgl. Achmus/Rouili, 2004) ein ähnliches Verhalten des Erddruckes, als dies im Zuge der Versuche vorgefunden wurde.

Die hier angeführten Versuche beziehen sich jedoch auf eine starre und sich nicht verformende Wand und sollen den Einfluss der geringen, zufolge der Belastung aus Eigengewicht stattfindenden Verformung auf den Erddruck widerspiegeln.

Neben diesen Versuchen zu einer starren Wand wurde vielfach auch der Einfluss einer Wandbewegung (vgl. Abb. 51) auf den Hinterfüllungskörper untersucht. Zum einen wurden derartige Untersuchungen mit Bezug auf zyklische und dynamische Beanspruchungen (z.B.: Erdbeben, Widerlagerbewegungen) durchgeführt, zum anderen resultierten diese auch aus den Verformungsmöglichkeiten bei Baugrubenverbauten bzw. Ufereinfassungen. Nachfolgend soll daher kurz auf einige weitere Versuche eingegangen werden, welche sich mit der Verformungsabhängigkeit des Erddruckes (vgl. ebenfalls Kapitel 4.2.3) befassen.

In seinen Untersuchungen zu Geostatic Wall Pressures hat Kingsley (1989) versucht, die Ergebnisse zweier anderer Autoren zu Versuchen bezüglich des verformungsabhängigen Erddruckes zusammenzufassen und zu interpretieren. Dabei lässt sich erkennen, dass sowohl bei einer Fußpunktdrehung als auch bei einer Kopfpunktdrehung, eine nicht dreiecksförmige Verteilung des Erddruckes (wie von Coulomb beschrieben) vorliegt.

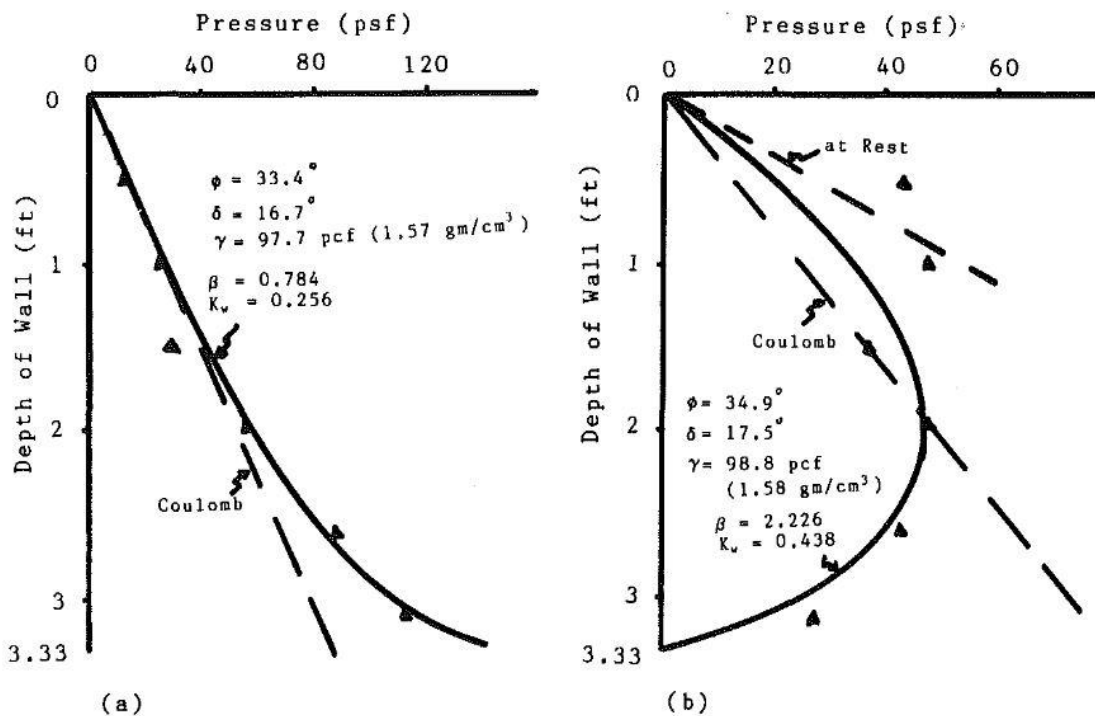


Abb. 56: Erddrücke zufolge einer Rotationsbewegung; Links: Fußpunktdrehung; Rechts: Kopfpunktdrehung (Kingsley O. Harrop-Williams u. a., 1989)

Die Ergebnisse in Abb. 56 zeigen, dass sowohl bei einer Fußpunktdrehung (Links), als auch bei einer Kopfpunktdrehung (Rechts) ein nicht linear verteilter Erddruck vorliegt. Weiters ist hier bereits zu erkennen, dass für den Fall der Fußpunktdrehung ein Erddruck höher als der von Coulomb definierte, aktive Erddruck, vorliegt. Zusätzlich ist ein Anstieg des Erddruckes mit zunehmender Tiefe zu erkennen.

Um das Verhalten von sich nicht verformenden Stützbauwerken (non-yielding walls) zu untersuchen, wurden Mitte der 1980er an der University of Washington

durch Sherif (1984) „*shaking table*“ Versuche durchgeführt. Diese wurden dazu verwendet, die Bewegungen einer starr gehaltenen Wand zu simulieren. Als Hinterfüllungsmaterial wurde ein trockener Sand (air-dry Ottawa silica sand) mittels Sandrieselverfahren in einen Probezylinder eingebracht. Die Ergebnisse für eine Wandhöhe von ca. 1,00 m sind in Abb. 57 Links dargestellt. Die Sensoren SP1 bis SP5 wurden verteilt über die Wandhöhe (ca. 15 cm vertikaler Abstand) angebracht. Aus diesen Ergebnissen wird ersichtlich, dass bereits bei sehr kleinen Neigungsänderungen der Wand ein abrupter Abfall des wirkenden Erddruckes stattfindet, welcher mit Zunahme der Verformungen abnimmt. Zusätzlich lässt diese Darstellungsform erkennen, dass ein deutlicher Einfluss durch die Höhenlage der Messpunkte gegeben ist. Während die Messwerte für den obersten Sensor (SP1) bereits bei sehr geringen Neigungsänderungen abfallen, ist für eine Aktivierung des Sensors im unteren Bereich (SP5) bereits eine sehr große Zunahme der Wandneigung erforderlich. Dies lässt sich durch die größere Spaltöffnung zwischen Wand und Bodenkörper bei bereits sehr geringen Neigungsänderungen und dem damit einhergehenden Verformungspotential des Hinterfüllungskörpers begründen.

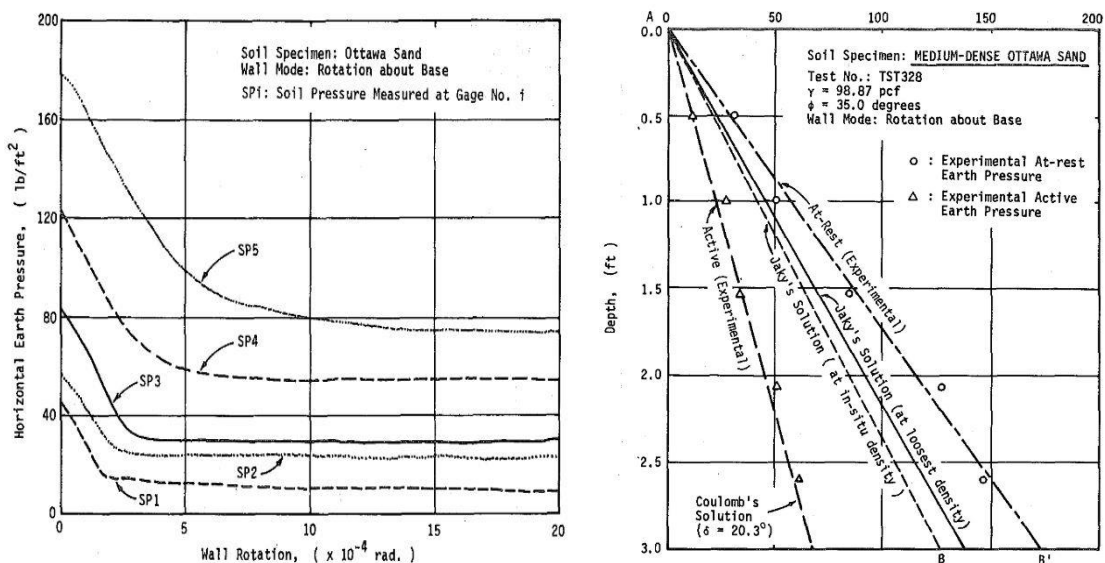


Abb. 57: Links: Veränderung des Erddruckes an der Rückseite der Versuchswand in Abhängigkeit der Wandrotation; Rechts: Einfluss der Lagerungsdichte auf den Erdruchdruck (Sherif/Fang/Sherif, 1984)

Weiters wurde in diesen Untersuchungen gezeigt, dass die Verteilung des Erdruchdruckes, im Vergleich zum aktiven Erddruck bzw. zu Zwischenwerten, einer linearen Verteilung (Abb. 57 Rechts) unterliegt. Jedoch gilt die allgemein gültige Annahme des Erdruchdruckes nach Jaky (1948) lediglich für Böden in ihrer lockersten Lagerung und eine Berücksichtigung etwaiger Verdichtungs- bzw. Einbauprozesse ist damit nicht sichergestellt.

Neben Untersuchungen zu Kopfpunktverformungen untersuchten Fang & Ishibashi (1986) den Einfluss unterschiedlicher Verformungsarten bei Stützbauwerken. Diese Untersuchungen wurden an einem identischen Versuchsaufbau wie in den Versuchen von Scherif (1984) durchgeführt. Die beiden Diagramme in Abb. 58 lassen erkennen, dass zum einen wiederum ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Wandverformung und einer Abnahme des Erddruckes besteht, zum anderen diese jedoch auch durch die Lagerungsdichte des Bodenkörpers und damit dessen Umlagerungspotential beeinflusst wird. Diese Versuche zeigen jedoch ein Verformungsbild auf, bei welchem die Lage des Kopfpunktes fixiert wird und eine Drehung um diesen Punkt, also ein Ausweichen der Aufstandsfläche, stattfindet. Derartige Bewegungsformen sind bei ungeankerten und/oder in den Boden einbindenden Konstruktionen jedoch geometrisch und unter praktischen Gesichtspunkten kaum möglich.

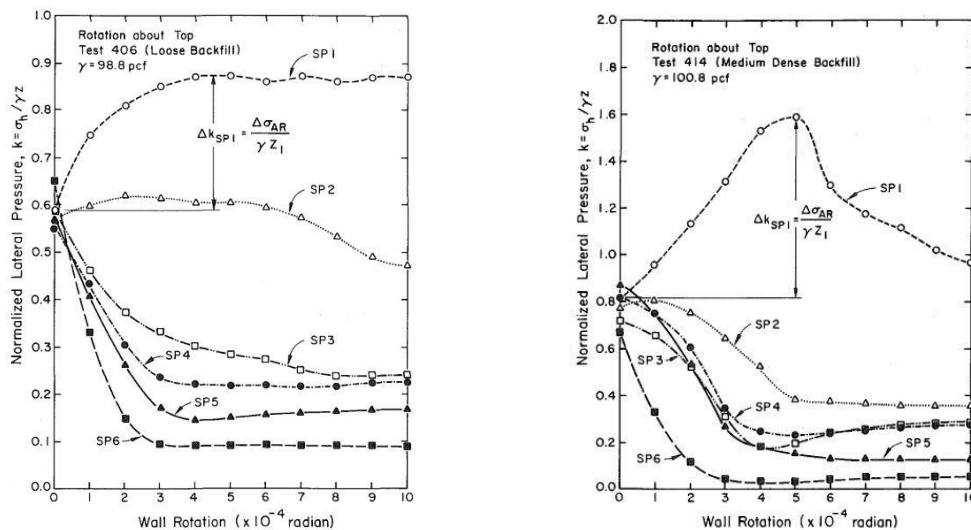


Abb. 58: Änderung des Erddruckes in Abhängigkeit der Wandrotation für eine Kopfpunktdrehung; Links: locker gelagerter Boden; Rechts: mitteldicht gelagerter Boden (Fang/Ishibashi, 1986)

Neben den Untersuchungen zu einer Kopfpunktdrehung eines Stützbauwerkes untersuchten Fang & Ishibashi auch andere Bewegungsformen. Neben einer klassischen translatorischen Bewegung der Wand wurde hierbei unter anderem auch eine Fußpunktrotation mit dem angeführten Versuchsaufbau nachgebildet.

Bei einer translatorischen Bewegung der Wand (Abb. 59) ist zu erkennen, dass bereits bei sehr kleinen Bewegungen  $s$  eine Abnahme vom inertialen Spannungszustand des Erdruhedruckes hin zum aktiven Erddruck stattfindet. Bei einer Verschiebung von lediglich 0,51 mm (Linie  $s = 20 \times 10^{-3}$  in.) lag in diesem Versuch bereits der Grenzwert des aktiven Erddruckes an annähernd allen Bereichen der Wand vor. Weiters lässt der Vergleich dieser Messwertkurve mit dem nach Coulomb ermittelten aktiven Erddruck erkennen, dass hier eine nicht lineare, sondern eher parabolische Verteilung des aktiven Erddruckes vorliegt.

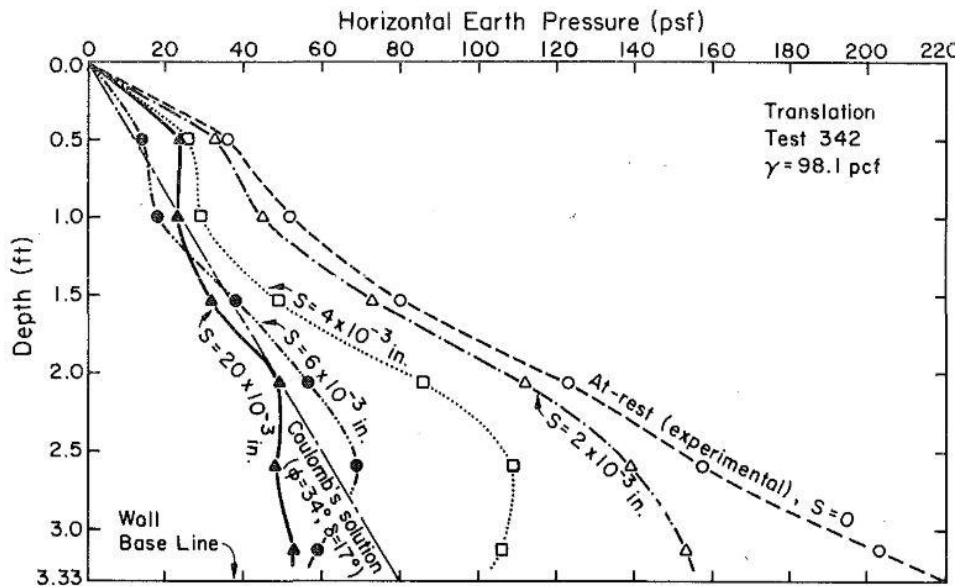


Abb. 59: Änderung des Erddruckes zufolge einer translatorischen Bewegung einer Wand (Fang/Ishibashi, 1986)

Wie bereits angeführt, wurde durch Fang & Ishibashi neben den Effekten zufolge einer translatorischen Bewegung auch die rotatorische Verformungen einer Wand untersucht. Die Ergebnisse in Abb. 60 zeigen identisch zu den Versuchen durch Sherif & Fang, dass bereits bei sehr kleinen Neigungsänderung eine Abnahme des Erddruckes in Richtung des aktiven Erddruckes stattfindet. Zusätzlich ist wiederum zu erkennen, dass diese im oberen Wandbereich rascher, als im unteren Bereich in Erscheinung tritt.

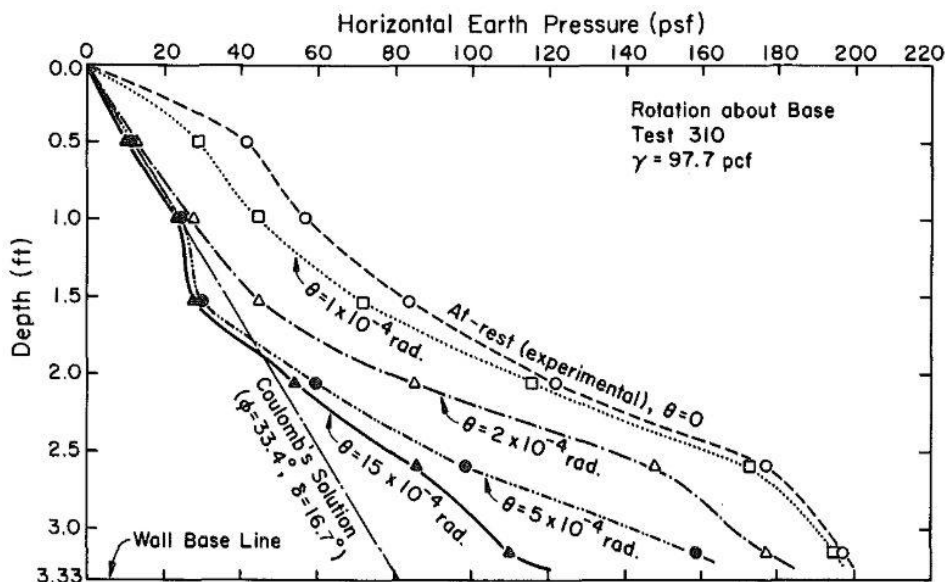


Abb. 60: Änderung des Erddruckes zufolge einer rotatorischen Bewegung (Fußpunktverdre- hung) einer Wand (Fang/Ishibashi, 1986)

Diese Zunahme im unteren Bereich der Wand kann bei näherer Betrachtung dieses Bereiches durch einen Verspannungs- bzw. Verkeilungseffekt (arching) in diesem Bereich erklärt werden. Nähere Ausführungen hierzu finden sich in Kapitel 4.2.3 sowie in (Khosravi/Pipatpongsa/Takemura, 2013).



Die angeführte Auflistung und Zusammenfassung zu Versuchen bezüglich des auf Winkelstützmauern bzw. starre Stützbauwerke wirkenden Erddruckes ist keinesfalls allumfassend, soll jedoch, auf Grund der eindeutigen Ergebnisse zeigen, dass eine Abhängigkeit des Erddruckes von der Verformung des Bauwerkes vorherrscht. Ein ausführlicherer Vergleich zwischen dem aktuellen Stand der Technik zur Ermittlung des Erddruckes und ein Vergleich mit einer Vielzahl weiterer Versuchsreihen und Untersuchungen zu dieser Themenstellung findet sich in Khosravi et. al. (2016).

### 4.2.3 Verformungsabhängiger Erddruck

Die Ausführungen des vorherigen Kapitels 4.2.2 lassen einen eindeutigen Zusammenhang zwischen dem wirkenden Erddruck auf ein Bauwerk und dessen Verformung erkennen. Neben den normativen Ansätzen zu diesen Randbedingungen bzw. den möglichen Berechnungsansätzen wurden bereits eine Reihe versuchstechnischer Untersuchungen zu dieser Thematik aufgezeigt. Nachfolgend soll nun zum einen eine (sehr eingeschränkte) numerische Studie zu dieser Themenstellung aufgearbeitet werden, ehe auf den Einfluss zyklischer Beanspruchungen auf Stützbauwerke eingegangen wird.

Aufbauend auf den Randbedingungen und geometrischen Angaben eines Literaturbeispiels (*Suda u. a.*, 2009) wurde ein numerisches Modell zur Ermittlung des Einflusses einer Fußpunktdrehung auf den Erddruck abgeleitet. Zur Berücksichtigung dieser in einer Berechnung wird auf Basis der Finite-Elemente-Methode (FEM) mit der Software Plaxis 2D (*Plaxis bv*, 2018) und unter Verwendung eines höherwertigen Stoffgesetzes die Belastung für den Nachweis der inneren Standsicherheit einer Winkelstützmauer untersucht. Einleitend sei bereits erwähnt, dass es sich hierbei um ein sehr vereinfachtes Modell handelt, welches jedoch für die Verdeutlichung des verformungsabhängigen Erddruckes durchaus zur Anwendung kommen kann.

Mit dem dargestellten Modell (Abb. 61) soll eine nachvollziehbare numerische Berechnung des Erddruckes in einem ebenen Verzerrungszustand ermöglicht werden. Daraus resultierend können entlang des Interfaces die horizontalen Spannungen abgelesen und für unterschiedliche Größen von Fußpunktdrehungen (aufgezwungene Verformungen) verglichen werden. Der gestützte Bodenkörper im Modell weist eine Länge von 20,00 m sowie eine Höhe von 5,50 m auf. Das Stützbauwerk wurde in Form eines Kragträgers durch ein plate-Element approximiert, dessen Eigenschaften durch ein linear elastisches Stoffgesetz modelliert wurden und welches eine mittlere Dicke von  $d = 0,47$  m aufweist. Die Interaktion zwischen dem Bodenkörper und dem Stützbauwerk wurde mit Hilfe eines Interface-Elements berücksichtigt.

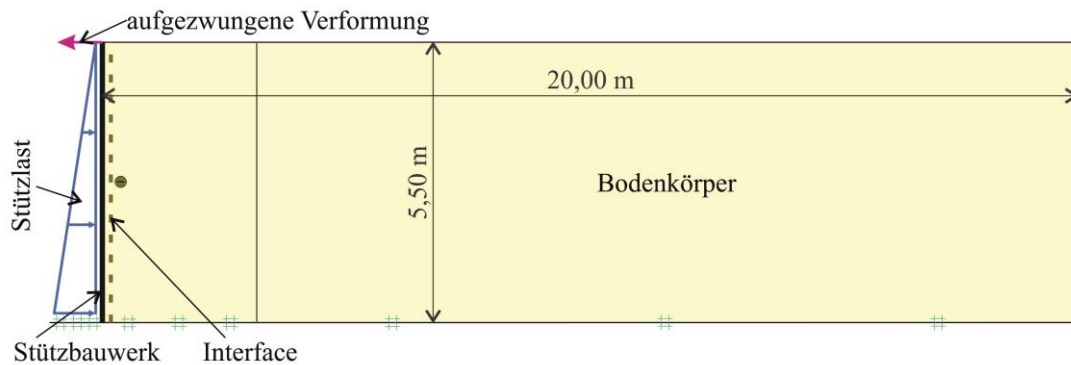


Abb. 61: Numerisches Modell in Plaxis

Die Einbauphasen in diesem Modell wurden wie folgt gewählt:

- Initialphase: In der ersten Phase wurde der Bodenkörper und dessen Eigenspannung ( $K_0$  procedure) hergestellt;
- 2. Phase „Aushub, Einbau, Stützung“: Diese Phase diente dazu, den vor dem Stützbauwerk liegenden Erdkörper zu entfernen und das Stützbauwerk zu aktivieren. Um in dieser Phase keine Verformungen auftreten zu lassen, welche unter Umständen, das Ergebnis verfälschen könnten, wurde gleichzeitig mit der Aktivierung des Stützbauwerkes auch eine Stützlast an der Vorderseite aktiviert. Diese entspricht in ihrer Größe, dem für diesen Boden anfallenden Erdruchdruckverlauf;
- 3. Phase „Verformung, Stützung“: In der letzten Phase wurde eine aufgezwungene Verformung an der Oberseite der Wand angebracht. Diese soll eine Deformation des Stützbauwerkes simulieren.

Die genaueren Angaben zu den verwendeten Materialien und Stoffgesetzen sind in Tab. 3 und Tab. 4 angeführt. Die Bandbreite der aufgetragenen Kopfverformungen ist in Tab. 5 und Abb. 62 ersichtlich.

Tab. 3: Eigenschaften und Materialparameter des Stützbauwerkes

Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Stoffgesetz	-	linear elastisch	
E-Modul Beton (C25/30)	E	3,1 E7	kN/m <sup>2</sup>
Mittlere Wanddicke (plate)	d	0,47	m
Dehnsteifigkeit	EA	14,6 E6	kN/m
Biegesteifigkeit	EI	268 E3	kNm <sup>2</sup> /m
Spezifisches Gewicht	w	11,75	kN/m/m

Die in Tab. 3 angeführten Materialparameter und Eigenschaften für das Stützbauwerk beziehen sich auf einen Beton der Güteklasse C25/30. Dieser befindet sich – für die numerische Modellierung – über die gesamte Höhe hinweg in einem ungerissenen Zustand. Die Effekte eines gerissenen Querschnittes auf das Verformungsverhalten eines Kragträgers werden in Kapitel 4.6 näher erläutert.

Tab. 4: Eigenschaften und Materialparameter des Bodenkörpers

Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Stoffgesetz	-	HSS	-
Wichte, ungesättigt	$\gamma_{\text{unsat}}$	18,00	kN/m <sup>3</sup>
Wichte, gesättigt	$\gamma_{\text{sat}}$	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel	$\varphi$	30,00	°
Kohäsion	c	0,00	kN/m <sup>2</sup>
Dilatanz	$\psi$	0,00	°
Steifigkeit	$E_{\text{Oed}}$	15,00	MPa
	$E_{50}$	15,00	MPa
	$E_{\text{ur}}$	45,00	MPa
	m	0,50	-
	$p_{\text{ref}}$	100,00	kPa
	$K_0^{\text{nc}}$	0,50	-
Small strain stiffness	$G_0$	75,00	MPa
	$\gamma_{0,7}$	1,50 E-4	-
Reduktionsfaktor Interface	$R_{\text{inter}}$	0,67	-

Der Bodenkörper wie in Tab. 4 angeführt, kann als lockerer Sand bezeichnet werden. Dieser wurde für das vorliegende Beispiel durch das Hardening Soil Small (HSS vgl. *Schanz/Vermeer/Bonnier*, 1999) abgebildet und ausgewählt, da der daraus resultierende Erddruck (infolge fehlender Kohäsion und Dilatanz) im oberen Bereich liegen wird. Der Einfluss der Lagerungsdichte, aber auch der Kohäsion des Bodens und die Effekte, welche sich bei anderen Bodenarten ergeben sind näher in Koppelhuber (2017) bzw. dem Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke (*Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*, 2018) angeführt.

Tab. 5: Aufgebrachte Kopfverformungen

#	Kopfverschiebung [mm]	Beschreibung
a	10,00	Minimum
b	22,00	Untere Grenze $E_a$ (B4434)
c	27,50	Obere Grenze $E_a$ (B4434)
d	36,67	SLS: L/300
e	55,00	Zwischenwert SLS & ULS
f	73,34	ULS: L/150
g	100,00	Maximum

Die in Tab. 5 angeführten Kopfverformungen stellen eine Kombination der normativen Vorgaben bezüglich des Betonbaues und des Grundbaues (vgl. Kapitel 4.2.1) sowie zur Veranschaulichung zwischen diesen Werten interpolierten Zwischenwerten dar. Zur anschaulicheren Darstellung wurden diese Grenzwerte mit den tatsächlich erhaltenen Verformungen aus der numerischen Simulation dieser Kopfverschiebung in Abb. 62 grafisch darstellt.

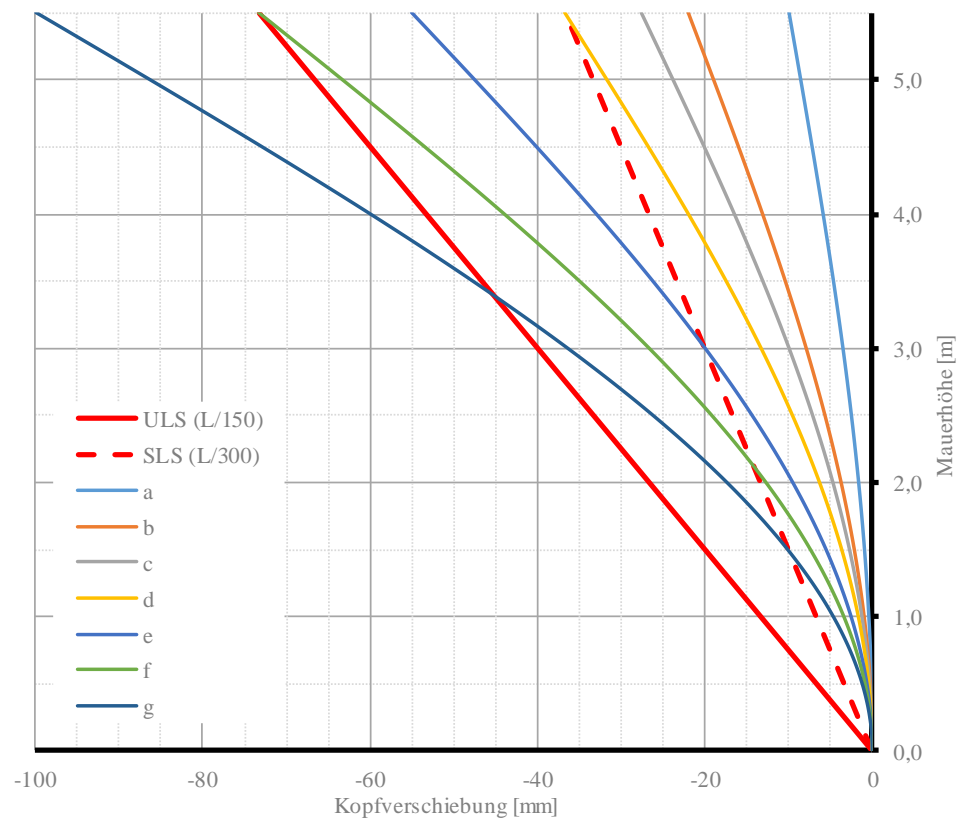


Abb. 62: Verformungsfiguren des Stützbauwerkes in Abhängigkeit der aufgetragenen Kopfverformungen

Aus den Verformungsfiguren in Abb. 62 lässt sich erkennen, dass eine nicht stetige Zunahme der Krümmung des Querschnittes vorliegt. Dies ist aus dem linear-elastischen Materialverhalten und durch die Nichtberücksichtigung der Steifigkeitsänderung zufolge der gerissenen Querschnittsbereiche zu begründen. Da die sich aus diesen Änderungen ergebenden Einflüsse auf die Verformung jedoch lediglich in den unteren Bereich der Wand stattfinden werden (vgl. Kapitel 4.6) kann dieser Einfluss auf den verformungsabhängigen Erddruck als vernachlässigbar klein angesehen werden. Untersuchungen zu anderen Einspannungssituationen der Wand im Fußbereich zeigten, dass auch bei einer gelenkigen Lagerung der Wand (rein rotatorische Verformung) annähernd identische Änderungen bzw. Abnahmen des Erddruckes stattfinden.

Die in Abb. 62 dargestellten Verformungen des Bauwerkes führen, wie auch bereits bei den Versuchen zum Erddruck auf Winkelstützmauern (Kapitel 4.2.2) angeführt, zu einer Änderung des Erddruckes. Dieser wird in nachfolgender Abb. 63 durch die wirkenden effektiven Normalspannungen  $\sigma'_{-N}$  dargestellt.

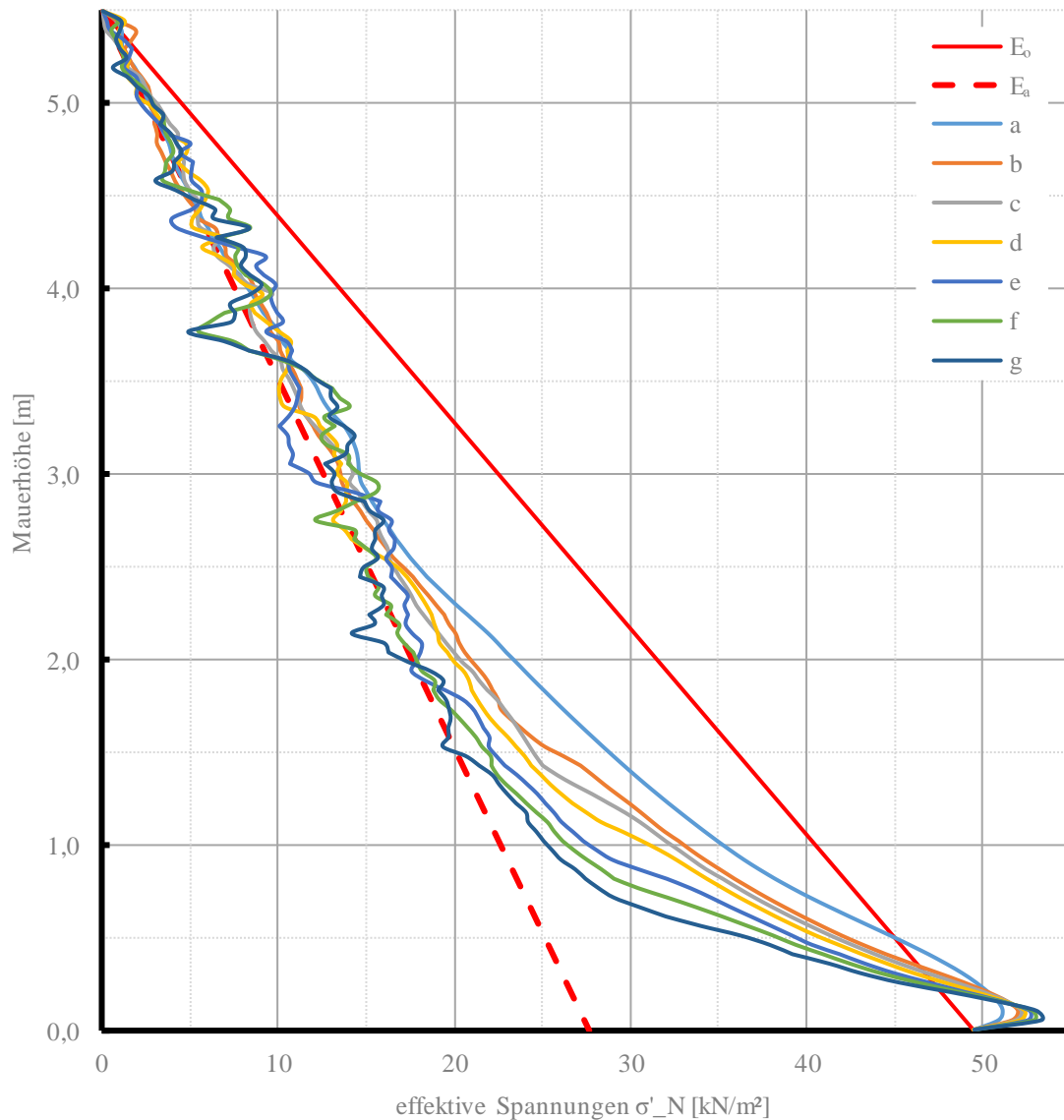


Abb. 63: Einfluss der Kopfverschiebung auf die wirkenden, effektiven Normalspannungen ( $\sigma'_N$ ) an der Rückseite der Modellwand

Ähnlich den Ergebnissen, der bereits weiter oben angeführten Arbeiten zur Untersuchung der Verformungsabhängigkeit des Erddruckes, zeigen auch die effektiven Spannungen in Abb. 63 eine klare Abhängigkeit zur aufgebrachtten Verformung. Zusätzlich wurden in diesem Diagramm die beiden analytisch ermittelten Grenzwerte des aktiven Erddruckes ( $E_a$ ) und des Erdrückdruckes ( $E_0$ ) angeführt. Es lässt sich generell eine Abnahme des Erddruckes über die Tiefe des Bauwerkes erkennen. Diese liegt teilweise in der Größenordnung des aktiven Erddruckes und tritt bereits bei sehr kleinen Verformungen (vorallem im Kopfbereich) auf.

Diese Ergebnisse bilden jedoch lediglich den Fall einer monotonen, nach vorne (Luftseite) gerichteten rotatorischen Bewegung des Stützbauwerkes ab. Auf Effekte, welche sich zufolge einer zyklischen Bewegung ergeben, wird am Ende dieses Kapitels genauer eingegangen.

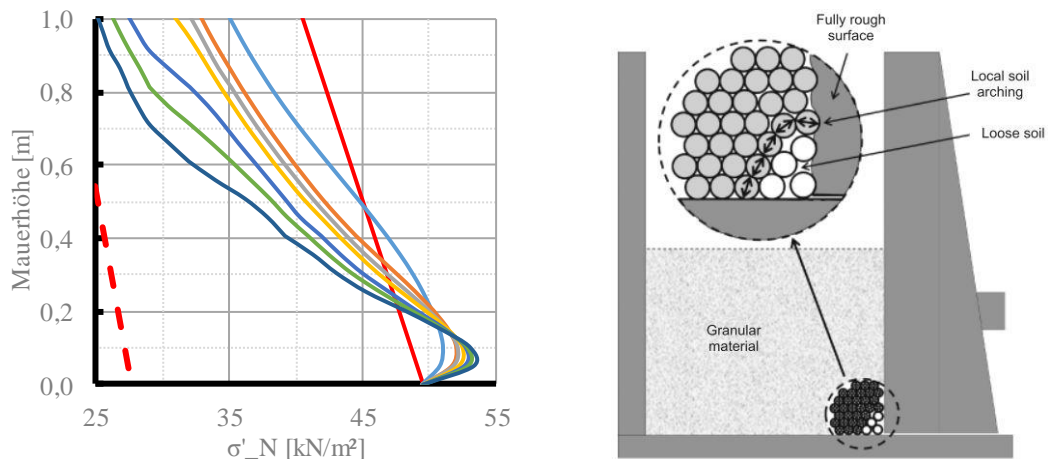


Abb. 64: Links: Detailausschnitt des Fußpunktes; Rechts: Gewölbeeffect im Fußpunktbereich (Khosravi/Pipatpongsa/Takemura, 2013)

Eine Besonderheit lässt sich im Fußpunkt (bis ca. 0,50 m Mauerhöhe) erkennen. In diesem Bereich kommt es zu einem Anstieg des Erddruckes, welcher über den Erdruhedruck hinausgeht. Dies kann das Ergebnis einer sich in diesem starren Anschlussbereich ausbildenden Gewölbewirkung sein. Ähnliche Effekte wurden beispielsweise durch Khosravi et. al. (2013) im Zuge von Modellversuchen und der Einbringung von Sanden erfasst. Dieser Effekt wurde auf eine Verzahnung des Bodens mit der rauen Wandrückseite zurückgeführt. Auch lässt sich erkennen, dass dieses Verhalten für geringere Verformungen über eine größere Höhe stattfindet, dafür ist die Zunahme (über den Erdruhedruck hinaus) geringer als bei größeren Verformungen. Für den sich ergebenden Erddruck bzw. für die Bemessung des Bauwerkes ergeben sich hieraus jedoch lediglich sehr geringe Abweichungen. Zum einen sind die einzelnen, den Erdruhedruck übersteigenden Bereiche annähernd flächengleich, zum anderen entsteht auf Grund der geringen Höhe (in Bezug auf die Fundamentoberkante) ein sehr geringes Zusatzmoment, welches kaum bemessungsrelevant erscheint.

Wie bereits angeführt, zeigen die Ergebnisse aus der numerischen Untersuchung einen Zusammenhang zwischen einer Verformung des Bauwerkes und der Änderung des Erddruckes, welcher beispielsweise auch durch die numerischen Untersuchungen von Ziegler (1987) und Arnold (2004) beschrieben wurde. Dies gilt jedoch nur für eine monotone Veränderung der Bauwerksverformung. Untersuchungen (vgl. z.B. Kapitel 4.2.4.4) zeigen jedoch, dass es über den Lebenszeitraum eines Stützbauwerkes (bzw. generell eines Betonbauwerkes) zu zyklischen Verformungen kommt. Diese können unterschiedliche Ursachen haben. Zum einen sind dies dynamische Beanspruchungen wie etwa Verkehrslasten, zum anderen wird auch durch temperaturbedingte Spannungen zufolge Witterung ein „Pumpeffekt“ des Bauwerkes in Form einer zyklischen Bewegung (vgl. Kapitel 4.2.4.4) der Konstruktion hervorgerufen.



## 4.2.4 Langzeiteffekte des Erddrucks

Neben der in Kapitel 4.2.3 beschriebenen Verformungsabhängigkeit des Erddruckes können auch andere Effekte einen Einfluss auf den wirkenden und sich (oftmals) zeitlich veränderlichen Erddruck haben. Nachfolgend sollen einige dieser Effekte angeführt und auf ihren Zusammenhang mit den auf Stützbauwerke (im Speziellen Winkelstützmauern) wirkenden Beanspruchungen aufgearbeitet werden. Klassische Langzeiteffekte wie beispielsweise die Konsolidierung (*Knappett/Craig, 2012*) oder das Quellen von Böden sowie die Beanspruchungen zufolge von Kriechbewegungen (*Brandl*) werden nachfolgend nicht behandelt.

### 4.2.4.1 Herstellungsbedingte Effekte bei Stützbauwerken

Bei der Herstellung von Stützbauwerken ist es oftmals erforderlich, den Bereich zwischen dem anstehendem (bzw. abgeböschten) Bodenkörper und dem errichteten Stützbauwerk zu hinterfüllen. Hierzu wird das Hinterfüllungsmaterial im Regelfall lagenweise (vgl. Abb. 65 Links) eingebracht und anschließend durch die Einbringung von dynamischer Energie verdichtet. Diese Verdichtung wird meist durch eine Vibrationsdichtung hergestellt und kann in der Bemessung bzw. bei der Erstellung der Lastannahmen durch den Verdichtungserddruck (vgl. *Spotka, 1977 & Franke, 2008*) berücksichtigt werden, infolge dessen es zu „eingepprägten Eigenspannungszuständen“ (*Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2018*) kommt, welche vorallem oberflächennahe größer als der Erdruchdruck zufolge Bodeneigengewicht sein können.

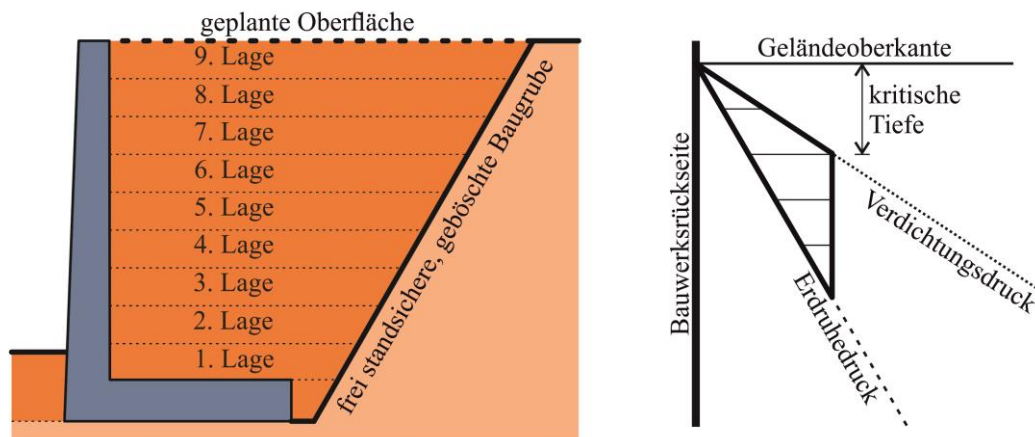


Abb. 65: Links: Schematische Darstellung der lagenweisen Hinterfüllung bei einer Winkelstützmauer; Rechts: Ansatz des Verdichtungserddruckes

Der zusätzliche Verdichtungserddruck  $\Delta\sigma_v$  (schraffierter Bereich in Abb. 65 Rechts) ergibt sich dabei nach dem in Formel (2) angeführten Verhältnis aus der Verdichtungslast  $p$  und dem geometrischen Zusammenhang der Verdichtung, wobei  $z$  den Abstand von der Geländeoberfläche angibt.

$$\Delta\sigma_v = \frac{2p}{\pi * z} \quad (2)$$

Im Gegensatz zu dem in Österreich geltenden normativen Ansatz des Verdichtungsdruckes (ÖNORM B 4434, 1993) gilt in Deutschland der Verdichtungserddruck. Dieser unterscheidet in Bezug auf die Verdichtung zwischen intensiv und leicht und kann sowohl für den Erdruchdruck als auch für den aktiven Erddruck berücksichtigt werden. Jedenfalls ist für diese Lastgröße eine Überlagerung mit Verkehrslasten zu prüfen und für „die Nachweise der äußeren Standsicherheit [...] ist der Ansatz des Verdichtungserddruckes in der Regel nicht erforderlich“ (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2018). Jedoch kann dieser vorallem in Bezug auf die Betrachtung der Inneren Standsicherheit von Steinschlichtkörpern (im Bauzustand) aber auch für den Kopfbereich bei Gewichtskonstruktionen sinnvoll sein.

Beim Entwurf und der Planung von neu zu errichtenden Stützbauwerken sollten die oben angeführten Effekte bei der Wahl des Erddruckansatzes aber auch bei Betrachtung der Bauzustände berücksichtigt werden. Im Umgang mit Bestandsbauwerken gestaltet sich dies jedoch als schwierig, da zu den meist sehr geringen Kenntnissen über das eingebaute Material auch dessen Schüttung bzw. die eingebrachte Energie im Zuge des Verdichtungsprozesses nicht nachvollziehbar sind.

#### 4.2.4.2 Dynamische Effekte

In Österreich, auf Grund seiner topografischen Lage eher selten, in vielen Ländern der Welt jedoch durchaus bemessungs- und standsicherheitsrelevant, können Erdbeben einen großen Einfluss auf das Verhalten und die Beanspruchung auf Bauwerke haben. Neben dem Verlust der Standsicherheit zufolge Veränderungen der Tragfähigkeit des Bodens (z.B. Bodenverflüssigung vgl. Pak, 2000) bewirkt die zusätzliche horizontale Beanspruchung des Bodens (Strauss u. a., 2010) auch eine Veränderung des Erddruckes. Durch die wirkende Bodenbeschleunigung  $a_g$  lassen sich die zusätzlichen Erdbebenkoeffizienten  $k_h$  bzw.  $k_v$  bestimmen, welche in Kombination mit der Bauwerksflexibilität zu einer pseudostatischen Erddruckbelastung umgerechnet werden können. Da derartige Phänomene in Österreich jedoch selten vorkommen und mit geringem Schädigungspotential verbunden sind, werden diese in der vorliegenden Arbeit nicht weiter behandelt und wurden hier lediglich der Vollständigkeit halb angeführt.

Neben diesen dynamischen Effekten aus Erdbeben können der Bodenkörper bzw. das von diesem beanspruchte Stützbauwerk auch durch (dynamische) Verkehrslasten beansprucht werden. Diese können sich zum einen in Form einer Flächen- bzw. Linienlast und den daraus folgenden Erddrücken auf das Bauwerk auswirken, andererseits jedoch auch zu einer (Nach-)Verdichtung des Bodens führen.

#### 4.2.4.3 Räumliche Effekte des Erddruckes

Vor allem bei aufgelösten Stützbauwerken (z.B. Hangverdübellungen) kann es zur Ausbildung von räumlichen Effekten des Erddruckes kommen. Neben Erscheinungen, welche bei freistehenden Konstruktionen (z.B. Brückenpfeilern) auftreten, sind dies auch Gewölbeeefekte zwischen einzelnen (Stütz-)Elementen.

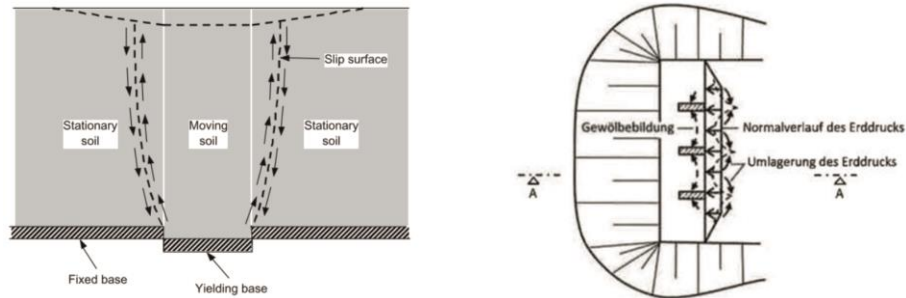


Abb. 66: Links: Spannungsumlagerung zufolge der Bewegung eines gestützten Teilkörpers (Paik/Salgado, 2003); Rechts: Erddruckumlagerung bei aufgelösten Bauwerken (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2018)

Neben den Untersuchungen von Terzaghi (1954) zeigen auch aktuellere Untersuchungen (z.B. Paik/Salgado, 2003), dass derartige Gewölbeeefekte (soil arch) auftreten können. Für Stützbauwerke sind diese Effekte vor allem von Interesse, wenn eine lokale Schädigung (in Form der Reduktion der Tragfähigkeit) vorliegt. Die Ausführungen zu Korrosionsschäden an Winkelstützmauern (vgl. Kapitel 3.4) zeigen, dass diese lokal sehr stark streuen können. Ähnlich der Gewölbebetragwirkung zwischen Pfählen kann dies bei einzelnen, versagenden, oder sich weniger steif verhaltenden Bauwerkssegmenten der Fall sein.

