

Regina della Pietra

# Integralisierung von Bestandsbrücken

SIB 8

**MONOGRAPHIC SERIES TU GRAZ**  
SCHRIFTENREIHE DES INSTITUTS FÜR BETONBAU



**Regina della Pietra**

## **Integralisierung von Bestandsbrücken**

**Monographic Series TU Graz**

**Schriftenreihe des Instituts für Betonbau SIB**

Herausgeber:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

**Monographic Series TU Graz**

**Schriftenreihe des Instituts für Betonbau**

**Volume 8**

**Regina della Pietra**

---

**Integralisierung von Bestandsbrücken**

---

Diese Schrift wurde unter dem Titel „Integralisierung von Bestandsbrücken“ als Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der Technischen Universität Graz im Jahr 2017 vorgelegt.

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek  
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen  
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über  
<http://www.dnb.de> abrufbar.

© 2018 Verlag der Technischen Universität Graz

Umschlagbild	Institut für Betonbau, TU Graz
Layout	Christina Fraueneder, TU Graz Stefan Schleich, TU Graz
Druck	Prime Rate

Verlag der Technischen Universität Graz  
[www.ub.tugraz.at/Verlag](http://www.ub.tugraz.at/Verlag)

**Print**

ISBN 978-3-85125-587-4

**E-Book**

ISBN 978-3-85125-588-1

DOI 10.3217/978-3-85125-587-4



<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.de>

## Geleitwort

Die Forschungstätigkeit am Institut für Betonbau der TU Graz ist facettenreich wie das Bauwesen selbst. Sowohl visionäre Aufgaben, wie die Entwicklung von innovativen Werkstoffen und Konstruktionen (Titelbild: Ein modulares Fachwerk aus UHPC als Ersatz für Stahlkonstruktionen) als auch die Erstellung von Bemessungsregeln auf Grundlage besserer Verständnisse zum Werkstoff- und Bauteilverhalten finden bei uns große Aufmerksamkeit. Mit dieser Schriftreihe sollen unsere wesentlichen Ergebnisse in unregelmäßigen Abständen dokumentiert und der Fachwelt präsentiert werden. Mögen unsere Ergebnisse einen Beitrag zur Weiterentwicklung der Betonbauweise leisten. Wir danken allen Förderern für die Unterstützung und wünschen interessierten Lesern großen Erkenntnisgewinn. Über Anregungen und Diskussionen zu unserer Arbeit würden wir uns sehr freuen.

Nguyen Viet Tue



## Kurzfassung

Durch das zunehmende Alter der Brückentragwerke bei gleichzeitiger Zunahme des Güterverkehrs mit immer größer werdenden Achslasten, wird es künftig erforderlich sein, konventionell errichtete Bestandsbrücken in robuste Brückentragwerke mit niedrigen Lebenszykluskosten bei gleichzeitiger Ertüchtigung umzubauen. Diese Anforderungen können durch den Umbau konventioneller Tragwerke in integrale Brücken, eine Integralisierung, erfüllt werden. Für die Integralisierung ist jedoch noch keine anerkannte Vorgehensweise vorhanden. Da der österreichische Straßenbrückenbestand zu einem großen Teil aus einfeldrigen Tragwerken mit Plattenquerschnitt besteht, wird der Fokus auf die Machbarkeit der Integralisierung dieses Konstruktionstyps gelegt. Hierbei werden vor allem die Dauerhaftigkeit und die Ertüchtigungsmöglichkeit in den Vordergrund der Untersuchungen gestellt. Mit dem vorgestellten Ertüchtigungskonzept sollen die Grenzen der Anwendbarkeit als auch die zugehörigen technischen Lösungsmöglichkeiten aufgezeigt werden.

Weiters werden wesentliche Ergebnisse zum Einfluss des Baugrundes auf die Schnittgrößen infolge von Temperaturänderung und des mobilisierten Erddrucks dargestellt und diskutiert. U.a. wird die Steifigkeitsreduktion zufolge der Rissbildung des Betons und der Plastifizierung der Bewehrung quantifiziert, um sowohl für den Neubau als auch für die Integralisierung einen Bemessungsvorschlag für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und der Tragfähigkeit (ULS) ableiten zu können.



## Abstract

Due to the increasing age of existing bridges and increasingly heavy traffic with high axle loads, it will be necessary to convert and retrofit conventional bridges into robust structures with low lifecycle costs in the future. By converting existing conventional structures into integral bridges, these requirements can be achieved easily. However, for this procedure no generally approved guideline is available. The Austrian road system consists mostly of single span bridges with a plate cross section. Therefore, this dissertation will focus on the feasibility of the conversion of an existing conventional bridge with a plate cross section into an integral bridge. The primary focus of the study is the durability and the possibility of retrofitting this bridge type. The limits of the application as well as the technical solutions for the conversion of existing conventional structures into integral bridges will be pointed out with the proposed approach.

Furthermore, the study covers the influence of the soil-structure-interaction on the internal forces due to temperature and the mobilized earth pressure. The reduction of stiffness due to cracking of the concrete and due to plasticization of the reinforcement is quantified in order to be able to give a proposal for the design in SLS and ULS.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1. Einführung</b>	<b>1</b>
1.1. Motivation . . . . .	2
1.2. Ziel, Aufbau und Abgrenzung . . . . .	6
<b>2. Bauwerkseigenschaften</b>	<b>9</b>
2.1. Allgemeine Maßnahmen bei einer Integralisierung . . . . .	9
2.2. Bauwerkseigenschaften des Bestandstragwerkes . . . . .	15
2.2.1. Überbaukonstruktion . . . . .	15
2.2.2. Unterbau und Lagerbereiche . . . . .	19
2.3. Bauwerkseigenschaften nach der Integralisierung bzw. eines Neubaus . . . . .	24
2.3.1. Zwangbeanspruchung zufolge Verformungseinwirkung . . . . .	24
2.3.2. Boden-Bauwerks-Interaktion . . . . .	29
2.4. Bisherige Erfahrungen in Österreich . . . . .	34
2.4.1. Objekt A . . . . .	34
2.4.2. Objekt B . . . . .	37
2.4.3. Objekt C . . . . .	40
2.4.4. Zusammenfassung der Objekte . . . . .	42
2.5. Offene Fragestellungen . . . . .	46
<b>3. Parameterstudie zur Schaffung der Bemessungsgrundlagen</b>	<b>49</b>
3.1. Allgemeines . . . . .	49
3.2. Bedeutung der Bodensteifigkeit . . . . .	52
3.2.1. Bestimmung der Kopf- und Fußverformung . . . . .	52
3.2.2. Ruhepunkt der Verformungsfigur . . . . .	55
3.3. Zwang infolge Temperatur . . . . .	58
3.3.1. Einfluss der Boden-Bauwerks-Interaktion . . . . .	59
3.3.2. Einfluss der Bauwerkssteifigkeit . . . . .	68
3.4. Zwangkraftabbau durch Rissbildung und Plastifizierung der Bewehrung . . . . .	74
3.4.1. Steifigkeitsabbau am Querschnitt . . . . .	74

3.4.2.	Zwangkraftabbau im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit . . . . .	79
3.4.3.	Zwangkraftabbau im Grenzzustand der Tragfähigkeit . . . . .	83
3.5.	Beanspruchungen zufolge des mobilisierten Erddruckes . . . . .	93
3.5.1.	Untere Erddruckgrenze bei einer Tragwerksverkürzung . . . . .	93
3.5.2.	Obere Erddruckgrenze bei einer Tragwerksausdehnung . . . . .	95
3.5.3.	Bestimmung einer Ersatzlast . . . . .	100
3.6.	Beanspruchungen zufolge äußerer Lasten . . . . .	104
3.6.1.	Rahmenecke . . . . .	105
3.6.2.	Feldmitte . . . . .	107
3.6.3.	Widerlagerfuß . . . . .	108
3.6.4.	Einfluss von Bauphasen . . . . .	112
<b>4.</b>	<b>Vorschlag für die Bemessung</b>	<b>117</b>
4.1.	Modellbildung und praxisgerechte Vereinfachungen . . . . .	117
4.1.1.	Allgemeines zur Schnittkraftermittlung . . . . .	117
4.1.2.	Steifigkeit des Baugrundes und der Gründung . . . . .	122
4.1.3.	Steifigkeit des Tragwerkes . . . . .	123
4.1.4.	Steifigkeitsabminderung infolge Rissbildung und Plastifizierung der Bewehrung . . . . .	124
4.2.	Einwirkungen und Lastfallkombinationen . . . . .	126
4.2.1.	Normative Einwirkungen . . . . .	126
4.2.2.	Temperatureinwirkung . . . . .	127
4.2.3.	Erddruckbelastung . . . . .	134
4.2.4.	Überlagerung von Temperatur und Erddruck . . . . .	139
4.2.5.	Überlagerung von frühem und spätem Zwang . . . . .	142
4.3.	Nachweisführung bei Integralisierungen . . . . .	142
4.3.1.	Materialeigenschaften . . . . .	143
4.3.2.	Rahmenecke . . . . .	143
4.3.3.	Widerlagerfuß . . . . .	153
4.3.4.	Feldbereich . . . . .	154
4.3.5.	Schubnachweis . . . . .	155
<b>5.</b>	<b>Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung</b>	<b>157</b>
5.1.	Mindestbewehrung . . . . .	157
5.1.1.	Zufolge frühem Zwang . . . . .	157
5.1.2.	Zufolge spätem Zwang . . . . .	158
5.1.3.	Erforderliche Mindestbewehrung . . . . .	163

5.2.	Rahmenecken bei Integralisierungen . . . . .	164
5.2.1.	Schematischer Bauablauf . . . . .	164
5.2.2.	Integrale Lösung . . . . .	166
5.2.3.	Semi-integrale Lösung . . . . .	169
5.3.	Übergang Straße - Brücke . . . . .	170
<b>6.</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>173</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>177</b>
<b>A.</b>	<b>Ergänzungen zur Literatur</b>	<b>189</b>
A.1.	Integralisierung von Bestandsbrücken . . . . .	189
A.2.	Auswertung der Plattennormalien . . . . .	192
A.2.1.	Vorgehensweise . . . . .	192
A.2.2.	Normalien für Plattenbrücken - 1967 . . . . .	195
A.2.3.	Autobahn-Plattennormalien - 1969 . . . . .	198
A.2.4.	RVS 15.125 - 1987 . . . . .	200
A.2.5.	RVS 15.02.31 - 2004 . . . . .	206
A.3.	Zwangkraftabbau . . . . .	211
A.4.	Normative Festlegungen zum mobilisierten Erddruck bei einer Tragwerksausdehnung . . . . .	214
<b>B.</b>	<b>Verwendete Materialeigenschaften und -modelle</b>	<b>221</b>
B.1.	Materialeigenschaften von Beton und Betonstahl . . . . .	221
B.2.	Betonarbeitslinie . . . . .	222
B.3.	Stahlarbeitslinie . . . . .	225
B.4.	Modifizierte Stahlarbeitslinie . . . . .	227
B.5.	Momenten-Krümmungs-Beziehung . . . . .	229
B.6.	Erddruckbeiwerte . . . . .	230
<b>C.</b>	<b>Analytische Berechnung des Rahmens</b>	<b>231</b>
C.1.	Temperatureinwirkungen . . . . .	232
C.2.	Gleich- und Punktlasten am Über- bzw. am Unterbau . . . . .	235
C.3.	Berechnung des mobilisierten Erddruckes . . . . .	238
<b>D.</b>	<b>Diverse Berechnungen</b>	<b>247</b>
D.1.	Langzeitverhalten des Betons . . . . .	247
D.2.	Schnittkraftberechnung unter Berücksichtigung von Bauphasen	250
D.3.	Spannungsberechnung in Querrichtung . . . . .	253



# 1. Einführung

Integrale Brücken weisen im Vergleich zu konventionellen Brückentragwerken mit Lager und Fahrbahnübergängen Vorteile bezüglich des Tragverhaltens, des Fahrkomforts und der Erhaltung auf. Insgesamt entstehen bei Integralbauwerken geringere Lebenszykluskosten, wodurch die Beliebtheit dieser Bauweise deutlich zunimmt. In zahlreichen Ländern wurden daher Richtlinien und Empfehlungen veröffentlicht, die sich jedoch auf den Neubau beschränken.

Auf Grund der Tatsache, dass Österreich bzw. die europäischen Länder bereits über ein sehr dichtes Infrastrukturnetz verfügen, kann davon ausgegangen werden, dass künftig der Interessenschwerpunkt der Infrastrukturbetreiber mehr in der Sanierung bzw. der Ertüchtigung von Bestandsbrücken als im Brückenneubau liegt. Für den Umbau bestehender Brücken in integrale Tragwerke, eine Integralisierung, ist noch keine anerkannte Vorgehensweise vorhanden. Dementsprechend wird der Fokus dieser Arbeit auf die Integralisierung von Bestandsbrücken gerichtet

Anhand einer Studie von bereits integralisierten Tragwerken, ausgeführter Rahmeneckdetails und der Literatur, sowie einer umfangreichen Parameterstudie wird ein Vorschlag für die Bemessung und konstruktive Durchbildung bei Integralisierungen von einfeldrigen Brückentragwerken bis 30 m Länge erarbeitet. Die hier gewonnenen Erkenntnisse in Bezug auf die Boden-Bauwerks-Interaktion und die Zwangbeanspruchung können prinzipiell auf den Neubau übertragen werden. Weiters werden wesentliche Konstruktionsdetails für den Brückenendbereich vorgeschlagen. Die Tragwerksplaner und die Brückenerhalter sollen mit der vorliegenden Arbeit bei der Suche nach einer optimalen Lösung zur Sanierung bzw. Verstärkung von bestehenden Brücken entscheidend unterstützt werden.

## 1.1. Motivation für die Integralisierung

Die Dauerhaftigkeit von Brückenkonstruktionen gewinnt immer mehr an Bedeutung. Die Instandhalter der Brückeninfrastruktur stehen jedoch auf Grund von knappen Budgetmitteln, steigenden Instandsetzungskosten, laufenden Veränderungen in der Nutzung sowie des stetig alternden Brückenbestandes vor einer schwierigen Aufgabe in der Erhaltungstätigkeit. Im Folgenden soll der Handlungsbedarf aufgezeigt und die Motivation dieser Forschungsarbeit abgeleitet werden.

### Brückenbestand in Österreich:

Im unter- und übergeordneten Straßennetz von Österreich befinden sich mehr als 23.000 Straßenbrücken<sup>1</sup>, welche vorwiegend in den Jahren zwischen 1960 - 1989 als konventionelle Tragwerke mit Lager und Fahrbahnübergängen errichtet wurden (vgl. Abb. 1.1). Auf Grund der Nutzungsdauer von derzeit 35 bis 55 Jahren steht somit der Großteil der Brückentragwerke vor einer ersten großen Instandsetzung bzw. Sanierungsmaßnahme.

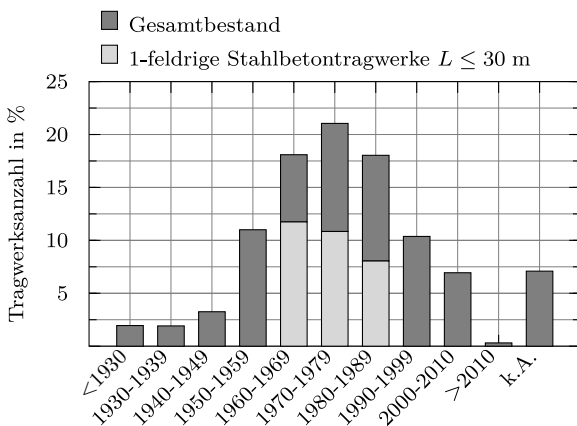


Abbildung 1.1.: Altersverteilung des österreichischen Straßenbrückenbestandes entsprechend Tue und Della Pietra (2014) sowie Plösch (2015)

<sup>1</sup>BAUT - Stand 2012; Ohne Gemeindebrücken und Brücken im Netz der Österreichischen Bundesbahnen ÖBB

Der erhobene Straßenbrückenbestand in Österreich besteht mit über 70% aus Brücken mit einer Überbaulänge bis zu 30 m. Vorwiegend handelt es sich nach Abb. 1.2 um Tragwerke, welche als Platte oder Plattenbalken in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise errichtet wurden.

Aus Abb. 1.1 und Abb. 1.2 geht hervor, dass mit  $\approx 30\%$  einfeldrige konventionelle Stahlbetontragwerke mit Stützweiten von  $L \leq 30$  m einen bedeutenden Anteil am Gesamtbrückenbestand einnehmen. Nach Kammersberger (2013) gilt es, für diese kleinen bis mittelgroßen Tragwerke eine nachhaltige Sanierungsmaßnahme zu entwickeln.

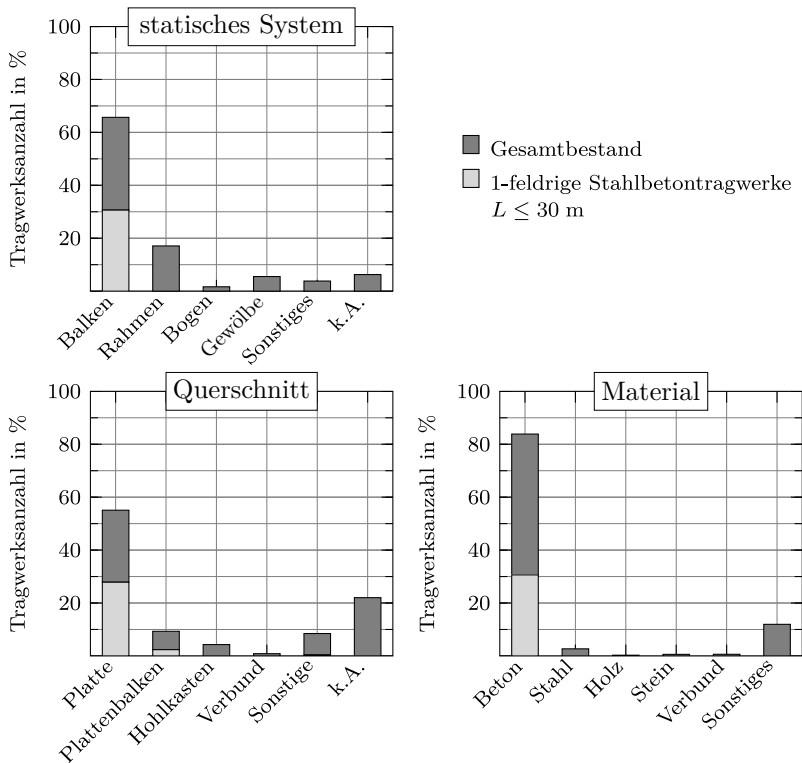


Abbildung 1.2.: Verteilung des statischen Systems, Querschnitts sowie des verwendeten Materials im österreichischen Straßenbrückenbestand entsprechend Tue und Della Pietra (2014) sowie Plösch (2015)



## Brückenzustand in Österreich:

Einzelne Studien (u.a. Brandtner (2008) und Kammersberger (2013)) belegen, dass sich der Brückenzustand im Allgemeinen verschlechtert. Künftig ist somit mit hohen Instandsetzungs- und Sanierungskosten zu rechnen, um einer weiteren Verschlechterung des Brückenzustandes vorzubeugen. Dahingehend zeigt Abb. 1.3 den Erhaltungszustand der einfeldrigen konventionellen Stahlbetontragwerke mit Stützweiten von  $L \leq 30$  m. Über 35% dieser Tragwerke weisen eine Zustandsnote schlechter 2 auf und müssten gemäß RVS 13.03.11 (2011) innerhalb der nächsten sechs Jahre saniert bzw. instandgesetzt werden. Ursache mäßiger bzw. schlechter Prüfnoten sind oft schadhafte Lager- und Fahrbahnübergangskonstruktionen, welche Verschleißbauteile darstellen.

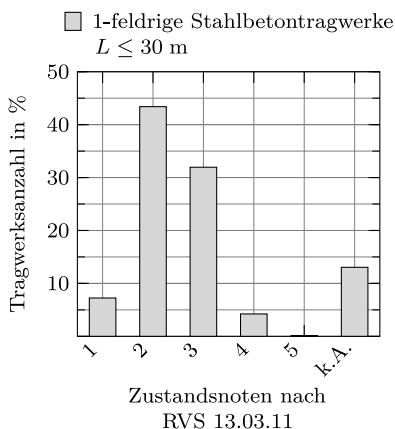


Abbildung 1.3.: Brückenzustand der 1-feldrigen konventionellen Stahlbetontragwerke mit Spannweiten  $L \leq 30$  m im Betrachtungszeitraum von 1960-1989 entsprechend Tue und Della Pietra (2014) sowie Plösch (2015)

## Schäden bei konventionellen Bestandsbrücken:

Trotz wesentlicher Verbesserungen bezüglich der Konstruktion und des Einbaus zeigt die Erfahrung, dass die Dichtheit der Fahrbahnübergangskonstruktionen und Dehnfugen in vielen Fällen nicht gewährleistet ist. Ein Eindringen von chloridhaltigem Wasser zu den Lagern und Auflagerbänken kann nicht ausgeschlossen werden. Schäden am Beton und Korrosion der

Lager bzw. der Betonstahlbewehrung im Bereich der Auflagerbank sind die Folge. Typische Schadensbilder von Lager- und Fahrbahnübergangskonstruktionen sind exemplarisch in Abb. 1.4 dargestellt.

Da die Lebensdauer der stählernen Verschleißbauteile deutlich geringer ist als die des Brückentragwerkes, führen die genannten Dauerhaftigkeits- und Dichtigkeitsprobleme zu hohen laufenden Sanierungskosten. Ein dauerhaftes und kostengünstiges Sanierungskonzept ist zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht vorhanden.

a) Schaden am Lager



b) Defekte Fahrbahnübergangskonstruktion



Abbildung 1.4.: Typische Schadensbilder von Lager- und Fahrbahnübergangskonstruktionen<sup>2</sup>

### Verkehrslastentwicklung:

Auf Grund der zentralen geographischen Lage Österreichs innerhalb der Europäischen Union hat der internationale Verkehr einen sehr hohen Anteil. Eine Verkehrsstudie des BMVIT (2010) zeigt, dass sich im Zeitraum von 1980 bis 2010 die Güterverkehrsleistung der Straße und der Schiene mehr als verdoppelt hat. Verkehrsprognosen schätzen eine Zunahme der Güterverkehrsleistung der Straße bei gleichbleibender Verkehrspolitik bis 2025 um weitere 30%.

Der steigende Trend des zunehmenden Verkehrsaufkommens führt laufend zu einer Anpassung der zulässigen Verkehrslasten lt. Straßenverkehrsordnung

<sup>2</sup>Fotos zur Verfügung gestellt von Kratzer und Partner ZT GmbH, Graz

(StVO) und in weiterer Folge zu einer Anhebung der für die Tragwerksbemessung normativ festgelegten fiktiven Lastmodelle. Abb. 1.5 zeigt schematisch den Zuwachs des Güterverkehrsaufkommens und die Entwicklung der zulässigen Verkehrslasten der StVO. Brückenneubauten sowie Bestandstragwerke müssen künftig die in den Lastnormen angegebenen höheren Achs- und Flächenlasten aufnehmen können.

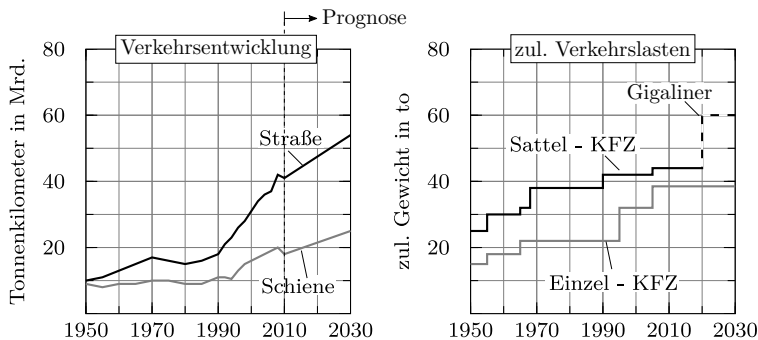


Abbildung 1.5.: Entwicklung der Güterverkehrsleistung (links) und der zulässigen Verkehrslasten der StVO (rechts) in Österreich in Anlehnung an BMVIT (2010) und Steiner (2013)

## 1.2. Ziel, Aufbau und Abgrenzung

Durch das zunehmende Alter der Brückentragwerke bei gleichzeitiger Zunahme des Güterverkehrs mit immer größer werdenden Achslasten bzw. geänderten Nutzungsanforderungen, können viele Bestandstragwerke den heutigen Stand der Technik nicht mehr erfüllen. In Zukunft wird es erforderlich sein, konventionell errichtete Bestandsbrücken nicht nur zu sanieren, sondern in robuste, wartungsarme Brückentragwerke mit niedrigen Lebenszykluskosten bei gleichzeitiger Ertüchtigung umzubauen.

Bisherige Erfahrungen zeigen, dass diese Anforderungen durch den Umbau der konventionellen Tragwerke in integrale bzw. semi-integrale Brücken, einer Integralisierung, erfüllt werden können. Durch den monolithischen Verbund zwischen Über- und Unterbau entfallen Lager- und Fahrbahnübergangskonstruktionen, wodurch die Lebensdauer des Tragwerkes erhöht und die Lebenszykluskosten gesenkt werden. Weiters kann mit einer Integralisie-

rung eine Ertüchtigung des Tragwerkes auf die derzeitige als auch künftige Belastungsintensität des Schwerverkehrs erfolgen.

### **Zielsetzung:**

Mit dem in dieser Arbeit vorgestellten Sanierungs- und Ertüchtigungskonzept sollen die Grenzen der Anwendbarkeit und die zugehörigen technischen Lösungsmöglichkeiten aufgezeigt werden. In Österreich ist derzeit keine anerkannte Vorgehensweise für die Integralisierung vorhanden. Die vorliegende Arbeit soll einen Vorschlag für die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Integralisierung einfeldriger Plattenbrücken aus Stahlbeton bis 30 m liefern. Ebenfalls werden die Grundlagen für die Bemessung von integralen Brückenneubauten geschaffen.

Für die Tragwerksplaner wird somit ein Rahmen geschaffen, innerhalb dessen die optimale Lösung für eine Integralisierung des Brückentragwerkes und dem Brückenneubau erreicht werden kann. Für die Betreiber der Straßen und Infrastruktur bzw. für den Bauherrn soll eine dauerhafte und kostengünstige Sanierungs- bzw. Ertüchtigungsmaßnahme vorgestellt werden.

### **Aufbau der Arbeit:**

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in sechs Kapitel, wobei sich Kapitel 1 mit den Handlungsbedarf und der Motivation der Integralisierung von Bestandsbrücken beschäftigt. In Kapitel 2 werden die Bauwerkseigenschaften vor und nach der Integralisierung auf Basis einer Literaturrecherche diskutiert. Hierbei wird insbesondere auf die Zwangbeanspruchung, die Boden-Bauwerks-Interaktion, sowie deren Berücksichtigung in der Bemessung von Tragwerken mit  $L \leq 30$  m eingegangen. Weiters werden insgesamt drei integralisierte einfeldrige Stahlbetontragwerke näher betrachtet. Den Temperatur- und Erddruckansätzen in der Bemessung, sowie der Bewehrungsführung und konstruktiven Umsetzung der Rahmenecke wird besonderes Augenmerk geschenkt.

Im Zuge einer Parameterstudie werden Bemessungsgrundlagen für die Integralisierung und für den Brückenneubau unter Berücksichtigung der vorliegenden Gegebenheiten geschaffen, welche die Machbarkeit einer Ertüchtigung entscheidend beeinflussen. Folgende Fragestellungen werden u.a. in Kapitel 3 bearbeitet:

- Höhe der Zwangbeanspruchung durch die monolithische Verbindung
- Möglicher Zwangkraftabbau im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit
- Höhe des mobilisierten Erddruckes zufolge der Bauwerksverschiebung
- Einfluss der Boden-Bauwerks-Interaktion und die Erfassung der Bodenparameter
- Einfluss der Bauzustände auf den Schnittkraftverlauf

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen wird in Kapitel 4 und Kapitel 5 ein Vorschlag zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung der Integralisierung und des Neubaus angegeben. Ein besonderes Augenmerk wird auf praxisgerechte Vereinfachungen in der Berechnung gelegt, um eine einfache Anwendung für den Ingenieur zu ermöglichen. Dies sind u.a.:

- Temperatureinwirkungen und deren Kombinationsmöglichkeiten
- Vereinfachter Erddruckansatz
- Überlagerung von Temperatur- und Erddruckeinwirkungen
- Bemessungsregeln für die Rahmenecke, den Widerlagerfuß und die Feldmitte
- Mindestbewehrung in Querrichtung
- Ausbildung des Überganges Straße - Brücke

Die Zusammenfassung der Arbeit und der Ausblick sind in Kapitel 6 dargestellt.

### **Abgrenzung:**

Die vorliegende Arbeit bietet keinen Lösungsansatz zum Nachweis der vielseitig diskutierten rechnerischen Schubproblematik von Bestandsbrücken. Generell kann festgehalten werden, dass mit dem vorgestellten Sanierungs- und Ertüchtigungskonzept die Schubtragfähigkeit des Überbaus bei Anordnung eines Aufbetons erhöht wird. Aufwendige Schubverstärkungen sollten auf Grund der Wirtschaftlichkeit der Integralisierung vermieden werden. Auf wissenschaftliche Erkenntnisse kann in Abstimmung mit den Bauherrn zurückgegriffen werden.

## 2. Bauwerkseigenschaften

Viele der Bestandsbrücken im deutschsprachigen Raum sind, wie in Kapitel 1 beschrieben, als konventionelle Tragwerke ausgeführt und sollen in naher Zukunft auf die aktuelle Belastungssituation ertüchtigt werden. Durch die Integralisierung können die Vorteile der Integralbauweise auch auf ein Bestandstragwerk übertragen werden. Einerseits werden durch den Entfall der Lager- und Fahrbahnübergangskonstruktionen künftige Lebenszykluskosten gesenkt, andererseits ergeben sich auch Vorteile aus statischer Sicht. Beim Rahmensystem können Tragreserven durch die Umlagerung von Schnittgrößen aktiviert und eine Ertüchtigung des Bestandstragwerkes erzielt werden. Nachteile der monolithischen Bauweise sind primär in der komplexeren Bemessung des statisch unbestimmten Systems (Berücksichtigung von Zwangkräften und der Boden-Bauwerks-Interaktion) und in der Aufnahme der Verformung am Brückenende zu finden. In diesem Abschnitt werden die Maßnahmen zur Umsetzung einer Integralisierung, das geänderte Tragverhalten und die durch die monolithische Verbindung hervorgerufenen und zusätzlich in der Bemessung zu berücksichtigenden Beanspruchungen diskutiert. Dies geschieht auf Basis einer Literaturrecherche und vertieften Auswertung des österreichischen Brückenbestandes. Im Fokus der Auswertung stehen dabei einfeldrige Stahlbetonbrücken bis  $L \leq 30$  m.

### 2.1. Allgemeine Maßnahmen bei einer Integralisierung

Im Zuge des Umbaus eines konventionellen Brückentragwerkes wird die Rahmenecke geschlossen und dadurch das statische System und der Schnittkraftverkauf des Bestandstragwerkes erheblich verändert. Die Änderung des Bauteilverhaltens kann zu mehreren nötigen Verstärkungsmaßnahmen an verschiedenen Stellen des Bauwerkes führen. Das Ausmaß der Ertüchtigungsmaßnahmen hängt vor allem von den durch die Verformungsbehinderung entstehenden Zwangsschnittgrößen, dem mobilisierten Erddruck zufolge der

Tragwerksverschiebung und von der Verkehrslasterhöhung gegenüber dem alten Normenstand ab. Unter anderem beeinflussen die Bauwerksgeometrie und der Brückenzustand das Ausmaß der Verstärkung. Durch die Aktivierung der Rahmenecke im Zuge der Integralisierung ist es möglich Momente, Querkräfte und Normalkräfte vom Über- in den Unterbau zu leiten, daher muss der Widerlagerkopfbereich verstärkt werden. Eine Ertüchtigung des Widerlagerfußbereiches im Zuge der Integralisierung kann nicht ausgeschlossen werden. In Abhängigkeit der Schnittkraftgröße und dem Bauablauf gibt es verschiedene Möglichkeiten eine Integralisierung bzw. die Rahmenecke auszuführen. Ob ein Umbau eines konventionellen Tragwerkes in ein Rahmensystem technisch und wirtschaftlich umsetzbar ist, muss deshalb geprüft werden. An dieser Stelle sei erwähnt, dass eine Ertüchtigung in der Regel nicht teurer sein sollte als ein Neubau.

Im Folgenden werden aus der Literatur vorgeschlagene bzw. dokumentierte Maßnahmen bei einer Integralisierung diskutiert. Anhang A.1 zeigt einen Auszug der bisherigen internationalen Erfahrungen und wissenschaftliche Erkenntnisse zur Thematik der Integralisierung von Bestandsbrücken. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass vor allem Einfeldträgerketten zu Durchlaufträgern umgebaut werden.

### **Arbeiten von Burke (1990):**

Die von Burke (1990) dokumentierten Rahmeneckausbildungen für den Umbau konventioneller Stahlträgerbrücken ist in Abb. 2.1 schematisch dargestellt. Durch die Annahme, dass Setzungen des Baugrundes und Bewegungen aus Kriechen und Schwinden nach 20 bis 30 Jahren Betrieb abgeklungen sind, werden Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen nicht mehr benötigt und können durch eine biegesteife Rahmeneckverbindung ersetzt werden. Den in Abb. 2.1 dargestellten massiven Eingriff in den Brückenendbereich begründet Burke (1990) durch schadhafte Widerlagerkonstruktionen durch Wasser bzw. Taumittelzutritt. Vor allem bei kleineren Tragwerken wird eine biegesteife Rahmeneckausbildung empfohlen, semi-integrale Lösungen werden vor allem bei längeren Brücken bzw. Durchlaufträgern umgesetzt. Burke (1990) hebt vor allem den Vorteil der gesenkten Lebenszykluskosten nach Umbau des konventionellen Tragwerkes hervor.

Bei den von Burke (1990) dokumentierten Rahmeneckausbildungen ist eine Momentenübertragung vom Über- in den Unterbau auf Grund des

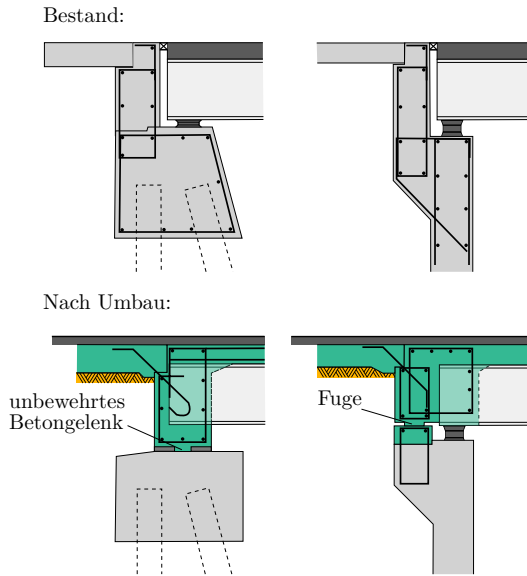


Abbildung 2.1.: Vorschlag der integralen (links) und semi-integralen (rechts) Rahmeneckausbildung im Zuge einer Integralisierung nach Burke (1990)

unbewehrten Betongelenkes bzw. der Fuge nicht möglich (vgl. Abb. 2.1). Ein Bemessungskonzept der Rahmenecke wird in Burke (1990) nicht angegeben.

### Arbeiten von Xue (2013):

Xue (2013) beschreibt den Umbau einer 120 m langen Einfeldträgerkette in ein integrales Tragwerk. Neben Untersuchungen zum Tragverhalten werden mögliche Rahmeneckdetails und Bauabläufe vorgestellt, welche schematisch in Abb. 2.2 dargestellt sind. Zur Herstellung der Rahmenecke werden die Schlepplatten und Teile der Bestandskonstruktion abgetragen. In Abb. 2.2 ist zu erkennen, dass die Kammerwand nicht vollständig abgetragen wird, sondern als verlorene Schalung für die Rahmenecke dient. Nach Einbau der Bewehrung werden sowohl die Rahmenecke als auch der Lager spalt vergossen. Vorhandene Lagerkonstruktionen werden nach den Vorschlägen von Xue (2013) entweder ausgebaut oder miteinbetoniert. Als wesentlichen Vorteil der Integralisierung hebt Xue (2013) u.a. die Tragfähigkeitssteigerung und seismische Redundanz des Tragwerkes nach der Integralisierung hervor.



Die Übertragung von schließenden und öffnenden Momenten vom Über- in den Unterbau ist bei der vorgeschlagenen biegesteifen Rahmenecke auf Grund der kurzen Einbindelänge der Bewehrung in das Bestandswiderlager bzw. nicht vorhandener Bewehrung an der Zugseite zu hinterfragen (vgl. Abb. 2.2 links). Der Einbau des Stahlbleches nach Verfüllen des Lagerspaltes kann sich auch als sehr aufwendig erweisen (vgl. Abb. 2.2 rechts). Ein Bemessungskonzept der Details wird von Xue (2013) nicht angegeben.

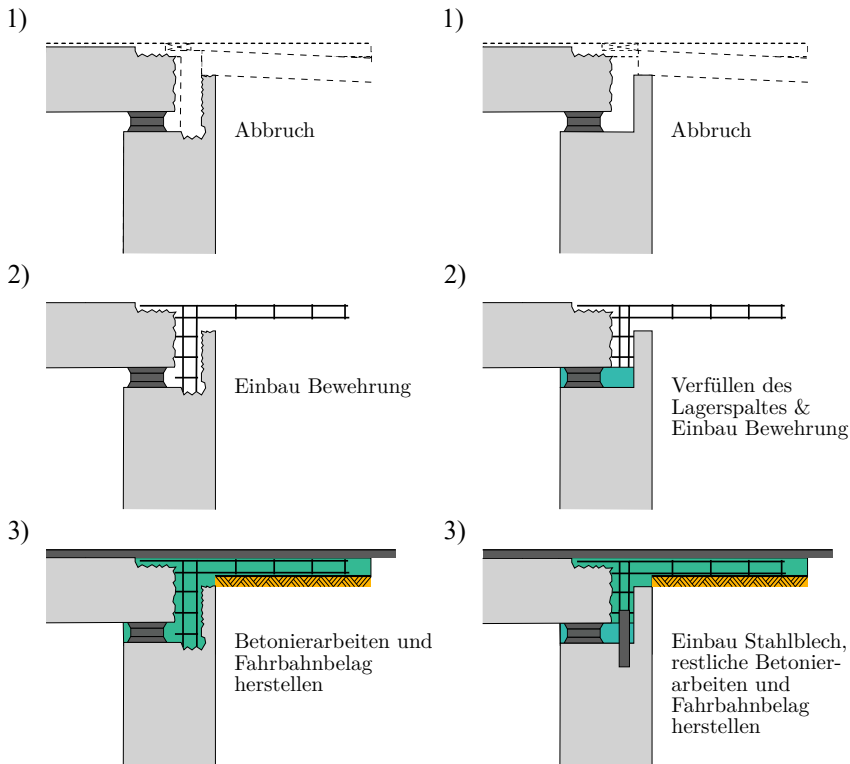


Abbildung 2.2.: Vorschlag der integralen (links) und semi-integralen (rechts) Rahmeneckebauweise und empfohlener Bauablauf nach Xue (2013)

## Arbeiten an der TU Graz :

Tue und Della Pietra (2014), Plösch (2015) sowie Svetina (2015) dokumentieren Rahmeneckausbildungen von Umbauten konventioneller Brücken in Österreich. Zusammenfassend werden im Allgemeinen folgende Möglichkeiten der biegesteifen Rahmeneckausbildung mit und ohne Aufbeton genannt und sind schematisch in Abb. 2.3 dargestellt:

- Rahmenecke mit eingebohrtem Bewehrungsseisen an der Luft- und Erdseite
- Rahmenecke mit beidseitiger Vorsatzschale (meist bis zum Fundament geführt)
- Rahmenecke mit erdseitiger Vorsatzschale mit begrenzter Höhe

Die Ausbildung der Rahmenecke mit eingebohrten Bewehrungsseisen wird vorwiegend bei ausreichend bewehrter Bestandswiderlagerwand umgesetzt. Vorteil dieser Variante ist der geringe Eingriff in das Bestandstragwerk bzw. die Hinterfüllung. Vorsatzschalen werden zur Verstärkung der Widerlagerwand meist bis zur Fundamentoberkante geführt und bedeuten daher einen massiven Eingriff in die Bestandskonstruktion. Die erdseitige Vorsatzschale wird zur Verstärkung von unbewehrten bzw. schwach bewehrten Widerlagerwänden eingesetzt. Luftseitige Vorsatzschalen kommen vor allem zur Sanierung des Widerlagers zur Anwendung. Die Herstellung einer erdseitigen Vorsatzschale mit begrenzter Höhe bedeutet einen geringeren Eingriff in die Hinterfüllung und sollte der beidseitigen, bis zur Fundamentsohle reichenden Variante vorgezogen werden. Vorhandene Lagerkonstruktionen werden miteinbetoniert.

In Österreich steht vor allem die Ertüchtigung des Bestandstragwerkes auf die aktuelle Verkehrslastnorm im Vordergrund des Umbaus. Die erforderliche Erhöhung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit kann durch die Rahmwirkung erzielt werden. Durch Anordnung eines Aufbetons am Bestandstragwerk kann die Feldmitte ebenfalls verstärkt werden. Um die Rahmenecke entsprechend statisch zu ergänzen ist nach Tue und Della Pietra (2014) in der Regel ein Abtrag vorhandener Schlepplatten und des Endbereiches der Fahrbahnplatte erforderlich. Bestehende Schottermauern bzw. Kammerwände werden abgetragen, die erforderliche Bewehrung ergänzt und die Rahmenecke betoniert. Lagerkonstruktionen werden mit einbetoniert. Abb. 2.4 zeigt schematisch den empfohlenen Bauablauf.

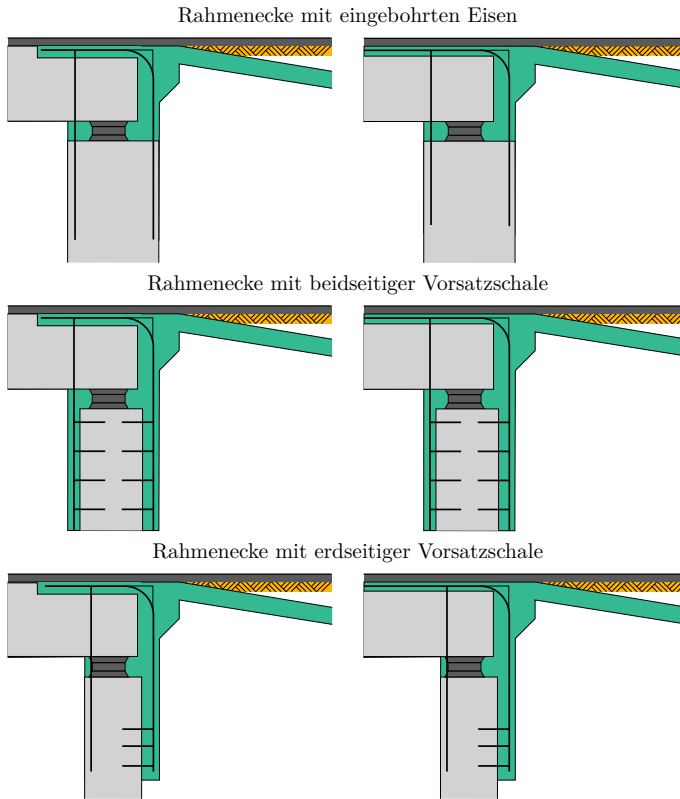


Abbildung 2.3.: Möglichkeiten der biegesteifen Rahmeneckausbildung ohne Aufbeton (links) und mit Aufbeton (rechts) nach Tue und Della Pietra (2014)

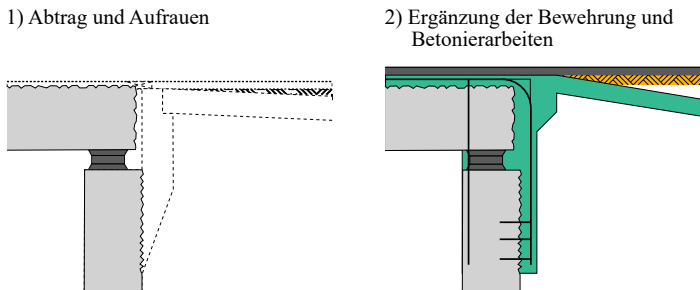


Abbildung 2.4.: Schematischer Bauablauf nach Tue und Della Pietra (2014)

## 2.2. Bauwerkseigenschaften des Bestandstragwerkes

Im Folgenden werden die Bauwerkseigenschaften vor der Integralisierung diskutiert. Sowohl die vorhandenen Geometriebedingungen, die Lagerbereiche als auch die vorhandenen Bewehrungsgrade von Bestandstragwerken sollen bestimmt werden, da diese Einfluss auf die Höhe der Zwangbeanspruchung sowie der Verformung und somit auf das Ausmaß der Verstärkung haben. Als Grundlage der Auswertung dienen u.a. die zur Verfügung gestellten Brückendatenbanken der österreichischen Infrastrukturbetreiber (BAUT - Stand 2012) bzw. die Datenerhebung von Svetina (2015), Tue und Della Pietra (2014) sowie von Plösch (2015). Je nach Detaillierungsgrad der BAUT ist die Anzahl der ausgewerteten Tragwerke unterschiedlich. Der Umfang der Datenbasis ist in den Ergebnissen ersichtlich. Die gewonnenen Erkenntnisse dienen als Grundlage für die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Integralisierung.

### 2.2.1. Überbaukonstruktion

Der derzeitige Brückenbestand ist, wie in Kapitel 1.1 erläutert, Großteils als konventionelles Tragwerk mit Lagern und Fahrbahnübergangskonstruktionen konzipiert.

#### Tragverhalten unter Verformungseinwirkung:

Durch die Anordnung von Lagern führen Verformungseinwirkungen wie Kriechen, Schwinden und Temperaturwechsel zu Verformungen des Brückentragwerkes. Abb. 2.5 zeigt das Bauteilverhalten unter Temperaturbeanspruchung am Beispiel eines Einfeldträgers. Die konstante Temperaturänderung  $\Delta T_N$  führt bei einer konventionell gelagerten Brücke zu einer Bauteilverlängerung bzw. -verkürzung  $\Delta L_{\text{deck}}$ . Die Größe der Verschiebung kann mit Glg. (2.1) ermittelt werden. Eine lineare Temperaturänderung  $\Delta T_M$  führt zu einer Verkrümmung  $\theta_{\text{deck}}$  des Bauteils und kann mit Glg. (2.2) in Abhängigkeit der Bauteildicke  $h$  berechnet werden.

Die auftretenden Verformungen müssen am Brückende von Fahrbahnübergangskonstruktionen aufgenommen werden. Verformungseinwirkungen

verursachen somit bei konventionellen Brücken keine Schnittgrößen und müssen bei der Bemessung des Überbaus nicht berücksichtigt werden.

$$\Delta L_{\text{deck}} = \pm \alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot L \quad (2.1)$$

$$\theta_{\text{deck}} = \pm \alpha_T \cdot \Delta T_M \cdot \frac{L}{2 \cdot h} \quad (2.2)$$

Mit:

$\alpha_T$  ... Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons

$\Delta T_N$  ... konstante Temperaturänderung

$\Delta T_M$  ... lineare Temperaturänderung

$L$  ... Brückenlänge in m

$h$  ... Bauteildicke in m

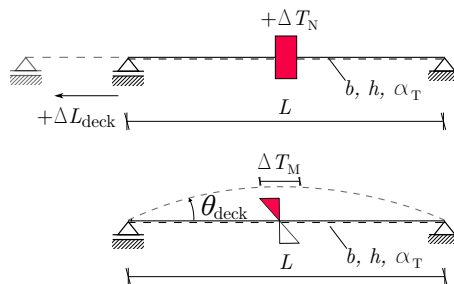


Abbildung 2.5.: Bauteilverhalten eines konventionell gelagerten Brückenüberbaus zufolge Temperaturänderung  $\Delta T_N$  und  $T_M$  am Beispiel eines Einfeldträgers

### Vorhandene Bewehrung im Tragwerk:

Die Bemessung und Ausführung der Bestandsbrücken bis  $L \leq 20$  m erfolgte in Österreich bis 2010 mit sogenannten Plattennormalien, einen Überblick über die Entwicklung gibt Waltl (2017). In den Plattennormalien erfolgte die Angabe der Materialgüte des Betons und des Bewehrungsstahls, der erforderlichen Bewehrung in Längs- und Querrichtung und der Schubbewehrung in Abhängigkeit der Brückenlänge  $L$  und des Kreuzungswinkels.