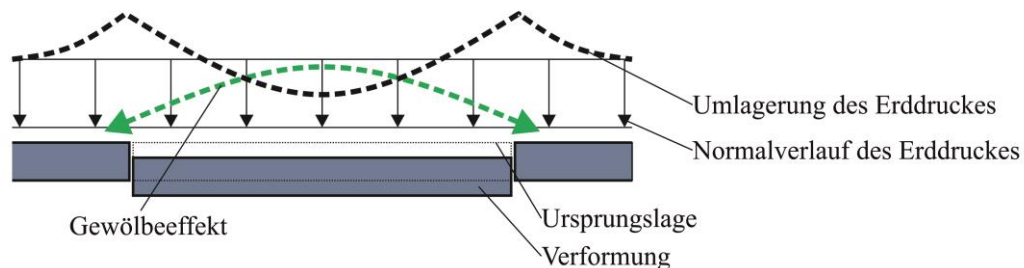


Abb. 67: Schematische Darstellung einer Gewölbeausbildung bei einem schadhafte Segment eines Stützbauwerkes

So würde sich, in einem begrenzten Bereich (Abb. 67) in Abhängigkeit der Länge ein, das schadhafte Bauwerkssegment entlastendes Gewölbe ausbilden, welches sich auf die beiden benachbarten Segmente auflagert. Hierzu ist es jedoch erforderlich, dass die Ausbildung eines Gewölbes geometrisch (Stich und Bogen) möglich ist, die benachbarten Segmente die zusätzliche Last aufnehmen können und dass eine ausreichende Verformungsmöglichkeit gegeben ist. Vor allem letzteres kann bei der Anwendung von Querkraftdübeln (vgl. Abb. 134) zwischen den Bauwerksblöcken nicht gegeben sein.

## 4.2.4.4 Zyklische Beanspruchung eines Bodenkörpers

Bei der Bemessung eines Stützbauwerkes bzw. geotechnischer Bauwerke im Allgemeinen, wird mit Ausnahme dynamischer Lasten (vgl. Kapitel 4.2.4.2) der Erddruck immer als konstante und eine im Allgemeinen über die gesamte Lebensdauer unveränderliche Beanspruchung angenommen. Bei starren, sich nicht verformenden Bauwerken ist dies (ohne Berücksichtigung eventueller Alterungseffekte) bedingt zutreffend. Zufolge von äußeren Einwirkungen wie beispielsweise Verkehrslasten, Temperatureinwirkungen oder anderen periodischen (oft witterungsbedingten) Einflüssen kommt es jedoch zu einer Verformung der Wand, welche nicht zwangsläufig aus der Beanspruchung zufolge Erddruck herrühren muss. Beispielhaft hierfür seien Temperatureinflüsse an der Bauwerksvorderseite (vgl. Kapitel 4.5) angeführt. Diese ergeben eine ungleichmäßige Temperaturverteilung innerhalb des Querschnittes, welche zu Zwängen bzw. Verformungen führt. Periodisch (jahreszeitlich) betrachtet findet hierbei ein Art „Pumpen der Wand“ in Form einer zyklischen Bewegung des Bauwerkes statt.

Dieser Pumpeffekt kann beispielsweise bei Integralen Brückenbauwerken beobachtet werden, welche „infolge der Temperaturverformungen des Überbaues eine zyklische Beanspruchung“ (Kaufmann, 2008) erfahren. Abb. 68 Links zeigt die beiden Stellungen, welche bei Integralen Brücken vorliegen können. Durch die Temperatureinwirkungen auf das Brückentragwerk (Abkühlung bzw. Erwärmung) kommt es entweder zu einer Verkürzung bzw. zu einer Verlängerung des Tragwerkes, welche durch die Widerlager aufgenommen werden muss.

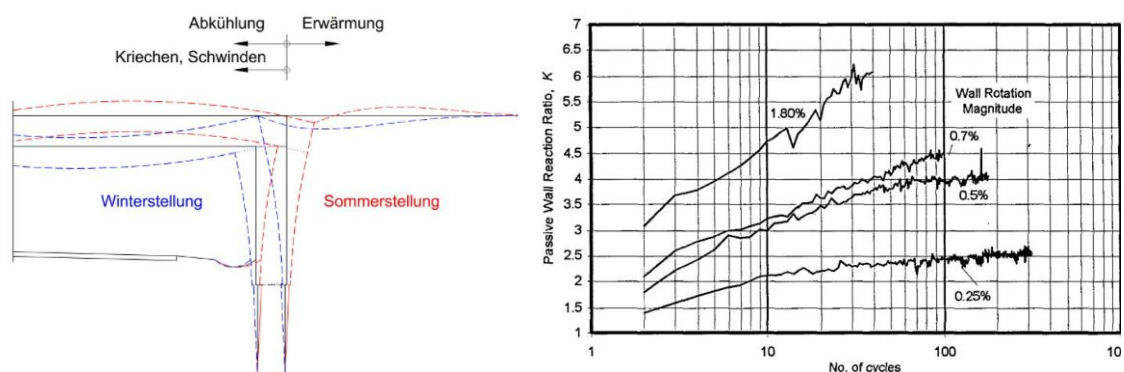


Abb. 68: Links: Temperaturverhalten eines Integralen Brückenwiderlagers (Geier u. a., 2017); Rechts: Änderung des Erddruckes bei mehreren Belastungszyklen für unterschiedliche Verformungen (England/Tsang, 2001)

Der Einfluss einer derartigen Verformung des Brückenwiderlagers ist in Abb. 68 Rechts dargestellt. Dabei lässt sich erkennen, dass der Beiwert  $K$ , als Verhältnis zwischen dem angenommenen und dem gemessenen Erddruck, von der Größe der Verformung und der Anzahl der Zyklen abhängt. Die Verformung (Wall Rotation Magnitude) wurde dabei durch das Verhältnis der Verschiebung zur Wandhöhe definiert. Zudem lässt sich erkennen, dass bei geringen Verformungen eine Abflachung der Erddruckzunahme stattfindet.

Ähnliche Effekte zum Verhalten der Widerlager bei Integralen Brücken wurden beispielsweise auch von Springman, Norrish und Ng (1996), Humbly & Burland (1979) bzw. Clayton, Xu & Bloodworth (2006) mittels Versuchen bzw. einer numerischen Nachrechnung des Pumpeffektes untersucht. Diese Untersuchungsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen (vgl. *Springman/Norrish/Ng*, 1996, S. 65:

- Für den aktiven Bewegungsfall (vom Bodenkörper weg) kann zwar der aktive Erddruck erreicht werden, auf Grund des zyklischen Verhaltens der Wand ist dieser jedoch nicht bemessungsrelevant;
- Für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit kommt es zu einer Umlagerung der Bodenteilchen, welche zufolge einer aktiven Wandbewegung (vom Bodenkörper weg) und dem damit einhergehenden Spalt zu einer Verdichtung des Bodens führen;
- Im Fall der Gebrauchstauglichkeit (hier durch Kopfverdrehungen  $< 0,23^\circ$  definiert) treten Erddruckbeiwerte größer dem Erdruhedruck auf, welche für flexible Wände bei  $K < 1$  und für starre Wände bei  $K < 2$  liegen;
- Im Fall der Tragfähigkeit (hier durch Kopfverdrehungen  $> 0,5^\circ$  definiert) treten Erddruckbeiwerte größer dem Erdruhedruck auf, welche für flexible Wände bei  $1 < K < 2$  und für starre Wände bei  $K \sim 4$  liegen.

Weiters untersuchten Huntley und Valsangkar (2013) den Einfluss der Temperatur auf den Erddruck an einem Widerlager.

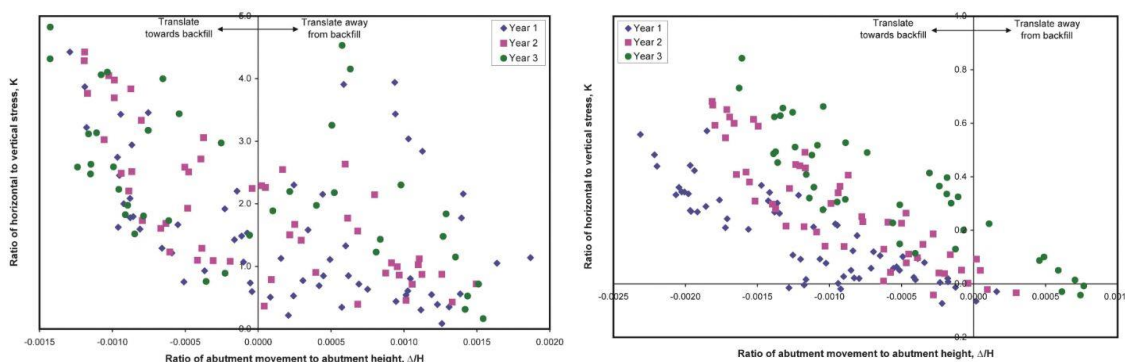


Abb. 69: Erddruckänderungen an einem Brückenwiderlager; Links: Sensor im Kopfbereich; Rechts: Sensor im Fußbereich (*Huntley/Valsangkar*, 2013)

Die beiden in Abb. 69 dargestellten Diagramme lassen erkennen, dass die Größe des Erddruckes (Ordinate), dessen Verteilung aber auch das Gesamtverhalten der Bodenkörper über die Zeit veränderlich ist. Weiters wurde auch angemerkt, dass dies sehr stark von Typ und der Art der Ausführung der Brücke und der Größe der Widerlagerbewegung (Abszisse) abhängig ist.

Bei den obigen Ausführungen zum Verhalten von Brückenwiderlagern handelt es sich jedoch immer um eine Verformung der Widerlagerwände, welche zufolge einer Beanspruchung am Kopf (aus dem Tragwerk kommend) stattfindet. Bei Stützbauwerken ist dies (im Allgemeinen) nicht der Fall.



Eine Deformation bzw. Verformung bei Stützbauwerken wird hauptsächlich zufolge temperaturbedingter Einflüsse (vgl. Kapitel 4.5), einer Änderung der Belastung (Wasser – und Verkehrslasten – vgl. Kapitel 4.3 & 4.4) oder zufolge einer stattfindenden Schädigung (vgl. Kapitel 4.6) ausgelöst. Im Vergleich zu Brückenwiderlagern wirken diese Einflüsse jedoch direkt auf die Tragstruktur (vertikaler Wandschenkel) und werden nicht durch andere Bauteile (Brückentragwerk/Oberbau) in die erdberührten Bauteile eingeleitet.

Einige Untersuchungen hierzu wurden beispielsweise bei Schleusenbauwerken durchgeführt. Diese Verhalten sich, auf Grund ihrer Konstruktionsform, ähnlich wie Stützbauwerke. In Abb. 70 ist der Einfluss eines jahreszeitlichen Temperaturspiels auf die Kammerwand der Schleuse Eibach (Main-Donau-Kanal) dargestellt. Diese lässt erkennen, dass eine Schwankung des Erddruckes an der Rückseite zwischen Sommer und Winter festgestellt werden kann. Wird diese mit den Verformungen gegenübergestellt, so zeigt sich, dass zufolge der größeren Verformungen im Winter (Verkürzung der Vorderseite zufolge geringerer Temperaturen) eine Abnahme des Erddruckes vorliegt.

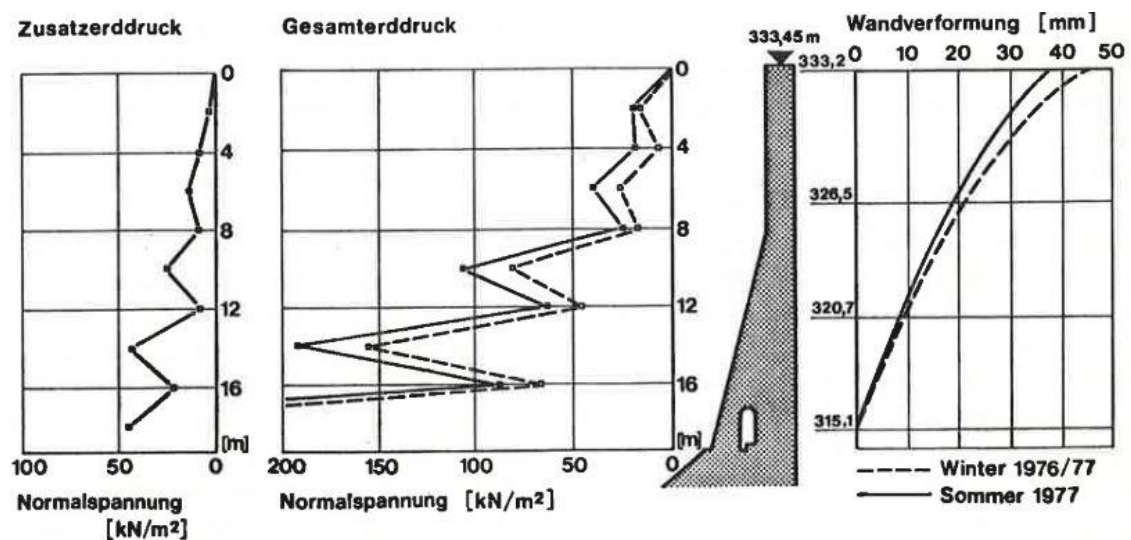


Abb. 70: Einfluss der Temperatur auf eine Schleusenwand; Links: Zusatzerddruck; Mitte: Gesamterddruck für Sommer- und Winterstellung; Rechts: Wandverformung für Sommer- und Winterstellung (Hilmer/Vogt, 1978)

Ebenfalls an einem Schleusenbauwerk (Abb. 71) wurden durch Schuppener (1975) über einen Zeitraum von drei Jahren die Verformungen des Bauwerkes ( $s$ ), die Verschiebung der Erddruckresultierenden ( $h$ ) und die Änderung des Erddruckbeiwertes (hier als  $\lambda$  bezeichnet) erfasst. Diese zeigen, identisch zu den bereits angeführten Arbeiten einen Zusammenhang zwischen der Temperatur und dem resultierenden Erddruck. Die jahreszeitlichen Schwankungen der Temperatur sind sowohl in der Temperatursauswertung zu erkennen, lassen sich jedoch auch in der Änderung des Erddruckbeiwertes erkennen. Weiters lässt sich eine geringfügige Verschiebung der Wirkungshöhe der Erddruckresultierenden erkennen. Diese resultiert aus der aufgrund der größeren Verschiebungen an der Oberkante der Wanne stattfindenden Erhöhung des Erddruckes.



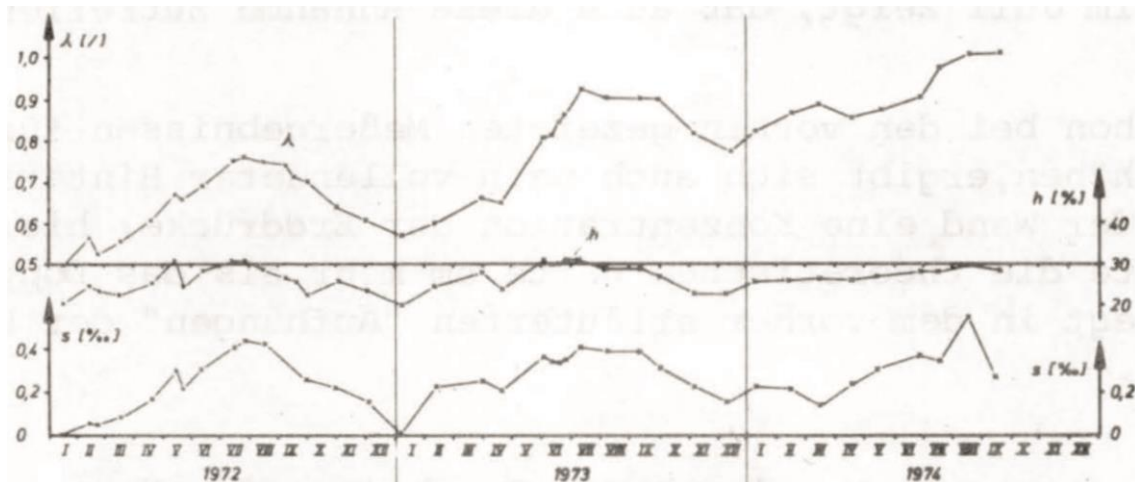


Abb. 71: Messergebnisse einer Trogwanne für die Jahre 1972 bis 1974; Unten: Verschiebung des Wandkopfes ( $s$ ); Mitte: Verhältnis des Angriffspunktes der Erddruckresultierenden zur Wannenhöhe ( $h$ ); Oben: Erddruckbeiwert  $\lambda$  rückgerechnet aus den gemessenen Erddrücken (Schuppener, 1975)

Neben den hier angeführten Beispielen finden sich in der Literatur noch eine Vielzahl an derartigen Untersuchungen und auch Messkampagnen, sowohl im Zusammenhang mit dem Pumpeffekt bei Brücken als auch dem Verhalten von Böden unter zyklischer Beanspruchung. Die hier angeführten Beispiele zeigen, dass eine Veränderung des Erddruckes zufolge einer zyklischen Bewegung eines gestützten Erdkörpers stattfindet. Eine Abnahme des Erddruckes, wie in Kapitel 4.2.3 und Allgemein bei einer monoton stattfindenden Bewegung einer Konstruktion wurde jedoch durch keine der angeführten Literaturstellen erkannt.

#### 4.2.4.5 Alterungseffekte

Neben dem Einfluss aus einer zyklischen Belastung (vgl. Kapitel 4.2.4.4) kann sich auch eine Änderung der (boden-)mechanischen Eigenschaften des Bodenkörpers auf den Erddruck auswirken. So ist bekannt, dass sich die (für geotechnische Zwecke relevanten) Eigenschaften des Bodens auch in kurzen Zeitraum („*engineering time*“ Schmertmann, 1991) ändern können. Schmertmann führt hierfür beispielsweise den Reibungswinkel und die Dilatanz an. Eine Änderung der Kohäsion bzw. eine chemische Bindung (ähnlich einer Kohäsion) wird hierbei jedoch generell ausgeschlossen. Weiters führt Schmertmann an, dass die Änderung des Reibungswinkels meist mit einer mechanischen Ursache (z.B. Umverteilung der Körner des Bodens) einhergeht. Derartige Änderungen können nicht nur bei bindigen Materialien wie Schluff oder Ton eintreten, sondern auch bei granularen (oftmals nichtbindigen) Böden, wie beispielsweise Sanden oder kiesigen Materialien. Dies wird unter anderem auch in Mitchell & Soga (2005) beschrieben. Wobei sich diese Auswertungen und Versuche immer auf eine Grenzzustandsbetrachtung des Materials (im Versagenszustand) beziehen, welche natürlich nur bedingt für die Betrachtung der Tragfähigkeit eines Stützbauwerkes herangezogen werden kann.

### 4.3 Wasserlasten

Wasser kann sich, wie bereits bei den Schadensbildern (Kapitel 3.3.2.2) angeführt, ungünstig auf das Verhalten von Stützbauwerken auswirken. Bereits Terzaghi (1961) schrieb, dass *„für den Entwurf von Stützmauern die Planung ausreichender Entwässerungsmaßnahmen und ein sorgfältiges Studium der Gründungsverhältnisse wichtiger ist, als eine genaue Ermittlung des Erddruckes.“* Nachfolgend soll daher kurz auf die Auswirkungen des Grundwassers bzw. auch strömender Wässer auf die Ermittlung des Erddruckes bzw. der Wasserlast eingegangen werden. Themenstellungen wie der Auftrieb eines Bauwerkes bzw. sich aus den Strömungsverhältnissen ergebende Effekte (z.B. Suffusion, Pipping) werden nachfolgend nicht behandelt.

Bei der Ermittlung des Erddruckes wird das Vorhandensein eines stehenden Grundwassers durch die Verwendung der effektiven Spannungen (vgl. Formel (3) Wichte unter Auftrieb  $\gamma'$ ) sowie dem Ansatz der Kräfte des Wasserdruckes in der Stabilitätsuntersuchung berücksichtigt.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3)$$

Aus dieser Berücksichtigung ergibt sich in weiterer Folge, eine Änderung des wirkenden Erddruckes, welcher zusätzlich durch einen (bei stehenden Grundwässern) hydrostatisch ansteigenden Wasserdruck erhöht wird. Weiters können jedoch vorallem bei umströmten Bauwerken (z.B. Baugrubenverbauten) zusätzliche Strömungskomponenten auftreten, welche in Form einer treibenden Kraft zusätzliche Belastungen auf ein Bauwerk ausüben.

Wie aus den (kurzen) obigen Ausführungen ersichtlich wird, kann sich ein anstehender Wasserdruck negativ auf die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit eines Stützbauwerkes auswirken. Daher ist es zwingend erforderlich, sowohl bei der Prüfung und Beurteilung derartiger Konstruktionen (vgl. Kapitel 3.3.2.2) als auch im Zuge einer Nachrechnung, den Einfluss des Wassers zu berücksichtigen.

### 4.4 Verkehrslasten

Neben den in den Kapiteln 4.2 und 4.3 angeführten Beanspruchungen zufolge Erddruck und Wasserlasten werden Stützbauwerke oftmals durch zusätzliche Auflasten beansprucht. Diese können zum einen durch benachbarte Bauwerke bzw. Konstruktionen aber auch durch die Nutzung der naheliegenden Verkehrsachsen (z.B. Straße oder Schiene vgl. Abb. 72) hervorgerufen werden.



Abb. 72: Links: Beispiel für zusätzliche Auflasten auf ein Stützbauwerk zufolge einer Steinschlagschutzgalerie; Rechts: Stützbauwerke beansprucht durch Verkehrslasten

Im Gegensatz zu Erddruck- und Wasserlasten hängt die Belastung durch Verkehrslasten (bzw. anderen Auflasten) von der Position der Last in Abhängigkeit zur Hinterkante (vgl. Abb. 73) des Bauwerkes ab.

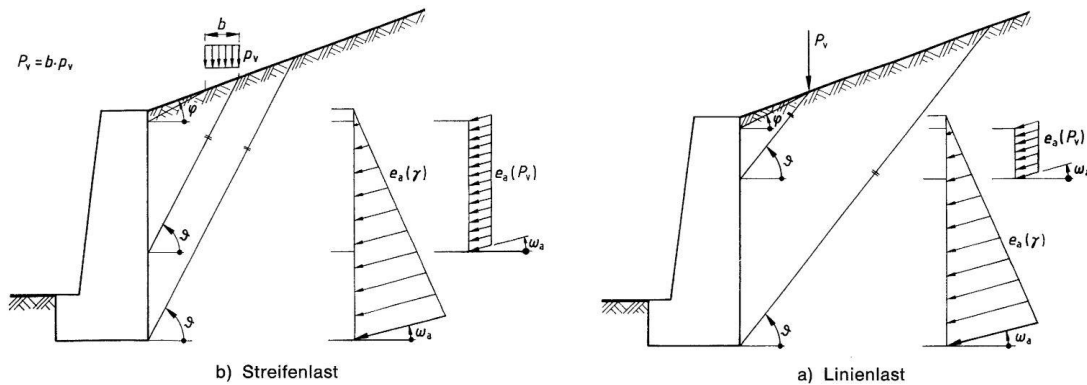


Abb. 73: Auflasten bei der Ermittlung des daraus resultierenden Erddruckes; Links: Begrenzte Streckenlast; Rechts: Einzellast (ÖNORM B 4434, 1993)

Eine Auswertung der bisherigen Entwicklung (vgl. Abb. 74) der Lastannahmen und Lastmodelle auf Brücken lässt erkennen, dass vor allem im Bereich des Güterverkehrs eine ständige Erhöhung der Lasten und somit der möglichen Beanspruchung von Stützbauwerken stattfindet.

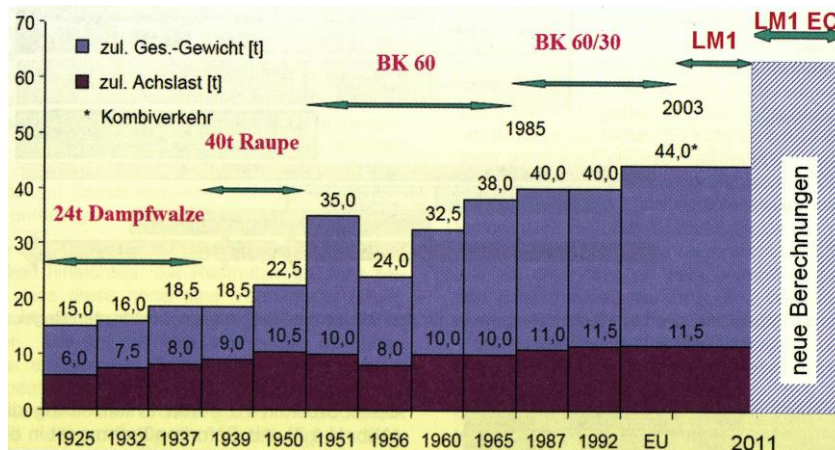


Abb. 74: Entwicklung der zulässigen Verkehrslasten nach StVZO (Deutschland) für die Bemessung von Straßenbrücken (Goris/Hegger, 2010)

Wie Abb. 74 zeigt, fand ein kontinuierlicher Anstieg der Belastungen bzw. der Lastannahmen zufolge Verkehrslasten statt. Diese ist (im Güterverkehr) auf die Entwicklung sowie die Nutzung größerer und höher beladener Transportmittel zurückzuführen. Diese wirken sich neben Brücken auch auf entlang der Straße situierte Stützbauwerke aus. Vorallem Stützbauwerke, welche zur Stützung einer Anschüttung (vgl. Abb. 2 Rechts) verwendet werden, sind neben dem Eigengewicht aus dem Bodenkörper auch durch die darauf wirkende Verkehrslast beansprucht. Weiters findet durch die höhere Belastung aus dem Güterverkehr (und der höheren Achszahl der Transportmittel) möglicherweise eine zusätzliche Verdichtung des Hinterfüllungskörpers statt.

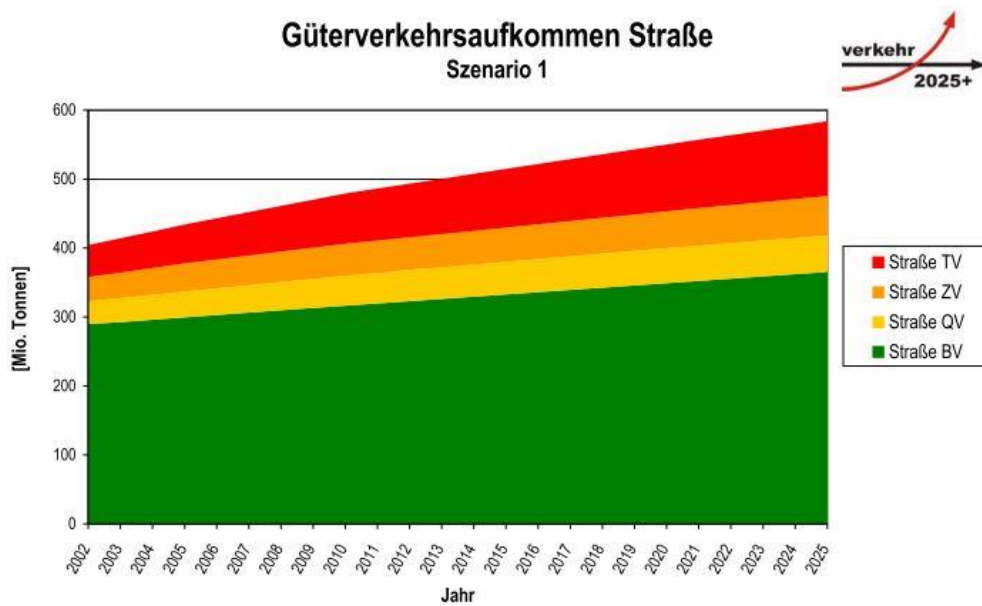


Abb. 75: Prognostizierter Anstieg des Güterverkehrs bis 2025 (VPÖ2025+, 2009)

Zudem kommt neben der steigenden Belastung zufolge einer Zunahme der Lasten aus dem Güterverkehr ebenfalls ein Anstieg der Verkehrsteilnehmer an sich hinzu. Dies kann schematisch anhand der in Abb. 75 dargestellten (prognostizierten) Entwicklung des Güterverkehrsaufkommens Straße in Österreich dargestellt werden.

In Bezug auf die Beanspruchung von Stützbauwerken zufolge Verkehr lässt sich festhalten, dass eine Steigerung der Beanspruchungen (aus Achslasten und Gesamtgewicht) und eine Zunahme der Verkehrsteilnehmer zu einem rascheren und möglicherweise tiefgreifenderen Schädigungsfortschritt bei Stützbauwerken (und anderen Infrastruktureinrichtungen) führen wird.



## 4.5 Temperatureinwirkungen

Die Einwirkung von Temperatur auf einen Bodenkörper kann einen großen Einfluss auf dessen Materialeigenschaften aufweisen. Eine Veränderung der Temperatur wirkt sich beispielsweise auf die hydraulischen Eigenschaften (*Chen u. a.*, 2017) sowie die mechanischen Eigenschaften bestimmter Bodenarten (vgl. *Gadzama/Nuhu/Yohanna*, 2017; *Moritz/Gabrielsson*, 2000 und *Plum/Exrisg*, 2016) aus. Derartige Phänomene führen jedoch hauptsächlich im Zusammenhang mit der Installation und dem Betrieb von Fernwärmeleitungen (*Achmus/Weidlich*, 2016) bzw. anderen unterirdischen, wärmeentwickelnden Anlagen und Bauwerken zu negativen Auswirkungen. Bei Stützbauwerken sind die Einflüsse zufolge einer Temperatureinwirkung auf den Bodenkörper meist vernachlässigbar.

Anders gestaltet sich dies bei der Temperaturbeanspruchung der konstruktiven Bauteile. Ausgelöst wird diese neben z.B. Brandlasten hauptsächlich durch das tägliche Wettergeschehen sowie der Wärmestrahlung und dem Wärmeaustausch mit der Umgebung. Bei Ingenieurbauwerken (z.B. Brücken, Bogenstaumauern) werden diese Effekte größtenteils durch die Einstrahlung der Sonne bzw. die täglich ändernde und jahreszeitlich variierende Sonneneinstrahlung (*Lichte*, 2004) hervorgerufen. Diese wirken einerseits in Form einer direkten und diffusen Sonnenstrahlung auf das Bauwerk ein, aber auch in Form einer Reflektion der Sonnenstrahlung und einer Strahlung aus dem Untergrund auf die Oberfläche des Bauwerkes.

Bei Brücken sind diese Effekte am gesamten Tragwerk zu erkennen und wirken sich hier beispielsweise auf die Bemessung der Lagerkonstruktionen bzw. auch auf die Zwangsbeanspruchung des Bauwerkes aus. Ebenfalls wirkt sich dieser Temperatureinfluss auf die Widerlager von Brücken aus. Vorallem bei Integralen Brücken (*Kaufmann*, 2008) werden aus dem Tragwerk Verformungen (zufolge Temperatur) in die Widerlager weitergeleitet, welche sich signifikant auf den wirkenden Erddruck (vgl. Kapitel 4.2.4.4) auswirken können.

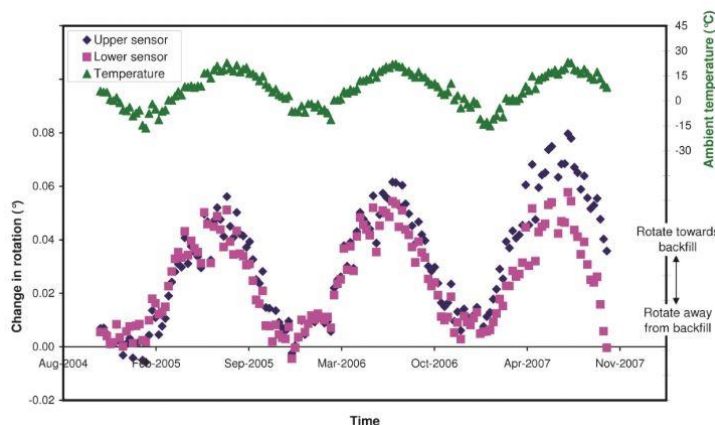


Abb. 76: Monitoringdaten einer Integralen Brücke; Temperaturveränderung der Außenluft (Grün); Verformungen der Widerlagerwand, Sensor oben (Blau), Sensor unten (Magenta) (*Huntley/Valsangkar*, 2013)

Die Daten in Abb. 76 zeigen, dass ein klarer Zusammenhang zwischen der Änderung der Außentemperatur und den Verformungen des Widerlagers vorliegt. Dieser wird auch bei Betrachtung der in Abb. 77 dargestellten Ergebnisse ersichtlich. Die Sensoren T1 und T2 repräsentieren dabei die gemessene Temperatur an der Bauwerksunterseite (T1 = widerlagernahe; T2 = Brückenmitte), während durch die Sensoren L1 und L2 die Verlängerung bzw. Verkürzung des gesamten Brückentragwerkes erfasst wurden.

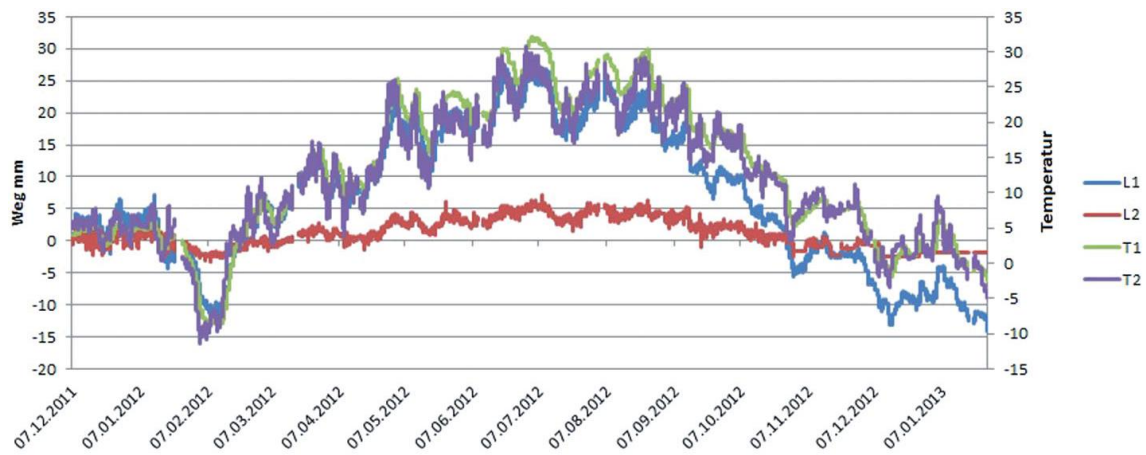


Abb. 77: Änderung der Temperatureinwirkung an der Unterseite einer Brücke und Längenänderung des Gesamtbauwerkes (Geier/Mack/Krebes, 2014)

Die oben kurz angeführten Daten beziehen sich auf Brücken und auch auf das Verhalten der Widerlager dieser. Jedoch ist hierbei zu beachten, dass eine Beeinflussung zufolge Temperatur bei Brückenwiderlagern hauptsächlich durch die Beanspruchung aus dem Brückentragwerk erfolgt, während Stützbauwerke meist direkt durch die Sonne beaufschlagt werden. Abb. 78 zeigt ein an eine Brücke (Unterführung) anschließendes Stützbauwerk. Diese Abbildung lässt erkennen, dass das Stützbauwerk (neben einigen Abschattungen zufolge Schildern bzw. dem Kopfriegel) vollflächig und gleichmäßig durch die Sonneneinstrahlung beaufschlagt wird. Während das Widerlager der naheliegenden Brücke lediglich in Teilbereichen durch die Sonnenstrahlung beeinflusst wird.



Abb. 78: Vergleich zwischen Brückenwiderlager und Stützbauwerk



Zwar sind derartige Effekte vom Sonnenstand und der Ausrichtung der Bauwerke abhängig, jedoch findet eine Abschattung (vgl. *Lichte*, 2004) zufolge des Tragwerkes lediglich bei Brücken statt, während Stützbauwerke nur durch geometrische Randbedingungen (z.B. Krümmung, Knicke) und nicht durch horizontale Bauteile beeinflusst werden. Das Verhalten anderer Ingenieurbauwerke wie beispielsweise Bogenstaumauern kann hier unter Umständen besser mit Stützbauwerken verglichen werden. Zum einen sind diese in ihrer Funktionsweise (Aufnahme von Horizontallasten infolge der Stützung eines Körpers) miteinander vergleichbar, zum anderen werden vor allem große Bogenstaumauern (ohne den Einfluss der Talflanken) ebenfalls direkt durch die Einstrahlung der Sonne beaufschlagt.

Die Sonneneinstrahlung auf eine Bogenstaumauer (*Santillán u. a.*, 2014) ist beispielhaft in Abb. 79 dargestellt. Diese lässt erkennen, dass sich die Sonneneinstrahlung (hier als Wärmefluss bezeichnet) generell in die Anteile Strahlung ( $q_s$ ), Konvektion ( $q_c$ ) und langwellige Strahlung ( $q_r$ ) aufteilen lässt. Die Abgabe zufolge Evaporation des Wassers wurde hier nur der Vollständigkeit halber angeführt. Weiters lässt diese Abbildung (unten) erkennen, dass eine jahrzeitlich schwankende Außenlufttemperatur an der Bauwerksoberfläche vorliegt, welche auch in das Bauwerk eingetragen wird.

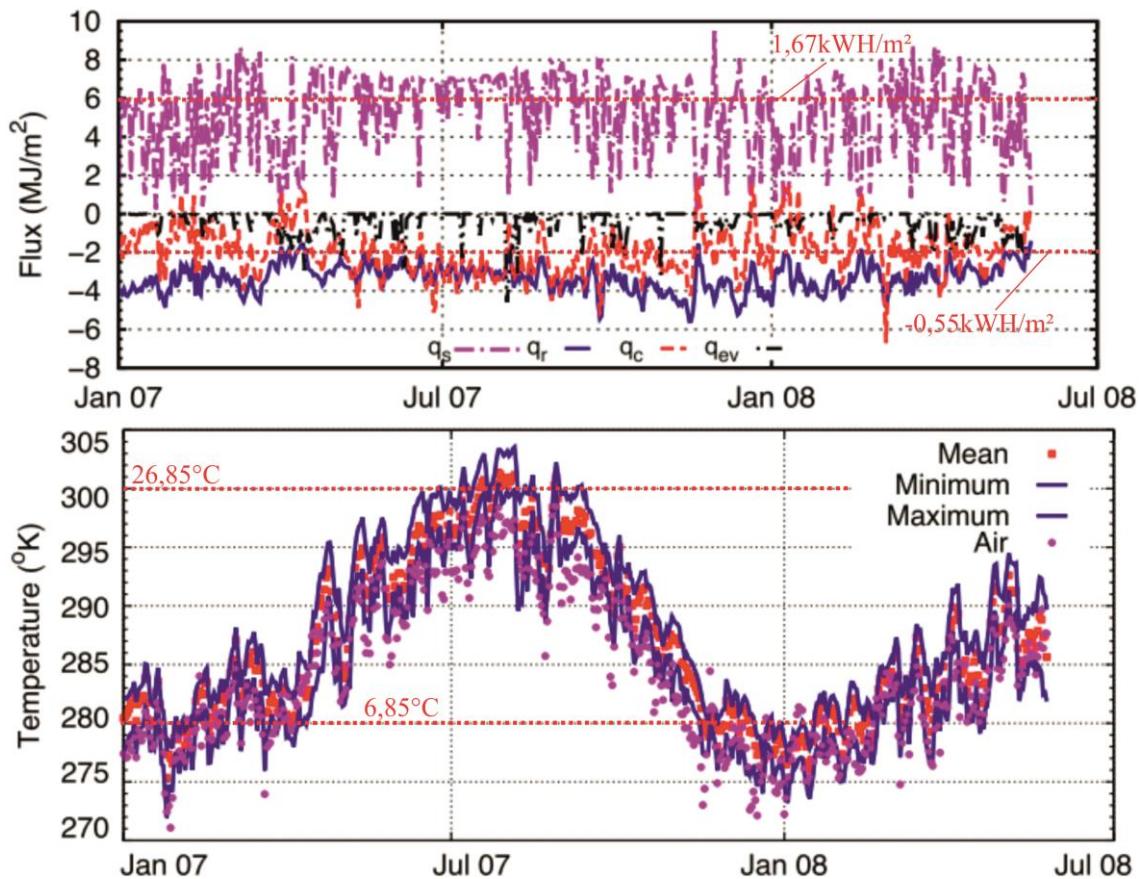


Abb. 79: Messungen an der Vorderseite einer Bodenstaumauer; Oben: Sonneneinstrahlung; Unten: Oberflächentemperatur (modifiziert nach *Santillán u. a.*, 2014)

Sowohl messtechnische als auch numerische Untersuchungen an Bogenstaumauern bzw. massigen Betonbauteilen im Allgemeinen zeigen, dass bei einer einseitigen Temperaturbeaufschlagung ähnliche Effekten innerhalb des Querschnittes wie bei Brückentragwerken (vgl. ÖNORM EN 1991-1-5, 2012; *Sohn/Fingerloos/Wörner*, 2015; *Mehlhorn/Curbach*, 2014) auftreten. Während eine Seite des Bauwerkes durch die Sonneneinstrahlung (bzw. andere Temperatureinflüsse) aufgewärmt (bzw. abgekühlt) wird, bleibt die andere Seite des Tragwerkes von diesen Einflüssen (größtenteils) unbeeinflusst. Aus dieser ungleichmäßigen Beanspruchung bilden sich in weiterer Folge ungleichmäßige Temperaturverteilung über den Querschnitt des Bauwerkes, welche in einer Zwangsbeanspruchung resultieren.

Aktuell sind keine normativen bzw. sonstigen technischen Vorschriften vorhanden, welche die Berücksichtigung eines Temperatureinflusses auf die Außenseite von Stützbauwerken und die damit einhergehenden Zwangsspannungen ermöglichen. Jedoch wird beispielsweise in der ÖNORM EN 1991-1-5 (2012) für große Hohlkastenwände ein Temperaturunterschied von 15°C zwischen Innen- und Außenseite angeführt. In Anbetracht der in Abb. 79 (beispielhaft) dargestellten Temperaturverteilung und der Tatsache, dass nur eine sehr bedingte Beeinflussung der Temperatur des Bodenkörpers (vgl. *Scheffer u. a.*, 2010) vorliegt, kann davon ausgegangen werden, dass ein ähnlicher Einfluss auch bei Stützbauwerken zu erwarten ist.

Zusätzlich zu diesen witterungsbedingten Einflüssen werden Stützbauwerke aus Beton (vorallem massige Bauteile) durch die Hydratation des Betons (vgl. *Bergmeister/Fingerloos/Wörner*, 2010 & *Zilch u. a.*, 2013) im Zuge der Herstellung beansprucht. Derartige Effekte können zwar zu großen inneren Zwängen des Bauteiles (*Adam*, 2006) führen, finden jedoch (größtenteils) nur in der Errichtungsphase des Bauwerkes statt, und werden hier nur bedingt betrachtet.

## 4.6 Effekte zufolge Schädigung

Schädigungen an Bauwerken können unterschiedliche Ursachen haben. Allgemein bekannt, und auch durch die Vorgaben der Bemessungsregeln abgedeckt, sind hier beispielsweise der Fahrzeuganprall, der Brandfall oder die Erdbebeneinwirkung. Diese sind als außergewöhnliche Lastfälle in den Lastannahmen (vgl. ÖNORM EN 1991-1-7, 2014) zu berücksichtigen und können zu bemessungsrelevanten Lastfällen werden. Im nachfolgenden Kapitel sollen jedoch die Effekte zufolge anderer (meist nicht normativ geregelten bzw. abgedeckten) Einflüsse näher behandelt und ausgeführt werden. Bei Stützbauwerken aus Beton sind dies beispielsweise Korrosionsschäden oder unter Umständen der Einfluss zufolge einer Temperaturbeanspruchung des Querschnittes. Dies soll in diesem Kapitel anhand eines einfachen Beispiels aufgezeigt werden. Hierfür wird der vertikale Wandschenkel einer Winkelstützmauern durch einen Kragträger (vgl. Abb. 80) approximiert.

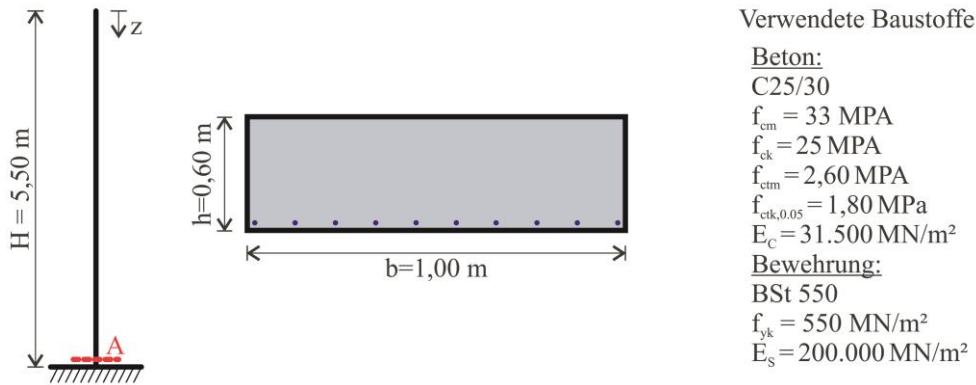


Abb. 80: Angaben zur Modellbildung; Links: Kragträger zur Nachbildung des Gesamtsystems; Mitte: Betonquerschnitt; Rechts: Materialparameter

Nachfolgend werden zuerst die Querschnittswerte bzw. der Querschnittswiderstand für unterschiedliche Abschnitte der Lebensdauer sowie für unterschiedliche Schädigungsszenarien ermittelt. Aufbauend auf diesen werden die Querschnittswerte, welche für eine Verformungsermittlung erforderlich sind, berechnet und für eine weitere Verwendung zusammengestellt. Der Fokus hierbei liegt nicht auf einer mechanisch und betonbautechnisch vollständig richtigen Abbildung der Effekte, sondern lediglich in der Abschätzung der Auswirkung der unterschiedlichen Einflüsse.

#### 4.6.1 Einfluss auf den Querschnitt

Die nachfolgenden Ausführungen zur betonbautechnischen Berechnung wurden dem Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1, 2015) sowie Zilch & Zehetmaier (2010) entnommen und werden nicht weiter zitiert. Die nachfolgenden Berechnungen wurden hierbei auf den Fall einer reinen Biegung reduziert.

- **Ermittlung des Rissmomentes**

Das Rissmoment beschreibt jenes Grenzmoment des Querschnittes, bei welchem die Zugtragfähigkeit des Betonquerschnittes (zufolge Biegung) überschritten wird. Daraus resultiert ein Reißen des Querschnittes und in weiterer Folge die Aktivierung der Funktion der Bewehrung.

$$M_{cr} = f_{ctk,05} * W \quad (4)$$

- **Zeitpunkt t=0, ungerissen**

Zum Zeitpunkt t=0 werden die Querschnittswerte ohne die Berücksichtigung zeitlicher Effekte (z.B. Kriechen) ermittelt. Hierzu wird ein vollständig intakter und ungerissener Betonquerschnitt betrachtet. Einleitend ist hierfür das Verhältnis der E-Module von Beton und Stahl ( $\alpha_{e,0}$ ) zu ermitteln und die statische Nutzhöhe  $d$  muss bestimmt werden. Diese ermittelt sich aus der Höhe des Querschnittes  $h$  abzüglich der Betondeckung und dem Stabdurchmesser ( $d_l$ ) des Bauteiles.

$$\alpha_{e,0} = \frac{E_s}{E_c} \quad (5)$$

$$d = h - d_1 \quad (6)$$

Aufbauend auf diesen Hilfswerten und den ermittelten Querschnittswerten für den Betonkörper und die Bewehrung kann die Biegesteifigkeit im Zustand I wie folgt bestimmt werden:

$$EI_{t=0}^I = E_c * I_{y,id}^I \quad (7)$$

- **Zeitpunkt t=0, gerissen**

Für den gerissenen Zustand muss vorab die bei einem vollständigen Einreißen des Querschnittes resultierende Druckzonenhöhe  $x_{II}$  bestimmt werden. Hieraus kann der innere Hebelsarm  $z_{II}$  berechnet werden, welcher die Ermittlung der Biegesteifigkeit (bzw. auch eine Aufteilung der einwirkenden Momentenbeanspruchung in ein Kräftepaar) ermöglicht.

$$x_{II} = \frac{\alpha_{e,0} * A_s}{b} * \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{\alpha_{e,0} * A_s}} \right) \quad (8)$$

$$z_{II} = d - \frac{x_{II}}{3} \quad (9)$$

$$EI_{t=0}^{II} = A_s * E_s * (d - x_{II}) * z_{II} \quad (10)$$

Die oben angeführte Biegesteifigkeit berücksichtigt bereits die zufolge des gerissenen Zustandes wegfallende Betonfläche, jedoch noch keine Effekte, welche aus einer Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bzw. aus den Krieeffekten (als zeitabhängiger Einfluss) resultieren.

- **Zeitpunkt t=∞, ungerissen, mit Berücksichtigung von Krieeffekten**

Durch das Kriechen (als zeitabhängiger Effekt) kommt es zu einer Reduzierung des E-Moduls des Betons, welche sich auf die Ermittlung der Biegesteifigkeit des Querschnittes auswirkt. Dies wird durch die Berücksichtigung einer (End)Kriechzahl, welche von der relativen Luftfeuchte, dem Belastungsbeginn und der Betonsorte abhängig ist, vorgenommen. Die Bestimmung dieser ist in Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1, 2015) näher angeführt und erfolgt meist auf Grundlage von Tabellenwerten. In vorliegender Arbeit wird eine Endkriechzahl von  $\varphi_B = 2,50$  angenommen, da die ansonsten erforderlichen Angaben fehlen bzw. nicht schlüssig angenommen werden können.

$$E_{c,\infty} = \frac{E_c}{1 + \varphi_B} \quad (11)$$

$$\alpha_{e,\infty} = \frac{E_s}{E_{c,\infty}} \quad (12)$$

$$EI_{t=\infty}^I = E_{c,\infty} * I_{y,id}^I \quad (13)$$

- **Zeitpunkt  $t=\infty$ , gerissen, Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen**

Wird bei der Ermittlung der Beigesteifigkeit nach Formel (13) zusätzlich der modifizierte E-Modul des Stahl  $E_{s,mod}$  berücksichtigt, so kann der Effekt des „Tension Stiffenings“ (Massicotte/Alwi/Mac Gregor), also die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, in Rechnung gestellt werden.

$$E_{s,mod} = \frac{E_s}{1 - 0,4 * \frac{A_{c,eff} * f_{ctm}}{A_{s1} * E_s * \varepsilon_s}} \quad (14)$$

Die in Formel (14) angeführte Stahldehnung kann hier vereinfacht durch die, sich aus dem Gleichgewicht der Horizontalkräfte ergebende Spannung im Stahlquerschnitt berücksichtigt werden. Da der sich daraus ergebende Effekt jedoch relativ gering ist, kann dieser bei den hier angeführten Berechnungen und Betrachtungen auch vernachlässigt werden.

- **Berücksichtigung der Korrosion der Bewehrung**

Die zufolge einer Korrosion eintretende Querschnittsreduktion der Bewehrung führt zu einer Änderung des Dehnungszustandes im Querschnitt. Diese kann (bedingt) in Form einer Biegebemessung berücksichtigt werden. Einleitend wird hier nach Formel (15) aus dem einwirkenden Moment die Betondruckkraft  $F_C$  ermittelt. Hierfür wird in dieser Arbeit das (aus dem Erddruck stammende) vorhandene Biegemoment verwendet. Da die Korrosion lediglich bei freiliegender Bewehrung stattfinden wird und diese zusätzlich im Anschlussbereich zwischen Wandschenkel und Fundament untersucht werden soll, wird hierzu der Hebelsarm zufolge eines gerissenen Querschnittes verwendet.

$$F_C = \frac{M}{z_{II}} = F_S \quad (15)$$

Anschließend kann aus der Stahlkraft  $F_S$  die Stahlspannung  $\sigma_s$  ermittelt werden. Diese stellt nun den Ausgangszustand für ein Fortschreiten der Bewehrungskorrosion dar. Aus dem Zusammenhang zwischen der Stahlspannung und der Stahlzugkraft kann die Dehnung des Stahles nach Formel (16) bestimmt werden.

$$\varepsilon_S = \frac{F_S}{A_S * E_S} = \frac{M}{E_S} * \frac{1}{z_{II} * A_S} \quad (16)$$

Unter der Annahme, dass ein Ebenbleiben des Betonquerschnittes vorliegt, kann nun durch die Anwendung des Strahlensatzes aus der Stahldehnung auf die Betondehnung an der Vorderseite des Querschnittes geschlossen werden.

$$\varepsilon_C = \frac{\varepsilon_S * x_{II}}{d_1 - x_{II}} \quad (17)$$

Liegt nun eine Korrosionsschädigung mit der Folge einer Querschnittsreduktion der Bewehrung vor, so wirkt sich dies in Formel (16) auf den inneren Hebelsarm  $z_{II}$  (abhängig von der Druckzonenhöhe) und die Bewehrungsfläche  $A_S$  aus. Daraus resultiert eine neue Stahldehnung, welche wiederum eine neue Betondehnung nach Formel (17) ergibt. Aus den oben angeführten Zusammenhängen lässt sich durch Iteration eine Veränderung der Betonstauchung simulieren, welche aus Gleichgewichtsgründen und unter Berücksichtigung der geänderten Druckzonenhöhe und dem inneren Hebelsarm in einer neuen Stahldehnung resultiert, welche zu einer neuen Querschnittsfläche der Bewehrung führt.

Bei der durchgeführten Iteration wurde vorausgesetzt, dass ein Ebenbleiben des Querschnittes vorliegt. Weiters wurde zwar der Tension-Stiffening Effekt des Betons (durch eine Modifikation der Stahlarbeitslinie) berücksichtigt, jedoch eine eventuelle Verfestigung des Betonstahles vernachlässigt. Diese Annahmen können in weiterer Folge damit gerechtfertigt werden, dass bei den hier vorliegenden Belastungen und den gewählten Querschnitten kein Fließen des Betonstahles (vgl. Abb. 85 Links) vorliegt und daher eine Verfestigung (als Zunahme der Stahlspannung bei gleichbeliebender Dehnung) nicht stattgefunden hätte.

## 4.6.2 Einfluss auf das Gesamtsystem

Für die Bestimmung der Verformungen des Systems bzw. auch der Verdrehungen, des in Abb. 80 Links dargestellten Stabsystems werden die (wie in Kapitel 4.6.1 hergeleiteten) Biegesteifigkeiten für unterschiedliche Belastungs- und Schädigungszustände herangezogen. Diese sind für den hier angeführten Querschnitt in nachfolgender Tabelle angegeben.

Tab. 6: Querschnittswerte für die Ermittlung der Gebrauchstauglichkeit

#	Bezeichnung	Größe [MN/m <sup>2</sup> ]	Anmerkung
1	$EI_{t=\infty}^I$	180	ungerissen, inkl. Kriecheffekt
2	$EI_{t=\infty}^{II}$	60	gerissen, inkl. Kriecheffekt und Tension Stiffening



Die Korrosionsschädigung des Querschnittes wird mit einer geringeren Stahlfläche und den sich daraus ergebenden geringeren Biegesteifigkeiten, berücksichtigt und ist in nachfolgender Tabelle angegeben.

Tab. 7: Querschnittswerte der Gebrauchstauglichkeit bei zunehmender Korrosion in der Arbeitsfuge

#	Bezeichnung	Größe [MNm <sup>2</sup> ]	Anmerkung
1	$EI_{t=\infty}^{\text{II}}_{\text{DN14}}$	60	gerissen, inkl. Kriecheffekt und Tension Stiffening DN 14 mm
2	$EI_{t=\infty}^{\text{II}}_{\text{DN12}}$	47	gerissen, inkl. Kriecheffekt und Tension Stiffening DN 12 mm
3	$EI_{t=\infty}^{\text{II}}_{\text{DN10}}$	35	gerissen, inkl. Kriecheffekt und Tension Stiffening DN 10 mm
4	$EI_{t=\infty}^{\text{II}}_{\text{DN8}}$	24	gerissen, inkl. Kriecheffekt und Tension Stiffening DN 8mm
5	$EI_{t=\infty}^{\text{II}}_{\text{DN6}}$	14	gerissen, inkl. Kriecheffekt und Tension Stiffening DN 6mm

Die in Tab. 7 angeführten Änderungen der Biegesteifigkeiten  $EI$  berücksichtigen sowohl das Stattfinden eines Kriechens als auch den gerissenen Zustand des Querschnittes und zeigen, dass eine große Abnahme der Biegesteifigkeiten bei einer Reduktion der Bewehrungsfläche (zufolge einer Korrosionsschädigung) stattfindet. Wobei bereits angemerkt sei, dass für den hier vorliegenden Fall nicht sämtliche Kombination aus Abnahme der Bewehrungsfläche und einwirkenden Momenten möglich sind. Dies ist zusammenfassend auch in Abb. 91 (Tabelle Links) angemerkt. Der Vollständigkeit halber wurden die Ergebnisse hier jedoch trotzdem dargestellt.

#### 4.6.3 Zusammenfassung der Effekte zufolge Schädigung

Die in diesem Kapitel angeführten Beispiele für die Bemessung eines Querschnittes bzw. für die Ermittlung der Biegesteifigkeiten für unterschiedliche Korrosionszustände stellen einen ersten, sehr rudimentären und nicht vollständigen Ansatz dar. Dieser soll es jedoch ermöglichen, anhand eines Beispiels für eine Winkelstützmauer den Einfluss unterschiedlicher Einwirkungen zu simulieren. Diese Einwirkungen können (wie in Kapitel 4.2 bis 4.5 angeführt) sowohl aus Änderungen der Beanspruchung (z.B. Erddruck oder Temperatur) herrühren, aber auch aus einer Schädigung des Querschnittes zufolge Korrosion resultieren. Dies soll zum einen durch die Implementierung der (wie in diesem Kapitel angeführten) Querschnittswerte und Biegesteifigkeiten in einem statischen Gesamtsystem (Verformung und Verdrehung) simuliert werden. Zum anderen soll auch der Einfluss geänderter Einwirkungen und Widerstände auf Querschnittsebene untersucht werden.

## 4.7 Einwirkungen auf schadhafte Stützbauwerke

Mit den Ausführungen der Kapitel 4.2 bis 4.6 lässt sich erkennen, dass auf Stützbauwerke neben den bekannten Einwirkungen eine Vielzahl anderer Effekte wirken können. Diese können einer zeitlichen Schwankung unterliegen, durch anthropogene Einflüsse verändert werden und wirken sich hauptsächlich nach der Planung und Errichtung (über die gesamte Lebensdauer) auf ein Bauwerk aus. Nachfolgend wird versucht, an einem Stabmodell (mittels RuckZuck (2015)) die Einwirkungen auf ein Stützbauwerk schematisch abzubilden und die Einflüsse auf das Bauwerksverhalten zu zeigen. Hierzu wird eine Winkelstützmauer (vgl. Suda u. a., 2009) durch einen Kragträger (Abb. 81 Mitte) approximiert. Da nachfolgend lediglich der Einfluss auf den vertikalen Wandschenkel gezeigt und untersucht werden soll und die Veränderung des Untergrundes bzw. der Gründung vernachlässigt wird, kann diese Annahme getroffen werden.

### 4.7.1 Erddruckänderung

Nachfolgend sollen die Effekte und das Bauwerksverhalten bei einer Änderung der Erddruckbelastung aufgezeigt werden.

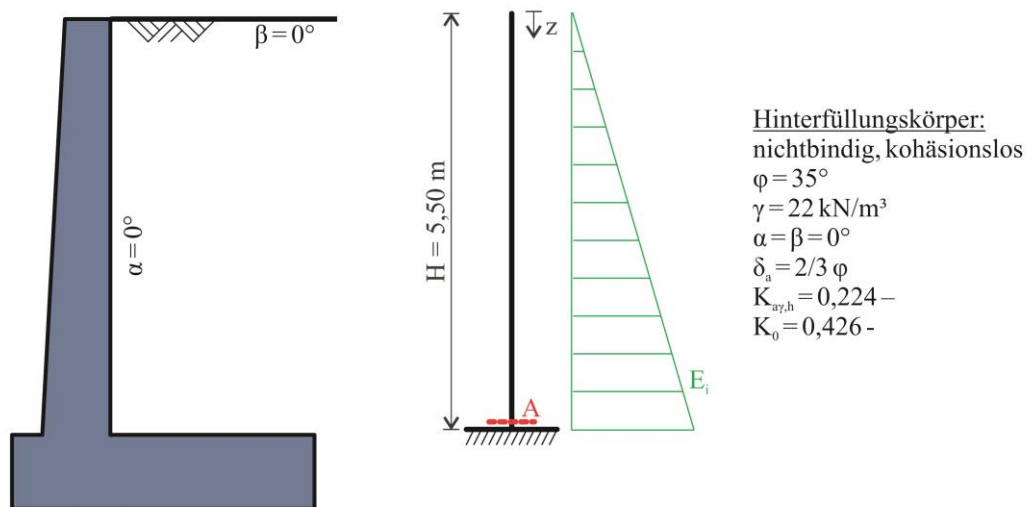


Abb. 81: Modell zur Abbildung der Erddruckänderung; Links: Winkelstützmauer; Mitte: Statisches Modell; Rechts: Angaben Hinterfüllungskörper

Als beanspruchende Erddrucklast ( $E_i$ ) werden drei Grenzfälle untersucht. Der aktive Erddruck ( $E_a$ ), welcher die geringst mögliche Belastung darstellt sowie der Erdruhedruck ( $E_0$ ), welcher für ein sich nicht verformendes Bauwerk für die vorgegebenen Randbedingungen den oberen Grenzwert gibt. Zusätzlich wird der erhöhte aktive Erddruck ( $E_{50-50}$ ), als Zwischenwert, mitbetrachtet. Die erforderlichen Erddruckbeiwerte wurden hierfür nach ÖNORM B 4434 (1993) ermittelt. Eine Erhöhung des wirkenden Erddruckes zufolge einer zyklischen Verformung des Bauwerkes (vgl. Kapitel 4.2.4.4) wird auf Grund der Vereinfachung nicht berücksichtigt. Das angeführte Beispiel soll lediglich die Tendenz des Bauwerksverhaltens aufzeigen.

### • Erddruckänderung am Gesamtsystem

Für die Ermittlung des Biegemomentes wurden die wirkenden Erddrücke (vgl. Tab. 8) auf das System als Flächenlast aufgebracht. Die Berechnung mit einer Ersatzlast wurde nicht durchgeführt, da diese zwar zu einer identischen Biegemomentenbeanspruchung im Fußpunkt (Stelle A in Abb. 81) führen würde, jedoch abweichende Verformungen und Verdrehungen ergeben würde. Für die Ermittlung der Querschnittswerte wurde der in Kapitel 4.6.2 angeführte, ungerissene Querschnitt inkl. Kriecheffekten  $EI_{t=\infty}^I$  verwendet.

Tab. 8: Erddrücke auf das Stabmodell

#	Bezeichnung	Größe [kN/m <sup>2</sup> ]
$E_a$	aktiver Erddruck	27,15
$E_{50-50}$	erhöhter aktiver Erddruck 50 % aktiver & 50 % Erdruhedruck	39,33
$E_0$	Erdruhedruck	51,55

Die Ergebnisse dieser Berechnungen (Verformung und Verdrehungen des Kragträgers) sind in Abb. 82 dargestellt.

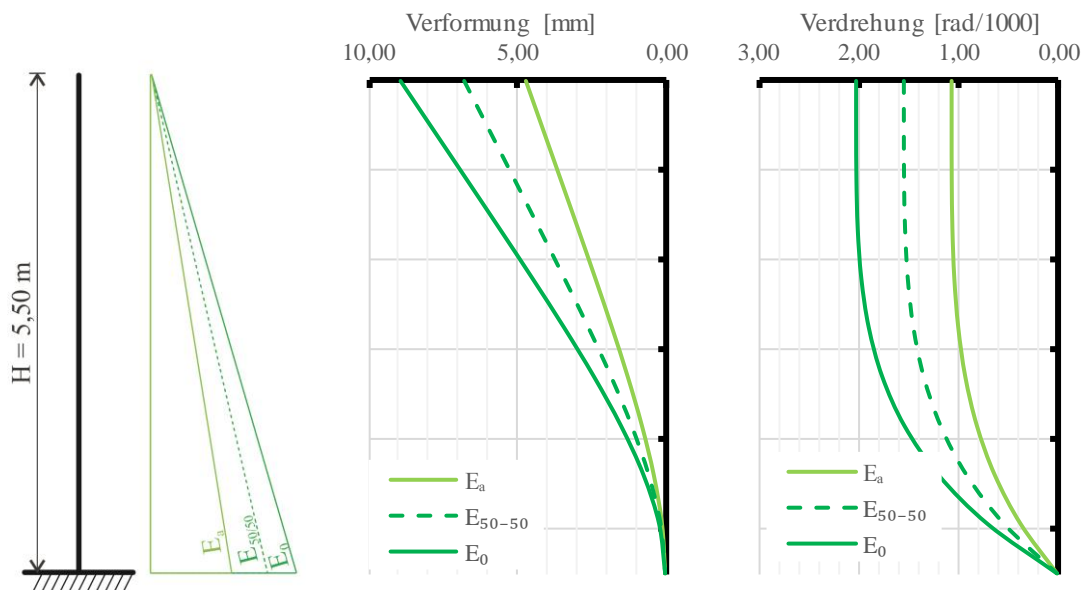


Abb. 82: Ergebnisse einer Erddruckänderung; Links: Statisches System inkl. Lastfällen; Mitte: Verformungen; Rechts: Verdrehungen

Daraus lässt sich erkennen, dass aus dem dreiecksförmig verteilten Erddruck (und dem zugehörigen parabolischen Biegemomentenverlauf) eine ebenfalls gekrümmte Verformung des Bauwerkes (Abb. 82 Mitte) resultiert. Diese steht mit den Verdrehungen des Bauwerkes (Abb. 82 Rechts) im Einklang, welche nach oben hin (mit Abnahme der Erddruckkraft) stetig abnehmen. Die Ergebnisse der Biegemomente sind hier nicht dargestellt, finden sich jedoch in der Tabelle in Abb. 85 bzw. in Abb. 83 Links.

Um die Änderung der Querschnittssteifigkeit zufolge eines Reißen des Querschnittes zu berücksichtigen, wurden nachfolgend die in Kapitel 4.6.1 ermittelten Querschnittswerte ( $EI_{t=\infty}^{\text{II}}$ ) hierfür in die Verformungsberechnung mit aufgenommen. Dabei wurde das Rissmoment  $M_{cr}$  (108 kNm/m) zur Abgrenzung der gerissenen und ungerissenen Bereiche des Stabquerschnittes herangezogen. Jene Bereiche des Stabs, bei welchen das vorliegende Biegemoment zufolge Erddruck das Rissmoment überschritt (rot gestrichelte Linie in Abb. 83 Links bzw.  $h_{cr}$  in Abb. 89) wurde dabei durch eine geringer Biegesteifigkeit modelliert.

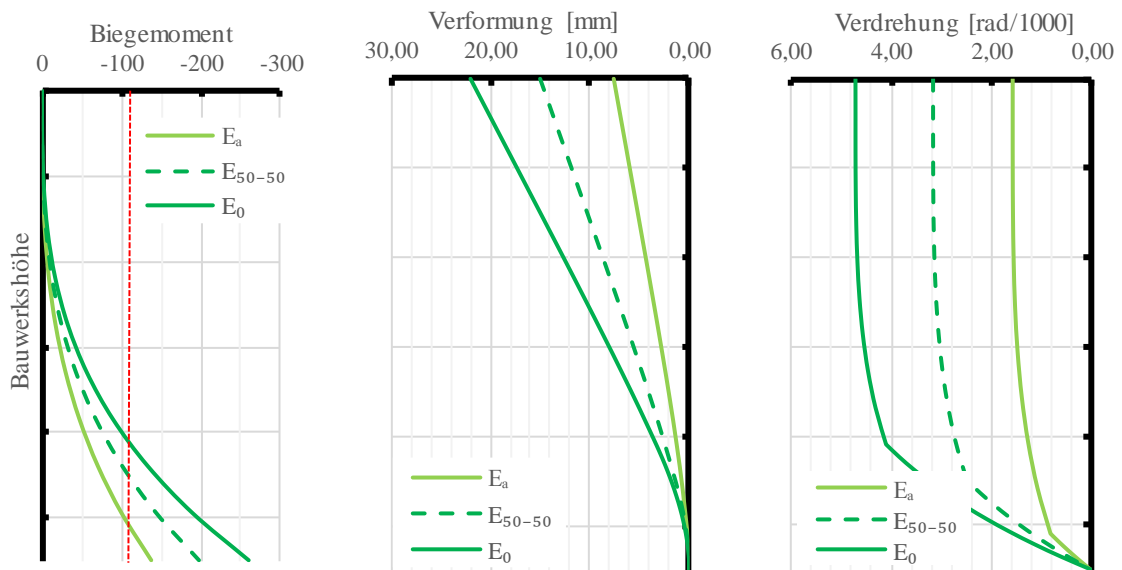


Abb. 83: Links: Berücksichtigung des Steifigkeitseinflusses; Mitte: Verformung; Rechts: Verdrehung

Wie sich aus dem Vergleich zwischen Abb. 82 und Abb. 83 erkennen lässt, führt die Berücksichtigung des Steifigkeitseinflusses zu einer Vergrößerung der Verformungen und Verdrehungen, jedoch bleibt die Tendenz einer größeren Verformung bzw. Verdrehung bei höheren Beanspruchungen ident. Nachfolgende Abbildung stellt diese Zunahme dar.

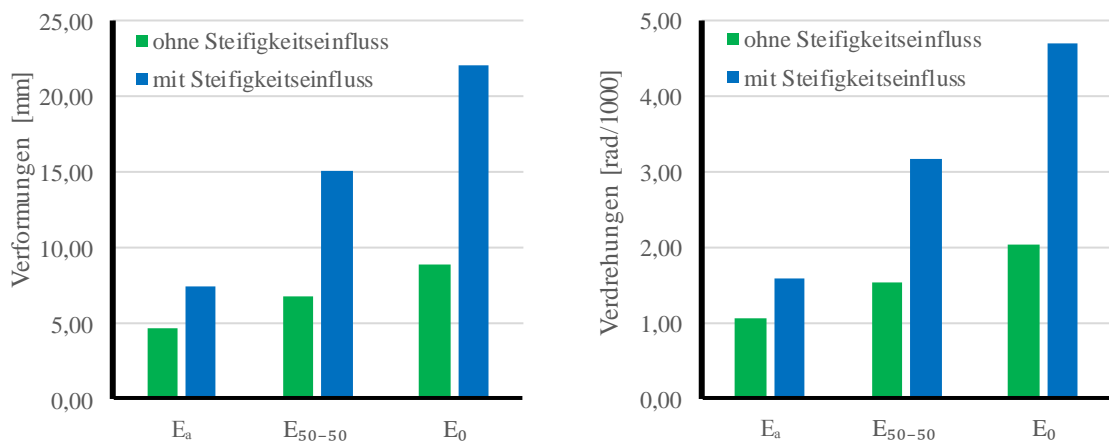


Abb. 84: Veränderung der Verformungen und Verdrehungen bei Berücksichtigung des Steifigkeitseinflusses

Weiters ist in Abb. 83 Rechts zu erkennen, dass eine Veränderung der Zunahme der Verdrehungen zwischen den unterschiedlichen Querschnittsbereichen (gerissen und ungerissen) des Stabs vorliegt. Dies wird durch einen Knick in der Verdrehung des Stabes deutlich ersichtlich und spiegelt den Einfluss unterschiedlich verteilter Querschnittssteifigkeiten wieder.

- **Erddruckänderung am Querschnitt**

Neben den oben dargestellten Einflüssen auf die Verformung bzw. die Verdrehung des Gesamtsystems hat ein sich ändernder Erddruck auch einen Einfluss auf die im Querschnitt vorliegende Dehnungsverteilung. Diese soll nachfolgend durch den Vergleich der unterschiedlichen, im Anschlussbereich (Stelle A in Abb. 80) wirkenden, Biegemomente zufolge Erddruck dargestellt werden.

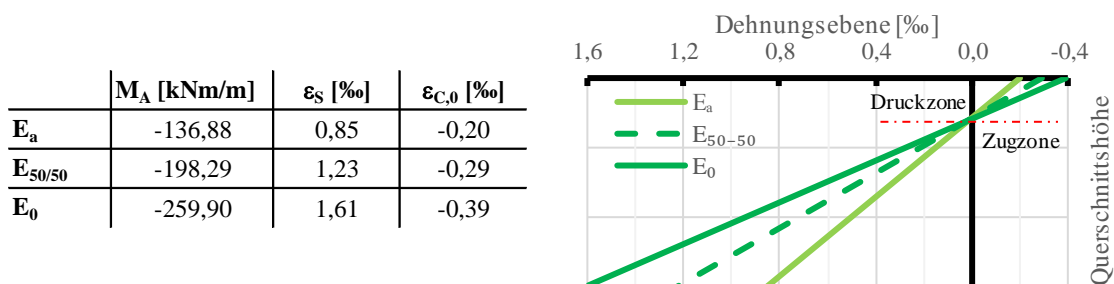


Abb. 85: Änderung des Dehnungszustandes bei gleichbleibender Bewehrungsmenge für unterschiedliche Erddruckbelastungen

In Abb. 85 links ist der Einfluss eines sich ändernden Biegemomentes auf den Dehnungszustand des Querschnittes dargestellt. Dabei lässt sich erkennen, dass mit zunehmendem Biegemoment eine Zunahme der Stahldehnungen ( $\varepsilon_S$ ) und der Betonstauchungen ( $\varepsilon_{C,0}$ ) einhergeht. Ebenfalls resultiert hieraus eine Verschiebung der Betondruckzonenhöhe. Das Diagramm in Abb. 85 rechts stellt diesen Zusammenhang nochmals grafisch für die drei Erddrücke dar. Der oben dargestellte Einfluss auf die Dehnungsebene eines Querschnittes wurde hier lediglich exemplarisch erarbeitet. Bei einer vertieften Betrachtung einer derartigen Fragestellung sollte eventuell der Einfluss eines Parabell-Rechteck Diagrammes auf die Betonstauchungen bzw. der Effekt der Verfestigung des Bewehrungsstahles mitberücksichtigt werden.

- **Zusammenfassung Erddruckänderung**

Die obigen Ausführungen zu einer Änderung des Erddruckes auf das Verhalten des Gesamtsystems bzw. auf den Querschnitt zeigen, dass dieser sowohl auf die Verformung und Verdrehung als auch auf den Dehnungszustand des Querschnittes einen nicht unerheblichen Einfluss aufweist. Zwar wurde dies lediglich an einem exemplarischen Beispiel gezeigt, jedoch ist die Aussage auch für andere Systemannahmen rechtfertig- und nachvollziehbar. Lediglich im Bereich der Ermittlung der Dehnungsänderungen waren vereinfachte Annahmen wie etwa eine bilineare Betonarbeitslinie bzw. eine vereinfachte Arbeitslinie des Betonstahles erforderlich.

## 4.7.2 Temperatureinwirkung

Identisch zu einer Erddruckeinwirkung soll auch der Einfluss einer Temperatureinwirkung auf den Stab untersucht werden. Hierbei soll jedoch lediglich der veränderliche Anteil einer Temperaturlast betrachtet werden, da eine gleichmäßige Erwärmung bei vorliegendem System lediglich zu einer Längenänderung der Konstruktion führen würde. Hierfür wurde ein Temperaturunterschied von  $\Delta T = 15^\circ\text{C}$  (sowohl Erwärmung als auch Abkühlung vgl. Kapitel 4.5) auf das System aufgebracht.

- **Einfluss auf das Gesamtsystem**

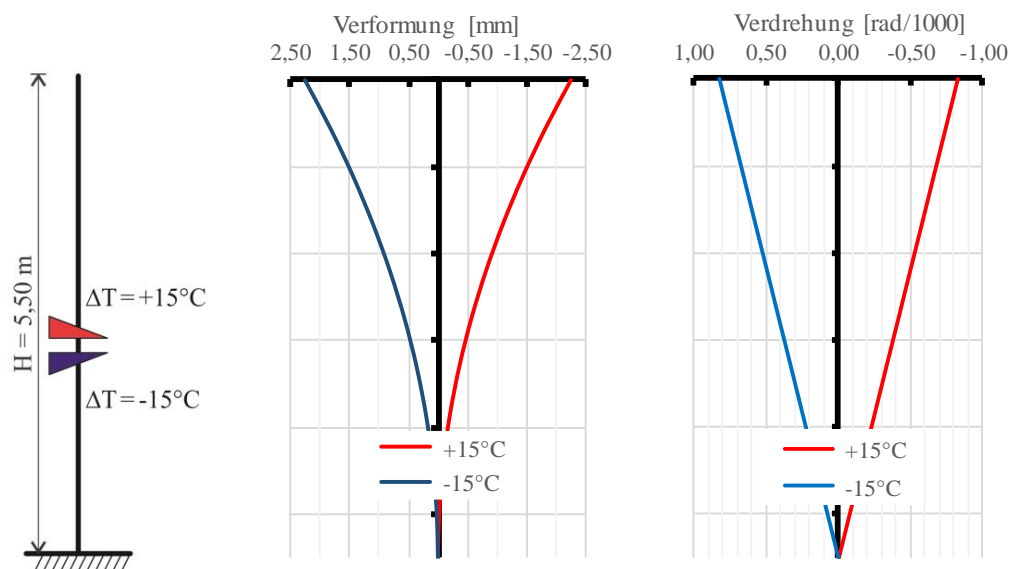


Abb. 86: Einfluss eines Temperaturlastfalles auf das Gesamtsystem; Links: Statisches System inkl. Lastfälle; Mitte: Änderung der Verformung; Rechts: Änderung der Verdrehung

Wie die Ergebnisse in Abb. 86 zeigen, hat der hier dargestellte Temperaturlastfall keinen Einfluss auf die Biegemomentenbeanspruchung des Bauwerkes da keine Zwänge auftreten. Dies ist auf die Wahl des statischen Systems (statisch bestimmt) zurückzuführen. Jedoch wirkt sich der vorliegende Belastungsfall auf die Verformung bzw. die Verdrehung des Gesamtsystems aus. Bei Vorliegen anderer Randbedingungen (z.B. Verformungsbehinderung) treten zufolge eines derartigen Lastfalles auch Änderungen des Biegemomentes auf. Eine derartige Verformungsbehinderung entsteht bei Stützbauwerken z.B. durch eine Behinderung der Bewegung des Bauwerkes in Vertikal- oder Horizontalrichtung (z.B. durch die Hinterfüllung). Diese kann zum einen durch den wirkenden Erddruck (Vertikalkomponente) bzw. durch eine Bettung des Bauwerkes im Bereich der Hinterfüllung (Horizontalkomponente) stattfinden. Die Berücksichtigung derartiger Effekte in Form eines realistischen Ansatzes (Bettung, zusätzliche Vertikallast) erscheint bei dem hier gewählten vereinfachten Stabsystem jedoch nicht zielführend. Jedoch soll nachfolgend kurz der Einfluss einer Steifigkeitsänderung (vgl. Kapitel 4.6.2) abgebildet werden.



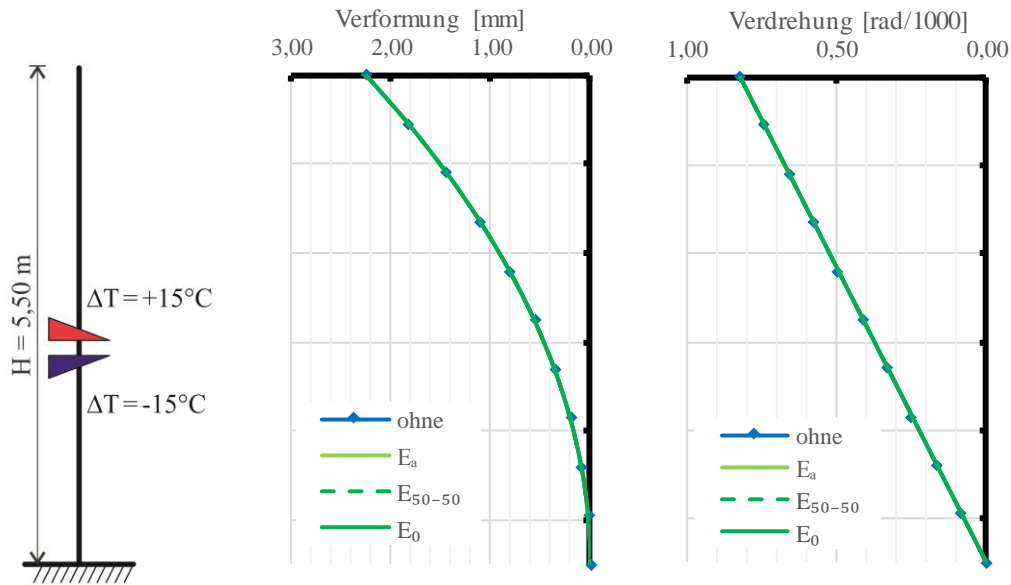


Abb. 87: Einfluss eines Temperaturlastfalles auf die Verdrehung des Bauwerkes; Links: Verformung; Rechts: Verdrehung

Abb. 87 zeigt schematisch die Ergebnisse bei einer Abkühlung der Vorderseite eines Stützbauwerkes. Dieser Fall wurde gewählt, da hier am ehesten davon ausgegangen werden kann, dass keine Behinderung der Verformung durch den Hinterfüllungskörper vorliegt. Die Ergebnisse lassen erkennen, dass es unabhängig der vorliegenden Steifigkeit des Systems welche durch die unterschiedlichen gerissenen und ungerissenen Bereiche zufolge einer Erddruckbelastung (vgl. Abb. 83 Links) vorliegen zu einer gleichmäßige Zunahme der Verdrehungen (und Verformungen) kommt.

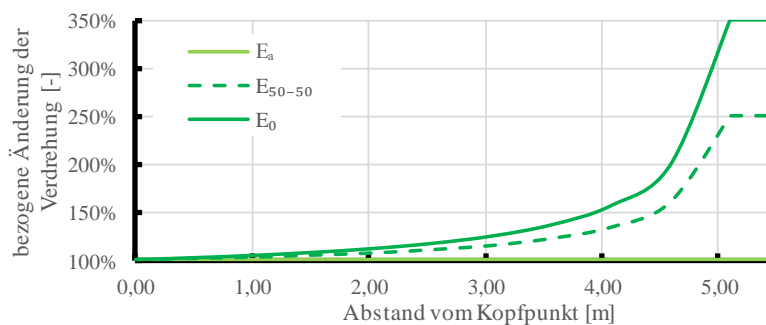


Abb. 88: Bezogene Veränderung der Verdrehung

Werden jedoch die Änderungen der Verdrehung auf den Belastungszustand des aktiven Erddruckes bezogen so zeigt sich, dass es zu einer signifikanten Abweichung kommt. Diese sind in der in Abb. 87 Rechts gewählten Darstellungsform nicht erkennbar, da diese auf den Gesamtbetrag der Verdrehung bezogen sehr klein sind. In Abb. 88 lässt sich jedoch deutlich erkennen, dass es bei unterschiedlichen Belastungsniveaus zu einem unterschiedlich starken Anstieg der Verdrehungen kommt, welcher mit der Tiefe hin (in Richtung Einspannstelle) zunimmt. Der Grund hierfür ist nicht eine mögliche Abnahme des Erddruckes durch die Wanddeformation, sondern die zufolge unterschiedlicher Erddruckbeanspruchungen vorliegende Steifigkeitsverteilung über die Wandhöhe

- **Einfluss auf den Querschnitt**

Neben dem Einfluss auf die Verformung und Verdrehung wirkt sich ein wie in Abb. 86 dargestellter Temperaturlastfall auch auf den Querschnitt selbst aus. Dies soll hier exemplarisch am Winterlastfall (Abkühlung) der Vorderseite des Bauwerkes gezeigt werden.

$$\varepsilon_c = \alpha_T * \Delta T * L \quad (18)$$

Unter Berücksichtigung des in Formel (18) angeführten Zusammenhanges für eine Temperaturbeanspruchung eines Querschnittes, lässt sich die daraus resultierende Dehnungsänderung des Querschnittes zu  $\varepsilon_{c,T} = 0,15 \text{ mm/m}$  bzw.  $150 \mu\text{m/m}$  bestimmen. Der hier angeführte Fall eines Abkühlens des Bauwerkes wurde gewählt, da wie bereits bei der Verformungsermittlung des Gesamtsystems angeführt, im Zusammenhang mit dem Sommerlastfall (Erwärmen der Vorderseite) eine Bettung mitberücksichtigt werden müsste.

- **Zusammenfassung Temperatureinwirkung**

Aus den obigen Ausführung zu einer Temperatureinwirkung lässt sich erkennen, dass die Nachbildung bzw. die Berücksichtigung derartiger Effekte mit dem gewählten System äußerst schwierig sind. Jedoch kann damit ein erster Einblick in das Verhalten eines Bauwerks bzw. die Beeinflussung des Querschnittes gegeben werden. Vorallem sollte mit diesem Fall aufgezeigt werden, dass es zu erheblichen Verformungen zufolge einer periodisch auftretenden Temperaturbelastung des Bauwerkes kommen kann, welche bei der Überwachung bzw. dem Monitoring des Bauwerksverhalten berücksichtigt werden müssen.

### 4.7.3 Korrosionsschädigung in der Arbeitsfuge

Ähnlich wie bei den Untersuchungen zu einer Änderung des Erddruckes und des dabei berücksichtigten Einflusses einer Steifigkeitsreduktion soll nachfolgend der Einfluss einer Korrosionsschädigung auf das System betrachtet werden. Hierzu wird eine Reduktion der Bewehrungsfläche innerhalb des Betonquerschnittes im Anschlussbereich zwischen Fundament und vertikalem Wandschenkel angenommen. Diese soll auftretende Korrosionsschäden in diesem lokalen Bauwerksbereich berücksichtigen. Ausgangslage hierfür ist ein gerissener, von Korrosion unbeeinflusster Querschnitt mit einem Bewehrungsdurchmesser von 14 mm. Dieser wird im Bereich der Arbeitsfuge schrittweise (immer gerade und ganzzahlig) bis auf einen Durchmesser von 6 mm reduziert. Für diese Querschnitte mit vorliegender Bewehrungsquerschnittsreduktion werden anschließend die vorhandenen Biegesteifigkeiten ermittelt und in das Stabmodell eingesetzt. Der Wirkungsbereich dieser Korrosionsschädigung wird dabei mit einer Höhe (vgl.  $h_K$  in Abb. 89) von 5 cm berücksichtigt.

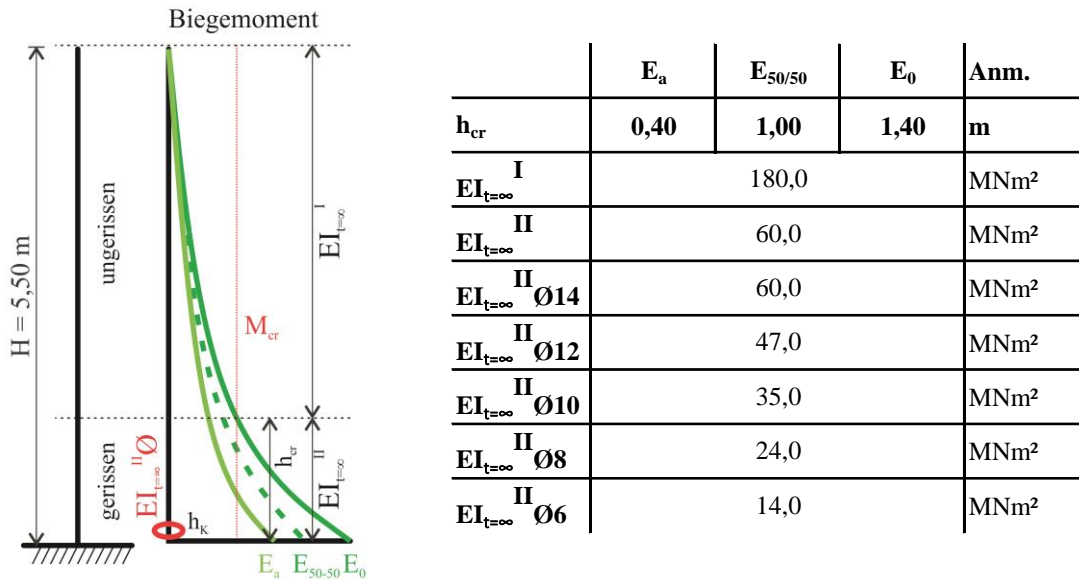


Abb. 89: Berücksichtigung einer Korrosionsschädigung; Links: Steifigkeitsverteilung am Gesamtsystem; Rechts: berücksichtigte Querschnittswerte

Dies soll lediglich den Einfluss einer derartigen Schädigung zeigen, kann jedoch im Allgemeinen keinen direkten Rückschluss aus einer Veränderung des Verhaltens des Gesamtsystems bzw. des Querschnittes auf eine Korrosionsschädigung ermöglichen. Weiters ist anzumerken, dass die berücksichtigte Höhe der Korrosionsschädigung  $h_k$  mit 5 cm sehr hoch (vgl. Kapitel 3.4.3.3) angenommen wurde.

#### • Korrosionsschädigung am Gesamtsystem

Wie bereits angeführt, wurde eine Korrosionsschädigung am Gesamtsystem durch die Reduzierung der Steifigkeit im Anschlussbereich berücksichtigt. Nachfolgend sind diese sinnbildlich für die beiden Belastungszustände des Erdrückdruckes ( $E_0$ ) und des erhöhten aktiven Erddruckes ( $E_{50-50}$ ) angeführt.

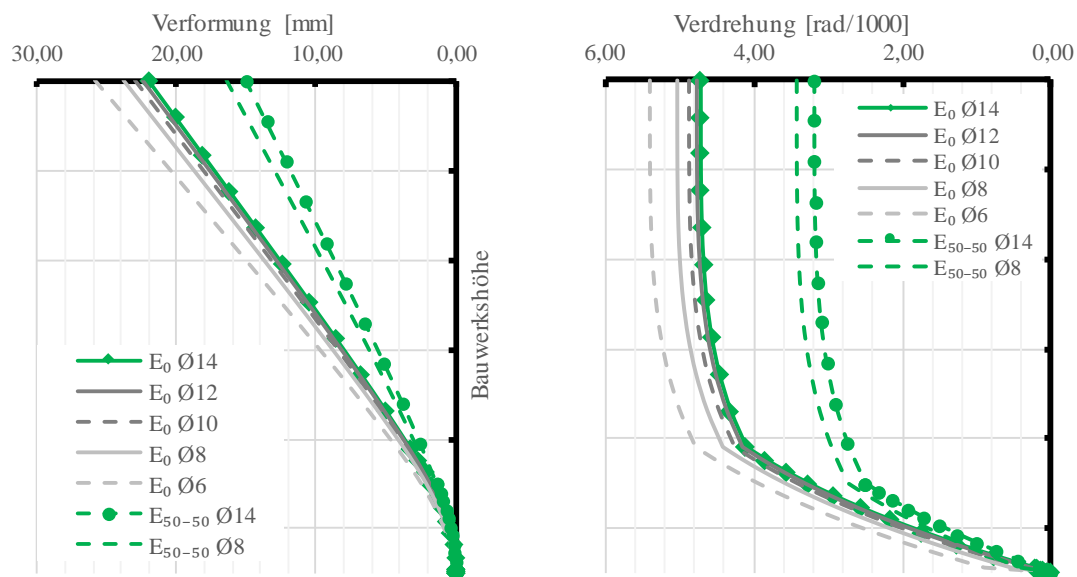


Abb. 90: Einfluss einer Korrosionsschädigung auf das Gesamtsystem

Die Ergebnisse in Abb. 90 zeigen, dass zwar ein deutlicher (belastungsabhängiger) Unterschied zwischen dem Erdruchdruck und dem erhöhten aktiven Erddruck zu erkennen ist, dass jedoch eine Korrosionsschädigung lediglich zu einer geringen Zunahme bzw. Veränderung der Verformungen und Verdrehungen führt. So zeigt beispielsweise eine Reduktion der Biegesteifigkeit um rund 42 % (Erdruchdruck, Korrosion von Ø14 auf Ø10) lediglich eine Verformungszunahme von ca. 0,85 mm am Kopf des Stabwerkes bzw. eine Zunahme der Verdrehungen von 0,15 rad/1000 (ca. 0,0086° bzw. ~30''). Eine deutliche Zunahme der Verformungen und Verdrehungen ist erst bei einer sehr großen Querschnittsreduktion der Bewehrung ersichtlich. Diese Reduktion kann jedoch unter Umständen bereits zu einem Versagen des Querschnittes unter der vorliegenden Biegebeanspruchung (vgl. Abb. 91 Links) führen und ist daher zwar für den hier betrachteten Fall des Stabwerkes rechnerisch möglich, führt jedoch zu einer Überbeanspruchung des Querschnittes.

#### • Korrosionsschädigung am Querschnitt

Neben dem Einfluss auf die Verformung und die Verdrehung des Gesamtsystems wurde eine Korrosionsschädigung des Weiteren durch eine Abnahme der Bewehrungsfläche bei gleichbleibender Momentenbeanspruchung am Querschnitt berücksichtigt.

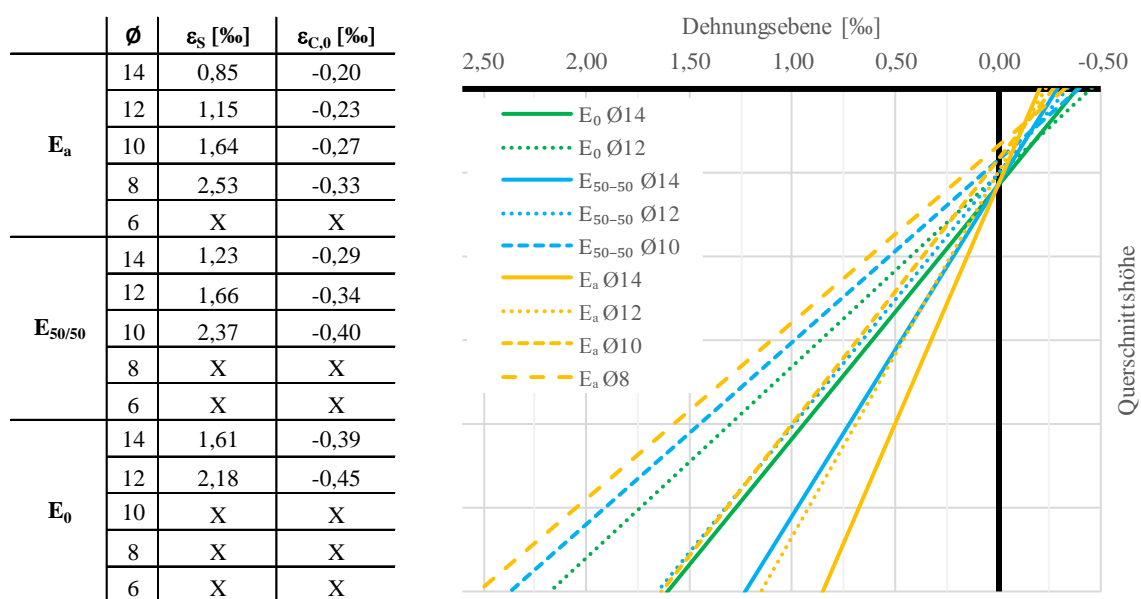


Abb. 91: Links: Dehnungsänderung für gleichbleibende Momentenbeanspruchung und Reduktion der Bewehrungsfläche; Rechts: Änderung der Dehnungsebene

Die Ergebnisse sind für unterschiedliche Belastungsfälle sowie Korrosionsgrade des Querschnittes in Abb. 91 dargestellt. Diese lassen zum einen (X in Tabelle links) erkennen, dass nicht sämtliche Kombinationen an Erddruckbelastung und Bewehrungsquerschnittsreduktion zufolge Korrosion aufgrund der inneren Tragfähigkeit des Querschnittes möglich sind. Zum anderen ist, identisch zu einer Veränderung des Erddruckes eine Zunahme der Dehnungen bzw. einer Verschiebung der Betondruckzone zu erkennen.

- **Zusammenfassung Korrosionsschädigung**

Identisch zur Berücksichtigung einer Last- oder Temperaturänderung zeigt die Berücksichtigung einer Bewehrungskorrosion sowohl einen Einfluss auf das Gesamtsystem als auch auf den Querschnitt. Jedoch ist hierbei zu beachten, dass die Veränderungen lediglich im Anschlussbereich (dem Wirkungsbereich der Korrosion) zu erkennen sind bzw. dass diese sehr gering (im Vergleich zu anderen Effekten) ausfallen.

#### 4.7.4 Überlagerung der Einflüsse

Abschließend wurde versucht, die in den Kapiteln 4.7.1 bis 4.7.3 angeführten Effekte aus Erddruckänderung, Temperatureinfluss und Korrosion an einem Stabsystem zu simulieren. Dies wird der Vollständigkeit halber angeführt, da bei dem hier vorliegenden statischen System (eines Kragträgers und der getroffenen Vereinfachungen) die Superposition von Effekten möglich ist, und daher eine Überlagerung der Effekte auch durch einfache Summation möglich wäre. Im vorliegenden Fall wurden unterschiedliche Erddruckbelastungen, ein Temperaturlastfall (Abkühlen) von 15°C sowie unterschiedliche Bewehrungskorrosionsgrade berücksichtigt.