Folgende für den Zeitraum zwischen 1960 bis 1989 in Österreich verwendeten Plattendnormalien werden in dieser Arbeit im Detail betrachtet:

- Normalien für Plattenbrücken gemäß Bundesministerium für Bauten und Technik (1967)
- Autobahn - Plattendnormalien gemäß Bundesministerium für Bauten und Technik (1969)
- RVS 15.125 (1987)
- RVS 15.02.31 (2004)

Die Auswertungen der Plattendnormalien in Abb. 2.6 zeigen, dass Bestandsbrücken die üblichen  $L/h$ -Verhältnisse von  $10 < L/h < 20$  für einfeldrige Stahlbetonbrücken übersteigen (vgl. Mehlhorn (2007)). Die RVS 15.02.31 (2004) lässt sogar Schlankheiten von  $L/h_{\max} > 25$  zu. Durch die geringe Bauteilhöhe  $h$  liegt in der Bemessung ein geringer innerer Hebelarm  $z$  vor, wodurch die Längsbewehrungsgrade  $\rho_{s,\text{längs}}$  der Zugseite ansteigen. In manchen Fällen können die Bewehrungsgrade in Feldmitte für die Längsrichtung sogar bei  $\rho_{s,\text{längs}} \approx 1.4\%$  liegen. Die Querbewehrung der Platten ist gering und liegt im Mittel unter  $\rho_{s,\text{quer}} \approx 0.2\%$ . Die angegebene Bewehrung wurde in Längs- und Querrichtung konstant über die Brückenlänge und -breite eingelegt. Eine Anordnung von Schubbewehrung und Bewehrung an der Oberseite in Längs- und Querrichtung erfolgte nur in der RVS 15.02.31 (2004).

In Abhängigkeit der Brückenlänge  $L$  erfolgte in den Normalien die Angabe der Betongüte, wobei die RVS 15.02.31 (2004) höhere Betongüten vorsieht als die Vorgängerdokumente. Als Bewehrungsstahl wurde ein Sternstahl Cs50, ein Rippentorstahl 50 und in der RVS 15.02.31 (2004) ein BSt550 verwendet. Eine Angabe zur Duktilitätsklasse erfolgte in den technischen Zulassungen des Bewehrungsstahls. Die verwendeten Materialien sind im Anhang A.2 detailliert dargestellt.

In Abb. 2.6 ist weiters zu erkennen, dass bei Annahme der häufigen Lastfallkombination rund 80% der Überbaulänge  $L$  als gerissen angenommen werden kann. In Feldmitte liegt somit für Bestandstragwerke ein abgeschlossenes Rissbild vor ( $M_{\text{häufig}} > 1.3 \cdot M_{\text{cr}}$ ). Auf eine detaillierte Darstellung der Einzelergebnisse der Normalien wird in diesem Abschnitt verzichtet und auf Anhang A.2 verwiesen.

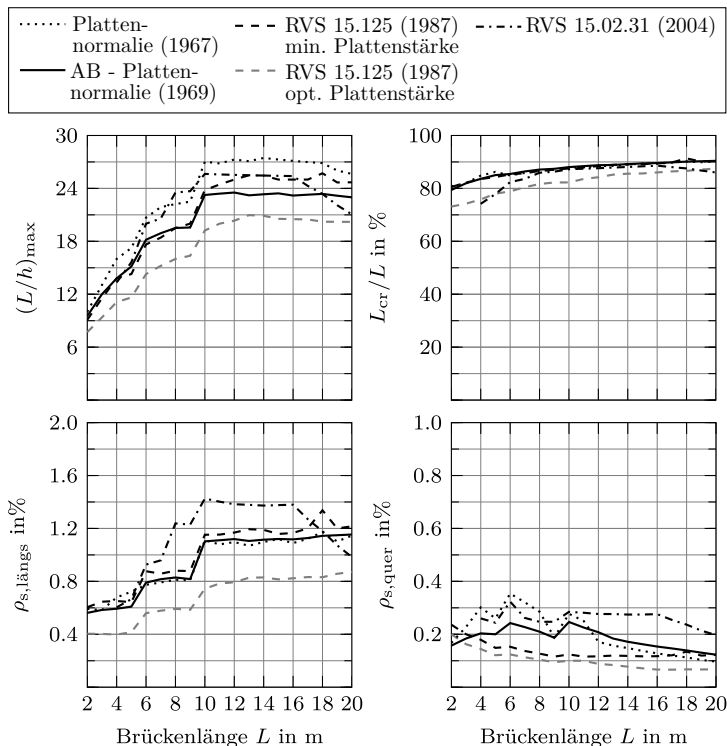


Abbildung 2.6.: Zusammenfassende Darstellung der Plattennormalien für gerade Brücken ( $90^\circ$ )

### Schlussfolgerungen für den Überbau:

Abb. 2.7 zeigt die Verteilung der Spannweiten der einfeldrigen Stahlbetontragwerken mit  $L \leq 30$  m für den Zeitraum zwischen 1960 bis 1989 (vgl. Kapitel 1.1). Aufgrund der vorhandenen geringen Brückenlängen  $L$  kann angenommen werden, dass die Bemessung und Ausführung der Bestandstragwerke gemäß den oben genannten Plattennormalien erfolgte. Dies hat den Vorteil, dass zu den vorhandenen Spannweiten die zugehörigen Querschnittsabmessungen, die Bewehrungsgrade für die Plattenunterseite und -oberseite in Längs- und Querrichtung, sowie die verwendeten Materialien für die statischen Untersuchungen bekannt sind. Durch den gerissenen Überbau liegt weiters eine reduzierte Steifigkeit in Längsrichtung vor.

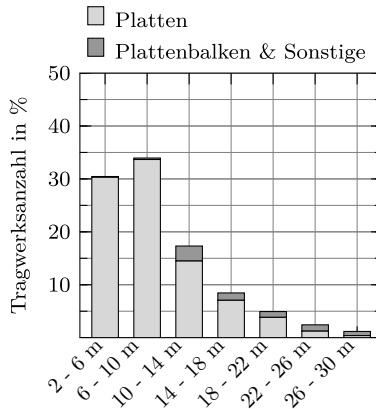


Abbildung 2.7.: Verteilung der Spannweiten bei einfeldrigen Stahlbetontragwerken mit  $L \leq 30$  m für den Zeitraum zwischen 1960 bis 1989 entsprechend Tue und Della Pietra (2014) sowie Plösch (2015) (aus 7132 Tragwerken)

### 2.2.2. Unterbau und Lagerbereiche

Die Lagerbereiche von Brückenkonstruktionen dienen zur Lastübertragung vom Über- zu Unterbau. Der Unterbau leitet die Lasten in den Baugrund ab und wurde bei Bestandsbrücken im Allgemeinen als Kragarm bemessen. In diesem Abschnitt soll auf Basis der Untersuchungen von Svetina (2015) ein Überblick über die vorhandenen Lagerbereiche und die Widerlagerkonstruktionen gegeben werden.

#### Widerlager und Gründung:

Die Ausführungsmöglichkeiten der Gründung und des Widerlagers für Bestandsbrücken ist in Abb. 2.8 dargestellt. Die Auswertung der BAUT zeigt, dass in den meisten Fällen eine Flachgründung und das Widerlager als (un-)bewehrte Betonkonstruktion ausgeführt wurde. Die bestehenden Widerlagerkonstruktionen weisen im Zeitraum von 1950 - 1989 die in Tab. 2.1 dargestellten Abmessungen auf. Die Unterbaudicke  $t$  richtete sich vor allem nach den konstruktiven Anforderungen aus den Lagerabmessungen und der punktuellen Krafteinleitung. Somit liegt in der Regel ein gegenüber dem Überbau dickerer Unterbau vor ( $t/h > 1$ ). Auf Inspektionsmöglichkeiten



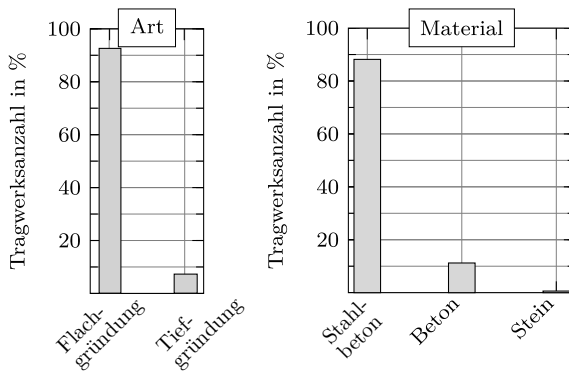


Abbildung 2.8.: Ausführung der Gründung (links) und Material des Widerlagers (rechts) bei einfeldrigen Stahlbetontragwerken mit  $L \leq 30$  m für den Zeitraum zwischen 1960 bis 1989 entsprechend Tue und Della Pietra (2014) sowie Plösch (2015) (Art: aus 1139 Tragwerken; Material: aus 1961 Tragwerken)

des Widerlager- bzw. Lagerbereiches (z.B. nach RVS 15.02.11 (2003)) wurde bei Brücken mit Spannweiten  $L \leq 30$  m kaum geachtet.

Einen Überblick über die Entwicklung der Brückendenen bzw. die Lagerbereiche von Bestandsbrücken ist in Abb. 2.9 für Tragwerke mit einer Zustandsnote schlechter 2 nach RVS 13.03.11 (2011) dargestellt. In den meisten Fällen kamen bei Bestandsbrücken Lagerbleche zum Einsatz, ab ca. 1970 wurden für Brücken mit Spannweiten  $L > 10$  m Neoprenlager verwendet. Dies ist auf die vorgeschriebenen Lagerausführungen in den Plattennormalien zurückzuführen (vgl. Anhang A.2). Folgend werden die Lagerkonstruktionen von Bestandsbrücken mit Lagerblechen als auch mit Neoprenlager im Detail erläutert.

Tabelle 2.1.: Geometrieverhältnisse bei einfeldrigen Stahlbetontragwerken mit  $L \leq 30$  m für den Zeitraum zwischen 1960 bis 1989

	Min	Q1	Median	Q3	Max
Überbaulänge / Unterbauhöhe $L/H$ (aus 205 Tragwerken)	0.9	1.3	1.8	2.7	10.6
Unterbaudicke / Überbauhöhe $t/h$ (aus 74 Tragwerken)	1.2	2.0	2.4	3.2	5.0

### **Lagerkonstruktion mit Lagerblechen:**

Im Zeitraum zwischen 1950 - 1957 wurde das Brückenaufleger mit Hilfe eines feuerverzinkten Bleches, welches eine Stärke von  $10 \text{ mm} < t_{\text{Lager}} < 15 \text{ mm}$  und eine Länge/Breite von  $l = b = 100 \text{ mm}$  aufweist, ausgeführt. Um horizontale Lasten abzutragen, wurde das Lagerblech mit einem Dorn integriert. Das Widerlager selbst wurde in den meisten Fällen als Schwergewichtsmauer bzw. als unbewehrte Betonkonstruktion mit einer Güte von B160 hergestellt. Im Bereich des Lagers bzw. der Lagerbank, kam ein Beton höherer Güte (B225) zum Einsatz. Grund dafür war die Aufnahme der punktuellen Lastenleitung in den Lagerbereichen. Das Widerlager ist in den meisten Fällen ca. doppelt so dick wie die Fahrbahnplatte ( $t/h \approx 2.0$ ). Die Fahrbahnplatte selbst wurde mit einer 10 mm starken Isolierschicht abgedichtet. Häufig kam statt einer Asphaltsschicht ein Schutzbeton mit Drahtnetzeinlage und einer Einstreudecke zum Einsatz. Der Fahrbahnübergang wurde mit Hilfe von Granitwürfeln auf einer Magerbetonunterlage ausgeführt.

Für die Bauwerke der späten 50-iger Jahre wurde die Lagerbank zusätzlich mit Bewehrung verstärkt, auch wurde in diesem Bereich eine bessere Betongüte eingesetzt ( $> \text{B160}$ ). Die Fahrbahnübergangskonstruktion wurde mit L - Winkel ausgeführt und eine Schleppplatte, welche mittels Knotenblech mit Steckeisen an die Widerlagerwand angeschlossen wurde, angeordnet. Das Widerlager und die Fahrbahnplatte wurde in Anlehnung der konstruktiven Ausführung in den Anfängen der 50-iger Jahre umgesetzt. Ab ca. 1970 wurde das Widerlager als bewehrte Stahlbetonkonstruktion ausgeführt. Der Spalt zwischen Fahrbahnplatte und Schleppplatte wurde abgedichtet und mit Styropor ausgekleidet.

### **Lagerkonstruktion mit Neoprenlagern:**

Neoprenlager wurden ab den späten 60-iger Jahre für Brücken mit Spannweiten  $L > 10 \text{ m}$  eingesetzt. Durch die Änderung bzw. Erhöhung der normativen Verkehrslasten nahm auch die Stärke der Neoprenlager zu. Zur Aufnahme von horizontalen Belastungen wurde anfangs ein Steckeisen verwendet, welches jedoch ab Mitte der 70-iger nicht mehr zum Einsatz kam. Ab ca. 1970 wurde die Widerlagerwand als bewehrte Stahlbetonkonstruktion ausgeführt.

### Schlussfolgerungen für den Unterbau:

Für die Integralisierung bzw. dem Umbau der vor 1970 erbauten Brückentragwerke kann im Allgemeinen von folgenden Randbedingungen ausgegangen werden:

- massive, jedoch unbewehrte bzw. schwach bewehrte Widerlagerwand mit Flachgründung
- keine standardmäßigen Lagerkonstruktionen
- geringe Lagerspalthöhe  $h_{\text{Lager}}$

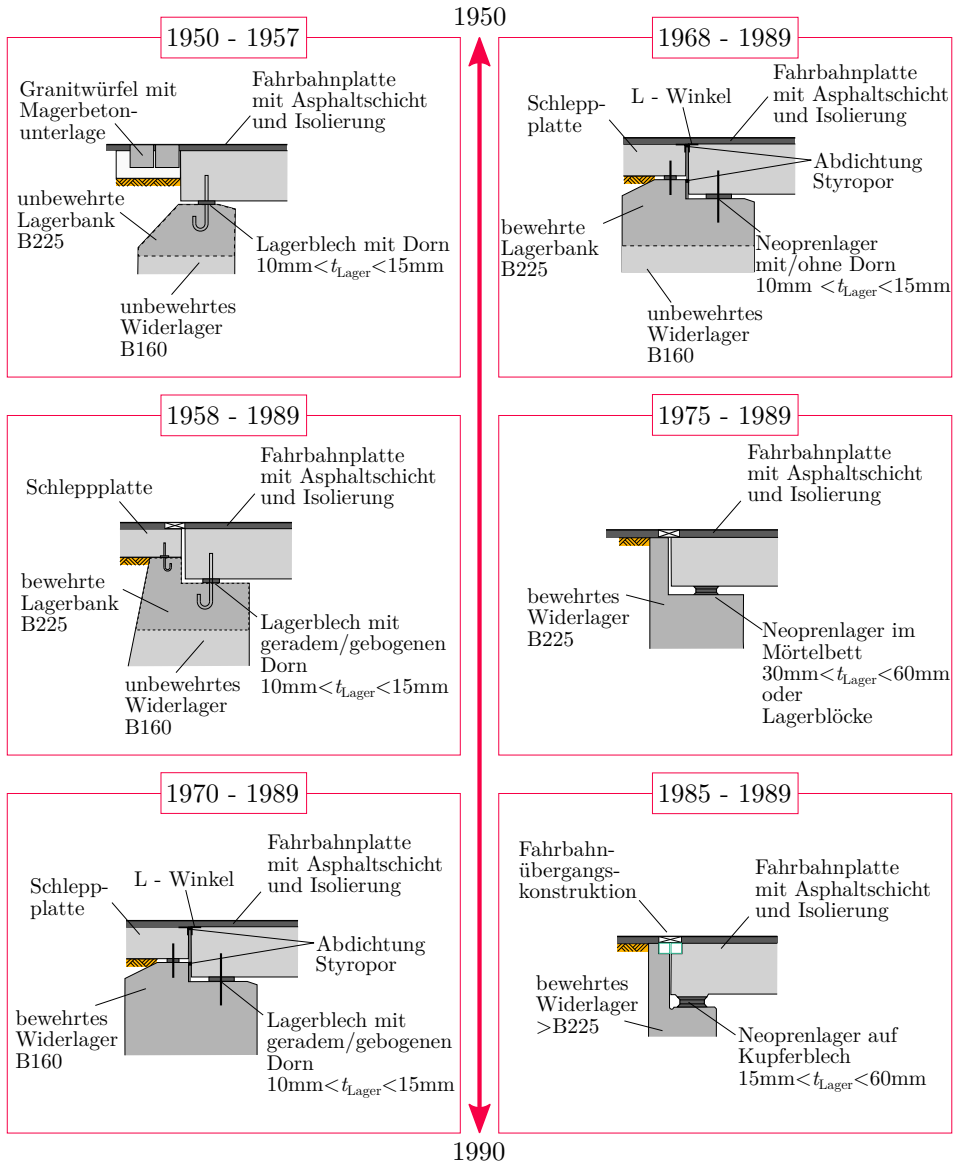


Abbildung 2.9.: Brückenenden mit Lagerblechen (links) und Neoprenlager für Brücken  $L \geq 10\text{ m}$  (rechts) für den Zeitraum zwischen 1950 bis 1989 (qualitative Darstellung nach Svetina (2015)); aus 73 Tragwerken)

## 2.3. Bauwerkseigenschaften nach der Integralisierung bzw. eines Neubaus

Durch die statische Aktivierung der Rahmenecke im Zuge der Integralisierung ändert sich das Bauteilverhalten und somit der Schnittkraftverlauf im Bestandstragwerk. Das Tragverhalten des integralisierten Bauwerkes wird wesentlich komplexer. Die entstehenden Momente, Querkräfte und Normalkräfte müssen über die Rahmenecke vom Über- in den Unterbau übertragen werden. Durch den monolithischen Verbund erfährt das Brückentragwerk zusätzlich hervorgerufene Beanspruchungen, deren Größe stark von den Steifigkeiten des Tragwerkes und des Baugrundes abhängig sind und daher die zusätzlich in der Bemessung entsprechend berücksichtigt werden müssen. Es handelt sich dabei um:

- Zwangbeanspruchungen zufolge Verformungseinwirkungen, wie Temperatur, Kriechen, Schwinden, Relaxation und Vorspannung
- Mobilisierter Erddruck zufolge der Boden-Bauwerks-Interaktion

### 2.3.1. Zwangbeanspruchung zufolge Verformungseinwirkung

Da es bei integralen Brückenbauwerken zu einer teilweisen Dehnungs- und Verkrümmungsbehinderung bei Verformungseinwirkungen kommt, entstehen im Vergleich zu konventionellen Tragwerke Zwangkräfte (vgl. Abb. 2.5 mit Abb. 2.10). Auf Grund dessen ist die Berücksichtigung der Zwangbeanspruchung in der Bemessung von integralen Brücken sowohl in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) als auch der Gebrauchstauglichkeit (SLS) prinzipiell erforderlich.

Die Höhe der entstehenden Zwangbeanspruchungen ist auf Grund des statisch unbestimmten Rahmensystems von verschiedenen, sich gegenseitig beeinflussenden Parametern abhängig. Neben der Steifigkeit des Baugrundes, der Geometrie im Grund- und Aufriss können die Unterbaudicke  $t$  und Widerlagerwandhöhe  $H$  genannt werden.

### Überlagerung von Last- und Zwangbeanspruchung:

Da sich Zwangsschnittgrößen direkt proportional zur Systemsteifigkeit verhalten, können bei Stahlbetonkonstruktionen die Rissbildung im SLS und

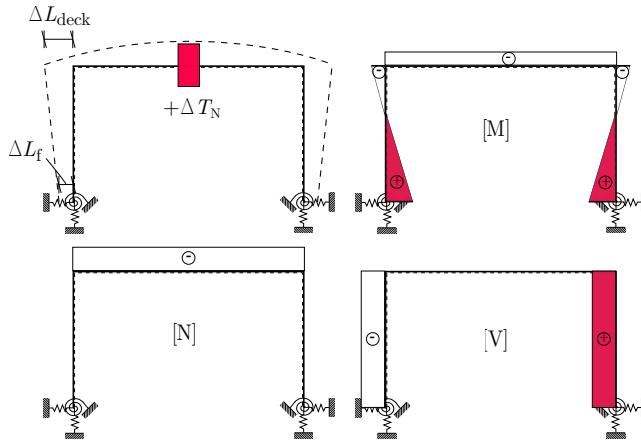


Abbildung 2.10.: Bauteilverhalten unter Temperaturbeanspruchung  $\Delta T_N$

die plastische Verformung im ULS genutzt werden, um Zwangsschnittgrößen abzubauen. Der mögliche Abbau hängt vor allem von der Höhe der Lastbeanspruchung, der Steifigkeitsreduktion durch Rissbildung von Zustand I in den Zustand II und der Länge des Fließplateaus der Bewehrung ab (vgl. Kliver (2007)).

Um den Einfluss einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang auf die Bemessung von statisch unbestimmten Systemen zu quantifizieren, wurden bereits mehrere theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Die in Anhang A.3 dargestellte Tab. A.4 bietet einen Überblick der durchgeführten Arbeiten. Generell kann festgehalten werden, dass sich in den durchgeführten Untersuchungen ein geringer Einfluss der Zwangbeanspruchung auf die Höhe der Traglast ergibt.

Arnold (2008) quantifiziert u.a. die im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit (SLS) zu berücksichtigende Zwangbeanspruchung mit Hilfe nicht-linearer Untersuchungen auf Querschnitts- als auch auf Bauteilebene für Stahlbetonbrücken bis  $L \leq 20$  m. Die Ergebnisse auf Querschnittsebene decken sich im Wesentlichen mit jenen von Kliver (2007) und werden in den Untersuchungen von Jung (2011) nochmals bestätigt. Aus den Ergebnissen kann zusammenfassend festgehalten werden, dass mit steigendem Bewehrungsgrad der Steifigkeitsabfall im Bruchzustand abnimmt. In den Untersuchungen stellte sich heraus, dass Rechteckquerschnitte mit hohen Bewehrungsgraden ungünstig sind und der Einfluss

der Betondruckfestigkeit bis zu einer Güte von C50/60 auf den möglichen Zwangkraftabbau vernachlässigbar ist. Auf Bauteilebene erfolgte die Berechnung von Arnold (2008) am volleingespannten Rahmensystem. Demnach können für Stahlbetonbrücken mit  $L \leq 20$  m im ULS Zwangsnichtgrößen vollständig vernachlässigt werden, wenn die bezogene Druckzonenhöhe bei  $x/d \leq 0.25$  liegt und entweder eine Mindestbügelbewehrung von  $\varnothing 10/20$  oder eine Druckbewehrung von mindestens 50% der Zugbewehrung vorhanden ist. Eine Momentenumlagerung im ULS ist nicht erlaubt. Im SLS können den Ergebnissen zufolge Zwangbeanspruchungen vollständig vernachlässigt werden, wenn ein abgeschlossenes Rissbild ( $M > 1.3 \cdot M_{cr}$ ) sowohl in der Rahmenecke als auch in Feldmitte vorhanden ist.

### **Normative Berücksichtigung von Zwang in der Bemessung von Stahlbetonrahmen:**

Für Stahlbetonrahmen wurden in verschiedenen Richtlinien und Normen Empfehlungen zur Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen sowohl im Gebrauchs- (SLS) als auch im Tragfähigkeitszustand (ULS) angegeben. Tab. 2.2 zeigt die normativen Festlegungen für integrale Neubauten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass vor allem die neueren Normengenerationen eine Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen in jedem Fall vorsehen. Diese erlauben jedoch eine Abminderung der Zwangbeanspruchung zufolge der Steifigkeitsreduktion unabhängig von der Länge des Tragwerkes (vgl. DIN FB 102 (2009)). Die ÖNorm B 1991-1-5 (2012) erlaubt für Betonbrücken gegenüber der im Hauptdokument empfohlenen Ermittlung der Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit der Seehöhe eine deutliche Reduktion der Temperaturansätze unabhängig von der Brückenlänge. Die DIN 1075 (1981) unter Berücksichtigung der BMVI (1989) erlaubte für Rahmentragwerke aus Stahlbeton mit einer maximalen Länge von  $L \leq 20$  m sogar die vollständige Vernachlässigung der Zwangbeanspruchung. Vor allem bei kurzen Rahmentragwerken ging man wahrscheinlich davon aus, dass einerseits die Höhe der Zwangbeanspruchung auf das Bruchmoment vernachlässigbar ist und andererseits, dass ein duktileres Tragverhalten auf Grund der geringen Bewehrungsgrade und somit ein ausreichendes Verformungsvermögen vorliegt (vgl. u.a. Untersuchungen von Arnold (2008)).

Tabelle 2.2.: Berücksichtigung von Zwang in der Bemessung - Auszug der normativen Festlegungen für Stahlbetonrahmen

Quelle	Berücksichtigung der Zwangbeanspruchung	Weitere Anmerkungen
DIN 1075 (1981) & BMVI (1989)	<i>lt. Abschnitt 7.12 in DIN 1075 (1981) und 4.2 in BMVI (1989):</i> Zwang ist zu vernachlässigen, wenn: <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>L &lt; 20</math> m bei Straßenbrücken</li> <li>• <math>L &lt; 10</math> m bei Eisenbahnbrücken</li> </ul>	Keine Angabe ob Vernachlässigung im ULS und SLS erlaubt ist
UK Highway Agency (2003)	<i>lt. Abschnitt 2.6:</i> Zwang sollte in der Bemessung nach BS5400:Part 4. BD 24 (DMRB 1.3.1) und BD 37 (DMRB 1.3.14) berücksichtigt werden	keine Angabe, ob eine Steifigkeitsabminderung erlaubt ist.
NS EN 1991-1-5 NA (2008)	Berechnung von $\Delta T_N$ und $\Delta T_M$ in Anlehnung an das Hauptdokument	keine gesonderten Anmerkungen für Betonbrücken
DIN FB 102 (2009)	<i>lt. Abschnitt 2.3.2.2 (102)P:</i> Zwang aus $\Delta T$ ist mit einer Steifigkeitsabminderung $\eta$ im ULS zu berücksichtigen. <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\eta = 0.6</math>: ohne Nachweis der Steifigkeit</li> <li>• <math>0.4 \leq \eta &lt; 0.6</math>: Nachweis der Steifigkeit mit nicht-linearen Verfahren</li> </ul> <i>lt. Abschnitt 2.3.4 (102)P:</i> Zwang ist im SLS zu berücksichtigen	$\eta$ ist unabhängig von der Bauwerkslänge und vom Konstruktionstyp (Stahl- oder Spannbetontragwerke)
ASTRA 12004 (2011)	Zwang aus $\Delta T$ ist zu berücksichtigen	-

...



Tabelle 2.2.: Berücksichtigung von Zwang in der Bemessung - Auszug der normativen Festlegungen für Stahlbetonrahmen (*Fortsetzung*)

Quelle	Berücksichtigung der Zwangbeanspruchung	Weitere Anmerkungen
ÖNorm EN 1991-1-5 (2012)	<i>lt. Abschnitt 6.1.3.1 und 6.1.4:</i> Auswirkungen von Zwang infolge $\Delta T_N$ und $\Delta T_M$ auf Grund des Konstruktionstyps sind in der Bemessung zu berücksichtigen	Als Konstruktionstyp gelten: Portalrahmen, Durchlaufträger, etc.; Größe von $\Delta T_N$ und $\Delta T_M$ im NAD geregelt.
ÖNorm B 1991-1-5 (2012)	<i>lt. Abschnitt 6.1.3.4 und 6.1.4.6:</i> Für Betonbrücken können folgende Werte angesetzt werden: <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\Delta T_N = \pm 20^\circ\text{C}</math> für freistehende Tragwerksteile</li> <li>• <math>\Delta T_N = \pm 10^\circ\text{C}</math> für Bauteile mind. 70 cm dick oder mind. 70 cm überschüttet</li> <li>• <math>\Delta T_M = \pm 10^\circ\text{C}</math> für freistehende Tragwerksteile</li> <li>• <math>\Delta T_M = \pm 5^\circ\text{C}</math> für geschützte Tragwerksteile mit mind. 45 cm Überschüttung oder ohne direkte Sonneneinstrahlung</li> </ul>	Vereinfachungen sind nach ÖNorm B 1992-2 (2014) zwar zulässig, jedoch darf eine Reduktion der Schnittgrößen auf Grund verminderter Steifigkeit nach ÖNorm B 1992-1-1 (2011) nicht angewendet werden. Vorgängerdokumente der ÖNorm B 1992-2 (2014) erlaubten noch eine zusätzliche Steifigkeitsabminderung im ULS um 40%. Im SLS erfolgte keine Abminderung der Zwangskraft (vgl. DIN FB 102 (2009)).
BMVI (2013)	Zwang aus $\Delta T$ ist zu berücksichtigen	-

### 2.3.2. Boden-Bauwerks-Interaktion

Durch die Interaktion des Tragwerkes mit dem Baugrund werden die Beanspruchungen und Verformungen des Tragwerkes durch die Nachgiebigkeit des Baugrundes beeinflusst. Die Auswirkungen der Boden-Bauwerks-Interaktion sind daher in der Bemessung von integralen Tragwerken zu berücksichtigen. Übereinstimmend ist die Erkenntnis u.a. in Berger et al. (2004, S. 296), Kaufmann (2008, S. 14) und Tue et al. (2016), dass sich die Längsverschiebung am Widerlagerkopf auch bei integrale Brücken nahezu frei nach Glg. (2.3) einstellen wird und die zentrische Zwangnormalkraft  $N_{Zwang}$  im Überbau gering ist.

$$\Delta L_{deck} = \pm \alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot L_{NP} \quad (2.3)$$

Mit:

- $\alpha_T$  ... Temperatureausdehnungskoeffizient
- $\Delta T_N$  ... konstante Temperaturbeanspruchung
- $L_{NP}$  ... Verformungsruehpunkt; Länge zwischen Festpunkt und Widerlager in m

Die auftretende Längsverschiebung  $\Delta L_{deck}$  zufolge monotoner oder zyklischer Belastung muss vom Unterbau, dem angrenzenden Erdreich und dem Übergang Straße - Brücke ohne Schäden aufgenommen werden. Durch die zyklische Verschiebung zufolge Temperaturänderung  $\Delta T$  entsteht über die Lebensdauer des Bauwerks eine Pumpbewegung, wie Abb. 2.11 zeigt. Dies führt zu einem erhöhten Erddruck bei einer Bauwerksverlängerung (mobilisierter passiver Erddruck) und zu einer Reduzierung des Erddrucks gegenüber dem Erdruhedruck bei einer Bauwerksverkürzung (mobilisierter aktiver Erddruck). Die Höhe des mobilisierten Erddruckes ist von der Größe der Widerlagerwandverschiebung  $\Delta L$  abhängig. Eine Bewegung weg vom Erdreich ist im geringen Maß ausreichend ( $-\Delta L \approx 0.05\% \cdot H$ ), um den aktiven Erddruck  $e_a$  zu mobilisieren. Hingegen bedarf es großer Verschiebungen ( $+\Delta L \approx 5\% \cdot H$ ), um den passiven Erddruck  $e_p$  vollständig aktivieren zu können. Die notwendigen großen Verschiebungen treten jedoch im integralen Brückenbau nicht auf, wodurch es nur zu einer teilweisen Mobilisierung des passiven Erddruckes  $e_{mob}$  kommt.

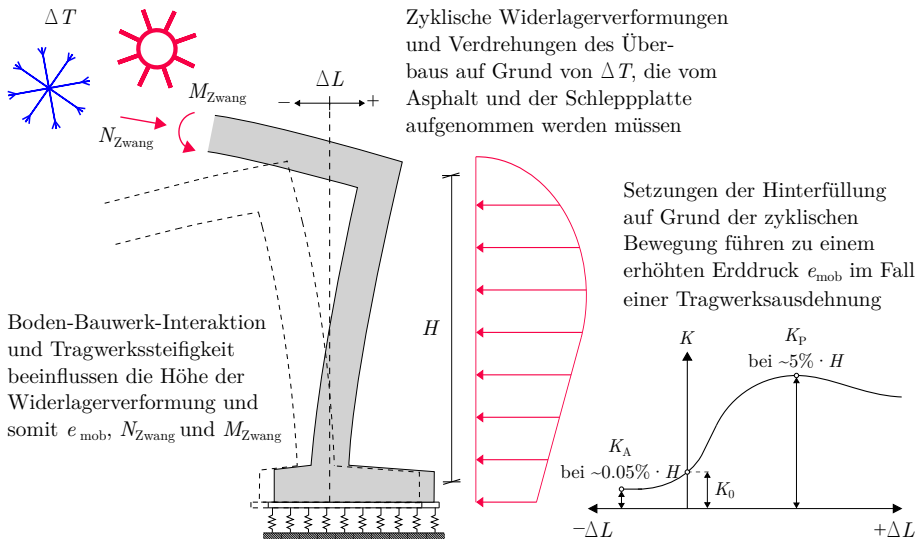


Abbildung 2.11.: Darstellung der Bauwerksverschiebungen aufgrund zyklischer Bewegungen infolge Temperatur  $\Delta T$  am Beispiel eines flachgegründeten Widerlagers

Die Größe der Mobilisierung ist u.a. auch von der Bewegungsart, der Lagerungsdichte der Hinterfüllung sowie der Größe der Verformung abhängig (vgl. ÖNorm B 4434 (1993)). Eine Vielzahl von Beiträgen beschäftigt sich mit der Thematik der Boden-Bauwerks-Interaktion und der Quantifizierung des mobilisierten Erddruckes hinter der Widerlagerwand, beispielsweise sind dies: Bartl (2004), England et al. (2000), Franke (1989), Kerokoski (2006), Koskinen (1997), Marte et al. (2016), Szczyrba (2013) und Vogt (1984).

Neben der Verdichtung des Erdreiches zufolge zyklischer Verformung kommt es u.a. zu Setzungen hinter der Widerlagerwand, welche durch eine geeignete Konstruktion z.B. einer Schleppplatte zu überbrücken sind, um Schäden an der Fahrbahn auszuschließen und somit die Verkehrssicherheit sicherstellen zu können. Marte et al. (2016) beschreibt mit Hilfe von hypoplastischen Stoffgesetzen und klein- und großmaßstäblichen Versuchsserien die Verdichtung, sowie Setzungen des Erdreiches hinter der Widerlagerwand. Den Ergebnissen zufolge stellen sich bereits bei geringen Zyklenanzahlen Setzungen hinter der Widerlagerwand ein.

### **Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion in der Bemessung:**

Um den Einfluss der Boden-Bauwerks-Interaktion auf die Höhe der Zwangbeanspruchung und auf die Höhe der Widerlagerverformung in der Bemessung von integralen Brücken zu berücksichtigen, empfehlen Normenwerke und verschiedene Literaturquellen (bspw. KHP (2003, S. V.1 1), Engelsmann et al. (1999, S. 23), Kaufmann (2008), Mahlo und Martin (2010, S. 539), Reiterer et al. (2011, S. 108f)) eine Grenzwertbetrachtung der Bodenparameter. Grund dafür ist, dass eine auf der sicheren Seite liegende Bemessung durch die große Schwankungsbreite der Bodenparameter erschwert bzw. kaum möglich ist. Zwangbeanspruchungen oder Verformungen werden durch das gegenseitige Zusammenspiel unter- bzw. überschätzt. Auch für kleine bis mittelgroße Tragwerke wird eine Grenzwertbetrachtung der Bodenparameter in der Bemessung empfohlen (vgl. Engelsmann et al. (1999)).

Um den oberen und unteren Grenzwert der Bodenparameter bestimmen zu können, wird u.a. in KHP (2003) der Faktor  $f = 2.0$  ausgehend vom Mittelwert nach oben und unten empfohlen. In KHP (2006) wird als oberer Grenzwert eine unverschiebliche Lagerung angenommen und die horizontale Verformung des Widerlagerfußes für die unteren Grenze auf maximal 0.01 m beschränkt. Mayer (2015) empfiehlt hingegen die Erstellung von projektspezifischen Nomogrammen zur Bestimmung von vertikalen und horizontalen Bettungssteifigkeiten in Abhängigkeit der Größe der Belastung. Vor allem bei langen integralen Brücken ist deshalb eine Abstimmung zwischen Tragwerksplaner und Geotechniker schon in der Planungsphase erforderlich, um die Bodensteifigkeit und deren Einfluss auf die Zwangkräfte und Tragwerksverformungen angemessen erfassen zu können.

### **Normative Berücksichtigung des mobilisierten Erddruckes in der Bemessung:**

Zur Berücksichtigung des mobilisierten Erddruckes  $e_{\text{mob}}$  in der Bemessung von integrale Brücken ist noch kein einheitlicher Ansatz, sowohl im Fall einer Tragwerksverkürzung als auch im Fall einer Tragwerksverlängerung, vorhanden. In der Literatur finden sich verschiedene Ansätze und Mobilisierungsfunktionen, um den temperaturinduzierten Erddruck abzubilden. Die Anwendbarkeit der vorgeschlagenen Mobilisierungsfunktionen

ist jedoch stark von den jeweiligen Randbedingungen (u.a. Ausbildung der Hinterfüllung, Gründungs- bzw. Bauwerkssteifigkeit) abhängig. Der durch die Aufstelltemperatur  $T_0$  eingeprägte Verformungszustand kann ebenfalls Einfluss auf die Höhe des mobilisierten Erddruckes haben. Nach derzeitigen Normenstand bzw. Berechnungsvorgehen wird die Aufstelltemperatur  $T_0$  in der Berechnung des mobilisierten Erddruckes jedoch vernachlässigt (vgl. Anhang A.4).

Tab. 2.3 und Tab. 2.4 geben einen Überblick über die normativen Festlegungen der unteren Erddruckgrenze im Fall einer Tragwerksverkürzung bzw. der oberen Erddruckgrenze als Ersatzlast im Fall einer Tragwerksverlängerung. Auf Grund der Annahme, dass bei kurzen Tragwerken nur eine geringe Erddruckerhöhung infolge Bauwerksverschiebung zu erwarten ist, wird dies in den Normen bzw. Richtlinien mit Hilfe des Erdruhedruckes als Ersatzlast berücksichtigt. Dadurch muss der mobilisierte Erddruck bis zu einer bestimmten Bauwerkslänge nicht ermittelt werden. In ASTRA 12004 (2011) wird einerseits auch darauf hingewiesen, dass schon geringe Verformungen ausreichend sind, um Erddrücke zu mobilisieren, die deutlich über den Erdruhedruck liegen, andererseits erlaubt diese den Ansatz des Erdruhedruckes bis Brückenlängen von 30 m. Die Erddruckfigur wird sowohl im Fall einer Tragwerksverkürzung als auch bei einer Tragwerksverlängerung mit Hilfe einer Dreieckslast beschrieben. In beiden Fällen zeigt der Vergleich, dass in der Bemessung unterschiedliche Erddrücke auf die Widerlagerwand berücksichtigt werden müssen. Deutliche Unterschiede ergeben sich vor allem bei der oberen Erddruckgrenze als Ersatzlast und den zugehörigen maximalen Brückenlängen.

Anhang A.4 zeigt einen von der Bauwerkslänge unabhängigen Vergleich der normativen Festlegungen für die obere Erddruckgrenze bei einer Tragwerksausdehnung. Um die Nachverdichtung des Erdreiches zufolge zyklischer Bewegung zu berücksichtigen, empfehlen ASTRA 12004 (2011) und UK Highway Agency (2003) die Gesamtverschiebung aus Sommer und Winter am Widerlagerkopf in der Berechnung des mobilisierten Erddruckes zu verwenden. Diese Vorgehensweise wird auch von Szczyrba (2013) empfohlen. Weiters empfehlen z.B. Pak (2013) und Vogt (1984) eine iterative Ermittlung der Widerlagerwandverschiebung, um die teilweise Rückverformung der Widerlagerwand in die Ausgangsstellung und einhergehend die Reduzierung des mobilisierten Erddruckes zu berücksichtigen. In z.B. Tue et al. (2016) konnte für lange integrale Tragwerke gezeigt werden, dass die iterative Ermittlung

Tabelle 2.3.: Untere Erddruckgrenze für Rahmentragwerke - normative Festlegungen

Quelle	Anmerkungen
ASTRA 12004 (2011, S. 26)	ULS: $e_a$ (empfohlen) SLS: erhöhter aktiver Erddruck i.d.R. Mittelwert $E_h = (E_{0h} + E_{ah})/2$ ausreichend
BMVI (2013, S. 4f & 17)	$e_a/2$ ; in Kombination mit $\Delta T$ ist der ungünstigere Fall aus $[\Delta T_{\text{Winter}} + (e_0; e_a/2)]$ zu wählen
DIN 4085 (2011, S. 39f)	erhöhter aktiver Erddruck in Abhängigkeit der zu erwartenden Bauwerksverformung: $E_a = \mu \cdot E_a + (1 - \mu) \cdot E_0$ mit $0 \leq \mu \leq 1$
IAC Vermont (2008)	$e_a$
ÖNorm B 1992-2 (2014, S. 11)	$e_a$
ÖNorm B 4434 (1993, S. 9)	erhöhter aktiver Erddruck in Abhängigkeit der zu erwartenden Bauwerksverformung; i.d.R. $E_h = (E_{0h} + E_{ah})/2$
UK Highway Agency (2003)	kein Ansatz

der Widerlagerwandverschiebung kaum Einfluss auf die Höhe der Beanspruchung zufolge des mobilisierten Erddruckes hat und somit vernachlässigt werden kann. Weiters erlaubt ASTRA 12004 (2011) im Falle einer Flachfundierung die Annahme einer Fußpunktrotation. Nach Mahlo und Martin (2010) ist diese Annahme nur für Fundamente unter reiner Momentenbeanspruchung gültig. Mahlo und Martin (2010), Pak (2013) sowie Tue et al. (2016) konnten in den Untersuchungen feststellen, dass eine Kombination aus Translation- und Rotationsbewegung der Widerlagerwand vorliegt. Auf eine Diskussion der in Anhang A.4 dargestellten Erddruckansätze wird an dieser Stelle verzichtet, da u.a. in den Arbeiten von Szczyrba (2013) und Tue et al. (2015) umfangreiche Untersuchungen zu den Erddruckansätzen vorhanden sind.

Tabelle 2.4.: Obere Erddruckgrenze für Rahmentragwerke als Ersatzlast - normative Festlegungen

Quelle	Anmerkungen
ASTRA 12004 (2011, S. 37)	$e_0$ bis $L < 30$ m
BMVI (2013, S. 5)	$e_0$ bis $L < 20$ m
IAC Vermont (2008)	keine Angabe; Ansatz nach Kapitel A.4
ÖNorm B 1992-2 (2014, S. 11)	mindestens $e_0$ bis $L < 25$ m
UK Highway Agency (2003)	keine Anmerkungen; Ansatz nach Kapitel A.4

## 2.4. Bisherige Erfahrungen in Österreich

In diesem Abschnitt werden ausgeführte Integralisierungen bei Bestandsbrücken dokumentiert. Dabei erfolgte eine vertiefte Auswertung der in Tue und Della Pietra (2014, Arbeitspaket 2) und Plösch (2015) dargestellten Tragwerke in Bezug auf angenommene Belastungsansätze in der Bemessung, sowie des ausgeführten Sanierungs- und Ertüchtigungskonzeptes. Ein besonderes Augenmerk wird auf die Bewehrungsführung in der Rahmenecke gelegt. Bei den vorliegenden Brückenobjekten handelt es sich um Brücken im Landesstraßennetz. Kosten der Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen liegen nicht vor.

### 2.4.1. Objekt A

#### Objektbeschreibung - Bestand:

Bei dem vorliegenden Objekt handelt es sich um eine einfeldrige Straßenbrücke aus Stahlbeton mit einem Kreuzungswinkel von  $93.5$  gon. Die Spannweite ist mit  $L = 5.80$  m gegeben. Das Plattentragwerk hat eine Stärke von  $h = 0.35$  m mit beidseitigen,  $0.30$  m breiten Kragarmen. Es liegt somit ein  $L/h$ -Verhältnis von  $16.7$  vor. Die Fahrbahnbreite beträgt  $9.50$  m. Das Objekt liegt in einem Bogen mit einem Radius von  $R = 2\,000$  m, wobei die Längsneigung ca.  $0.1\%$  und die Querneigung der Fahrbahn ca.  $2.5\%$  betragen.

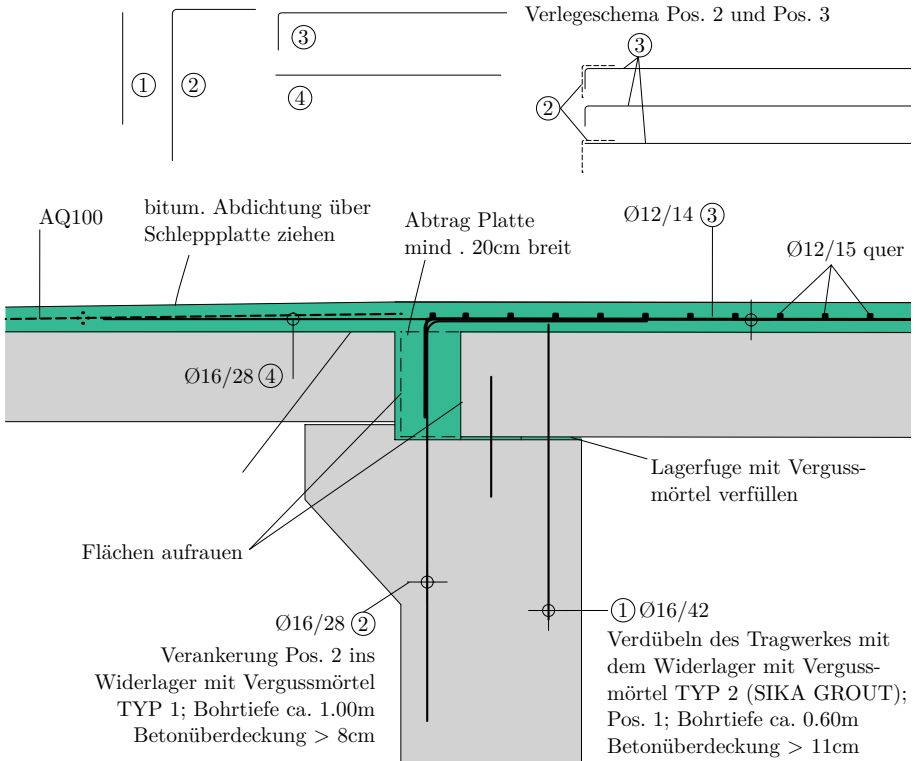


Abbildung 2.12.: Rahmeneckausbildung bei der Integralisierung des Objektes A - M 1:25

Der Überbau ist mittels verankerten Lagerblechen am Unterbau gelagert. Das Widerlager und die angeschlossenen Flügel sind flach gegründet. Die Flügel kragen ca. 3.00 m aus. Die Widerlagerwände haben eine mittlere Höhe von  $H = 4.90$  m und weisen eine Dicke von  $t = 0.60$  m auf. Somit ergibt sich ein  $L/H$ -Verhältnis von 1.2 und ein  $t/h$ -Verhältnis von 1.7.

### Belastungsansätze:

Das Bestandstragwerk wurde auf die Verkehrslasten gemäß ÖNorm EN 1991-2 (2012) und ÖNorm B 1991-2 (2011) ertüchtigt. Die Lastmodelle LM 1 und LM 2 wurden mit  $\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = \beta_Q = 1.0$  in der statischen Berechnung berücksichtigt. Als Schwertransport wurde das Lastmodell LM 3 mit 3 000 kN und einer Achslast von 200 kN in Schrittgeschwindigkeit angesetzt. Auf den



anderen Fahrstreifen sowie der Restfläche wurde das Lastmodell LM 1 mit den häufigen Werten berücksichtigt (vgl. ASFiNAG (2016b)).