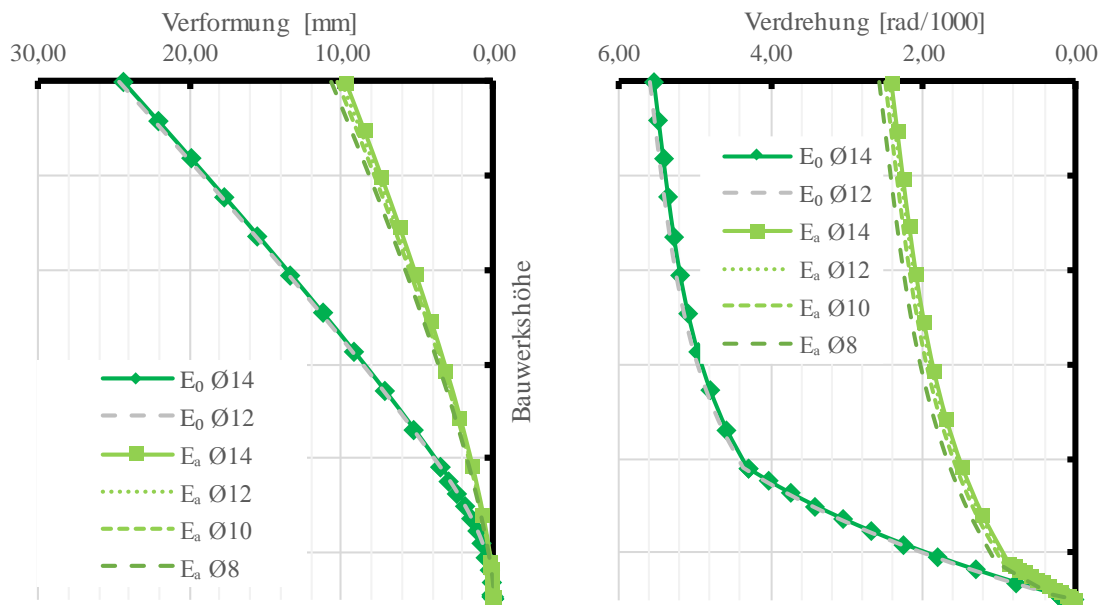


Abb. 92: Überlagerung der Einflüsse auf den Kragträger; Links: Verformung; Rechts: Verdrehung

Die Ergebnisse zeigen erneut, dass ein signifikanter Unterschied zwischen den Biegebeanspruchungen zufolge unterschiedlicher Erddrücke zu erkennen ist, während der Einfluss einer Korrosion auf das Verhalten des Gesamtsystems (im Vergleich mit anderen Effekten) als gering einzuschätzen ist.

## 4.8 Zusammenfassung

Die Ausführungen dieses Kapitels befassen sich mit den Einwirkungen und Einflüssen, welchen ein Stützbauwerk über seine Lebensdauer unterliegen kann. Dabei wird ersichtlich, dass es sich hier neben durch normative und technische Vorgaben geregelte Prozesse auch um im Zuge der Planung und Bemessung noch nicht eindeutig abschätzbare Einflüsse handelt. Vorallem bei der Beurteilung und Nachrechnung von Bestandsbauwerken können sich diese nachteilig auswirken.

Die Inhalte zum Erddruck bei Stützbauwerken konzentrieren sich zum einen auf die normativen Regelwerke (ÖNORM B 4434, 1993, DIN 4085, 2017) und zum anderen auch auf versuchstechnische und numerische Untersuchungsergebnisse zum Langzeitverhalten des Erddruckes. Dabei lässt sich eindeutig erkennen, dass zufolge einer Wandbewegung (sowohl monoton als auch zyklisch) mit einer Veränderung des Erddruckes über die Zeit zu rechnen ist. In Abhängigkeit der Verformungsgröße und der Verformungsrichtung kann dies zu einem signifikanten Anstieg des an der Rückseite wirkenden Erddruckes führen. Aktuelle Regelwerke geben hierzu keine Ansätze, lediglich im Bereich der Integralen Brücken (und im Speziellen deren Widerlager) wird auf ein derartiges Phänomen (Sommer- und Winterstellung) hingewiesen. Zusätzlich zur Hauptbeanspruchungsgröße des Erddruckes kommt bei Bestandsbauwerken der Faktor des Wasserdruckes hinzu. Durch unzureichende oder mangelhafte Entwässerungsmaßnahmen kann es einerseits zu einer nachhaltigen Schädigung des Bauwerkes kommen und andererseits auch zu einer (planmäßig oft nicht vorgesehenen) Belastung des Bauwerkes. Weiters wurde untersucht, in wie fern sich eine Temperaturbeanspruchung auf das Tragverhalten bzw. den Gebrauchszustand eines Stützbauwerkes auswirken kann. Hierbei wurde ersichtlich, dass zum einen keine normativen Vorgaben für eine derartige Beanspruchung gegeben sind, und dass auch nur bedingt Erfahrungswerte bzw. Messergebnisse zu einer derartigen Beanspruchung vorhanden sind. Es zeigte sich jedoch, dass ein derartiger Lastfall für die Erfassung des Bauwerksverhaltens aufgrund der daraus resultierenden inneren Beanspruchung maßgeblichen Einfluss haben kann. Neben diesen bodenmechanischen und thermischen Einwirkungen auf Stützbauwerke wurden im vorliegenden Kapitel auch die Einflüsse zufolge einer Schädigung bzw. in weiterer Folge einer Veränderung unterschiedlichster Einflussfaktoren untersucht. Bei den Ausführungen zur Bewehrungskorrosion zeigte sich, dass diese sowohl das Verhalten des Bauwerkes (z.B. Verformung) beeinflussen, als auch zu einer Änderung des Dehnungszustandes im Querschnitt führen.

Die Erkenntnisse aus diesem Kapitel sollen nachfolgend dazu herangezogen werden, ein neu konzeptioniertes Monitoringkonzept für schadhafte Bauwerke zu beschreiben und näher zu quantifizieren.



## 5 Monitoring korrosionsgeschädigter Stützbauwerke

Monitoring stellt eine zunehmende Herausforderung an Ingenieure und Ingenieurinnen im Bereich des Bauwesens dar. Vorallem in der Geotechnik, wo die messtechnische Überwachung von Bauwerken in zwei Phasen betrachtet werden kann. Zum einen wird durch die Beobachtungsmethode eine messtechnische Überwachungsmethode definiert, welche für „*die Vorhersage des geotechnischen Verhaltens*“ (ÖNORM EN 1997-1, 2014, Kapitel 2.7) bei schwierigen Rahmenbedingungen im Zuge der Bauausführung verwendet werden kann. Zum anderen ist es in der Geotechnik oftmals auch erforderlich, Bestandsbauwerke hinsichtlich ihrer Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit messtechnisch zu überwachen und daraus einen Rückschluss auf mögliche Schadensbilder bzw. Versagensmechanismen zu ziehen. Das vorliegende Kapitel dieser Arbeit beschäftigt sich mit den Möglichkeiten des Monitorings bzw. der Überwachung bestehender Stützbauwerke. Der Fokus hierbei liegt auf der Erfassung bzw. der Messwertinterpretation von Korrosionsschäden an der Hauptbewehrung und deren Folgen hinsichtlich der Tragfähigkeit von Winkelstützmauern. Hierzu wird einleitend kurz der Lebenszyklus bzw. das Systemverhalten von Stützbauwerken beschrieben, ehe auf den Stand der Technik für das Monitoring bestehender geotechnischer Bauwerke und im Speziellen von Winkelstützmauern eingegangen wird. Anschließend wird ein neuer Ansatz für die Erfassung von Korrosionsschäden bzw. für ein Monitoringsystem bei Bestandsbauwerken aus Stahlbeton erarbeitet. Dies dient unter anderem als Grundlage für die in Kapitel 6 angeführten Versuche.

### 5.1 Lebenszyklusbetrachtung und Systemverhalten

Generell kann bei Stützbauwerken (wie bei allen Bauwerken) von einer Verschlechterung bzw. Abnahme des Erhaltungszustandes mit zunehmender Lebensdauer ausgegangen werden. Dies ist zum einen auf äußere Einflüsse wie sich ändernde Beanspruchungen und Belastungen aber auch auf natürliche Prozesse wie die Alterung von Baustoffen und Baumaterialien zurückzuführen. Ohne die Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen kann davon ausgegangen werden, dass ein kritischer Zustand (z.B. Verlust der Gebrauchstauglichkeit oder Tragfähigkeit) nach einer kürzeren Lebensdauer eintreten wird, als dies bei Durchführung regelmäßiger Erhaltungsmaßnahmen der Fall wäre. Dies ist durch die beiden Kurvenpaare in Abb. 93 schematisch dargestellt. Weiters lässt diese Grafik auch erkennen, dass selbst bei Durchführung etwaiger Erhaltungsmaßnahmen der Ausgangszustand des Bauwerkes nicht mehr erreicht werden kann. Daraus resultiert, dass eine laufend stattfindende Abnahme des Erhaltungszustandes zwar verzögert aber nicht gänzlich unterbunden werden kann.

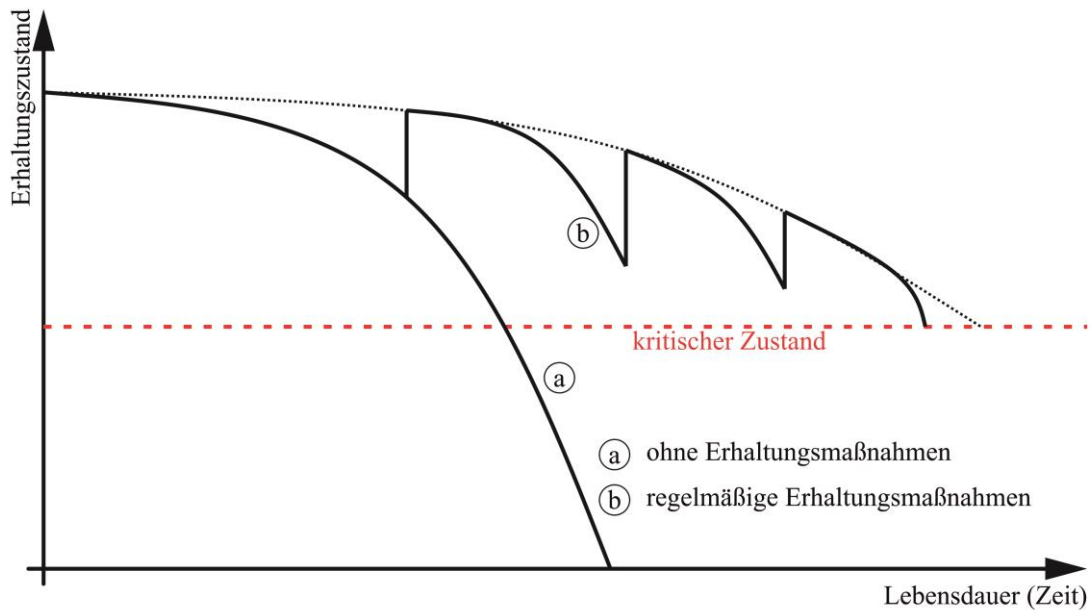


Abb. 93: Schematische Darstellung des Erhaltungszustandes bei Ingenieurbauwerken adaptiert nach (ÖNORM ONR 24803, 2008)

Der Zusammenhang zwischen dem Erhaltungszustand und einem möglichen Monitoring eines Bauwerkes soll schematisch in Abb. 94 dargestellt werden. Ergänzt man das Diagramm aus Abb. 93 um die Veränderung einer den Zustand des Bauwerkes zutreffend erfassenden (nicht näher definierten) Messgröße, so kann dargestellt werden, dass zufolge einer zunehmenden Schädigung des Bauwerkes (in Form einer Abnahme des Erhaltungszustandes) im Allgemeinen eine entsprechende Veränderung der Messgröße eintreten wird. Die Änderung einer Messgröße wird dabei durch die Verbesserung des Erhaltungszustandes ebenfalls beeinflusst. Dies kann durch die unterschiedlichen Gradienten für die verschiedenen Erhaltungsmaßnahmen erkannt werden.

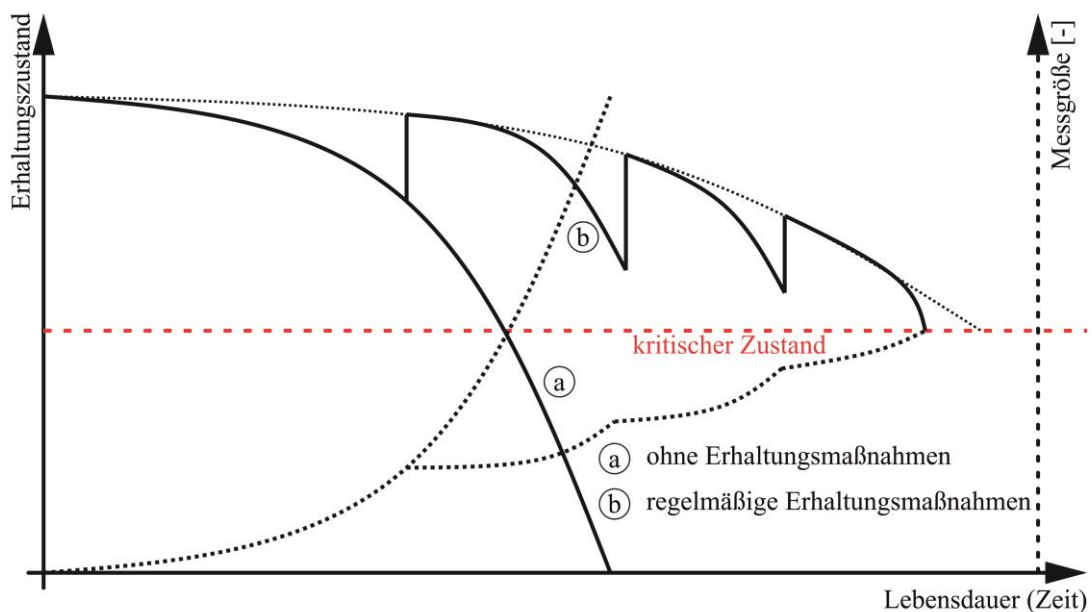


Abb. 94: Schematische Darstellung des Einfluss von Maßnahmen auf eine Messgröße

Generell muss zur Umsetzung eines Monitorings bzw. einer Bauwerksüberwachung ein gewisses Systemverhalten des Objektes vorausgesetzt werden. Im Allgemeinen kann hierunter ein duktileres Bauwerksverhalten in Form einer Versagensankündigung verstanden werden. Dabei würde sich das Eintreten eines Bauwerksversagens durch eine Veränderung des Bauwerksverhaltens (beispielsweise durch eine Zunahme der Verformungen) ankündigen, woraus die Möglichkeit resultiert, ein derartiges Verhalten messtechnisch zu erfassen. Dies kann jedoch nicht immer der Fall sein. So weisen einige Baustoffe (z.B. Glas) jedoch auch Stahlbeton unter gewissen Versagensmechanismen (z.B. Durchstanzen bzw. Schub) ein sprödebruchartiges Verhalten auf. Derartige Mechanismen könnten durch ein Monitoring bzw. eine Bauwerksüberwachung im Regelfall nicht (bzw. nicht ausreichend zeitgerecht) erfasst werden.

Bei Bestandsbauwerken liegt oftmals der Fall vor, dass dem Bauwerk bzw. Bauteil kein eindeutig duktileres Verhalten mehr zugeschrieben werden kann. Ein derartiges (teilduktileres) Verhalten (ÖGG Empfehlungen, 2018) erfordert es, dass Verformungs- bzw. Ankündigungspotential des Bauwerkes vorab abzuschätzen, um die Anwendungsmöglichkeiten und Grenzen eines Monitorings festlegen zu können. Beispiele für ein derartig teilduktileres Verhalten eines Bauwerkes sind die fehlende (oder zu geringe) Mindestbewehrung einer Konstruktion bzw. die Schädigung eines Bauwerkes zufolge Korrosion der Hauptbewehrung. Auf die daraus resultierenden Einschränkungen, welche im Zuge der Planung bzw. Umsetzung eines Monitorings zu beachten sind, wird in Kapitel 7 der vorliegenden Arbeit näher eingegangen.

## 5.2 Stand der Technik Monitoring bei Stützbauwerken

Um eine Überwachung eines Bauwerks und dessen Verhalten zu ermöglichen ist ein Monitoring bzw. eine Bauwerksüberwachung erforderlich. Für Stützbauwerke (und auch andere Ingenieurbauten) sind keine allgemein gültigen Richtlinien und Regelwerke zum Monitoring vorhanden, welche den Umfang der Monitoringaufgaben bzw. auch die Möglichkeiten und Grenzen darstellen. Jedoch beschreibt der Eurocode 7 (ÖNORM EN 1997-1, 2014) mit der Beobachtungsmethode eine Möglichkeit zur Erfassung des Bauwerksverhaltens im Zusammenhang mit der Bemessung. Bei vielen Ingenieurbauwerken endet dies nach der Bauaufgabe bzw. mit der Feststellung der planmäßigen Funktion des Bauwerkes. Im Zusammenhang mit der Bauwerksüberwachung in Österreich wird das Monitoring von Brücken und Ingenieurbauten durch die RVS-Richtlinien (RVS 13.03.01, 2012) geregelt. In diesen werden jedoch lediglich der generelle Ablauf bei einem Monitoring bzw. die Aufgaben und Ziele eines Monitorings definiert. Spezielle Angaben, welche ein Monitoringsystem (im Speziellen für Stützbauwerke) erfüllen muss bzw. wie dieses zu planen, anzuordnen und durchzuführen ist, werden hierzu nicht gegeben. Daher soll nachfolgend kurz der Stand der Technik bei der Bauwerksüberwachung im Zusammenhang mit Stützbauwerken wiedergegeben werden.

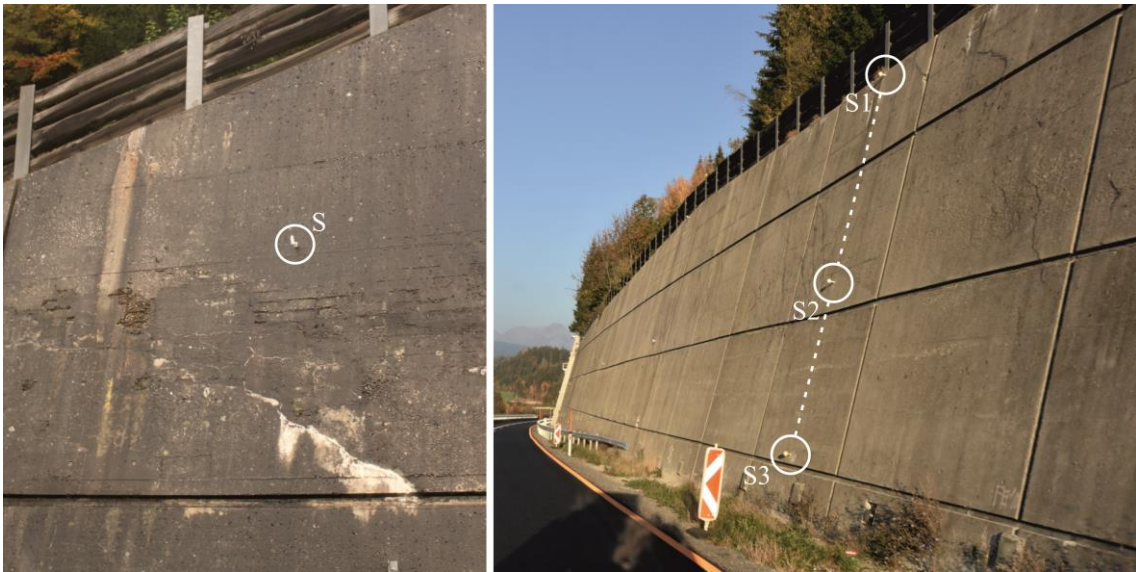


Abb. 95: Reflektoren als Messpunkte bei Stützbauwerken; Links: Einzelmesspunkt an der Wandvorderseite; Rechts: Messkette aus Reflektoren

Wie aus Abb. 95 ersichtlich ist, werden für die Überwachung von Stützbauwerken hauptsächlich geodätische Messungen mittels Reflektoren durchgeführt. Diese ermöglichen es, eine Deformation des Bauwerkes in Form einer Lageänderung, Bewegung oder beispielsweise Neigungsänderung zu erfassen. Wie die beiden Bilder zeigen, können hierzu entweder einzelne Messpunkte (links) an signifikanten Bereichen oder Messketten (rechts) an einem Querschnitt des Bauwerkes angebracht werden. Die Unterschiede zwischen diesen beiden Arten des Aufnehmerlayouts sollen nachfolgend kurz ausgeführt werden.

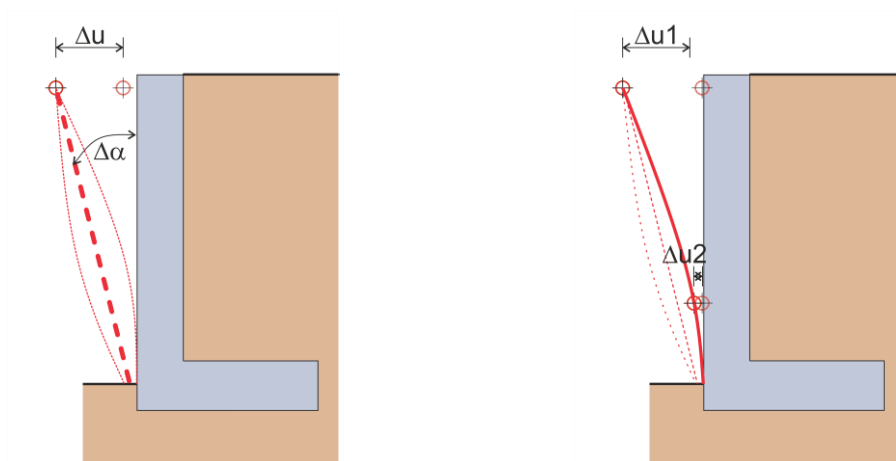


Abb. 96: Aufnehmerlayouts; Links: Einzelner Messpunkt; Rechts: Messkette

Bei Anbringung eines einzelnen Aufnehmers (Abb. 96 Links) kann zwar die Bewegung dieses Punktes ( $\Delta u$ ) erfasst werden, jedoch ist es nicht möglich auf die dahinter liegende Verformung ( $\alpha$ ) bzw. die damit einhergehende Verformungsfigur zu schließen. Bei der Anbringung von zwei oder mehr Aufnehmern (Abb. 96 Rechts) kann diese Problemstellung gelöst werden, da nun mehrere Punkte entlang einer Messkette vorhanden sind, welche die Bestimmung der Verformungsfigur und in weiterer Folge die Ableitung der Neigung ermöglichen.

Neben den in Abb. 95 dargestellten Reflektoren, welche als Zielhilfe für eine geodätische Vermessung verwendet werden, kann die Bestimmung einer Neigungsänderung auch durch die Anbringung von Inklinometern (Neigungssensoren vgl. Abb. 97 Links) durchgeführt werden. Diese ermöglichen im Allgemeinen eine höhere Genauigkeit und Präzision sowie eine kontinuierliche Datenerfassung. Jedoch können mit einer auf Neigungssensoren basierenden Monitoringlösung alleine keine translatorischen Bewegungen (ohne bekannte oder angenommene Fixpunkte) erfasst werden.



Abb. 97: Links: Neigungssensor zur Erfassung der Bauwerksveränderungen; Mitte: Dynamisches Mobile Mapping bei Stützbauwerken; Rechts: Querschnittsprofil generiert aus einer Punktwolke (Kalenjuk u. a., 2018)

Weiters zeigen aktuelle Untersuchungen und Forschungen (vgl. z.B. Kalenjuk u. a., 2018), dass durch die Anwendung vollflächiger Erfassungsmethoden wie beispielsweise dem Laser Scanning (vgl. Abb. 97 Mitte) ein Mehrwert bei der Erfassung, Prüfung und auch Überwachung von Stützbauwerken generiert werden kann. Zusätzlich ist es möglich, wie in Abb. 97 Rechts dargestellt, aus diesen Daten Neigungen bzw. Neigungsänderungen zu extrahieren. Der Vorteil hierbei liegt darin, dass diese nicht nur an einem definierten Punkt eines Stützbauwerkes erfasst wurden, sondern kontinuierlich auf der gesamten Wandoberfläche vorliegen. Derartige Messungen sind jedoch oftmals durch den Bewuchs bzw. die Zugänglichkeit zu den Untersuchungsobjekten in ihrer Anwendung eingeschränkt.

### 5.3 Monitoringkonzept für schadhafte Stützbauwerke

Die Aufarbeitung der Einwirkungen auf Stützbauwerke in Kapitel 4 und die Untersuchungen bzw. Studien in Kapitel 4.7 zeigen, dass drei Haupteinflüsse zu einer Veränderung des Bauwerksverhaltens führen können. Die zwei Einflussgrößen des Erddruckes und der Temperaturbeanspruchung liegen mit einer gewissen Schwankungsbreite über die gesamte Lebensdauer eines Bauwerkes vor, während die dritte Einflussgröße einer Schädigung lediglich ab einem gewissen Zeitpunkt vorliegt. Letztere kann jedoch zu einer drastischen Reduktion der Lebensdauer bzw. auch der Funktionstüchtigkeit des Bauwerkes führen. Nachfolgend soll ein Ansatz zu einem Monitoringkonzept für schadhafte Betonbauwerke aufgezeigt werden, welcher es ermöglichen soll, zwischen den drei oben angeführten Einflüssen zu unterscheiden.



Das Grundkonzept hinter diesem neuen Ansatz wird durch die in Kapitel 4.7 erarbeiteten Unterschiede zwischen dem Gesamtsystem und dem Querschnitt gebildet. Wie an den unterschiedlichen Beispielen zu Erddruck, Temperatur und Korrosion aufgezeigt wurde, wirken sich diese unterschiedlich auf diese beiden Messbereiche des Bauwerkes aus. Durch die Kombination bzw. Gegenüberstellung dieser Unterschiede soll mit dem nachfolgend beschriebenen Ansatz folgende Möglichkeiten bzw. Verbesserungen des Monitorings gegeben werden:

- Erfassung eines generellen Bauwerksverhaltens;
- Bestimmung des lastabhängigen Verhaltens eines Bauwerkes;
- Bestimmung des temperaturbedingten Verhaltens eines Bauwerkes;
- Bestimmung des korrosionsbedingten Verhaltens eines Bauwerkes;
- Abschätzung des Risikos eines Bauwerksversagens zufolge Korrosion.

Hierzu wurde der nachfolgend dargestellte und beschriebene Ansatz erarbeitet.

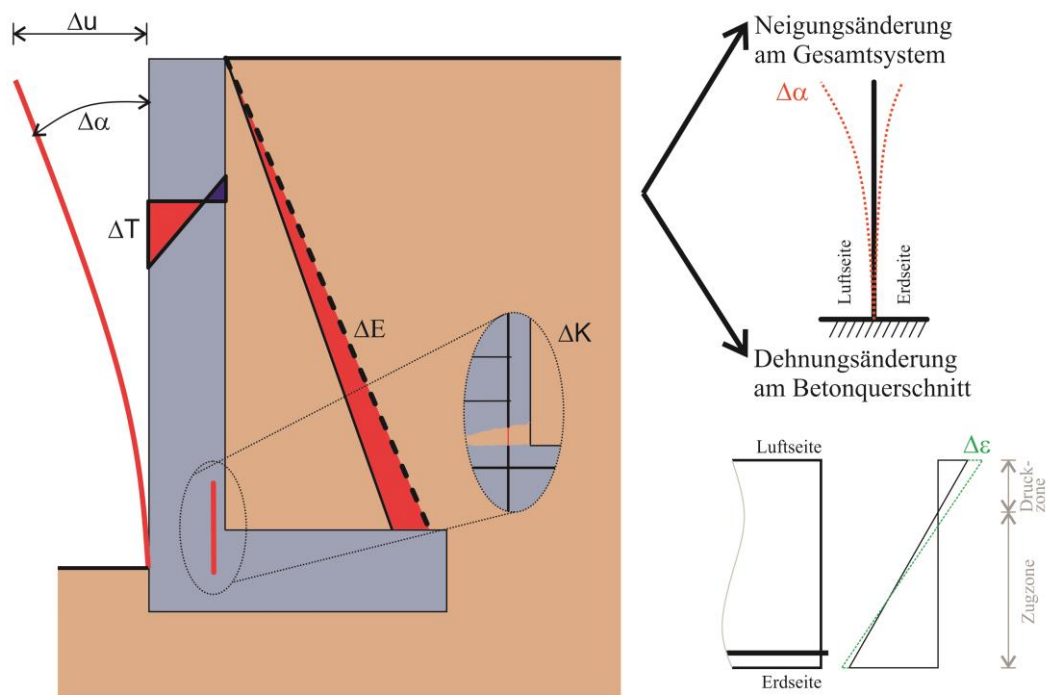
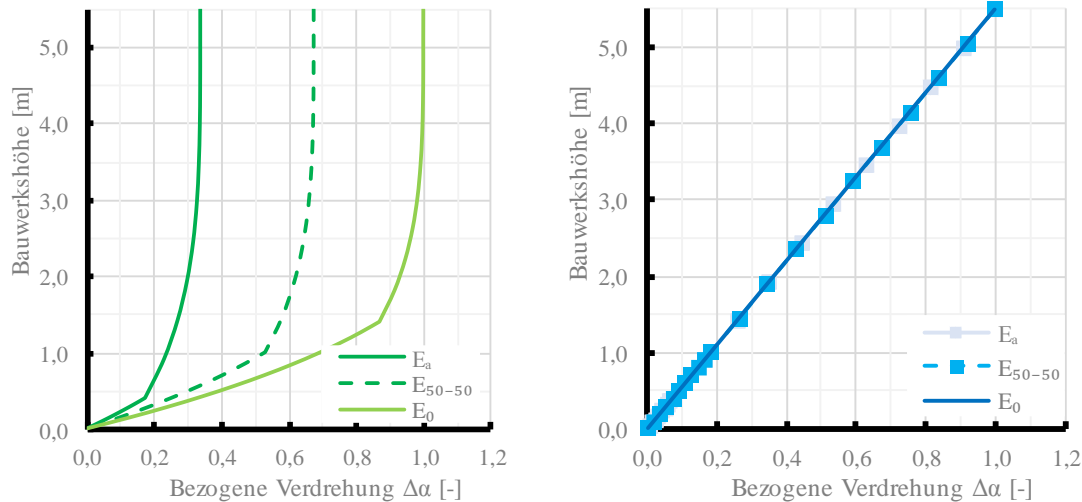


Abb. 98: Grundkonzept des Monitoringansatzes für schadhafte Betonbauwerke; Links: Änderungen am Gesamtsystem; Rechts oben: Änderungen am Gesamtsystem; Rechts unten: Änderungen am Querschnitt

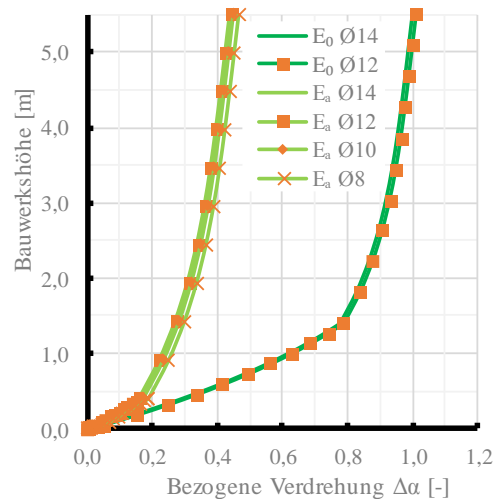
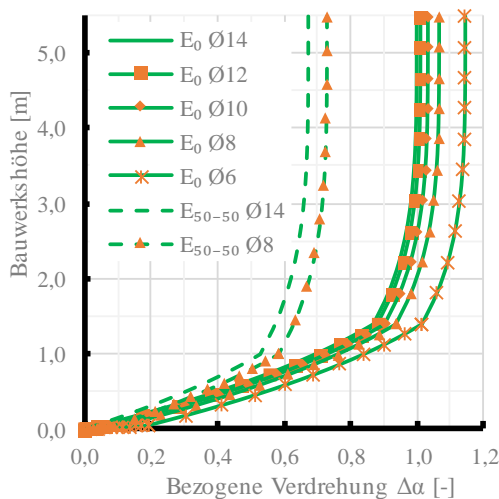
Bei der kurzen Zusammenfassung des Standes der Technik (vgl. Kapitel 5.2) wurde aufgezeigt, dass die Erfassung der Neigung an mehreren Punkten (vgl. Abb. 96 Rechts) erforderlich ist, um eine klare Aussage über die Verformungsfigur zu erhalten. Diese alleine gibt jedoch im Allgemeinen noch keine Aussage über die Ursache der vorliegenden Veränderung des Bauwerkes. Wie Abb. 98 Links zeigt, kann (und wird im Allgemein) eine Änderung der Bauwerksverformungen zumindest von einer Änderung der Belastung ( $\Delta E$ ) und von einer Änderung der Temperatur ( $\Delta T$ ) verursacht werden. Dies zeigt sich auch bei einer genaueren Betrachtung der in Kapitel 4.7 durchgeführten Untersuchungen in Abb. 99.





a) Erddruckänderung

b) Temperatureinfluss



c) Korrosionsschädigung

d) Überlagerung

Abb. 99: Vergleich unterschiedlicher Einwirkungen auf die Verdrehung

Hierzu wurde in Abb. 99 die bezogene Verdrehung  $\Delta\alpha$  nach Formel (19) eingeführt. Diese bezeichnet dabei das Verhältnis, der für einen vorliegenden Fall vorhandenen Verdrehung ( $\alpha_i$ ) zu jener Verdrehung unter Erddruckbelastung und ohne Korrosionsschädigung ( $\alpha_{E0}$ ).

$$\Delta\alpha = \frac{\alpha_i}{\alpha_{E0}} \quad (19)$$

Die beiden oberen Diagramme zeigen die Verdrehungen bei einer Erddruckänderung und einer Temperatureinflussung. Dabei lässt sich für unterschiedliche Erddruckbelastungen erkennen, dass eine Verschiebung des Knickpunktes stattfindet. Dies ist auf die höhere Belastung und dem damit einhergehenden Reißen des Querschnittes zurückzuführen. Ebenfalls lässt sich erkennen, dass eine Temperatureinwirkung auf das System zu einer gleichmäßigen Zunahme der Verdrehungen über die Wandhöhe führt. Die Änderung der Verdrehung ist dabei zwar unabhängig von der Belastung, wird jedoch durch eine Steifigkeitsänderung (vgl. Abb. 88) beeinflusst.

Bei einer Korrosionsschädigung (Abb. 99 c) zeigt sich, dass es hierbei im Vergleich zu einer Erddruckänderung bzw. Temperaturbeeinflussung zu einer Parallelverschiebung kommt. Dies resultiert aus der Rotation zufolge Korrosion, welche im Bereich der Arbeitsfuge (vgl.  $h_k$  in Abb. 89) stattfindet. Weiters zeigt sich, dass eine derartige Parallelverschiebung auch bei Überlagerung (vgl. Abb. 99 d) mit anderen Effekten noch deutlicher zu erkennen ist.

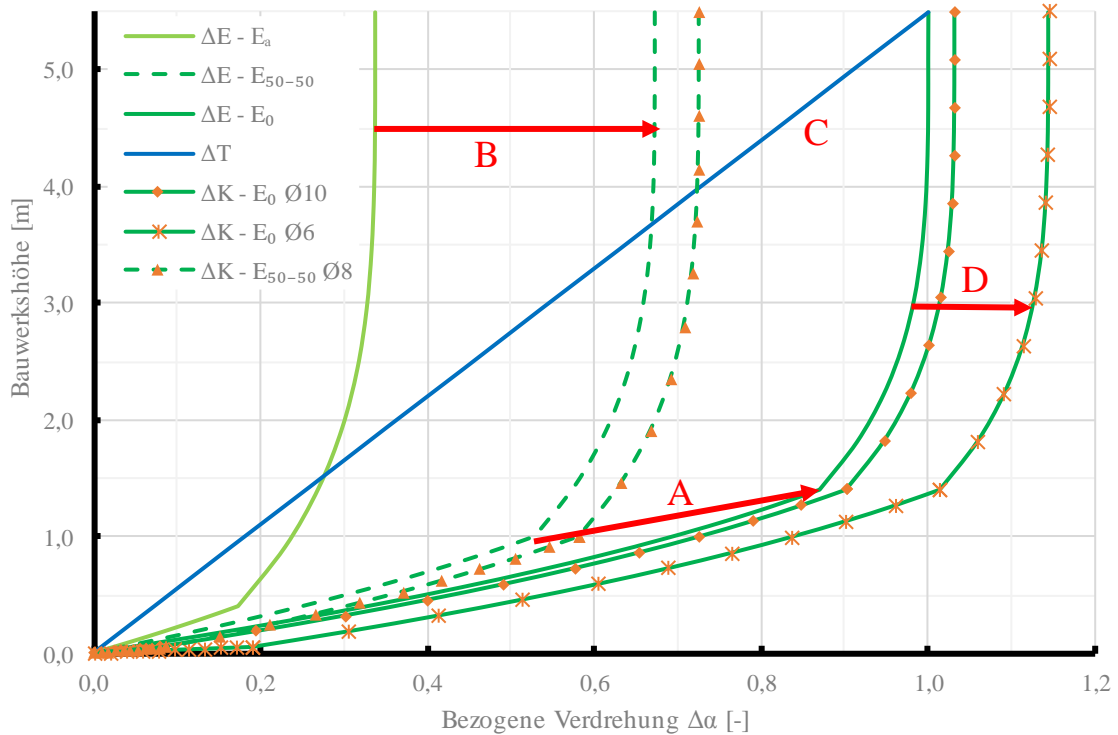


Abb. 100: Zusammenfassung der Einflüsse auf die Verdrehung

Mit Abb. 100 sollen die Ergebnisse der Untersuchungen aus Kapitel 4.7 und die Zusammenfassung dieser in Abb. 99 auf das generelle Bauwerksverhalten umgelegt und dargestellt werden. Hierzu wird ebenfalls die bezogene Verdrehung  $\Delta\alpha$  verwendet. Die unterschiedlichen Effekte sind dabei durch die Punkte A bis D gekennzeichnet und sollen schematisch das erfassbare Bauwerksverhalten verdeutlichen.

Tab. 9: Einflüsse auf die Verdrehung

A	Verschiebung des Drehpunktes zufolge einer Steifigkeitsänderung
B	Erhöhung der Verdrehung durch eine Änderung der Belastung
C	Temperatureinfluss auf das Bauwerk
D	Veränderung zufolge Korrosion

Die Zusammenfassung in Abb. 100 und die kurze Beschreibung der Einflüsse in Tab. 9 zeigen, dass mit einer Erfassung der Neigungen (bzw. der Änderung dieser) folgendes Verhalten des Bauwerkes erfasst werden kann:

- Eine gleichmäßige Änderung der Verdrehung (C) über die Bauwerkshöhe lässt sich eindeutig auf einen Temperatureinfluss zurückführen;
- Eine gleichmäßige Änderung im oberen Bereich des Bauwerkes (B) gemeinsam mit einer Verschiebung des Knickpunktes (A) deutet auf eine Änderung der (Erddruck-)Belastung hin;
- Eine gleichmäßige Änderung der Neigung (D) im oberen Bereich des Bauwerkes resultiert aus einer Korrosionsschädigung in der Fuge.

Aus diesen Ergebnissen lässt sich rückschließen, dass bei ausreichend genauer Auflösung der Messsensorik prinzipiell eine Erfassung der Neigungsänderungen (Verdrehungen) eine Detektion eines Korrosionsschadens ermöglichen würde. Jedoch ist dies lediglich bei einer reinen Korrosionsschädigung möglich. Im Allgemeinen kann jedoch eine Überlagerung mehrerer Effekte über die Lebensdauer (bzw. auch über den Tagesverlauf) eines Bauwerkes vorliegen. Daraus resultiert, dass möglicherweise zwar eine Identifikation eines Korrosionsschadens, zufolge einer gleichmäßigen Neigungsänderung des Bauwerkes, möglich ist. Hierzu ist es jedoch erforderlich, das generelle (nicht geschädigte) Verhalten des Bauwerkes zu erfassen. Hierzu könnte die Erfassung der Dehnung an der Bauwerksvorderseite (Betonstauchung) ergänzend herangezogen werden.

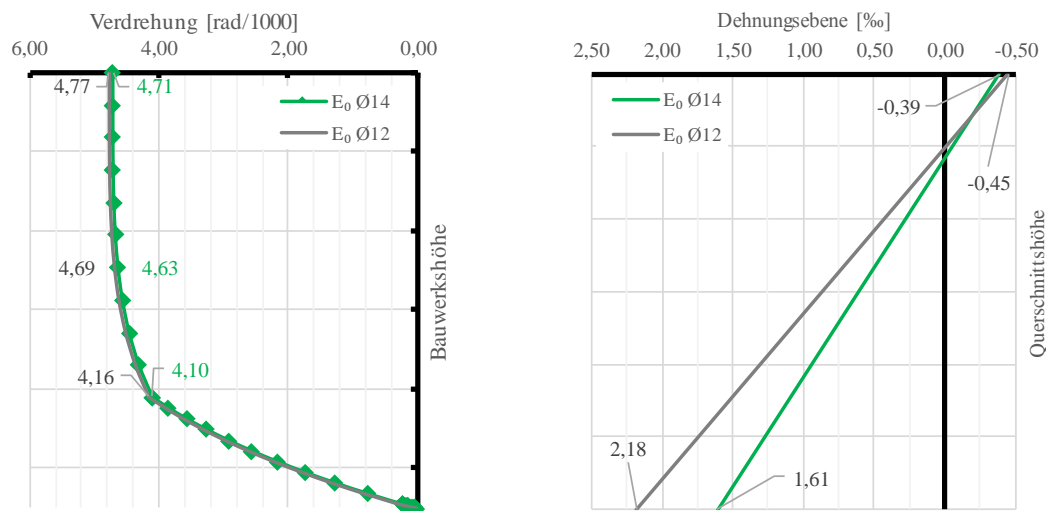


Abb. 101: Einfluss einer Korrosionsschädigung; Links: Änderung der Verdrehung des Gesamtsystems; rechts: Änderung des Dehnungszustandes im Querschnitt

Der Vergleich des Verhaltens des Gesamtsystems zur Veränderung des Dehnungszustandes in Abb. 101 soll zeigen, dass beide Betrachtungsbereiche auf eine Korrosionsschädigung reagieren, diese jedoch in unterschiedlichen Ausprägungen vorliegen. So liegt bei einer Korrosionsschädigung von Ø14 auf Ø12 eine sehr geringe Verdrehungsänderung (am Kopf) von 0,06 rad/1000 ( $\sim 0,00344^\circ$ ) vor, während die Betonstauchungen an der Vorderseite um 0,06 % (60  $\mu\text{m}/\text{m}$ ) zunehmen. Dieses Beispiel stellt schematisch dar, dass aus einer Kombination der Messergebnisse aus Verdrehungsänderung und Veränderung der Betonstauchungen ein Mehrwert in der Interpretation der Messergebnisse gewonnen werden kann.

Aus den obigen Ausführungen lässt sich erkennen, dass eine Kombination aus Neigungs- und Dehnungsaufnehmern erforderlich ist, um einerseits eine Korrosionsschädigung bei Stützbauwerken zu erfassen. Andererseits ist es hiermit jedoch auch möglich, zwischen den unterschiedlichen Einflüssen auf das Bauwerk zu unterscheiden. Dies soll schematisch nachfolgend dargestellt werden.

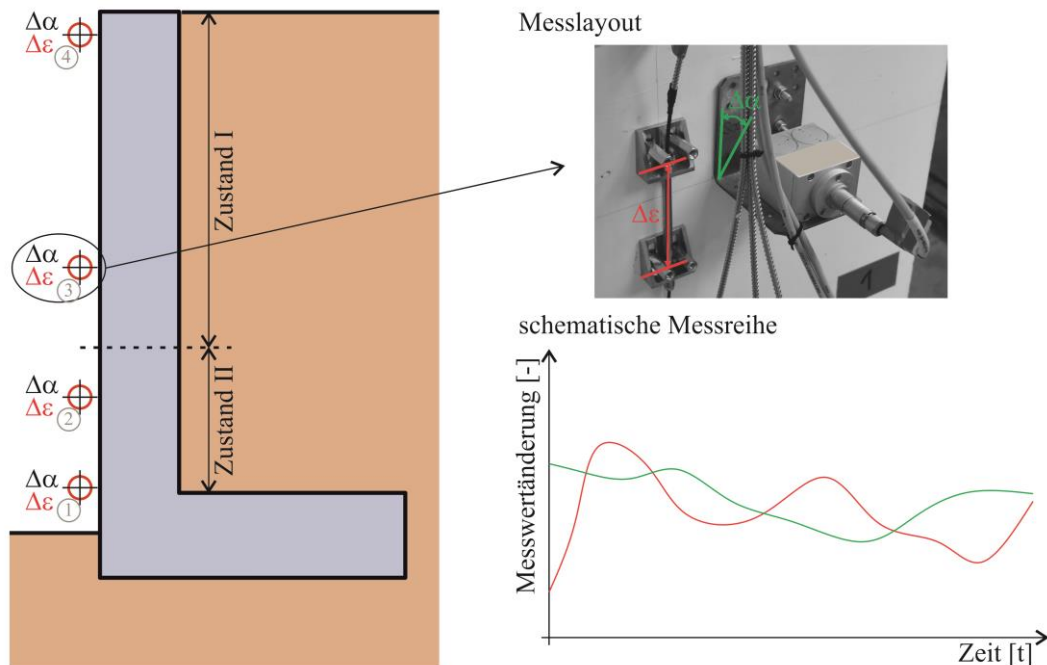


Abb. 102: Monitoringsystem für Stützbauwerke; Links: verteilte Positionierung von Messwertaufnehmern; Rechts oben: Messlayout; Rechts unten: schematische Darstellung einer Messreihe eines Messpunktes

Der in Abb. 102 dargestellte Ansatz soll die in Tab. 10 angeführten Detektions- und Erfassungsmöglichkeiten bei schadhafte Stützbauwerken geben. Durch die Anbringung von Neigungs- und Dehnungsaufnehmern an mehreren Punkten der Vorderseite des Bauwerkes, wird sowohl die Erfassung eines rotatorischen Verhaltens als auch des Dehnungszustandes möglich. Daraus wird es ermöglicht, die oben angeführte Problemstellung des veränderlichen Verhaltens bei unterschiedlichen Einflüssen zu erfassen. Dies soll nachfolgend schematisch, und aufbauen auf den bisherigen Ergebnissen und Erkenntnissen, durch Tab. 10 dargestellt werden.

Hierbei werden die Möglichkeiten durch die Anbringung von vier Sensorpaaren an signifikanten Positionen des Bauwerkes dem möglichen Detektionspotential gegenübergestellt.

Tab. 10: Schematische Darstellung der Detektions- und Erfassungsmöglichkeiten des vorgeschlagenen Monitoringkonzeptes

Sensor- position (Abb. 102)	Last <sup>(1)</sup>		Temperatur <sup>(3)</sup>		Korrosion	
	$\Delta\alpha$	$\Delta\varepsilon$	$\Delta\alpha$	$\Delta\varepsilon$	$\Delta\alpha$	$\Delta\varepsilon$
1	-	XX	X	X	XX <sup>(4)</sup>	XX <sup>(4)</sup>
2	x	X	X	X	X	-
3	X <sup>(2)</sup>	-	X	X	X <sup>(5)</sup>	-
4	X <sup>(2)</sup>	-	X	X	X <sup>(5)</sup>	-

- keine Messwertveränderung
- x geringe Messwertveränderung
- X deutliche Messwertveränderung
- XX signifikante Messwertveränderung

- (1) Abhängig von der Art der Belastung (z.B. Eigengewicht oder Verkehr); Beeinflusst durch Krieeffekte
- (2) Unter der Annahme, dass der Zustand II bei dieser Sensorposition nicht erreicht wird
- (3) Bei einer Temperaturdifferenz zwischen Vorderseite und Hinterfüllungskörper, welche an der gesamten Vorderseite des Bauwerkes gleichmäßig vorliegt (vgl. Abb. 86 Rechts)
- (4) Falls eine Erfassung der Messwerte im Bereich der Arbeitsfuge möglich ist
- (5) Messwertveränderung identisch, wenn keine anderen Einflüsse vorhanden

Kernpunkt des Monitoringkonzeptes ist die verteilte Anbringung von Neigungs- und Dehnungsaufnehmern (vgl. Abb. 102 Links) um die Messwertänderung an mehreren Positionen des Bauwerkes erfassen zu können. Als Messgrößen werden die Veränderungen der Neigung (Verdrehung  $\Delta\alpha$ ) des Bauwerkes und die Änderung der Dehnung (Betonstauchung  $\Delta\varepsilon$ ) an der Vorderseite erfasst. Dies bietet in Bezug auf Bestandsbauwerke den Vorteil, dass eine nachträgliche Anbringung der Messwertaufnehmer (an der Vorderseite) einfach durchzuführen ist und hierzu keine großen Baumaßnahmen erforderlich sind. Das Messlayout (vgl. Abb. 102 Rechts oben) zeigt, dass eine gemeinsame Anbringung beider Aufnehmertypen (Neigung und Dehnung) auf gleicher Höhe des Bauwerkes erforderlich ist, um einen Rückschluss auf eine Änderung des Bauwerksverhaltens zu ermöglichen. Weiters ist es erforderlich, diese sowohl an gerissenen Bereichen (Zustand II), als auch in den (noch) ungerissenen Bereichen (Zustand I) des vertikalen Wandschenkels zu platzieren.