Im technischen Bericht findet sich keine Anmerkung, ob Temperaturlasten oder ein erhöhter Erddruck in der Bemessung angesetzt wurden. In der statischen Berechnung erfolgte die Annahme, dass bereits alle Setzungen abgeklungen sind.

### **Ausgeführtes Sanierungs- und Ertüchtigungskonzept:**

Im Zuge der Integralisierung wurde für die Fahrbahnplatte ein Aufbeton von 0.10 m vorgesehen, wodurch sich die Plattenstärke auf  $h = 0.45$  m erhöht. Durch diese Maßnahme konnte eine größere statische Nutzhöhe  $d$  in Feldmitte erreicht werden, womit eine Verstärkung an der Unterseite im Feldbereich vermieden wurde. Die Verbindung des Aufbetons am Plattenrand wurde mittels einer Überkronung ausgeführt. Eine Verdübelung des Aufbetons erfolgte in der Entwässerungsachse und bei den Arbeitsfugen. Die Oberflächenvorbereitung der Fuge (neuer auf alter Beton) wurde gemäß RVS 15.02.34 (2011) geplant.

Das Rahmeneck wurde konstruktiv mittels luftseitig eingebohrten Steckeisen  $\varnothing 16/42$  (Pos. 1) geschlossen. Die Einbohrtiefe in das Widerlager beträgt 0.60 m. Um die Anordnung der obenliegenden Bewehrung zur Aufnahme negativer Momente zu ermöglichen wurde das Ende der Fahrbahnplatte abgetragen. Die erforderliche einlagige Bewehrung  $\varnothing 16/28$  (Pos. 2) wurde in das Widerlager mit einer Länge von 1.0 m eingebohrt und vergossen. Der Fugenverguss wurde mittels Vergussmörtel umgesetzt und das Lager miteinbetoniert. Abb. 2.12 zeigt die Ausbildung des Rahmeckbereiches, sowie die gewählte Bewehrungsführung.

Die Bestandsschleppplatte wurde monolithisch mit dem Tragwerk mit Hilfe des Aufbetons verbunden, weiters wurde diese an die Flügelwände ( $\varnothing 12/15$ ) angehängt. Auf eine Änderung der Bestandsfundamente wurde verzichtet, da die Lasterhöhung ca. +10% beträgt. Auf eine Fahrbahnübergangskonstruktion wurde verzichtet. Abb. 2.13 zeigt das sanierte Brückenobjekt im Endzustand.



Abbildung 2.13.: Fotodokumentation des Objektes A - März 2017

## 2.4.2. Objekt B

### Objektbeschreibung - Bestand:

Bei der bestehenden Straßenbrücke handelt es sich um eine einfeldrige Stahlbetonbrücke mit einem Kreuzungswinkel von 95.41 gon. Die Spannweite beträgt  $L = 15.0$  m. Das Plattentragwerk weist eine Stärke von  $h = 0.68$  m und eine Breite von 7.0 m mit beidseitigen 1.75 m breiten Randbalken auf. Das Objekt liegt auf einer Geraden und hat eine Quer- und Längsneigung von ca. 2.0%. In Feldmitte weist das Bestandstragwerk einen Durchhang von 6 cm auf, welcher lt. technischen Bericht auf eine zu geringe Überhöhung bei der Errichtung zurückgeführt wurde.

Das Tragwerk ist am Widerlager auf Neoprenlagern gelagert. Das Bauwerk ist flach gegründet und beidseitig sind ca. 3.0 m lange Hängeflügel angeordnet. Das Widerlager hat eine Höhe von ca.  $H = 4.0$  m und ist  $t = 1.0$  m breit. Es liegen somit folgende Geometrieverhältnisse vor:  $L/h = 23.5$ ,  $L/H = 4.0$  und  $t/h = 1.5$ .

### Belastungsansätze:

Die Belastungsansätze für dieses Objekt wurden analog zu Kapitel 2.4.1 gewählt.

### Ausgeführtes Sanierungs- und Ertüchtigungskonzept:

Für den Umbau in ein integrales Tragwerk wurde ein variabler Aufbeton von 8 - 16 cm zum Ausgleich des Durchhanges vorgesehen. Detaillierte Angaben zur Aufbetonbemessung sind nicht vorhanden, die Verdübelung erfolgte jedoch in der Entwässerungsachse. Die Oberflächenvorbereitung der Fuge wurde gemäß RVS 15.02.34 (2011) geplant.

Die Rahmenecke wurde konstruktiv mittels luftseitig eingebohrten Steckeißen  $\varnothing 20/50$  (Pos. 1) geschlossen. Die Einbohrtiefe in das Widerlager beträgt 0.60 m. Der 4 cm hohe Lagerspalt wurde im Zuge der Ertüchtigung vergossen. Auf Grund der sehr geringen Widerlagerbewehrung wurde erdseitig eine 0.10 m starke Verstärkung des Widerlagers mit einer erdseitigen Vorsatzschale bis zur Fundamentoberkante geplant. Abb. 2.14 zeigt die Ausbildung des Rahmeckbereiches, sowie die gewählte Bewehrungsführung.

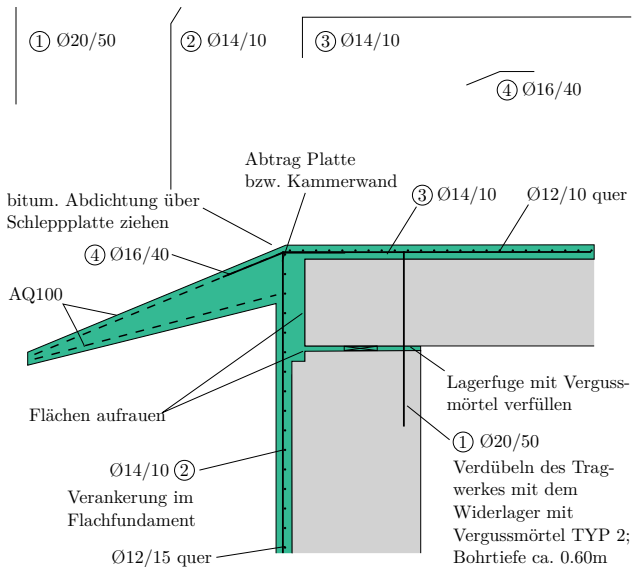
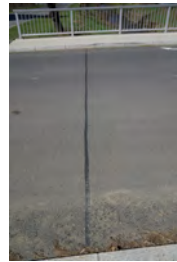


Abbildung 2.14.: Rahmeneckausbildung bei der Integralisierung des Objektes  
B - M 1:50

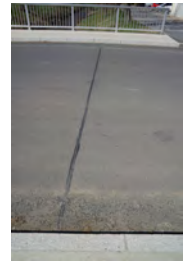
An den Brückenden wurden tief abfallende Schleppplatten angeordnet, welche biegesteif mit dem Tragwerk verbunden sind. Dabei weist die Schleppplatte an der Einspannstelle eine höhere Dicke als am Schleppplattenende auf. Die Länge wurde mit 2.0 m festgelegt und ist mit den bestehenden Flügelmauern mittels einreihiger Steckeseisen  $\varnothing 16/30$  verbunden. Die bestehenden Flachfundamente sind ausreichend dimensioniert und brauchten im Zuge des Umbaus nicht verstärkt werden. Abb. 2.15 zeigt das sanierte Brückenobjekt im Endzustand.



Ansicht



Fahrbahnübergang 1



Fahrbahnübergang 2



Untersicht Rahmenecke



Randbalken, Untersicht Kragplatte

Abbildung 2.15.: Fotodokumentation des Objektes B - März 2017

### 2.4.3. Objekt C

#### **Objektbeschreibung - Bestand:**

Bei dem vorliegenden Objekt handelt es sich um eine schiefe Stahlbeton-Straßenbrücke mit einem Kreuzungswinkel von 73.25 gon. Die Spannweite ist mit  $L = 17.85$  m gegeben. Das Plattentragwerk hat eine Stärke von  $h = 0.81$  m und weist beidseitig einen Kragarm auf. Die Fahrbahnbreite beträgt 7.0 m. Das Objekt liegt auf einer Geraden und hat eine Längsneigung von ca. 0.4% und eine Querneigung von ca. 2.5%. Die im Bestand vorhandene Bewehrung wurde mit einem Rippentorsteel 50 angegeben.

Der Überbau ist jeweils mittels sechs bewehrten Gummilagern am Unterbau gelagert. Der Unterbau besteht aus einem Pfahlrost und drei Bohrpfählen ( $\varnothing 90$ ) mit einer Länge von 19 m. Die Flügel kragen ca. 3.00 m aus. Der Pfahlrost hat eine mittlere Höhe von  $H = 1.50$  m und ist 1.10 m breit. Es liegen somit folgende Geometrieverhältnisse vor:  $L/h = 22.0$ ,  $L/H = 11.9$  und  $t/h = 1.4$ .

#### **Belastungsansätze:**

Das Bestandstragwerk wurde auf die Verkehrslasten gemäß ÖNorm EN 1991-2 (2012) und ÖNorm B 1991-2 (2011) ertüchtigt. Die Lastmodelle LM 1 und LM 2 wurden analog zu Kapitel 2.4.1 gewählt. Als Schwertransport wurde das Lastmodell LM 3 mit 3 000 kN und einer Achslast von 200 kN angesetzt.

Welche Geschwindigkeit oder ob das Lastmodell LM 1 mit den häufigen Werten berücksichtigt wurde, geht aus dem technischen Bericht nicht hervor. Auch bei diesem Objekt findet sich keine Anmerkung, ob Temperaturlasten oder ein erhöhter Erddruck in der Bemessung berücksichtigt wurden.

#### **Ausgeführtes Sanierungs- und Ertüchtigungskonzept:**

Abb. 2.16 zeigt die Ausbildung des Rahmeneckbereiches, sowie die gewählte Bewehrungsführung. Für die Ertüchtigung des Tragwerks wurde am Fahrbahnplattenende auf einer Länge von rund 3.0 m und erdseitig an der Widerlageraußenseite die Bestandsbewehrung freigelegt, um die Anordnung der erforderlichen Bewehrung zur Aufnahme schließender Momente

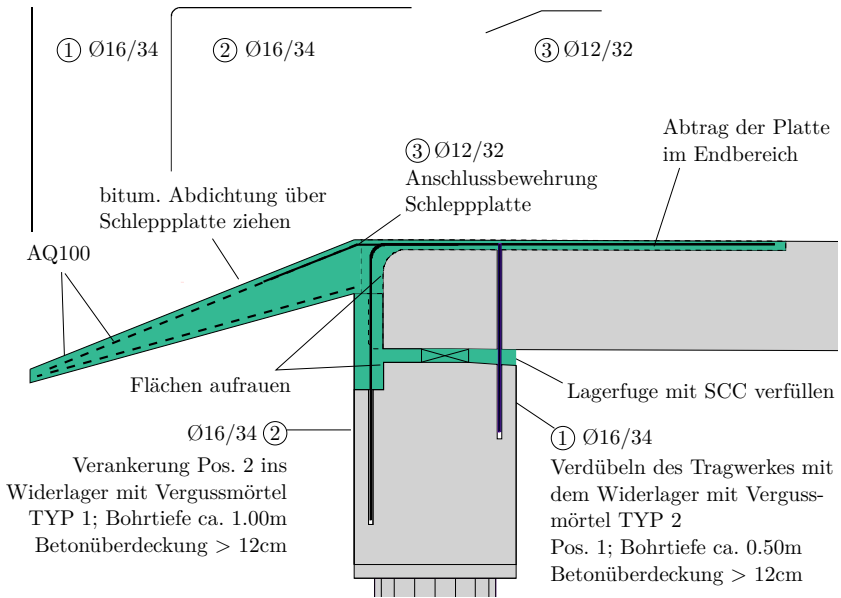


Abbildung 2.16.: Rahmeneckausbildung bei der Integralisierung des Objektes C - M 1:50

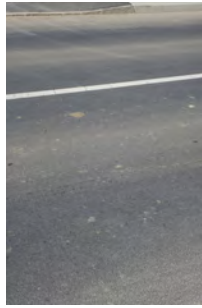
zu ermöglichen. Auf einen Aufbeton und eine Querbewehrung wurde im vorliegenden Fall verzichtet.

Zur Aufnahme von öffnenden Momenten wurde luftseitig eine Anschlussbewehrung von  $\varnothing 16/34$  (Pos. 1) eingebohrt und eingeklebt. Die Einbohrtiefe in das Widerlager beträgt 0.50 m. Der Lagerspalt wurde im Zuge des Betoniervorganges geschlossen. Auf eine Querbewehrung in den hinzugefügten Bauteilen wurde verzichtet.

Am Brückenende wurde eine tief abfallende Schleppplatte angeordnet und mit dem Überbau biegesteif verbunden. Der Querschnitt der Schleppplatte nimmt zum Ende hin konisch ab. Die Länge wurde mit 2.4 m festgelegt. Als Fahrbahnübergangskonstruktion wurden gemäß technischen Bericht am Anfang und am Ende der Schleppplatten 1.5 cm breite Schnittfugen im Asphalt angeordnet und vergossen. Das sanierte Brückenobjekt im Endzustand ist in Abb. 2.17 dargestellt.



Ansicht



Fahrbahnübergang 1



Fahrbahnübergang 2



Untersicht Rahmenecke



Randbalken, Untersicht Kragplatte

Abbildung 2.17.: Fotodokumentation des Objektes C - März 2017

### 2.4.4. Zusammenfassung der Objekte

Tab. 2.5 zeigt einen Überblick über die dargestellten einfeldrigen Platten-tragwerke. Bei detaillierter Betrachtung der technischen Berichte und Bewehrungsführungen lassen sich aus der Bestandserhebung die nachstehenden Schlussfolgerungen ableiten.

#### **Belastungsansätze:**

Es kann festgehalten werden, dass keine Angaben zu den angenommenen Temperatur- und Erddruckansätzen erfolgen. Es ist davon auszugehen, dass in der Bemessung auf einen Ansatz der Temperatur gemäß DIN 1075 (1981) und BMVI (1989) für Brücken kleiner 20 m verzichtet und der Erddruck als oberer Grenzwert gemäß ÖNorm B 1992-2 (2014) angesetzt wurde. Sämtliche Tragwerke wurden auf das Lastmodell LM 1 und LM 3 (3000/200) ertüchtigt. Es erfolgte keine Abminderung der Verkehrslast zufolge reduziertem Verkehr auf Landesstraßen (vgl. Vorschlag nach Boros et al. (2015)).

Tabelle 2.5.: Überblick der Plattentragwerke vor der Integralisierung

Objekt	A	B	C
Baujahr	1976	1974	1974
Verkehrslast Bestand	k.A.	ÖNorm B 4002 (1970)	ÖNorm B 4002 (1970)
Sanierungsjahr	2013	2012	2012
Prüfnote vor Sanierung	3	3	3
Kreuzungswinkel in gon	93.500	95.411	73.250
Stützweite senkrecht in m	5.80	16.00	16.30
Stützweite $L$ in m	5.83	16.00	17.85
Gesamtbreite $B$ in m	11.30	10.00	10.50
Plattenhöhe $h$ in m	0.35	0.68	0.81
Widerlagerwandhöhe $H$ in m	4.90	4.00	1.50
Widerlagerdicke $t$ in m	0.60	1.00	1.10
Lager	Lagerblech	Neoprenlager	bewehrtes Gummilager
Gründung	flach	flach	3 $\varnothing$ 90 Pfähle mit $L = 19$ m
Material Überbau (aus Betonprüfung)	B225 (C45/55)	B400 (C45/55)	B400 (C35/45)
Material Unterbau (aus technischem Bericht bzw. ONR 24008 (2014))	k.A.	B225 ( $f_{yk} = 11.4 \text{ N/mm}^2$ )	WL: B225 (C16/20), Pfahl: B300 (C25/30)
Überbaulänge / Überbauhöhe $L/h$	16.7	23.5	22.0
Überbaulänge / Unterbauhöhe $L/H$	1.2	4.0	11.9
Unterbaudicke / Überbauhöhe $t/h$	1.7	1.5	1.4



### Übergang Straße - Brücke:

Die Schleppplatte taucht bei zwei Tragwerken tief in die Hinterfüllung ab und liegt auf einer Sauberkeitsschicht auf. Ebenfalls wurde diese monolithisch mittels einreihiger Stecker an die Flügelmwände angeschlossen. Die bituminöse Abdichtung vom Überbau wurde über die Schleppplatte gezogen, um das anfallende Wasser von der Widerlagerseite wegzuleiten. Der Hinterfüllbereich wurde mittels Filterbeton und Drainagen zur Ableitung des anfallenden Wassers ausgeführt. Als Fahrbahnübergang wurden beim Objekt C zwei Belagsschnitte angeordnet, um die auftretenden Verschiebungen und Verdrehungen aufnehmen zu können.

### Bewehrungsführung und Wahl der Bewehrung:

Tab. 2.6 zeigt einen Überblick über die gewählten Bewehrungsmengen  $a_{s,i}$  und die vorhandene Bewehrungsgrade  $\rho_i$  des Rahmeneckbereiches der einzelnen Objekte. Die Bestandsbewehrung wurde bei der Berechnung des Bewehrungsgrades nicht berücksichtigt. Die vorhandenen Bewehrungsgrade der Rahmenecke sind gering und es kann somit von einem duktilen Querschnitt mit hohem Rotationsvermögen ausgegangen werden. Dies wirkt sich vorteilhaft auf den Zwangkraftabbau aus (vgl. Arnold (2008) und Della Pietra und Tue (2017)).

Bei allen Objekten zeigt sich, dass die zur Aufnahme des öffnenden Momentes eingelegte Bewehrung  $a_{s,Pos. 1}$  die Biegemindestbewehrung  $a_{s,min,WL}$  nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015, Abschnitt 9.2.1.1) unterschreitet. Bei der Berechnung der Mindestbewehrung wurde ein Beton der Güte C30/37 ( $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$ ) angenommen. Es ist davon auszugehen, dass das öffnende Moment zufolge Temperatur in der Lagerfuge vom Brückeneigengewicht überdrückt wird und daher auf einen Nachweis verzichtet wurde. Die vorhandene Bewehrung kann als konstruktive Bewehrung betrachtet werden. Der Nachweis der Einbindelänge gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) in das Bestandswiderlager ergibt rechnerisch eine größere Länge als ausgeführt. Es ist davon auszugehen, dass der Nachweis der Einbindelänge gemäß Herstellerangaben des Mörtels geführt wurde und die günstige Wirkung des größeren Bohrdurchmessers berücksichtigt wurde.

In Querrichtung wurde die empfohlene Oberflächenbewehrung der ÖNorm B 1992-2 (2014) von mindestens  $7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$  eingelegt. Ob beim Objekt C

die vorhandene Bestandsbewehrung im Brückenendbereich dieser Oberflächenbewehrung entspricht, kann den Unterlagen nicht entnommen werden.

Tabelle 2.6.: Überblick der umgebauten einfeldrigen Plattentragwerke in Österreich

Objekt	A	B	C
$A_{c,Pl}$	$0.45 \text{ m}^2/\text{m}$	$0.76 \text{ m}^2/\text{m}$	$0.81 \text{ m}^2/\text{m}$
$A_{c,WL}$	$0.60 \text{ m}^2/\text{m}$	$1.10 \text{ m}^2/\text{m}$	$1.20 \text{ m}^2/\text{m}$
$a_{s,min,Pl}$	$5.48 \text{ cm}^2/\text{m}$	$9.73 \text{ cm}^2/\text{m}$	$10.42 \text{ cm}^2/\text{m}$
$a_{s,min,WL}$	$6.72 \text{ cm}^2/\text{m}$	$14.39 \text{ cm}^2/\text{m}$	$14.81 \text{ cm}^2/\text{m}$
$a_{s,Pos. 1}$	$\emptyset 16/42$ ( $4.79 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	$\emptyset 20/50$ ( $6.29 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	$\emptyset 16/34$ ( $5.92 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
$a_{s,Pos. 2}$	$\emptyset 16/28$ ( $7.18 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	$\emptyset 14/10$ ( $15.39 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	$\emptyset 16/34$ ( $5.92 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
$a_{s,Pos. 3}$	$\emptyset 12/14$ ( $8.08 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	$\emptyset 14/10$ ( $15.39 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	$\emptyset 16/34$ ( $5.92 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
$a_{s,PL,quer}$	$\emptyset 12/15$ ( $7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	$\emptyset 12/10$ ( $11.31 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	-
$a_{s,WL,quer}$	-	$\emptyset 12/15$ ( $7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$ )	-
$\rho_{s,Pos. 1}$	0.08%	0.06%	0.07%
$\rho_{s,Pos. 2}$	0.12%	0.14%	0.05%
$\rho_{s,Pos. 3}$	0.18%	0.20%	0.07%
$\rho_{s,PL,quer}$	0.17%	0.17%	-
$\rho_{s,WL,quer}$	-	0.07%	-

## 2.5. Offene Fragestellungen

Aus der Literaturrecherche und der Auswertung der umgebauten Objekte ergeben sich für die Integralisierung von Bestandsbrücken und für den Neubau folgende offenen Fragestellungen:

### **Zwang in der Bemessung:**

Die Normen- und Richtlinienangaben unterscheiden sich für kleine integrale Tragwerke deutlich voneinander. Wissenschaftliche Erkenntnisse zum Zwangkraftabbau bzw. zur Überlagerung von Last- und Zwangbeanspruchung beziehen sich auf Neubauten. In den Versuchsserien bzw. theoretischen Untersuchungen wurden in der Regel geringe Bewehrungsgrade und hochduktiler Stähle zu Grunde gelegt, wodurch ein ausreichendes Verformungsvermögen im Bruchzustand vorhanden ist. Im Allgemeinen werden aufwendige nicht-lineare Untersuchungen verwendet, um den möglichen Zwangkraftabbau angemessen bestimmen zu können. Jung (2011) empfiehlt in der Bemessung von integralen Tragwerken generell auf nicht-lineare Methoden zurückzugreifen.

Für kleine Tragwerke erscheint die Anwendung von nicht-linearen Methoden in der Bemessung jedoch nicht zielführend zu sein. Eine Berücksichtigung von bereits gerissenen Tragwerksbereichen und hohen Bewehrungsgraden, wie sie bei Bestandsbrücken auch vorliegen können, wird bisher nicht untersucht. Für solche Fälle ist eine detaillierte Untersuchung zum Zwangkraftabbau zu empfehlen. Ein weiterer wichtiger Punkt in diesem Zusammenhang ist die Bruchdehnung  $\varepsilon_{su}$  und geringere Fließgrenze  $f_y$  der vorhandenen Betonstahlbewehrung. Die vorhandenen Bewehrungsgrade und Materialeigenschaften der Betonstahlbewehrung führen dazu, dass in der Bemessung einer Integralisierung nur bedingt von einem ausreichenden Verformungsvermögen des Tragwerkes ausgegangen werden kann. Eine Vernachlässigung der Zwangskraft, wie sie z.B. Arnold (2008) empfiehlt, kann auf der Bemessung auf der unsicheren Seite liegen und muss deshalb überprüft werden.

Der von Arnold (2008) vorgeschlagene Ansatz zur Vernachlässigung der Zwangskraft auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) kann auf der unsicheren Seite liegen, da der Querschnitt auch im gerissenen Zustand eine Restbiegesteifigkeit  $EI$  besitzt und somit nicht vernachlässigt werden

kann. Den Untersuchungen liegt weiters ein volleingespanntes Rahmensystem zu Grunde, wodurch die berechnete Zwangskraft deutlich überschätzt wird. Daher gilt es sowohl die Höhe der Zwangbeanspruchung zufolge Bauwerksteifigkeiten als auch den Zwangkraftabbau durch Rissbildung und Plastifizierung der Bewehrung bei Bestandsbrücken und Brückenneubauten zu quantifizieren. Durch dieses Vorgehen können die normativen Empfehlungen zum Zwangkraftabbau überprüft und eine allgemein gültige Empfehlung zur Berücksichtigung der Zwangbeanspruchung im ULS als auch im SLS abgeleitet werden. Auch die Auswirkungen der Boden-Bauwerks-Interaktion bzw. der Gründungsmodellierung auf die Höhe der Zwangbeanspruchung bei kleinen Rahmentragwerken muss im Detail quantifiziert werden.

### **Boden-Bauwerks-Interaktion:**

Die Gegenüberstellung der einzelnen Normenwerke zeigt auf, dass sowohl bei der unteren als auch bei der oberen Erddruckgrenze die Ansatzfunktionen stark variieren und dies zu einer unterschiedlich hohen Beanspruchung im Tragwerk führt. Ein alleiniger Vergleich der Erddruckresultierenden gemäß den Ansätzen nach Anhang A.4 ist für eine Beurteilung für kleinere Tragwerke nicht zielführend, da die Auswirkung auf die Höhe der Beanspruchung zufolge unterschiedlicher Lage der Resultierenden auf der Widerlagerwand nicht berücksichtigt wird. Auch die in der Literatur vorgeschlagenen Berechnungsmöglichkeiten der Widerlagerverformung variiert deutlich voneinander (vgl. z.B. Pak (2013), Szczyrba (2013) und Vogt (1984)).

Unter Berücksichtigung einer iterativ-gedämpften Ermittlung der Widerlagerwandverschiebung (vgl. Vogt (1984)) könnte der mobilisierte Erddruck im Fall einer Tragwerksausdehnung in der Größenordnung des Erdruhedruckes liegen, da die Widerlagerwandverschiebung bei kleinen Tragwerken gering ist. Diese These muss jedoch überprüft werden. Weiters ist die Auswirkung der Gründungs- und Bauteilsteifigkeit, sowie die Lage des Ruhepunktes auf die Bauteilverschiebung und somit auf die Größe des mobilisierten Erddruckes zu beurteilen.

### **Bemessung und konstruktive Ausbildung:**

Die Auswertung des Brückenbestandes, der Plattenormalien und der integralisierten Tragwerke zeigt auf, dass in Österreich sehr schlanke Brückenüberbauten vorliegen und somit ein hoher Verstärkungsaufwand im Zuge der Integralisierung zu erwarten ist. Eine Verstärkung in Feldmitte kann u.a. durch die Verkehrslasterhöhung gegenüber dem alten Normenstand hervorgerufen werden. Durch den sehr schlanken Überbau von Bestandstragwerken sind Verformungs-, Schwingungs- und Durchstanzprobleme zufolge Radlasten zu erwarten. Durch das Fehlen der Schubbewehrung in der Platte kann rechnerisch eine Schubverstärkung nötig werden.

Um den Umfang der Verstärkungspunkte (Feldmitte, Rahmenecke und Widerlagerfuß) angemessen zu erfassen, gilt es ein vereinfachtes Vorgehen in der Modellbildung und in der Schnittgrößenermittlung zu definieren.

Durch die Anordnung eines Aufbetons kann die Feldmitte einfach ertüchtigt werden, da der innere Hebelarm  $z$  in der Bemessung vergrößert wird. Die zusätzliche Mehrbeanspruchung aus Eigenlast wird mit dem inneren Hebelarm  $z$  mehr als kompensiert. Ein Aufbeton mit höherer Betongüte sollte gegenüber der Verwendung von CFK Lamellen an der Bauteilunterseite bevorzugt werden.

Der Widerlagerkopfbereich bzw. die Rahmenecke muss im Zuge der Integralisierung in einem Maß verstärkt werden, dass die Aufnahme von öffnenden und schließenden Momenten im Endzustand vom Über- in den Unterbau schadfrei möglich ist. Querkräfte und Normalkräfte müssen ebenso übertragen werden können. Für den Rahmeneckbereich gilt es ein Bemessungsvorgehen in Abhängigkeit der geometrischen Randbedingungen und vorhandener Bewehrungsführung für das öffnende und schließende Moment anzugeben.

Ertüchtigungsmaßnahmen im Bereich der Widerlagerfüße führen oft zu sehr hohen Kosten und sollten generell vermieden werden. Statisch wirksame Bewehrungsergänzungen in diesem Bereich sind kaum möglich und eine Fundamentverbreiterung bedeutet eine wesentlich größere Aushubfläche und einen deutlichen Mehraufwand in der Ausführungsphase.

Unter anderem soll die erforderliche Mindestbewehrung in Längs- und Querrichtung der Brücke sowohl für den Neubau als auch der Integralisierung erfasst werden.

## 3. Parameterstudie zur Schaffung der Bemessungsgrundlagen

Um die unterschiedlichen Literaturangaben zum Tragverhalten, zu den Zwangbeanspruchungen und den mobilisierten Erddrücken zu verifizieren, wird eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt. Durch Variation der Bauwerks- sowie der Gründungsteifigkeit soll der Einfluss auf die Verformung, die Zwangskraft und den mobilisierten Erddruck quantifiziert werden. Untersuchungen zum möglichen Zwangkraftabbau in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) und Gebrauchstauglichkeit(SLS) dienen weiters als Grundlage für den in Kapitel 4 dargestellten Bemessungsvorschlag. Die aus der Parameterstudie gewonnenen Ergebnisse werden jenen aus der Literatur gegenübergestellt, um mögliche Abweichungen und deren Ursachen bestimmen zu können.

### 3.1. Allgemeines

Eine umfassende Analyse des Tragverhaltens integraler Tragwerke erfordert eine Variation und Kombination von zahlreichen Parametern. Um die Bandbreite der Parameter möglichst groß wählen zu können, wird auf eine FE-Berechnung verzichtet und die analytische Methode verwendet (vgl. Anhang C).

#### **Modellausschnitt und Schnittgrößenermittlung:**

Im Zuge der Untersuchung werden einfeldrige integrale Tragwerke mittels eigener Routine auf Grundlage der allgemeinen Deformationsmethode untersucht. Betrachtet wird dabei ein Plattentragwerk mit der Breite  $B = 1.0\text{ m}$ , wie dies Abb. 3.1 zeigt. Die Schnittgrößen werden aus einer linear-elastischen Berechnung für einen ungerissenen Querschnitt (Zustand I) ermittelt. Die zur Berechnung der Schnittgrößen nötigen Kompatibilitätsbedingungen in

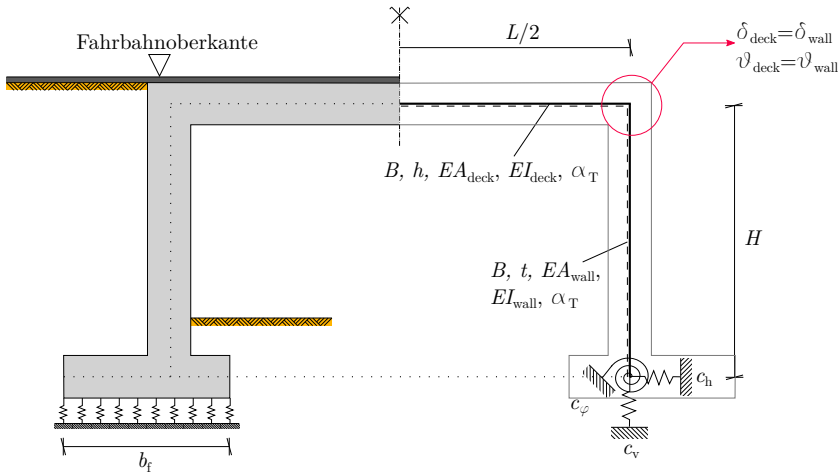


Abbildung 3.1.: verwendeter Modellausschnitt

Glg. (3.1) und Glg. (3.2) sind in Anhang C für unterschiedliche Belastungssituationen angegeben.

$$\text{Kopfauslenkung:} \quad \delta_{\text{wall}} = \delta_{\text{deck}} \quad (3.1)$$

$$\text{Kopfverdrehung:} \quad \vartheta_{\text{wall}} = \vartheta_{\text{deck}} \quad (3.2)$$

#### Simulation des Baugrundes und der Fundierung:

Zur Simulation des Baugrundes werden die Federsteifigkeiten auf Basis des Bettungsmodulverfahrens berechnet, wie dies schematisch Abb. 3.2 zeigt. Glg. (3.3) bis Glg. (3.5) zeigen die Steifigkeitsermittlung unter Annahme einer konstant verteilten Bettung in der Gründungssohle. Die Vertikalfeder wird unter der Annahme abgebildet, dass unter Ausnutzung der zulässigen Sohlnormalspannung auf der gesamten Gründungsfläche eine Setzung  $s_{\text{zul}}$  möglich ist. Die Horizontalfeder  $c_h$  wird in Abhängigkeit der Vertikalfedersteifigkeit  $c_v$  und unabhängig von den Bodeneigenschaften entsprechend der gängigen Praxisannahme mit 50% abgeschätzt (vgl. z.B. KHP (2003, S. 4)). Die Drehfeder  $c_\varphi$  errechnet sich über das Flächenträgheitsmoment der Gründung. Eine Klaffung der Gründung, sowie die spannungsabhängige Steifigkeit des Untergrundes werden in den Berechnungen nicht berücksichtigt.

Für jeden Lastfall werden daher die gleichen Federsteifigkeiten angesetzt. Die Federn werden am Ersatzsystem im Schwerpunkt der Fundamentplatte positioniert, siehe Abb. 3.2. Die in der Berechnung angenommene zulässige Bodenspannung  $\sigma_{zul}$  und zulässige Setzung  $s_{zul}$  entsprechen gewöhnlichen Randbedingungen flachfundierter Brücken.

$$c_v = \frac{B \cdot b_f \cdot \sigma_{zul}}{s_{zul}} = 90\,000 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

$$c_h = 0.5 \cdot c_v = 45\,000 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

$$c_\varphi = \frac{M}{\varphi} = \frac{\sigma_{zul}}{s_{zul}} \cdot \frac{B \cdot b_f^3}{12} = 67\,500 \text{ kNm/rad} \quad (3.5)$$

Mit:

$B$  ... Brückenbreite in m mit  $B = 1.0$  m

$b_f$  ... Gründungsbreite, angenommen mit  $b_f = 3.0$  m

$\sigma_{zul}$  ... zulässige Bodenspannung, angenommen mit  $\sigma_{zul} = 300 \text{ kN/m}^2$

$s_{zul}$  ... zulässige Setzung, angenommen mit  $s_{zul} = 0.01$  m

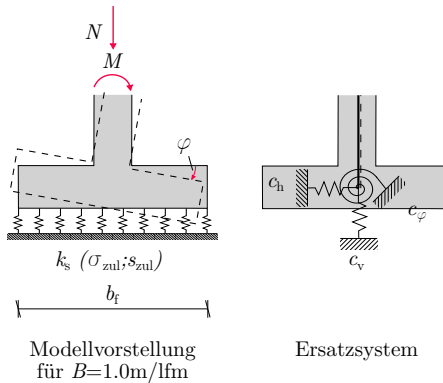


Abbildung 3.2.: Ermittlung der Federsteifigkeiten am Ersatzsystem



#### **Materialeigenschaften von Beton und Bewehrungsstahl:**

Der Temperaturexpansionskoeffizient wird für Stahlbeton mit  $\alpha_T = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$  nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) angesetzt. Eine Schwankung der Wärmedehnzahl bleibt in den Untersuchungen unberücksichtigt.

Den Berechnungen wird ein Beton der Güte C30/37 und ein Bewehrungsstahl der Güte BSt550B nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015), sowohl für den Über- als auch für den Unterbau zu Grunde gelegt. Es werden die in Anhang B.1 aufgelisteten Materialeigenschaften verwendet. Werden andere Materialeigenschaften in den Berechnungen verwendet, werden diese in den Ergebnisdarstellungen angemerkt.

## **3.2. Bedeutung der Bodensteifigkeit**

In diesem Abschnitt soll der Einfluss der Bodensteifigkeit auf die Widerlagerwandverschiebung dargestellt werden. Einerseits soll überprüft werden, ob es möglich ist, Verschiebungen und Bewegungsanteile abschätzen zu können, um die temperaturinduzierten Erddruckbeanspruchungen vereinfacht zu ermitteln. Andererseits soll der Ruhepunkt der Verformungsfigur bestimmt werden.

### **3.2.1. Bestimmung der Kopf- und Fußverformung**

Um den Einfluss der Bauwerks- und Gründungsteifigkeit auf die Verschiebungsfigur darzustellen, werden die Widerlagerbewegungen (Kopf- und Fußverformung) aus reiner Temperaturbeanspruchung am Überbau mit  $\Delta T_{N,deck}$  direkt am Modell ermittelt (vgl. Abb. 3.3). Der Ruhepunkt der Verformungsfigur wird dabei in Brückenmitte angenommen (ideal symmetrische Brücke).

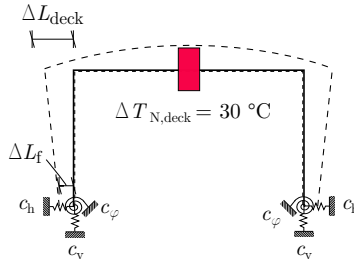


Abbildung 3.3.: Verformungsfigur infolge  $\Delta T_{N,deck}$ ; Festpunkt in Brückenmitte

In Abb. 3.4 (links) und Abb. 3.5 (links) sind die Verhältnisse zwischen der am Modell ermittelten Kopfverformung  $\Delta L_{deck}$  und unbehinderter Verformung  $\Delta L_{free}$  nach Glg. (3.6) dargestellt. Es zeigt sich, dass die Annahme einer freien Verformung eine sehr gute Abschätzung der auftretenden Kopfverformung darstellt. Die Einflüsse aus den Unterbau- und Gründungssteifigkeiten sind zu klein, um die Kopfverformung zu behindern.

$$\Delta L_{free} = \alpha_T \cdot \Delta T_{N,deck} \cdot \frac{L}{2} \quad (3.6)$$

Mit:

$\alpha_T$  ... Temperaturexpansionskoeffizient;  
 $\alpha_T = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$

$\Delta T_{N,deck}$  ... zentrische Temperaturbeanspruchung im Überbau;  
 $\Delta T_{N,deck} = 30 \text{ °C}$

$L$  ... Brückenlänge in m

Für die Fußverformung  $\Delta L_f$  zeigt sich nach Abb. 3.4 (rechts) und Abb. 3.5 (rechts), dass eine einfache Abschätzung der Fußverformung nicht möglich ist. Die Ergebnisse sind stark von der Widerlager- und Gründungssteifigkeit abhängig. Deutlich wird auch, dass geringere Widerlagerwandhöhen  $H$  zu größeren Fußverformungen führen und sich die Tendenz einer Translationsbewegung einstellt. Bei einer sehr weichen Horizontalfeder  $c_h$  nimmt der Translationsanteil deutlich zu. Der Einfluss der Drehfeder  $c_\varphi$  ist hierbei generell vernachlässigbar.

Eine reine Translation- bzw. Rotationsbewegung stellt sich jedoch bei keinem der untersuchten Systeme ein. Insgesamt kann festgestellt werden, dass eine

### 3. Parameterstudie zur Schaffung der Bemessungsgrundlagen

Kombination aus Translation und Rotation vorliegt (vgl. Mahlo und Martin (2010, S. 537)). Die Ergebnisse verdeutlichen weiters, dass die Annahme einer reinen Rotation um den Fußpunkt des Widerlagers<sup>3</sup>, wie er beispielsweise in ASTRA 12004 (2011) zu finden ist, die Widerlagerverformung deutlich unterschätzt und die Annahme einer reinen Translationsbewegung die Widerlagerverformung überschätzen kann. Die Verschiebungsfigur muss daher unter Berücksichtigung der vorhandenen Bauwerks- und Gründungssteifigkeiten ermittelt werden (vgl. Pak (2013, S. 28)).

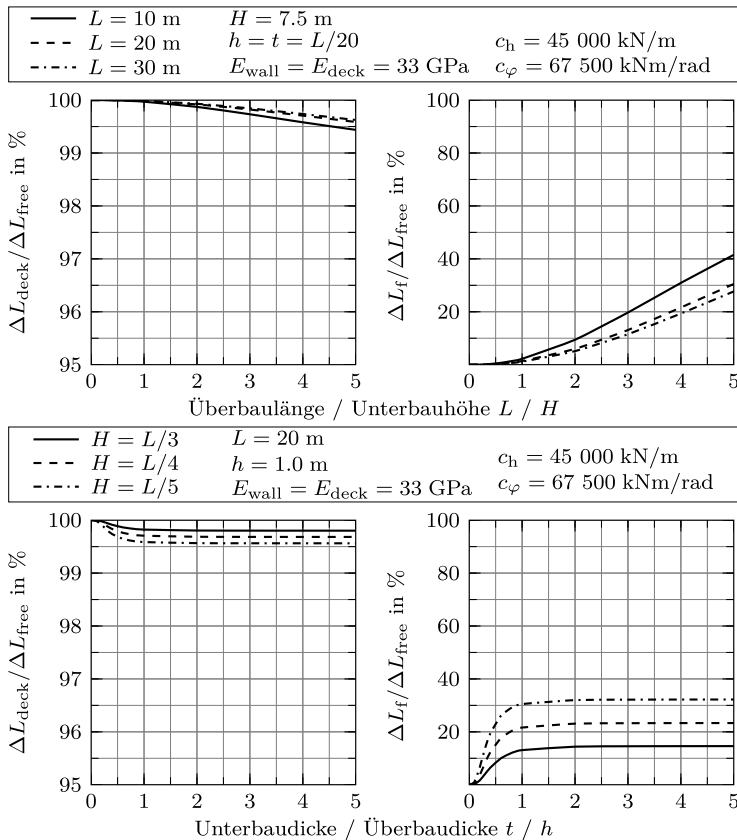


Abbildung 3.4.: Bewegungsanteile bei Variation der Bauwerkssteifigkeit; Kopf (links) und Fuß (rechts)

<sup>3</sup>nach Mahlo und Martin (2010, S. 533) nur gültig für Fundamente unter reiner Momentenbeanspruchung

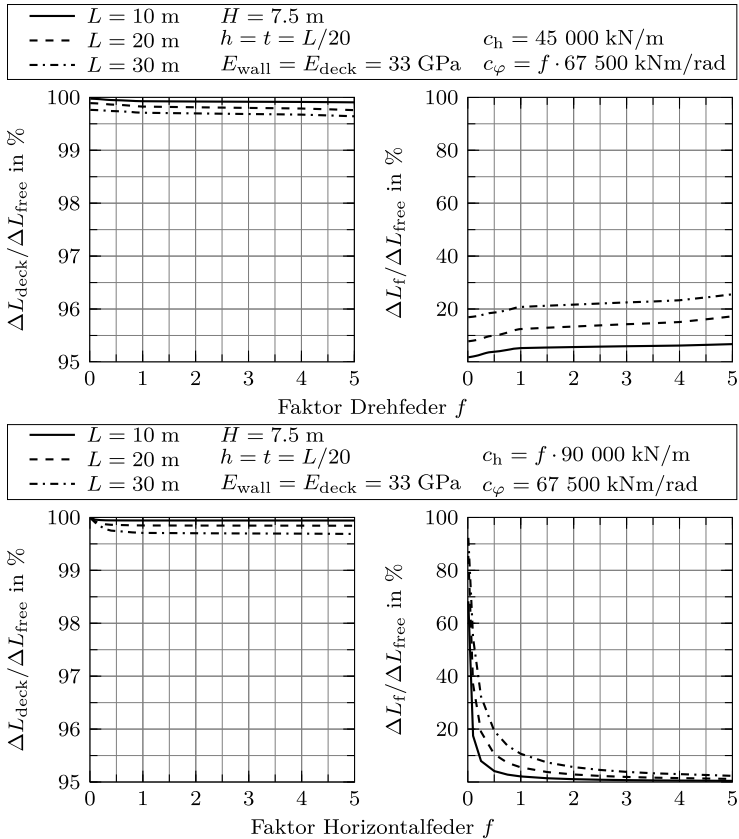


Abbildung 3.5.: Bewegungsanteile bei Variation der Gründungssteifigkeit; Kopfverformung (links) und Fußverformung (rechts)

### 3.2.2. Ruhepunkt der Verformungsfigur

Der Verformungsruhepunkt ( $L_{NP}$ ) bestimmt die Einflusslängen für die Ermittlung des mobilisierten Erddruckes. Für eine symmetrische Brücke liegt der Ruhepunkt nach Glg. (3.7) in Brückenmitte. Jedoch verursachen unterschiedliche Bodeneigenschaften keine gleichbleibende Lagerung der beiden Widerlager, wodurch der Ruhepunkt von der Brückenmitte zum steiferen Brückende hin verschoben wird.

Mahlo und Martin (2010, S. 535) geben die Grenzen des Ruhepunktes für einfeldrige Tragwerke zwischen  $0.25 \cdot L$  und  $0.75 \cdot L$  an. Da bei der Ermittlung von einem elastisch gestützten Stab als Ersatzsystem ausgegangen wurde

$$L_{NP} = 0.5 \cdot L \quad (3.7)$$

Mit:

$L$  ... Brückenlänge in m

und der Einfluss des Unterbaus unberücksichtigt bleibt, stellt diese Angabe den oberen bzw. unteren Grenzwert dar.

Um den Einfluss unterschiedlicher Bodeneigenschaften der beiden Widerlager auf die Lage des Ruhepunktes zu bestimmen, wird die angenommene Setzung zur Bestimmung der Federsteifigkeiten zwischen linkem und rechtem Widerlager variiert. In weiterer Folge werden die Verformungen der Brückenenden  $\Delta L_{deck,links}$  und  $\Delta L_{deck,rechts}$  bestimmt und die Lage des Ruhepunktes  $L_{NP}$  ermittelt (vgl. Abb. 3.6).

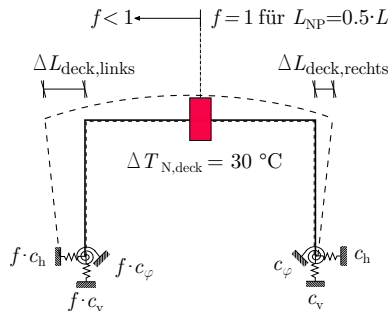


Abbildung 3.6.: Zur Bestimmung der Lage des Ruhepunktes  $L_{NP}$

Wird eine maximale Abweichung der Baugrundeigenschaften mit einem Faktor  $f$  von 0.5 bzw. 2 (vgl. Rizkallah (2005), Kempfert und Raithel (2009) und Witt (2009)) zwischen dem linken und rechten Widerlager berücksichtigt, erkennt man aus Abb. 3.7, dass für die berechneten Brückengeometrien der Ruhepunkt  $L_{NP}$  zwischen  $0.42 \cdot L$  und  $0.58 \cdot L$  liegt. Je länger die Brücke ist, desto weiter verschiebt sich der Ruhepunkt von der Brückenmitte weg. Die Widerlagerwandhöhe  $H$  hat einen geringen Einfluss und spielt nur bei längeren Brücken eine Rolle.

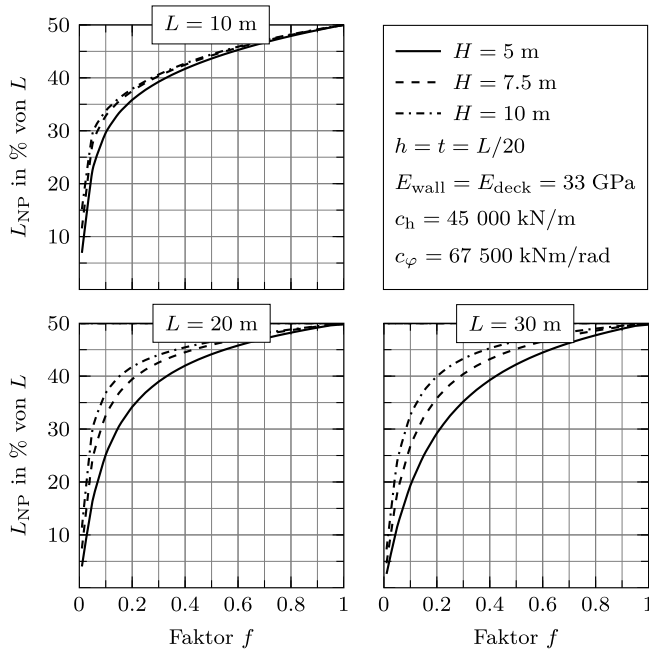


Abbildung 3.7.: Lage des Ruhepunktes  $L_{NP}$  bei Änderung der Bodensteifigkeit zwischen linker und rechter Gründung

### 3.3. Zwang infolge Temperatur

Für die Bemessung von integralen Brücken ist es von großer Bedeutung, Zwangbeanspruchungen infolge der Temperatureinwirkungen präzise zu erfassen. Es wird u.a. in Engelsmann et al. (1999), Pötzl (1996), Pötzl et al. (1996), ASTRA 12004 (2011) und in der BMVI (2013) empfohlen, auftretende Zwangsschnittgrößen durch günstige Wahl der Bauwerks- bzw. Materialsteifigkeiten zu reduzieren. Außer Acht gelassen wird jedoch, dass eine Steifigkeitsreduktion mit einer Erhöhung der Verformung einhergeht und sich dadurch der temperaturinduzierte Erddruck erhöht. Durch dieses Zusammenspiel ist es nicht auszuschließen, dass sich die Gesamtbeanspruchung aus Temperatur und mobilisiertem Erddruck trotz günstiger Tragwerkssteifigkeit erhöht (vgl. Kapitel 3.5.2). Bei der Berechnung einer Integralisierung kann u.a. die Bauteilgeometrie des Bestandtragwerkes nur geringfügig und die vorhandenen Materialeigenschaften nicht verändert werden.

Ziel der weiteren Untersuchungen ist es, den Einfluss der Bodensteifigkeit, einschließlich deren Variation sowie der Bauwerkssteifigkeit auf die Höhe der Zwangbeanspruchungen zu quantifizieren. Der Festpunkt der Brücke wird in Brückenmitte angenommen (ideal symmetrisches Brückentragwerk). Es werden die in Abb. 3.8 dargestellten Lastfälle untersucht. Die ermittelte Zugspannung  $\sigma_t$  wird auf die Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  bezogen (vgl. Glg. (3.8)). Es handelt sich hierbei um eine lineare Berechnung, die Spannung wird gemäß Glg. (3.9) ermittelt. Dies hat den Vorteil, dass die Tragwerke trotz unterschiedlicher Materialfestigkeiten und Abmessungen miteinander vergleichbar bleiben. Für die Beurteilung und Auswertung werden die Ergebnisse für die Rahmenecke und den Widerlagerfuß dargestellt.

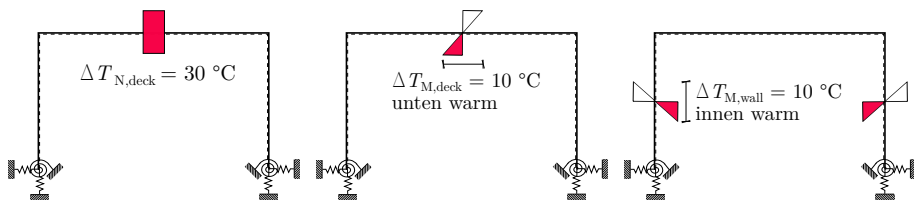


Abbildung 3.8.: betrachtete Temperaturlastfälle zur Quantifizierung der Zwangbeanspruchung

$$\frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \leq 1.0 \quad (3.8)$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A_i} \pm \frac{M}{W_i} \quad (3.9)$$

Mit:

- $N$  ... berechnete Normalkraft an der Auswertungsstelle
- $M$  ... berechnetes Biegemoment an der Auswertungsstelle
- $A_i$  ... Betonquerschnittsfläche am Auswertungspunkt  
(Rahmenecke oder Widerlagerfuß)
- $W_i$  ... Widerstandsmoment des Betonquerschnittes am  
Auswertungspunkt (Rahmenecke oder Widerlagerfuß)

### 3.3.1. Einfluss der Boden-Bauwerks-Interaktion

Die Boden-Bauwerks-Interaktion hat einen Einfluss auf die Höhe der Zwangbeanspruchung im Brückentragwerk. Der Literatur (bspw. Kaufmann (2008), KHP (2003, S. V.1 1), Reiterer et al. (2011, S. 108f), Mahlo und Martin (2010, S. 539)) kann entnommen werden, dass eine Grenzwertbetrachtung in der Bemessung sinnvoll sein kann, um die Schwankung der Bodenparameter und deren Einfluss auf die Zwangskraft zu berücksichtigen. Solche Untersuchungen sind jedoch zeitaufwendig und erschweren die Planungsarbeit.

Mit Hilfe der Variation der Bodensteifigkeit über die Annahme der zulässigen Setzung  $s_{zul}$ , der Horizontal-  $c_h$  sowie Drehfedersteifigkeit  $c_\varphi$  soll eine Aussage über die erforderliche Genauigkeit der Gründungsmodellierung und die Auswirkungen einer Grenzwertbetrachtung auf die Höhe der Zwangbeanspruchung getroffen werden. Es wird überprüft, ob eine Grenzwertbetrachtung auch bei kurzen integralen Tragwerken erforderlich ist.

#### **Einfluss der Gründungsmodellierung auf die Höhe der Zwangbeanspruchung:**

Die Abbildung der Gründungssituation kann grundsätzlich auf unterschiedliche Arten erfolgen und ist exemplarisch in Abb. 3.9 dargestellt. Häufig wird eine Festeinspannung (bspw. in Arnold (2008)) oder eine gelenkige Lagerung (bspw. in Engelsmann et al. (1999), Pötzl (1996), Pötzl et al. (1996) und



Mahlo und Martin (2010)) in den Untersuchungen verwendet. Bei diesen Modellvarianten wird jedoch die horizontale Verschiebung oder die teilweise Einspannung des Fundamentes außer Acht gelassen, wodurch die Verformungsfigur und damit einhergehend die Schnittgrößen verfälscht werden. Unter anderem wird bspw. von Berger et al. (2004), Mahlo und Schürmann (2008) und Braun et al. (2006) vorgeschlagen, die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund mittels einer elastischen Stützung zu realisieren. Jedoch ist die Bestimmung der Federkennwerte für die Hinterfüllung von zahlreichen Parametern (z.B. Kohäsion, Reibungswinkel des Bodens, als auch Wandreibung, etc.) abhängig. Der Modellierungsaufwand einer elastischen Stützung erscheint für kleine Brücken daher nicht gerechtfertigt.

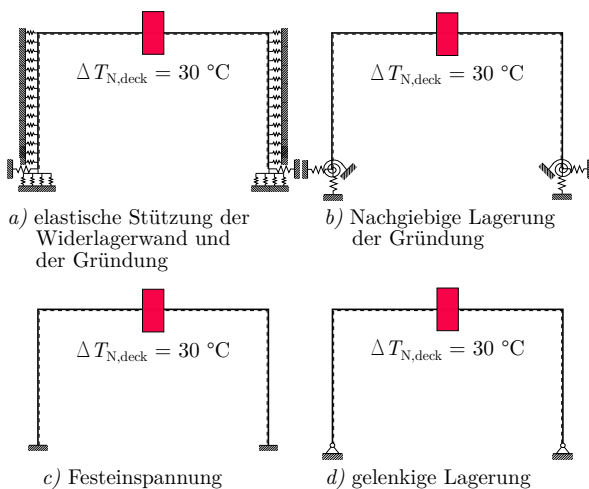


Abbildung 3.9.: Unterschiedliche Möglichkeiten der Gründungs- und Fundierungsmodellierung unter Berücksichtigung des betrachteten Lastfalls

Abb. 3.10 und Abb. 3.11 zeigen deutlich, dass die Modellierung eines festeingespannten oder eines gelenkigen Rahmens nur für Grenzwertbetrachtungen geeignet sein kann. Eine Festeinspannung am Widerlagerfuß überschätzt die im Überbau entstehende Zwangsnormalkraft deutlich (s.a. Engelsmann et al. (1999, S. 26 und S. 41)) und kann für die Modellbildung bei integralen Brücken nicht empfohlen werden. Bei Modellierung mittels gelenkiger Lagerung liegen die errechneten Zwangsschnittgrößen zwar auf der sicheren Seite, jedoch kann bei Berücksichtigung einer nachgiebigen Lagerung diese

angemessener abgebildet werden und sollte im Zuge der Modellbildung in jedem Fall bevorzugt werden.

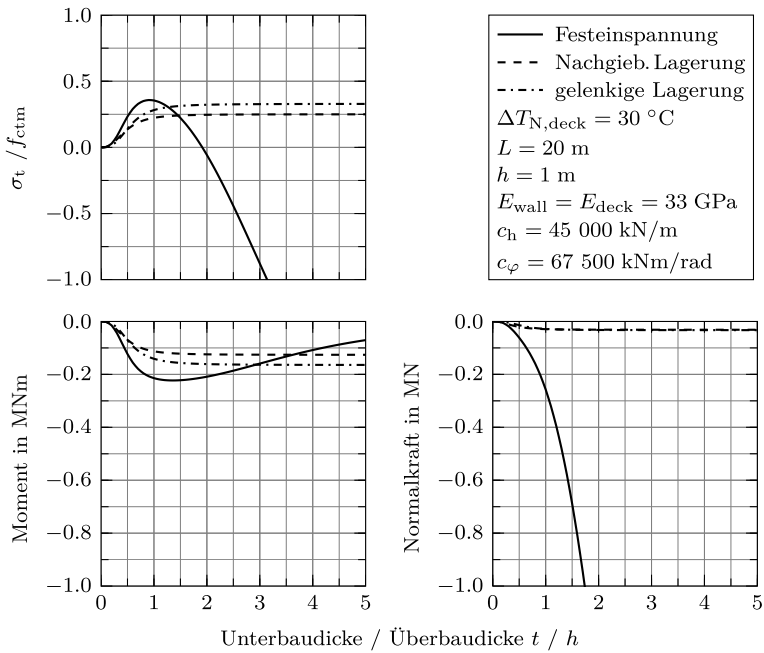


Abbildung 3.10.: Auswirkung der Modellbildung auf die Höhe der Zwangskraft in der Rahmenecke bei Variation der Unterbaudicke  $t$

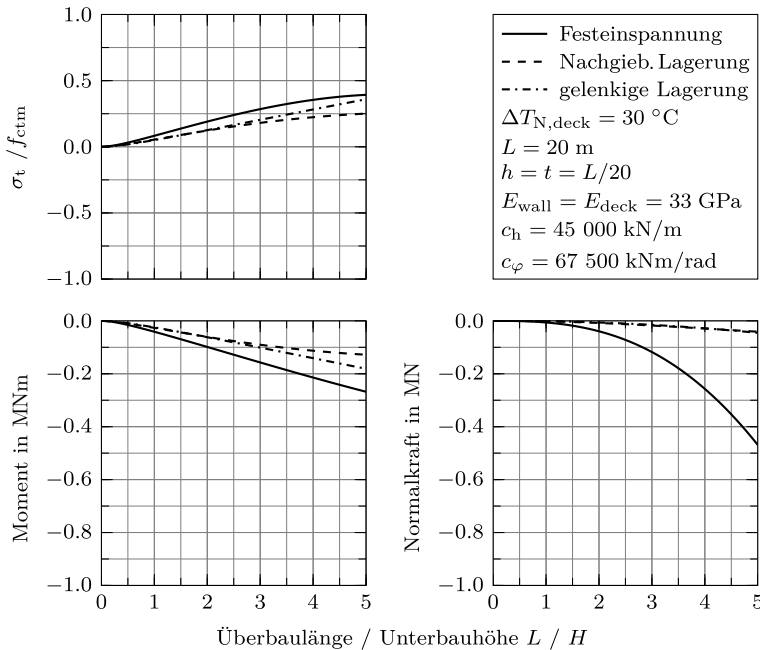


Abbildung 3.11.: Auswirkung der Modellbildung auf die Höhe der Zwangskraft in der Rahmenecke bei Variation der Unterbauhöhe  $H$

#### Variation der Bodensteifigkeit:

Die Variation der Bodensteifigkeit wird für das verwendete Rechenmodell über die angenommene Setzung  $s_{zul}$  bei konstanter Bodenpressung realisiert (vgl. Kapitel 3.1). Diese wird im Bodengutachten als oberer und unterer Grenzwert angegeben. Mit zunehmender Setzung  $s_{zul}$  wird die Bodensteifigkeit geringer.

Abb. 3.12 zeigt den Einfluss der Setzungsänderung auf die Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke sowie am Widerlagerfuß. Wie erwartet führt eine höhere Bodensteifigkeit auch zu einer höheren Zwangbeanspruchung. Anzumerken ist, dass eine Festeinspannung  $s_{zul} = 0 \text{ cm}$  zu einer deutlichen Überschätzung der Zwangbeanspruchung führt. Dies begründet sich u.a. durch die Kopplung der Horizontalfeder  $c_h$  an die Vertikalfeder  $c_v$ .

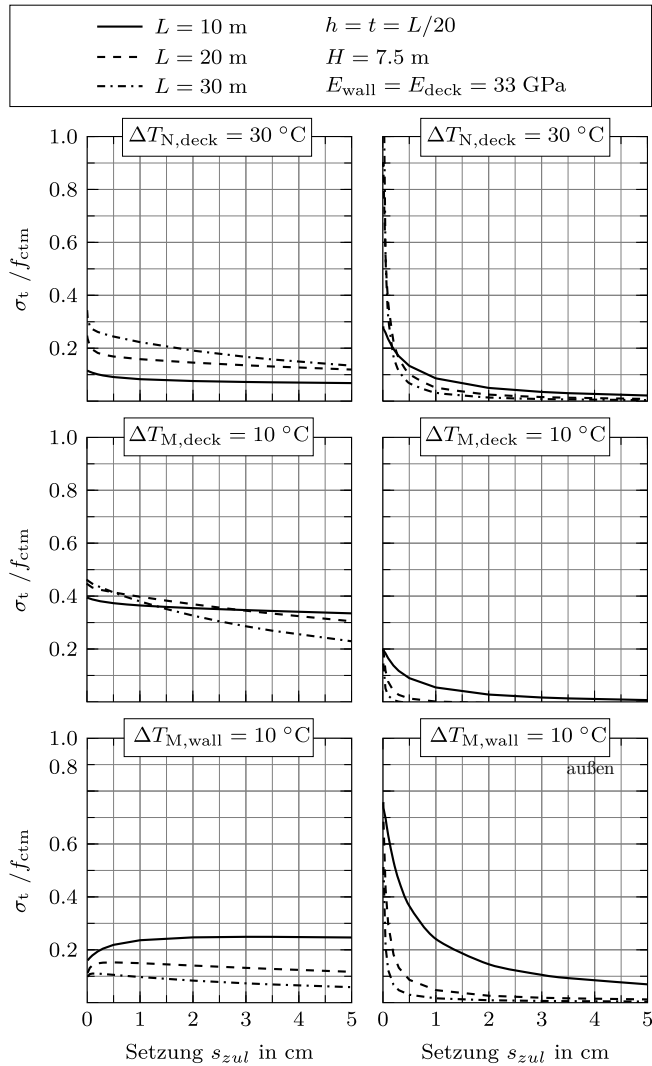


Abbildung 3.12.: Änderung der Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke (links) und am Widerlagerfuß (rechts) bei Variation der Setzung  $s_{zul}$

#### Variation der Horizontalfedersteifigkeit:

Die Höhe der Horizontalfedersteifigkeit  $c_h$  wird maßgeblich durch Aktivierung der Reibung in der Sohlfuge und dem Scherwiderstand des Bodens bestimmt. Die charakteristischen Werte für die Reibung in der Sohlfuge für Sand sind in Mahlo und Schürmann (2008, S. 478) mit  $0.76 (0.50)^4$  bis  $0.88 (0.58)$  je nach Lagerungsdichte des Bodens angegeben. Eine detaillierte Untersuchung zur Größe der Horizontalfedersteifigkeit findet sich z.B. in Mahlo und Schürmann (2008), Mayer (2015) oder Kolb (1987). Zur Veranschaulichung des Einflusses der angenommenen Horizontalfedersteifigkeit  $c_h$  auf die Zwangbeanspruchung sind in Abb. 3.13 die Ergebnisse für verschiedene Vorfaktoren  $f$  für Glg. (3.4) dargestellt. Wie erwartet führt eine Erhöhung der Horizontalfedersteifigkeit  $c_h$  zu einer Zunahme der Beanspruchung in der Rahmenecke sowie am Widerlagerfuß. Dies begründet sich durch die Erhöhung des Behinderungsgrades und einhergehend mit einer Vergrößerung der elastischen Verdrehung in der Rahmenecke. Zwar sollte die horizontale Nachgiebigkeit für die Berechnung der Zwangbeanspruchung stets auf der sicheren Seite berücksichtigt werden, jedoch zeigen die Ergebnisse nur eine mäßige Zunahme der Beanspruchung für Vorfaktoren  $f$  größer als die praxisübliche Annahme von  $f = 0.5$ .

---

<sup>4</sup>Klammerwerte sind Designwerte:  $\mu_d = \mu_k/1,5 = 0.76/1.5 = 0.50$  bzw.  $0.88/1.5 = 0.58$ .

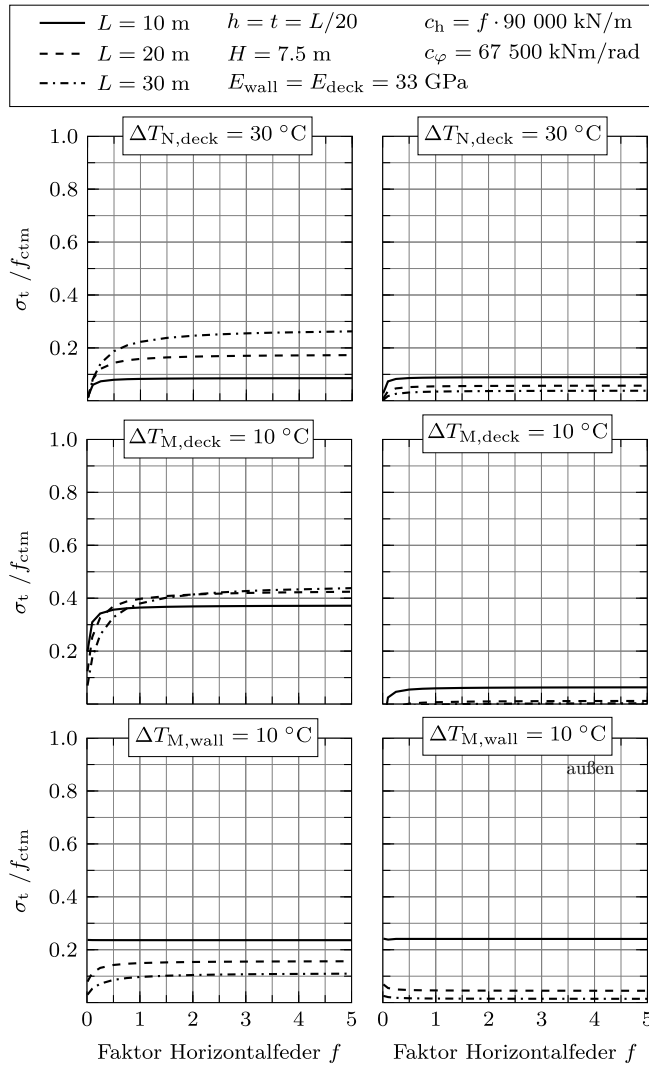


Abbildung 3.13.: Änderung der Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke (links) und am Widerlagerfuß (rechts) bei Variation der Horizontalfeder  $c_h$

### Variation der Drehfedersteifigkeit:

Für die Planung von Integralbauwerken wird eine biegeweiche Gründung zur Reduzierung der Zwangbeanspruchung empfohlen. Diese Empfehlung soll durch Variation der Drehfedersteifigkeit  $c_\varphi$  überprüft werden. Als Ausgangswert für die Berechnungen dient der in Glg. (3.5) angegebene Wert ( $f = 1$ ).

Das Ergebnis in Abb. 3.14 zeigt, dass die Drehfeder  $c_\varphi$  einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Höhe der Zwangbeanspruchung im Überbau hat. Für den Widerlagerfuß zeigt sich, dass eine steifere Drehfeder zu höheren Beanspruchungen am Widerlagerfuß führt. Der deutlichste Einfluss entsteht bei einer Beanspruchung am Unterbau  $\Delta T_{M,wall}$ . Generell sind jedoch Maßnahmen zum Erreichen einer größeren Nachgiebigkeit der Gründung bei kurzen integralen Brücken nicht notwendig.

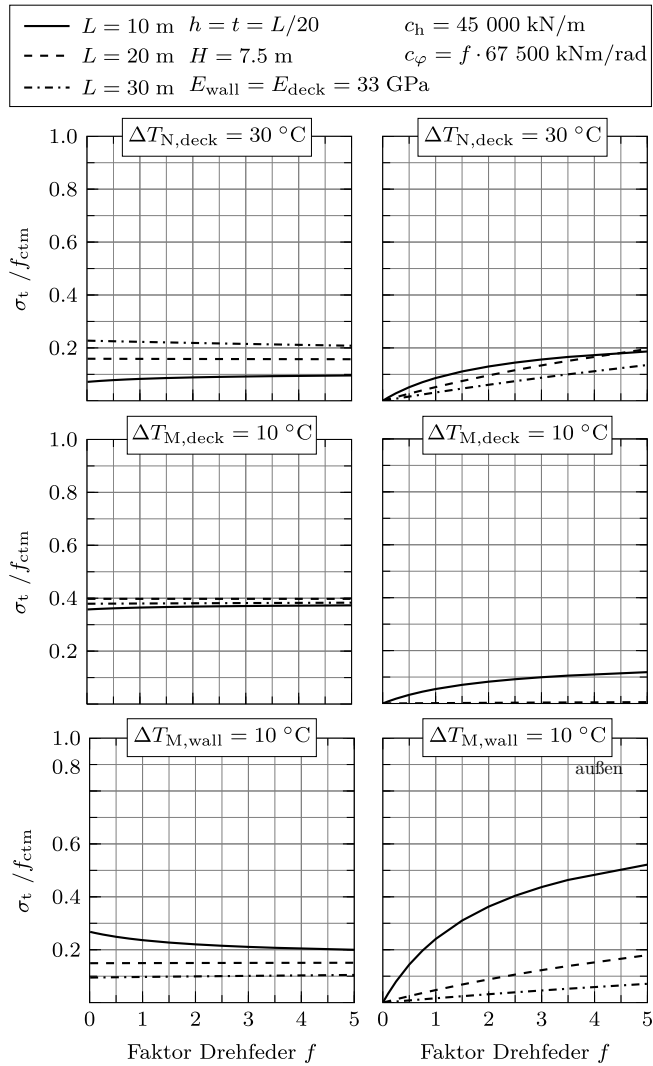


Abbildung 3.14.: Änderung der Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke (links) und am Widerlagerfuß (rechts) bei Variation der Drehfeder  $c_\varphi$



### 3.3.2. Einfluss der Bauwerkssteifigkeit

Das Steifigkeitsverhältnis von Über- und Unterbau, sowie deren E-Moduli haben Einfluss auf die Größe der Zwangbeanspruchung. Mit Hilfe der Variation der Unterbauhöhe, sowie -dicke und des E-Moduls soll der Einfluss auf die Höhe der Zwangbeanspruchung im Tragwerk ermittelt werden.

#### Variation der Unterbauhöhe:

Ein maßgebender Faktor bei der Berechnung der Zwangsschnittgrößen ist die Unterbauhöhe  $H$ , wie dies die Ergebnisse in Abb. 3.15 zeigen. Ein hoher Unterbau wirkt sich positiv auf Zwangbeanspruchungen zufolge am Überbau wirkenden Temperaturbeanspruchungen  $\Delta T_{N,deck}$  und  $\Delta T_{M,deck}$  aus. Je höher die Widerlagerwand  $H$ , desto weicher das System bei gleichbleibenden Querschnittsabmessungen. Jedoch bewirkt eine Verlängerung der Unterbauhöhe  $H$  nur eine geringe Reduzierung der Zwangbeanspruchungen. Die Brückenlänge  $L$  hat einen geringen Einfluss auf die Beanspruchungen. Der deutlichste Einfluss ergibt sich bei einer ungleichmäßigen Temperaturbelastung  $\Delta T_{M,wall}$  am Unterbau. Je größer hier die Unterbauhöhe  $H$  wird, desto größer ist die Beanspruchung im Tragwerk.

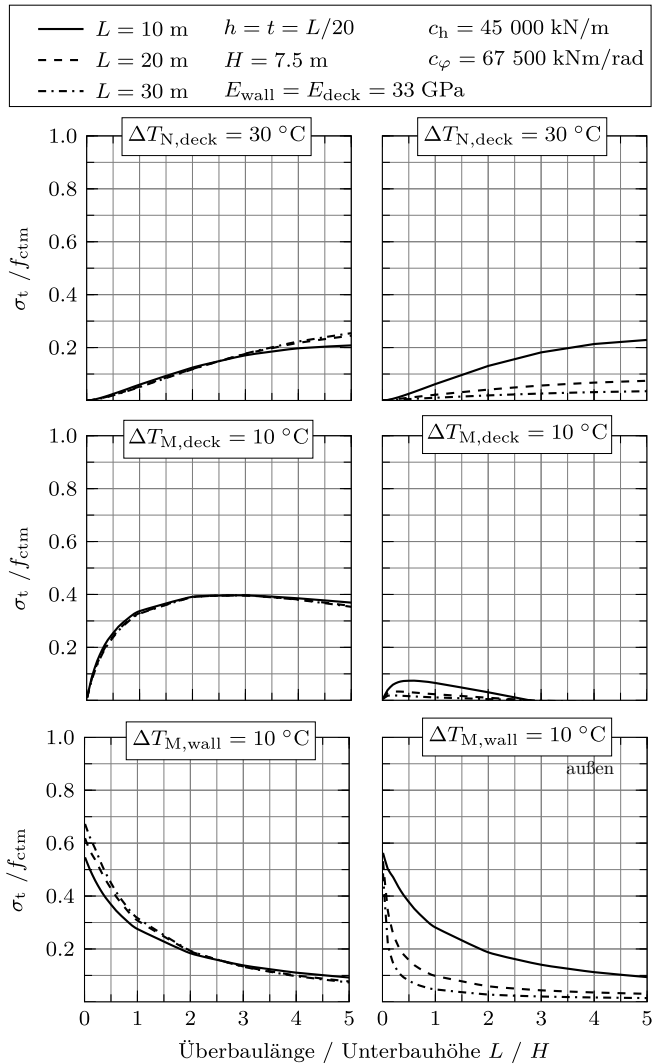


Abbildung 3.15.: Änderung der Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke (links) und am Widerlagerfuß (rechts) bei Variation der Unterbauhöhe  $H$

#### Variation der Unterbaudicke:

Durch die Variation der Unterbausteifigkeit über das Verhältnis der Unterbau- zu Überbaudicke  $t/h$  zeigt sich in Abb. 3.16, dass ein schlanker Unterbau zu einer Reduktion der Zwangsschnittgrößen im Überbau führt. Jedoch steigen die Beanspruchungen im Widerlagerfuß zufolge der geringeren Querschnittsabmessung  $t$ . Die Ergebnisse zeigen weiters, dass sich die Beanspruchungen zufolge am Überbau wirkenden Temperaturbeanspruchungen  $\Delta T_{N,deck}$  und  $\Delta T_{M,deck}$  einem Grenzwert annähern. Die Auswirkungen bei Variation der Unterbaudicke  $t$  auf die Zwangbeanspruchung infolge  $\Delta T_{M,wall}$  kann vernachlässigt werden. Da bei Bestandstragwerken in der Regel ein dicker Unterbau ( $t/h > 1$ ) vorliegt, wirkt sich dies negativ auf die Höhe der Zwangbeanspruchung aus.

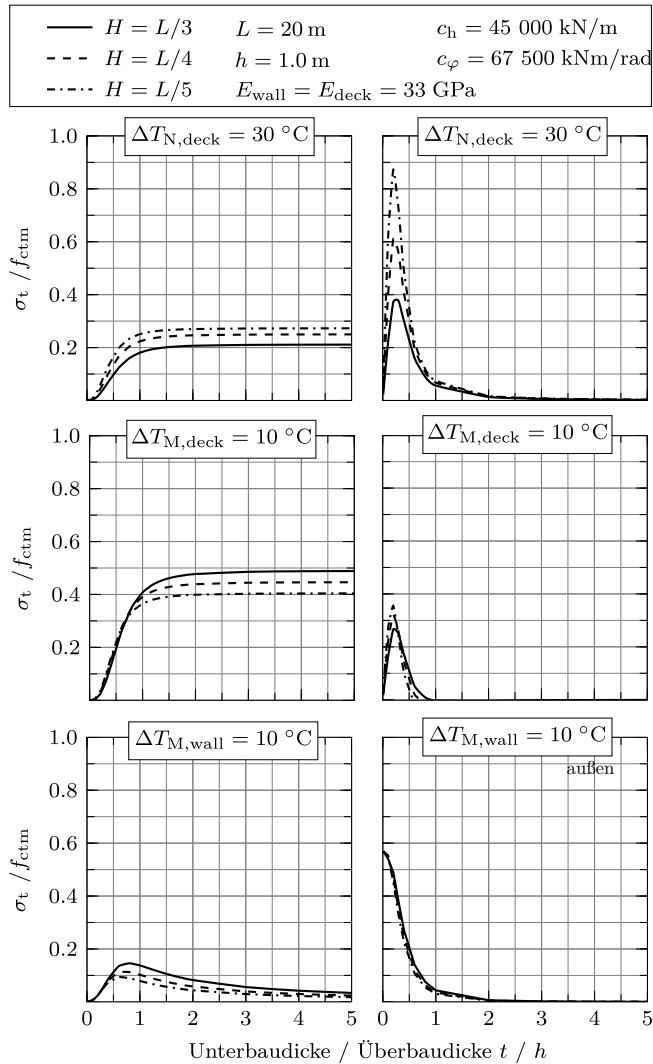


Abbildung 3.16.: Änderung der Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke (links) und am Widerlagerfuß (rechts) bei Variation der Unterbaudicke  $t$

#### Variation des E-Moduls:

Die BMVI (2013, S. 5) empfiehlt Zwangsschnittgrößen durch die günstige Wahl des E-Moduls zu steuern. Durch Variation des E-Moduls  $E_{\text{deck}}$  im Überbau soll diese Annahme überprüft werden. Generell zeigen die Ergebnisse in Abb. 3.17, dass ein hoher E-Modul im Überbau  $E_{\text{deck}}$  zu einer Beanspruchungserhöhung in der Rahmenecke führt. Die Auswirkungen auf den Widerlagerfuß können vernachlässigt werden. Die Schwankungsbreite des E-Moduls liegt nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) zwischen 27 GPa (C12/15) und 44 GPa (C90/105) und entspricht für die betrachteten Systeme einem Verhältnis von  $0.82 < E_{\text{deck}}/E_{\text{wall}} < 1.33$ . Nichts desto trotz ist der Einfluss des E-Moduls vernachlässigbar, da i.d.R. im Über- und Unterbau auch ähnliche Betongüten verwendet werden.

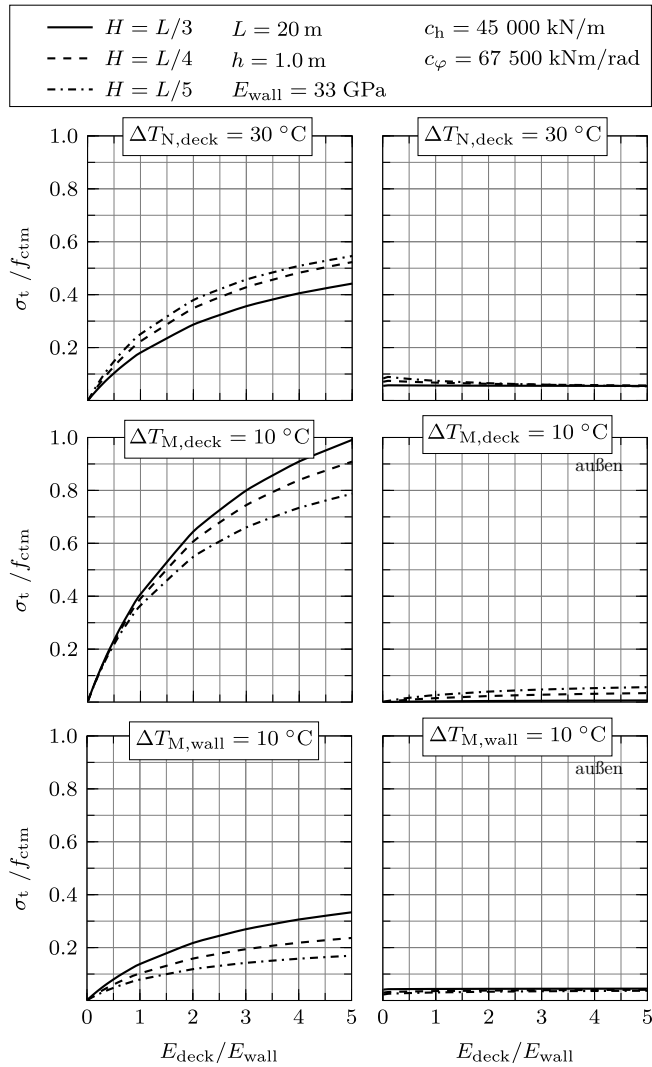


Abbildung 3.17.: Änderung der Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke (links) und am Widerlagerfuß (rechts) bei Variation des E-Moduls

### 3.4. Zwangskraftabbau durch Rissbildung und Plastifizierung der Bewehrung

Da sich Zwangsschnittgrößen direkt proportional zur Steifigkeit des Systems entwickeln, hängt die Größe des Zwangskraftabbaus von der Fähigkeit des Systems ab, durch Rissbildung des Betons bzw. Plastifizierung der Bewehrung, Steifigkeit abzubauen. Zwangsschnittgrößen müssen daher in der Bemessung von integralen Brücken sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) berücksichtigt werden.

In diesem Abschnitt soll der mögliche Zwangskraftabbau durch Rissbildung des Betons und Plastifizierung der Bewehrung bei kleinen Tragwerken bestimmt werden. Die gewonnen Erkenntnisse dienen zur Beurteilung, ob Zwangsschnittgrößen in der Bemessung berücksichtigt werden müssen.

#### 3.4.1. Steifigkeitsabbau am Querschnitt

Die Querschnittduktilität und der Steifigkeitsabfall mit zunehmender Beanspruchung lassen sich anhand der Momenten-Krümmungs-Beziehung beurteilen. Die Momenten-Krümmungs-Beziehung ist in allgemeiner Form in Abb. 3.18 dargestellt. Der mögliche Steifigkeitsabbau kann näherungsweise über das Verhältnis der Sekantensteifigkeiten nach Glg. (3.10) und Glg. (3.11) beurteilt werden, vgl. Kliver (2007, S. 57).

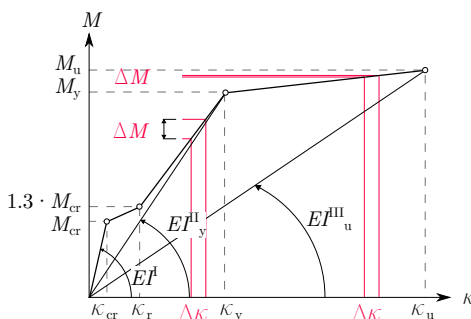


Abbildung 3.18.: Momenten-Krümmungs-Beziehung - allgemeine Darstellung

Das Verhältnis  $EI^{II}_y/EI^I$  beschreibt den Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung bis zum Fließbeginn der Bewehrung,  $EI^{III}_u/EI^{II}_y$  stellt den gesamten Steifig-

$$\frac{EI_y^{\text{II}}}{EI^{\text{I}}} = \frac{M_y/\kappa_y}{M_{\text{cr}}/\kappa_{\text{cr}}} \quad (3.10)$$

$$\frac{EI_u^{\text{III}}}{EI^{\text{I}}} = \frac{M_u/\kappa_u}{M_{\text{cr}}/\kappa_{\text{cr}}} \quad (3.11)$$

$$\eta = \frac{\kappa_u}{\kappa_y} \quad (3.12)$$

Mit:

$EI^{\text{I}}$  ... Biegesteifigkeit im Zustand I nach Anhang B.5

$EI_y^{\text{II}}$  ... Biegesteifigkeit bei Fließbeginn der Bewehrung nach Anhang B.5

$EI_u^{\text{III}}$  ... Biegesteifigkeit im Bruchzustand nach Anhang B.5

keitsabfall bis zum Erreichen der Bruchdehnung dar. Einen Anhalt für das plastische Rotationsvermögen bzw. der Querschnittsduktilität liefert die Duktilitätszahl  $\eta$  nach Glg. (3.12). Nach König et al. (1999) verfügt ein Querschnitt über ein großes plastisches Verformungsvermögen, wenn dieser Wert groß ist.

Ziel der Untersuchung ist es, jenen Bereich der Bewehrungsgrade  $\rho_s$  festzustellen, bei dem eine ausreichende Querschnittsduktilität vorliegt. Die Untersuchungen erfolgen am Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung für unterschiedliche Bewehrungsgrade. Eine Betrachtung der Biegesteifigkeit allein wird als gerechtfertigt angesehen, da in der Regel die Zwangnormalkraft sehr klein und dadurch vernachlässigbar ist. Es werden die in Anhang B.1 aufgelisteten Materialeigenschaften verwendet. Die Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung unter Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts ist in Anhang B.5 dargestellt und erfolgt auf Basis der mittleren Beton- und Stahlarbeitslinie nach Anhang B.2 und Anhang B.3.

### **Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Momenten-Krümmungs-Beziehung:**

Der Einfluss des Bewehrungsgrades auf die mittlere Momenten-Krümmungs-Beziehung ist in Abb. 3.19 dargestellt. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad nehmen die aufnehmbaren plastischen Krümmungen  $\kappa_{\text{pl}}$  zu, solange ein



Stahlversagen vorliegt. Der Übergang vom Stahlversagen zum Betonversagen ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  und  $\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$ ) liegt bei einem Bewehrungsgrad von  $\rho_s \approx 0.4\%$  bzw. einer bezogenen Druckzonenhöhe von  $x_u/d \approx 0.10$ . Nach dem Wechsel vom Stahl- zum Betonversagen nehmen die aufnehmbaren plastischen Krümmungen  $\kappa_{pl}$  ab, da sich mit zunehmender Druckzonenhöhe  $x_u$  die erreichbaren Stahldehnungen verringern (vgl. z.B. Kliver (2007)).

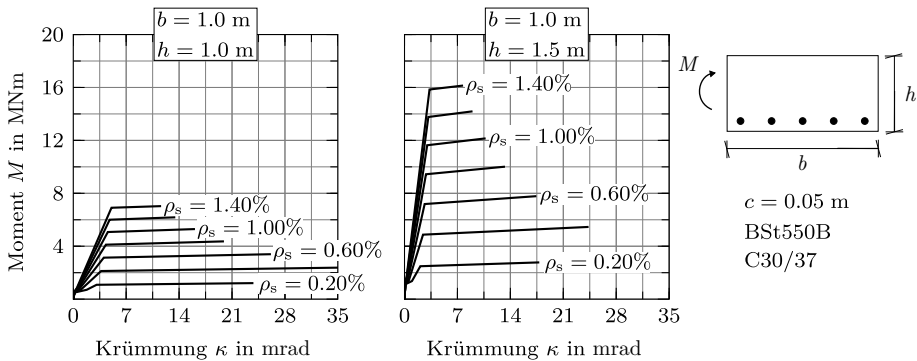


Abbildung 3.19.: Einfluss des Bewehrungsgrades  $\rho_s$  auf die mittlere Momenten-Krümmungs-Beziehung für Rechteckquerschnitte mit einer Stahlgüte BSt550B bei Variation der Querschnittshöhe  $h$

#### Beurteilung der Querschnittsduktilität:

Der Steifigkeitsabbau zufolge Rissbildung des Betons und Plastifizierung der Bewehrung ist in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades  $\rho_s$  in Abb. 3.20 dargestellt. Es zeigt sich für Bewehrungsgrade bis  $\rho_s \leq 0.8\%$ , dass sich bei Erreichen der Bruchdehnung  $\varepsilon_{su}$  die Steifigkeit auf unter 10% verringert. Generell kann davon ausgegangen werden, dass bei Plastifizierung der Bewehrung die Querschnittssteifigkeit auf unter 20% fällt. Allein durch Rissbildung des Betons geschieht der größte Teil des Steifigkeitsabbaus. Für die gewählten Bewehrungsgrade fällt die Steifigkeit im Zustand II auf unter 30% des Zustandes I. Der mögliche Steifigkeitsabbau im Querschnitt ist stark vom Bewehrungsgrad  $\rho_s$  abhängig. Es ist erkennbar, dass für die untersuchten Querschnittshöhen  $h$  der Zusammenhang sehr ähnlich ist.

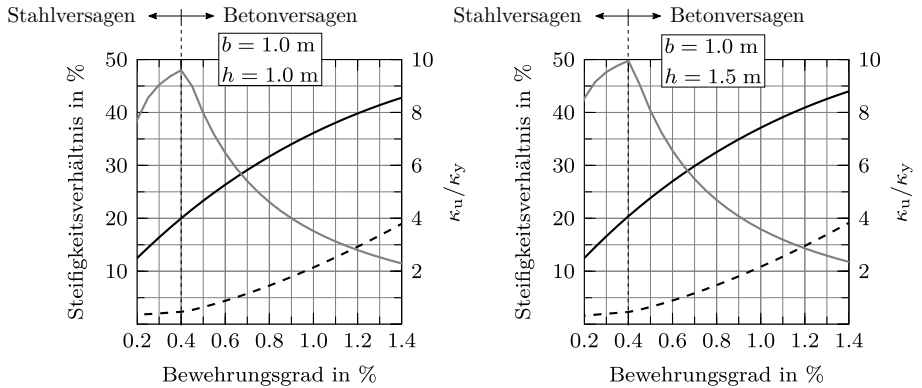
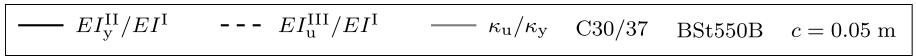


Abbildung 3.20.: Beurteilung der Querschnittsduktilität in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades  $\rho_s$  für Rechteckquerschnitte mit einer Stahlgüte BSt550B bei unterschiedlicher Querschnittshöhe  $h$

### Einfluss der Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls auf die Querschnittsduktilität:

Abb. 3.21 zeigt den Einfluss unterschiedlicher Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls auf die Querschnittsduktilität und auf den Steifigkeitsabbau. Bei Verwendung eines Bewehrungsstahls der Güte A liegt der Übergang vom Stahl- zu Betonversagen bei einem Bewehrungsgrad von ca.  $\rho_s \approx 0.8\%$  bzw. bei einer bezogenen Druckzonenhöhe von  $x_{u,\text{BSt550A}}/d = 0.19$  und liegt damit deutlich höher als bei Verwendung eines Stahls der Güte B. Dies begründet sich durch die geringere Querschnittsverkrümmung im Bruchzustand bei Verwendung eines Bewehrungsstahls der Güte A. Ab einem Bewehrungsgrad von  $\rho_s \approx 0.8\%$  zeigt sich kein Unterschied der Querschnittsduktilität eines Bewehrungsstahls der Güte A oder Güte B, da in beiden Fällen die Bruchdehnung des Betons  $\varepsilon_{cu}$  maßgebend ist. Weiters ergibt sich ein geringfügiger Unterschied zwischen dem Bewehrungsstahl BSt500 und BSt550.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die wichtigsten Einflussgrößen auf die Querschnittsduktilität der Bewehrungsgrad  $\rho_s$  und die maximale

### 3. Parameterstudie zur Schaffung der Bemessungsgrundlagen

Bruchkrümmung des Bewehrungsstahls  $\varepsilon_{su}$  sind. Die gewonnen Erkenntnisse decken sich mit jenen aus Arnold (2008, S. 69-82) und Kliver (2007).

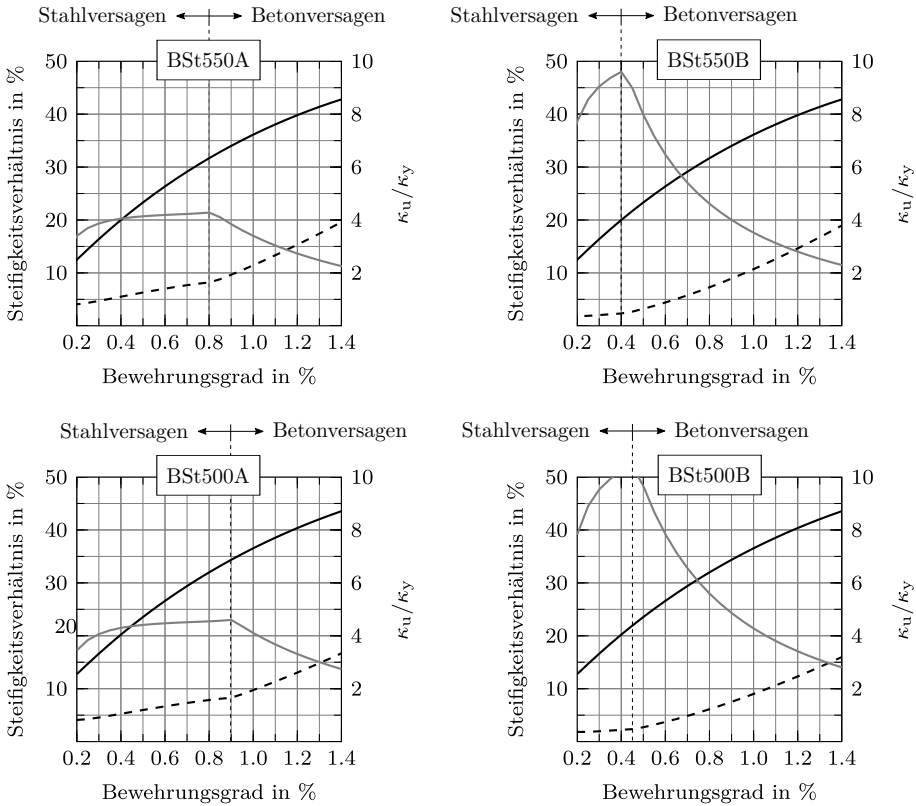
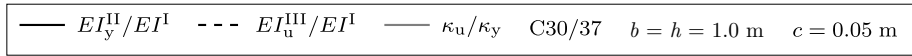


Abbildung 3.21.: Beurteilung der Querschnittsduktilität in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades für  $b = h = 1.0 \text{ m}$  für unterschiedliche Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls (Güte A:  $\varepsilon_{su} = 25 \text{ ‰}$ ; Güte B:  $\varepsilon_{su} = 50 \text{ ‰}$ )

### 3.4.2. Zwangkraftabbau im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) befindet sich das Tragwerk im Bereich der Rahmenecke und Feldmitte im gerissenen Zustand. Durch die verminderte Steifigkeit in den gerissenen Bereichen wird die Zwangkraft abgebaut und muss daher in der Bemessung nicht vollständig berücksichtigt werden. Da jedoch eine Restbiegesteifigkeit im Zustand II vorhanden ist (vgl. Abb. 3.20 bzw. Abb. 3.21 mit  $EI_y^{\text{II}}/EI^{\text{I}} > 0$ ), muss die Zwangkraft auch bei kleinen Brücken dementsprechend im SLS berücksichtigt werden. Ein Verzicht der Zwangbeanspruchung im SLS liegt daher auf der unsicheren Seite (vgl. Arnold (2008)). Zur Beurteilung des möglichen Steifigkeitsabfalls zufolge Rissbildung werden die gerissenen Bereiche im Tragwerk für die unterschiedlichen SLS-Kombinationen nach ÖNorm EN 1990 (2013) und ÖNorm EN 1990:2002/A1 (2013) und das zufolge verringerter Steifigkeit  $EI_y^{\text{II}}/EI^{\text{I}}$  reduzierte Zwangkraftmoment  $M^*$  bestimmt. Die Größe des Zwangkraftabbaus wird vor allem durch den Bewehrungsgrad, die Länge der gerissenen Bereiche und den Schnittkraftverlauf im Tragwerk beeinflusst.