Die Darstellung in Tab. 10 zeigt das schematische Prinzip des beschriebenen Monitoringkonzeptes. So ist es, wie bereits angeführt, erforderlich die Neigungen und Dehnungen an mehreren Positionen des vertikalen Wandschenkels (hier beispielhaft durch 1 bis 4 gekennzeichnet) zu erfassen. Aus der Art der Änderung (-, x, X, XX) bzw. aus der Gegenüberstellung der einzelnen Einflüsse ist es unter bestimmten Randbedingungen möglich, zwischen lastbedingten, temperaturabhängigen und korrosionsbedingten Effekten zu unterscheiden. Da diese Effekte, wie beispielhaft in Kapitel 4.7 ausgeführt, sowohl auf die Neigung

des Gesamtsystems, als auch die Dehnungsverteilung des Querschnittes Auswirkungen zeigen, kann durch die Erfassung der Veränderungen bzw. einer Interpretation dieser, ein Rückschluss auf das Bauwerksverhalten gezogen werden. Dieser kann im besten Fall in die drei Kategorien einer Laständerung, einer Temperaturbeeinflussung und einer Korrosionsschädigung geschehen. Ist dies nicht möglich, so sollte zumindest eine Unterscheidung zwischen korrosionsbedingten und nicht korrosionsbedingten Einflüssen bzw. Veränderungen möglich werden.

Die in diesem Kapitel durchgeführten Überlegungen zu einem neuen Ansatz für die Überwachung bzw. das Monitoring schadhafter Stützbauwerke beziehen sich zum einen auf die bisherigen Erkenntnisse im Bereich der Bauwerksüberwachung, stützen sich andererseits jedoch auch auf die analytisch ermittelten Erkenntnisse zu unterschiedlichen Einflüssen auf Stützbauwerke. Das vorgestellte Konzept diene als Grundlage für die Planung der in Kapitel 6 näher beschriebenen Versuche. Vice versa wurden die Versuche zur Validierung des Messkonzeptes bzw. auch zur Aufarbeitung anderer Fragestellungen (*Arbeitsgruppe SIBS*, 2019) verwendet. Eine Gegenüberstellung der hier angeführten Überlegungen zu diesem Konzept und der aus den Versuchsreihen erhaltenen Ergebnisse ist in Kapitel 7 zu finden. Weiters werden dort auch Verbesserungsansätze bzw. weitere Anwendungsgebiete der beschriebenen Methode angeführt.



## 6 Versuche zu korrosionsgeschädigten Winkelstützmauern

Korrosionsschäden an Winkelstützmauern (vgl. Kapitel 3.4) können zu einer drastischen Reduktion der Tragfähigkeit und damit zu einem Verlust der Standsicherheit des Bauwerkes führen. Im Zuge mehrerer Versuchsstände wurde daher das Verhalten und eine mögliche messtechnische Erfassung der Bauwerksänderungen zu Folge Korrosion untersucht. Nachfolgend wird auf die Ziele, die technische Ausstattung der Versuche, sowie die künstliche Nachbildung von Korrosionsschäden an Betonbauteilen eingegangen. Anschließend werden die beiden Versuchsstände SIBS\_V2 und SIBS\_V3 näher behandelt. Der Fokus liegt hierbei auf den Ergebnissen einer messtechnischen Überwachung dieser Objekte sowie auf einer Interpretation der Ergebnisse.

### 6.1 Ziel der durchgeführten Versuche

Wie bereits angeführt, ist es bei korrosionsgeschädigten Winkelstützmauern beinahe unmöglich den Grad und die Schwere des Korrosionsschadens (vgl. Kapitel 3.4.4) an der zugseitigen Bewehrung zerstörungsfrei zu bestimmen. Aus diesem Grund soll in mehreren Versuchsreihen die Umsetzung eines neuen Messkonzeptes für die Erfassung von Korrosionseffekten (vgl. Kapitel 5.3) als Monitoringkonzept für Stützbauwerke untersucht werden. Hierzu wurden in einer ersten Grundstudie (vgl. Kapitel 4.7) ermittelte Änderungen am Gesamtsystem und am Betonquerschnitt für die Konzeptionierung des messtechnischen Programmes herangezogen. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wurde die Versuchsplanung durchgeführt und in zwei Hauptversuche unterteilt.

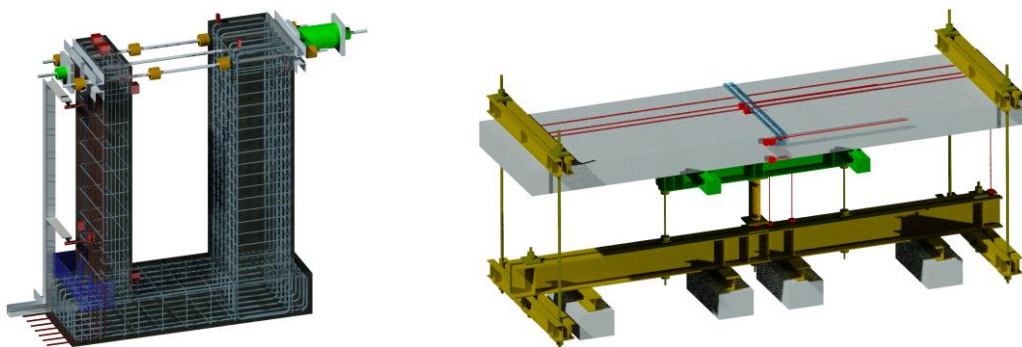


Abb. 103: Schematische Darstellung der beiden Versuchsstände; Links: Versuchsstand SIBS\_V2; Rechts: Versuchsstand SIBS\_V3

Der Versuchsstand SIBS\_V2 stellte die erste Versuchsreihe zur Nachbildung von Korrosionsschäden an Winkelstützmauern dar. Neben der Erprobung der Nachbildung von Korrosionseffekten wurde auch das beschriebene Monitoringkonzept untersucht. Aufbauend auf den Ergebnissen und ergänzt durch Erkenntnisse aus numerischen Untersuchungen (*Arbeitsgruppe SIBS*, 2019) wurde der Versuchsstand SIBS\_V3 geplant und umgesetzt.

## 6.2 Künstliche Korrosionsnachbildung

Eine der Hauptaufgaben bei der Konzeptionierung, Planung und Umsetzung von Versuchen zu Korrosionsschäden stellt die künstliche Nachbildung der Korrosionseffekte und Mechanismen dar. Einleitend soll hier, aufbauend auf den Korrosionsprozessen (siehe Kapitel 3.4.1), der aktuelle Stand der Forschung im Bereich der künstliche Korrosionsnachbildung angeführt werden, ehe die im Zuge der Versuche verwendete Methodik näher ausgeführt wird.

Im Zusammenhang mit der Korrosion der Bewehrung in Betonbauteilen sind eine Vielzahl an Versuchskonzepten vorhanden. Diese lassen sich im Allgemeinen in natürliche und künstliche Prozesse untergliedern. Während bei den natürlichen Prozessen Betonbauteile in exponierten Lagen gelagert (vgl. z.B. *Otieno/Beushausen/Alexander, 2016*) bzw. aus bestehenden Bauwerken (vgl. z.B. *Fernandez/Berrocal, 2019*) entnommen werden, wird bei den künstlichen Prozessen durch unterschiedliche Methoden (vgl. *Tian, 2013, Cabrera, 1996, El Maaddawy/Soudki, 2003, Jäggi, 2001*) die Korrosion beschleunigt nachgebildet. Die künstliche Erzeugung von Korrosionsschäden wird dabei durch die Aufbringung eines Potential-unterschiedes zwischen zwei metallischen Werkstoffen erzwungen. Dieses Prinzip kann mit einer Umkehrung des Kathodischen Korrosionsschutzes (vgl. *Baeckmann/Schwenk, 1999*) bzw. dem aus der Fertigungstechnik bekannten Prinzip des elektrochemischen Abtrages (vgl. *McGeough, 1988*) verglichen werden. Dieses Prinzip ist schematisch in Abb. 104 Links zu erkennen und wurde im Zuge erster Vorversuche (Abb. 104 Rechts) nachgebildet.

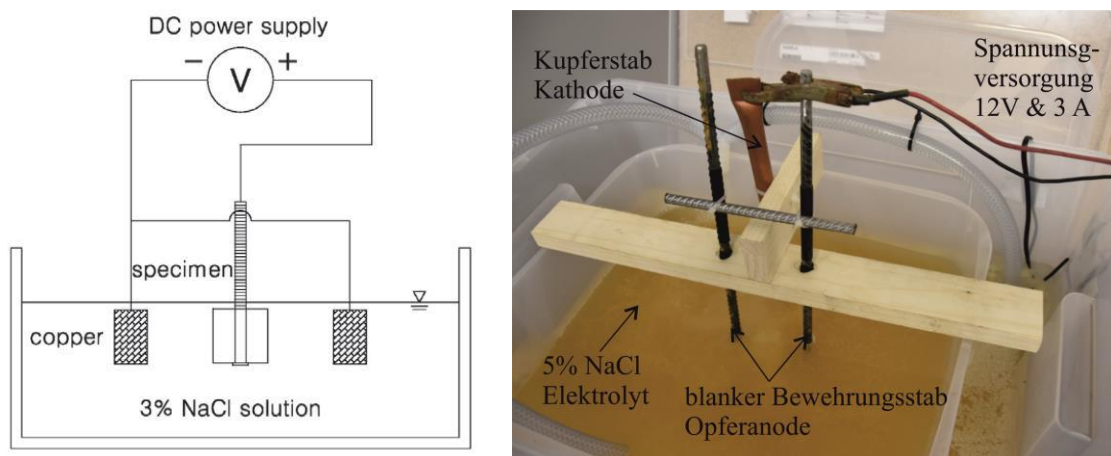


Abb. 104: Links: Künstliche Korrosionsnachbildung bei kleinen Probestücken für Pull-Out Tests zur Bestimmung des Verbundverhaltens (*Choi u. a., 2014*); Rechts: Vorversuche zum elektrochemischen Abtrag an blanken Bewehrungsstäben

Mit diesem Prozess ist es möglich, eine künstliche Querschnittsreduktion der Bewehrungsstäbe in sehr kurzen Zeiträumen zu erzielen und damit eine Schädigung der Bewehrung zufolge Korrosion zu simulieren. In anderen Forschungsbereichen (vorallem dem Betonbau) wird diese Methode dazu verwendet, um etwa den Einfluss der Korrosion auf das Verbundverhalten (vgl.

*Choi u. a.*, 2014) oder die Veränderung des mechanischen Verhaltens des Bewehrungsstabes (vgl. *Dauberschmidt/Fraundorfer/Baumgartner*, 2019 & *Almusallam*, 2001) zu untersuchen. Der Einfluss einer Korrosionsschädigung der Bewehrung auf das Tragverhalten bzw. auf die Versagensmechanismen bei Betonbauteilen wurde hingegen noch kaum erforscht.

In Abb. 105 ist der Ablauf des Korrosionsprozesses im Zuge der Durchführung des Versuchsstand SIBS\_V2 (Kapitel 6.4) abgebildet. Zu erkennen ist, dass der Beginn des Korrosionsprozesses (Abb. 105 Links) durch die Bildung von Schaumbläschen (Knallgas – Mischung aus Wasserstoff  $H_2$  und Sauerstoff  $O_2$ ), welches im Zuge des Abspaltungsprozesses entsteht, angedeutet wird. Der Materialabtrag lässt sich des Weiteren durch eine Verfärbung des Elektrolyten (Abb. 105 Rechts) zufolge des Eintrages metallischer Teilchen erkennen. Um hieraus nicht eine Abschwächung des Korrosionseffektes bzw. die Bildung einer metallischen Schutzschicht an den Bewehrungselementen zu verursachen, ist es bei der Durchführung von großangelegten Versuchen erforderlich, für eine ausreichende Spülung bzw. Zirkulation des Elektrolyten zu sorgen.



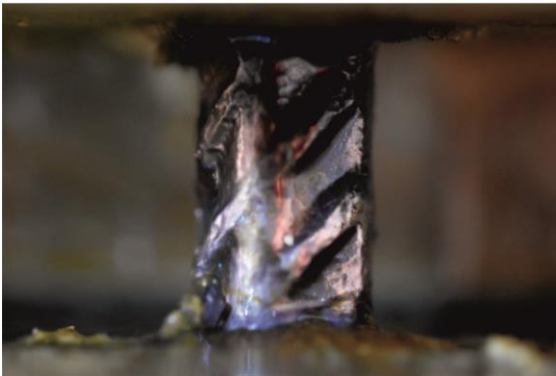
Abb. 105: Ablauf des Korrosionsprozesses am Versuchsstand SIBS\_V2; Links: Beginn des Korrosionsprozesses; Rechts: Korrosionswanne nach ca. 30 min Korrosionsprozess

Durch den beschriebenen Prozess des elektrochemischen Abtrages ist es möglich, eine künstliche Korrosion in Form eines Materialabtrages (Querschnittsreduktion) abzubilden. Der Ablauf hierzu ist in Abb. 106 dargestellt. Wie sich erkennen lässt, ist es mit dem Prozess des elektrochemischen Abtrages möglich, eine kontinuierliche Reduktion des Durchmesser zu erreichen. Dies kann zum einen durch die Anordnung einer durchgehenden Kathode für die Korrosion aller Stäbe erzielt werden, zum anderen können auch lokale Kathoden verwendet werden, um lediglich einzelne Bewehrungsstäbe zu schwächen. Die Dauer für diesen Prozess (bzw. die Menge des stündlichen Materialabtrages) hängt dabei neben dem Verhältnis der Oberflächen von Anode (Bewehrung) und Kathode (Kupfer) hauptsächlich vom aufgetragenen Strom (der Stromdichte) ab. Dabei wurden im Vergleich zu anderen Arbeiten und Untersuchungen (vgl. z.B. *Cabrera*, 1996) in diesen Versuchen teilweise Stromdichten von bis zu  $6 \text{ A/cm}^2$  (60 Ampere auf  $7 \text{ } \varnothing 14$  Bewehrungsseisen) aufgebracht. Dadurch entstand ein teilweise abweichendes Bild der Korrosionsschädigung (keine Plättchenbildung), jedoch konnte die

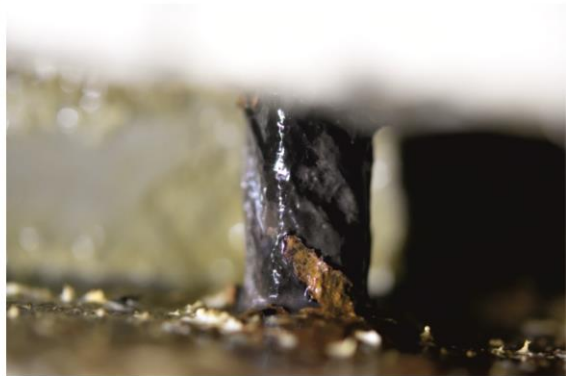


Nachbildung einer Querschnittsreduktion zufolge Materialabtrag sichergestellt werden.

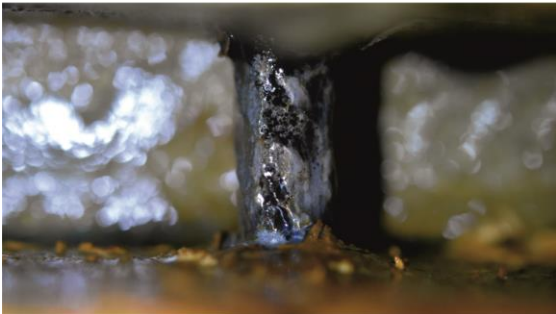
a) ungeschädigt, gereinigt



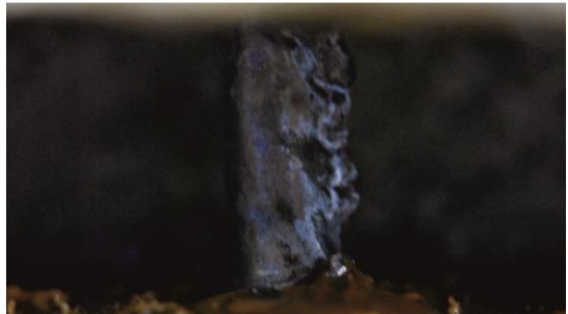
b) ca. 15 % QS-Verlust



c) ca. 30 % QS-Verlust



d) ca. 45 % QS-Verlust



e) Zustand nach dem Versagen - ca. 50% QS-Verlust



Abb. 106: Zeitlicher Verlauf des Korrosionsprozesses an einem Bewehrungsseisen

Der Ablauf dieses Prozesses ist in Abb. 106 anhand eines einzelnen Bewehrungsseisens dargestellt. Dies lässt erkennen, dass ein annähernd gleichmäßiger und vollflächiger Abtrag am gesamten, freiliegenden Bewehrungselement erzielt werden konnte. Kleinere Unregelmäßigkeiten waren hierbei lediglich bei Betoneinlagerungen bzw. Umschließungen an der Bewehrung und im Übergangsbereich an den Betonkörper selbst, bzw. anfänglich auch im

Bereich der Rippen der Bewehrung zu erkennen. Ab einer Korrosionsrate von ca. 30 % Querschnittsverlust konnte jedoch bei allen Prüfkörpern eine Vergleichmäßigung der geschädigten Oberfläche festgestellt werden.

### 6.3 Versuchs- und Messtechnik

Für die Herstellung der Versuchskörper bei beiden Versuchen wurde ein Beton der Güte C30/37 mit einer Betonsorte (Kurzbezeichnung) B5 (ÖNORM B 4710-1, 2018) verwendet. Dieser war nicht für die Dauerhaftigkeit der Versuche selbst erforderlich, bildete jedoch die normativen Mindestanforderungen für Betone im Außenbereich unter Frost- und Taumittelbeaufschlagung, wie dies bei Stützbauwerken der Fall ist. Als Bewehrung für die Fertigteile wurden zwei Sorten verwendet. Klassischer Baustahl der Güte BSt 550 sowie Edelstahlbewehrung. Der BSt 550 wurde dabei zur Abbildung der korrodierenden Bewehrungselemente verwendet. Zur Verhinderung der Korrosion der restlichen Bereiche der Versuchskörper wurde eine elektrische Entkopplung mittels Schrumpfschläuchen (vgl. Abb. 109) und nicht metallischen Verbindungselementen (Kabelbinder) sichergestellt. Zusätzlich kam eine nicht korrodierende Bewehrung in Form von Edelstahl zur Anwendung. Hierfür wurde eine Bewehrung der Güte EN 1.4362 verwendet. Diese weist mit einer PREN-Wirksumme (DIN EN 10088-1, 2005) von 25 eine sehr hohe Korrosionsbeständigkeit auf. Eine Korrosion dieser Elemente konnte unter den vorliegenden Bedingungen nicht beobachtet werden. Zur Durchführung der Querschnittskorrosion wurde der Prozess des elektrochemischen Abtrages verwendet. Um den dafür erforderlichen (elektrischen) Stromfluss aufzubringen wurden neben Labornetzgeräten (bis zu 12 V und 3 A) vorallem Batterieladegeräte mit einer Spannung von bis 24 V und einer Stromstärke von bis zu 60 A verwendet. Dies war erforderlich, um ein ausreichend rasches Fortschreiten des Korrosionsprozesses zu erzielen.

Zur Bestimmung der erreichten Korrosionsrate  $K_i$  kamen mechanische und digitale Schiebelehren zum Einsatz. Die untersuchten Querschnitte wurden dabei in drei Ebenen (Oberkante, Mitte und Unterkante) erfasst. Die Reduktion der Fläche wurde aus dem Mittelwert der drei erfassten Querschnitte bestimmt und auf den Ausgangszustand bezogen. Generell beziehen sich die Angaben zur Korrosionsrate  $K_i$  [%] auf die Veränderung der Querschnittsfläche. Diese wurde, aufbauend auf die angeführte Durchmesserbestimmung, als ein gleichmäßiger Kreis approximiert. Dies ist zwar, vorallem in Bezug auf die Gleichmäßigkeit und eine möglicherweise stattfindende Ovalisierung des Querschnittes mit Abweichungen verbunden, erscheint jedoch für die hier angeführten Versuche als zweckmäßig.

Zur Erfassung der Neigungs- und Dehnungsänderungen der Versuchskörper wurden klassische Tilt- und Strain- Sensoren in Form von Servo-Inklinometern (*Althen Sensors & Controls*) und FBG-Dehnungsaufnehmern (*HBM*) verwendet. Zusätzlich wurden weitere Sensortypen (z.B. Induktive Wegaufnehmer, Seilzugwegaufnehmer) verwendet, um eine Überbestimmung (Redundanz) des Systems zu erzielen bzw. um Kontrollmöglichkeiten zu besitzen.



## 6.4 Versuchsstand SIBS\_V2

Um das Verhalten von Winkelstützmauern unter Korrosionsbeanspruchung im Allgemeinen zu untersuchen wurde der Versuchsstand SIBS\_V2 konzipiert. Dazu wurde an mehreren Versuchskörpern, die Korrosion der Bewehrungselemente im Bereich der Arbeitsfuge zwischen Fundament und Wandschenkel simuliert und diese messtechnisch erfasst. Dazu wurden u-förmige Versuchskörper (vgl. Abb. 107) aus bewehrtem Beton hergestellt. Der massivere der beiden vertikalen Schenkel wurde als Widerlager für die Lasteinleitung verwendet, der zweite (dünnere) bildete den vertikalen Wandschenkel einer Winkelstützmauer ab. Der horizontale Fundamentriegel der Konstruktion diente dabei einerseits als Kraftkurzschluss zwischen den beiden vertikalen Schenkel, andererseits auch als Fundament. Dies war erforderlich um neben dem vertikalen Wandschenkel zusätzlich auch den Anschlussbereich an das Fundament und damit den Bereich der Arbeitsfuge abzubilden. Die Beanspruchung der Konstruktion wurde durch eine Einzellast am Kopf erzielt, woraus eine lineare, nach unten hin zunehmende Momentenbeanspruchung (Erddruck auf eine Winkelstützmauer) erreicht wurde.

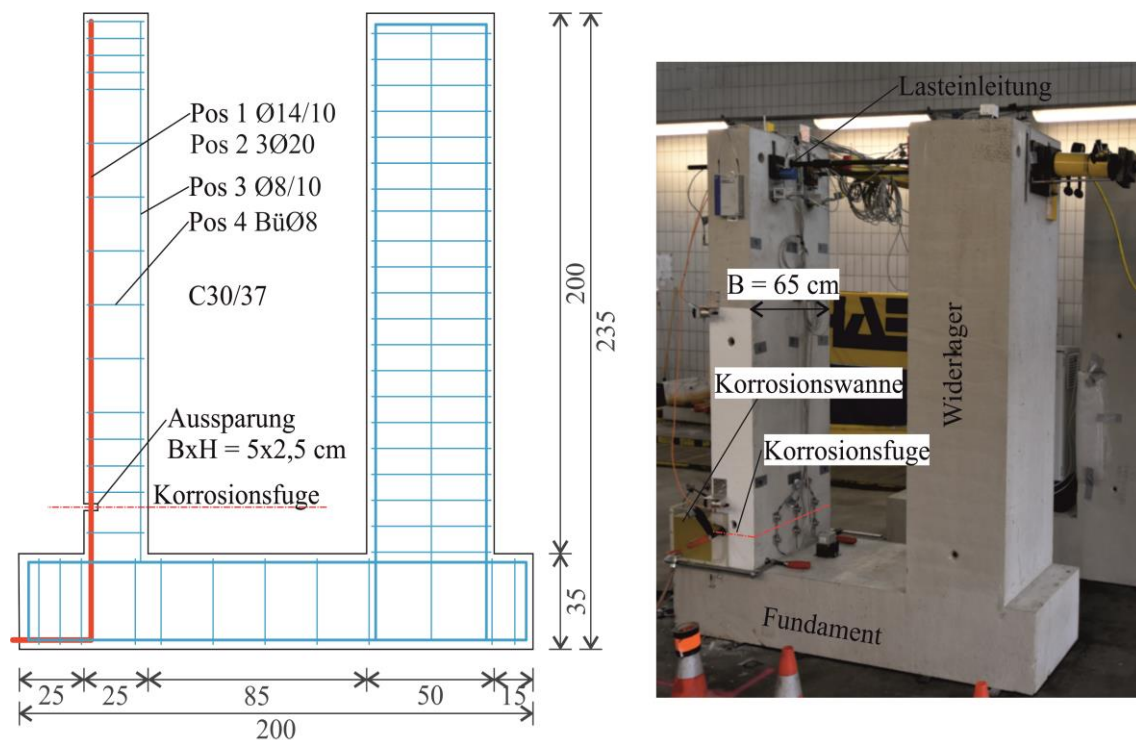


Abb. 107: Darstellung des Versuchsstandes SIBS\_V2; Links: Bewehrungsskizze; Rechts: Versuchsaufbau

Die Korrosion der Bewehrungselemente in der Korrosionsfuge wurde durch die Methode des elektrochemischen Abtrages (vgl. Kapitel 6.2) und durch eine Korrosionswanne (siehe Abb. 107 Rechts bzw. Abb. 105) bewerkstelligt. Zur Nachbildung unterschiedlicher Korrosionsmuster (vgl. Abb. 108) und zur Validierung der Ergebnisse wurden insgesamt fünf Versuchskörper hergestellt und getestet. Neben unterschiedlichen Korrosionsmustern wurden auch die Bewehrungsgehalte und Durchmesser der Hauptbewehrung variiert.

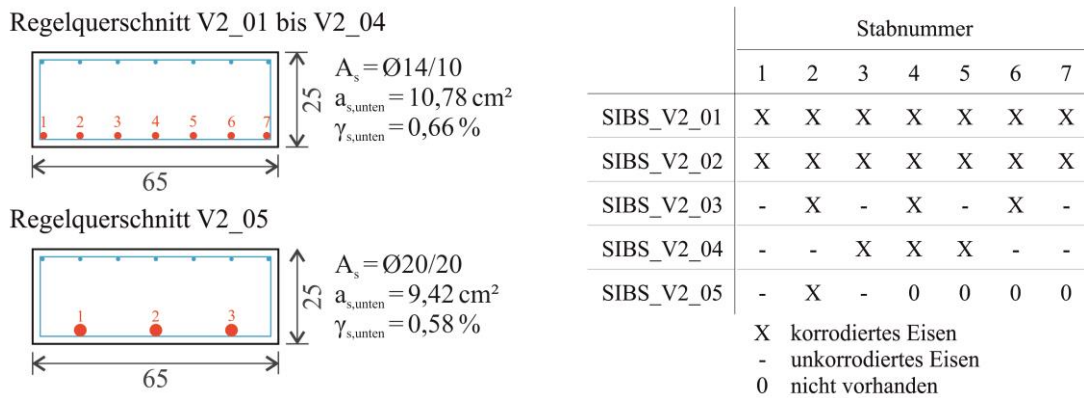


Abb. 108: Unterschiedliche Korrosionsmuster Versuchsstand SIBS\_V2

Die Querschnitte der Versuchskörper sind in Abb. 108 dargestellt. Die vier Versuchskörper der Reihen V2\_01 bis V2\_04 weisen einen identischen Bewehrungsgehalt auf, werden jedoch durch unterschiedliche Korrosionsmuster (vgl. Abb. 108 Rechts) verschiedenartig geschädigt. So wurden die beiden ersten Versuchskörper durch eine gleichmäßig verteilte Korrosion beaufschlagt, welche mit dieser Gleichmäßigkeit in der Realität nicht auftreten kann, jedoch für die Validierung des Monitoringkonzeptes erforderlich war. Die beiden anderen Versuchskörper wurden durch eine ungleichmäßig auftretende Korrosion geschädigt. Dem Versuch V2\_03 wurde dabei eine pilgerschrittähnliche Korrosionsbeanspruchung aufgezwungen, während bei V2\_04 ein lokal stattfindender Korrosionsangriff (z.B. im Bereich eines Kiesnestes) simuliert wurde. Der Versuchskörper V2\_05 stellte einen Sonderfall dar, bei welchem zwar ein annähernd identischer Bewehrungsgehalt vorliegt, jedoch wurde dieser durch größere Durchmesser ( $\text{Ø}20$ ) in größeren Abständen ( $e=20$  cm) erreicht.

Um diese unterschiedlichen Korrosionsmuster herstellen zu können, wurde die Hauptbewehrung elektrisch vom restlichen Bewehrungskörper entkoppelt und es wurden teilweise lokale Kathoden verwendet. Die elektrische Entkopplung der Bewehrung wurde zum einen durch die Anbringung von Schrumpfschläuchen (vgl. Abb. 109 Links und Mitte) sowie die Verwendung von Kabelbinder anstelle des klassischen Rödeldrahtes an Kopplungspunkten sichergestellt. Zum anderen wurde lediglich die zu korrodierende Bewehrung (Pos 1 und Pos 2 in Abb. 107) aus BSt 550 hergestellt. Die restliche Bewehrung des Betonbauteiles wurde aus Edelstahl (Güte EN 1.4362 vgl. Z-1.4-255, 2018) hergestellt. Zudem wurden bei den Versuchen SIBS\_V2\_03 bis SIBS\_V2\_05 lokale Kathoden in Form einzelner Kupferbügel verwendet (vgl. Abb. 109 Rechts) und die Stromdifferenz wurde lediglich auf den zu korrodierenden Bewehrungseisen aufgebracht. Damit konnte sichergestellt werden, dass eine definierte und eingeschränkte Korrosionsbeanspruchung an einigen Bewehrungseisen auftrat, während die restliche Bewehrung des Bauteiles davon unbeeinflusst blieb.



Abb. 109: Elektrische Entkoppelung zwischen der (zu korrodierenden) Hauptbewehrung und der Edelstahlbewehrung; Links: Planliche Darstellung; Mitte: Entkopplung der Bewehrung; Rechts: Lokale Kupferkathode

Der Ablauf bei der Prüfung eines Versuchskörpers ist schematisch in Abb. 110 dargestellt. Die Dauer zur Nachbildung eines Querschnittsverlustes der Bewehrung konnte auf Grund der relativ hohen, aufgetragenen Stromdichte (vgl. Kapitel 6.2) im Vergleich zu anderen derartigen Versuchsaufbauten auf wenige Stunden reduziert werden. Weiters lässt dieses Diagramm erkennen, dass nach einer anfänglich höheren Laststufe, um das Reißen des Querschnittes sicherzustellen, die Last konstant gehalten wurde, während eine stufenweise Korrosion der Bewehrungselemente simuliert wurde. Bei Erreichen eines definierten Grenzwertes für die Korrosion (aus den numerischen Studien vgl. *Arbeitsgruppe SIBS*, 2019) wurden die Versuchskörper durch eine Steigerung der Last zerstört. Zwar entspricht ein derartiges Schadensbild nicht dem unter realen Bedingungen eintretenden Versagen, jedoch konnte hiermit die Ankündigung des Bauteiles bzw. auch die Sensibilität des Messsystems in Bezug auf die Änderung äußerer Einflüsse validiert werden.

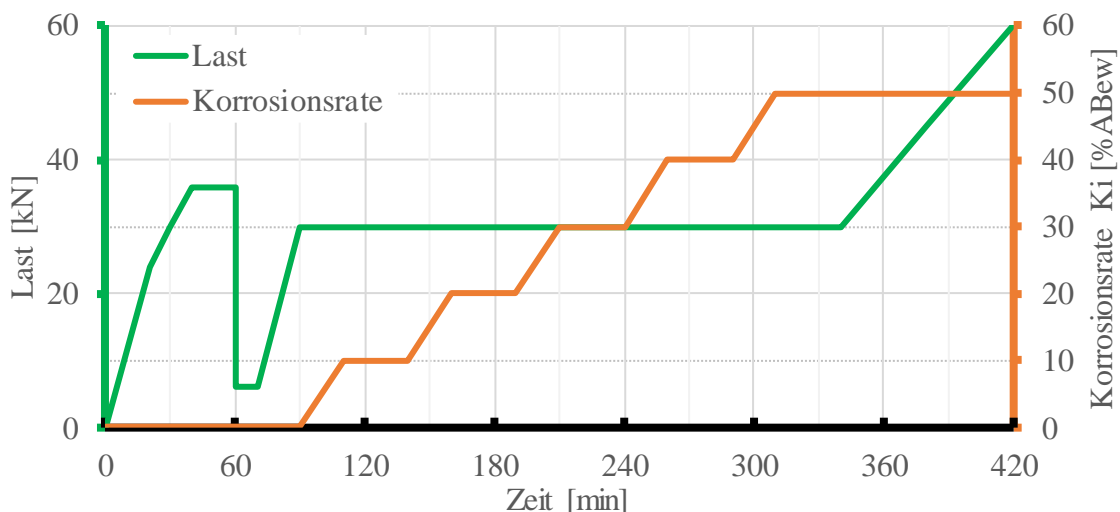


Abb. 110: Ablaufschema Versuchsstand SIBS\_V2

Der Ablauf eines elektrochemischen Abtrags wurde bereits in Kapitel 6.2 erklärt bzw. ist dieser in Abb. 106 für ein einzelnes Bewehrungseisen dargestellt. In Abb. 111 sind die unterschiedlichen Korrosionsmuster des Versuchsstandes SIBS\_V2 zu erkennen. Die Abbildung Links zeigt, dass eine sehr gleichmäßige und

vollflächige Korrosion der gesamten Bewehrung innerhalb des Querschnittes erreicht werden konnte, während in der Abbildung Rechts lediglich ein einzelnes Element, ohne Beeinflussung der benachbarten Eisen korrodierte. Daraus resultiert die Möglichkeit, die in Abb. 108 dargestellten Korrosionsmuster nachzubilden.



Abb. 111: Beispiel für korrodierte Bewehrung; Links: Gleichmäßig alle Bewehrungselemente; Rechts: Abtrag eines einzelnen Bewehrungselementes

Neben leicht abweichenden Ablaufschemata (z.B. höhere Korrosionsraten bzw. größere Beanspruchung) wurde auch die Anordnung der Sensoren variiert. In den Versuchsreihen SIBS\_V2\_01 und SIBS\_V2\_03 bis SIBS\_V2\_05 wurden die Sensoren entlang der Korrosionsfuge verteilt installiert. Damit (vgl. Abb. 112 Links) wurde der Einfluss der unterschiedlichen Korrosionsmuster sowie einer gleichmäßigen bzw. ungleichmäßigen Verteilung der Korrosion entlang der Korrosionsfuge untersucht. Zusätzlich wurden Neigungssensoren am Kopf des Bauteiles angebracht, um das klassische Monitoring eines geotechnischen Bauwerkes zu validieren.



Abb. 112: Anordnung der Sensoren; Links: Entlang der Korrosionsfuge (SIBS\_V2\_03); Rechts: Vertikale Anordnung (SIBS\_V2\_02)



Mit der Versuchsreihe SIBS\_V2\_02 wurde das in Kapitel 5.3 beschriebene Monitoringkonzept untersucht. Hierbei wurden sowohl Neigungssensoren als auch Dehnungsaufnehmer paarweise am Bauteil installiert. Die Anordnung erfolgt entlang einer vertikalen Linie der Vorderseite (Druckzone) des Bauteiles und in den drei Höhenstufen oben, Mitte und unten (vgl. Abb. 112 Rechts). Die Sensorposition oben wurde dabei im ungerissenen Bereich des Bauteiles gewählt, während die beiden Sensoren an den Positionen Mitte und unten im gerissenen Bereich des Bauteiles lagen. Weiters wurde der Sensor unten, identisch zu den anderen Versuchen, auf Höhe der Korrosionsfuge positioniert.

Das Versagen der korrodierten Bewehrungseisen bzw. des gesamten Betonkörpers wurde nach Erreichen der festgelegten Querschnittsreduktion durch eine Steigerung der Prüflast herbeigeführt. Hierbei konnte neben einem klassischen Öffnen des Risses (vgl. Abb. 113 Links – Verlängerung der Korrosionsfuge durch Biegezugversagen des Betonquerschnittes) auch eine Einschnürung (vgl. Abb. 113 Rechts) und eine damit einhergehende Längenänderung der Bewehrungselemente beobachtet werden. Dieses Versagensbild wurde bei allen Versuchskörpern, unabhängig von ihrer Korrosionsbeanspruchung bzw. des Korrosionsmusters, wiedergefunden.



Abb. 113: Versagte Versuchskörper; Links: Seitenansicht der Korrosionsfuge mit geöffneter Fuge; Rechts: Korrodierte und durch Zugbeanspruchung (inkl. Einschnürung) versagte Bewehrungseisen

Abb. 113 zeigt die Form des Versagens des Betonquerschnittes und lässt erkennen, dass im Versagenszustand (bzw. danach) eine sehr große Neigung des Bauteiles (aus der Vertikalen) vorlag, und dass sich der Riss nach unten bzw. nach oben ausbreitete. Weiters sind hier auch die Einbauteile des Fertigteilens (Abstandhalter und Betonkeile) zu erkennen, welche sich eventuell auf das Verhalten des Betonkörpers (z.B. definierte Fuge, Ableitung des Risses) ausgewirkt haben. Bei den versagten Bewehrungseisen der Versuchskörper sei angemerkt, dass diese meist zeitgleich bzw. als Reißverschluss-effekt im Sekundenabstand versagten. Ausnahmen hierzu waren lediglich bei Versuchskörper V2\_04 und V2\_05 (intakte Bewehrung in den Randbereichen) zu finden.

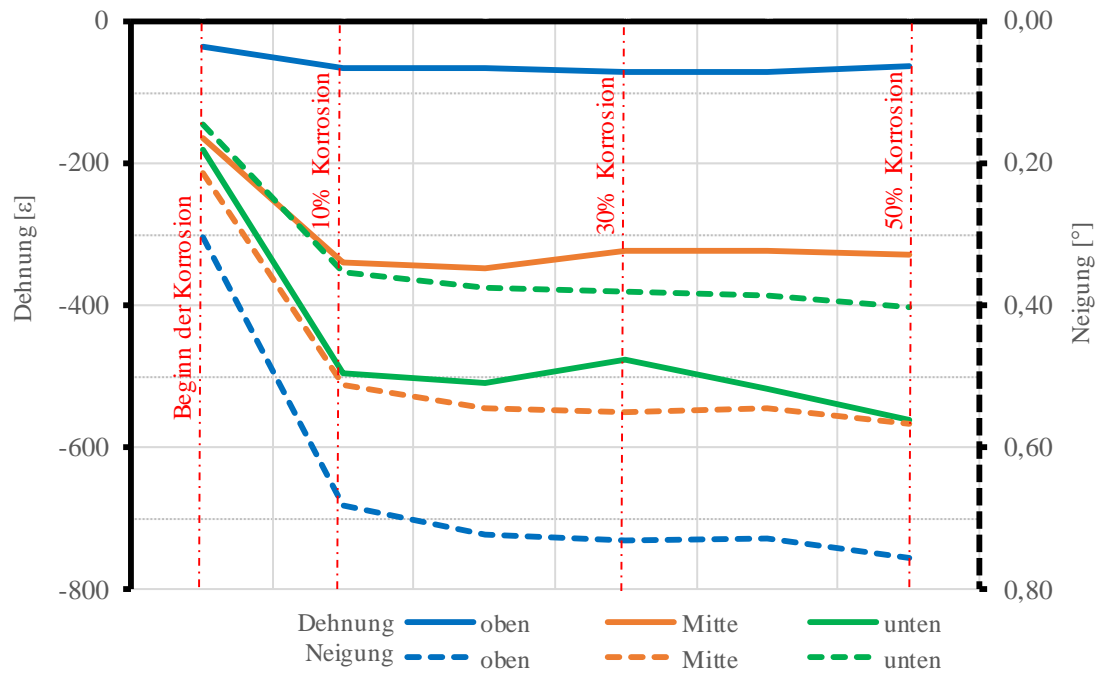


Abb. 114: Ergebnisse des Versuches SIBS\_V2\_02

In Abb. 114 sind die Ergebnisse des Versuches SIBS\_V2\_02 (vertikale Anordnung der Sensoren vgl. Abb. 112 Rechts) dargestellt. Die hier angeführten Ergebnisse wurden bereinigt. Jene Messergebnisse, die sich zufolge des ersten Reißens des Querschnittes (erste Belastungsschleife vgl. Abb. 110) ergaben, wurden zur einfacheren Darstellung der Ergebnisse nicht in diesem Diagramm berücksichtigt. Der gesamte Korrosionsprozess zur Erreichung eines 50 %igen Querschnittsverlustes der Bewehrung benötigte ca. 4 Stunden. Die Angabe des zeitlichen Ablaufes des Versuches ist auf der Abszisse des Diagrammes dargestellt. Die Werte wurden aufgrund der einfacheren Lesbarkeit weggelassen, da diese keine zusätzliche Information bzw. Interpretation der Ergebnisse ermöglichen. Die Ergebnisse sowohl für die Änderung der Neigung als auch für die Veränderung der Dehnungen sind auf den beiden Ordinaten des Diagrammes (rechts = Neigung; links = Dehnung) dargestellt, um eine Gegenüberstellung der Ergebnisse zu vereinfachen.

Aus den Ergebnissen lässt sich erkennen, dass nach Beginn der Korrosion mit Ausnahme der „Dehnung oben“ eine sehr schnelle Zunahme sowohl der Neigungen als auch der Dehnungen stattfindet. Dies kann mehrere Gründe haben:

- eine Umlagerung im Querschnitt sowie ein Abbau von Verspannungen und Schlupf im System findet statt;
- ein Rotationsgelenk (*Rebhan u. a., 2019*) bildet sich aus;
- eine Temperaturbeeinflussung der Bewehrung (Aufwärmen zufolge des elektrochemischen Abtrages – vgl. Kapitel 6.6.1) findet statt.

Ab einem ca. 10 %igen Querschnittsverlust zufolge Korrosion hat sich jedoch ein Gleichgewicht innerhalb des Systems eingestellt (und die zuvor angeführten



Effekte sind abgeklungen) und ein annähernd gleichmäßiger Anstieg sowohl der Neigungen als auch der Dehnungen lässt sich beobachten.

Zwischen 10 und 50 % lässt sich lediglich eine geringe Neigungszunahme, welche zudem gleichmäßig über die Höhe des Querschnittes verteilt stattfindet, erkennen. Im Gegensatz hierzu kann bei den Dehnungen klar zwischen dem ungerissenen (oben) und dem gerissenen (Mitte und unten) Bereich des Bauteiles unterschieden werden und eine deutliche Veränderung mit zunehmender Korrosion findet statt. Zusätzlich lassen die Veränderung in den Dehnungen einen deutlichen Unterschied zwischen dem gerissenen Bereich (Mitte) und dem gerissenen und durch die Korrosion beeinflussten Regionen (unten) des Querschnittes erkennen.

Diese Erkenntnisse sollen zusätzlich durch die nachfolgende Abbildung in Form einer bezogenen Veränderung dargestellt werden. Diese Darstellung bezieht dabei die vorliegenden Messwerte der einzelnen Korrosionsstufen auf die Ausgangslage ohne Korrosionsschädigung der Bewehrung.

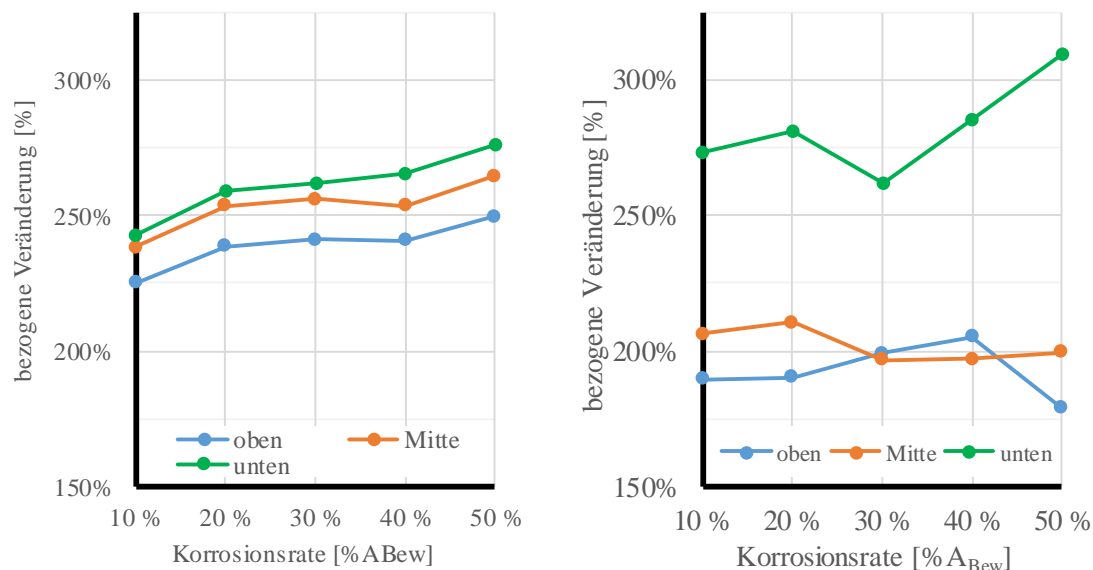


Abb. 115: Bezogene Veränderung der Messergebnisse; Links: Neigungsänderung; Rechts: Dehnungsänderung

Die Ergebnisse dieses Versuches zeigen, dass neben der künstlichen Nachbildung eines Korrosionsprozesses bei Betonbauteilen auch eine messtechnische Bestimmung des Korrosionszustandes bei Bestandsbauwerken möglich ist. Dies kann sowohl durch eine Neigungsänderung als auch durch eine Änderung der Dehnungen im Querschnitt erfasst werden. Zusätzlich zeigte sich, dass die Erfassung der Dehnungen (in Abhängigkeit ihrer Position) eine höhere Sensibilität (vgl. Abb. 115) in Bezug auf das Fortschreiten der Korrosion erkennen lässt.

Eine detaillierte Beschreibung des Versuches SIBS\_V2 bzw. eine Auswertung und Ergebnisdiskussion zu den hier nicht angeführten Versuchsreihen SIBS\_V2\_01 und SIBS\_V2\_03 bis SIBS\_V2\_05 können der Masterarbeit von Wöls (2018) entnommen werden.

## 6.5 Versuchsstand SIBS\_V3

Aufbauend auf numerischen Untersuchungen (*Kwapisz u. a., 2018*) zur messtechnischen Erfassung von Korrosionsschäden an Winkelstützmauern und basierend auf den ersten Ergebnissen aus dem Versuchsstand SIBS\_V2 (siehe Kapitel 6.4) wurde der Versuchsstand SIBS\_V3 konzipiert. Dieser besteht aus einer Stahlbetonplatte, welche in Form eines Vierpunkt-Biegeversuches die Beanspruchung und das Verhalten eines Kragträgers nachbildet. Dieser Aufbau brachte die Vorteile, dass die Lage der Korrosionsfuge nicht durch den Übergangsbereich zwischen Wandschenkel und Fundament beeinflusst wurde und dass eine konstante Biegebeanspruchung (vgl. Abb. 116 Unten) über den Zentralbereich der Stahlbetonplatte vorlag.