Ein Bereich wird als gerissen angenommen, wenn das einwirkende Moment  $M_{\text{Ek}}$  größer dem Rissmoment  $M_{\text{cr}}$  ist. Für die Berechnungen des Bestandstragwerkes werden die bereits gerissenen Bereiche an der Unterseite unabhängig vom auftretenden Moment berücksichtigt. (vgl. Anhang A.2). Diese Länge und der Bereich der Einleitungslänge  $l_{\text{es}}$  nach Glg. (3.13) wird als gerissen angenommen. Der Unterbau verbleibt in den Berechnungen im Zustand I. Der Bewehrungsgrad der Rahmenecke wird im Zuge einer ULS Bemessung unter Berücksichtigung etwaiger Bauphasen in der Schnittkraftermittlung für das Lastmodell LM 1 nach ÖNorm EN 1991-2 (2012) ermittelt. Der Bewehrungsgrad in Feldmitte wird für das Bestandstragwerk gemäß Abb. 2.6 gewählt.

$$l_{es} = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{\tau_{bm} \cdot u_s} = \frac{\sigma_s \cdot d^2 \cdot \pi}{4 \cdot 1.8 \cdot f_{ctm} \cdot \pi \cdot d} = \frac{300 \cdot 12}{4 \cdot 1.8 \cdot 2.9} = 0.172 \text{ m} \quad (3.13)$$

Mit:

$\sigma_s$	... Stahlspannung; Annahme: $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$
$A_s$	... Fläche des Bewehrungsstabes; Annahme: $\varnothing 12$
$\tau_{bm} = 1.8 \cdot f_{ctm}$	... Verbundspannung; Annahme: $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$
$u_s$	... Umfang des Bewehrungsstabes

#### Bestandstragwerke gemäß Plattennormalien:

Die Ergebnisse des Zwangkraftabbaus für unterschiedliche Plattennormalien sind in Abb. 3.22 dargestellt (Bundesministerium für Bauten und Technik (1967), Bundesministerium für Bauten und Technik (1969), RVS 15.125 (1987) und RVS 15.02.31 (2004)).

In der quasi-ständigen Lastfallkombination zeigt sich, dass sich die bereits gerissenen Bereiche in Feldmitte positiv auf den Zwangkraftabbau auswirken. Durch die in Feldmitte vorhandenen höheren Bewehrungsgrade ist ein Zwangkraftabbau in der häufigen und charakteristischen Lastfallkombination von ca. 50% möglich. In den Berechnungen wurden eine Aufbetonhöhe von  $h_{AB} = 10 \text{ cm}$ , der Einfluss der Bauphasen auf die Schnittkraftberechnung, sowie die bereits gerissenen Bereiche im Überbau berücksichtigt.

### 3. Parameterstudie zur Schaffung der Bemessungsgrundlagen

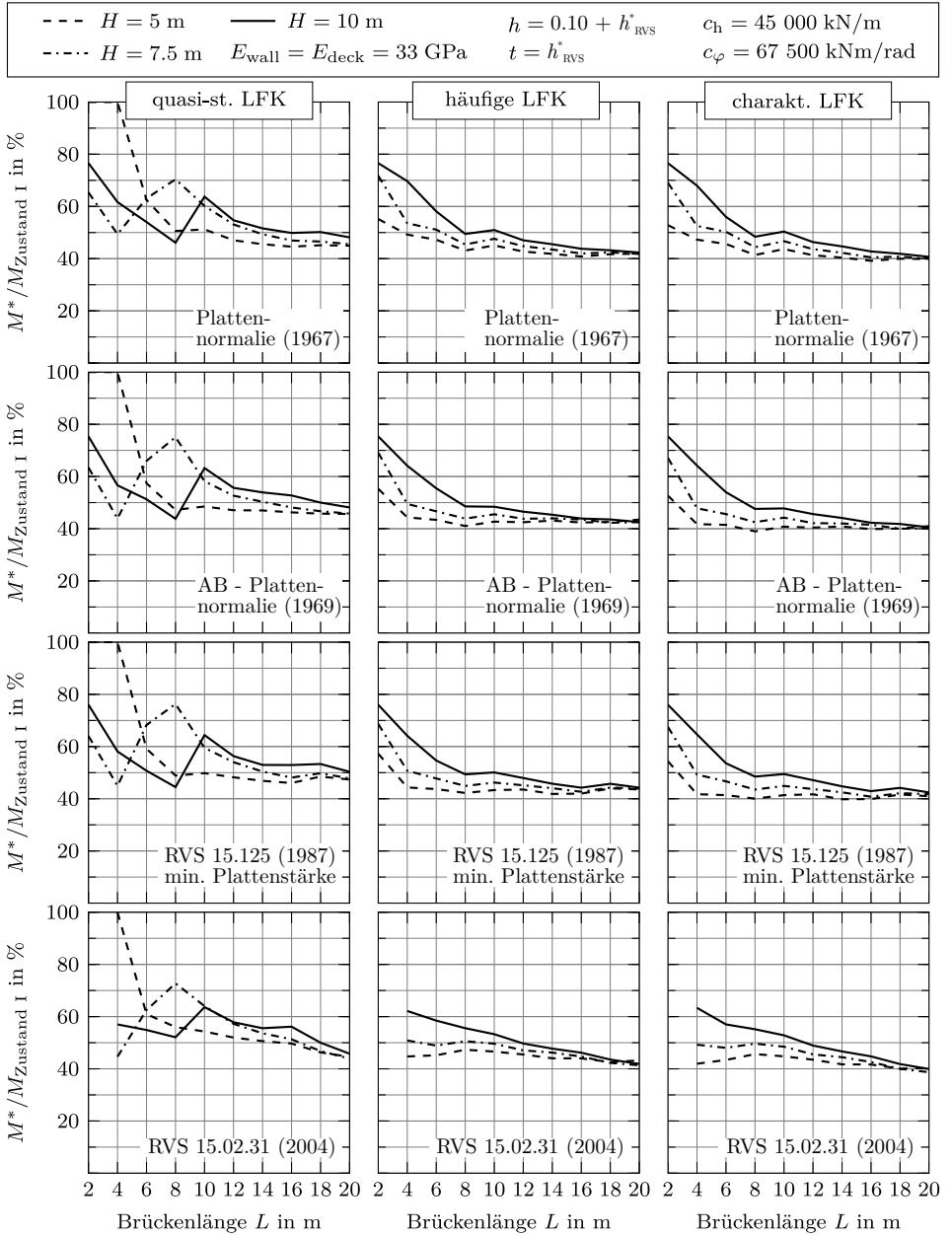


Abbildung 3.22.: Mögl. Zwangkraftabbau im SLS für Bestandsbrücken ( $90^\circ$ ) gemäß der Plattennormalien unter Berücksichtigung der Bauphasen und einer Aufbetonhöhe von  $h_{AB} = 10\text{ cm}$

### Brückenneubauten:

Die Ergebnisse des Zwangskraftabbaus für unterschiedliche Plattennormalien sind in Abb. 3.23 dargestellt. In der quasi-ständigen Lastfallkombination zeigt sich, dass sich die bereits gerissenen Bereiche in Feldmitte positiv auf den Zwangskraftabbau auswirken. Durch die in Feldmitte vorhandenen höheren Bewehrungsgrade ist ein Zwangskraftabbau in der häufigen und charakteristischen Lastfallkombination von ca. 50% möglich. In den Berechnungen wurden eine Aufbetonhöhe von  $h_{AB} = 10$  cm, der Einfluss der Bauphasen auf die Schnittkraftberechnung, sowie die bereits gerissenen Bereiche im Überbau berücksichtigt.

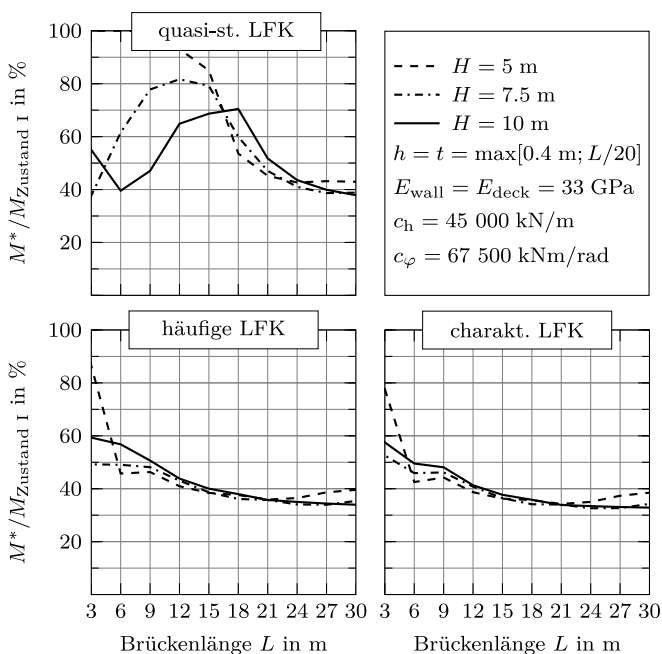


Abbildung 3.23.: Möglicher Zwangskraftabbau im SLS für Brückenneubauten

### Schlussfolgerungen:

In den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit wird empfohlen auftretende Zwangsschnittgrößen in den Nachweisen mit 40% zu berücksichtigen. Der geringere Abbau der Zwangskraft für Bestandsbrücken oder für den Neubau kann vernachlässigt werden, da die Zwangsschnittgrößen zusätzlich

durch Kriechen über ein Jahr um ca. 20% nach Glg. (3.14) abgebaut werden. Für Tragwerke mit geringen Spannweiten kann der geringere Abbau der Zwangskraft ebenfalls vernachlässigt werden, da es sich hier in der Regel um überschüttete Tragwerke handelt und die Größenordnung von  $\Delta T_M$  und  $\Delta T_N$  deutlich geringer ist.

$$\left( \frac{M^*}{M_{Z,I}} \right)_{\text{creep}} = \frac{1}{1 + \varphi(t, t_0)} \cdot \frac{M^*}{M_{Z,I}} \approx 0.8 \cdot \frac{M^*}{M_{Z,I}} \quad (3.14)$$

Mit:

$M^*$  ... Zwangmoment unter Berücksichtigung gerissener Tragwerksbereiche

$M_{Z,I}$  ... Zwangmoment im Zustand I

$\varphi(t, t_0) \approx 0.25$  ... Kriechzahl; Annahme für Kriechen über ein Jahr nach Anhang D.1

### 3.4.3. Zwangkraftabbau im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Um Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) vollständig vernachlässigen zu können, muss das Brückentragwerk ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweisen. Der Nachweis des vollständigen Zwangkraftabbaus im ULS kann über die zur Aufnahme der Lastbeanspruchung nicht ausgenutzte plastische Restrotation  $\theta_{\text{pl,Rest}}$  der Rahmenecke bzw. plastische Restkrümmung  $\kappa_{\text{pl,Rest}}$  der Feldmitte geführt werden. Das Tragverhalten und Rotationsvermögen sowie die empfohlene Bewehrungsführung von Rahmenecken bzw. -knoten werden u.a. in Akkermann und Eibl (2002), Hegger und Roeser (2002), Kordina und Wiedemann (1978), Kordina et al. (1984), Kordina et al. (1986), Kordina et al. (1997), Leonhardt und Mönnig (1977), und van Stekelenburg (1976) diskutiert.

#### Bestimmung der plastischen Restrotation bzw. Restkrümmung:

In den folgenden Untersuchungen wird unterstellt, dass die Querschnittsbemessung im Allgemeinen mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton und der Stahlarbeitslinie mit horizontalem Ast ohne Dehnungsbegrenzung erfolgt. Weiters wird die Annahme getroffen, dass das einwirkende Moment  $M_{\text{Ed}}$  zufolge Lastbeanspruchung ohne Zwang gleichgesetzt werden kann



mit dem Querschnittswiderstand  $M_{u,hor}$ . Durch die vorhandene Verfestigung des Bewehrungsstahls ist jedoch der Querschnittswiderstand höher als der berechnete Widerstand. Demnach gilt Glg. (3.15). Die vorhandene Reserve kann somit zur Aufnahme der Zwangbeanspruchung herangezogen werden. Diese Vorgehensweise liegt auf der sicheren Seite, da die vorhandene Bewehrungsmenge in der Regel auch größer als die erforderliche ist.

$$M_{Ed} = M_{u,hor} < M_{u,anst} \quad (3.15)$$

Mit:

- $M_{Ed}$  ... Bemessungsmoment ohne Zwangskraft
- $M_{u,hor}$  ... Querschnittswiderstand zufolge Stahlarbeitslinie mit horizontalem Ast ohne Dehnungsbegrenzung nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015)
- $M_{u,anst}$  ... Querschnittswiderstand zufolge Stahlarbeitslinie mit ansteigendem Ast nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015)

Die plastische Restrotation  $\theta_{pl,Rest}$  kann vereinfachend mit Glg. (3.16) nach Abb. 3.24 ermittelt werden. Die zulässige plastische Rotation wird gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 (2015, S. 68) und DAfStb (2012, S. 50ff) auf Basis von König et al. (1999) ermittelt. Die Annahme einer Schubslankheit von  $\lambda = 3.0$  kann vereinfachend für ein Verhältnis von  $L/h = 20$  für einen beidseitig eingespannten Träger angenommen werden. In diesem Fall weicht die tatsächliche Schubslankheit nicht wesentlich von dieser Annahme ab. Unter Berücksichtigung des Einspanngrades  $E$  der Rahmenecke gemäß Kapitel 3.6.1 kann die Schubslankheit in Abhängigkeit der Anlageverhältnissen des Tragwerkes errechnet werden. Die angegebenen Ergebnisse müssen somit entsprechend modifiziert werden. Die Querschnittswiderstände  $M_{u,hor}$  und  $M_{u,anst}$  werden zufolge einer Betonrandstauchung von  $\varepsilon_{cu,1} = -3.50\%$  berechnet. Weiters wird ein Bewehrungsstahl BSt500B und BSt550B nach Tab. B.1 im Anhang angenommen.

Die Auswertung der plastischen Restrotation  $\theta_{pl,Rest}$  und plastischen Restkrümmung  $\kappa_{pl,Rest}$  ist in Abb. 3.25 dargestellt. Für eine Schubslankheit von  $\lambda = 3.0$  (beidseitig eingespannten Träger) und Bewehrungsgrade  $0.3\% < \rho_s < 0.8\%$  liegt das plastische Restrotationsvermögen  $\theta_{pl,Rest}$  zwischen 2.3 mrad und 5.4 mrad. Der Einfluss der Querschnittshöhe  $h$  auf die

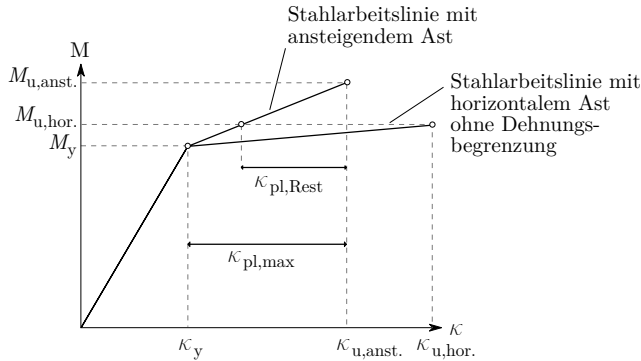
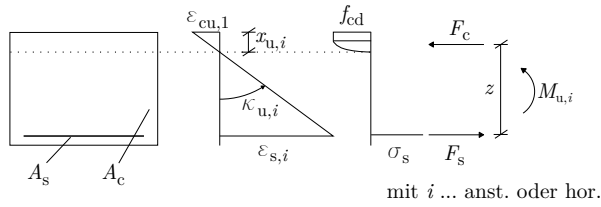


Abbildung 3.24.: Zur Bestimmung der plastischen Restrotation  $\theta_{pl,Rest}$  gemäß Glg. (3.16)

Ergebnisse von  $\theta_{pl,Rest}$  ist vernachlässigbar. Die bezogene Druckzonenhöhe  $x_u/d$  liegt für Bewehrungsgrade  $\rho_s < 1.2\%$  immer unter 0.45.

Vor allem bei hohen Bewehrungsgraden  $\rho_s$ , wie sie bei Bestandstragwerken in Feldmitte vorhanden sind, ist die zur Aufnahme der Zwangbeanspruchung zur Verfügung stehende Krümmung  $\kappa_{pl,Rest}$  gering. Für die berechneten Bewehrungsgrade  $\rho_s$  liegt diese zwischen  $25.6 \text{ mrad} < \kappa_{pl,Rest} < 0.5 \text{ mrad}$  (vgl. Abb. 3.25).

$$\theta_{\text{pl,Rest}} = \frac{\theta_{\text{pl,max}}}{\kappa_{\text{pl,max}}} \cdot \kappa_{\text{pl,Rest}} \quad (3.16)$$

$$\kappa_{\text{pl,Rest}} = \kappa_{\text{pl,max}} \cdot \left( 1 - \frac{M_{\text{u,hor}} - M_{\text{y}}}{M_{\text{u,anst}} - M_{\text{y}}} \right)$$

$$\theta_{\text{pl,max}} = \sqrt{\frac{\lambda}{3}} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} (0.15 - 30 \cdot |\varepsilon_{\text{cu},1}|) \cdot \frac{x_{\text{u}}}{d} + 0.007 \\ 0.0043 \cdot |\varepsilon_{\text{cu},1}| - 0.003 \cdot \frac{x_{\text{u}}}{d} \end{array} \right.$$

$$\kappa_{\text{pl,max}} = \kappa_{\text{u,anst}} - \kappa_{\text{y}} = \frac{1}{d} \cdot \left[ |\varepsilon_{\text{cu},1}| \cdot \left( \frac{d}{x_{\text{u,anst}}} - 1 \right) - \frac{f_{\text{yd}}}{E_{\text{s}}} \right]$$

Mit:

$M_{\text{y}}$	... Moment bei Fließbeginn der Bewehrung
$\theta_{\text{pl,Rest}}$	... plastische Restrotation zur Aufnahme der Zwangskraft
$\theta_{\text{pl,max}}$	... zul. plastische Rotation nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015), DAfStb (2012) bzw. König et al. (1999)
$\kappa_{\text{pl,Rest}}$	... zur Aufnahme der Zwangskraft zur Verfügung stehende Querschnittskrümmung
$\kappa_{\text{pl,max}}$	... Verkrümmungsvermögen des Querschnittes von Fließbeginn bis zum Bruchzustand
$\varepsilon_{\text{cu},1}$	... Betonrandstauchung; mit $\varepsilon_{\text{cu},1} = -3.50\%$
$x_{\text{u}}/d$	... bezogene Druckzonenhöhe, nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) gilt $x_{\text{u}}/d \leq 0.45$
$d$	... statische Nutzhöhe; Annahme: $d_1 = 0.05 \text{ m}$
$\lambda \approx 0.15 \cdot L / (L/20)$	... Schubslankheit bei Annahme des Momentennullpunktes bei $0.15 \cdot L$ (beidseitig eingespannter Träger) und einer Überbauschlankheit von $L/20$ mit $\lambda = 3.0$

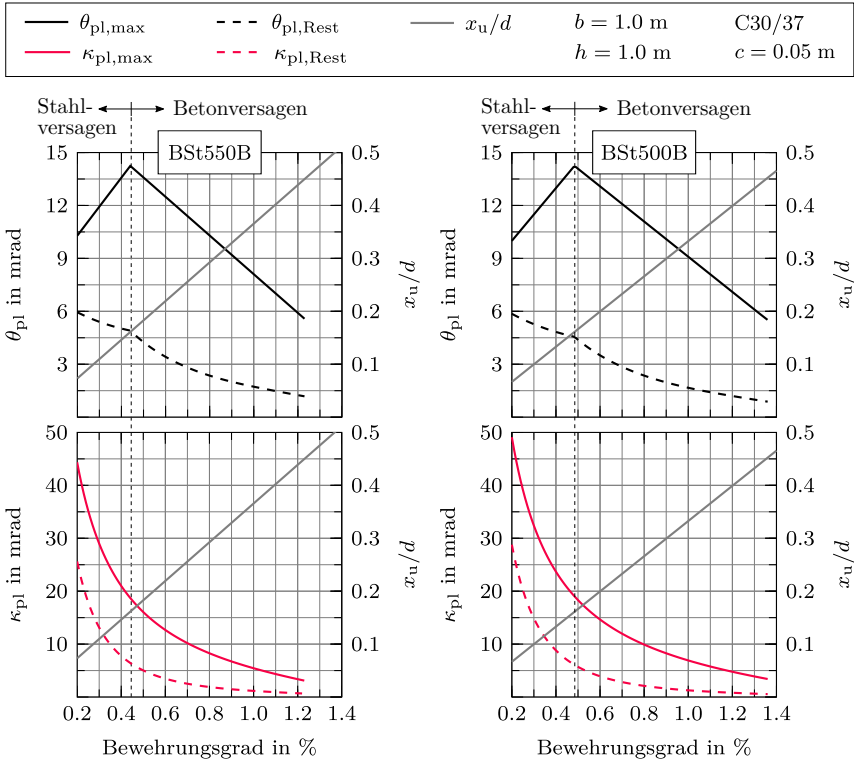


Abbildung 3.25.: Plastisches Rotationsvermögen (oben) und Verkrümmungsvermögen (unten) nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015), DAfStb (2012) bzw. König et al. (1999) für  $\lambda = 3.0$  und  $\varepsilon_{su} = 50 \text{ ‰}$

#### Nachweis der Rahmenecke:

Für den Nachweis des vollständigen Zwangkraftabbaus im ULS muss die zur Verfügung stehende plastische Restrotation  $\theta_{\text{pl,Rest}}$  größer sein als die aus Temperatureinwirkung verursachte Verformung ohne Zwangkraft  $\theta_{\text{d}}$ . Es gilt Glg. (3.17). Diese setzt sich aus drei Anteilen zusammen und kann nach Abb. 3.26 am statisch bestimmten Grundsystem ermittelt werden.

Die konstante Temperaturänderung  $\Delta T_{\text{N,deck}}$  im Überbau führt zu einer Ausdehnung des Überbaus und damit einhergehend zu einer Schiefstellung der Stütze, wodurch eine Verdrehung der Rahmenecke entsteht. Die aus  $\Delta T_{\text{N,deck}}$  errechnete Verdrehung liegt auf der sicheren Seite, da die Nachgiebigkeit der Gründung in horizontaler Richtung nicht berücksichtigt wird. Die teilweise Einspannung in das Fundament wird ebenfalls nicht berücksichtigt. Die Temperaturgradienten  $\Delta T_{\text{M,i}}$  im Über- als auch im Unterbau verursachen eine Verdrehung der Rahmenecke. Die Verdrehungen  $\theta_i$  werden nach Abb. 4.3 überlagert und mit einem Teilsicherheitsfaktor von 1.5 beaufschlagt und zu  $\theta_{\text{d}}$  nach Glg. (3.17) zusammengefasst. Es werden weiters nur die Lastfälle der Tragwerksverlängerung berücksichtigt, da diese zu einem schließenden Moment und somit zu einer Mehrbeanspruchung in der Rahmenecke führen. Die ermittelte Verdrehung  $\theta_{\text{d}}$  ist für ein Verhältnis von  $L/h = 20$  für den maßgebenden Lastfall aus Glg. (3.17) in Abb. 3.27 dargestellt. Für übliche Brückengeometrien mit einer Mindestquerschnittsdicke von 0.4 m liegt die erforderliche Verdrehung zum vollständigen Zwangkraftabbau zwischen  $1.5 \text{ mrad} < \theta_{\text{d}} < 2.5 \text{ mrad}$ .

Es zeigt sich, dass bei Annahme einer Schubschlankheit von  $\lambda = 3.0$  die plastische Restrotation  $\theta_{\text{pl,Rest}}$  für Bewehrungsgrade  $0.3\% < \rho_{\text{s}} < 0.8\%$  größer als die erforderliche Rotation  $\theta_{\text{d}}$  zum vollständigen Abbau der Zwangkraft ist (vgl. Abb. 3.25 und Abb. 3.27).

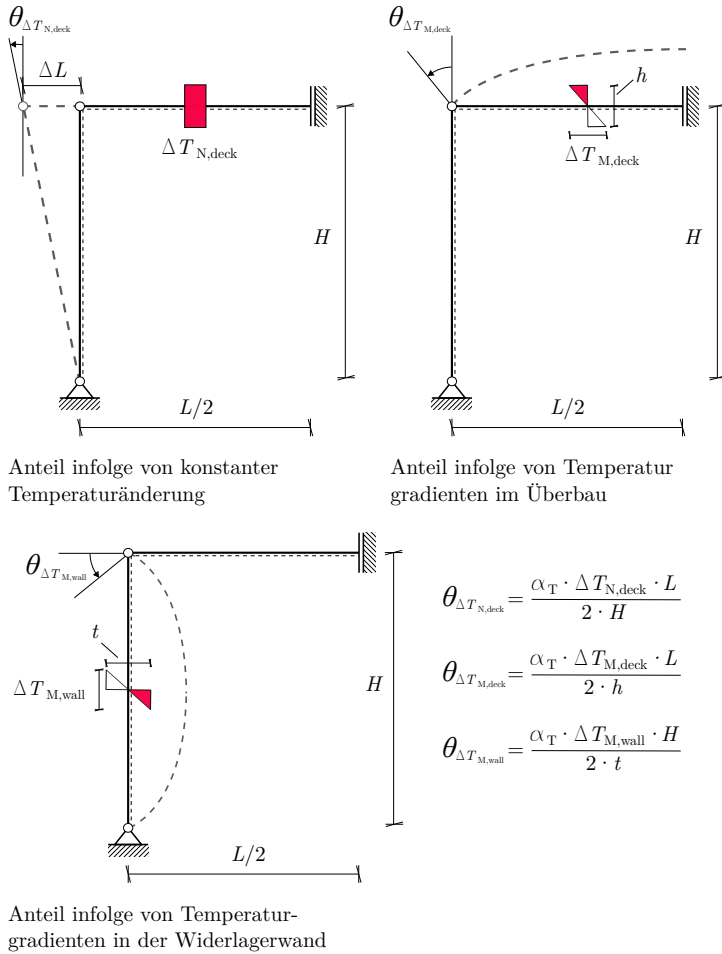


Abbildung 3.26.: Zur Bestimmung der freien Verformung am statisch bestimmten Grundsystem

### 3. Parameterstudie zur Schaffung der Bemessungsgrundlagen

$$\theta_{\text{pl,Rest}} \geq \theta_{\text{d}} = 1.5 \cdot \max[\theta_{\text{k,LF 2}}; \theta_{\text{k,LF 3}}; \theta_{\text{k,LF 4}}; \theta_{\text{k,LF 5}}] \quad (3.17)$$

Mit:

$\theta_{\text{k,LF } i}$  ... Verdrehung zufolge der Lastfälle LF 2 bis LF 5 nach Abb. 4.3

$$\theta_{\text{k,LF 2}} = \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{N,deck}} \cdot L}{2 \cdot H} + \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{M,wall}} \cdot H}{2 \cdot t}$$

$$\theta_{\text{k,LF 3}} = \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{N,deck}} \cdot L}{2 \cdot H} + \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{M,wall}} \cdot H}{2 \cdot t} + 0.75 \cdot \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{M,heat}} \cdot L}{2 \cdot h}$$

$$\theta_{\text{k,LF 4}} = 0.35 \cdot \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{N,deck}} \cdot L}{2 \cdot H} + 0.35 \cdot \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{M,wall}} \cdot H}{2 \cdot t} + \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{M,heat}} \cdot L}{2 \cdot h}$$

$$\theta_{\text{k,LF 5}} = 0.35 \cdot \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{N,deck}} \cdot L}{2 \cdot H} + 0.35 \cdot \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{M,wall}} \cdot H}{2 \cdot t} - \frac{\alpha_{\text{t}} \cdot \Delta T_{\text{M,cool}} \cdot L}{2 \cdot h}$$

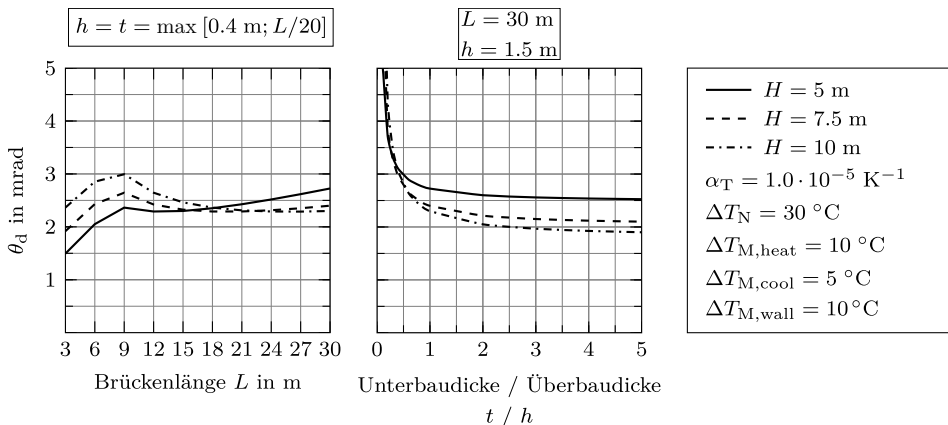


Abbildung 3.27.: Erf. plastische Rotation  $\theta_{\text{d}}$  in der Rahmenecke zum vollständigen Abbau der Zwangskraft bei Variation der Bauteilgeometrie

### Nachweis der Feldmitte:

Für die Feldmitte kann der Nachweis zur Aufnahme der Beanspruchung zufolge Temperatur gemäß Glg. (3.18) geführt werden. Demnach muss das dem Querschnitt zur Verfügung stehende Restverkrümmungsvermögen  $\kappa_{\text{pl,Rest}}$  größer sein als die durch Temperatur hervorgerufene Querschnittsverkrümmung  $\kappa_{\text{d}}$ . Die Momentenbeanspruchung  $M_{\text{LF 1}}$  wird zufolge dem in Abb. 4.3 angegebenen Lastfall der Tragwerksverkürzung berechnet, da diese zu einem positiven Moment und somit zu einer Mehrbeanspruchung in Feldmitte führt.

$$\kappa_{\text{pl,Rest}} \geq \kappa_{\text{d}} = 1.5 \cdot \frac{M_{\text{LF 1}}}{EI} \quad (3.18)$$

Mit:

- $\kappa_{\text{pl,Rest}}$  ... zur Aufnahme der Zwangskraft zur Verfügung stehende Querschnittskrümmung
- $\kappa_{\text{d}}$  ... aus Temperaturbeanspruchung resultierende Querschnittsverkrümmung
- $M_{\text{LF 1}}$  ... Momentenbeanspruchung zufolge Lastfall 1 nach Abb. 4.3
- $EI$  ... Biegesteifigkeit im Zustand I

Die aus der Temperatur entstehende Krümmung  $\kappa_{\text{d}}$  liegt für übliche Brückengeometrien mit einer Mindestquerschnittsdicke von 0.4 m zwischen  $0.1 \text{ mrad} < \kappa_{\text{d}} < 0.5 \text{ mrad}$ . Die Ergebnisse sind in Abb. 3.28 dargestellt. Die Auswirkungen der Unterbauhöhe  $H$  sind vernachlässigbar. Mit zunehmender Brückenlänge ergeben sich geringere Querschnittskrümmungen zufolge Temperaturbeanspruchungen, da die Biegesteifigkeit  $EI$  mit steigender Brückenlänge  $L$  im Vergleich zur Momentenbeanspruchung  $M_{\text{LF 1}}$  überproportional zunimmt.

Für die untersuchten Brückentragwerke zeigt sich für eine Schubschlankheit von  $\lambda = 3.0$  und für Bewehrungsgrade  $\rho_{\text{s}} < 1.2\%$ , dass die entstehenden Querschnittskrümmungen  $\kappa_{\text{d}}$  geringer sind als die zur Verfügung stehenden Restkrümmungen  $\kappa_{\text{pl,Rest}}$  (vgl. Abb. 3.25 und Abb. 3.28). Die Aufnahme der Zwangskraft ist somit in Feldmitte auch für höhere Bewehrungsgrade möglich.



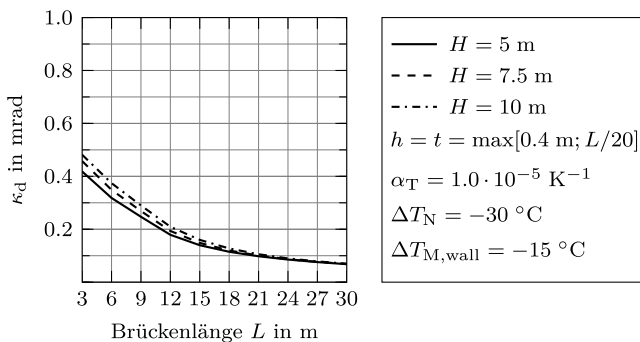


Abbildung 3.28.: Krümmung  $\kappa_d$  in Feldmitte zufolge Temperaturbeanspruchung bei einer Tragwerksverkürzung

#### Schlussfolgerungen:

Die Berechnungen der erforderlichen plastischen Rotation der Rahmenecke  $\theta_d$  zum vollständigen Abbau der Zwangskraft und die Berechnungen der Verkrümmungen in Feldmitte  $\kappa_d$  liegen auf der sicheren Seite, da der Kombinationsbeiwert  $\psi_i$  der Temperatur in der Überlagerung mit dem Verkehr vernachlässigt wurde (mit  $\psi_0 = 0.6$ ,  $\psi_1 = 0.6$  und  $\psi_2 = 0.5$ ).

Eine Berücksichtigung der Beanspruchung infolge von Temperatur im Grenz-  
zustand der Tragfähigkeit (ULS) ist für Bauwerke bis  $L = 30$  m nicht erforderlich. Vorausgesetzt wird jedoch, dass in der Bemessung eine Stahlarbeitslinie mit horizontalem Ast ohne Dehnungsbegrenzung, sowie eine Betonstahlbewehrung der Güte B verwendet wird. Für Bestandstragwerke muss überprüft werden, ob der vorhandene Bewehrungsstahl eine Bruchdehnung  $\varepsilon_u \geq 50\%$  aufweist.

Zur Sicherstellung ausreichender Duktilität des Brückentragwerkes wird vorgeschlagen den Bewehrungsgrad auf den Bereich  $0.3\% < \rho_s < 0.8\%$  zu begrenzen. Zur Aufnahme der Zwangbeanspruchung bei Bestandstragwerken in Feldmitte ist der Bewehrungsgrad auf  $\rho_s < 1.2\%$  zu begrenzen. Liegen im Bestandstragwerk höhere Bewehrungsgrade vor, können diese durch die Anordnung eines Aufbetons dementsprechend reduziert werden. Andernfalls sind Zwangbeanspruchungen gemäß den Vorschlägen des DIN FB 102 (2009) zu berücksichtigen.

## 3.5. Beanspruchungen zufolge des mobilisierten Erddruckes

Da derzeit kein einheitlicher Ansatz für den Erddruck aus zyklischer Verformung sowohl im Fall einer Tragwerksverkürzung als auch im Fall einer Tragwerksverlängerung vorliegt, müssen unterschiedlich hohe Beanspruchungen in der Bemessung berücksichtigt werden (vgl. Tab. 2.3 und Tab. 2.4). Im Zuge einer eigenen Untersuchung wird deshalb der Erddruck zufolge zyklischer Verformung für kleine Rahmenbrücken quantifiziert.

### 3.5.1. Untere Erddruckgrenze bei einer Tragwerksverkürzung

Für die Ermittlung der unteren Erddruckgrenze bei einer Tragwerksverkürzung (Winter) wird eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Widerlagerwandverschiebung auf Basis der ÖNorm B 4434 (1993) zu Grunde gelegt. Richtwerte für die zum Eintreten des Bruchzustandes mindestens erforderlichen Bewegungen für den aktiven Erddruck sind in Tab. 3.1 angegeben. Wird diese Bewegung überschritten, stellt sich der aktive Erddruck als unterer Grenzwert der Erddruckbeanspruchung ein. Wenn die notwendige Verformung nicht erreicht wird, ist von einem erhöhten aktiven Erddruck in der Bemessung auszugehen, der zwischen dem Erdruhedruck und dem aktiven Erddruck liegt. Diese Vorgehensweise dient zur Verifikation der unterschiedlichen Angaben in Tab. 2.3.

Tabelle 3.1.: Verschiebungsgrößen  $\Delta L/H$  zum Erreichen des aktiven Erddruckes nach ÖNorm B 4434 (1993, S. 7)

Bewegungsart	Lockere Lagerung	Dichte Lagerung
Fußpunktdrehung	0.4% bis 0.5%	0.1% bis 0.2%
Parallelverschiebung	0.2%	0.05% bis 0.1%

Die Beziehung zwischen der Bewegung des Widerlagerkopfes und dem Eintreten des aktiven Erddruckes kann nach Glg. (3.19) berechnet werden. Als untere mindestens erforderliche Verschiebungsgröße zum Erreichen des aktiven Erddruckes wird der Richtwert für eine dichte Lagerung ( $\Delta L/H = 0.05\%$ )

der Hinterfüllung aus Tab. 3.1 angesetzt. Die Verformung des Widerlagerkopfes  $\Delta L$  wird mit der freien Verformung  $\Delta L_{\text{free}}$  nach Glg. (3.6) berechnet.

$$\frac{\Delta L}{H} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot L}{2 \cdot H} \cdot 100 \geq 0.05\% \quad (3.19)$$

Mit:

$\alpha_T$  ... Temperatureausdehnungskoeffizient;  
 $\alpha_T = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$

$\Delta T_N$  ... zentrische Temperaturbeanspruchung;  $\Delta T_N = -30 \text{ }^\circ\text{C}$

$L$  ... Brückenlänge in m

$H$  ... Widerlagerwandhöhe in m

Abb. 3.29 zeigt, dass sich bei einer Tragwerksverkürzung für Brückenlängen  $L \leq 15$  m ein erhöhter aktiver Erddruck einstellt. Die erforderlichen Bewegungen zum Eintreten des aktiven Erddruckes werden erst ab größeren Brückenlängen erreicht. Auf der sicheren Seite kann daher in der Überlagerung mit der Temperatur der aktive Erddruck als untere Grenze angesetzt werden. Die in ASTRA 12004 (2011) und BMVI (2013) angegebene untere Erddruckgrenze kann somit bestätigt werden. Für standfeste Hinterfüllungen kann auf den Erddruck verzichtet werden.

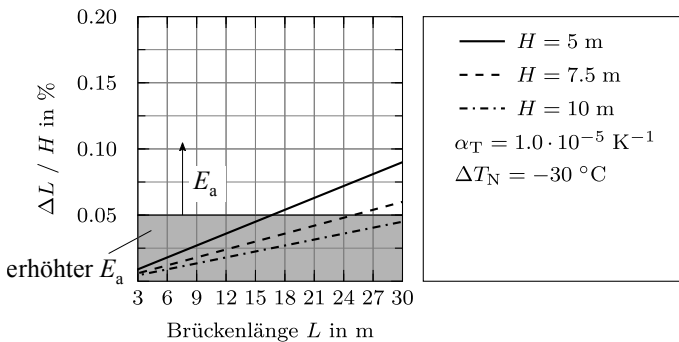


Abbildung 3.29.: Verschiebungsgrößen in % der Wandhöhe  $H$

### 3.5.2. Obere Erddruckgrenze bei einer Tragwerksausdehnung

Nach ÖNorm B 4434 (1993, S. 8) darf die maximal zulässige Bewegung bei Ansatz des Erdruhedruckes Glg. (3.20) nicht überschreiten. Für die Bestimmung der maximalen Brückenlänge, bei der diese Bewegung eingehalten ist, kann Glg. (3.21) verwendet werden. Die Widerlagerwandverschiebung wird dabei infolge  $\Delta T_N = 60^\circ\text{C}$  ermittelt, diese stellt die Gesamtverschiebung aus negativer und positiver Längenänderung dar ( $|\Delta T_{N,\text{con}}| + \Delta T_{N,\text{exp}}$ ). Diese Vorgehensweise begründet sich durch das Nachrutschen des Erdreichs bei einer Verkürzung, wodurch es zu einer Verdichtung bei einer neuerlichen Ausdehnung des Tragwerks kommt, und wird u.a. von Szczyrba (2013, S. 135), ASTRA 12004 (2011, S. 22) und UK Highway Agency (2003, S. 3/4) empfohlen.

Glg. (3.21) zeigt, dass eine Abschätzung der Widerlagerwandverschiebung nicht ausreicht, um die Höhe der angegebenen Ersatzlasten und Längenangaben in Tab. 2.4 verifizieren zu können. Eine genauere Betrachtung für die Bestimmung der oberen Erddruckgrenze ist daher sinnvoll.

$$\frac{\Delta L}{H} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot L}{2 \cdot H} \cdot 100 \leq 0.005\% \quad (3.20)$$

$$L \leq \frac{0.005 \cdot 2 \cdot H}{\alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot 100} = \frac{0.005 \cdot 2 \cdot H}{1.0 \cdot 10^{-5} \cdot 60^\circ\text{C} \cdot 100} = 0.167 \cdot H \quad (3.21)$$

Mit:

- $\alpha_T$  ... Temperatúrausdehnungskoeffizient;  
 $\alpha_T = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
- $\Delta T_N$  ... zentrische Temperaturbeanspruchung unter Berücksichtigung der Gesamtverschiebung;  
 $\Delta T_N = |\Delta T_{N,\text{con}}| + \Delta T_{N,\text{exp}} = 60^\circ\text{C}$
- $L$  ... Brückenlänge in m
- $H$  ... Widerlagerwandhöhe in m

#### Bestimmung des mobilisierten Erddruckes:

Die Höhe des mobilisierten Erddruckes  $e_{\text{mob}}$  wird durch die Größe der Widerlagerwandverschiebung bestimmt. Diese kann auf unterschiedliche Arten ermittelt werden, wobei die Translations- und Rotationsanteile bei der Berechnung der Widerlagerwandverschiebung zu berücksichtigen sind (vgl. Kapitel 3.2). Folgende Berechnungsmöglichkeiten werden gemäß Anhang C.3 untersucht:

1. Iterative Ermittlung der Widerlagerwandverschiebung am Modell unter Berücksichtigung eines Dämpfungsfaktors  $d$  nach Vogt (1984, S. 83f)
2. Direkte Ermittlung der Widerlagerwandverformung am Modell unter Berücksichtigung der vorhandenen Bauwerks- und Gründungssteifigkeiten ohne Iteration (vgl. Pak (2013, S. 105ff) und Tue et al. (2016, S. 20ff))

Ziel der Untersuchungen ist es, den Einfluss der Bodensteifigkeit, sowie der Bauwerkssteifigkeit auf die Höhe des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) zu quantifizieren. Die Berechnung erfolgt nach Anhang C.3, dabei wird der in Abb. 3.30 dargestellte Lastfall untersucht. In der Berechnung wird eine symmetrisch ausgeführte Hinterfüllung angenommen. Weiters soll der Einfluss einer iterativen, gedämpften Berechnung der Widerlagerwandverschiebung auf die Höhe des mobilisierten Erddruckes dargestellt werden.

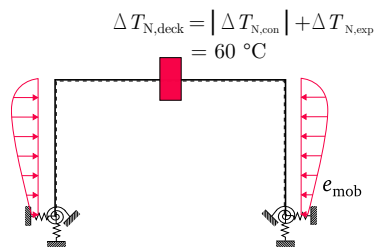


Abbildung 3.30.: Betrachteter Lastfall für die Quantifizierung der oberen Erddruckgrenze nach Vogt (1984) bei einer Tragwerksausdehnung unter Berücksichtigung der Nachverdichtung

Die Berechnung des mobilisierten Erddruckes  $e_{\text{mob}}$  erfolgt für die in BMVI (2013) angegebene Standardhinterfüllung. In Berger et al. (2004) wird die

Lagerungsdichte mit  $a = 0.02$ , der Reibungswinkel mit  $\varphi = 35^\circ$ , die Wichte mit  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  und der Wanddruckneigungswinkel mit  $\delta_p = -2/3 \cdot \varphi$  angegeben. Der aktive Wanddruckneigungswinkel  $\delta_a$  wird vernachlässigt. Der Einfluss der Mobilisierung auf den Erddruckneigungswinkel  $\delta$  nach den Empfehlungen von Franke et al. (1999, S. 564) wird nicht berücksichtigt. Die Erddruckbeiwerte ergeben sich für die Standardhinterfüllung nach Glg. (B.17) bis Glg. (B.19) wie folgt:

$$K_0 = 0.426$$

$$K_a = 0.271$$

$$K_p = 9.147$$

### **Einfluss der Bauwerks- und Gründungssteifigkeit:**

Die Auswirkungen der Bauwerks-, sowie Gründungssteifigkeit auf die Höhe des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) sind in Abb. 3.31 dargestellt. Auf die Darstellung des Einflusses der Drehfeder  $c_\varphi$ , sowie der Unterbaudicke  $t$  wird verzichtet, da diese kaum Einfluss auf die Höhe der Widerlagerwandverformung haben (vgl. Abb. 3.4 und Abb. 3.5). Die dargestellten Ergebnisse beinhalten u.a. die Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke infolge einer Temperaturbelastung von  $\Delta T_{N,\text{deck}} = 30^\circ\text{C}$  und deren Überlagerung mit dem mobilisierten Erddruck unter Berücksichtigung der Nachverdichtung  $\Delta T_{N,\text{deck}} + e_{\text{mob}}$ . Die Auswertung erfolgt nach Glg. (3.8).

Die Ergebnisse zeigen, dass bei geringen Gründungssteifigkeiten die Temperaturbeanspruchungen abnehmen, jedoch steigt die Erddruckbeanspruchung aufgrund der zunehmenden translatorischen Verformung. Die Abnahme der Beanspruchung infolge Temperatur durch die günstigere Verformungsfigur ist im Allgemeinen geringer, so dass insgesamt von einer Erhöhung der Beanspruchung auszugehen ist. Man liegt auf der sicheren Seite, wenn die Horizontalfeder  $c_h$  weicher im Modell abgebildet wird. Die allgemeine Annahme, dass eine weiche Gründung zu einer Reduktion der Zwangbeanspruchung führt, kann nicht pauschalisiert werden. Eine genaue Betrachtung des Zusammenspiels von Temperatur- und Erddruckbeanspruchung ist bei der Bemessung von integralen Brücken von großer Bedeutung. Die Ergebnisse zeigen weiters, dass bei steigender Widerlagerwandhöhe  $H$  die auftretenden Beanspruchungen zufolge mobilisierten Erddrucks zunehmen. Dies lässt

### 3. Parameterstudie zur Schaffung der Bemessungsgrundlagen

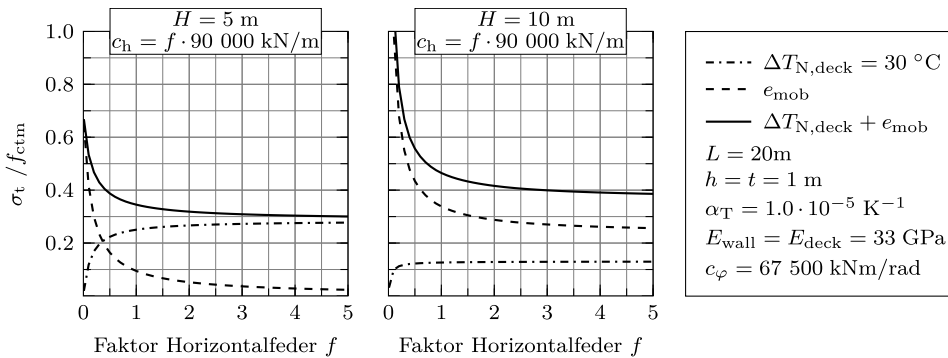


Abbildung 3.31.: Änderung des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) und der Zwangbeanspruchung in der Rahmenecke bei Variation der Gründungs- und Bauwerkssteifigkeit

sich auf die anwachsende Erddruckresultierende bei steigender Widerlagerwandhöhe  $H$  begründen. Gleichzeitig sinken jedoch die Beanspruchungen zufolge Temperatur auf Grund der geringen Unterbausteifigkeit. Insgesamt ist jedoch von einer Erhöhung der Gesamtbeanspruchung auszugehen.

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass nicht nur die Brückenlänge  $L$ , sondern auch die Widerlagerwandhöhe  $H$  großen Einfluss auf die Größe des mobilisierten Erddrucks  $e_{mob}$  haben und bei Angabe einer Ersatzlast berücksichtigt werden müssen. Die Steifigkeit der horizontalen Bettung kann für gängige Widerlagerwandhöhen  $H$  auf der sicheren Seite liegend mit 50% der Steifigkeit der vertikalen Bettung angenommen werden. Der Einfluss größerer Horizontalfedersteifigkeiten  $c_h$  ist nicht nennenswert.

#### Einfluss der Eigenschaften des Hinterfüllmaterials:

Die Höhe des Erddruckes wird neben der Widerlagerwandverschiebung auch von den Eigenschaften des Hinterfüllmaterials bestimmt. Die Größe der Erddruckbeiwerte wird durch den Reibungswinkel  $\varphi$ , der Kohäsion des Bodens  $c$ , der Oberflächenbeschaffenheit der Wand  $\delta$ , der Geländeneigung  $\beta$  als auch von der Wandneigung  $\alpha$  bestimmt. Für die weiteren Betrachtungen werden die Einflüsse der Wandneigung  $\alpha$ , Geländeneigung  $\beta$  und der Kohäsion des Bodens  $c$  nicht berücksichtigt. Der Wanddruckneigungswinkel der passiven Seite wird zu  $\delta_p = 0$  und nach den Empfehlungen von ASTRA 12004 (2011) und BMVI (2013) zu  $\delta_p = -1/2 \cdot \varphi$  und  $\delta_p = -2/3 \cdot \varphi$  angenommen. Der

Wandreibungswinkel der aktiven Seite wird vernachlässigt ( $\delta_a = 0$ ). Die Berechnung der Erddruckbeiwerte erfolgt nach Glg. (B.17) bis Glg. (B.19) gemäß Anhang B.6, die Widerlagerwandverschiebung wird iterativ und gedämpft ermittelt.

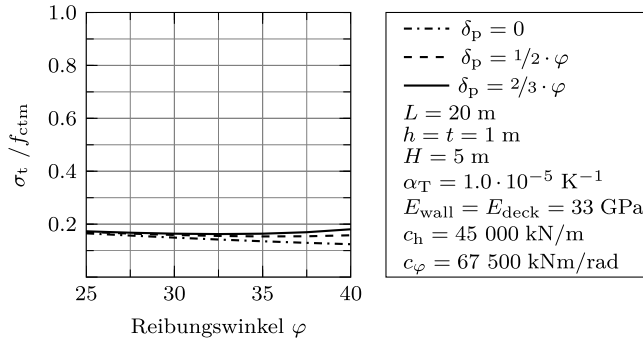


Abbildung 3.32.: Änderung des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) in der Rahmenecke bei Variation der Eigenschaften des Hinterfüllmaterials

Die Ergebnisse in Abb. 3.32 zeigen den Einfluss des Reibungswinkels  $\varphi$  und des passiven Wanddruckneigungswinkel  $\delta_p$  auf die Höhe des mobilisierten Erddruckes. Wie erwartet ergeben sich bei größeren Reibungswinkeln und Wanddruckneigungswinkeln größere Beanspruchungen, der Einfluss kann jedoch vernachlässigt werden. Bei standfesteren Hinterfüllungen ( $\varphi > 35^\circ$ ) ist jedoch die Annahme eines Nachrutschens des Erdreiches bei einer Tragwerksverkürzung und die daraus resultierende Ermittlung der Verformung zufolge  $\Delta T_{N,deck} = |\Delta T_{N,con}| + \Delta T_{N,exp}$  in Frage zu stellen. Die Hinterfülleigenschaft kann für kleine Rahmentragwerke auf der sicheren Seite liegend mit den Eigenschaften der Standardhinterfüllung nach BMVI (2013) angenommen werden.

### **Einfluss der iterativen Ermittlung der Widerlagerwandverschiebung:**

Eine iterative, gedämpfte Ermittlung der Widerlagerwandverschiebung am Modell berücksichtigt die teilweise Rückverformung des Tragwerkes in die Ausgangstellung durch den aus Temperatur induzierten Erddruck. Dies führt zu einer Reduktion des mobilisierten Erddruckes  $e_{mob}$  hinter der Widerla-



gerwand. In verschiedenen Literaturstellen (z.B. Vogt (1984, S. 83f) und Pak (2013, S. 105ff)) wird daher empfohlen den mobilisierten Erddruck auf iterativem Weg zu ermitteln. Diese Vorgehensweise ist bei der Berechnung jedoch sehr aufwendig und scheint für kleine Rahmentragwerke nicht gerechtfertigt. Auf Grund dessen, werden die Ergebnisse einer iterativen Berechnung jenen einer direkten Ermittlung der Widerlagerverformung unter Berücksichtigung der vorhandenen Bauwerks- und Gründungssteifigkeiten gegenübergestellt. In Abb. 3.33 sind die Ergebnisse der beiden Berechnungsvarianten dargestellt. Wie erwartet liegen die Ergebnisse ohne Iteration auf der sicheren Seite. Deutlich zeigt sich, dass bei geringer Unterbausteifigkeit, der Einfluss der Iteration größer ist. In Bezug auf die Ermittlung des mobilisierten Erddruckes ist eine iterative Berechnung jedoch nicht notwendig, da die Verbesserung durch eine aufwendige Iteration nicht nennenswert ist.

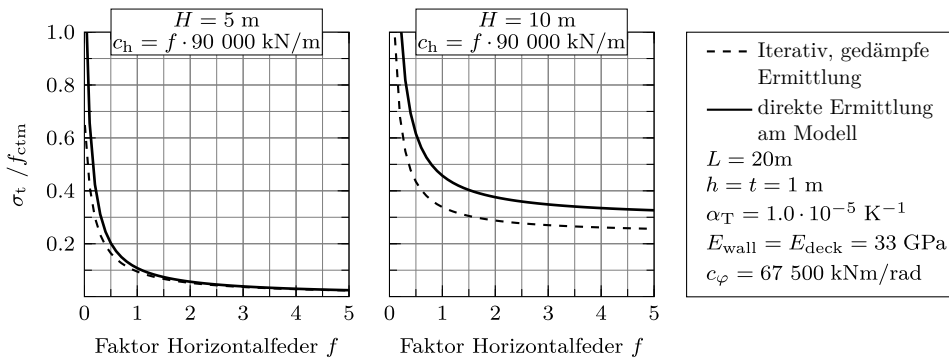


Abbildung 3.33.: Einfluss der Berechnungsmöglichkeit der Widerlagerwandverschiebung auf die Höhe der Beanspruchung zufolge des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) in der Rahmenecke bei Variation der Gründungs- und Bauwerkssteifigkeit

#### 3.5.3. Bestimmung einer Ersatzlast

Um die aufwendige Lasteingabe des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) zu vereinfachen wird in diesem Abschnitt eine verformungsabhängige und eine verformungsunabhängige Ersatzlast bestimmt. Es sei angemerkt, dass vor allem bei komplexen Geometrien (z.B. starke Schiefwinkligkeit des Überbaus) ein verformungsunabhängiger Ansatz des Erddruckes auf der unsicheren Seite liegen kann.

### Verformungsabhängige Ersatzlast:

Zur Bestimmung einer verformungsabhängigen Ersatzlast wird der Ansatz nach Franke aus der ÖNorm B 4434 (1993) gewählt. Der mobilisierte Erddruck wird nach Glg. (C.51) bis Glg. (C.53) gemäß Anhang C.3 berechnet. Mit der erlaubten Rechteckumlagerung lässt sich der mobilisierte Erddruck im Gegensatz zu den Ansätzen von Vogt (1984) mit geringem Aufwand ermitteln und ist so auch für die Anwendung in der Praxis interessant.

Die Ergebnisse in Abb. 3.34 zeigen, dass mit der umgelagerten Ersatzlast nach Franke die entstehenden Beanspruchungen zufolge Vogt (1984) für die Standardhinterfüllung abgedeckt werden können. Da die Widerlagerwandverschiebung stark von der Brückengeometrie (Länge, Kreuzungswinkel, etc.) und den Baugrundverhältnissen abhängig ist, wird empfohlen, den mobilisierten Erddruck verformungsabhängig nach Franke zu ermitteln.

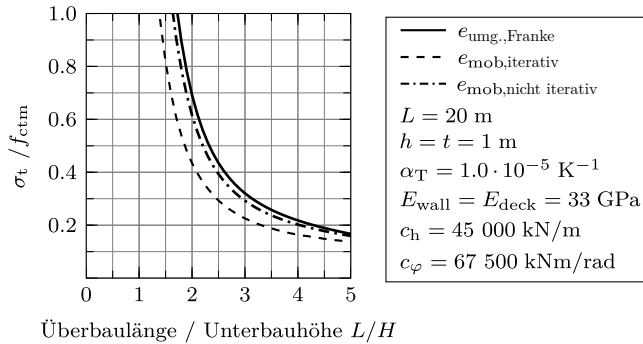


Abbildung 3.34.: Änderung der Beanspruchung zufolge des mobilisierten Erddruckes nach Franke in ÖNorm B 4434 (1993) und nach Vogt (1984) in der Rahmenecke bei Variation der Bauwerksteifigkeit

### Verformungsunabhängige Ersatzlast:

Da eine verformungsabhängige Ermittlung der Erddruckbeanspruchung trotz der vereinfachten Anwendung nach Franke immer noch einen zusätzlichen Schritt in der statischen Berechnung darstellt, soll in diesem Abschnitt ein verformungsunabhängiger Ansatz des mobilisierten Erddruckes definiert werden. Für die Bestimmung einer verformungsunabhängigen Ersatzlast

werden vereinfachend die errechneten Überbaumomente  $M_i$  des mobilisierten Erddruckes  $e_{\text{mob}}$  nach Vogt (1984) mit jenen des Erdruhedruckes  $e_0$  verglichen (Glg. (3.22)). Die Berechnung des mobilisierten Erddruckes erfolgt auf Basis einer iterativ-gedämpften Ermittlung der Widerlagerverformung, die Normalkraft wird in den Auswertungen vernachlässigt.

$$f = \frac{M_{e_{\text{mob}}}}{M_{e_0}} \quad (3.22)$$

$$e_{\text{mob, Ersatzlast}} = e_0 \cdot [1 + L \cdot (0.06 - 0.005 \cdot H)] \geq e_0 \quad (3.23)$$

Mit:

- $f$  ... Verhältniswert der Überbaumomente zufolge unterschiedlicher Erddruckbeanspruchung
- $M_{e_{\text{mob}}}$  ... Momentenbeanspruchung in der Rahmenecke zufolge des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984)
- $M_{e_0}$  ... Momentenbeanspruchung in der Rahmenecke zufolge des Erdruhedruckes
- $e_0$  ... Erdruhedruck
- $L$  ... Brückenlänge in m, wobei gilt:  $L \leq 30$  m
- $H$  ... Widerlagerhöhe in m, wobei gilt:  $H \leq 10$  m

Nach Kapitel 3.5.2 soll die Bauwerkslänge  $L$  und die Widerlagerwandhöhe  $H$  bei der Angabe einer Ersatzlast berücksichtigt werden. Da die Erddruckbeanspruchung nur einen Teil der Gesamtbeanspruchung darstellt, ist es ausreichend die Geometrieabmessungen linear zu berücksichtigen. Die Ersatzlast für die Standardhinterfüllung der BMVI (2013) kann auf der sicheren Seite liegend entsprechend Glg. (3.23) festgelegt werden. Der Erddruckverlauf über die Widerlagerwandhöhe  $H$  wird dabei als Dreieck angenommen. Abb. 3.35 zeigt den Einfluss der Widerlagerwandhöhe  $H$  auf den Anpassungsfaktor  $f$ . Bei niedrigeren Widerlagerwandhöhen übersteigt dieser den Erdruhedruck um ein Vielfaches. Bei hohen Widerlagerwänden  $H$  können die Momente zufolge des mobilisierten Erddruckes auch unter jenen des Erdruhedruckes liegen ( $f < 1.0$ ). Dies ist auf die Rückverformung des Widerlagers während der Iterationsberechnung und der daraus resultierenden Abnahme des mobilisierten Erddruckes  $e_{\text{mob}}$  zurückzuführen.

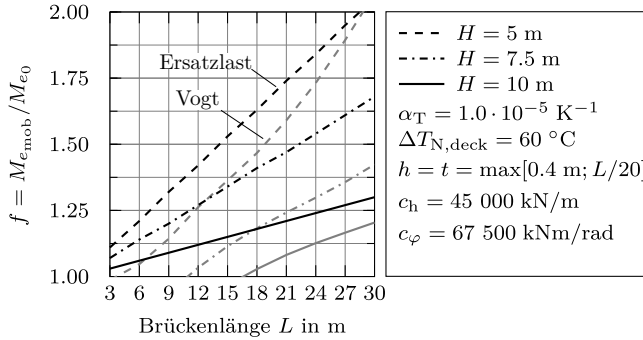


Abbildung 3.35.: Ermittlung einer Ersatzlastgleichung nach Vogt (1984) mit Glg. (3.23) für die Standardhinterfüllung nach BMVI (2013) und einer Mindestquerschnittsdicke von 0.4 m - Auswertung an der Rahmenecke

### Nachrechnung der Ersatzlasten:

Mit der Nachrechnung in Abb. 3.36 bestätigt sich, dass die in Tab. 2.4 angegebenen Ersatzlasten auf der unsicheren Seite liegen können, wie dies auch die Grenzwertbetrachtung von Mahlo und Martin (2010, S. 539) zeigt. Für gängige Widerlagerwandhöhen  $H$  liegt die in Glg. (3.23) angegebene Ersatzlastgleichung im Vergleich zu einem iterativ, gedämpft ermittelten Erddruck nach Vogt (1984) auf der sicheren Seite. Die Änderung der Beanspruchung zufolge der angegebenen Ersatzlasten im Vergleich zu den Beanspruchungen nach Vogt (1984) sind sowohl für die Rahmenecke als auch für den Widerlagerfuß vernachlässigbar.

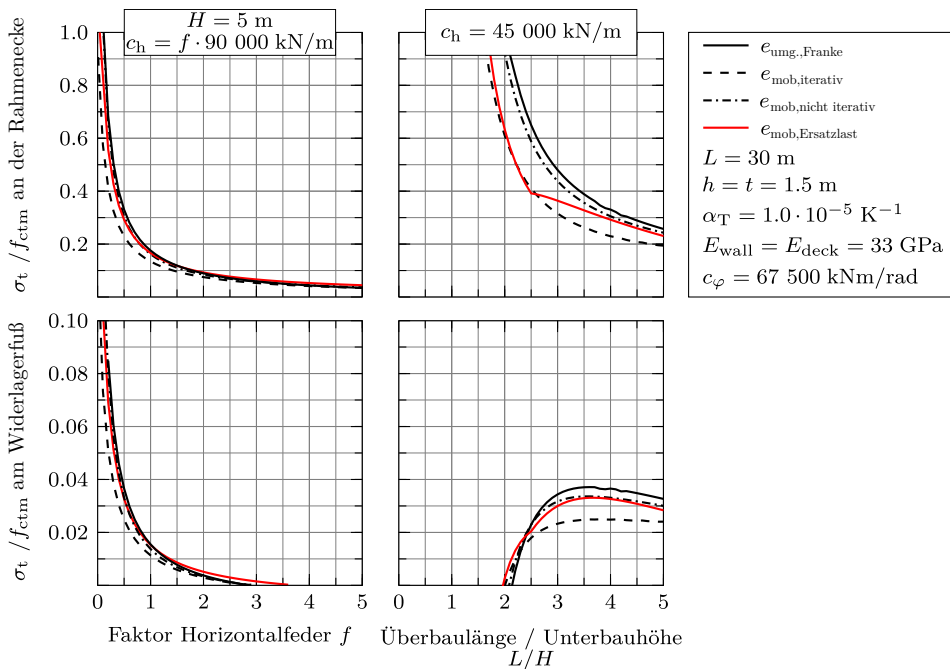


Abbildung 3.36.: Nachrechnung verschiedener Erddruckansätze für die Rahmenecke (oben) und den Widerlagerfuß (unten) für die Standardhinterfüllung nach BMVI (2013)

### 3.6. Beanspruchungen zufolge äußerer Lasten

Durch den monolithischen Verbund des Überbaus mit dem Unterbau wird die Rahmenecke statisch aktiviert, wodurch es in der Berechnung der Schnittgrößen zu einer Anhebung der Momentenlinie im Überbau kommt und der Feldbereich in der Bemessung entlastet wird. Im Zuge einer Integralisierung kann dieser Effekt genutzt werden, um in Feldmitte die zusätzlichen Beanspruchungen z.B. aus erhöhter Verkehrslast oder aus Erddruck aufnehmen zu können.

In diesem Abschnitt wird die Auswirkung der monolithischen Verbindung auf die Höhe der Beanspruchung in der Rahmenecke, in der Feldmitte und am Widerlagerfuß untersucht. Ebenfalls sollen u.a. die Auswirkungen von Bauphasen auf die Bemessung der Feldmitte des Bestandstragwerkes im Zuge einer Integralisierung untersucht werden.

### 3.6.1. Rahmenecke

Die mögliche Aktivierung der Rahmenecke kann über den Einspanngrad  $E$  nach Glg. (3.24) definiert werden. Auffallend ist, dass der Einspanngrad von der Belastung unabhängig und nur von den Anlageverhältnissen des Tragwerkes und des Baugrundes abhängig ist. Die Herleitung erfolgt über den Vergleich des Einspannmomentes eines eingespannten Stabes nach Glg. (3.25) mit dem Rahmeneckmoment eines integralen Tragwerkes nach Glg. (3.26). Die Grundlage für Glg. (3.26) ist in Anhang C.2 angeführt.

$$\begin{aligned}
 E &= \frac{M_{\text{integral}}}{M_{\text{voll}}} & (3.24) \\
 &= \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_h} + \frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \right) \cdot \frac{1}{K}
 \end{aligned}$$

$$M_{\text{voll}} = -\frac{p \cdot L^2}{12} \quad (3.25)$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{integral}} &= -\frac{p \cdot L^3}{24 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot \frac{1}{K} & (3.26) \\
 &\cdot \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_h} + \frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \left( \frac{H}{EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_{\varphi}} + \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \right) \\
 &\cdot \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_h} + \frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \right) \\
 &- \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_{\varphi}} \right)^2
 \end{aligned}$$

In Abb. 3.37 ist der Einspanngrad  $E$  in Abhängigkeit unterschiedlicher Parameter dargestellt. Durch Variation der Unterbauhöhe  $L/H$  zeigt sich, dass der Einspanngrad zuerst zunimmt und dann wieder abnimmt. Der Einfluss der Brückenlänge  $L$  kann bei konstantem  $L/h$ -Verhältnis vernachlässigt werden.

Der Einfluss der Unterbausteifigkeit auf die Höhe des Einspanngrades lässt sich durch Variation der Unterbaudicke  $t/h$  darstellen. Es zeigt sich, dass sich bei Zunahme der Unterbaudicke  $t$  der Einspanngrad einem Endwert annähert.

### 3. Parameterstudie zur Schaffung der Bemessungsgrundlagen

Generell reduziert sich der Einspanngrad, wenn die Unterbausteifigkeit abnimmt. Demnach kann für realistische/mögliche Brückenabmessungen eine Aktivierung der Rahmenecke zwischen  $30\% \leq E \leq 80\%$  generiert werden.

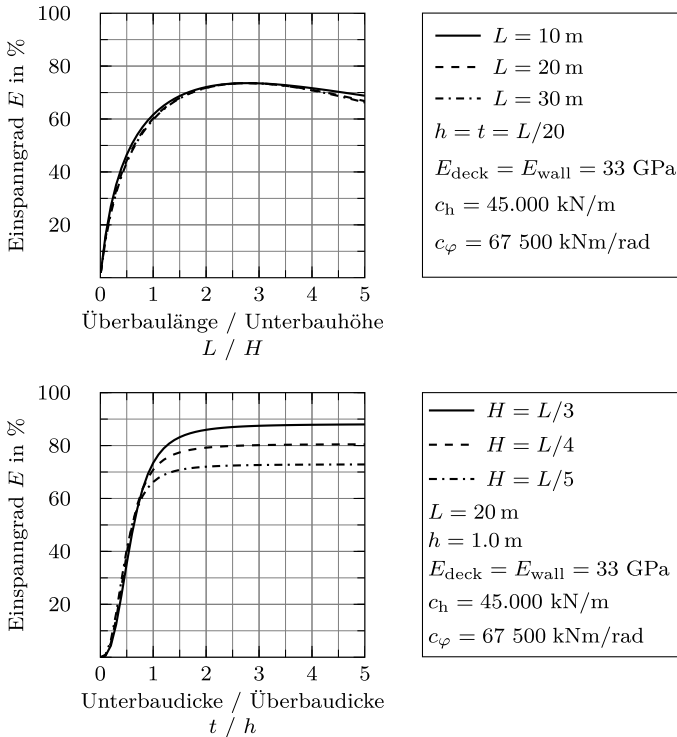


Abbildung 3.37.: Änderung des Einspanngrades  $E$  bei Variation der Bauwerkssteifigkeit

### 3.6.2. Feldmitte

Durch die Anhebung der Momentenlinie beim Schließen der Rahmenecke kommt es zu einer Entlastung in Feldmitte. Die mögliche Entlastung ( $R$ ) kann nach Glg. (3.27) definiert werden. Auch hier zeigt sich eine reine Abhängigkeit von den Anlageverhältnissen des Tragwerkes und des Baugrundes. Die Herleitung erfolgt über den Vergleich des Feldmomentes eines gelenkig gelagerten Stabes nach Glg. (3.28) mit dem Feldmoment eines integralen Tragwerkes nach Glg. (3.29).

Abb. 3.38 zeigt die mögliche Entlastung  $R$  der Feldmitte in Abhängigkeit unterschiedlicher Parameter. Demnach liegt für realistische/mögliche Brückenabmessung die Entlastung der Feldmitte zwischen  $20\% \leq R \leq 60\%$ . Je steifer der Unterbau ist, desto mehr kann die Feldmitte entlastet werden.

$$R = 1 - \frac{M_{\text{integral}}}{M_{\text{gelenkig}}} \quad (3.27)$$

$$= \frac{L}{3 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_h} + \frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \right) \cdot \frac{1}{K}$$

$$M_{\text{gelenkig}} = \frac{p \cdot L^2}{8} \quad (3.28)$$

$$M_{\text{integral}} = -\frac{p \cdot L^3}{24 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot \frac{1}{K} \quad (3.29)$$

$$\left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_h} + \frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \right) + \frac{p \cdot L^2}{8}$$

$$K = \left( \frac{H}{EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_{\varphi}} + \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \right)$$

$$\cdot \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_h} + \frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \right)$$

$$- \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_{\varphi}} \right)^2$$



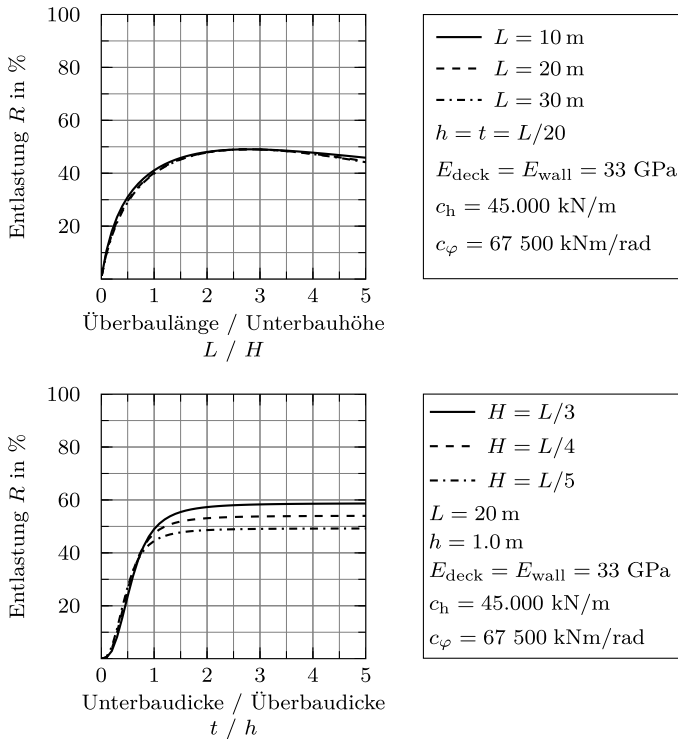


Abbildung 3.38.: Entlastung  $R$  der Feldmitte bei Variation der Bauwerkssteifigkeit

### 3.6.3. Widerlagerfuß

Widerlager von konventionellen Bestandsbrücken wurden als Kragarm mit negativer Momentenbeanspruchung bemessen. Im Zuge der Integralisierung wird jedoch durch das Schließen der Rahmenecke nicht nur der Schnittkraftverlauf im Überbau sondern auch im Unterbau erheblich geändert. Abhängig von der Bauteil- und Gründungssteifigkeit wie auch der Belastungsart können sich schließende als auch öffnende Momente am Widerlagerfuß ergeben. Folgend werden die wesentlichen Parameter zufolge der in Abb. 3.39 dargestellten Belastung und Systeme diskutiert.

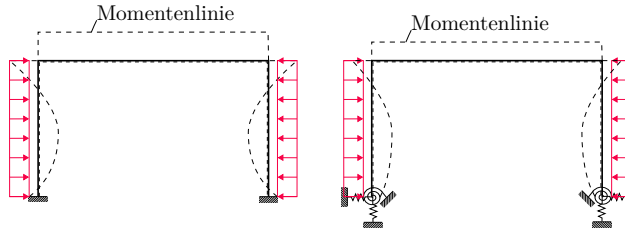


Abbildung 3.39.: betrachteter Lastfall und Wahl der Modellierungsmöglichkeit

Unabhängig vom statischen System führen Belastungen am Überbau zu einer positiven (öffnenden) Momentenbeanspruchung am Widerlagerfuß. Belastungen am Unterbau führen bei einem festeingespannten Rahmensystem generell zu einer negativen (schließenden) Momentenbeanspruchung, deren Größe abhängig von der Bauteilsteifigkeit ist und vereinfacht nach Schneider (2016) oder Anhang C berechnet werden kann.

Hingegen können Beanspruchungen am Unterbau bei einem nachgiebig gelagerten Rahmen je nach vorliegenden Gründungs- und Bauteilsteifigkeiten entweder zu einem öffnenden oder schließenden Moment am Widerlagerfuß führen. Abb. 3.40 und Abb. 3.41 zeigen einen Vergleich der Momentenbeanspruchung des nachgiebig gelagerten Rahmens  $M_{f,nach.}$  zu dem eines festeingespannten Rahmens  $M_{f,fest}$  bei Variation der Bauteil- und Gründungssteifigkeit. Eine allgemein gültige Aussage, ob ein öffnendes oder schließendes Moment am Widerlagerfuß vorliegt, kann nicht getroffen werden.

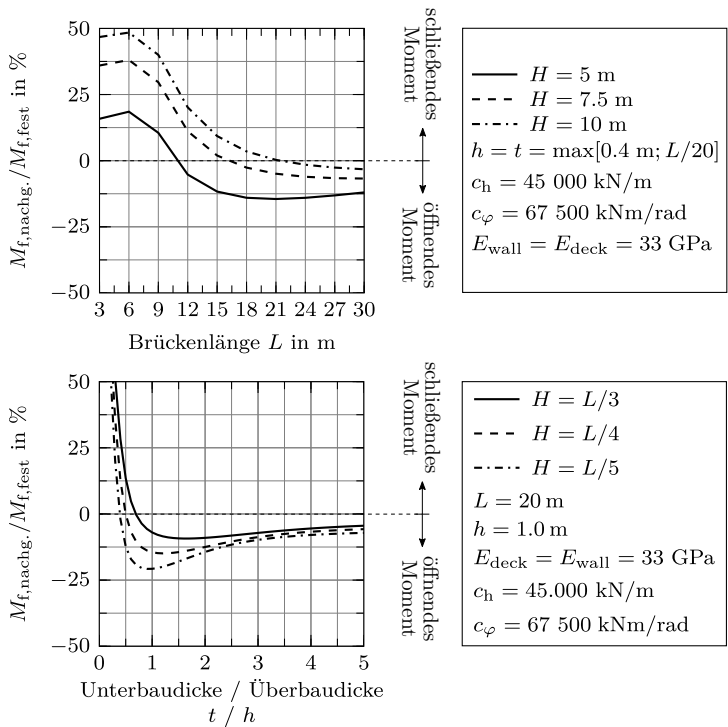


Abbildung 3.40.: Vergleich der Momentenbeanspruchung am Widerlagerfuß  $M_{f,nach.}/M_{f,fest}$  bei Variation der Bauwerkssteifigkeit

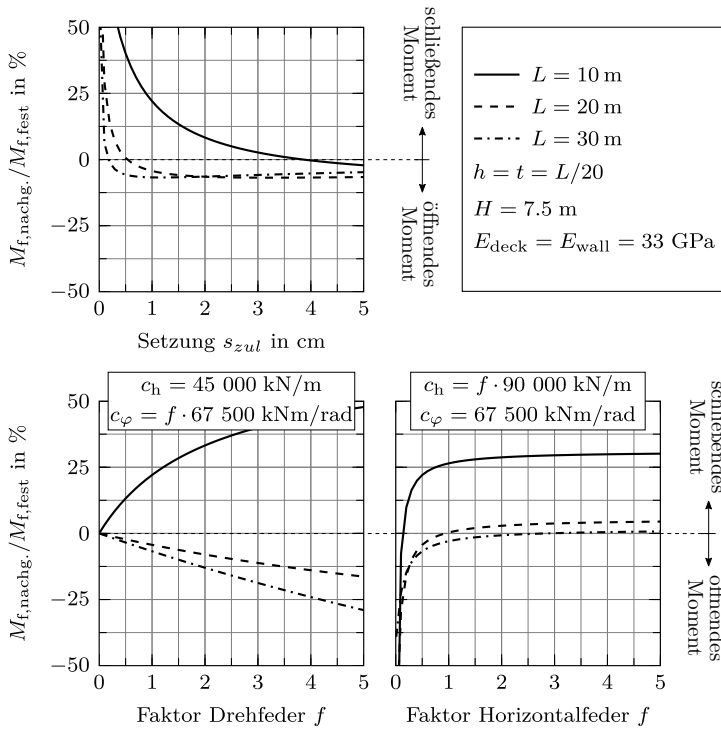


Abbildung 3.41.: Vergleich der Momentenbeanspruchung am Widerlagerfuß  $M_{f,nachg.}/M_{f, fest}$  bei Variation der Gründungssteifigkeit des nachgiebig gelagerten Rahmensystems

### 3.6.4. Einfluss von Bauphasen

Im Allgemeinen muss nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015, Kap. 5.1.1 (5)P) die Schnittkraftberechnung unter Berücksichtigung der Bauphasen erfolgen (vgl. Kapitel 2.3). Moderne Statikprogramme bieten die Möglichkeit einer dementsprechenden Bauphasenberechnung, andernfalls ist die Überlagerung händisch durch den Ingenieur durchzuführen. Erfolgt die Schnittkraftberechnung ohne Berücksichtigung der Bauphasen, führt dies zu einer konservativen Bemessung der Rahmenecke, gleichzeitig liegt die Bemessung der Feldmitte durch unterschätzen des Feldmomentes auf der unsicheren Seite. In diesem Abschnitt wird die Möglichkeit überprüft auf Bauphasen in der Schnittkraftermittlung zu verzichten.

#### **Abschätzung der Verkehrslasterhöhung:**

Die Berechnung der Verkehrslasterhöhung  $f$  erfolgt über einen Vergleich der maßgebenden Biegemomente zufolge Verkehr nach Glg. (3.30). Die Beanspruchung zufolge des Lastmodells LM 1 ( $M_{LM1}$ ) wird mit einem erweiterten FE-Modell auf Basis von Oberwalder (2013) für die in den Normalien angegebenen Brückengeometrien unter Vernachlässigung der Querkontraktion ermittelt. Die Hauptspur wird dabei am Brückenrand bzw. in Brückenmitte angeordnet. Abb. 3.42 zeigt die Abschätzung der Verkehrslaststeigerung zufolge des Lastmodells LM 1. Die Unstetigkeiten lassen sich auf die in den Normalien angegebenen Querschnittshöhen  $h$  zurückführen. Die Ergebnisse zeigen, dass das Lastmodell LM 1 am Einfeldträger zu einer größeren Momentenbeanspruchung in Feldmitte führt.

$$f = \frac{M_{k,LM1}}{M_{k,VK}} \quad (3.30)$$

Mit:

- $M_{k,LM1}$  ... Momentenbeanspruchung zufolge Lastmodell LM 1 nach ÖNorm EN 1991-2 (2012) und ÖNorm B 1991-2 (2011) in Feldmitte; Anordnung der Hauptspur am Brückenrand bzw. Brückenmitte
- $M_{k,VK}$  ... max. aufnehmbare Verkehrslast des Bestandstragwerkes in Feldmitte nach Glg. (A.4) gemäß Anhang A.2.1

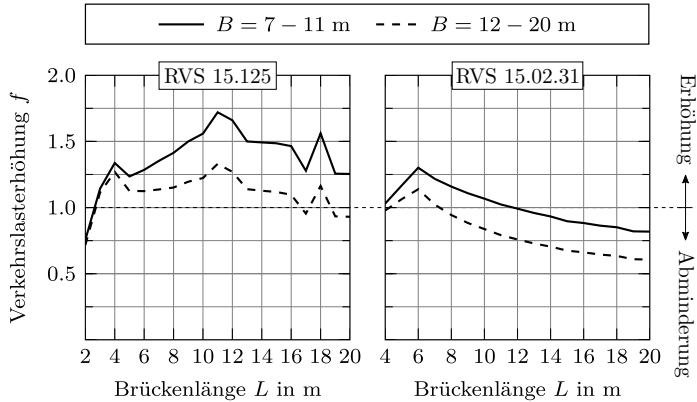


Abbildung 3.42.: Abschätzung der Verkehrslasterhöhung  $f$  in Feldmitte zufolge Lastmodell LM 1 nach ÖNorm EN 1991-2 (2012) und ÖNorm B 1991-2 (2011) gegenüber der RVS 15.125 (1987) (links) bzw. RVS 15.02.31 (2004) (rechts)

### Ausnutzung in Feldmitte:

Da es bei einer Integralisierung zu einer Entlastung der Feldmitte kommt (vgl. Kapitel 3.6.2), kann diese zur Aufnahme der Verkehrslasterhöhung  $f$  genutzt werden. Um den Ausnutzungsgrad  $\eta$  in Feldmitte nach Integralisierung unter Berücksichtigung der Verkehrslasterhöhung  $f$  abzuschätzen, kann vereinfachend Glg. (3.31) gemäß Anhang D.2 verwendet werden.

$$\eta = VK \cdot \left[ f \cdot \left( 1 - \frac{2}{3} \cdot E \right) - 1 \right] \quad (3.31)$$

Mit:

- $E$  ... Einspanngrad nach Glg. (3.24)
- $f$  ... Lasterhöhungsfaktor  $f$  nach Abb. 3.42
- $VK$  ... Anteil der Verkehrslast  $p$  an der Gesamtlast nach Glg. (D.6)

Abb. 3.43 zeigt den Ausnutzungsgrad  $\eta$  in Feldmitte für die ausgewerteten Brückennormalien. Mit zunehmendem Einspanngrad  $E$  zeigt sich, dass trotz der Verkehrslasterhöhung  $f$  in Feldmitte eine Reserve vorhanden ist. Für die in den Plattennormalien angegebenen Brückengeometrien liegt

der Einspanngrad  $E$  je nach Steifigkeit des Unterbaus zwischen 30% und 80% (vgl. Abb. 3.44). Ein dicker Unterbau, wie er bei Bestandstragwerken vorhanden ist, wirkt sich günstig auf den Einspanngrad  $E$  aus.

Die Ergebnisse zeigen, dass für Bestandsbrücken, die nach RVS 15.125 (1987) oder RVS 15.02.31 (2004) errichtet wurden und lediglich auf das Lastmodell LM 1 nach ÖNorm EN 1991-2 (2012) und ÖNorm B 1991-2 (2011) ertüchtigt werden sollen, eine Vereinfachung in der Schnittkraftberechnung am Endsystem ohne Berücksichtigung der Bauphasen möglich ist. Jedoch darf in diesem Fall eine Umlagerung der Schnittgrößen zur Ausnutzung einer rechnerischen Tragreserve in Feldmitte nicht angesetzt werden. Diese Vereinfachung in der statischen Berechnung erlaubt eine schnellere und einfachere Bemessung für Brücken im untergeordneten Straßennetz (z.B. für Gemeindebrücken bzw. kommunale Brückenbauwerke), da hier die Notwendigkeit einer vollen Ertüchtigung auf die in der ÖNorm EN 1991-2 (2012) und ÖNorm B 1991-2 (2011) angegebenen Lastmodelle nicht vorliegt (vgl. Boros et al. (2015)).

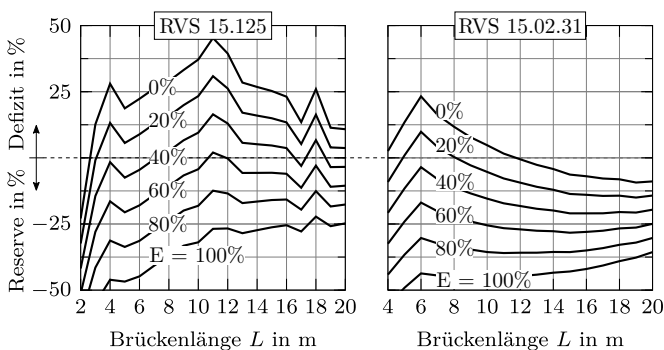


Abbildung 3.43.: Abschätzung des Ausnutzungsgrades  $\eta$  für nach RVS 15.125 (1987) (links) bzw. RVS 15.02.31 (2004) (rechts) errichtete Bestandstragwerke

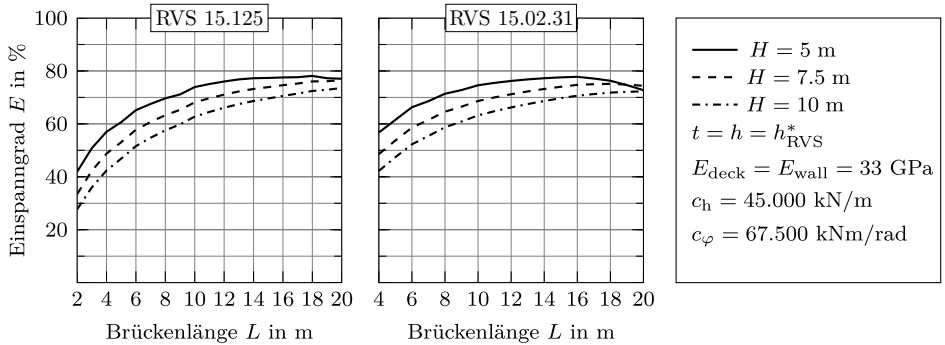


Abbildung 3.44.: Abschätzung des Einspanngrades  $E$  für nach RVS 15.125 (1987) (links) bzw. RVS 15.02.31 (2004) (rechts) errichtete Bestandstragwerke

### Verallgemeinerung der Fragestellung Einfluss von Bauphasen:

Im Zuge der Bemessung ist jedenfalls zu prüfen, ob eine Reserve ( $\eta < 0$ ) in Feldmitte unter Berücksichtigung der Verkehrslasterhöhung  $f$  tatsächlich vorhanden ist. In Anlehnung an die ÖNorm EN 1992-1-1 (2015, Kap. 5.8.2 (6)) können die Auswirkungen der Bauphasen auf den Schnittkraftverlauf vernachlässigt werden, wenn diese unter 10% betragen. Mit dieser Annahme kann der Nachweis gemäß Glg. (3.32) für verschiedene statische Systeme geführt werden. Die hier beschriebene Vorgehensweise zur Berücksichtigung von Bauphasen in der Schnittkraftermittlung einer Integralisierung befindet sich in dieser Form in der RVS 15.02.12 (2018).



$$\frac{(1 + \Delta M/M_{Ed}) \cdot A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \leq 1.1 \quad (3.32)$$

$$\Delta M_{\text{Einfeld}} = 1.35 \cdot \frac{g \cdot L^2}{8} - M_{g,Ed} \quad (3.33)$$

$$\Delta M_{\text{Mehrfeld}} = 1.35 \cdot \frac{9 \cdot g \cdot L^2}{128} - M_{g,Ed} \quad (3.34)$$

Mit:

$A_{s,erf}$  ... rechnerisch erforderliche Bewehrung am Endsystem ohne Bauphasen

$A_{s,vorh}$  ... vorhandene Bewehrung im Feldbereich

$\Delta M$  ... Abweichung des Biegemomentes zufolge Eigengewicht; für Einfeldträger nach Glg. (3.33) bzw. für das Randfeld von Mehrfeldträgern nach Glg. (3.34)

$M_{Ed}$  ... Bemessungsmoment am Endsystem ohne Bauphasen; für Einfeldträger ist das Biegemoment in Feldmitte und für Mehrfeldträger das Biegemoment an der Stelle  $0.4 \cdot L$  des Randfeldes auszuwerten

$M_{g,Ed}$  ... Biegemoment zufolge Eigengewicht inkl. Teilsicherheitsbeiwerte am Endsystem ohne Bauphasen; für Einfeldträger ist das Biegemoment in Feldmitte und für Mehrfeldträger das Biegemoment an der Stelle  $0.4 \cdot L$  des Randfeldes auszuwerten

$g$  ... Bestandslasten und Betonierlasten

$L$  ... Feldlänge bzw. Randfeldlänge

## 4. Vorschlag für die Bemessung

Basierend auf den in Kapitel 3 gewonnenen Erkenntnissen wird in diesem Abschnitt ein Vorschlag zur Bemessung der Integralisierung bzw. eines Neubaus abgeleitet. Neben Erläuterungen zur Modellierung wird ein Vorschlag zur Kombination für die Temperatur- und Erddruckbelastung in der Bemessung, sowie ein Bemessungsvorschlag der Rahmenecke, des Widerlagerfußes und der Feldmitte für die Integralisierung vorgestellt.

### 4.1. Modellbildung und praxismgerechte Vereinfachungen

Um die Bemessung zu vereinfachen und die Fehleranfälligkeit zu reduzieren, können Vereinfachungen in der Modellbildung, in der Berücksichtigung der Tragwerks- und Baugrundsteifigkeiten und auch in der Nachweisführung getroffen werden. Nachstehend werden diese auf Basis der Erkenntnisse aus Kapitel 3 erläutert.

#### 4.1.1. Allgemeines zur Schnittkraftermittlung

Um Bestandsbrücken realitätsnah abzubilden, sind die Ansprüche an die Genauigkeit der Modellierung um einiges höher als bei einem Neubau. Für die Nachrechnung des Tragwerkes sind genaue Kenntnisse der Materialtechnologie, sowie des Normenwesens zum Errichtungszeitpunkt erforderlich. Diese sind in Österreich in der ONR 24008 (2014) und in Deutschland in der BMVI (2011) geregelt.

#### **Modellierung des Gesamttragwerkes und der Rahmenecke:**

Auf Grund der rechentechnischen Komplexität und zur besseren Lokalisation der Verstärkungspunkte wird empfohlen, Bestandsbrücken einschließlich der

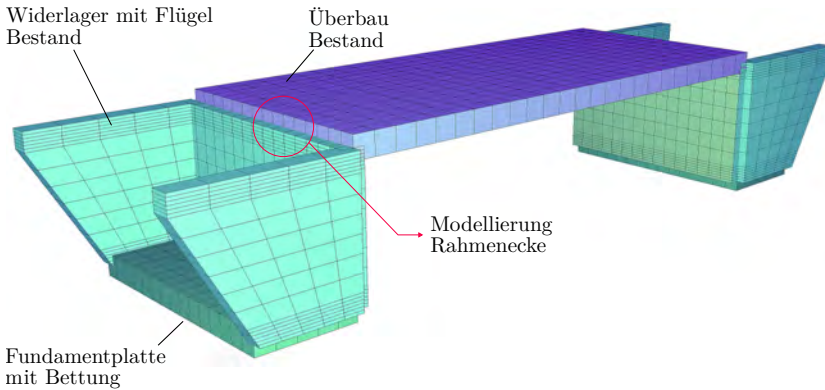


Abbildung 4.1.: Modellbildung am Beispiel einer einfeldrigen flachfundierten Bestandsbrücke

Gründung mittels eines Faltnetzmodells abzubilden, wie dies schematisch Abb. 4.1 zeigt. Dadurch ist es möglich, Einflüsse von Flügelwänden, der Schiefstellung und/oder Krümmung des Überbaus angemessen zu erfassen. Einflüsse in Brückenquerrichtung können durch die Modellierung mittels Schalenelementen, im Gegensatz zu einer Modellierung des Tragwerkes mit Stabelementen, einfach erfasst werden.

Für die Modellierung einer Flachgründung empfiehlt es sich, eine Bettung in vertikaler und horizontaler Richtung über die gesamte Fläche der Fundamentplatte zu modellieren. Dies hat vor allem bei einer zur Widerlagerachse exzentrisch angeschlossenen Fundamentplatte den Vorteil, dass die Wirkung der Drehfeder direkt über den Abstand der Vertikalfeder zur Widerlagerachse mitabgebildet werden kann. Ebenso empfiehlt es sich, eine Tiefgründung als elastisch gebetteten Stab zu modellieren. Die horizontale Bettung, Mantelreibung und der Spitzendruck können so unter Berücksichtigung der im Bodengutachten angegebenen Bodenschichten abgebildet werden. Die Modellierung der gesamten Gründung hat u.a. den Vorteil, dass eine Bemessung der Flachfundierung bzw. der Pfähle am Gesamtsystem erfolgen kann. Lokale Effekte (z.B. unregelmäßig oder exzentrisch angeordnete Pfähle) können so sehr einfach mitberücksichtigt werden. Weitere Anmerkungen zu den Baugrund- bzw. Bettungssteifigkeiten sind in Kapitel 4.1.2 angeführt.

Der Modellbildung der Rahmenecke sollte im Zuge der statischen Berechnung besonderes Augenmerk geschenkt werden. Vor allem bei bestehenden unbewehrten Widerlagerwänden ist der Ansatz einer biegesteifen Koppelung

in Frage zu stellen (vgl. Kapitel 4.3.2). In diesem Fall kann eine Modellierung mittels elastischer Einspannung durch Anordnung von Federelementen sinnvoll sein.

### **Berücksichtigung der Querkontraktion:**

Bestandsbrücken wurden häufig als Balken und somit unter Vernachlässigung der Querkontraktion berechnet. Dementsprechend ist ein sehr geringer Bewehrungsgrad in Querrichtung vorhanden (vgl. Anhang A.2). Aus mechanischer Sicht ist diese Vorgehensweise ohne eine Mindestschubbewehrung nicht schlüssig.

### **Berücksichtigung von Bauphasen:**

Der Einfluss der Bauphasen auf die Schnittkraftberechnung ist gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 (2015, Kap. 5.1.1 (5)P) durch eine geeignete Modellierungstechnik zu erfassen. Vereinfachend kann jene Bestandsbrücken auf die Auswirkung von Bauphasen verzichtet werden, wenn Glg. (4.1) erfüllt ist. In diesem Fall darf jedoch eine Umlagerung der Schnittgrößen zur Ausnutzung einer rechnerischen Tragreserve in Feldmitte nicht angesetzt werden. Ist Glg. (4.1) nicht erfüllt sind die Auswirkung der Bauphasen in der Schnittkraftermittlung bzw. Bemessung, wie nachstehend beschrieben, zu berücksichtigen.