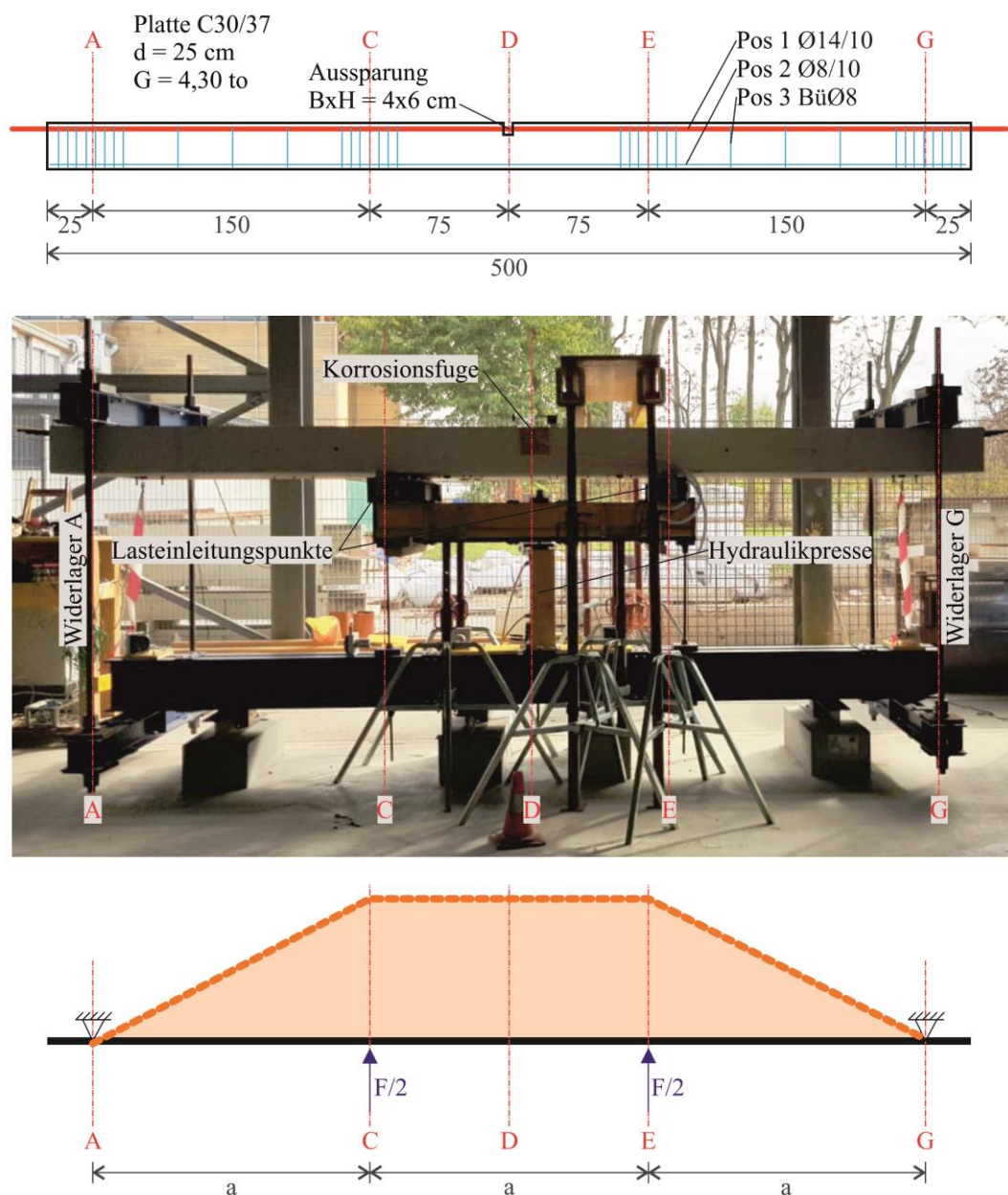


Abb. 116: Darstellung des Versuchsstandes; Oben: Bewehrungsskizze Seitenansicht; Mitte: Versuchsaufbau; Unten: Momentenverlauf

Im oberen Teil der Abb. 116 ist die Schalung und Bewehrung der 25 cm starken Platte aus C30/37 dargestellt. Diese wies eine Länge von 5,00 m und eine Breite von 1,37 m auf. Als Hauptbewehrung (in Orange dargestellt) für das Bauteil wurden in der Zugzone (Plattenoberseite) 14 Stück  $\varnothing 14$  mit einem Abstand von 10 cm eingelegt. Dies resultiert in einem Bewehrungsgrad  $\rho$  von 6,30 %. Die restliche Bewehrung des Bauteiles wurde aus Isolationsgründen (vgl. SIBS\_V2 Kapitel 6.4) in Edelstahl ausgeführt. Zusätzlich lässt sich in diesem Bewehrungsplan erkennen, dass eine Aussparung mit den Abmessungen 40 x 60 mm (Abb. 118 Rechts) in Plattenmitte angeordnet wurde. Durch diese lag die Bewehrung in diesem Bereich frei und konnte künstlich korrodiert werden.

Das mittlere Bild in Abb. 116 zeigt eine Gesamtansicht des Versuchsaufbaues SIBS\_V3. Darin ist vor allem der Aufbau des Vierpunk-Biegeversuches zwischen den Achsen A und G zu erkennen. Die Gurtungen in diesen beiden Achsen dienen als annähernd starre Widerlager und sind durch einen großen Querbalken miteinander kurzgeschlossen, welcher ebenfalls als Auflager dient. Die Lastaufbringung wird durch eine Hydraulikpresse, welche in Achse D (Korrosionsfuge) situiert ist, hergestellt. Die Last wird durch die beiden Querhäupter in den Achsen C und E an den Betonquerschnitt weitergeleitet.

Aus dieser Auflager- und Belastungssituation lässt sich das in Abb. 116 unten dargestellte statische System ableiten. Die Pressenkraft ( $F$ ) aus Achse D wird gleichmäßig in die beiden Querhäupter in Achse C und E eingeleitet, welche über die Betonplatte mit den beiden Gurtungen (Achsen A und G) kurzgeschlossen sind. Damit entsteht, unter Vernachlässigung des Eigengewichtes der Platte, die dargestellte Biegemomentenverteilung entlang der Platte, welche zwischen den Auflagern C und E als annähernd konstant angesehen werden kann. Dieser Ansatz eines konstanten Biegemomentes im Bereich der Korrosionsfuge ermöglicht es, die bisherigen Erkenntnisse und das beschriebene Monitoringkonzept für korrosionsgeschädigte Betonbauteile zu validieren.

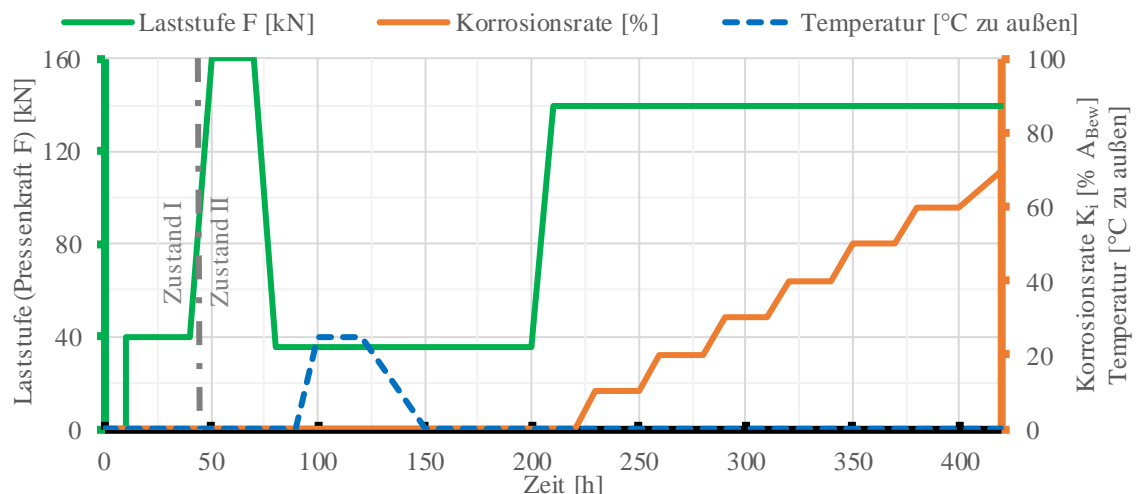


Abb. 117: Ablaufschema Versuchsstand SIBS\_V3

Der Ablauf bzw. das Lastschema zu Versuch SIBS\_V3 ist schematisch in Abb. 117 dargestellt. In dieser lässt sich erkennen, dass eine Erstbelastung des Versuchskörpers bis auf 160 kN stattfand, welche dazu dienen sollte, dass sich einerseits vorhandener Schlupf und Imperfektionen im Versuchsaufbau abbauen

und dass ein Reißen der Betonplatte (Übergang Zustand I zu Zustand II) sichergestellt war. Danach wurde eine Erwärmung (siehe Abb. 118 Links) der Unterseite des Versuchskörpers durchgeführt. Dies diente dazu, den Einfluss temperaturbedingter Schwankungen (z.B. Sonneneinstrahlung auf der Vorderseite) des Bauwerkes zu simulieren. Nach dem Abkühlen des Versuchskörpers wurde mit der eigentlichen, korrosionsbedingten Schädigung des Versuchsaufbaues begonnen.

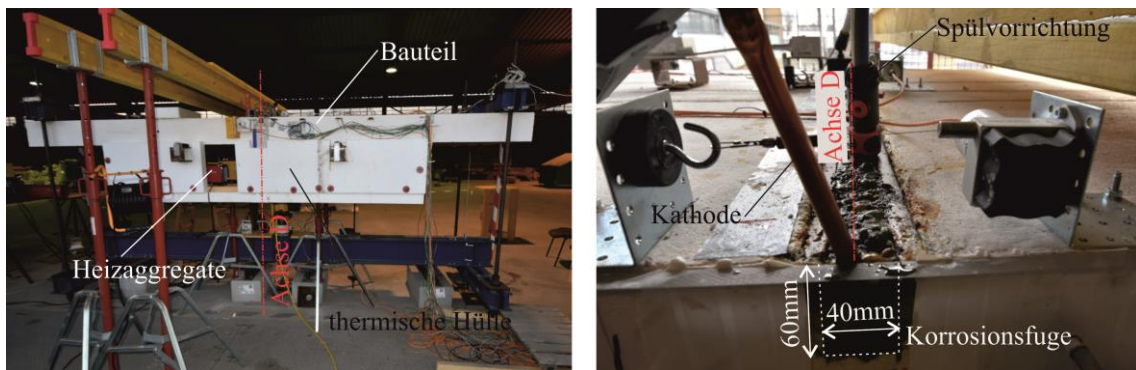


Abb. 118: Links: Erwärmung Versuchskörper; Rechts: Detailbild der Korrosionsfuge

Identisch zu Versuchsstand SIBS\_V2 war es auch in diesem Versuchsstand möglich, eine Korrosionsschädigung der Bewehrung durch den Prozess des elektrochemischen Abtrages nachzubilden. Im Zuge dieses Versuchsstandes wurde eine gleichmäßige und vollflächige Reduktion der Bewehrung entlang der Korrosionsfuge nachgebildet. Ebenfalls ist in Abb. 117 zu erkennen, dass im Gegensatz zu Versuchsstand SIBS\_V2 keine Zerstörung des Betonkörpers zufolge einer Laststeigerung stattfand, sondern dass ein Versagen des Prüfkörpers durch die Zunahme der Korrosion (Abnahme der Querschnittstragfähigkeit) herbeigeführt wurde. Dies spiegelt mit großer Wahrscheinlichkeit den real eintretenden Fall einer fortschreitenden Korrosionsschädigung an einem Stützbauwerk wieder.

Aus Abb. 119 lässt sich erkennen, dass eine Vielzahl an Sensoren zur Erfassung des Verhaltens des Prüfkörpers (und vorallem des Versagens von diesem) angebracht wurden. Neben klassischen Seilzugwegaufnehmern zur Erfassung von Riss- und Öffnungsweiten wurden auch Neigungs- und Dehnungsaufnehmer an mehreren Stellen des Bauteiles installiert. Die Positionierung konzentrierte sich hierbei einerseits auf den durch die Korrosion beeinflussten Bereich (Achse D) des Bauteiles aber auch auf Bereiche, welche nicht durch die Schädigung beeinflusst wurden. Die Neigungs- und Dehnungsaufnehmer wurden dabei, wie in Kapitel 5.3 beschrieben, immer paarweise an der gleichen Position des Bauteiles angebracht. Aus technischen Gründen – der Temperaturbeeinflussung durch das Erwärmen des Versuches – wurden jedoch die Dehnungsaufnehmer an der Unterseite (Druckzone) und die Neigungssensoren an der Oberseite (Zugzone) angebracht.



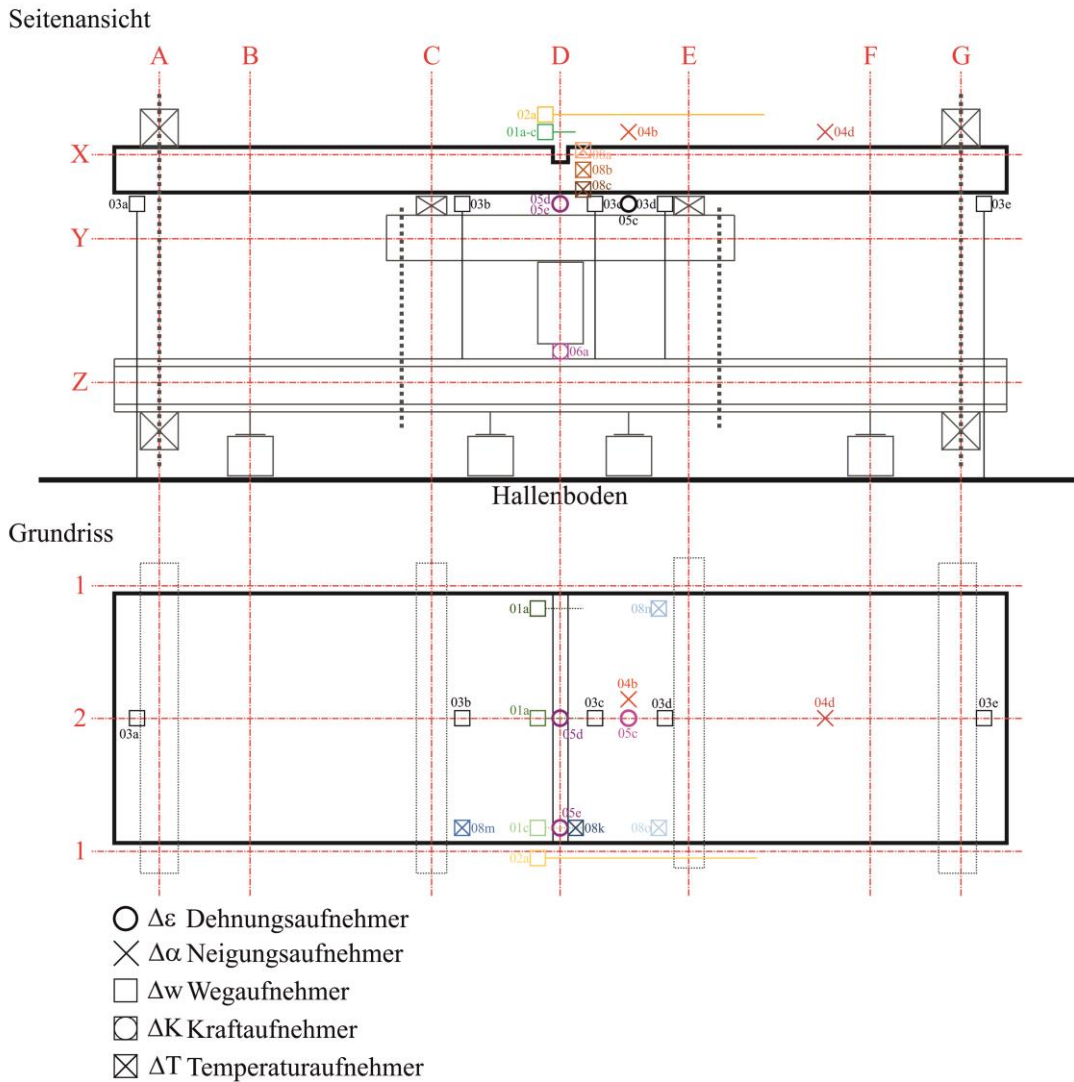


Abb. 119: Schematische Darstellung der angebrachten Sensoren und der messtechnischen Ausstattung

Nachfolgende Tabelle gibt nochmals die Aufgaben und Verwendungszwecke der einzelnen Sensoren und Aufnehmer wieder.

Tab. 11: Verwendete Sensoren und Aufnehmer SIBS\_V3

#	Sensortyp	Messgröße
01	Seilzugwegaufnehmer	Öffnung Korrosionsfuge
02		Rissweite Zugzone
03		Durchbiegung Platte
04	Neigungsaufnehmer	Neigung Oberseite Bauteil
05	Dehnungsaufnehmer	Betonstauchung Druckzone
06	Kraftmesszelle	Last Prüfkörper
08	Temperatursensoren	Temperatur Bauteil, Außenluft & Fuge

### 6.5.1 Versagenszustand des Versuches SIBS\_V3

Wie in Abb. 117 dargestellt, sollte der Versuchskörper bei konstanter Belastung und unter Zunahme der Korrosion der Bewehrung zerstört werden. Aufgrund der übermäßigen Rissöffnung im Bereich der Korrosionsfuge und dem daraus resultierenden Ablauf des Elektrolyten, war dies jedoch nur bedingt möglich. Daher musste ein abschließendes Versagen durch eine Steigerung der Belastung herbeigeführt werden. Nachfolgend werden die Messergebnisse für das Versagen des Versuchskörpers dargestellt.

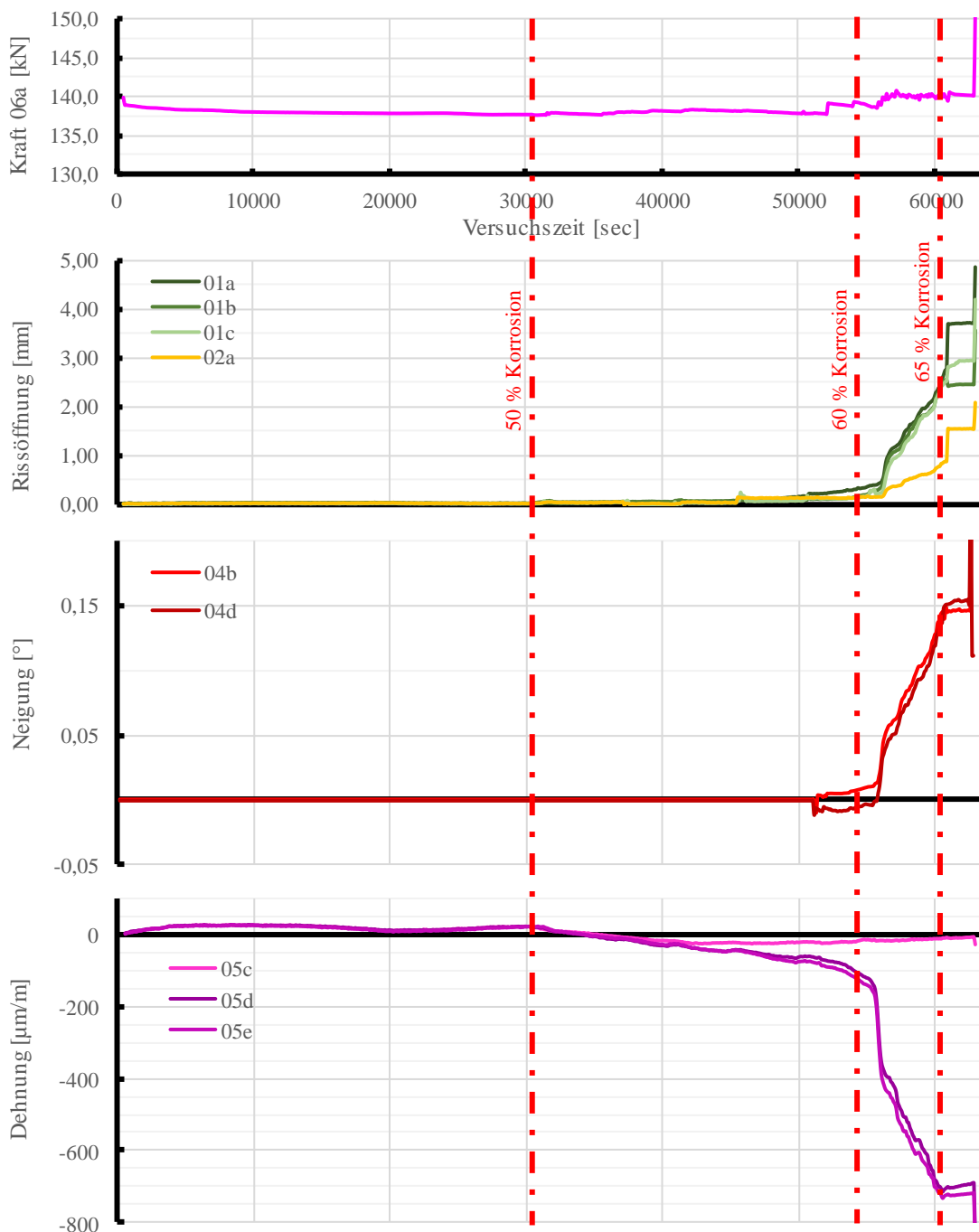


Abb. 120: Messergebnisse des Versuchsstandes SIBS\_V3 für den Versagenszeitpunkt



Die in Abb. 120 dargestellten Messergebnisse zeigen die Messergebnisse des Versuchsstand für einen Korrosionsgrad  $K_i$  zwischen 50 und 65 %. Oben ist die gemessene Last der Presse (vgl. Abb. 116 Mitte) dargestellt. Diese zeigt am Ende eine signifikante Steigerung der Belastung, welche zur (finalen) Zerstörung des Versuchskörpers verwendet wurde. Darunter sind die Ergebnisse der Rissöffnung im Bereich der Korrosionsfuge (01a bis 01c) sowie die gesamte Rissbildung entlang des Versuchskörpers (02a) dargestellt. Die in Abb. 120 Mitte unten dargestellten Ergebnisse der Neigung wurden aus den Messwerten der Neigungsaufnehmer (04a bis 04d) entnommen. Auf Grund einer Fehlfunktion dieser konnten erst Messwerte ab einer Versuchsdauer von ca. 50.000 sec. Abgelesen werden. Jedoch lässt sich aus den erfassten Neigungen erkennen, dass es im Bereich sowohl zwischen den beiden Lasteinleitungspunkten (Achse C bis E) als auch zwischen den Achsen E und G zu einer gleichmäßigen Neigungsänderung zufolge Korrosion kam. Ein identisches Bild ergibt sich auch bei der Berechnung des Belastungszustandes und der Nachbildung einer Korrosionsschädigung (durch unterschiedliche Querschnittssteifigkeiten an einem Stabwerk (vgl. Abb. 121). Diese wurden durch einen ungeschädigten Querschnitt ( $\varnothing 14$  = durchgezogene Linie) und durch einen korrodierten Querschnitt ( $\varnothing 8$  = gestrichelte Linie) berücksichtigt.

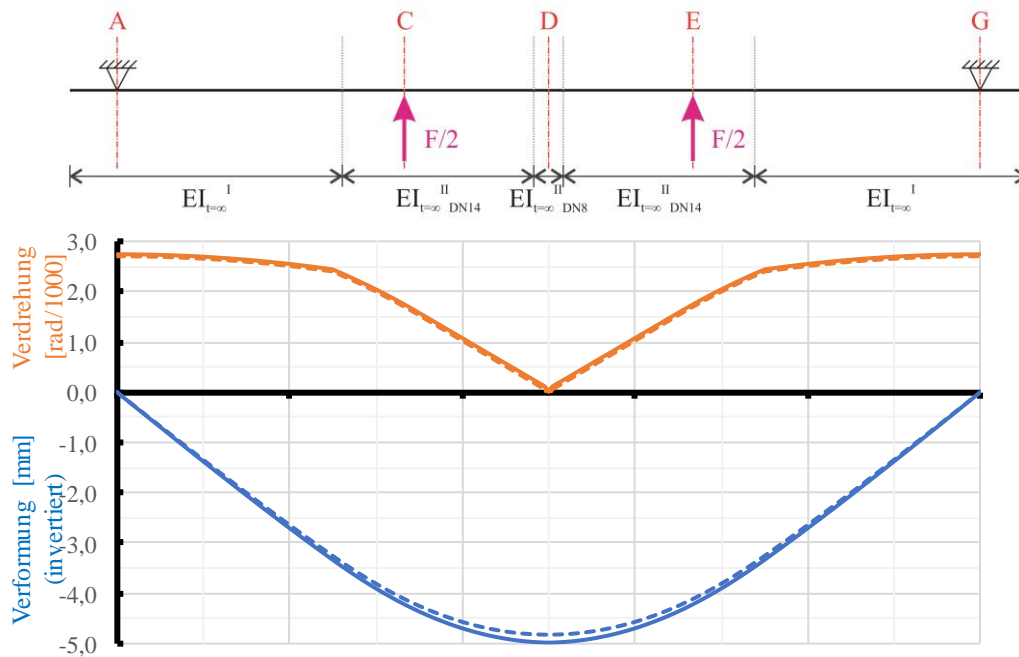


Abb. 121: Verformungsfigur des Versuchskörpers bei Aufbringung der Last  $F$  und Berücksichtigung einer Korrosionsschädigung; Oben: Statisches System inkl. Steifigkeitsverteilung; Unten: Verdrehungen und Verformungen

Die in Abb. 120 Unten dargestellten Änderung der Dehnung lassen jedoch eine deutliche Beeinflussung durch eine Korrosionsschädigung erkennen. Während der Sensor außerhalb des Korrosionseinflusses (05c) beinahe keine Beeinflussung zufolge der Zunahme der Korrosion aufweist, werden die beiden Sensoren im Bereich der Korrosionsfuge (05d und 05e) stark durch die Korrosion beeinflusst.

## 6.5.2 Einfluss der Korrosion

Nachfolgend sollen die in Abb. 120 dargestellten Ergebnisse detaillierter für die beiden Messgrößen der Neigung und der Dehnung, als Teil des in Kapitel 5.3 angeführten Monitoringkonzeptes, näher betrachtet werden. Hierzu wird der Bereich ab einem Versuchszeitraum von 30.000 sec. eingehender analysiert.

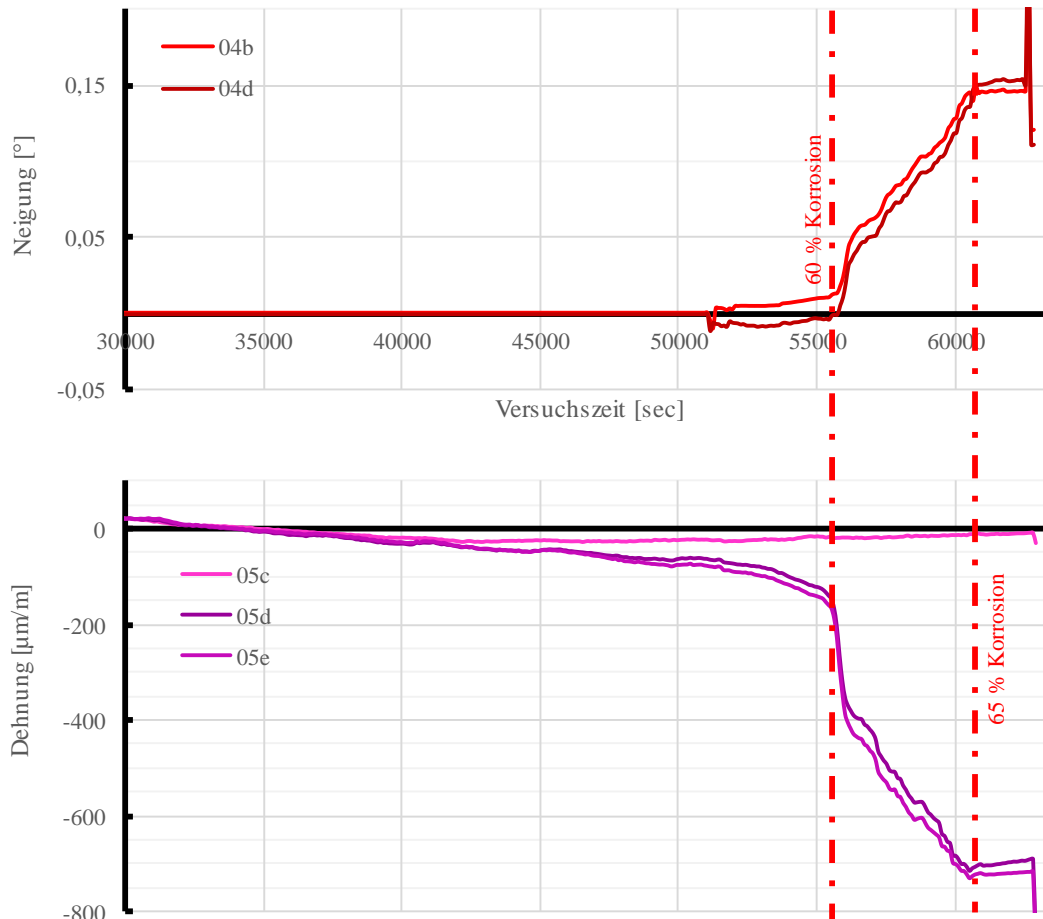


Abb. 122: Detailausschnitt aus den Messergebnissen des Versuches SIBS\_V3 für eine Korrosionsrate von 50 % bis inkl. Versagen (ab 30.000 sec.)

Bei detaillierter Betrachtung des Einflusses der Korrosion wird erneut ersichtlich, dass generell eine sehr geringe Zunahme der Neigungen und der Dehnungen bis zu einem Korrosionsgrad von 50 % vorlag. Jedoch lässt sich erkennen, dass bis 50 % Korrosion eine geringe und stetige Zunahme der Dehnungen und der Neigungen vorliegt, während ab 60 % ein steilerer Anstieg sowohl in den Neigungen als auch in den Dehnungen eintritt. Die Neigungen zeigen zudem, dass der Sensor im Bereich der Korrosionsfuge (04b) und jener weit außerhalb des Einflussbereiches der Korrosionsfuge (04d) ein identisches Verhalten aufzeigen. Bei den Dehnungen hingegen lässt sich erkennen, dass der Sensor an Position 05c, welcher sich in einem Abstand von ca. 65 cm zur Korrosionsfuge befindet, kaum durch eine Zunahme der Korrosionsrate beeinflusst wird. Die beiden Sensoren, welche entlang der Korrosionsfuge platziert wurden (05d und 05e) zeigen jedoch eine deutliche Beeinflussung zufolge der Korrosion.

### 6.5.3 Einfluss einer Laständerung

Identisch zum Einfluss der Korrosion soll nun der Effekt einer Laststeigerung auf das System gezeigt werden. Hierzu wurde die Prüflast des Systems (ohne Korrosionsschädigung) stufenweise gesteigert und es fand eine kurze (einige Minuten) Haltezeit der Last statt.

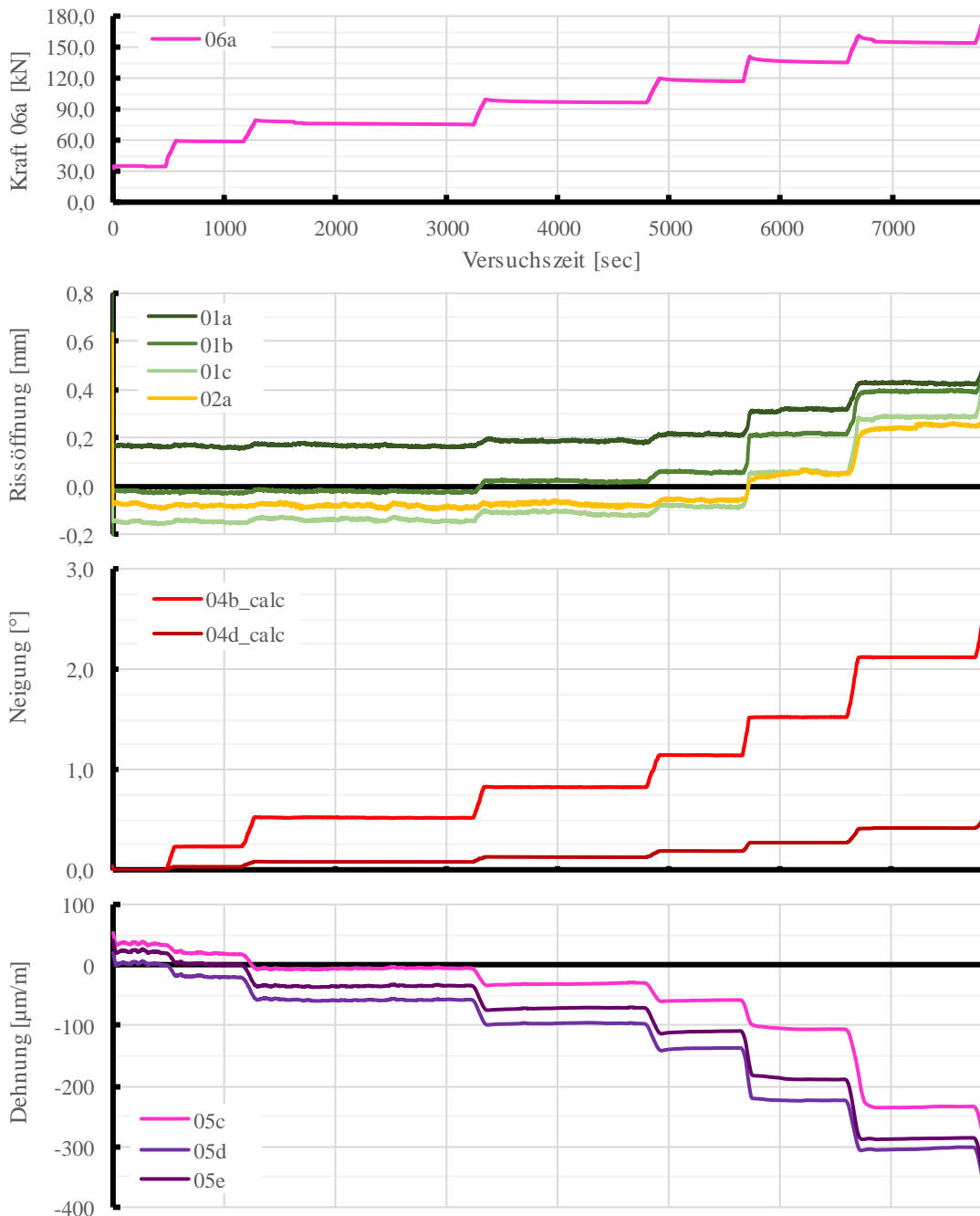


Abb. 123: Einfluss einer Laständerung; Oben: Belastung; Mitte oben: Rissöffnung; Mitte unten: Änderung der Neigung; Unten: Änderung der Dehnungen

In Abb. 123 sind die Änderungen der Messwerte zufolge einer Steigerung der Belastung dargestellt. Die Messdaten zeigen, dass bei einer stufenförmigen Änderung der Belastung ebenfalls eine stufenförmige Beeinflussung aller Messgrößen auftritt. Dies resultiert in einer Zunahme der Öffnung der Korrosionsfuge und einer Zunahme der Neigungen des Versuchskörpers. Weiters lässt sich feststellen, dass die Dehnungen (Betonstauchungen) ebenfalls stufenweise bei einer Erhöhung der Last ansteigen.

Die hier gezeigten Ergebnisse in Bezug auf eine Änderung der Belastung des Versuchskörpers zeigen, dass ein derartiges Verhalten sowohl in den Neigungen (und einer Öffnung der Rissweiten) als auch in den Dehnungen an der Bauteilunterseite zu erkennen sind. Dies lässt sich auch aus dem allgemeinen Verhalten eines Betonbauteiles schließen. Durch die Erhöhung der Prüflast kommt es zu einer Erhöhung des Biegemomentes im Bauteil, welche sowohl in einer Veränderung der Krümmung (Zunahme Verformung) als auch in einer Änderung des Spannungs- und Dehnungszustandes auf Querschnittsebene führen muss.

#### 6.5.4 Einfluss einer Temperaturbeanspruchung

Ebenso wie der Einfluss einer Korrosionsschädigung und einer Laständerung wurde auch der Einfluss einer Temperaturbeanspruchung am Versuchsstand SIBS\_V3 simuliert. Hierzu wurde der in Abb. 118 Links dargestellte Aufbau mittels Heizaggregaten verwendet. Dieser wurde durch eine 10 cm starke EPS Dämmung (vgl. Abb. 124) über eine Länge von 3,00 m an der Unterseite des Versuchskörpers bewerkstelligt.

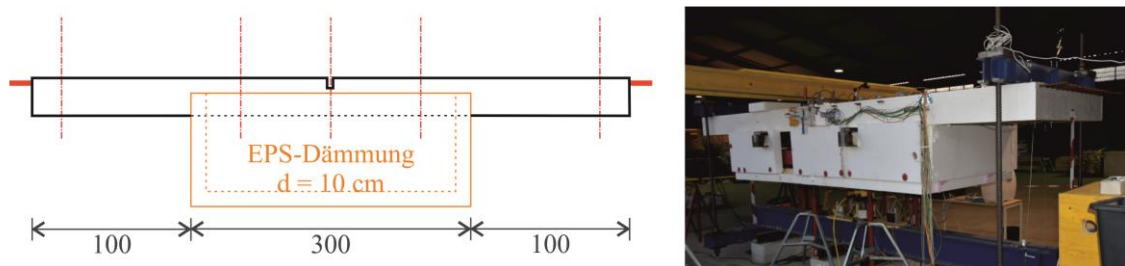


Abb. 124: System zur Temperaturbeanspruchung; Links: Darstellung der Dämmung des erwärmten Bauteilbereiches; Rechts: Foto des Versuchsaufbaues

Zusätzlich zu Temperatursensoren an der Unterseite des Versuchskörpers (Sensoren 08 in Abb. 119) wurden bei der Herstellung des Betonfertigteiles Sensoren zur Erfassung der Querschnittstemperatur eingebaut. Hierzu wurden drei Temperatursensoren über die Querschnittshöhe verteilt (Oberseite, Mitte und Unterseite) am Bewehrungskorb befestigt. Um nicht durch die Wärmeleitfähigkeit des Bewehrungsstahles beeinflusst zu werden, wurden diese in einem Abstand von ca. 5 cm zu Bewehrung (vgl. Abb. 125 Links) angebracht. Der Anstieg der Temperatur der eingebauten Sensoren ist in Abb. 125 Rechts dargestellt.

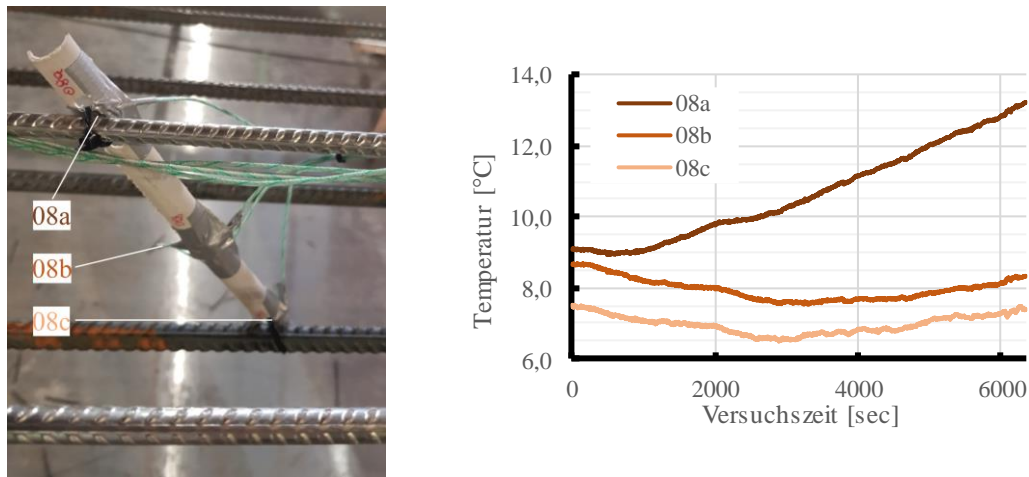


Abb. 125: Temperaturverteilung während der Aufheizphase in einem Querschnitt des Versuchskörpers; Links: Positionierung der Sensoren im Betonfertigteile; Rechts: Temperaturentwicklung im Querschnitt

Dies zeigt, dass der an der Unterseite liegende Sensor (08a) schneller durch eine Erwärmung beeinflusst wird, als jene in tieferliegenden Schichten des Bauteiles.

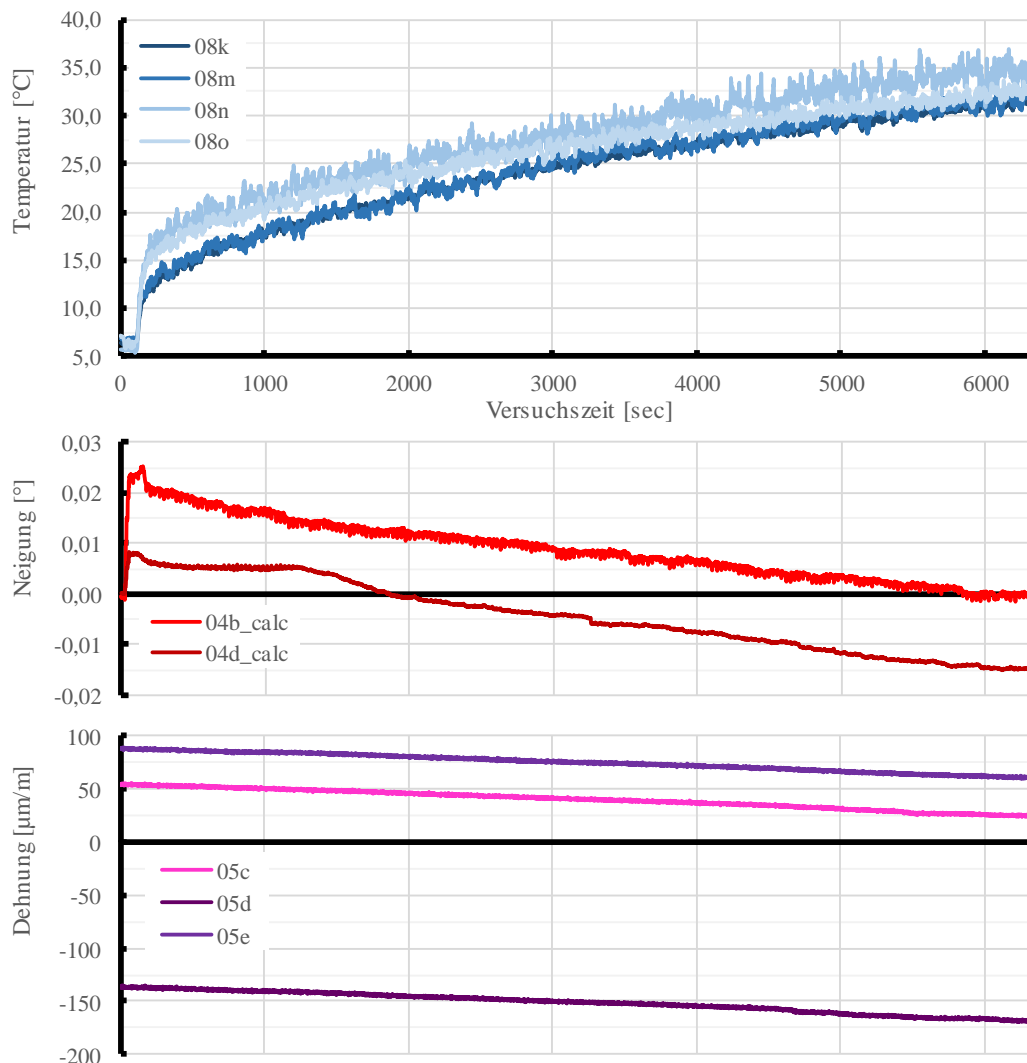


Abb. 126: Einfluss einer Temperaturänderung; Oben: Temperaturänderung; Mitte: Änderung der Neigung; Unten: Änderung der Dehnungen

Die Ergebnisse in Abb. 126 zeigen, dass zwar eine kontinuierliche Erwärmung der Unterseite bzw. der Betonplatte stattfand. Bei den erfassten Neigungsänderungen ist einerseits eine tendenzielle Abnahme der Messwerte zu erkennen und andererseits auch ein identisches Verhalten beider Sensoren, jedoch spiegelt dies in keiner Weise die erwarteten Zunahmen der Neigungen wieder. Diese sollten zum einen für die beiden Sensoren unterschiedlich sein und zum anderen auch in einer größeren Magnitude vorliegen. Die erfassten Dehnungen zeigen ebenfalls ein nicht erwartetes Ergebnis. Zwar verhalten sich alle drei (im Bereich der Erwärmung positionierten Sensoren) ident, jedoch geben die Messwerte eine Zunahme der Dehnungen (Betonstauchungen) wieder. Erwartungsgemäß würde eine wie hier aufgebrachte Erhöhung der Temperatur aufgrund des vorliegenden statischen Systems zu einer Abnahme der Dehnungen zufolge einer Verformung (vgl. Abb. 127) des Bauteiles nach unten führen.

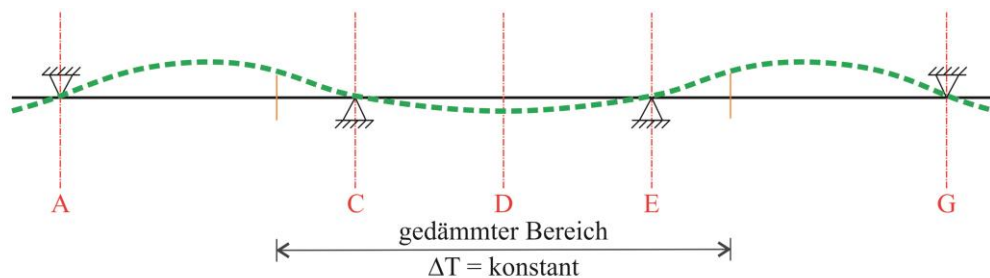


Abb. 127: Schematische Darstellung der Verformung zufolge einer ungleichmäßigen Temperaturbeanspruchung am Versuchsstand SIBS\_V3

Eine mögliche Erklärung für das messtechnisch erfasste Verhalten des Versuchsaufbaues könnte in der zu „biegeweichen“ Ausführung der Lastein- bzw. Lastausleitungsstruktur liegen. Sollte es zufolge der Erwärmung der Unterseite des Versuchskörpers zu der wie in Abb. 127 dargestellten Verformungen des Prüfkörpers kommen, so würde dies eventuell auch zu einem „Aufschlüsseln“ des Bauteiles (ein Abheben der Auflagerpunkte) in den Auflagern A und G führen. Diese würde dazu führen, dass durch die Behinderung der Auflagerverformungen in den Achse A und G eine Erhöhung des Biegemomentes in der Betonplatte stattfinden würde. Dieses Beigemoment könnte bei Überlagerung mit einer Temperatureinwirkung zu einer wie in Abb. 126 dargestellten Beeinflussung der Messergebnisse führen.

Das oben angeführte Verhalten des Versuchsaufbaues wurde in der Planung nicht berücksichtigt, daher war keine messtechnische Erfassung und Aufzeichnung dieses Verhaltens möglich. Daher können die oben beschriebenen Effekte lediglich vermutet aber nicht quantifiziert werden. Da dieser Effekt bei sämtlichen, temperaturbedingten Einflüssen auf den Versuchsstand vorliegen müsste, soll nachfolgend der Tagesverlauf eines Versuches (ca. 48 h) aufgezeigt werden.



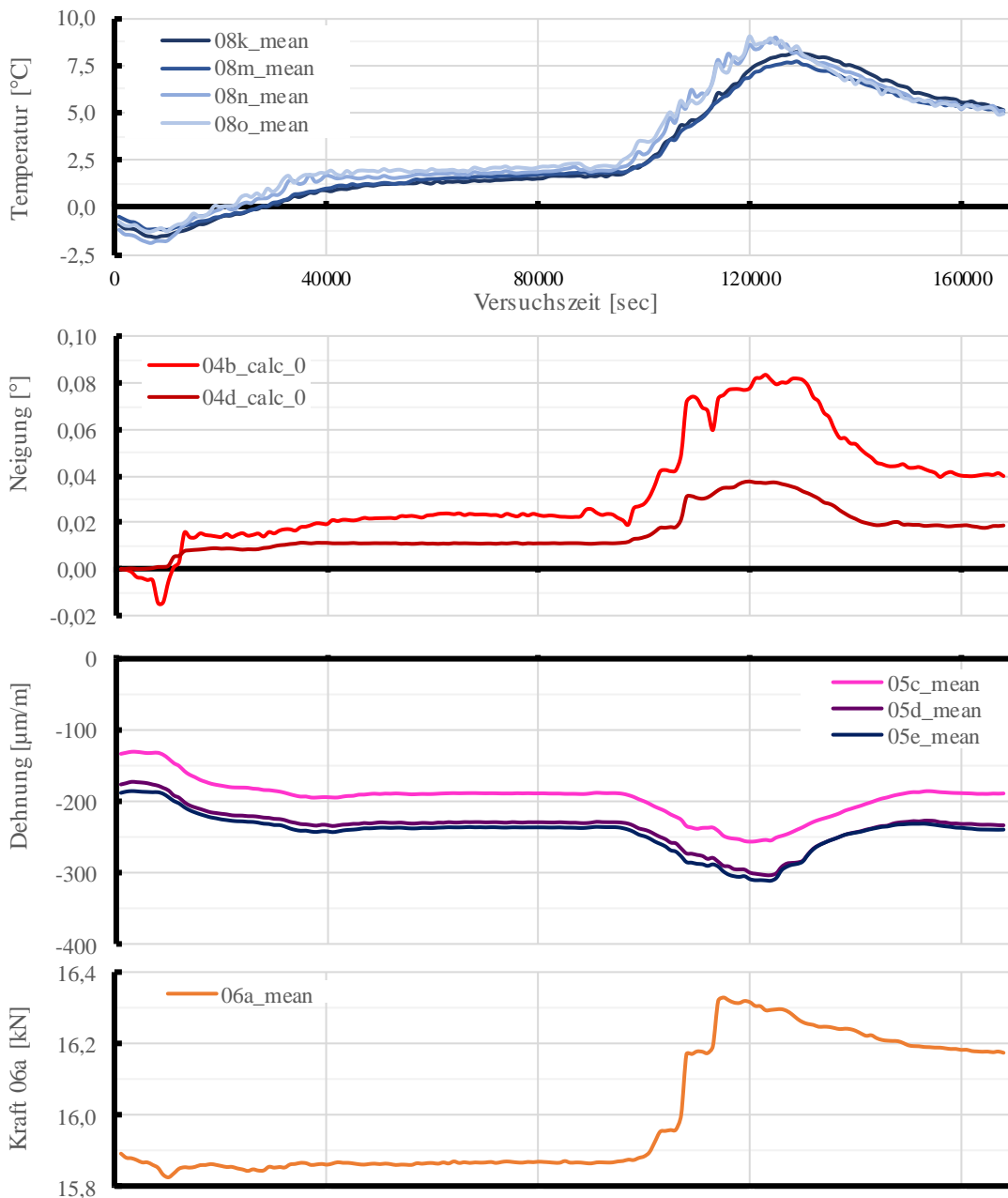


Abb. 128: Tagesgang des Versuchsaufbaues; Oben: Temperaturentwicklung; Mitte oben: Neigungsänderung; Mitte unten: Änderung der Dehnungen; Unten: Änderung der Kraft

Die Messergebnisse in Abb. 128 zeigen das Verhalten des Versuchsaufbaues unter einer natürlichen Temperaturveränderung über den Tag, also ohne künstliche Temperatureinwirkung oder Laständerung. Es lässt sich erkennen, dass zufolge einer schwankenden Außentemperatur (Oben) und auch aus der Einwirkung von Sonnenstrahlung eine Beeinflussung des Messaufbaues stattfindet. Einerseits werden hieraus Änderungen in den Neigungs- und Dehnungsmessungen (Mitte) verursacht. Zum anderen ist auch eine bedingte Beeinflussung der Kraftmesseinrichtung (Unten) zu erkennen. Diese Ergebnisse zeigen, dass der vorhandene Versuchsaufbau generell dazu verwendet werden könnte, um eine Temperatureinwirkung zu erfassen, dies jedoch durch das Verhalten und die Beeinflussung des Versuchsaufbaues bei künstlicher Erwärmung verhindert wird.

## 6.6 Resümee und Zusammenfassung der Versuche

Mit den Versuchen SIBS\_V2 und SIBS\_V3 konnte gezeigt werden, dass:

- die Nachbildung von Korrosionsschäden bei Betonbauteilen, in Form einer Querschnittsreduktion, mittels des elektrochemischen Abtrages möglich ist;
- eine Änderung der Neigungen am System und der Dehnungen am Querschnitt sowohl zufolge Last und Temperatur aber auch zufolge Korrosion messtechnisch erfasst bzw. beobachtet werden kann;
- eine Kombination aus Messwerten für Neigungen und Dehnungen als mögliches Monitoringsystem bei korrosionsgeschädigten Betonbauteilen zur Anwendung kommen kann;
- messtechnisch erfassbare und interpretierbare Veränderungen durch Korrosionsschädigung, allerdings erst zu einem stark fortgeschrittenen Korrosionszustand auftreten.

### 6.6.1 Nachbildung von Korrosionsschäden

Im Zuge der Durchführung des Versuchsstandes SIBS\_V2 wurde der elektrochemische Abtrag mittels eines 60 Ampere starken Batterieladegerätes durchgeführt. Daraus resultierte einerseits (und gewollt) ein sehr rascher Materialabtrag und andererseits eine (ungewollte) sehr hohe Temperaturentwicklung innerhalb der Korrosionswanne. Diese beeinflusste vorallem die freiliegende Bewehrung in diesem Bereich.

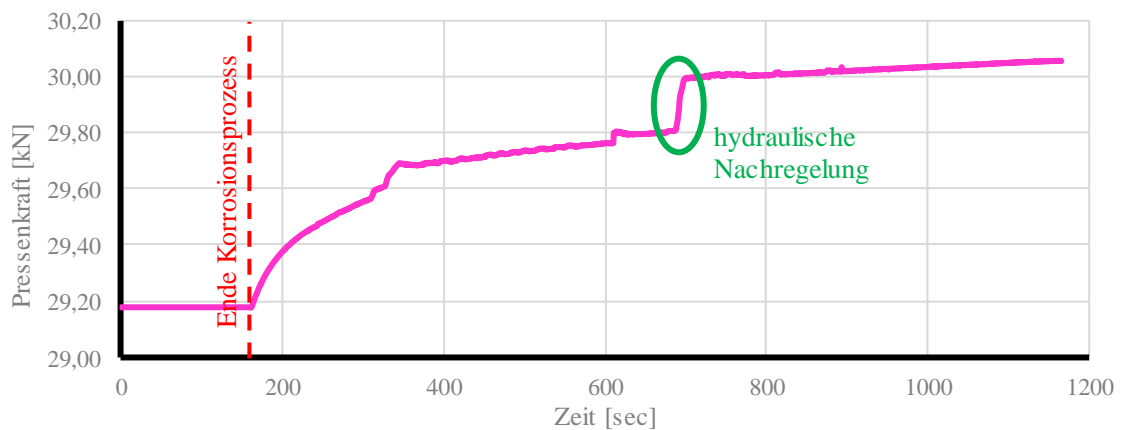


Abb. 129: Beeinflussung des Versuches SIBS\_V2\_02 aus der Temperaturentwicklung zufolge des elektrochemischen Abtrages

Abb. 129 zeigt, dass nach Beendigung des Korrosionsprozesses (bei ca. 180 sec.) eine Zunahme der Pressenkraft zu erkennen ist. Diese resultierte aus dem Abkühlen der freiliegenden Bewehrungselemente in der Korrosionsfuge auf Raumtemperatur, woraus ein der Belastung entgegenwirkendes Moment auftrat, welches zu einer Steigerung der Belastung in der Hydraulikpresse führte.

Im Zuge der Umsetzung des Versuches SIBS\_V3 wurde dieser Effekt in Form eines geringeren Stromflusses, zur Geringhaltung der Temperaturentwicklung, und durch ein Spül- und Zirkulationssystem im Bereich der Korrosionsfuge während des Korrosionsvorganges berücksichtigt.

### 6.6.2 Veränderungen im Querschnitt zufolge Korrosionsschädigung

Neben den angeführten Problemen, welche sich aus der Erwärmung der Bauteile zufolge der künstlichen Korrosionsnachbildung ergaben, wurde im Zuge der Versuchsdurchführung auch erkannt, dass sich eine zutreffende Erfassung des Korrosionsgrades der Bewehrungselemente als sehr anspruchsvoll gestaltet.



Abb. 130: Links: Korrosionsverteilung entlang eines Stabes; Rechts: Bestimmung des vorhandenen Restquerschnittes mittels Schiebelehre

Die Schwierigkeiten bei der Erfassung einer Korrosionsschädigung der Bewehrung lassen sich durch die beiden Bilder in Abb. 130 beschreiben. Zum einen liegt eine gewisse ungleichmäßige Verteilung der Querschnittsreduktion zufolge Korrosion (vgl. Abb. 130 Links) vor. Diese ist jedoch nur vorhanden, solange noch keine Vergleichmäßigung des Querschnittes durch das vollständige Abrosten der Rippen des betrachteten Bewehrungsstabes (vgl. Abb. 106) erreicht wurde. Danach liegt ein weitestgehend gleichmäßiger Querschnitt vor, welcher bis auf Einschränkungen im Übergangsbereich zum Beton erfasst werden kann. Zum anderen wurde die Erfassung der Korrosionsrate in den hier vorgestellten Versuchen mittels einer Schiebelehre durchgeführt. Dies ermöglichte es zwar, den Querschnitt an unterschiedlichen Stellen und Querschnittsbereichen zu bestimmen, jedoch traten hierbei auch gewisse Unschärfen bzw. Ablesungenauigkeiten auf. Abhilfe hierbei könnte beispielsweise durch die Anwendung der Photogrammetrie (vgl. z.B. *Maas*, 2012) zur Erfassung und Bestimmung des Querschnittsdurchmessers oder die Verwendung anderer optischer Messmethoden gegeben werden.

### 6.6.3 Monitoringsystem

Mit der Umsetzung der beiden Versuche wurde versucht, dass in Kapitel 5.3 beschriebene Monitoringkonzept für die Erfassung von Korrosionsschäden an Betonbauteilen und im Speziellen bei Winkelstützmauern untersucht bzw. validiert. Dabei konnte mit dem Versuch SIBS\_V2 die Anwendbarkeit des Ansatzes bzw. auch eine Einschätzung möglicher Einschränkungen aufgezeigt werden, welche anschließend durch den Versuch SIBS\_V3 validiert wurden.

Die Ergebnisse des Versuchsstandes SIBS\_V2 zeigten, dass zum einen die Erfassung einer Korrosionsschädigung bei Winkelstützmauern mittels Erfassung der Neigung und Dehnung prinzipiell möglich ist. So konnte erkannt werden, dass eine Korrosionsschädigung neben einer Beeinflussung der Neigung vorallem zu einer Änderung der Betonstauchungen am Querschnitt führt. Es konnte gezeigt werden, dass eine starke Abhängigkeit zwischen den unterschiedlichen Steifigkeiten des Querschnittes (Zustand I und II) sowie einem durch Korrosion beeinflussten Querschnittsbereich besteht. Weiters konnte gezeigt werden, dass die Erfassung der Dehnung im Bereich der Korrosionsfuge deutlich größer durch ein Fortschreiten der Korrosionsschädigung beeinflusst wird, als die Neigung. Damit konnte der beschriebene Ansatz, eines entlang der Falllinie eines Stützbauwerkes angebrachten Monitoringsystems bestehend aus Neigungs- und Dehnungsaufnehmern auf seine allgemeine Anwendbarkeit hin untersucht und mit Einschränkungen auch bestätigt werden. Eingeschränkt wurden die Messergebnisse bzw. auch deren Interpretation zum einen durch die unplanmäßige Erwärmung der Korrosionsfuge (vgl. Kapitel 6.6.1) und durch den nicht „naturgetreuen“ Versagenszustand einer Laststeigerung.

Aufbauend auf den Ergebnissen und Erkenntnissen des Versuchsstandes SIBS\_V2 wurde mit dem Versuchsstand SIBS\_V3 versucht, das Messkonzept zur Erfassung korrosionsgeschädigter Betonbauteile zu validieren. Dabei wurde zum einen der Temperatureinfluss zufolge der künstlichen Korrosionsnachbildung gering gehalten und zum anderen wurde versucht, das Eintreten eines Versagens durch Fortschreiten der Korrosionsschädigung zu simulieren. Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigte, dass vorallem für die beiden Einflussgrößen einer Laständerung und einer Korrosionszunahme eine deutliche Beeinflussung des Messsystems stattfand. Einerseits stand eine Laststeigerung in einem direkten Zusammenhang mit den erfassten Neigungen und Dehnungen, andererseits konnte vorallem der Einfluss eines Fortschreitens der Korrosion im Bereich der Arbeitsfuge beobachtet werden.

Die künstliche Aufbringung einer Temperaturbeanspruchung auf den Versuchsaufbau war jedoch nur bedingt (und der Konzeptionierung des Versuchsaufbaues geschuldet) möglich. Zum einen war der gesamte Versuchsstand durch die Temperaturschwankungen der Außenluft beeinflusst. Zum anderen war die Aufbringung der Temperaturbeanspruchung auf der

Unterseite des Bauteiles mit einigen Einschränkungen verbunden. Die größte Problemstellung in diesem Zusammenhang ergab sich jedoch aus dem Gesamtverhalten des Versuchsstandes (vgl. Kapitel 6.5.4) auf eine Temperatureinwirkung. Daher konnte der Einfluss einer Temperaturbeanspruchung auf das Monitoringsystem nicht durch die Versuchsauswertung, sondern lediglich schematisch anhand der Analyse des Verhalten unter periodischer Temperaturbeanspruchung (Tagesgang) gezeigt werden.

Zwar konnte im Zuge der Versuchsauswertung kein eindeutiges Verhalten eines Stützbauwerkes (bzw. der Versuchskörper) unter einer Korrosionsschädigung erfasst werden, jedoch war die Erkennung einer Tendenz möglich. So zeigte sich, dass geringe Korrosionsschädigungen, welche nicht mit einem Fließen der Bewehrung zufolge der vorliegenden Momentenbeanspruchung verbunden sind, zumindest für die messtechnisch erhobenen Größen keinen Einfluss auf das Bauwerksverhalten aufweisen. Jedoch konnte erfasst werden, dass das Versagen zufolge einer Korrosionsschädigung mit einer sehr drastischen Veränderung des Bauwerksverhaltens verbunden ist. Dies war sowohl im Versuchsstand SIBS\_V2 als auch in SIBS\_V3 zu erkennen und zeichnete sich sowohl in den Neigungen als auch den Dehnungen ab. Das heißt, die Einschränkung in einem Monitoringkonzept für Korrosionsschäden an Stützbauwerken liegt in der sehr „späten“ (nahe dem Versagenszustand) Erfassbarkeit von signifikanten Neigungs- und vorallem Dehnungsänderungen. So kann, aufbauend auf den bisherigen Erkenntnissen und Ergebnissen der beiden Versuchsstände von einem sprödebruchartigen Versagen des Bauwerkes zufolge fortschreitender Korrosionsschädigung ausgegangen werden. Jedoch wird dies vorab von einer deutlichen Veränderung des Bauwerksverhaltens begleitet. Daraus kann, vorallem aus den Ergebnissen des Versuchsstandes SIBS\_V3, auf ein gewisses (aber spätes) Ankündigungsverhalten eines korrosionsgeschädigten Bauwerkes geschlossen werden, welches ein Monitoring bzw. die Überwachung geschädigter Bauwerke (unter bestimmten Randbedingungen) ermöglicht. Daraus folgend konnten mit dem vorliegenden Versuchsprogramm und den durchgeführten Variationen und Einflüssen die Möglichkeiten aber auch Grenzen einer derartigen Bauwerksüberwachungslösung gezeigt werden. Weitere Ausführungen zu den Möglichkeiten, bzw. auch den erforderlichen Weiterentwicklungen und zusätzlichen Untersuchungen zur Umsetzung eines derartigen Monitoringkonzeptes sind in Kapitel 7 gegeben.

Abschließend ist im Zusammenhang mit den durchgeführten Versuchen festzuhalten, dass hierbei die Abbildung einer Korrosionsschädigung durch eine künstliche Nachbildung einer Querschnittsreduktion reproduziert wurde. Zum einen ist dies nur bedingt mit einer tatsächlich und unter natürlichen Bedingungen stattfindenden Bewehrungskorrosion zu vergleichen. Zum anderen wurde die Zeitdauer für das Vorliegen einer Korrosionsschädigung und auch dessen Auswirkungen auf das Bauwerksverhalten signifikant beschleunigt.





Bei einer ausreichenden Versagensankündigung durch das Bauwerk, kann davon ausgegangen werden, dass die Veränderungen des Bauwerksverhaltens ausreichend groß sind, um messtechnisch erfasst zu werden. Dadurch ist ein ausreichender Zeitraum für eine Interpretation bzw. die Einleitung erforderlicher Gegenmaßnahmen sichergestellt. Die gepunktete Linie (Kurve 1) in Abb. 131 soll ein annähernd sprödes Bauwerksverhalten darstellen. Dabei findet eine Abnahme des Erhaltungszustandes statt, während lediglich ein geringer Zuwachs (ev. erst kurz vor dem Versagen) der erfassten Messgröße stattfindet.

Zusätzlich zu diesen drei unterschiedlichen Arten des Bauwerksverhaltens ist an Kurve 2 in Abb. 131 schematisch die mögliche Bandbreite der Messgröße dargestellt. Diese setzt sich (vgl. Kapitel 5.3) aus einem Temperaturanteil  $\Delta T$ , einem veränderlichen Einwirkungsanteil  $\Delta E$  und einem aus der Veränderung des Widerstandes gegebenen Anteil  $\Delta R$  zusammen. Aus der Summe dieser drei Anteile resultiert die gesamte Bandbreite  $\Delta M$  (20) der erfassten Messgröße.

$$\Delta M = \Delta T + \Delta E + \Delta R \quad (20)$$

Wie sich aus Abb. 131 und den obigen Ausführungen erkennen lässt, wird das Monitoring (als Erfassung des Erhaltungszustandes) durch eine Vielzahl von unterschiedlichen Einwirkungen und Randbedingungen beeinflusst, welche die genaue Interpretation bzw. auch die Feststellung eines unplanmäßigen Verhaltens erschweren. Daraus resultiert, dass im Allgemeinen eine Risikoeinschätzung für ein Monitoring immer situations- und bauwerksbedingt durchgeführt werden muss. Die Risiken, welche bei einem Monitoring auftreten, lassen sich in die beiden Bereiche des messtechnischen Risikos und des Bauwerksrisikos unterteilen. Dies soll anhand nachfolgender Grafik erklärt werden.

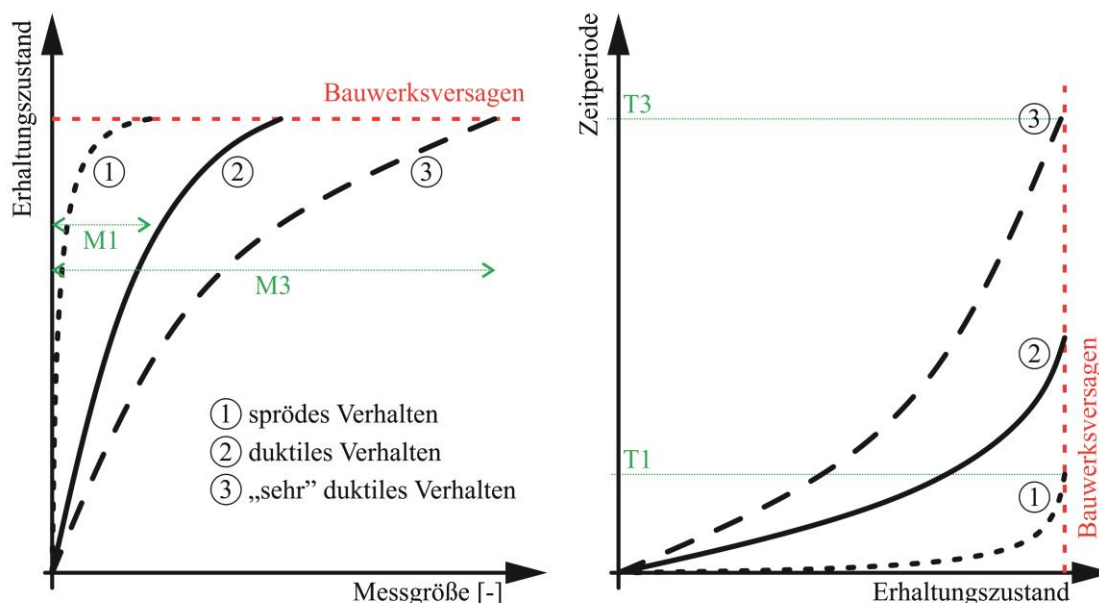


Abb. 132: Risikoeinschätzung in Abhängigkeit des Bauwerksverhaltens

Aus der Auflösung und Genauigkeit der installierten Aufnehmer und Sensoren resultiert das messtechnische Risiko. Ist es nicht möglich, die Veränderung des Bauwerksverhaltens ausreichend zu erfassen (beispielsweise durch zu ungenaue Aufnehmer oder zu geringe Messraten), so kann dies dazu führen, dass gewisse Effekte nicht bzw. nicht ausreichend genau und zeitgerecht erfasst werden. Daher ist es erforderlich, das Verhalten des Bauwerkes im Zuge der Planung eines Monitorings abzuschätzen und daraus eine zweckmäßige Sensorauswahl zu treffen. Vorallem durch Aufnehmer mit einer hohen Genauigkeit (möglichst zutreffende Wiedergabe des tatsächlichen Wertes) können derartige Unschärfen verringert werden. Diese Problemstellung kann im Allgemeinen durch eine qualitativ hochwertige Planung und die Auswahl geeigneter Sensortypen und Aufnehmer beseitigt werden. Der Zusammenhang zwischen dem Systemverhalten und dem messtechnischen Risiko ist in Abb. 132 Links dargestellt. Aus dieser Darstellung lässt sich erkennen, dass in Abhängigkeit des Systemverhaltens (Linie 1 bis 3) ein größerer, zu erfassender Betrag der Messgröße vorhanden ist, ehe ein Bauwerksversagen eintreten wird. Schematisch ist dies durch die beiden grünen Linien abgebildet. Während bei einem sprödebrüchigen Bauwerksverhalten lediglich eine Messgrößenänderung der Größe M1 erfasst werden kann, kann bei einem „sehr“ duktilen Bauwerksverhalten die deutlich größere Messgrößenänderung M3 erfasst werden.

Wird davon ausgegangen, dass eine Schädigung (wie beispielsweise eine Korrosionsschädigung) langsam und nicht schlagartig voranschreiten wird, so kann dies Weiters auf eine Zeitperiode für das Monitoring umgelegt werden. Dies soll schematisch durch Abb. 132 Rechts dargestellt werden. Während bei einem „sehr“ duktilen Verhalten (Kurve 3) über eine lange Zeitperiode T3 bis zum Eintreten eines Bauwerksversagen vorausgesetzt werden kann, ist diese Zeitperiode (T1) für ein sprödes Verhalten (Linie 1) sehr gering.

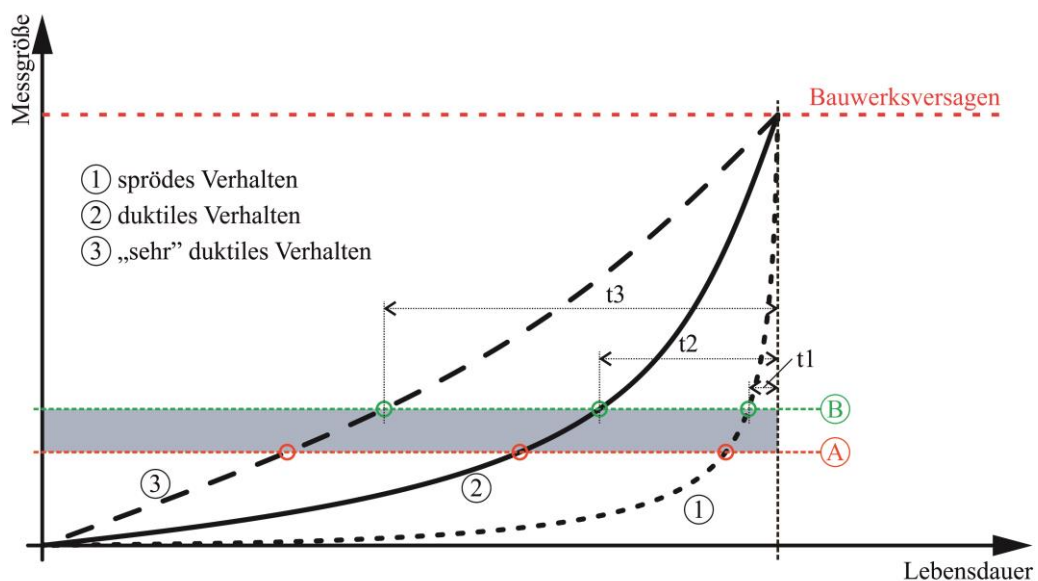


Abb. 133: Schematische Darstellung des von einem Bauwerk (bzw. dessen Systemverhalten) ausgehenden Risikos

Der oben als Bauwerksrisiko bezeichnete Punkt, soll schematisch durch Abb. 133 wiedergegeben werden. Hierbei wurden die Typen des Systemverhaltens (vgl. Abb. 131) um das mögliche bei der Installation und Interpretation der Messergebnisse eines Monitorings anfallende Risiko ergänzt. In dieser Grafik soll verdeutlicht werden, dass in Abhängigkeit des Systemverhaltens von unterschiedlichen Zeitperioden für ein Monitoring ausgegangen werden muss. Die orange, gestrichelte A-Linie stellt dabei den Installationszeitpunkt eines Monitoringsystems dar, während die grün, gestrichelte B-Linie den Zeitpunkt einer möglichen Messwertinterpretation darstellt. Hieraus ist bereits ersichtlich, dass in Abhängigkeit des Auswertezitraumes (grau schraffierte Fläche) eine Zunahme der Messgröße und damit ein Anstieg des Versagensrisikos einhergeht. Weiters zeigt diese Grafik schematisch, dass in Abhängigkeit des Systemverhaltens unterschiedliche Reaktionszeiträume ( $t_1$  bis  $t_3$ ) vorliegen. Während Bauwerke mit einem „sehr“ duktilen bzw. duktilen Verhalten einen sehr langen Ankündigungszeitraum ( $t_2$  und  $t_3$ ) aufweisen ist dies bei spröden Bauwerken nicht der Fall. Hier kommt es, nach Überschreiten eines Grenzwertes zu einem sehr raschen Ansteigen der Messgröße. Hieraus resultiert, dass lediglich ein geringes Ankündigungspotential bei einem derartigen Systemverhalten vorliegt. Zusätzlich müssen diese beiden Randbedingungen für ein sprödes Systemverhalten noch durch die in Abb. 131 schematisch dargestellte Bandbreite der Messergebnisse  $\Delta M$  überlagert werden.

Die obigen Ausführungen zeigen, wenn auch nur schematisch, dass für ein zielführendes und zutreffendes Monitoring eine gewisse Duktilität im Systemverhalten des Bauwerkes vorausgesetzt werden muss. Bei geringer Duktilität kann jedoch, durch die Inkaufnahme eines gewissen Risikos, ebenfalls ein Monitoring möglich sein. Dabei ist es jedoch vorab erforderlich, den Erhaltungszustand des Bauwerkes (bzw. das Verhalten bis zum Bruch) möglichst genau zu erfassen (vgl. Kapitel 3.4.4) und in weiterer Folge auch das Systemverhalten des Bauwerkes abzuschätzen.

Weiters hängt das angeführte Bauwerksrisiko auch immer vom zeitlichen Rahmen eines Monitorings im Zusammenhang mit der Lebensdauer eines Bauwerkes ab. So kann beispielsweise eine frühzeitige Installation eines Monitoringsystems (Verschiebung der A-Linie in Abb. 133 nach unten) dazu führen, dass das noch vorhandene Potential des Bauwerkes in Bezug auf ein Monitoring besser ausgenützt werden kann. Daraus resultierend kann einerseits eine größere Sicherheitsreserve für ein mögliches Bauwerksversagen aufgebaut werden, andererseits wird es dadurch eventuell auch möglich, frühzeitig einzugreifen und somit ein Fortschreiten der Schädigung zu verhindern und damit die Lebensdauer des Bauwerkes zu verlängern.

## **7.2 Anforderungen bei der Planung, Installation und dem Betrieb sowie der Ergebnisinterpretation des vorgestellten Monitoringkonzeptes**

Neben den in Kapitel 7.1 angeführten Risiken einer derartigen Monitoringaufgabe bei Stützbauwerken, sind zusätzliche Randbedingungen und Anforderungen zu beachten. Diese werden nachfolgend in die Bereiche der Planung, der Installation sowie der Interpretation der Ergebnisse aufgeteilt und weiter ausgeführt. Generell sind bei den Überlegungen zur Anwendung des in dieser Arbeit beschriebenen Monitoringkonzeptes folgende Randbedingungen zu beachten:

- Es handelt sich um eine Monitoringlösung, welche für eine Anwendung bei Bestandsbauwerken gedacht ist;
- Als Bestandsbauwerke werden bestehende Winkelstützmauern und auch Spornmauern verstanden, welche eine Korrosionsschädigung bzw. ein Verdachtsmoment in Bezug auf Korrosion entlang der Arbeitsfuge(n) aufweisen;
- Es sind eine Vielzahl an geometrischen, material- und geotechnischen Parametern und Informationen über das Bestandsbauwerk erforderlich, um eine schlüssige und zielführende Umsetzung sicherzustellen;
- Ein direkter Rückschluss auf das Korrosionsverhalten, die Korrosionsrate der Bewehrung bzw. auch das Restpotential des Querschnittes oder Bauteiles ist mit der hier vorgestellten Lösung nicht möglich. Jedoch können (vorallem in Kombination mit zerstörenden Maßnahmen) vertiefte Informationen über das Bauwerksverhalten und auch dessen Schädigung gewonnen werden;
- Wie bei allen Monitoringaufgaben kann mit der Umsetzung lediglich eine Erfassung der vorliegenden Schädigung bzw. des Bauwerksverhalten durchgeführt werden. Eine Verlangsamung oder Verhinderung dieser ist durch ein Monitoring alleine nicht möglich.

Die obigen Aufzählungen zeigen, dass das angeführte Monitoringkonzept gewissen Einschränkungen unterliegt, bzw. dass einige Punkte bei der Umsetzung zu beachten sind. Jedoch bietet der in dieser Arbeit vorgestellte Ansatz eine Vielzahl an Möglichkeit:

- Das Bauwerksverhalten von Winkelstütz- und Spornmauern kann im Zuge eines Bauwerksmonitorings zutreffender erfasst werden;
- Eine Unterscheidung zwischen unterschiedlichen Einflüssen (sowohl Einwirkung als auch Widerstand) auf das Bauwerk ist möglich;
- Das Langzeitverhalten der Betonkonstruktion kann erfasst werden, und
- Eine Aussage über ein mögliches Fortschreiten einer Korrosionsschädigung in der Arbeitsfuge kann unter gewissen Einschränkungen getroffen werden.

Der letzte Punkt in obiger Aufzählung, eine Aussage über das Fortschreiten einer Korrosionsschädigung, bietet Möglichkeiten, welche mit bisherigen Monitoring-

ansätzen nicht möglich war. Wie bereits in Kapitel 5.2 angeführt, beschränkt sich der Stand der Technik aktuell auf die Erfassung geotechnischer Versagensbilder, während, wie im Fall einer Korrosionsschädigung entlang der Arbeitsfuge, die daraus resultierenden Einflüsse auf das Tragwerk (den Betonquerschnitt) nicht erfasst werden.

## 7.2.1 Planung

Wie die Ausführungen und Beschreibungen zu den Einwirkungen und Effekten auf Stützbauwerke und im Speziellen bei Winkelstützmauern (vgl. Kapitel 4) erkennen lassen, wird das in dieser Arbeit vorgestellte Monitoringkonzept von einer Vielzahl an Faktoren beeinflusst. Diese können sowohl auf der Einwirkungsseite (z.B. Erddruck- und Verkehrslasten), aber auch auf der Widerstandsseite (z.B. Lastumlagerung, Korrosionseffekte) sein. Das Vorliegen dieser Effekte (oder möglicherweise auch das Fehlen bestimmter) sollte in der Planung der Monitoringaufgabe berücksichtigt werden und kann auch bereits bei der Bestimmung bzw. der Abschätzung des Systemverhaltens von Nutzen sein. Des Weiteren sollten auch die Ergebnisse aus Bauwerksprüfungen sowie die Informationen und Parameter, welche zufolge einer zerstörenden Untersuchung des Bauwerkes erhalten wurden mit einbezogen werden.

Neben diesen, größtenteils mit der Beurteilung und Begutachtung des Bauwerkes einhergehenden Planungsaufgaben muss des Weiteren die Anordnung der Messwertaufnehmer sowie das gesamte Messlayout durchdacht werden. Hierzu können, in Abhängigkeit des zu erwartenden Verhaltens bzw. auch des zu untersuchenden Versagensmechanismus unterschiedliche Messlayouts verwendet werden. Die Möglichkeiten bzw. auch die Randbedingungen für das in dieser Arbeit vorgestellte Messkonzept sollen nachfolgend anhand der Möglichkeiten für eine vertikale und eine horizontale Verteilung der Messwertaufnehmer (vorallem Dehnung) aufgezeigt werden.

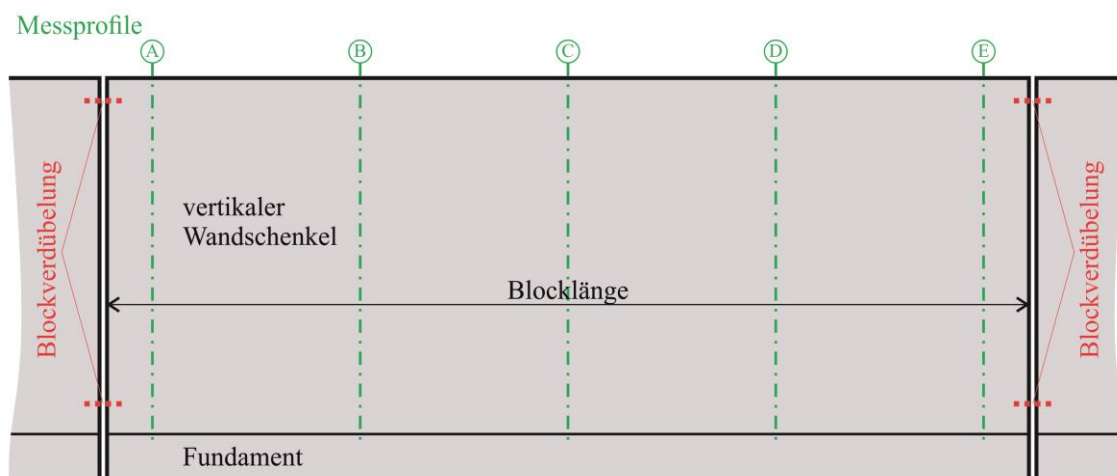


Abb. 134: Beispiele für die Anordnung der Messprofile an einem Bauwerksblock

Die Möglichkeiten für die vertikale Anordnung der Messprofile ist in Abb. 134 dargestellt. Diese zeigt schematisch für einen Block einer Winkelstützmauer, die Anordnung von fünf Messprofilen A bis E. Eine derartige Anordnung der Messprofile bringt folgende Vorteile mit sich:

- Die Verformung (bzw. Deformation) des Blockes wird an mehreren Punkten erfasst. Daraus resultiert, dass ein räumliches Verhalten des Bauwerkes bestimmt werden kann. Vorallem bei Vorliegen einer einseitigen Schädigung (oder Überbeanspruchung) des Bauteiles kann diese vollständig erfasst werden. Hierzu ist es jedoch auch erforderlich, dass die dazu notwendigen Verformungsmöglichkeiten (ohne Behinderung z.B. Blockverdübelung) gegeben ist.
- Auf Grund des größeren, durch die Sensoren der einzelnen Messprofile abgedeckten Messbereiches erscheint die Erfassung nicht gleichmäßiger Korrosion (vgl. Kapitel 3.4.3.3 bzw. Abb. 48) wahrscheinlicher.
- Ebenso können die zufolge einer Überbeanspruchung bzw. Schädigung auftretenden Lastumlagerungen bzw. daraus resultierende Umlagerungseffekte wahrscheinlicher erfasst werden.
- Eine getrennte Erfassung des Bauwerksverhaltens wird ermöglicht. So kann unterschieden werden zwischen dem Verhalten des Randbereiches und der Mitte des Blockes. Woraus sich möglicherweise Effekte einer schadhafte Entwässerung, herstellungsbedingter Schadstellen (z.B. Kiesnester) oder auch ein dreidimensionales Tragverhalten des Bauwerkes erkennen lassen.

Aus den oben angeführten Möglichkeiten lässt sich erkennen, dass die Anordnung mehrerer Messprofile sinnvoll erscheint. Zum einen können damit räumliche Fragestellungen (z.B. Deformation des Bauteiles oder eine lokal stattfindende Korrosion) aufgelöst werden. Zum anderen ergeben sich damit auch Vorteile in Bezug auf die Erfassung des Gesamtverhaltens des Bauwerkes.

Zusätzlich ist in Abb. 134 an den Übergangsbereichen zu den Nachbarblöcken die Anbringung von Blockverdübelungen schematisch dargestellt. Hier handelt es sich um Querkraftdorne, welche zwischen den Blöcken angeordnet werden. Diese haben zum einen die Aufgabe eine gleichmäßige Vorderseite (ohne Sprünge und Versätze) sicherzustellen. Zum anderen können diese im Fall einer Schädigung eines Blockes auch zur Entstehung einer Gruppentragwirkung führen. Hierbei werden die nicht mehr durch einen geschädigten (bzw. überbeanspruchten) Block aufnehmbaren Beanspruchung über die Fuge hinweg in den Nachbarblock (vgl. Abb. 67) eingeleitet. Daraus resultiert im Allgemeinen eine Erhöhung der Sicherheit, da das Versagen eines einzelnen Blockes dadurch bedingt verhindert bzw. verzögert werden kann. Im Fall eines Monitorings, aber auch bei der Zustandserfassung können sich derartige Bauelemente jedoch ungünstig auswirken. Für die Erfassung des Erhaltungszustandes ermöglichen es die Blockverdübelungen nicht, die Schädigung eines einzelnen Blockes durch dessen Verformungsverhalten zu erkennen. Für das Monitoring und im Speziellen für das hier angeführte Monitoringkonzept, ergibt sich hieraus eine zusätzliche



Lastumlagerungsmöglichkeit. Diese kann einerseits dazu führen, dass Versagensmechanismen auf Grund der Lastumlagerung (und der fehlenden Ankündigung) nicht erkannt werden können. Andererseits kann aus der Lastumlagerung zufolge einer Blockverdübelung auch eine (scheinbare) Verschiebung der Messergebnisse und damit eine „Verschleierung“ des tatsächlichen Bauwerksverhaltens (ÖGG Empfehlungen, 2018), resultieren.

Zusätzlich zur vertikalen Anordnung mehrerer Messprofile kann zusätzlich eine kontinuierliche Erfassung der Messwerte entlang der Messprofile sinnvoll sein. Durch die Anbringung einzelner Sensoren (vgl. Abb. 102 Rechts oben) kann lediglich die Veränderung des Messwertes über einen definierten Bereich erfasst werden. Mit dem Einsatz „kontinuierlicher Sensoren“ könnte jedoch eine höhere Punktdichte der Messwerte erzeugt werden. Mit der Verwendung von auf Glasfaser basierenden Sensoren (vgl. beispielsweise *Hartog, 2017, Döring u. a., & Tue, 2018*) wäre ein derartiger Lösungsansatz (zumindest für die Erfassung der Dehnungen) denkbar.

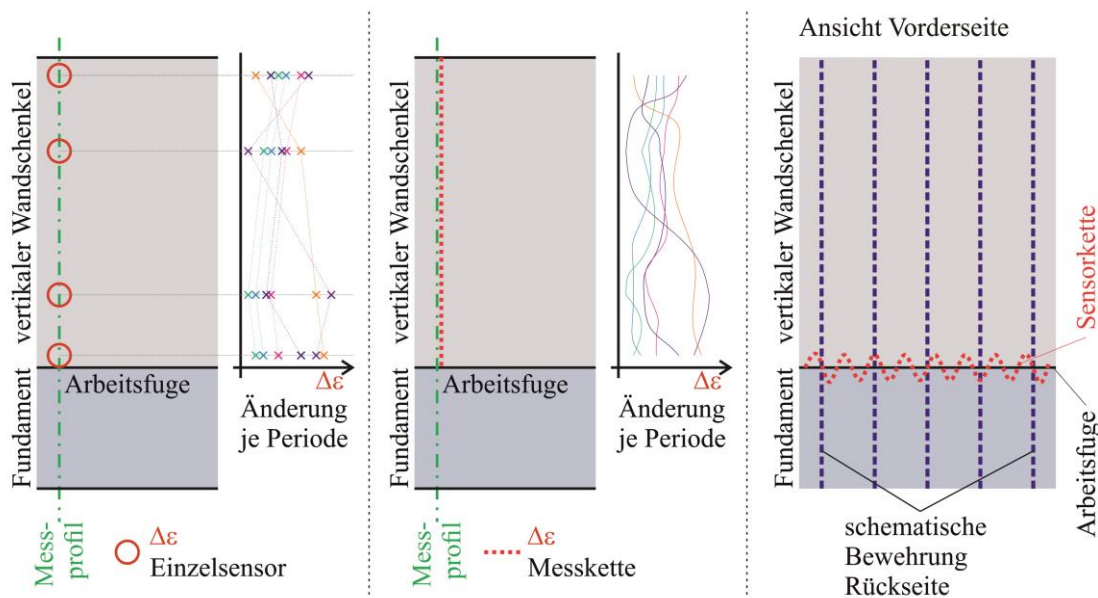


Abb. 135: Links: Vertikale Anordnung von Einzelsensoren inkl. schematischen Messwerten; Mitte: Vertikale Anordnung eines verteilten Dehnungsaufnehmers inkl. schematischen Messwerten; Rechts: Mäandrierende Anordnung der Sensoren im Bereich der Arbeitsfuge

In Abb. 135 Links ist die vertikale Anordnung von Einzelsensoren entlang eines Messprofiles dargestellt. Aus den schematisch angedeuteten Messwerten ist zu erkennen, dass lediglich im Bereich der Sensorapplikation eine Erfassung der Dehnungsänderungen möglich ist. Im Gegensatz zur Verwendung von verteilten Sensoren, welche über die gesamte Länge (vgl. Abb. 135 Mitte) und mit relativ hoher Punktdichte die Erfassung einer Dehnungsänderung ermöglichen. Zusätzlich bieten derartige Faseroptische Sensoren auch die Möglichkeit neben einer kontinuierlichen Dehnungsänderung, Temperatureinwirkung und beispielsweise auch die Änderung der Umgebungsbedingungen (*Buchberger u. a., 2019*)

zu erfassen. Daraus kann ein hoher Mehrwert wie zum Beispiel die Erstellung von Temperatur- oder Chloridbelastungsprofilen entlang der Wand erreicht werden. Diese können wiederum als Informations- bzw. Interpretationsgrundlage für das erfasste Bauwerksverhalten herangezogen werden.

Zusätzlich zu diesen möglichen Erweiterungen einer vertikalen Anordnung von Sensoren könnte auch im Bereich der Arbeitsfuge durch eine mäandrierende Anordnung einer Sensorkette (vgl. Abb. 135 Rechts) eine bessere Erfassung des Bauwerksverhaltens erzielt werden. Eine derartige Anordnung von Sensoren würde eine beinahe kontinuierliche Erfassung der Dehnungen ermöglichen und damit einen eventuell zutreffenderen Rückschluss auf die tatsächlich im Bereich der Arbeitsfuge stattfindende Korrosionsschädigung geben. Hierbei sind jedoch die Anforderungen an die Installation bzw. die geometrischen Randbedingungen des Bauwerkes (vgl. Abb. 136 Rechts) zu beachten.

## 7.2.2 Installation

Bei der Art der Installation der Sensoren ist zum einen auf die unterschiedlichen, in Kapitel 7.2.1 angeführten Sensorlayouts zu achten und zum anderen auch auf die Anbringung der Sensoren am Bauwerk. Eine mögliche Problemstellung ergibt sich hier durch den (eigentlich zu erfassenden) Bereich der Arbeitsfuge. Durch die Lage der Arbeitsfuge im Bereich zwischen dem Fundament (horizontal) und dem vertikalen Wandschenkel ergibt sich eine geometrische Einschränkung, welche es nur bedingt ermöglicht, die Veränderung des Bauwerksverhaltens in diesem Bereich zu erfassen.

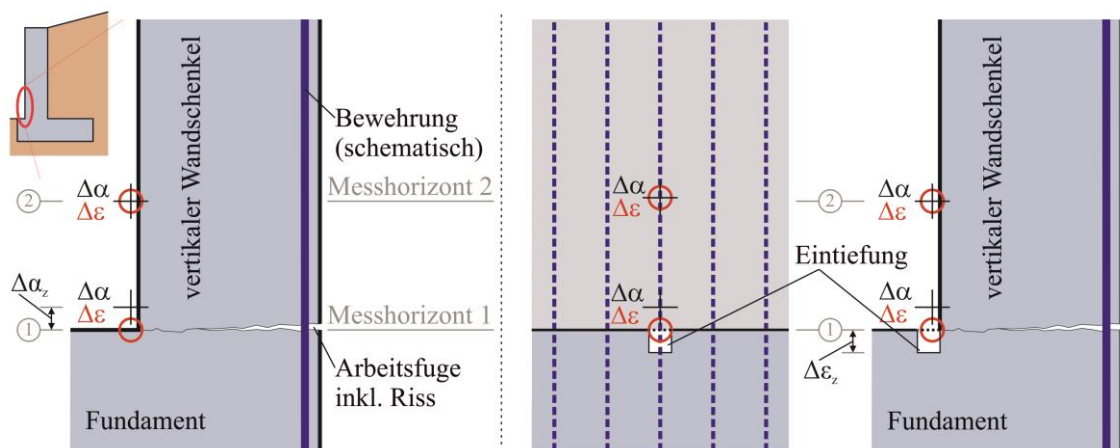


Abb. 136: Links: Schnitt durch den Bereich der Arbeitsfuge einer Winkelstützmauer; Mitte und Rechts: Möglicher Lösungsansatz durch die Herstellung einer punktuellen Eintiefung auf Höhe der Arbeitsfuge

Wie in Abb. 136 Links zu erkennen ist, befindet sich der zur planmäßigen Erfassung des Bauwerksverhaltens wichtige Sensor (vgl. Position 1 in Abb. 102) genau auf Höhe des Knickbereiches zwischen Fundament und vertikalem Wandschenkel. Daraus resultiert, dass die Anbringung der Messwertaufnehmer auf Höhe des Messhorizontes 1 nicht möglich ist. Für die Erfassung der

Neigungsänderung  $\Delta\alpha$  kann eine leichte Verschiebung ( $\Delta\alpha_z$ ) hingenommen werden. Dies resultiert zwar in der nicht mehr ganz exakten Erfassung der Neigungsänderung im Bereich der Arbeitsfuge, jedoch kann damit immer noch die Starrkörperrotation zufolge eines Steifigkeitsverlustes (vgl. Kapitel 4.7.3) erfasst werden. Eine Änderung der Dehnung (Betonstauchung) zufolge einer Korrosionsschädigung lässt sich jedoch nur im Bereich der Arbeitsfuge, gegenüberliegend der Korrosionsschädigung, erfassen. Wie Abb. 136 Links jedoch zeigt, ist dies auf Grund des meist vorhandenen, wenn auch geringen, Fundamentüberstandes an der Vorderseite nicht möglich.

Ein möglicher Lösungsansatz für diese Problemstellung wäre die Herstellung einer Eintiefung (vgl. Abb. 136 Mitte und Rechts) im Fundament. Durch diese wäre es möglich, die erforderliche Höhe ( $\Delta\varepsilon_z$ ) zu gewährleisten um die Anbringung eines Dehnungsaufnehmers ermöglichen zu können. Jedoch kann sich daraus, im Speziellen aus der daraus resultierenden Bogenwirkung (vgl. Abb. 137), eine nicht erfassbare Beeinflussung der Messung ergeben.

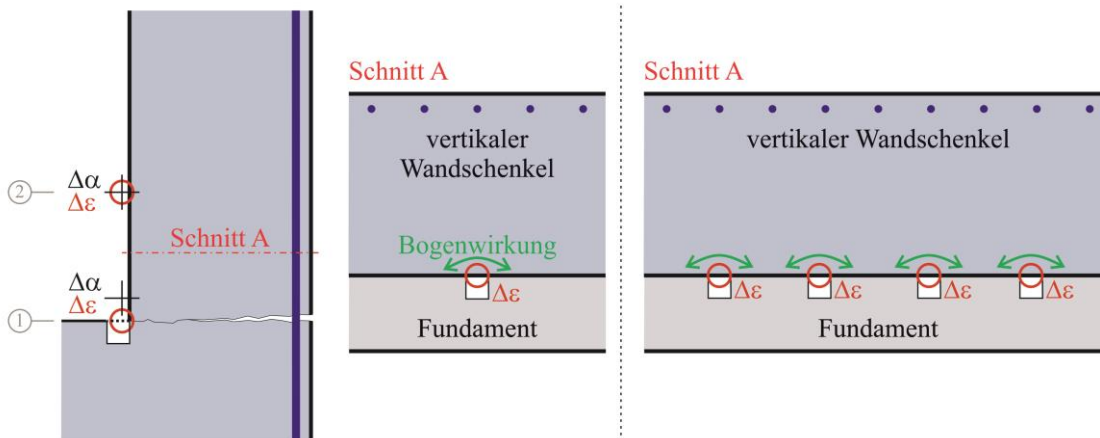


Abb. 137: Links: Bogenwirkung resultierend aus der Installation einer Eintiefung zur Sensorapplikation; Rechts: Effekte bei einer seriellen Anbringung von Eintiefungen

Durch die in Abb. 137 Links dargestellte Bogenwirkung, welche aus der Herstellung einer Eintiefung resultiert, ergibt sich eine (wenn auch geringe) Lastumlagerung innerhalb des Querschnittes. Diese kann unter Umständen dazu führen, dass die Erfassung des Einflusses einer Korrosionsschädigung abgeschwächt bzw. verhindert wird. Derartige geometrische Einschränkungen ergeben sich jedoch lediglich bei Winkelstützmauern, welche einen Fundamentfortsatz an der Luftseite aufweisen. Bei scharfkantigen L-förmigen Querschnitten oder im Bereich von Spornen liegt dies nicht vor.