Im Zuge der Bemessung muss sichergestellt werden, dass in jedem Bauabschnitt eine ausreichende Tragkapazität des Bauwerkes vorhanden ist, um die Beanspruchungen aufnehmen zu können. Abb. 4.2 zeigt schematisch die Bauabschnitte einer Integralisierung und die entsprechend zu berücksichtigenden Lasten. In der Regel kann eine Herstellung in zwei Bauabschnitten angenommen werden.

$$\frac{(1 + \Delta M/M_{\text{Ed}}) \cdot A_{\text{s,erf}}}{A_{\text{s,vorh}}} \leq 1.1 \quad (4.1)$$

$$\Delta M_{\text{Einfeld}} = 1.35 \cdot \frac{g \cdot L^2}{8} - M_{\text{g,Ed}} \quad (4.2)$$

$$\Delta M_{\text{Mehrfeld}} = 1.35 \cdot \frac{9 \cdot g \cdot L^2}{128} - M_{\text{g,Ed}} \quad (4.3)$$

Mit:

$A_{\text{s,erf}}$  ... rechnerisch erforderliche Bewehrung am Endsystem ohne Bauphasen

$A_{\text{s,vorh}}$  ... vorhandene Bewehrung im Feldbereich

$\Delta M$  ... Abweichung des Biegemomentes zufolge Eigengewicht; für Einfeldträger nach Glg. (4.2) bzw. für das Randfeld von Mehrfeldträgern nach Glg. (4.3)

$M_{\text{Ed}}$  ... Bemessungsmoment am Endsystem ohne Bauphasen; für Einfeldträger ist das Biegemoment in Feldmitte und für Mehrfeldträger das Biegemoment an der Stelle  $0.4 \cdot L$  des Randfeldes auszuwerten

$M_{\text{g,Ed}}$  ... Biegemoment zufolge Eigengewicht inkl. Teilsicherheitsbeiwerte am Endsystem ohne Bauphasen; für Einfeldträger ist das Biegemoment in Feldmitte und für Mehrfeldträger das Biegemoment an der Stelle  $0.4 \cdot L$  des Randfeldes auszuwerten

$g$  ... Bestandslasten und Betonierlasten

$L$  ... Feldlänge bzw. Randfeldlänge

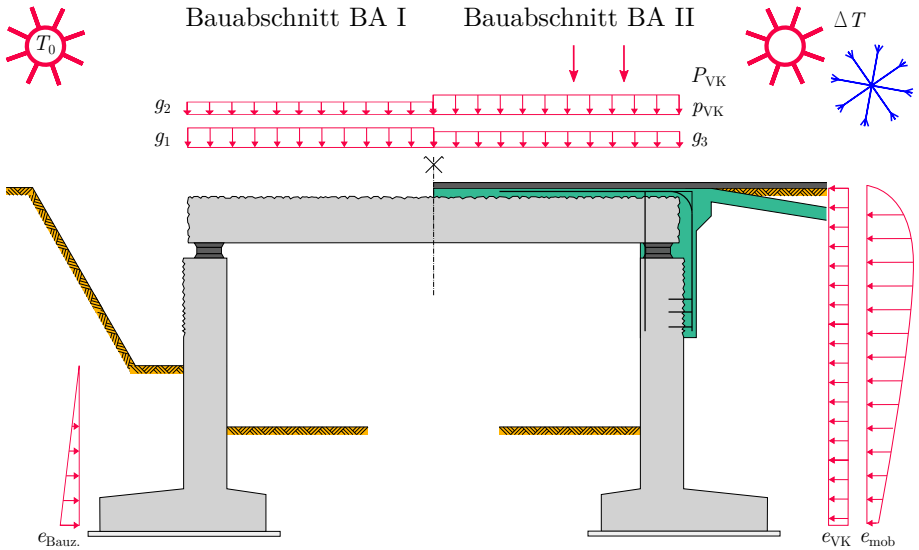


Abbildung 4.2.: Schnittgrößenermittlung - Bauabschnitt 1 (links) und Bauabschnitt 2 (rechts)

Der Bauabschnitt BA I kann mit dem konventionellen System der Bestandsbrücke beschrieben werden. Eine Änderung des Schnittkraftverlaufes ergibt sich gegenüber dem Bestand nicht. Im Gegensatz zu einem integralen Neubau wirken die eingepprägten Lastzustände im Bauabschnitt BA I am Ausgangssystem. Es sind somit folgende Lasten am Bestandssystem zu berücksichtigen:

- Konstruktionseigengewicht  $g_1$
- Etwaige Betonierlasten zufolge der hinzugefügten Bauteile  $g_2$  (Aufbeton, etc.)
- Je nach Aushubtiefe wirkt ein Erddruck  $e_{Bauz.}$  auf das Bestandswiderlager
- Lasten während der Bauausführung (Hilfkonstruktionen, Kräne, etc.)

Zusätzliche Ausbaulasten  $g_3$ , wie Fahrbahnbelag, Randbalken, Geländer, etc. wirken bereits auf das Endsystem und sind im Bauabschnitt BA II zu berücksichtigen. Zeitabhängige Tragwerksverformungen, wie Kriechen, Schwinden und Relaxation sind in den ersten Jahren nach der Errichtung maßgebend, daher sind diese bei Bestandsbauteilen nahezu abgeklingen und

können in der Regel vernachlässigt werden. Die Auswirkungen der zeitabhängigen Effekte, vor allem der hinzugefügten Bauteile, sind am Endsystem (BA II) zu berücksichtigen. Die Verkehrslasten zufolge der gültigen Normen ( $p_{VK}$  und  $P_{VK}$ ), sowie die aus Verkehr entstehenden Erddrücke  $e_{VK}$  sind am Endsystem in ungünstiger Stellung anzusetzen. Ebenfalls zu berücksichtigen sind horizontale Brems- und Anfahrlasten. Temperaturbeanspruchungen, mobilisierte Erddrücke und sonstige Lasten, wie Wind oder Erdbeben, wirken ebenfalls am Endsystem. Die Größenordnung und Überlagerung der Lasten im Bau- sowie im Endzustand ist in Kapitel 4.2 dargestellt.

#### 4.1.2. Steifigkeit des Baugrundes und der Gründung

Die Steifigkeit des Baugrundes und der Gründung hat Einfluss auf die Höhe der Zwang- als auch der Erddruckbeanspruchung und sollte in der Modellierung wie folgt berücksichtigt werden.

##### **Grenzwertbetrachtung der Bodenparameter:**

Die Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion sowie die Schwankung der Bodenparameter erfordert bspw. nach Kaufmann (2008), KHP (2003), Reiterer et al. (2011) und Mahlo und Martin (2010) eine Grenzwertbetrachtung der Bodenparameter auch für kurze integrale Tragwerke, um deren Einfluss auf die Höhe der aus Temperatureinwirkungen entstehenden Zwangskraft zu erfassen. In Kapitel 3.3.1 konnte eine Aussage über die Genauigkeit der Bodenparameter und die Auswirkungen einer Fehleinschätzung der Boden- und Gründungssteifigkeit in der Bemessung erlangt werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass kein linearer Zusammenhang zwischen der Änderung der Bodensteifigkeit und den auftretenden Beanspruchungen bei kurzen Tragwerken besteht. Die Schnittkraftermittlung kann daher mit einem Mittelwert der Bodensteifigkeit durchgeführt werden. Auf eine Fallunterscheidung mittels oberem und unterem Grenzwert der Bodenparameter kann bei Tragwerken von  $L < 30$  m verzichtet werden.

### Nachgiebigkeit der Gründung:

Für eine wirtschaftliche Bemessung sollte die Nachgiebigkeit der Gründung bei der Modellierung berücksichtigt werden, da die Annahme eines fest eingespannten Tragwerkes zu einer deutlichen Überschätzung der Zwangbeanspruchung führt, wie Abb. 3.10 und Abb. 3.11 zeigt. Selbst bei Flachgründungen auf steifem Untergrund (z.B. Fels) ist eine horizontale Nachgiebigkeit zu erwarten.

Die horizontale Nachgiebigkeit der Gründung hat vor allem Einfluss auf die Größe der Zwangbeanspruchung und der Widerlagerwandverschiebung und somit auf den temperaturinduzierten (mobilisierten) Erddruck. Die Größe der Horizontalbettung ist jedoch von unterschiedlichen Parametern, wie z.B. dem Scherwiderstand des Bodens und der aktivierbaren Reibungskraft in der Sohlfuge abhängig. Die Untersuchungen in Kapitel 3.3.1 und 3.5.2 zeigen jedoch, dass es für kurze Tragwerke mit Flachfundierung ausreichend ist, die horizontale Bettung  $c_h$  in Abhängigkeit der Vertikalbettung  $c_v$  nach Glg. (4.4) abzuschätzen. Die Höhe der Vertikalbettung  $c_v$  ist in Abstimmung mit dem Geotechniker festzulegen.

$$c_h \approx 0.5 \cdot c_v \quad (4.4)$$

Auf eine Setzungsberechnung bei Integralisierungen kann in den meisten Fällen ebenfalls verzichtet werden, da der Boden bereits konsolidiert ist und Setzungen abgeklungen oder durch Rissbildung und Kriechen des Tragwerkes abgebaut worden sind.

#### 4.1.3. Steifigkeit des Tragwerkes

Im Gegensatz zu einem Neubau kann bei Bestandsbrücken die Tragwerksteifigkeit im Zuge der Integralisierung nicht bzw. kaum verändert werden, daher können die in Kapitel 3.3.2 dargestellten positiven Effekte in der Planung kaum genutzt werden, um Zwangbeanspruchungen zu reduzieren. Im Zuge der Integralisierung sollte die Unterbausteifigkeit z.B. durch luft- und erdseitige Vorsatzschalen bis zur Fundamentoberkante nicht erhöht werden, da sich nach Abb. 3.15 vor allem ein schlanker Unterbau positiv auf die Zwangbeanspruchung auswirkt. Beim Entwurf eines Neubaus kann ein schlanker Unterbau leicht realisiert werden.



Die Auswirkung einer Steifigkeitsänderung (z.B. Änderung der Unterbaudicke) auf die Schnittgrößen sollte unter gemeinsamer Betrachtung der Temperatur- und Erddruckbeanspruchung erfolgen (vgl. Abb. 3.31). Eine Abnahme der Zwangbeanspruchung geht dabei mit einer Zunahme der Verformung einher, wodurch sich der temperaturinduzierte Erddruck erhöht. Der Einfluss des E-Moduls kann für kleine integrale Tragwerke nach Abb. 3.17 vernachlässigt werden.

#### 4.1.4. Steifigkeitsabminderung infolge Rissbildung und Plastifizierung der Bewehrung

Durch Rissbildung des Betons und Plastifizierung der Bewehrung werden Zwangsschnittgrößen abgebaut und können somit in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und Tragfähigkeit (ULS) abgemindert berücksichtigt werden. Häufig werden nichtlineare Berechnungen zur Bestimmung realistischer Zwangsschnittgrößen angewendet bzw. empfohlen. Bei kurzen integralen Brücken erscheint diese aufwendige Vorgehensweise jedoch nicht gerechtfertigt zu sein, eine ingenieurmäßige Ermittlung ist in diesem Fall zweckmäßiger.

Der mögliche Zwangkraftabbau im SLS wird vor allem vom Grad der Rissbildung bzw. der Länge gerissener Bereiche im Tragwerk beeinflusst (vgl. Kapitel 3.4.2). In der Regel kann bei einem Bestandstragwerk davon ausgegangen werden, dass in Feldmitte des Überbaus ein abgeschlossenes Rissbild vorliegt. Für Bestandsbrücken kann bei Annahme der häufigen Lastfallkombination rund 80% der Tragwerkslänge als gerissen angenommen werden (vgl. Abb. 2.6).

Um Zwangsschnittgrößen im ULS vollständig vernachlässigen zu können, muss das Brückentragwerk ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweisen. Das bedeutet, dass die Länge des Fließplateaus maßgebend für den Zwangkraftabbau ist, wie dies in Kapitel 3.4.1 dargestellt ist. Je länger das Fließplateau ist, umso duktiler der Querschnitt. Querschnitte mit einem Bewehrungsgrad in der Zugzone von  $0.3\% \leq \rho_s \leq 0.8\%$  und einer Duktilitätsklasse B können als duktil angenommen werden (vgl. Abb. 3.20 und Abb. 3.21). Für diesen Bewehrungsbereich ist das plastische Restrotationsvermögen ausreichend, um die aus Temperatur hervorgerufene Verformung ohne Zwangskraft sowohl in Feldmitte als auch in der Rahmenecke aufnehmen zu können. Zur Aufnahme der Zwangbeanspruchung in Feldmitte von Bestand-

stragwerken ist der Bewehrungsgrad der Zugzone auf  $0.3\% < \rho_s < 1.2\%$  zu begrenzen.

Bei Verzicht bzw. Reduktion der Zwangbeanspruchung sollte jedoch keine Schnittgrößenumlagerung zur Ausnutzung der rechnerischen Tragreserve vorgenommen werden. Weiters muss die Bemessung mit der Stahlarbeitslinie mit horizontalem Ast ohne Dehnungsbegrenzung durchgeführt werden, um ein ausreichendes Verformungsvermögen des Brückentragwerkes sicherzustellen. Die Verwendung eines Bewehrungsstahls der Güte B in der Rahmenecke und auch in Feldmitte ist ebenfalls notwendig, um die Zwangverformung sicher aufnehmen zu können. Ob für Bestandstragwerke ein Bewehrungsstahl der Güte B (Bruchdehnung  $\varepsilon_u > 50\%$ ) vorliegt, ist jedenfalls zu überprüfen. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Zwangsschnittgrößen infolge Temperatur, Stützensenkung, sowie Kriechen und Schwinden unter Voraussetzung des eingeschränkten Bewehrungsgrades in Feldmitte und in der Rahmenecke für Tragwerkslängen  $L < 30$  m wie folgt abgemindert werden dürfen:

- Nachweise im SLS: Abminderung um 60% (vgl. Kapitel 3.4.2)
- Nachweise im ULS: Abminderung um 100% (vgl. Kapitel 3.4.3)

Für schiefe Brücken ist es ausreichend, den über die Brückenbreite gemittelten Bewehrungsgrad der Zugzone zu beschränken, um die oben genannten Empfehlungen anwenden zu können. Für Tragwerke mit Querschnitten höherer Bewehrungsgrade oder niedriger Duktilitätsklasse (Bruchdehnung  $\varepsilon_u < 50\%$ ) können die Empfehlungen des DIN FB 102 (2009) übernommen werden, wobei gilt:

- Nachweise im SLS: keine Abminderung nach DIN FB 102 (2009, 2.3.4 (102)P)
- Nachweise im ULS: Abminderung um 40% nach DIN FB 102 (2009, 2.3.2.2 (102)P)

## 4.2. Einwirkungen und Lastfallkombinationen

Nachstehend werden Empfehlungen sowohl zu den Einwirkungen als auch der Überlagerung der einzelnen Einwirkungen in den Kombinationen angegeben. Zu beachten gilt es, die Einwirkungen entsprechend den Bauphasen nach Kapitel 4.1.1 zu berücksichtigen, um die Schnittgrößen nicht zu unter- bzw. nicht zu überschätzen. Weiters wirken aufgebrachte Punktlasten ungünstig auf den Schnittkraftverlauf. In der Lastaufbringung sollte daher die positive lastverteilende Wirkung der Fahrbahnplatte berücksichtigt werden.

### 4.2.1. Normative Einwirkungen

Folgende normative Einwirkungen gilt es im Zuge der Integralisierung zu berücksichtigen:

#### **Ständige Lasten und Lasten während der Bauausführung:**

Das Eigengewicht des Tragwerkes, Ausbaulasten (Randbalken, Straßenbelag etc. ) und Einwirkungen während der Bauausführung, vor allem Lasten durch Hilfskonstruktionen und Betonierlasten, sind unter Berücksichtigung ihrer Positionierung in der Bemessung zu berücksichtigen.

#### **Zeitabhängige Tragwerksverformungen:**

Zeitabhängige Tragwerksverformungen, wie Kriechen, Schwinden und Relaxation, sind bei der statischen Berechnung dem Brückenalter nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015, Abschnitt 3.1.4) entsprechend zu berücksichtigen. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die zeitabhängigen Tragwerksverformungen des Bestandstragwerkes weitgehend abgeschlossen sind.

Für die hinzugefügten Bauteile (Aufbeton, Vorsatzschalen, etc.) ist Kriechen, Schwinden nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015, Abschnitt 3.1.4) entsprechend zu berücksichtigen.

### Veränderliche Lasten:

Veränderliche Lasten, wie Verkehr, Erddruck aus Verkehr, etc. sind auf Grundlage des gültigen Normenstandes zu berücksichtigen. Vereinfachungen für die Temperatur- und Erddruckbeanspruchungen sind in Kapitel 4.2.2 und Kapitel 4.2.3 angeführt.

Unter Umständen kann es für kommunale Brückentragwerke sinnvoll sein, eine Abminderung des Verkehrslastmodells nach ÖNorm EN 1991-2 (2012) unter Berücksichtigung des nationalen Anwendungsdokumentes in Abhängigkeit des tatsächlichen Verkehrsaufkommens vorzunehmen. Boros et al. (2015) empfiehlt für kommunale Brückentragwerke mit Spannweiten bis 30 m und maximal zwei Fahrspuren, eine Abminderung der Doppelachse (TS) um 30% nach Glg. (4.5), eine Abminderung der gleichmäßig verteilten Last (UDL) kann nach den ergänzenden Empfehlungen des Nationalen Anwendungsdokumentes erfolgen. Eine Abminderung bzw. Modifizierung der Verkehrslastmodelle (LM 1 bzw. LM 3) sollte für eine wirtschaftliche Bemessung in Absprache mit dem Bauherrn in Betracht gezogen werden.

$$\alpha_{Qi} = 0.7 \quad \text{Vorschlag nach Boros et al. (2015)} \quad (4.5)$$

#### 4.2.2. Temperatureinwirkung

Aus Witterungseinflüssen entstehende Temperatureinwirkungen sind in der Bemessung von Tragwerken nach ÖNorm EN 1991-1-5 (2012) und ÖNorm B 1991-1-5 (2012) zu berücksichtigen. Das Temperaturfeld in einem Brückenquerschnitt wird dabei von einer Vielzahl von Faktoren bestimmt. Als Beispiele können die Strahlungsintensität der Sonne, der Einstrahlungswinkel, die Querschnittsgeometrie, die Farbe des Tragwerks, die Art des Brückenbelages und dessen Eigenschaften etc. genannt werden. In der ÖNorm EN 1991-1-5 (2012) werden Temperatureinwirkungen als veränderliche und indirekte Einwirkungen klassifiziert und in einen konstanten ( $\Delta T_N$ ), einen linear veränderlichen ( $\Delta T_M$ ) und einen nichtlinearen Anteil gegliedert. Im Zuge der Tragwerksplanung werden die beiden erst genannten Anteile rechnerisch erfasst. Der nichtlineare Anteil führt zu Eigenspannungen und wird über die Oberflächenbewehrung indirekt berücksichtigt.

In diesem Abschnitt werden Empfehlung für die Ermittlung der Temperatureinwirkung für die Bemessung von integralen Tragwerken gegeben.

Weiters erfolgt eine Darstellung der möglichen Temperaturlastfälle, die für die Ermittlung der Zwangsschnittgrößen verwendet werden sollten.

### Konstanter Temperaturanteil $\Delta T_N$ im Überbau:

Der konstante Temperaturanteil  $\Delta T_N$  hängt einerseits von der Querschnittsform und andererseits von der Querschnittsdicke ab. In Tue et al. (2016) wird vorgeschlagen, bei der Berechnung des zentrischen Temperaturanteils die thermische Trägheit des Bauteiles zu berücksichtigen. Für Plattenquerschnitte von Betonbrücken wird demnach im Fall einer Tragwerksverkürzung Glg. (4.6) und für die Tragwerksausdehnung Glg. (4.7) empfohlen. Dabei wird die minimale und maximale Außenlufttemperatur ( $T_{\min}$  und  $T_{\max}$ ) nach ÖNorm EN 1991-1-5 (2012) sowie der ÖNorm B 1991-1-5 (2012) ermittelt.

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 + |T_{\min}| - 2.5 - 0.05 \cdot h_{\text{pl}} \quad (4.6)$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{\max} - T_0 - 3.7 - 0.025 \cdot h_{\text{pl}} \quad (4.7)$$

Mit:

- $\Delta T_{N,\text{exp}}$  ... konstanter Temperaturanteil bei Ausdehnung
- $\Delta T_{N,\text{con}}$  ... konstanter Temperaturanteil bei Verkürzung
- $T_{\max}$  ... jahreszeitliches Außenlufttemperaturmaximum
- $T_{\min}$  ... jahreszeitliches Außenlufttemperaturminimum
- $\Delta T_0$  ... Aufstelltemperatur bzw. Schließen der Rahmenecke, es kann der normative Wert von  $10^\circ\text{C}$  übernommen werden
- $h_{\text{pl}}$  ... Plattenhöhe in cm, wobei gilt:  
 $50 \text{ cm} < h_{\text{pl}} < 150 \text{ cm}$ , für  $h_{\text{pl}} > 150 \text{ cm}$  ist  $h_{\text{pl}} = 150 \text{ cm}$  anzusetzen

Der in der ÖNorm B 1991-1-5 (2012, Abschnitt 6.1.3.4) für integrale Brücken vorgeschlagene Ansatz des konstanten Temperaturanteils (vgl. Tab. 2.2) wird nach Tue et al. (2016) für die Bemessung nicht empfohlen, da die auftretende Zwangskraft unterschätzt werden kann.

### Konstanter Temperaturunterschied $\Delta T_{N,\text{wall}}$ zwischen Über- und Unterbau:

Nach ÖNorm EN 1991-1-5 (2012, Abschnitt 6.1.6) ist ein konstanter Temperaturunterschied zwischen zwei Bauteilen in der statischen Berechnung zu berücksichtigen, der für die Bemessung in Brückenquerrichtung maßgebend ist. Dieser wird in der ÖNorm EN 1991-1-5 (2012) unter Berücksichtigung der ÖNorm B 1991-1-5 (2012) nach Glg. (4.8) vorgeschlagen und spiegelt die mittlere Temperatur des Erdreiches wieder. Turner (2017) bestätigt diesen Wert mit detaillierten FE-Berechnungen.

$$\Delta T_{N,\text{wall}} = \pm 10^\circ\text{C} \quad (4.8)$$

### Veränderlicher Temperaturanteil $\Delta T_{M,\text{wall}}$ am Unterbau zufolge Erdberührung:

Die direkte Erdberührung des Widerlagers verursacht einerseits einen konstanten ( $\Delta T_{N,\text{wall}}$ ) andererseits einen linear-veränderlichen Temperaturunterschied ( $\Delta T_{M,\text{wall}}$ ). Turner (2017) gibt den linear-veränderlichen Anteil in Abhängigkeit der Bauteildicke an. Vereinfachend kann bei einer Tragwerksverkürzung Glg. (4.9) und bei einer Tragwerksausdehnung Glg. (4.10) verwendet werden.

$$\Delta T_{M,\text{wall,con}} = -15^\circ\text{C} \quad (4.9)$$

$$\Delta T_{M,\text{wall,exp}} = 10^\circ\text{C} \quad (4.10)$$

### Veränderlicher Temperaturanteil $\Delta T_{M,\text{heat}}$ bzw. $\Delta T_{M,\text{cool}}$ im Überbau:

Durch direkte Sonneneinstrahlung oder Abkühlen der Oberfläche durch Eisregen entsteht ein linear-veränderlicher Temperaturanteil im Querschnitt, der nach ÖNorm EN 1991-1-5 (2012, Abschnitt 6.1.4.1) in Abhängigkeit der Belagsdicke mit dem Faktor  $k_{\text{sur},i}$  und der Querschnittsform berechnet werden kann. Diese Vorgehensweise wird auch in Tue et al. (2016) empfohlen.

Für Plattenquerschnitte kann Glg. (4.11) und Glg. (4.12) nach ÖNorm EN 1991-1-5 (2012) verwendet werden.

Der horizontal veränderliche Anteil für den Überbau nach ÖNorm EN 1991-1-5 (2012) ist für Betonbrücken nicht maßgebend.

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 15^\circ\text{C} \cdot k_{\text{sur, oben wärmer}} \quad (4.11)$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 8^\circ\text{C} \cdot k_{\text{sur, unten wärmer}} \quad (4.12)$$

Mit:

$k_{\text{sur},i}$  ... aus Tab. 4.1

Tabelle 4.1.: Faktor  $k_{\text{sur}}$  für Plattenquerschnitte und Betonbrücken nach ÖNorm EN 1991-1-5 (2012)

Dicke des Belages	Oben wärmer als unten	Unten wärmer als oben
ohne Belag	0.8	1.1
50 mm	1.0	1.0
100 mm	0.7	1.0
150 mm	0.5	1.0

#### **Gleichzeitige Berücksichtigung des konstanten und veränderlichen Temperaturanteils:**

Die in ÖNorm EN 1991-1-5 (2012, Abschnitt 6.1.5) erlaubten Kombinationsmöglichkeiten des konstanten und veränderlichen Temperaturanteils verursachen hohe Zwangsschnittgrößen, da ungünstige Kombinationen, die klimatisch bedingt nicht möglich sind, entstehen können.

Im Winter ( $\Delta T_{N,\text{con}}$ ) reicht die Sonneneinstrahlung in der Regel nicht aus, um die Tragwerksobenseite ausreichend zu erwärmen ( $\Delta T_{M,\text{heat}}$ ). Auch kann die Abstrahlung der Erdwärme bzw. die plötzliche Abkühlung der Tragwerksobenseite ( $\Delta T_{M,\text{cool}}$ ) vernachlässigt werden. Bei Temperaturmessungen an einem integralisierten Tragwerk konnte im Winter keine wärmere Bauteilunterseite festgestellt werden (vgl. Tue und Della Pietra (2016)). Eine

Kombination der Lastfälle  $\Delta T_{M,\text{heat}}$  und  $\Delta T_{M,\text{cool}}$  mit  $\Delta T_{N,\text{con}}$  braucht daher nicht berücksichtigt werden. Das Auftreten der Einzellastfälle  $\Delta T_{M,\text{heat}}$  und  $\Delta T_{M,\text{cool}}$  ohne Kombination von  $\Delta T_{N,\text{exp}}$  kann ebenfalls vernachlässigt werden, da die Auftretenswahrscheinlichkeit<sup>5</sup> sehr gering ist. Auch bei einer plötzlichen Abkühlung im Sommer  $\Delta T_{M,\text{cool}}$ , ist davon auszugehen, dass der zentrische Anteil  $\Delta T_{N,\text{exp}}$  entsprechend abnimmt. Daher kann zusätzlich auf die Lastfallkombination  $0.75 \cdot \Delta T_{M,\text{cool}} + \Delta T_{N,\text{exp}}$  verzichtet werden.

Entsprechend den obigen Überlegungen ergeben sich nach Della Pietra und Tue (2017) fünf Lastfälle, welche in Abb. 4.3 dargestellt sind. Weitere Kombinationen sind nicht erforderlich. Auf Grund der späteren Überlagerung mit dem Erddruck ist eine Unterscheidung in Tragwerksausdehnung und -verkürzung sinnvoll. Es sei angemerkt, dass die angegebenen Lastfälle für integrale Tragwerke mit Erdberührung an beiden Widerlagerwänden Gültigkeit besitzen. Liegen andere Konstruktionstypen vor (freistehendes Tunnelbauwerk, Portalrahmen, etc.) sind die angegebenen Lastfälle und Temperaturansätze entsprechend zu modifizieren.

In Abb. 4.4 ist der Einfluss der Bauwerkssteifigkeit auf die Höhe der Zwangsbeanspruchung zufolge der in Abb. 4.3 angegebenen Lastfälle in der Rahmen-ecke und am Widerlagerfuß dargestellt. Lastfall LF 1 erzeugt die maximale Beanspruchung an der Plattenunterseite des Überaus und Lastfall LF 5 die maximale Beanspruchung an der Plattenoberseite. Am Widerlagerfuß können die Auswirkungen der Beanspruchung zufolge der Lastfälle vernachlässigt werden. In der Bemessung für Einfeldträgerbrücken können daher vereinfacht der Lastfall LF 1 und LF 5 berücksichtigt werden.

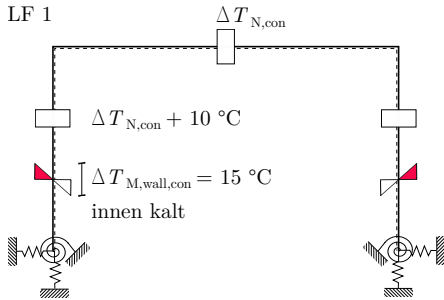
---

<sup>5</sup>Zeitpunkt des Einbaus - Gleichbedeutend mit dem Nulldurchgang der Temperaturänderungskurve



#### 4. Vorschlag für die Bemessung

a) Tragwerksverkürzung



b) Tragwerksausdehnung

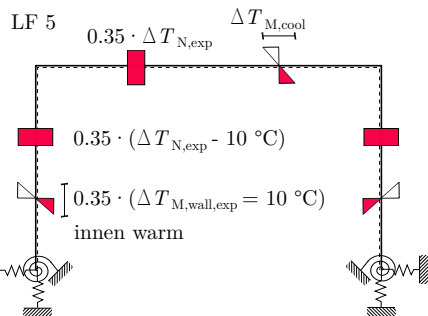
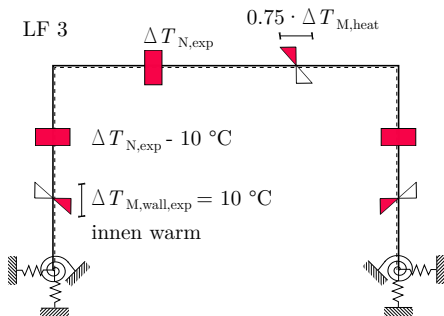
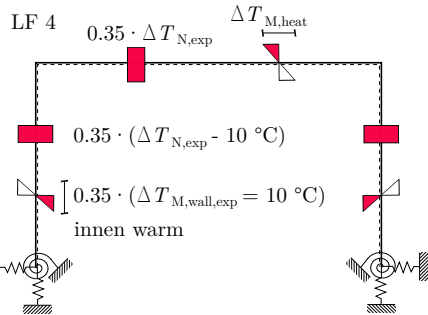
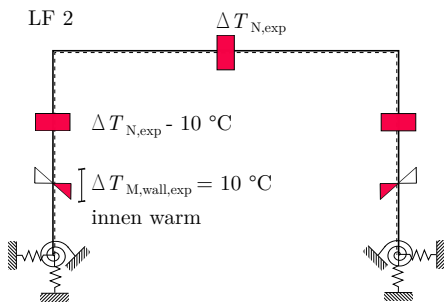


Abbildung 4.3.: In Della Pietra und Tue (2017) empfohlene Temperaturlastfälle für die Tragwerksausdehnung bzw. -verkürzung

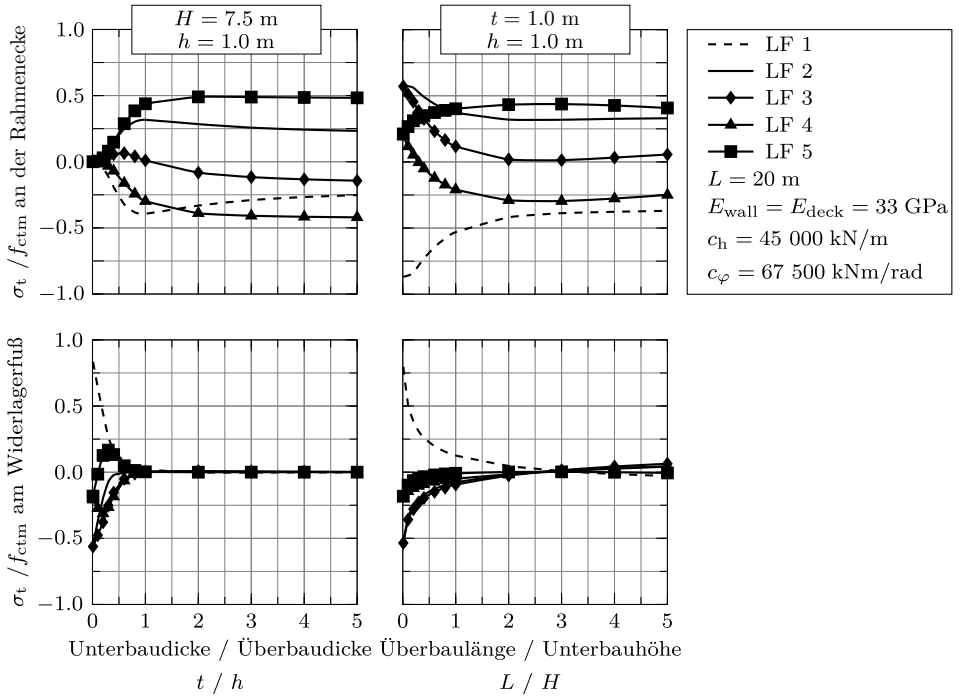


Abbildung 4.4.: Einfluss der Bauwerkssteifigkeit auf die Höhe der Zwangsbeanspruchung in der Rahmenecke (oben) und am Widerlagerfuß (unten) nach Abb. 4.3 mit  $\Delta T_{N,con} = -30^\circ\text{C}$ ,  $\Delta T_{N,exp} = 30^\circ\text{C}$ ,  $\Delta T_{M,heat} = 10.5^\circ\text{C}$  und  $\Delta T_{M,cool} = 8^\circ\text{C}$

### 4.2.3. Erddruckbelastung

Der Temperaturjahresgang ruft eine zyklische Bewegung des Widerlagers und dadurch eine Pumpbewegung hervor, die zu einer Verdichtung der Hinterfüllung über die Lebensdauer des Tragwerkes führt (vgl. Kapitel 2.3.2). Um den erhöhten (mobilisierten) Erddruck in der Bemessung zu berücksichtigen, werden unterschiedliche Ansatzfunktionen in den Regelwerken verwendet, wie dies Anhang A.4 zeigt. Da jedoch die angegebene Ansatzfunktion unterschiedlich und in ihrer Bestimmung oft komplex sind, wurde in Kapitel 3.5 eine Ersatzlast für die untere und obere Grenze bestimmt. Es muss erwähnt werden, dass ein Vergleich über die Resultierenden der unterschiedlichen Ansatzfunktionen für die Bestimmung einer Ersatzlast nicht zielführend ist. Diese Vorgehensweise vernachlässigt die Auswirkungen zufolge der unterschiedlichen Höhenlage der Resultierenden auf die Schnittgrößen im Tragwerk.

Weiters kann festgehalten werden, dass Maßnahmen im Bereich der Hinterfüllung, wie z.B. Weicheinlagen bei kurzen Tragwerken nicht notwendig sind, da die Verformungen der Widerlagerwand gering sind und die Erddruckbeanspruchung in beherrschbarer Größenordnung ist. Die Dauerhaftigkeit dieser Konstruktionen ist weiters noch nicht ausreichend geklärt.

#### **Tragwerksverkürzung:**

Bei kurzen Tragwerken ist in der Regel von einem erhöhten aktiven Erddruck in der Bemessung auszugehen, da die Größe der Widerlagerverformung nicht ausreichend ist, um den aktiven Erddruck vollständig zu mobilisieren, wie die Untersuchungen in Kapitel 3.5.1 zeigten.

In der Überlagerung mit der Temperatur liegt man jedoch auf der sicheren Seite, wenn man den aktiven Erddruck (Winter) in der Bemessung berücksichtigt. Das empfohlene Lastbild ist in Abb. 4.5 dargestellt. Bei standsicheren Hinterfüllungen kann im Fall einer Tragwerksverkürzung auf den Ansatz des Erddruckes verzichtet werden.

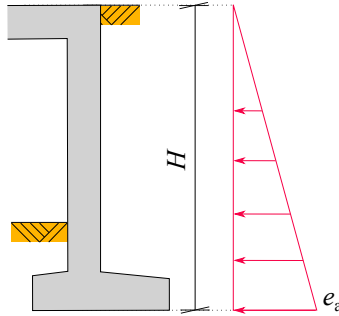


Abbildung 4.5.: Lastbild verformungsunabhängiger Lastansatz bei einer Tragwerksverkürzung

### Tragwerksausdehnung - verformungsabhängige Erddruckbelastung:

Trotz der monolithischen Verbindung zwischen Über- und Unterbau, kann bei integralen Tragwerken von einer freien Kopfverformung ausgegangen werden, die nach Glg. (4.13) berechnet werden kann. Die Widerlagerfußverschiebung kann jedoch nicht pauschal abgeschätzt werden, da diese stark von der Unterbau- und Gründungssteifigkeit abhängig ist (vgl. Kapitel 3.2.1).

$$\Delta L_{\text{free}} = \alpha_T \cdot \Delta T_N \cdot L_{\text{NP}} \quad (4.13)$$

Mit:

$\alpha_T$  ... Temperaturausdehnungskoeffizient;  
 $\alpha_T = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$

$\Delta T_N$  ... konstante Temperaturbeanspruchung im Überbau

$L_{\text{NP}}$  ... Verformungsruehpunkt; Länge zwischen Festpunkt und Widerlager in m

In Kapitel 3.5.3 konnte gezeigt werden, dass einerseits die Auswirkungen einer iterativen Berechnung auf die Höhe des mobilisierten Erddruckes vernachlässigbar sind und zum anderen, dass unterschiedliche Ansatzfunktionen zu ähnlichen Beanspruchungen im Tragwerk führen. Die Ergebnisse zeigten auch, dass eine vereinfachte Ermittlung des Erddruckes zufolge einer reinen Rotation den mobilisierten Erddruck deutlich unterschätzen kann. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Widerlagerwandverschiebung

für die Berechnung des mobilisierten Erddruckes direkt am Modell erfolgen und eine einfache Lastfigur für die Erddruckbeanspruchung verwendet werden kann.

Für die Berechnung des verformungsbasierten Erddruckansatzes auf Basis der in ÖNorm B 4434 (1993) angegebenen Formel von Franke werden die Bewegungsanteile zufolge Rotation und Translation linear überlagert und anschließend zur Vereinfachung auf ein Rechteck nach Abb. 4.6 umgelagert. Für die Ermittlung des mobilisierten Erddruckes können die Glg. (4.14) und Glg. (4.15) verwendet werden. Dabei ist zu beachten, dass die Widerlagerverformung zufolge der Gesamtverformung aus Sommer und Winter zu berechnen ist, da hiermit die Nachverdichtung des Hinterfüllbereiches zufolge zyklischer Bewegung berücksichtigt wird. Eine iterative Berechnung der Widerlagerwandverschiebung muss nicht vorgenommen werden.

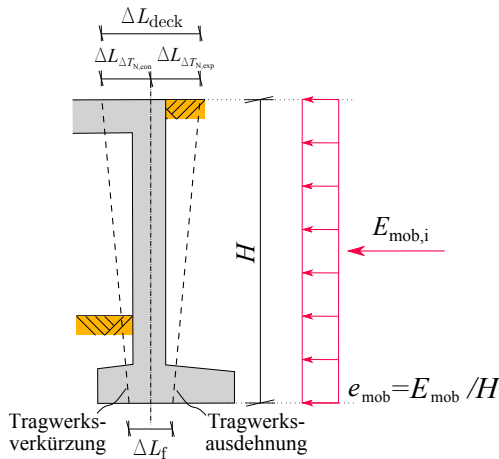


Abbildung 4.6.: Bestimmung des mobilisierten Erddruckes ohne Iteration der Widerlagerverformung unter Berücksichtigung einer Nachverdichtung

$$E_{\text{mob},i} = E_0 + (E_p - E_0) \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\Delta L_{\text{deck}}}{u_{b,i}} \right)^2 \right]^{0.7} \quad (4.14)$$

$$e_0 \leq e_{\text{mob}} \leq e_p \quad (4.15)$$

$$\begin{aligned} e_{\text{mob}} &= \frac{E_{\text{mob}}}{H} \\ &= \frac{1}{H} \cdot \left[ \frac{\Delta L_f}{\Delta L_{\text{deck}}} \cdot E_{\text{mob,trans}} + \left( 1 - \frac{\Delta L_f}{\Delta L_{\text{deck}}} \right) \cdot E_{\text{mob,rot}} \right] \end{aligned}$$

Mit:

$E_0$	... Erdruhedruckresultierende
$E_p$	... passive Erddruckresultierende
$E_{\text{mob,trans}}$	... mob. Erddruckresultierende aus Translation
$E_{\text{mob,rot}}$	... mob. Erddruckresultierende aus Rotation
$u_{b,trans} = 0.05 \cdot H$	... Verschiebungsgröße für den Bruchzustand einer dichten Lagerung für eine Translation nach ÖNorm B 4434 (1993, S. 7)
$u_{b,rot} = 0.1 \cdot H$	... Verschiebungsgröße für den Bruchzustand einer dichten Lagerung für eine Rotation nach ÖNorm B 4434 (1993, S. 7)
$\Delta L_{\text{deck}}$	... Kopfverschiebung aus der Modellrechnung zufolge Gesamtverschiebung (Sommer + Winter), (vgl. Abb. 4.6), vereinfachend kann Glg. (4.13) verwendet werden.
$\Delta L_f$	... Fußverschiebung aus der Modellrechnung zufolge Gesamtverschiebung (Sommer + Winter), (vgl. Abb. 4.6)
$H$	... Widerlagerwandhöhe

### **Tragwerksausdehnung - verformungsunabhängige Erddruckbelastung:**

Ein verformungsunabhängiger Ansatz bietet zum einen den Vorteil, dass die Widerlagerberechnung und die daraus resultierenden Unsicherheiten entfallen und zum anderen, dass für Vordimensionierungen ein einfacher und schneller Ansatz verwendet werden kann. Nachteile können sich vor allem bei sehr weichen Unterbau- und Gründungsteifigkeiten ergeben, da bei diesen die Widerlagerverschiebung zunimmt und es dadurch zu einer Unterschätzung des mobilisierten Erddruckes zufolge Glg. (4.16) kommen kann. Im Allgemeinen wird daher empfohlen den aus Temperatur mobilisierten Erddruck anhand des verformungsabhängigen Ansatzes zu ermitteln, da die Einflüsse der Bauwerkssteifigkeit und Gründungssteifigkeit in der Verformungsberechnung erfasst werden (vgl. Kapitel 3.2).

$$e_0 \leq e_{\text{mob}} = e_0 \cdot [1 + L_{\text{NP}} \cdot (0.12 - 0.01 \cdot H)] \leq e_p \quad (4.16)$$

Mit:

$e_0$  ... Erdruchdruck

$L_{\text{NP}}$  ... Länge zwischen Festpunkt und Widerlager in m, wobei gilt:  $L_{\text{NP}} < 15$  m

$H$  ... Widerlagerwandhöhe in m, wobei gilt:  $H < 10$  m

Vereinfachend kann in der Bemessung kurzer integraler Tragwerke eine verformungsunabhängige Erddruckbelastung nach Glg. (4.16) angewendet werden. Die Erddruckfigur wird dabei als Dreieckslast angenommen und ist in Abb. 4.7 dargestellt. Die angegebene Gleichung berücksichtigt den Effekt der Nachverdichtung der Hinterfüllung zufolge der zyklischen Bewegung des Widerlagers, wodurch sich eine Erhöhung des Ansatzes zufolge der bisherigen Regelungen für kurze Rahmentragwerke nach Tab. 2.4 ergibt.

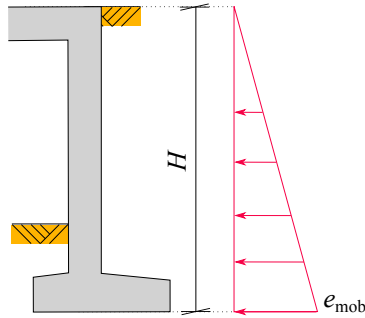


Abbildung 4.7.: Lastbild verformungsunabhängiger Lastansatz

#### 4.2.4. Überlagerung von Temperatur und Erddruck

Die auf das Brückentragwerk einwirkende Temperatur führt zu Längenänderungen, welche bei monolithischen Tragwerken einerseits zu Zwangsschnittgrößen und andererseits zu mobilisierten Erddrücken führt. In der Bemessung ist bei der Kombination von Temperatur- und Erddruckbelastung darauf zu achten, dass es bei einer Verkürzung des Tragwerkes nicht möglich ist, diesen mit dem mobilisierten Erddruck zu kombinieren, da dieser eine Tragwerksverlängerung (Bewegung zum Erdreich) voraussetzt. Auch bei einer Tragwerksausdehnung gilt, dass diese nicht mit der unteren Erddruckgrenze kombiniert werden kann.

Für die Bemessung ergeben sich aus den obigen Überlegungen drei Überlagerungsfälle von Temperatur- und Erddruckeinwirkungen. Dabei wird der Erdruchdruck als permanenter Lastfall definiert, der den Zeitpunkt des Einbaus repräsentiert. Eine Überlagerung mit einer Temperatureinwirkung ist nicht vorgesehen. Um die temperaturinduzierten Erddrücke berücksichtigen zu können, werden diese in Form von Grenzlasten auf das System aufgebracht. Im Fall einer Tragwerksverkürzung wird der Lastfall LF 1 aus Abb. 4.3 mit der unteren Erddruckgrenze kombiniert. Bei einer Tragwerksausdehnung wird Lastfall LF 5 aus Abb. 4.3 mit der oberen Erddruckgrenze überlagert. Um den Erdruchdruck nicht doppelt zu berücksichtigen, wird dieser von den Grenzlasten abgezogen. Die Überlagerung ist qualitativ in Abb. 4.8 dargestellt.

Bei der Wahl der Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerte gilt es zu beachten, aus welcher Ursache die Lasten entstehen. Der mobilisierte Erddruck ist eine Reaktion auf eine Temperatureinwirkung, deshalb werden diesem auch



Tabelle 4.2.: Empfohlene Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für die in Abb. 4.8 dargestellten Überlagerungen

Überlagerung	Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte	Anmerkung
ÜL 1	$\gamma = 1.35/1.0$ mit $\psi_0 = 1.0, \psi_1 = 1.0, \psi_2 = 1.0$	Permanenter Lastfall
ÜL 2	$\gamma = 1.50/0$ mit $\psi_0 = 0.6, \psi_1 = 0.6, \psi_2 = 0.5$	Tragwerksverkürzung
ÜL 3	$\gamma = 1.50/0$ mit $\psi_0 = 0.6, \psi_1 = 0.6, \psi_2 = 0.5$	Tragwerksverlängerung

die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte der Temperatur zugewiesen. Tab. 4.2 zeigt die empfohlenen Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte aus ÖNorm EN 1990 (2013), ÖNorm EN 1990:2002/A1 (2013) und ÖNorm B 1990-2 (2010).

Die in Abb. 4.8 angegebenen Überlagerungsfälle sind in der Bemessung als exklusiv (sich gegenseitig ausschließend) zu definieren, wobei jedoch immer der Erdruchdruck als permanenter Lastfall am System wirken muss (vgl. Tab. 4.2). Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wird der Überlagerungslastfall ÜL 2 und ÜL 3 maßgebend, jedoch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) Überlagerungslastfall ÜL 1. Grund dafür sind die  $\psi$ -Faktoren. Die mit diesem Vorgehen ermittelten Schnittgrößen werden dann in der Bemessung mit den Schnittgrößen aus ständigen und veränderlichen Lasten überlagert. Diese Vorgehensweise wird auch u.a. in Pak (2013) und Della Pietra und Tue (2017) empfohlen.

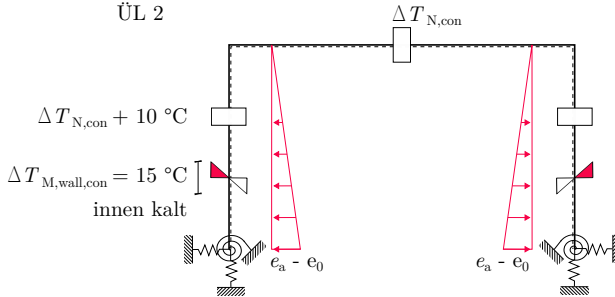
a) Permanenter Lastfall

ÜL 1



b) Tragwerksverkürzung

ÜL 2



c) Tragwerksausdehnung

ÜL 3

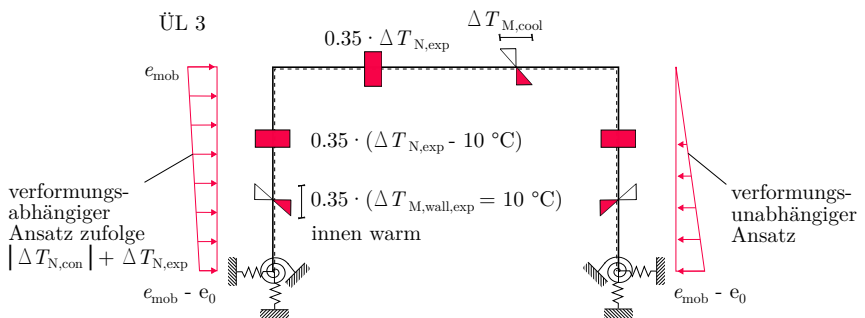


Abbildung 4.8.: Überlagerung von Temperatur und Erddruck (qualitative Darstellung)

#### 4.2.5. Überlagerung von frühem und spätem Zwang

Eine Überlagerung von frühem und spätem Zwang kann in der Bemessung vernachlässigt werden, da der zentrische und lineare Anteil des erhärtungsbedingten Zwanges klein ist. Auch bei Bestandstragwerken bzw. Tragwerke, die auf steifem Untergrund (z.B. Fels) errichtet sind, reicht die Verformungsbehinderung nicht aus, um eine nennenswerte Zwangbeanspruchung aus Hydratation oder Schwinden zu erzeugen. Für die Bemessung ist es deshalb ausreichend, eine Mindestbewehrung sowohl in Längs- als auch in Querrichtung an den freien Flächen nach Kapitel 5.1 anzuordnen. Ein gesonderter Nachweis braucht nicht geführt werden.