### 7.2.3 Ergebnisinterpretation

Bei der Interpretation der Ergebnisse sind neben den bereits angeführten, teilweise deutlich schwankenden und veränderlichen Einwirkungen eine Vielzahl weiterer Effekte zu berücksichtigen. Diese sind zum einen von den Einflüssen und Einwirkungen abhängig, resultieren jedoch auch aus der Geometrie bzw. den Eigenschaften des Betonquerschnittes. Beispielhaft können dies sein:

- Die Art der Korrosionsschädigung (vgl. Abb. 50 Links) kann zu einer Lastumlagerung führen. Vorallem bei einer ungleichmäßigen oder zentral vorliegenden Korrosionsschädigung kann dies zu Lastumlagerungseffekten bzw. einer Verfälschung der Messergebnisse führen.
- Die Effekte einer Druckzonenbewehrung wurden in den aktuellen Untersuchungen nicht betrachtet. Zwar war die Anordnung dieser (aus herstellungsbedingten Anforderungen) in den Versuchen teilweise erforderlich, jedoch wurden diese nicht speziell berücksichtigt bzw. auch nicht näher untersucht. Auch wenn aus betonbautechnischer Sicht nicht erforderlich, so wird (bzw. wurde) eine Bewehrung an der Vorderseite aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit (z.B. Rissbreitenbeschränkung) angeordnet, welche auch als Druckbewehrung wirkt.
- Ein Rückschluss auf die Betondruckspannungen aus den erfassten Dehnungen an der Vorderseite des Bauteiles ist nicht möglich. Zum einen liegt hier im Allgemeinen eine Schwankung des E-Modules vor, zum anderen ist der Ausgangszustand, zu welchem das Monitoringsystem installiert wurde, nicht bekannt.
- Ebenso ist, aus identischen Gründen wie für die Druckzone, eine Bestimmung der Stahlspannungen und auch der Dehnung auf Höhe der Bewehrung nicht möglich.

Jedoch kann mit einer durchdachten Anordnung von Sensoren mit großer Sicherheit zwischen einer Korrosionsschädigung und anderen Einflüssen unterschieden werden. Weiters kann es durch eine gezielte Erfassung des Bauwerksverhaltens an definierten Positionen ermöglicht werden, zwischen last-, temperatur- und korrosionsbedingten Effekten zu unterscheiden. Dies soll in nachfolgendem Kapitel ausgeführt werden.

## 7.3 Monitoring korrosionsgeschädigter Bauwerke

Wie bereits einführend beschrieben, hängt die Qualität bzw. die Aussagekraft des vorgestellten Monitoringkonzeptes von einer Vielzahl an Einflüssen und Effekten ab. Jedoch können diese durch eine gezielte und angepasste Anordnung der Messwertaufnehmer sowie durch eine auf das Bauwerksverhalten abgestimmte Messwertauswertung und einer darauf aufbauenden Interpretation der Ergebnisse beseitigt bzw. mit daraus resultierenden Vorteilen berücksichtigt werden. Nachfolgend soll daher kurz der in Kapitel 5.3 vorgestellte Monitoringansatz mit den Erkenntnissen der Versuchsauswertung erweitert werden.

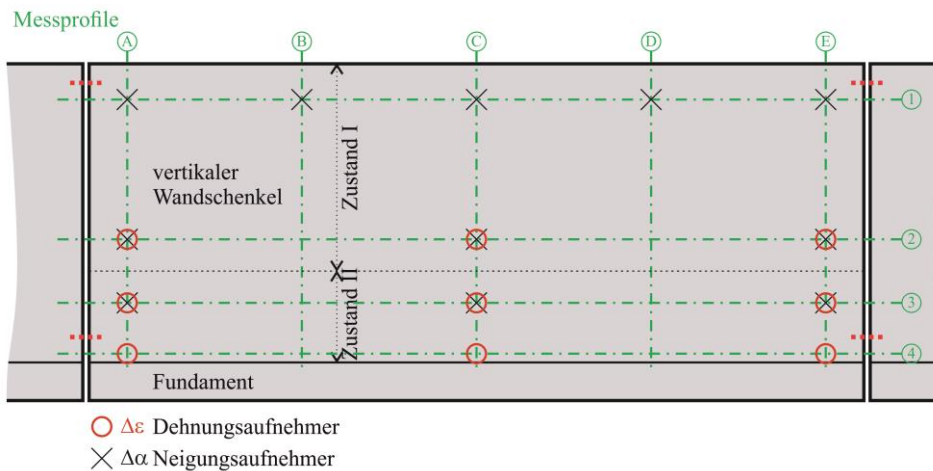


Abb. 138: Ergänzt Schema zur Anordnung von Messwertaufnehmern

Das schematische Messlayout in Abb. 138 stellt eine Kombination aus der in Abb. 98 und Abb. 134 dargestellten Ansätze dar. Entlang der vertikalen Achsen A bis E sollen zum einen vorallem die Verdrehung des Bauwerkes sowie ein ungleichmäßig auftretender Korrosionseinfluss erfasst werden. Die horizontalen Achsen 1 bis 4 dienen dabei dazu, den Querschnitt über seine Höhe in unterschiedliche Bereiche und Einflussregionen zu unterteilen. Der Übergangsbereich zwischen gerissen und ungerissen sollte (zumindest abgeschätzt) zwischen den Achsen 2 und 3 liegen. Mit den Neigungssensoren soll dabei generell, die angeführte Veränderung einer gleichmäßigen Zunahme der Verdrehungen (vgl. Abb. 99 c und Abb. 100) bei Vorliegen einer Korrosionsschädigung bewerkstelligt werden. Daher wurden diese an den Profilen A, C und E angeordnet, um auch das Gesamtverhalten des Bauwerkes hinsichtlich dieser Veränderung zu erfassen. Zusätzlich sollen die Neigungssensoren in den Achsen B und D ein dreidimensionales Verhalten des Bauwerkes aufzeigen können. Ergänzt werden diesen Neigungssensoren durch Dehnungsaufnehmer, mittels welcher zum einen der Übergang zwischen den Bereichen des gerissenen und des ungerissenen Querschnittes überwacht werden soll, woraus sich eine Veränderung des Belastungszustandes und damit in weiterer Folge der Erddruckbelastung bestimmen lässt. Zusätzlich geben diese Sensoren, bei einer gleichmäßigen Veränderung auch einen Rückschluss auf das temperaturbedingte Verhalten des Bauwerkes. Hierzu ist es nach aktueller Einschätzung nicht erforderlich, diese direkt im Bereich der Arbeitsfuge (vgl. Einschränkungen Abb. 136) anzuordnen.

Um eine zutreffende und schlüssige Auswertung und Interpretation der Messdaten sicherzustellen sind jedoch zwei wichtige Faktoren zu berücksichtigen. Zum einen muss eine vollständig und möglichst genaue Erfassung des Bauwerkes durchgeführt werden, um den Aufbau sowie den Erhaltungszustand des Bauwerkes wiederzugeben. Zum anderen ist das vorgestellte Monitoringkonzept immer mit einem gewissen Risiko (vgl. Abb. 133) in Bezug auf die Erfassung von Korrosionsschäden bzw. vorallem der Bestimmbarkeit bzw. Prognostizierbarkeit der Tragreserven bis zum Versagen verbunden.

## 8 Resümee und Ausblick

Mit der vorliegenden Arbeit wurde die Themenstellung der Korrosionsschäden bei Winkelstütz- und Spornmauern aufgearbeitet. Dies zeigte, dass die Erfassung derartiger Schadensbilder mit den klassischen Methoden einer Bauwerksprüfung (in den meisten Fällen) nicht möglich ist. Weiters wurde aufgezeigt, wo die Schwierigkeiten bei einer Erfassung und Beurteilung derartiger Schäden mittels unterschiedlicher Untersuchungsmethoden sowie der Anwendung des Standes der Technik im Bereich Bauwerksüberwachung liegen. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wurde ein Monitoringansatz erarbeitet, welcher es ermöglicht, den Einfluss einer Schädigung auf das Bauwerksverhalten zu untersuchen. Dieser Ansatz besteht aus einer Kombination von Neigungs- und Dehnungsaufnehmern, welche an der Bauwerksvorderseite appliziert werden können. Daraus resultiert eine einfache Installation der Aufnehmer womit dieser Ansatz bei Bestandsbauwerken zur Anwendung kommen kann. Durch die Erfassung der Änderung der Neigungen des Bauwerkes bzw. der Betonstauchung des Querschnittes wird es damit möglich, das Bauwerksverhalten zu bestimmen. In weiterer Folge kann damit auch auf unterschiedliche Einwirkungen und Einflüsse auf das Bauwerk rückgeschlossen werden.

Jedoch sind zur Umsetzung dieser Monitoringaufgabe eine Vielzahl an Parameter und Informationen über das Bauwerk, dessen Aufbau und die Einwirkungen erforderlich, um eine möglichst eindeutige Messwertinterpretation und daraus folgend eine Aussage über das Vorliegen einer Korrosionsschädigung treffen zu können. Zudem ist die Anwendung dieser Methode mit einem nicht vernachlässigbaren Restrisiko verbunden. Dieses ergibt sich einerseits aus der anfänglich erforderlichen Messperiode, um das generelle (periodisch beeinflusste) Bauwerksverhalten zu erfassen. Daraus folgend können zukünftig stattfindende Bauwerksveränderung eindeutiger einer Schädigung (oder einem anderen Effekt) zugeordnet werden. Andererseits weisen korrosionsgeschädigte Bauwerke ein meist sprödes (zumindest wenig duktilen) Bauwerksverhalten auf. Daraus resultiert, dass das für ein Monitoring erforderliche Potential einer Versagensankündigung oftmals nicht ausreichend vorhanden ist. Hieraus ergibt sich eine im Allgemeinen nicht ausreichende Prognostizierbarkeit des Korrosionseinflusses, welche den Einsatz eines Monitorings sehr stark eingeschränkt. Abschließend kann davon ausgegangen werden, dass der hier vorgestellte Ansatz eines Bauwerksmonitorings für korrosionsgeschädigte Stützbauwerke zur Anwendung kommen kann, wenn:

- vertiefte Kenntnisse über das Bauwerk sowie dessen Aufbau und die verwendeten Materialien und Querschnitte vorhanden sind;
- noch eine ausreichende Versagensankündigung vorhanden ist;
- das angeführte Restrisiko, welches für die Umsetzung des angeführten Monitoringansatzes erforderlich ist, als akzeptierbar angesehen wird.



Durch die Validierung des hier angeführten Monitoringansatzes könnten auch die bisherigen Unschärfen und Unbekannten des Konzeptes genauer untersucht werden. Zwar zeigten die analytischen Untersuchungen zum Bauwerksverhalten eine eindeutige Tendenz in Bezug auf die Erfassung von Korrosionsschäden, jedoch finden diese unter Fortschreiten des periodischen Verhaltens des Bauwerkes (z.B. Temperatureinwirkung) statt. Daher ist zum aktuellen Zeitpunkt und mit dem derzeitigen Wissensstand keine eindeutige Abschätzung des Potentials und der Möglichkeiten des hier vorgestellten Monitoringansatzes möglich. Jedoch konnte die generelle Funktionstüchtigkeit sowie der erforderliche Aufbau und die Planungsgrundlage für dieses Konzept im Rahmen dieser Arbeit aufgezeigt werden.

Vor allem zur Klärung der oben angeführten Punkte und auch um das vorgestellte Monitoringkonzept unter realen Bedingungen und Einflüssen zu untersuchen, wäre es empfehlenswert, Großversuche durchzuführen. Diese sollten nach Möglichkeit an einem realen Bauwerk, im Bereich der Straße (bzw. Schiene) durchgeführt werden. Hieraus ergäbe sich der Vorteil, dass die angeführte Bandbreite der unterschiedlichen Einflüsse (z.B. Erddruck, Verkehrslasten, Temperatur) untersucht und erfasst werden könnte. Weiters wäre die Bestimmung der korrosionsfördernden Umwelteinflüsse (z.B. Hangwässer, Chloridbelastung) und daraus folgend eine Abschätzung der tatsächlichen Korrosionsprozesse, deren Fortschreiten und die Zeitspanne einer Korrosionsschädigung möglich. Um das Versagen des Bauwerkes herbeizuführen, könnte wiederum die in dieser Arbeit angeführte Methode einer künstlichen Korrosionsnachbildung mittels elektrochemischen Abtrags verwendet werden. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass das angeführte Bauwerk mit Vorsatz geschädigt werden müsste und das auch mit einem Bauwerksversagen (und den sich daraus ergebenden Auswirkungen) zu rechnen ist. Daraus resultiert, dass die Verwendung eines für die Sicherheit und Nutzbarkeit eines Streckenabschnittes erforderlichen Bauwerkes nur bedingt möglich ist, jedoch für die Validierung des vorgestellten Monitoringansatzes erforderlich wäre.

Neben den im Zusammenhang in dieser Arbeit untersuchten Stützbauwerken können auch eine Vielzahl anderer Bauwerkstypen einer Korrosionsschädigung unterliegen. Beispielhaft hierfür seien Brücken angeführt. Hierbei könnte neben den Bauteilen des Tragwerkes einer Brücke beispielsweise auch das Verhalten der Widerlagerkonstruktionen (ähnlich einem Stützbauwerk) erfasst werden. Vorteilhaft bei der Anwendung des hier angeführten Monitoringansatzes bei Brücken wäre, dass die Haupteinwirkung auf Brücken nicht durch den veränderlichen Erddruck (vgl. Kapitel 4.2.3) sondern durch eine eindeutiger erfassbare Verkehrsbelastung gebildet wird.

## 9 Literaturverzeichnis

Allgemeines bürgerliches Gesetzbuch (ABGB)

*Achmus, Martin/Rouili, Ahmed* (2004): Untersuchung zur Erddruckbeanspruchung von Winkelstützwänden, in: Bautechnik 81 (2004), S. 942–948, <https://doi.org/10.1002/bate.200590007>

*Achmus, Martin/Weidlich, Ingo* (2016): Interaktion zwischen Fernwärmeleitungen und dem umgebenden Boden, in: Bautechnik 93 (2016), S. 663–671, <https://doi.org/10.1002/bate.201600043>

*Adam, Dietmar* (2010): Hydraulische Eigenschaften von Böden: Grundbau und Bodenmechanik I, Kapitel 6, Wien

*Adam, Thomas* (2006): Ein Modell zur Beschreibung der Hydratation von Beton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt, Dissertation, Darmstadt

*Almusallam, A. A.* (2001): Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars, in: Construction and Building Materials 15 (2001), S. 361–368 [Zugriff 2019-03-07]

*Althen Sensors & Controls: LSO Servo-Inklinometer*

*Angst, U. u. a.* (2012): Concrete cover cracking owing to reinforcement corrosion - theoretical considerations and practical experience, in: Materials and Corrosion 63 (2012), S. 1069–1077, <https://doi.org/10.1002/maco.201206669>

*Arbeitsgruppe SIBS* (2019): Forschungsprojekt SIBS: Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke, Abschlussbericht FFG Projekt Collective Research, Wien: Eigenverlag, 2019

*Arnold, M.* (2004): Zur Berechnung des Erd- und Auflastdruckes auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand, Dissertation, Dresden

*Arnold, Michael* (2001): Modellversuche zum Erddruck auf Winkelstützwände, in: *Institut für Geotechnik* (Hrsg.), Ohde-Kolloquium 2001: Ehrenkolloquium Prof. dr.-Ing. dietrich Franke, 2001, S. 23–34, <https://doi.org/10.1515/9783110248357-003>

*Arnold, Michael/Franke, Dietrich* (2007): Modellversuche zum Erd- und Auflastdruck auf Winkelstützwände, in: Bautechnik 84 (2007), S. 891–899, <https://doi.org/10.1002/bate.200710076>

*ASFINAG*: Archivunterlagen zu Bauwerksprüfungen und Kontrolltätigkeiten an Stützbauwerken im Auftrag der ASFINAG

- Auberg, Rainer* (2006): Zerstörungsfreie Bauwerksdiagnostik. Anwendung und Grenzen bei Betonbauwerken, in: BUST 101 (2006), S. 596–605, <https://doi.org/10.1002/best.200600495>
- ÖNORM EN 12504-1 (2009): Austrian Standards Institute, Wien
- Baeckmann, W. von/Schwenk, W.* (1999): Handbuch des kathodischen Korrosionsschutzes: Theorie und Praxis der elektrochemischen Schutzverfahren, 4. Aufl.: Wiley VCH, 1999
- Bakker, Klaas Jan* (2000): Soil retaining structures: Development of models for structural analysis, Rotterdam: Balkema, 2000
- Bauberatung Zement* (2002): Zement-Merkblatt B22: Arbeitsfugen (2002) [Zugriff 2018-12-14]
- BAW Merkblatt MBK (2012): Bohrkernentnahme für Bauwerksuntersuchungen (MBK)
- BAW Merkblatt MMB (2013): Merkblatt Materialtransport im Boden: BAW Beiträge zum 32. Christian Veder Kolloquium
- Bergmeister, K./Fingerloos, F./Wörner, J.* (Hrsg.) (2014): Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung-Behälter, 2. Aufl., Hoboken: Wiley, 2014
- Bergmeister, Konrad/Fingerloos, Frank/Wörner, Johann-Dietrich* (Hrsg.) (2010): 2010 Beton-Kalender: Brücken - Betonbau im Wasser, 99. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2010
- Bergmeister, Konrad u. a.* (Hrsg.) (2011): Beton Kalender 2011: Kraftwerke, Faserbeton, Berlin, Germany: Ernst & Sohn, 2011
- Boley, Conrad/Adam, Dietmar* (2012): Handbuch Geotechnik: Grundlagen - Anwendungen - Praxiserfahrungen ; mit 185 Tabellen, Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 2012
- Brand, Bernhard/Glatz, Gerhard* (2005): Schäden an Tragwerken aus Stahlbeton: Mit 25 Tabellen, 2. Aufl., Stuttgart: IRB-Verl., 2005
- Brandl, Heinz*: Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen, in: Grundbau-Taschenbuch Teil 3; 7.Auflage, S. 747–897
- Bräu, Gerhard* (1945): Bemessung von geokunststoffbewehrten Erdkörpern, in: *R. Haefeli* (Hrsg.), Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Eidgen. Techn. Hochschule: Zur Erd- und Kriechdrucktheorie, 1945, S. 1

- Buchberger, Anton u. a.* (2019): Fast Optical Humidity Sensor Based on Hydrogel Thin Film Expansion for Harsh Environment, in: *Sensors* (Basel, Switzerland) 19 (2019), <https://doi.org/10.3390/s19050999>
- Bundesamt für Konjunkturfragen* (2000): *Untersuchungstechniken im Tief- und Ingenieurbau*, Bern, 2000
- Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie* (2018): *Statistik Straße & Verkehr 2018 2018* (2018) [Zugriff 2018-08-01]
- Burgetsmeier, Bernd*: Gabionenschäden, <<https://www.burgetsmeier.de/index.php/sachverstaendiger-gabionen/gabionenschaeden>> [Zugriff 2018-11-13]
- Burtscher, Stefan u. a.*: Neue Methoden zur Korrosionsdetektion an Litzen- und Stabankersystemen, in: *Beiträge zum 32. Christian Veder Kolloquium*
- Cabrera, J. G.* (1996): Deterioration of Concrete Due to Reinforcement Steel Corrosion, in: *Cement & Concrete Composites* 18 (1996), S. 47–59 [Zugriff 2019-03-07]
- cemsuisse* (2012): *Merkblatt für Sichtbetonbauten: cemsuisse-Merkblatt - MB02*, Bern, 2012
- Chen, W. Z. u. a.* (2017): Effects of temperature and thermally-induced microstructure change on hydraulic conductivity of Boom Clay, in: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 9 (2017), S. 383–395, <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.03.006>
- Choi, Yoon Suk u. a.* (2014): Effect of corrosion method of the reinforcing bar on bond characteristics in reinforced concrete specimens, in: *Construction and Building Materials* 54 (2014), S. 180–189, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.065>
- Clayton, C.R.I./XU, M./Bloodworth, A.* (2006): A laboratory study of the development of earth pressure behind integral bridge abutments, in: *Geotechnique* 56 (2006), S. 561–571 [Zugriff 2019-03-18]
- Clayton, Chris R.I. u. a.* (2014): *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, Third Edition, 3. Aufl., Hoboken: Taylor and Francis, 2014
- Coulomb, C.A.* (1776): *Essai sur une application des regles de maximis et minimis quelques problemes de statique, relatits a l'architecture*, in: *Mémoires de mathématique & de physique, présentés à l'Académie Royale des Sciences par divers savan* (1776), S. 343–382
- Culmann, Carl* (1866): *Die grafische Statik*, Zürich: Meyer & Zeller, 1866

- Curbach, M.* (2003): Ermittlung des Rissverhaltens von Ortbetonpfählen: Abschlussbericht, Dresden: Technische Universität Dresden, 2003
- DAfStb* (2000): Belastungsversuche an Betonbauwerken (2000) [Zugriff 2018-08-02]
- Dauberschmidt, Daniel/Fraundorfer, Andreas/Baumgartner, Alexander* (2019): Einfluss chloridinduzierter Korrosion auf das mechanische Verhalten von Betonstabstählen, in: *TAE Esslingen* (Hrsg.), 6. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken, 2019
- Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau: Merkblatt, Berlin
- Merkblatt ZfpBau (2014): Eigenverlag DBV, Berlin
- Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.* (2017): Ist-Zustandserfassung von Parkbauten in Betonbauweise: Merkblatt 39, Berlin: Eigenverlag DBV, 2017
- DGGT* (2012): Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements - EBGEO, Hoboken: John Wiley & Sons, 2012
- Dialer, Christian* (2016): Schadensfreies Bauen: Risschäden an Mauerwerkskonstruktionen, <[https://www.irb.fraunhofer.de/schadis/s\\_inhalt.jsp?band=Sfb7\\_4\\_a1](https://www.irb.fraunhofer.de/schadis/s_inhalt.jsp?band=Sfb7_4_a1)>
- Z-1.4-255 (2018): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung / Allgemeine Bauartgenehmigung Z-1.4-255: DIBt
- DIN 4085 (2017): Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin
- DIN EN 10088-1 (2005): Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin
- Döring, Heinz u. a.*: Faseroptische Messverfahren, in: *Freedden, Rummel* (Hg.) 2017 – Handbuch der Geodäsie, S. 1–48, [https://doi.org/10.1007/978-3-662-46900-2\\_22-1](https://doi.org/10.1007/978-3-662-46900-2_22-1)
- Duden* (2018): Definition Schaden, <<https://www.duden.de/rechtschreibung/Schaden>>
- El Maaddawy, T. A./Soudki, K. A.* (2003): Effectiveness of Impressed Current Technique to Simulate Corrosion of Steel Reinforcement in Concrete, in: *Journal of materials in civil engineering* 41 (2003), S. 41–47 [Zugriff 2019-03-07]
- Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (2013): EAB, 5., ergänzte und erweiterte Auflage, 1. korrigierter Nachdruck: Ernst & Sohn, Berlin

- Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (2007): EA-Pfähle: Wiley-VCH, Hoboken
- EN ISO 8044 (2015): Austrian Standards Institute, Wien
- England, Georg L./Tsang, Neil C. M.* (2001): Towards the Design of Soil Loading for Integral Bridges [Zugriff 2019-03-18]
- Fagerlund, Göran* (2004): A service life model for internal frost damage in concrete, Report, Lund
- Fang, Yung-Show/Ishibashi, Isao* (1986): Static Earth Pressures with Various Wall Movements, in: Journal of Geotechnical Engineering 3 (1986), S. 317–333 [Zugriff 2019-02-12]
- Fernandez, Ignasi/Berrocal, Carlos G.* (2019): Mechanical Properties of 30 Year-Old Naturally Corroded Steel Reinforcing Bars, in: Int J Concr Struct Mater 13 (2019), S. 361, <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0308-x>
- Fingerloos, Frank/Wörner, Johann Dietrich/Bergmeister, Konrad* (2009): 2009 Beton-Kalender: Konstruktiver Hochbau Aktuelle Massivbaunormen, 98. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn, 2009
- Fischer, Christian* (2012): Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton, Dissertation, Leipzig
- Fleming, Ken u. a.* (2009): Piling engineering, London/New York, NY: Taylor & Francis, 2009
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen* (Hrsg.) (2016): Merkblatt über Raumgitterkonstruktionen, 2016. Aufl., Köln: FGSV Verlag GmbH, 2016
- (Hrsg.) (2018): Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke: M HifüBau, 2017. Aufl., Köln: FGSV Verlag GmbH, 2018
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau* (2010): Merkblatt über Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern : M SASE, 2010. Aufl., Köln: FGSV-Verl, 2010
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitskreis Landschaftsgerechte, Umweltschonende Stützkonstruktionen* (2003): Merkblatt über Stützkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen und Gabionen, 2003. Aufl., Köln: FGSV-Verl, 2003
- Fouad, Nabil A.* (2014): Bauphysik-Kalender 2012: Schwerpunkt - Gebäuediagnostik, 2. Aufl., Hoboken: Wiley, 2014



- Franke, Dietrich* (2008): Verdichtungserddruck bei leichter Verdichtung, in: Bautechnik 85 (2008), S. 197–198, <https://doi.org/10.1002/bate.200810017>
- Freden, Rummel (Hg.) 2017 – Handbuch der Geodäsie
- Gadzama, E. W./Nuhu, I./Yohanna, P.* (2017): Influence of Temperature on the Engineering Properties of Selected Tropical Black Clays, in: Arab J Sci Eng 42 (2017), S. 3829–3838, <https://doi.org/10.1007/s13369-017-2485-3>
- Geier, Roman u. a.* (2017): Integrale Brücken: Entwurf, Berechnung, Ausführung, Monitoring, Berlin: Ernst & Sohn, 2017
- Geier, Roman/Mack, Thomas/Krebes, Erich* (2014): Monitoring der Seitenhafenbrücke in Wien, in: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), S. 486–495, <https://doi.org/10.1002/best.201400023>
- Goris, Alfons/Hegger, Josef* (2010): Stahlbetonbau aktuell 2011: Praxishandbuch, Berlin: Bauwerk, 2010
- Grundbau-Taschenbuch Teil 3; 7. Auflage
- GUMA* (18.12.2014): Evaluation de l'état des murs de soutènement béton à semelles Etude pilote: Rapport de synthèse des phases 1 et 2, 2014 [Zugriff 2018-12-06]
- Gutermann, Marc/Schröder, Carsten* (2011): 10 Jahre Belastungsfahrzeug BELFA, in: Bautechnik 88 (2011), S. 199–204, <https://doi.org/10.1002/bate.201110020>
- Haefeli, R.* (Hrsg.) (1945): Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Eidgen. Techn. Hochschule: Zur Erd- und Kriechdrucktheorie, Zürich: ETH Zürich, 1945
- Hauffe, Karl* (1955): Oxydationsvorgänge an Metallen und Metallegierungen, in: *G. Jander/W. Klemm/Karl Hauffe* (Hrsg.), Reaktionen in und an Festen Stoffen, 1955, S. 411–571, [https://doi.org/10.1007/978-3-642-52680-0\\_6](https://doi.org/10.1007/978-3-642-52680-0_6)
- HBM*: Optischer Dehnungssensor FS62
- Hettler, Achim* (2017): Neue DIN 4085 - Berechnung des Erddrucks, in: Bautechnik 94 (2017), S. 459–467, <https://doi.org/10.1002/bate.201700024>
- Hilmer, K./Vogt, N.* (1978): Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden, in: geotechnik 1 (1978), 75 - 84 [Zugriff 2019-02-12]

- Hordijk, D. A./Luković, M.* (Hrsg.) (2018): High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet, Cham: Springer International Publishing, 2018
- Humbly, E. C./Burland, J. B./Hambly, Edmund C.* (1979): Bridge foundations and substructures, London: Her Maj.'s Stat. Off. Department of the Environment, 1979
- Hunkeler, F.* (1994): Grundlagen der Korrosion un der Potentialmessung bei Stahlbetonbauten: Forschungsauftrag 86/90 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenunterhaltsforschung, Zürich: Bundesamt für Strassenbau, 1994
- Hunkeler, F./Mühlhan, B./Ungricht, H.* (2006): Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion: Forschungsauftrag AGB2002/015, Wildegg: eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation / Bundesamt für Strassen, 2006
- Huntley, Shelley A./Valsangkar, Arun J.* (2013): Field monitoring of earth pressures on integral bridge abutments, in: Can. Geotech. J. 50 (2013), S. 841–857, <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0440>
- Institut für Geotechnik* (Hrsg.) (2001): Ohde-Kolloquium 2001: Ehrenkolloquium Prof. dr.-Ing. dietrich Franke, Dresden: Technische Universität Dresden, 2001
- Jäger, Wolfram* (2015): Mauerwerk-Kalender 2015, Berlin: Wiley, 2015
- Jäggi, Stefan* (2001): Experimentelle und numerische Modellierung der ST er? lokalen Korrosion von Stahl in Beton unter besonderer Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit, Dissertation, Zürich
- Jaky, J.* (1948): Pressure in Silos, in: Proceedings 2nd Int. Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering Rotterdam (1948), S. 103–107
- Jander, G./Klemm, W./Hauffe, Karl* (Hrsg.) (1955): Reaktionen in und an Festen Stoffen, Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 1955
- Kalenjuk, Slaven u. a.* (2018): Neue Ansätze zur Zustandsbewertung bestehender Stützbauwerke basierend auf 3D-Modellen aus dynamischem Laserscanning, in: Messen in der Geotechnik 2018 (2018) [Zugriff 2019-04-10]
- Katzenbach, Rolf* (Hrsg.) (2011): Stützbauwerke: Kapitel X Studentunterlagen Geotechnik, Darmstadt, 2011
- Kaufmann, W.* (2008): Integrale Brücken - Sachstandsbericht: Forschungsaufträge AGB 2003/001 und AGB 2005/019 auf Antrag der

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des Kantons Graubünden,  
Sachstandsbericht, Zürich

*Khosravi, M. H./Pipatpongsa, T./Takemura, J.* (2013): Experimental analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode, in: *Geotechnique* 63 (2013), S. 1020–1028 [Zugriff 2019-02-12]

*Khosravi, Mohammad Hossein/Pipatpongsa, Thirapong/Takemura, Jiro* (2016): Theoretical analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode, in: *Soils and Foundations* 56 (2016), S. 664–675, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.07.007>

*Kingsley O. Harrop-Williams u. a.* (1989): Geostatic Wall Pressures, in: *Journal of Geotechnical Engineering* 9 (1989), S. 1321–1325 [Zugriff 2019-02-12]

*Klaas, Helmut* (2002): Schadenfreies Bauen: Risschäden an Mauerwerk, <[https://www.irb.fraunhofer.de/schadis/s\\_inhalt.jsp?band=Sfb7\\_4\\_a1](https://www.irb.fraunhofer.de/schadis/s_inhalt.jsp?band=Sfb7_4_a1)> [Zugriff 2018-11-12]

*Knappett, Jonathan/Craig, Robert F.* (2012): *Craig's soil mechanics*, 8. Aufl., Abingdon, Oxon/New York: Spon Press, 2012

*Koppelhuber, Christina* (2017): Vergleich der Erddruckansätze auf Stützbauwerke: Masterarbeit an der Technischen Universität Graz, Graz, 2017

*Krätzig, W. B./Meskouris, K./Noh, S.-Y.* (2003): Nichtlineares Nachweisverfahren zur Schädigungsermittlung von Stahlbetontragwerken / Teil 2, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 98 (2003), S. 500–504, <https://doi.org/10.1002/best.200302200>

*Krätzig, W. B./Petryna, Y. S.* (2001): Assessment of structural damage and failure, in: *Archive of Applied Mechanics (Ingenieur Archiv)* 71 (2001), S. 1–15, <https://doi.org/10.1007/s004190000120>

*Krätzig, W.B./Montag, U./Petryna, Y.S.* (2003): Schädigung, Dauerhaftigkeit und (Rest-) Nutzungsdauer von Tragwerken, in: *Der Bauingenieur* (2003), S. 553–561 [Zugriff 2019-02-08]

*Kuntsche, Konrad* (2016): *Geotechnik: Erkunden - Untersuchen - Berechnen - Ausführen - Messen*, 2. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg, 2016

*Kurrer, Karl-Eugen* (2016): *Geschichte der Baustatik: Auf der Suche nach dem Gleichgewicht*, 2. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn, 2016

*Kwapisz, Maciej u. a.* (2018): Investigations on Existing Concrete Cantilever Walls Subjected to Reinforcement Corrosion, in: *D. A. Hordijk/M. Luković* (Hrsg.), *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, 2018, 2083-2091

- Lang, Hans-Jürgen u. a.* (2011): *Bodenmechanik und Grundbau: Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte*, 9. Aufl., Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2011
- Leopold, Philip* (2012): *Kriechbewegungen in den neogenen Beckensedimenten des Burgenlandes: Verbreitung, Vergleich natürlicher Einflussfaktoren, Bewegungsmechanismen und Auslöser*, Dissertation, Wien
- Lichte, Ulf* (2004): *Klimatische Temperatureinwirkungen und Kombinationsregeln bei Brückenbauwerken* (2004) [Zugriff 2018-08-03]
- Lumesberger, Andrea* (2017): *Untersuchungen zum Systemverhalten von bestehenden, schadhaften Gewichtsmauern: Masterarbeit*, Graz, 2017
- Maas, Hans-Gerd* (2012): *Digitale Nahbereichsphotogrammetrie im bautechnischen Versuchswesen*, in: *Bautechnik* 89 (2012), S. 786–793, <https://doi.org/10.1002/bate.201200037>
- Maier, Josef* (2012): *Handbuch Historisches Mauerwerk*, Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2012
- Manleitner, S./Opitz, H./Steffens, K.* (2001): *Belastungsversuche an Betonbauwerken: Eine neue Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton*, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001), S. 488–494 [Zugriff 2018-08-31]
- Marte, R.* (2018): *Structural Damage & Risk Awareness: Lecture Advanced Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vorlesungsskriptum, Graz
- Marte, Roman* (2014): *Überprüfung und Bewertung des Ist-Zustandes älterer Stützbauwerke im Straßennetz der ASFINAG*, Graz
- Marte, Roman u. a.*: *Überprüfung und Bewertung des Ist- Zustandes älterer Stützbauwerke im Straßennetz der ASFINAG*
- Massicotte, B./Alwi, A. E./Mac Gregor, J. G.*: *Tension-Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members* [Zugriff 2019-04-01]
- McGeough, Joseph Anthony* (1988): *Advanced methods of machining*, London: Chapman and Hall, 1988
- Mehlhorn, Gerhard/Curbach, Manfred* (Hrsg.) (2014): *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*, 3. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg, 2014
- Mitchell, James Kenneth/Soga, Kenichi* (2005): *Fundamentals of soil behavior*, 3. Aufl., Hoboken N.J.: John Wiley & Sons; Wiley, 2005

- Möller, Gerd* (2016): Geotechnik: Grundbau, 3. Aufl., Newark: Wiley, 2016
- Moritz, Lovisa/Gabrielsson, Anna* (2000): Temperature Effect on the Properties of Clay, in: Soft Ground Technology Conference (2000), 305 - 314 [Zugriff 2019-01-11]
- Müller, Harald S./Vogel, Michael* (2011): Lebensdauerbemessung im Betonbau, in: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), S. 394–402, <https://doi.org/10.1002/best.201100010>
- Muth, Wilfried*: Schadenfreies Bauen: Schäden an Dränanlagen  
– (1997): Schäden an Dränanlagen, Stuttgart: Fraunhofer IRB-Verl., 1997
- Nürnberg, Ulf* (1995): Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Wiesbaden/Berlin: Bauverl., 1995
- OFROU* (2014): Evaluation de l'état des murs de soutènement béton à semelles: Etude pilote Rapport de synthèse des phases 1 et 2, 2014
- ÖGG Empfehlungen (2018): Empfehlungen zur vertieften Prüfung und Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, Revisionsnr. 1, Salzburg
- ÖNORM B 4710-1 (2018): Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität - Teil 1: Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206 für Normal- und Schwebbeton: Austrian Standards Institute, Wien
- ÖNORM EN 1997-1 (2014): ÖNORM EN 1997-1: Austrian Standards Institute, Wien
- ÖNORM B 1997-2 (2017): Österreichisches Normungsinstitut, Wien
- ÖNORM B 4434 (1993): Erd- und Grundbau; Erddruckberechnung: Österreichisches Normungsinstitut, Wien
- ÖNORM EN 13383-1 (2015): Wasserbausteine Teil 1: Anforderungen: Austrian Standards Institute, Wien
- ÖNORM EN 13670 (2010): Austrian Standards Institute, Wien
- ÖNORM EN 1990 (2013): Austrian Standards Institute, Wien
- ÖNORM EN 1991-1-5 (2012)
- ÖNORM EN 1991-1-7 (2014)
- ÖNORM EN 1992-1-1 (2015): Austrian Standards Institute, Wien

- ÖNORM ONR 24803 (2008): Schutzbauwerke der Wildbachverbauung - Betrieb, Überwachung und Instandhaltung: Austrian Standards Institute, Wien
- Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken (2014): Wien
- Opan, E* (2017): La menace des murs de soutènement Focus sur les murs en béton armé à semelle, in: Mitteilungen der Geotechnik Schweiz (2017)
- Richtlinie "Dichte Schlitzwände" (2013), Wien
- Österreichische Bautechnik Vereinigung* (Hrsg.) (2016): Richtlinie Qualitätssicherung für Beton von Ingenieurbauwerken, Wien: ÖBV, 2016
- Otieno, M./Beushausen, H./Alexander, M.* (2016): Chloride-induced corrosion of steel in cracked concrete – Part I: Experimental studies under accelerated and natural marine environments, in: Cement and Concrete Research 79 (2016), S. 373–385, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.08.009>
- ÖVBB (2018a): Merkblatt Analytisches Bemessungsverfahren für die Weiße Wanne optimiert (2018) [Zugriff 2018-11-14]
- (2018b): Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wanne (2018) [Zugriff 2018-11-14]
- Paik, K.H./Salgado, R.* (2003): Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects, in: Geotechnique 53 (2003), S. 643–653 [Zugriff 2018-08-02]
- Pak, Ronald Y. S.* (Hrsg.) (2000): Soil dynamics and liquefaction 2000: Proceedings of sessions of Geo-Denver 2000, August 5 - 8, 2000, Denver, Colorado, Reston, Va.: American Society of Civil Engineers, 2000
- Plaxis bv* (2018): Plaxis 2D, 2018
- Plum, Robert T./Exrisg, Melvin I.* (2016): Some Temperatur Effects on Soil Compressibility and pore water pressure (2016) [Zugriff 2019-01-11]
- Pregl, Otto* (Hrsg.) (1999): Handbuch der Geotechnik: Band 16 - Bemessung von Stützbauwerken, Wien, 1999
- proceq* (2018): Pundit: Ultraschall-Impulsgeschwindigkeits- und Impuls-Echo-Prüfgeräte mit Tomografie-Technologie, <<https://www.proceq.com/de/vergleichen/ultraschall-impulsgeschwindigkeit-und-impuls-echo/>> [Zugriff 2018-08-31]



- Quast, Ulrich* (2005): Tragwerksschädigung, Steifigkeitsverringern, Versagen, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), S. 952–955, <https://doi.org/10.1002/best.200590323>
- Rankine, W. J. M.* (1857): On the Stability of Loose Earth, in: *Philosophical Transactions of the Royal Society of London* 147 (1857), S. 9–27, <https://doi.org/10.1098/rstl.1857.0003>
- Raupach, Michael/Orlowsky, Jeanette* (2008): *Erhaltung von Betonbauwerken: Baustoffe und ihre Eigenschaften*, Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / GWV Fachverlage GmbH Wiesbaden, 2008
- Rebhan, Matthias* (2015): *Ist- Zustandserfassung und Bewertung bestehender, unverankerter Stützbauwerke*: Masterarbeit, Graz, 2015
- Rebhan, Matthias J. u. a.* (2019): Numerische und versuchstechnische Nachbildung von Korrosionsschäden an Winkelstützmauern, in: *TAE Esslingen* (Hrsg.), 6. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken, 2019
- Rebhann, Georg* (1871): *Theorie des Erddruckes un der Futtermauern mit besonderer Rücksicht auf das Bauwesen: Höhere Ingenieur-Wissenschaften (Zweiter Band)*, Wien: Carl Gerold's Sohn, 1871
- Reichling, K. u. a.* (2013): Full surface inspection methods regarding reinforcement corrosion of concrete structures, in: *Materials and Corrosion* 64 (2013), S. 116–127, <https://doi.org/10.1002/maco.201206625>
- RI-ERH-ING (2017): *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076*
- RuckZuck* (2015): *Mursoft Wörgötter Kump OG: Mursoft Wörgötter Kump OG, 2015*
- Leistungsbilder, Bestandsprüfung, Brücken und Überbauungen; Ziel- und Aufgabenbeschreibung (2013): FSV, Wien
- RVS 13.03.01 (2012): *Qualitätssicherung bauliche Erhaltung; Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten; Monitoring von Brücken und anderen Ingenieurbauwerken*: FSV, Wien
- RVS 13.03.61 (2014): *Qualitätssicherung bauliche Erhaltung; Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten; Nicht geankerte Stützbauwerke*: FSV, Wien
- S. A. Anvar and A. Ghahramani* (1995): Dynamic active earth pressure against retaining walls, in: *Proceedings of 3rd International Conference on recent*

- advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics (1995)  
[Zugriff 2018-08-17]
- Santillán, D. u. a.* (2014): Treatment of Solar Radiation by Spatial and Temporal Discretization for Modeling the Thermal Response of Arch Dams, in: Journal of Engineering Mechanics 11 (2014) [Zugriff 2019-03-24]
- Sauermoser, Siegfried* (2015): Gefahren am Hang - Schutz vor Massenbewegungen, Villach: Verein der Diplomingenieure der Wildbach- und Lawinenverbauung Österreichs, 2015
- Schanz, T./Vermeer, P. A./Bonnier, P. G.* (1999): The hardening-soil model: Formulation and verification Balkema, Rotterdam (1999), S. 281–290
- Scheffer, Fritz u. a.* (2010): Lehrbuch der Bodenkunde, 16. Aufl., Heidelberg: Spektrum Akademischer Verlag, 2010
- Schlüter, Uwe* (1996): Pflanze als Baustoff: [Ingenieurbiologie in Praxis und Umwelt], 2. Aufl., Berlin: Patzer, 1996
- Schmertmann, John H.* (1991): The Mechanical Aging of Soils: (The Twenty-Fifth Karl Terzaghi Lecture), in: Journal of Geotechnical Engineering 117 (1991), S. 1288–1330 [Zugriff 2019-03-20]
- Schmidt, Hans-Henning/Buchmaier, Roland Fritz/Vogt-Breyer, Carola* (2017): Grundlagen der Geotechnik: Geotechnik nach Eurocode, 5. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg, 2017
- Schneider, Hansruedi u. a.* (2014): Bemessung und Überprüfung von Stützbauwerken unter Erdbebeneinwirkung - zusammenfassender Bericht, Rapperswil: Hochschule für Technik Rapperswil, 2014
- Schrepfer, Thomas/Gscheidle, Harald* (2007): Schadenfreies Bauen: Schäden beim Bauen im Bestand, <[https://www.irb.fraunhofer.de/schadis/s\\_inhalt.jsp?band=Sfb41](https://www.irb.fraunhofer.de/schadis/s_inhalt.jsp?band=Sfb41)>
- Schulz, Joachim* (2011): Sichtbeton-Mängel: Gutachterliche Einstufung, Mängelbeseitigung, Betoninstandsetzung und Betonkosmetik, 3. Aufl., Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH Wiesbaden, 2011
- Schuppener, B.* (1975): Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg, in: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (1975), S. 49–62 [Zugriff 2019-02-13]
- Schwing, Erwin* (1991): Standsicherheit historischer Stützwände, Dissertation, Fridericiana in Karlsruhe

- Seim, Werner* (2007): Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken, 2007
- Sherif, Mehmert A./Fang, Yung-Show/Sherif, Russell I.* (1984): KA and Ko Behind Rotating and Non-Yielding Walls, in: *Journal of Geotechnical Engineering* 110 (1984), S. 41–56 [Zugriff 2019-02-12]
- SIA 267 (2003): Geotechnik: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
- Sodeikat, Christian* (2010): Merkblatt B3 - Elektrochemische Potentialmessungen zur Detektion von Bewehrungsstahlkorrosion, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), S. 529–538, <https://doi.org/10.1002/best.201000043>
- Sohn, Ernst/Fingerloos, Frank/Wörner, Johann-Dietrich* (2015): *Beton-Kalender 2015* Schwerpunkte: Bauen im Bestand Brücken, 5. Aufl., Hoboken: Wiley, 2015
- Spotka, H.* (1977): Einfluss der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttler auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand, Dissertation, Stuttgart
- Springman, S. M./Norrish, A. R. M./Ng, C. W. W.* (1996): Cyclic loading of sand behind integral bridge abutments: TRL Report 146, Technical Report, Cambridge
- Stahr, M.* (2016): Sanierung von Natursteinen, Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden, 2016
- Stahr, Michael* (2011): Bausanierung: Erkennen und Beheben von Bauschäden, 5. Aufl., Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH Wiesbaden, 2011
- Stark, Jochen/Wicht, Bernd* (2013): Dauerhaftigkeit von Beton, 2. Aufl., Berlin/Heidelberg: Springer Vieweg, 2013
- Strauss, Alfred u. a.* (2010): Bemessung eines Stützbauwerks nach Eurocode - Teil 2: Erdbebenbemessung, in: *Bautechnik* 87 (2010), S. 404–417, <https://doi.org/10.1002/bate.201010031>
- Streicher, D./Wiggenhauser, H.* (2006): Automatisierte zerstörungsfreie Untersuchungen an Spannbetonbrücken: DGZfP-Berichtsband 100, in: *Fachtagung Bauwerksdiagnose* (2006)
- Suda, Jürgen u. a.* (2009): Bemessung eines Stützbauwerks nach Eurocode - Teil 1 Ständige Bemessungssituation, in: *Bautechnik* 86 (2009), S. 782–793, <https://doi.org/10.1002/bate.200910077>

- TAE Esslingen* (Hrsg.) (2019): 6. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken, Stuttgart: Eigenverlag, 2019
- Terzaghi, Karl* (1954): Theoretische Bodenmechanik, Berlin, Heidelberg/s.l.: Springer Berlin Heidelberg, 1954
- Terzaghi, Karl/Peck, Ralph B.* (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 1961
- Tian, Wei* (2013): Experimentelle und numerische Studie zur Bewehrungskorrosion in gerissenem Beton, München
- Tue, Nguyen Viet* (2018): Beton Graz '18: 4. Grazer Betonkolloquium, 20./21. September 2018, 2018
- Türke, Henner* (2012): Statik im Erdbau, 3. Aufl., Hoboken: John Wiley & Sons, 2012
- Tuutti, Kyösti* (1982): Corrosion of steel in concrete, Report, Lund
- Vogt, Norbert* (Hrsg.) (2001): Stützbauwerke und Verbau: Kapitel Q Studentunterlagen, München, 2001
- VPÖ2025+* (2009): Verkehrsprognose Österreich 2025+: Endbericht Teil 5 - Güterverkehr Ergebnisse (2009) [Zugriff 2019-02-08]
- Weber, Silvia* (2013): Betoninstandsetzung: Baustoff - Schadensfeststellung - Instandsetzung, 2. Aufl., Wiesbaden/s.l.: Springer Fachmedien Wiesbaden, 2013
- Weißbach, Wolfgang/Dahms, Michael/Jaroschek, Christoph* (2015): Werkstoffkunde für Ingenieure: Grundlagen, Anwendung, Prüfung, 5. Aufl., Berlin: Springer Vieweg, 2015
- Wendt, Rudolf* (1995): Alte Stützmauern - Schäden und Sanierungsmöglichkeiten, in: Bautechnik 72 (1995), S. 20–33 [Zugriff 2018-08-06]
- Wietek, Bernhard* (2012): Böschungen und Baugruben: Ohne und mit Verbau, Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH Wiesbaden, 2012
- Winkler, Maria* (2017): Nutzung von Schadensbildern zur Überwachung von Massenbewegungen - geotechnische Schadensbilder bei Massenbewegungen: Masterarbeit, Graz, 2017
- Witt, Karl Josef* (Hrsg.) (2010): Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 7. Aufl., Berlin: Ernst, 2010

- Wöls, Dominik* (2018): Versuchstechnische Untersuchungen von korrosionsgeschädigten Winkelstützmauern, Masterarbeit, Graz
- Zepp, Harald* (2014): Geomorphologie: Eine Einführung, 6. Aufl., Stuttgart/Paderborn: UTB GmbH; Schöningh, 2014
- Ziegler, Martin* (1987): Berechnung des Verschiebungsabhängigen Erddruckes in Sand, Mitteilungen Heft 101, Karlsruhe
- Zilch, Konrad u. a.* (2013): Grundlagen des Bauingenieurwesens, Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2013
- Zilch, Konrad/Zehetmaier, Gerhard* (2010): Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 2. Aufl., Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010