### 4.3. Nachweisführung bei Integralisierungen

Für die Nachweisführung sollte beachtet werden, dass Verstärkungs- bzw. Instandsetzungsmaßnahmen an Bestandsbauwerken nicht mit einem Neubau vergleichbar sind. Durch Ertüchtigungsmaßnahmen ist es im Normalfall nicht möglich, die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit von bestehenden Brücken auf das Niveau eines Neubaus zu erhöhen, da die aktuellen Regelwerke viele Einschränkungen bezüglich der konstruktiven Ausbildung und Mindestbewehrung beinhalten, wie sie bei Errichtung der Bestandstragwerke noch nicht gegeben waren.

Die häufigsten Abweichungen in der Bemessung ergeben sich bei der Mindestbewehrung, der Plattenquerbewehrung, der Mindestschubbewehrung, der Betondeckung und den Anforderung an die Betonqualität entsprechend den Expositionsklassen. Weitere Hinweise zur Nachweisführung finden sich in der ONR 24008 (2014) oder BMVI (2011).

In diesem Abschnitt wird ein Bemessungsvorschlag für die Rahmenecke, den Feldbereich und den Widerlagerfuß vorgestellt. Die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) und Gebrauchstauglichkeit (SLS) für den Aufbeton bzw. die hinzugefügten Bauteile können gemäß RVS 15.02.34 (2011) geführt werden.

### 4.3.1. Materialeigenschaften

Die Materialeigenschaften des Bestandstragwerkes sind gemäß ONR 24008 (2014) zu wählen bzw. die Annahmen durch Baustoffprüfungen zu bestätigen.

#### **Beton:**

Für die Druckfestigkeit des Widerlager- und Überbaubetones ist ein Ansatz der Betonnacherhärtung nach ONR 24008 (2014) erlaubt. Jedoch ist diese im Zuge einer Bohrkernentnahme und Druckfestigkeitsprüfung zu bestätigen. Ohne genaue Untersuchung darf eine Erhöhung der Zugfestigkeit entsprechend der Zunahme der Druckfestigkeit nicht angenommen werden. Bei automatischer Bemessung ist darauf zu achten, dass die Zugfestigkeit des Bestandsbetones durch Eingabe des Normbetones nicht erhöht wird.

#### **Betonstahlbewehrung:**

Für die vorhandene Betonstahlbewehrung gilt es die Bruchdehnung  $\varepsilon_u$  und die Fließgrenze  $f_{yk}$  in der Bemessung der erforderlichen Bewehrung entsprechend ONR 24008 (2014) zu verwenden. Vor allem die Bruchdehnung  $\varepsilon_u$  beeinflusst den möglichen Zwangkraftabbau (vgl. Kapitel 4.1.4). Detaillierte Informationen zu den Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls sind z.B. in BMVI (2011, S. 32ff), ONR 24008 (2014, B.3), Russwurm (1993, S. 24) bzw. in den technischen Zulassungen enthalten.

### 4.3.2. Rahmenecke

Bei der Rahmenecke handelt es sich um einen geometrisch bedingten Diskontinuitätsbereich (D-Bereich), in dem es zu einer nichtlinearen Verteilung der Dehnungen im Querschnitt kommt und somit ein Ebenbleiben des Querschnittes in der Bemessung nicht mehr angenommen werden darf. In der Bemessung und konstruktiven Ausbildung ist daher der Rahmenecke besondere Bedeutung zu schenken, um die Schadensanfälligkeit (ungewollte und unzulässige Rissbildung) zu reduzieren (vgl. z.B. König et al. (2008), Zilch und Zehetmaier (2006)).

Für die Bemessung der Rahmenecke wird je nach Komplexität empfohlen ein separates FE-Modell zu verwenden, um den Kraftfluss im Diskontinuitätsbe-

#### 4. Vorschlag für die Bemessung

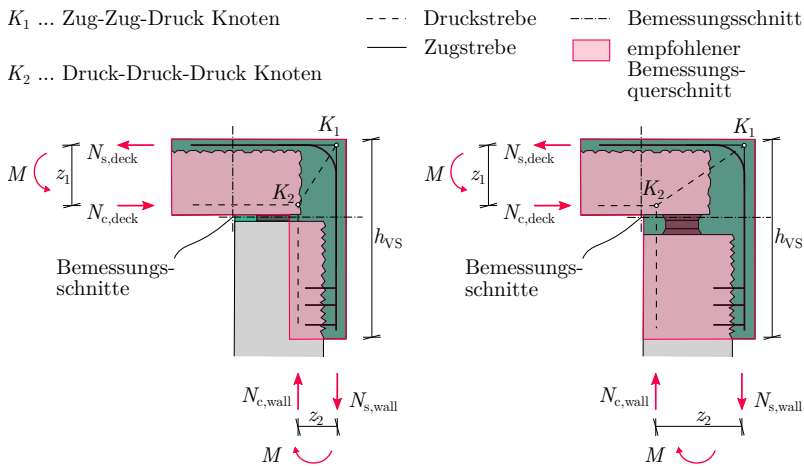


Abbildung 4.9.: Empfohlene Bemessungsquerschnitte und Stabwerkmodelle für Brücken mit Lagerspalthöhen  $h_{\text{Lager}} \leq 50$  mm (links) und  $h_{\text{Lager}} > 50$  mm (rechts) für schließende Momente

reich bestmöglich abzubilden. Der Einfluss des E-Moduls, der Betondruck- und die Betonzugfestigkeit des Bestandstragwerkes und der hinzugefügten Bauteile sind dabei zu berücksichtigen. Es ist ausreichend eine lineare Berechnung durchzuführen, um die kritischen Bereiche lokalisieren und um den Kraftfluss sowie die Bemessungsquerschnitte ableiten zu können. Aus einer globalen Bemessung am Gesamtsystem ist es nicht möglich eine Aussage über die Tragfähigkeit der Rahmenecke im ULS zu treffen. Zusätzlich sind lokale Nachweise in Form von Knoten-, Zug- und Druckstrebenachweise gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) zu führen. Vertiefende Angaben zu den lokalen Nachweisen finden sich u.a. in König et al. (2008), Zilch und Zehetmaier (2006) und ÖNorm EN 1992-1-1 (2015).

#### Nachweise für das schließende Moment:

Vor allem die Lagerspaltbildung bei Bestandsbrücken (vgl. Kapitel 2.2.2) hat Einfluss auf den Kraftfluss und die in der Bemessung erlaubte anzusetzende Querschnittsfläche. In Abb. 4.9 ist der empfohlene Bemessungsquerschnitt und Auswertungspunkt zur Berechnung der erforderlichen Längsbewehrung für verschiedene Lagerspalthöhen  $h_{\text{Lager}}$  dargestellt. Der Einfluss der Normalkraft auf die Höhe der Längsbewehrung ist in der Biegebemessung zu be-

rücksichtigen. Zu beachten gilt es, dass bei Lagerspalthöhen  $h_{\text{Lager}} \leq 50$  mm der gesamte Widerlagerquerschnitt zur Berechnung der erforderlichen Längsbewehrung nicht ohne Weiteres angesetzt werden sollte. Grund dafür ist, dass zum einen der zum Verfüllen des Lagerspaltes verwendete Mörtel eine geringere Steifigkeit als der umliegende bestehende Beton aufweist und zum anderen die Qualität der Fuge nicht in jedem Fall sichergestellt werden kann. Eine Kraftübertragung ist somit erst bei großen Verdrehungen und Verformungen des Überbaus möglich. Svetina (2015) beschreibt für Lagerspalthöhen  $h_{\text{Lager}} \leq 50$  mm und für schließende Momente die Einflüsse der Aufbetondicke, der Länge und der Dicke der erdseitigen Vorsatzschale auf den Kraftfluss in der Rahmenecke.

Zur Sicherstellung ausreichender Tragfähigkeit der Rahmenecke sind weiters die erforderlichen Knoten-, Zug- und Druckstebennachweise mit Hilfe eines geeigneten Stabwerkmodelles zu führen. In Abb. 4.9 ist das empfohlene Stabwerkmodell der Rahmenecke dargestellt. Der Biegerollendurchmesser  $d_{\text{br}}$  der Längsbewehrung ist möglichst groß zu wählen und die Anordnung der Längsbewehrung auf maximal zwei Lagen zu begrenzen. Der Einfluss einer mehrlagigen Bewehrungsführung muss bei den Nachweisen entsprechend berücksichtigt werden. Der Biegerollendurchmesser hat mindestens Glg. (4.17) nach König et al. (2008, S. 311)) zu betragen, um eine Rissbildung zu verhindern.

$$d_{\text{br}} \geq \max \left( 20 \cdot d_s; 3 \cdot \frac{f_{\text{yk}}}{f_{\text{ck}}} \cdot \sqrt{\frac{d_s}{s_d}} \right) \quad (4.17)$$

Mit:

- $f_{\text{yk}}$  ... charakt. Fließgrenze der Bewehrung in  $\text{N}/\text{mm}^2$
- $f_{\text{ck}}$  ... charakt. Druckfestigkeit in  $\text{N}/\text{mm}^2$ ; maßgebend ist i.d.R. der Bestandsbeton
- $d_s$  ... Durchmesser der Bewehrung in mm
- $s_d$  ... maßg. Stababstand mit
  - $s_d = s_r$  wenn  $s \geq 2 \cdot s_r$  bzw.
  - $s_d = s$  wenn  $s < 2 \cdot s_r$
- $s_r$  ... Randabstand
- $s$  ... Stababstand

Zur sicheren Einleitung des schließenden Momentes in die Widerlagerwand ist auf eine ausreichend große Länge der erdseitigen Vorsatzschale bzw. Einbindetiefe  $h_{VS}$  der Längsbewehrung zu achten. Die Aufnahme des Biegemomentes in der Widerlagerwand kann über den Nachweis der „klaffenden Fuge“ gemäß Glg. (4.18) bestimmt werden. Ist die angegebene Bedingung erfüllt, liegt die Resultierende innerhalb der ersten Kernweite und es kann von einem vollständig überdrückten Querschnitt ausgegangen werden. Bei unbewehrten bzw. schwach bewehrten Widerlagerwänden kann bei ausreichender Länge  $h_{VS}$  die Krafteinleitung in den Widerlagerbereich sichergestellt werden und eine Integralisierung ohne aufwendige luft- und erdseitigen Vorsatzschalen umgesetzt werden. Abb. 4.10 zeigt schematisch die Vorgehensweise bei der Bestimmung der Länge der erdseitigen Vorsatzschale bzw. die Einbindetiefe der Längsbewehrung  $h_{VS}$  in das Widerlager. Es ist weiters darauf zu achten, dass die Übergreifungslänge  $l_{b,erf}$  gemäß ÖNorm EN 1992-2 (2012, Abschnitt 8) berücksichtigt wird. Es gilt Glg. (4.19).

$$M(h_{VS}^*) \leq M^*(h_{VS}^*) = N(h_{VS}^*) \cdot \frac{d}{6} \quad (4.18)$$

$$h_{VS} \geq h_{VS}^* + l_{b,erf} \quad (4.19)$$

Mit:

- $M(h_{VS}^*)$  ... maßgebendes Bemessungsmoment an der Stelle  $h_{VS}^*$
- $N(h_{VS}^*)$  ... zum Bemessungsmoment zugehörige Normalkraft unter Berücksichtigung der Zunahme des Eigengewichtes an der Stelle  $h_{VS}^*$
- $d$  ... statische Nutzhöhe an der Stelle  $h_{VS}^*$
- $h_{VS}^*$  ... Stelle an der Glg. (4.18) eingehalten ist
- $l_{b,erf}$  ... Übergreifungslänge gemäß ÖNorm EN 1992-2 (2012, Abschnitt 8)

ULS Bemessungsschnittgrößen:

Momentenverlauf in der Widerlagerwand:

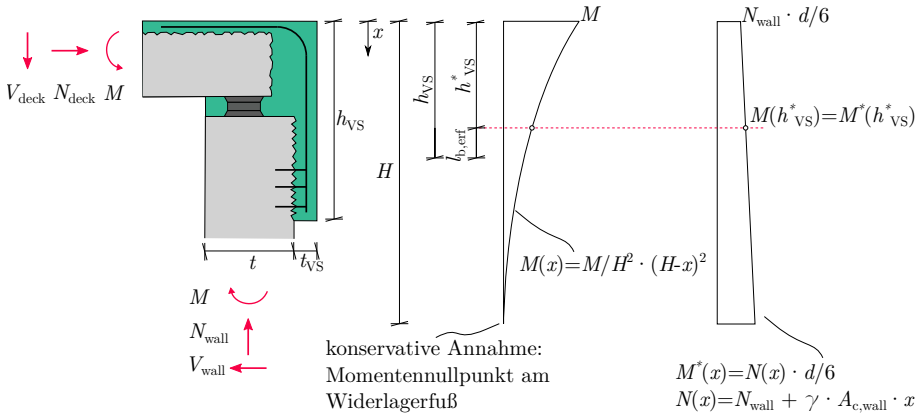


Abbildung 4.10.: Vorgehensweise bei der Bestimmung der Rucksacklänge bzw. Einbindetiefe  $h_{VS}$

Abb. 4.11 zeigt die Auswertung der Lage von  $h_{VS}^*$  gemäß dem in Abb. 4.10 dargestellten Berechnungsvorgehen. Auf der sicheren Seite liegend wurde der Momentennullpunkt am Widerlagerfuß angenommen. Demnach muss die Rucksacklänge bzw. die Einbindetiefe ohne Berücksichtigung einer Übergreifungslänge mindestens 60% der Widerlagerwandhöhe  $H$  betragen. Mit dieser Länge ist es möglich das Biegemoment in den Unterbau einzuleiten. Um die Länge  $h_{VS}^*$  zu reduzieren, empfiehlt es sich, die Lage des Momentennullpunktes in der Berechnung genau zu bestimmen.

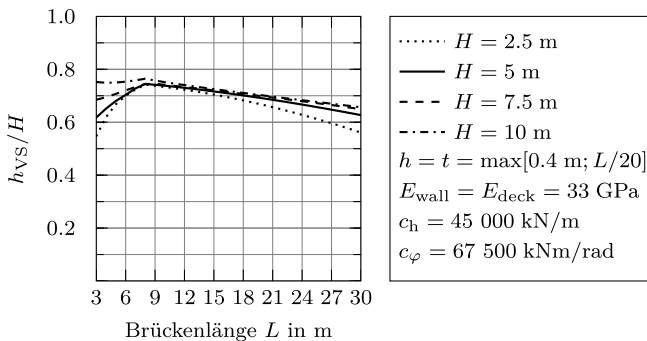


Abbildung 4.11.: Auswertung von Glg. (4.18) bei Annahme des Momentennullpunktes am Widerlagerfuß gemäß Abb. 4.10 unter Vernachlässigung der Übergreifungslänge  $l_{b,erf}$  zufolge LM 1



Bei Anordnung von erd- bzw. luftseitigen Vorsatzschalen muss im Endzustand die Übertragung von Schubkräften in der Fuge zwischen Alt- und Neubeton möglich sein. Die Grenzfläche zwischen Widerlager und Vorsatzschale muss daher kraftschlüssig miteinander verbunden sein, um die Relativverschiebungen beider Fugenufer begrenzen zu können. Der starre Verbund beider Bauteile kann durch den Haftverbund und durch die Anordnung einer Fugenbewehrung sichergestellt werden. Der Nachweis kann mit Glg. (4.20) geführt werden. Die Tragfähigkeit der Schubfuge  $v_{Rd}$  kann gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) vereinfacht nach Glg. (4.21) unter der Annahme einer rauen Oberfläche nach RVS 15.02.34 (2011) bestimmt werden. Die günstige Querdruckwirkung des Erddruckes  $\sigma_N$  wird vernachlässigt. Die Anordnung einer Mindestbewehrung  $\rho_{min}$  in der Schubfuge nach Glg. (4.23) gemäß ÖNorm B 1992-1-1 (2011) über die gesamte Vorsatzschalenlänge  $h_{VS}$  wird empfohlen. Die einwirkende Schubkraft  $v_{Ed}$  kann vereinfachend mit Glg. (4.22) ermittelt werden. Die Anordnung der Schubdübel über den Querschnitt ist in Abb. 5.6 schematisch dargestellt.

$$v_{Rd} \geq v_{Ed} \quad (4.20)$$

$$v_{Rd} = \min \left[ 0.3 \cdot f_{cd} \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right); 0.4 \cdot f_{ctd} + 0.7 \cdot \rho \cdot f_{yd} \right] \quad (4.21)$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{wall,Ed}}{z_2 \cdot B} = \frac{V_{wall,Ed}}{z_2} \quad (4.22)$$

$$\rho_{min} = 0.12 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0.0005 \quad (4.23)$$

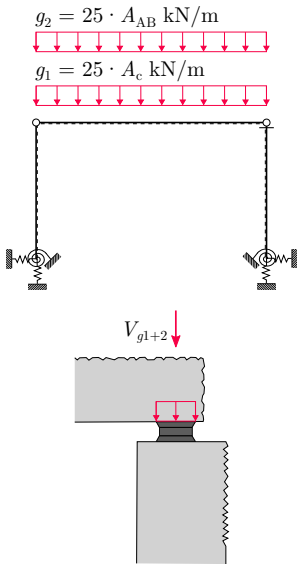
Mit:

- $V_{wall,Ed}$  ... maßgebende Bemessungsquerkraft am Widerlagerkopf
- $B$  ... Breite der Fuge in m; hier  $B = 1.0$  m
- $\beta$  ... Verhältnis der Normalkraft in der Betonergänzung und der Gesamtnormalkraft in der Druck- bzw. Zugzone; hier:  $\beta = 1.0$
- $z_2$  ... innerer Hebelarm des bemessungswirksamen Betonquerschnittes nach Abb. 4.9
- $\rho$  ... vorhandene Bewehrung in der Schubfuge; mind. jedoch Glg. (4.23)
- $f_{ck}$  ... charakt. Betondruckfestigkeit in  $N/mm^2$ ; i.d.R. Bestandsbeton maßgebend
- $f_{ctd}$  ... Bemessungswert der Betonzugfestigkeit mit  $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ ; i.d.R. Bestandsbeton maßgebend
- $f_{ctm}$  ... mittlere Betonzugfestigkeit in  $N/mm^2$ ; i.d.R. Bestandsbeton maßgebend
- $f_{yk}$  ... charakt. Fließgrenze der Bewehrung in  $N/mm^2$
- $f_{yd}$  ... Bemessungswert der Fließgrenze der Bewehrung in  $N/mm^2$

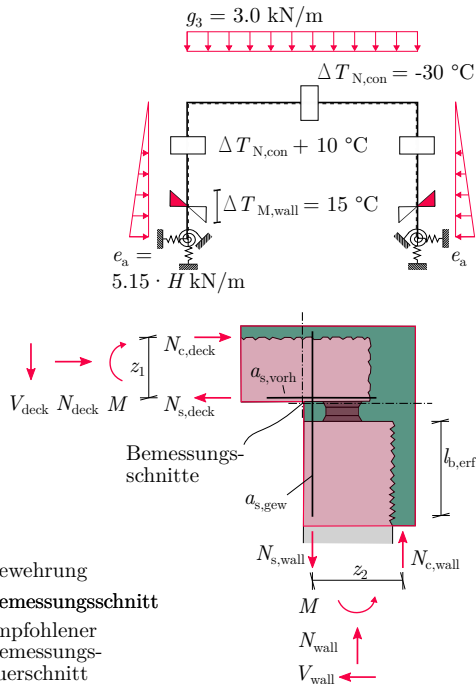
**Nachweise für das öffnende Moment:**

Für die Bemessung der Rahmenecke zufolge öffnender Momente ist eine Unterscheidung der Lagerspalthöhen nicht erforderlich. Der empfohlene Bemessungsquerschnitt ist in Abb. 4.12 schematisch dargestellt. Für die Ermittlung der Bewehrung muss einerseits die Wirkungsweise der Lastbeanspruchung zufolge Bauphasen und andererseits auch die Möglichkeit der Lastübertragung in der Fuge beachtet werden.

Bauphase I:



Bauphase II:



- Bewehrung
- - - Bemessungsschnitt
- empfohlener Bemessungsquerschnitt

Abbildung 4.12.: Belastung in der Rahmenecke und empfohlener Bemessungsquerschnitt zufolge öffnender Momentenbeanspruchung

Auf Grund des eingprägten Lastzustandes des Konstruktionseigengewichtes sollte die positive Wirkung der Auflagerkraft  $V_{g,1+2}$  nicht genutzt werden, um die Fuge im Endzustand überdrücken zu können. Auch ist eine Zugkraftübertragung in der Fuge nicht möglich, da von keinem Haftverbund zwischen Bestandstragwerk und verfülltem Lagerspalt ausgegangen werden

kann. Eine Nachweisführung über die „klaffende Fuge“ liegt somit auf der unsicheren Seite. Folglich muss die auftretende Momentenbeanspruchung über eine angeordnete Bewehrung in das Widerlager eingeleitet werden (vgl. Abb. 4.12).

Zur Bestimmung des öffnenden Momentes  $M_{\text{Ed}}$  werden die Temperaturbeanspruchung zufolge Tragwerksverkürzung (vgl. Abb. 4.8), der zugehörige aktive Erddruck  $e_a$  und eine angenommene Ausbaulast  $g_3$  berücksichtigt. Die aus Ausbaulasten  $g_3$  entstehenden Drucknormalkräfte in der Widerlagerwand werden in der Berechnung der erforderlichen Bewehrung  $a_{\text{s,erf}}$  auf Grund der geringen Größenordnung vernachlässigt. Die Ergebnisse liegen somit auf der sicheren Seite. Die erforderliche Bewehrung  $a_{\text{s,erf}}$  zur Aufnahme öffnender Momente in der Rahmenecke wird nach Glg. (4.24) bestimmt.

$$a_{\text{s,erf}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{z \cdot f_{\text{yd}}} + \frac{N_{\text{zug}}}{f_{\text{yd}}} \approx \frac{M_{\text{Ed}}}{z_i \cdot f_{\text{yd}}} \quad (4.24)$$

Mit:

$M_{\text{Ed}}$  ... Bemessungsmoment unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte

$N_{\text{zug}}$  ... zugehörige Normalkraft; auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt

$f_{\text{yd}}$  ... charakt. Fließgrenze der Bewehrung in  $\text{N}/\text{mm}^2$ ;  
Annahme:  $f_{\text{yk}} = 550 \text{ N}/\text{mm}^2$

$z_i$  ... Hebelarm am Bemessungsquerschnitt; Annahme:  
 $z_2 = 0.9 \cdot d \approx 0.9 \cdot 0.85 \cdot t$  für den Unterbau

Der Einfluss der Bauteilgeometrie auf die Höhe der erforderlichen Bewehrung  $a_{\text{s,erf}}$  zufolge öffnender Momentenbeanspruchung nach Glg. (4.24) ist in Abb. 4.13 dargestellt. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Brückenlänge  $L$  auch die erforderliche Bewehrung in der Rahmenecke zur Aufnahme öffnender Momente steigt. Die Ergebnisse berücksichtigen bereits das aus aktivem Erddruck und Ausbaulasten abgeminderte Bemessungsmoment  $M_{\text{Ed}}$ . Auf eine Variation der Unterbauhöhe  $H$  wurde verzichtet, da sich ein höherer Unterbau positiv auf die entstehende Zwangskraft und somit auf die erforderliche Bewehrung  $a_{\text{s,erf}}$  auswirkt.

Es wird empfohlen, zur Aufnahme öffnender Momente Bewehrungsstäbe mit  $\varnothing 20$  im Abstand  $e \leq 400 \text{ mm}$  in das Widerlager einzubohren und entspre-

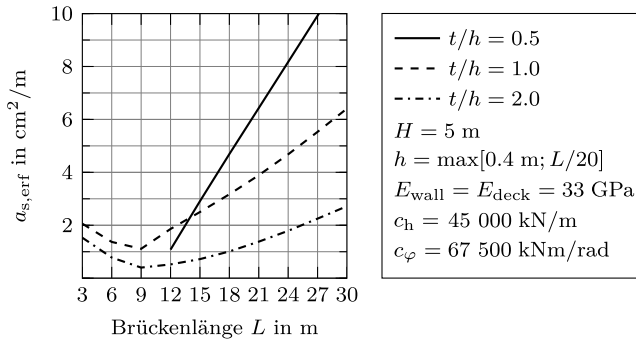


Abbildung 4.13.: Einfluss der Bauteilgeometrie auf die Höher der erforderlichen Bewehrung  $a_{s,erf}$  zufolge öffnender Momentenbeanspruchung

chend mit Mörtel zu versetzen. Dies entspricht einer vorhandenen Bewehrung von  $a_{s,gew} = \varnothing 20/40 = 7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$  nach Glg. (4.25), die es ermöglicht die entstehende Momentenbeanspruchung zufolge Temperatur nach Abb. 4.13 aufzunehmen. Größere Bohrabstände  $e$  sind gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) zu vermeiden, um eine gleichmäßige Krafteinleitung in die Widerlagerwand zu ermöglichen. Weiters ist zu beachten, die Betonüberdeckung im Unterbau in Hinblick auf die Bohrungengenauigkeit entsprechend groß zu wählen. Die Einbindetiefe der Bewehrung  $l_{b,erf}$  nach Abb. 4.12 in das Bestandswiderlager hat mindestens 1.0 m für gerade Stäbe mit  $\varnothing 20$  gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) zu entsprechen. Eine Reduzierung dieser Länge ist erlaubt, ein Nachweis muss jedoch gemäß den Herstellerangaben des verwendeten Verbundmörtels geführt werden. Weiters ist zu überprüfen, ob die vorhandene Bewehrung  $a_{s,vorh}$  am Plattenende im Überbau größer als die in angegebenen Bewehrung nach Glg. (4.25) ist (vgl. Abb. 4.12).

$$a_{s,gew} \geq 7.85 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4.25)$$

### 4.3.3. Widerlagerfuß

In der Regel ist bei Bestandstragwerken die Anschlussbewehrung zwischen Widerlagerwand und Gründung sehr gering, in manchen Fällen ist diese auch nicht vorhanden. Oft ergibt sich auf Grund dessen rechnerisch ein Mehrbedarf an Bewehrung, um den normativen Nachweis der Mindestbewehrung zu erfüllen. Grundsätzlich sollte auf Verstärkungen im Bereich des Widerlagerfußbereiches bzw. der Gründung zufolge des hohen Aufwandes in der Herstellung verzichtet werden.

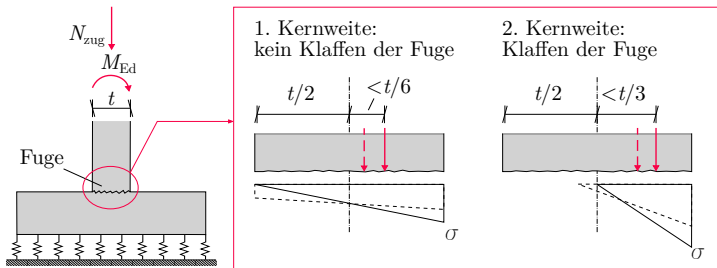


Abbildung 4.14.: Nachweis der Fuge zwischen Gründung und Widerlagerwand

Der Nachweis des Widerlagerfußbereiches kann über den Nachweis der „klaffenden Fuge“ nach Abb. 4.14 geführt werden. Die Annahme, dass Zugkräfte über die Fuge übertragen werden können, ist nicht zulässig. Die Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  ist in den Berechnungen daher zu vernachlässigen. Ist Glg. (4.26) eingehalten, liegen Druckspannungen über die gesamte Fuge vor. Da die Momentenbeanspruchung am Widerlagerfuß stark von den auftretenden Bauteil- und Gründungssteifigkeiten abhängt (vgl. Kapitel 3.6.3), können sich bei sehr hoher Momentenbeanspruchung keine Druckspannungen mehr über die gesamte Fuge einstellen. Im Bereich des Widerlagerfußes ist es zulässig eine klaffende Fuge auftreten zu lassen. Diese ist jedoch mit Glg. (4.27) zu begrenzen. Können beide Nachweise nicht geführt werden, ist der Widerlagerfuß zu verstärken. Zu beachten ist, dass bei auftretender klaffender Fuge ein Zweigelenrahmen als statisches System vorliegt und dies dementsprechend in der Modellierung zu berücksichtigen ist.

Abb. 4.15 zeigt den Einfluss der Bauteilgeometrie und der Drehfedersteifigkeit  $c_\varphi$  auf den Nachweis der ersten und zweiten Kernweite nach Glg. (4.26) bzw. Glg. (4.27). Demnach kann bei längeren Brückentragwerken davon ausgegangen werden, dass der Nachweis der ersten Kernweite eingehalten

$$M_{\text{Ed}} \leq M^* = N_{\text{zug}} \cdot \frac{d}{6} \quad (4.26)$$

$$M_{\text{Ed}} \leq N_{\text{zug}} \cdot \frac{d}{3} \quad (4.27)$$

Mit:

$M_{\text{Ed}}$  ... maßgebendes Bemessungsmoment am Widerlagerfuß

$N_{\text{zug}}$  ... zum Bemessungsmoment zugehörige Normalkraft

$d$  ... statische Nutzhöhe des Widerlagerquerschnittes;  
Annahme:  $d = 0.85 \cdot t$

ist, da der Einfluss des Konstruktionseigengewichtes deutlich zunimmt. Bei kürzeren Tragwerken mit hoher Drehfedersteifigkeit  $c_\varphi$  kann der Nachweis der 1. Kernweite nicht erfüllt werden. Grund dafür ist die geringere Auflast zufolge Brückeneigengewicht. Auf die Nachweise wirkt sich ein dicker Unterbau  $t$  günstig aus (vgl. Abb. 4.16). Die Ergebnisse verdeutlichen, dass dem Widerlagerfußbereich in der Bemessung einer Integralisierung besonderes Augenmerk geschenkt werden muss. Eine pauschale Angabe, ob in diesem Bereich eine Verstärkung notwendig ist oder nicht, kann nicht festgelegt werden.

#### 4.3.4. Feldbereich

Bestandsbrücken weisen in der Regel einen sehr schlanken Überbau mit hohen Bewehrungsgraden auf (vgl. Kapitel 2.2). Um die Schwingungsanfälligkeit und Ermüdungsproblematik des schlanken Bauteils zu reduzieren, empfiehlt sich die Anordnung eines Aufbetones am Überbau. Durch den größeren Hebelarm  $z$  in der Bemessung kommt es einerseits zu einer Entlastung der vorhandenen Bewehrung in Feldmitte und andererseits zu einer Reduzierung der Rahmeneckbewehrung. U.a. wirkt sich ein Aufbeton günstig auf den Durchstanznachweis der Radlasten aus. Der Aufbeton kann auch genutzt werden, um bestehende Tragwerksverformungen auszugleichen. Kann kein gültiger Nachweis der Feldbewehrung geführt werden, empfiehlt es sich die Aufbetonstärke und/oder die Betongüte des Aufbetones zu erhöhen. Von Zugzonenverstärkungen durch eingeschlitze Bewehrung oder Aufkleben von

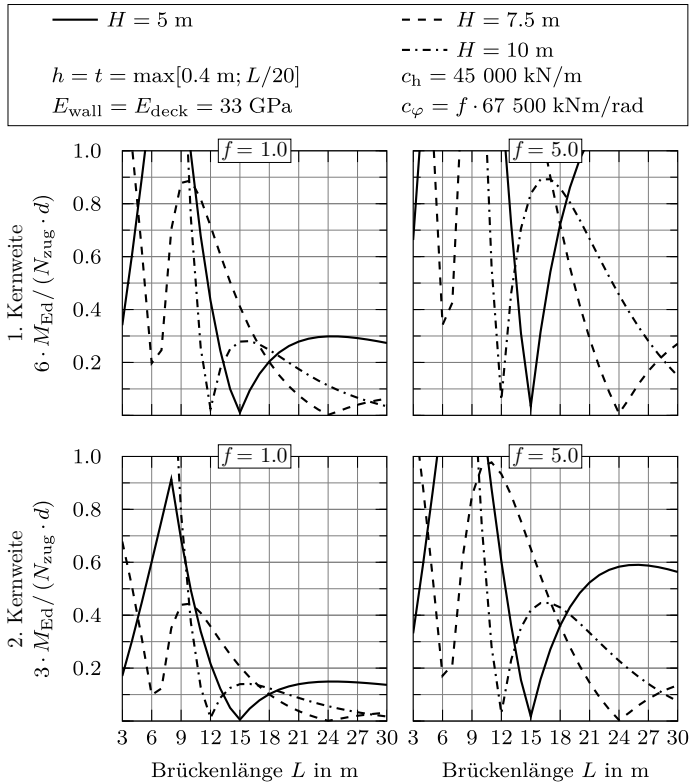


Abbildung 4.15.: Einfluss der Bauteilgeometrie und Drehfedersteifigkeit  $c_\varphi$  auf den Nachweis der ersten (oben) und zweiten Kernweite (unten) unter Berücksichtigung des Lastmodell LM 1

CFK-Lamellen an der Bauteilunterseite sollte auf Grund der Dauerhaftigkeit wenn möglich abgesehen werden.

#### 4.3.5. Schubnachweis

Durch Aufbetonergänzungen bzw. erd- und luftseitige Vorsatzschalen wird die Schubtragfähigkeit des Querschnittes erhöht. Zusätzlich wirken sich Drucknormalkräfte im Überbau durch die Integralisierung und im Unterbau zufolge der Auflasten positiv auf die Schubtragfähigkeit aus. Für den Schubnachweis im Überbau empfiehlt es sich diesen im Abstand  $d$  vom Auflager mit zugehörigem Längsbewehrungsgrad zu führen. Die in der ONR 24008



—	$H = L/3$	$L = 20\text{m}$	$E_{\text{deck}} = E_{\text{wall}} = 33 \text{ GPa}$
- · - · -	$H = L/5$	$h = 1.0\text{m}$	$c_h = 45.000 \text{ kN/m}$
- - -	$H = L/4$		$c_\varphi = 67.500 \text{ kNm/rad}$

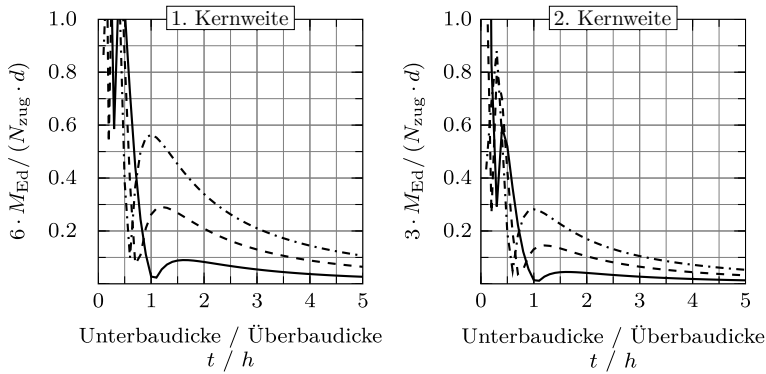


Abbildung 4.16.: Einfluss der Unterbaudicke  $t$  auf die erste (links) und zweite Kernweite (rechts) unter Berücksichtigung des Lastmodell LM 1

(2014) angegebenen Vorgehensweise soll angewandt werden. Kann dennoch kein gültiger Schubnachweis geführt werden, ist in Abstimmung mit den Bauherren ein geeignetes Vorgehen festzulegen. Empfohlen wird generell auf wissenschaftliche Erkenntnisse in der Schubbemessung zurückzugreifen, da der Schubnachweis nach ÖNorm EN 1992-2 (2012) für Bestandsbrücken nicht zielführend ist. Generell ist von aufwendigen Schubverstärkungen im Bereich der Platte und der Widerlagerwand abzusehen.

## 5. Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung

In diesem Abschnitt wird die konstruktive Durchbildung diskutiert. Neben der Mindestbewehrung in Längs- und Querrichtung wird ein Vorschlag zur Umsetzung der Rahmenecke bei einer Integralisierung, der Schlepplatte, der Fahrbahnübergangskonstruktion sowie des Hinterfüllbereichs vorgestellt.

### 5.1. Mindestbewehrung

Für die Berechnung der erforderlichen Mindestbewehrung für die Brückenlängs- und Brückenquerrichtung erfolgt eine Unterscheidung von frühem und spätem Zwang. Die erforderliche Mindestbewehrung nach Kapitel 5.1.3 ist in die bei der Integralisierung hinzugefügten Bauteile einzulegen. Als hinzugefügtes Bauteil kann ein Aufbeton und/oder eine erd- und luftseitige Vorsatzschale angesehen werden. Für das Bestandstragwerk gelten die Regelungen der ONR 24008 (2014).

#### 5.1.1. Zufolge frühem Zwang

Die bei einer Integralisierung hinzugefügten Bauteile, wie Aufbeton oder Vorsatzschalen, erfahren durch Abfließen der Hydratationswärme und Schwinden des Betons eine zentrische Zwangbeanspruchung. Die Größe der entstehenden Zwangbeanspruchung kann unter der Annahme einer vollständigen Dehnungsbehinderung in der Fuge durch das Bestandsbauteil nach König und Tue (1996) erfolgen. Da die Höhe der hinzugefügten Bauteile wesentlich kleiner als die Höhe  $h_1$  des Einleitungsbereiches nach Glg. (5.1) ist, kann von einem Durchriss ausgegangen werden. Die zufolge frühem Zwang zu erwartende Rissbreite kann nach Glg. (5.2) berechnet werden und liegt deutlich unter der zulässigen Rissbreite nach ÖNorm B 1992-2 (2014). An allen freien Flächen der hinzugefügten Bauteile ist daher eine Mindestbewehrung

in Längs- und Querrichtung nach Glg. (5.3) gemäß ÖNorm B 1992-2 (2014) vorzusehen.

$$h_1 = \frac{0.6 \cdot w_{\max}}{\Delta T \cdot \alpha_t} = \frac{0.6 \cdot 0.3 \text{ mm}}{15^\circ\text{C} \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}} \cdot 10^{-3} = 1.2 \text{ m} \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} w_{\text{calc}} &= l_{\text{cr}} \cdot \Delta T \cdot \alpha_t = 1.2 \cdot 0.1 \text{ m} \cdot 15^\circ\text{C} \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1} \\ &= 0.018 \text{ mm} \leq w_{\max} = 0.3 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5.2)$$

$$a_{\text{s,min,früh}} = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.3)$$

Mit:

- $h_1$  ... Einleitungsbereich nach König und Tue (1996)
- $w_{\text{calc}}$  ... zu erwartende Rissbreite zufolge frühem Zwang
- $l_{\text{cr}}$  ... Rissabstand nach Schlicke (2014) mit  
 $l_{\text{cr}} = 1.2 \cdot h_{\text{Bauteil}}$ ; Annahme:  $h_{\text{Bauteil}} = 0.1 \text{ m}$
- $w_{\max}$  ... zul. Rissbreite nach ÖNorm B 1992-2 (2014) mit  
 $w_{\max} = 0.3 \text{ mm}$
- $\Delta T$  ... Verformungseinwirkung; Annahme früher Zwang  
zufolge Schwinden:  $\Delta T = -15^\circ\text{C}$
- $a_{\text{s,min,früh}}$  ... erf. Mindestbewehrung an den freien Flächen der  
hinzugefügten Bauteile in Längs- und  
Querrichtung gemäß ÖNorm B 1992-2 (2014)

### 5.1.2. Zuzfolge spätem Zwang

Durch die monolithische Verbindung des Überbaus mit den Unterbau entsteht nicht nur in Längsrichtung des Brückentragwerkes sondern auch in Querrichtung eine Zwangbeanspruchung. Ursache hierfür ist die Wechselwirkung zwischen Fahrbahnplatte und Widerlagerwand. Die Berechnung der erforderlichen Mindestbewehrung erfolgt daher getrennt für die Brückenquer- und für die Brückenlängsrichtung.

### Brückenquerrichtung:

Die wichtigste zwangerzeugende Größe in Querrichtung ist die Temperaturänderung, die aus dem konstanten Temperaturunterschied  $\Delta T_{N,wall}$  zwischen Über- und Unterbau resultiert (vgl. Kapitel 4.2.2). Aus diesem Temperaturunterschied entsteht bei der Modellierung mittels linear-elastischem Scheibenmodell eine erhöhte Zwangbeanspruchung in Querrichtung, die bei automatischer Bemessung zu einer erhöhten Bewehrung im Bereich der Rahmenecke führt. Abb. 5.1 zeigt ein solches Ausführungsbeispiel einer Rahmenecke. Deutlich ersichtlich sind die vorgesehenen massiven Bewehrungslagen in Querrichtung, die einerseits konstruktiv kaum umsetzbar und andererseits wirtschaftlich auch nicht vertretbar sind. Um Zwangbeanspruchungen in Querrichtung angemessen in der Bemessung erfassen zu können, sollte die Wechselwirkung zwischen Über- und Unterbau auf Basis der Verformungskompatibilität berücksichtigt werden.

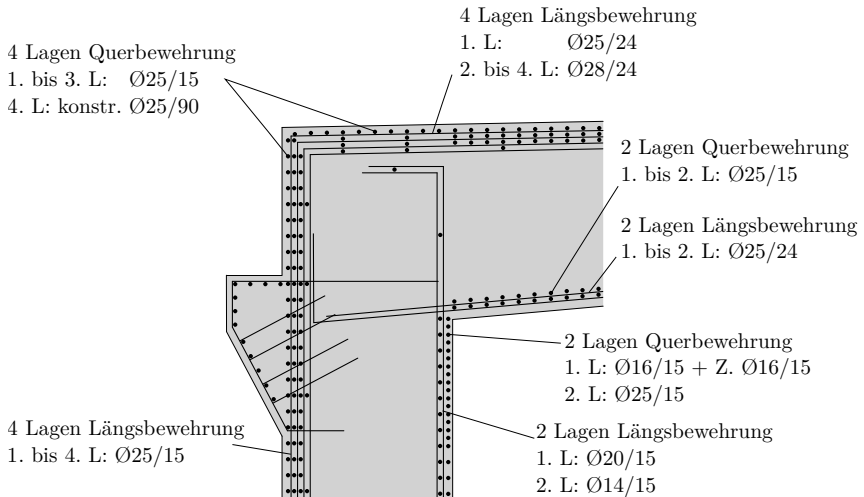


Abbildung 5.1.: Ausführungsbeispiel einer Rahmenecke mit erheblicher Konzentration von Querbewehrung an den Oberseiten; Bügelbewehrung nicht dargestellt (Stahlbetonrahmen: Länge 30 m; Breite 20 m; Kreuzungswinkel  $45^\circ$ ;  $L/h = 26$ ; Straßenbrücke)

Vereinfachend kann das Brückentragwerk in Querrichtung auf die Bemessungsaufgabe des klassischen Problems „Wand auf Fundament“ rückgeführt werden, wie dies Abb. 5.2 zeigt. Durch den entstehenden Temperatursprung  $\Delta T_N$  erfährt der Überbau in Querrichtung eine zentrische Zwangbeanspru-

## 5. Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung

chung, die zu einer linearen Spannungsverteilung im Querschnitt führt. Die von der Bauteilgeometrie  $L/B$  abhängige Spannungsverteilung kann nach König und Tue (1996) in drei bemessungsrelevante Bereiche ( $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$ ) eingeteilt werden. Da innerhalb der Höhe  $h_1$  die Rissbildung und Rissbreite  $w_{\text{cal}}$  durch die Steifigkeit der Widerlagerwand gesteuert wird und im Bereich der Höhe  $h_3$  die Zwangverformung nicht ausreicht, um die Risskraft zu erzeugen, ist es ausreichend in diesen Bereichen eine reduzierte Mindestbewehrung einzulegen. Innerhalb der Höhe  $h_2$  muss jedoch beim Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons eine rissebeschränkende Bewehrung angeordnet werden, um die zulässige Rissbreite  $w_{\text{max}}$  einhalten zu können.

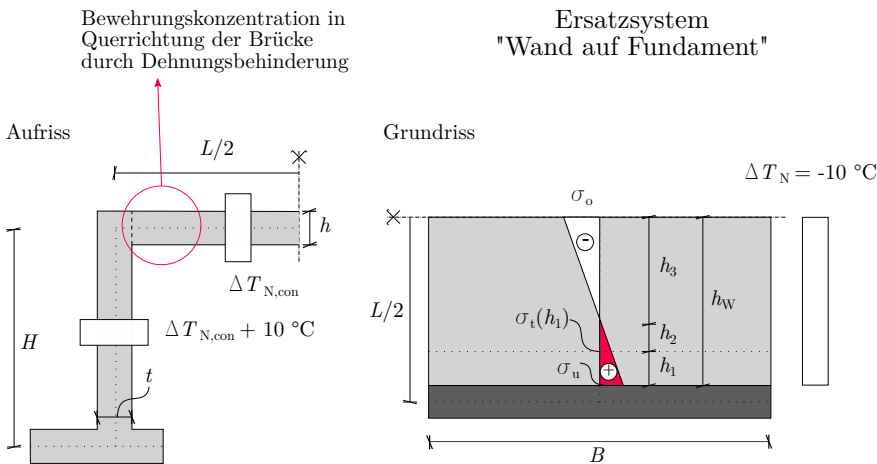


Abbildung 5.2.: Rückführen der Bemessungsaufgabe auf ein klassisches Problem „Wand auf Fundament“

Die Größe der entstehenden Zwangbeanspruchung zufolge der Temperaturbeanspruchung  $\Delta T_N$  kann nach dem von Schlicke (2014) entwickelten Lösungsansatz unter Vernachlässigung des Konstruktionseigengewichtes nach Anhang D.3 berechnet werden. Diese Annahme ist bei den vorliegenden Verhältnissen gerechtfertigt, da hier die Verkrümmung des Gesamtsystems nicht zu einer Aktivierung des Konstruktionseigengewichtes führt. Der Einfluss der effektiven Widerlagerbreite wurde in den Berechnungen gemäß Schlicke (2014) berücksichtigt. Der Nachweis wird gemäß König und Tue (1996) und weiteren Überlegungen zum Makrorissindex nach Kainer (2015) auf der Höhe  $h_1$  geführt. Das Risskriterium wurde mit Glg. (5.4) festgelegt und berücksichtigt die am Bauwerk vorhandene Zugfestigkeit.

$$\sigma(h_1) < f_{ct} \quad (5.4)$$

$$h_1 = \min \left[ \frac{h_w}{3}; \frac{0.6 \cdot w_{\max}}{\Delta T \cdot \alpha_t} = \frac{0.6 \cdot 0.3 \text{ mm}}{10^\circ\text{C} \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}} \cdot 10^{-3} = 1.8 \text{ m} \right] \quad (5.5)$$

Mit:

- $\sigma_t(h_1)$  ... Spannung in der Höhe  $h_1$
- $h_1$  ... Ort der Nachweisstelle nach König und Tue (1996) und Schlicke (2016)
- $f_{ct}$  ... wirksame Betonzugfestigkeit mit  $f_{ct} = 0.7 \cdot f_{ctm}$
- $f_{ctm}$  ... Betonzugfestigkeit in  $\text{N}/\text{mm}^2$ ; Annahme:  
 $f_{ctm} = 2.9 \text{ N}/\text{mm}^2$
- $w_{\max}$  ... zul. Rissbreite nach ÖNorm B 1992-2 (2014) mit  
 $w_{\max} = 0.3 \text{ mm}$
- $\Delta T$  ... Verformungseinwirkung; Annahme später Zwang:  
 $\Delta T = -10^\circ\text{C}$  vgl. Glg. (4.8)
- $\alpha_t$  ... Temperaturausdehnungskoeffizient mit  
 $\alpha_t = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$

Abb. 5.3 zeigt eine Auswertung von Glg. (5.4) für gängige Brückengeometrien in der Höhe  $h_1$ . Den Ergebnissen zufolge reicht die entstehende Zwangverformung nicht aus, um die Risschnittgröße aufzubauen. In Querrichtung soll daher nach König und Tue (1996) eine reduzierte Mindestbewehrung je Bauteilseite vorhanden sein, die ein Fließen der Bewehrung infolge etwaiger Rissbildung ausschließt. Für die hinzugefügten Bauteile kann die Mindestbewehrung in Anlehnung an die ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) mit Glg. (5.6) oder vereinfachend mit Glg. (5.7) bestimmt werden. Da eine Rissbildung in Querrichtung nach Abb. 5.3 auszuschließen ist, ist eine Verstärkung des Bestandstragwerkes in Querrichtung nicht erforderlich, um die geforderte Mindestbewehrung einzuhalten. Es gelten die Regelungen der ONR 24008 (2014).

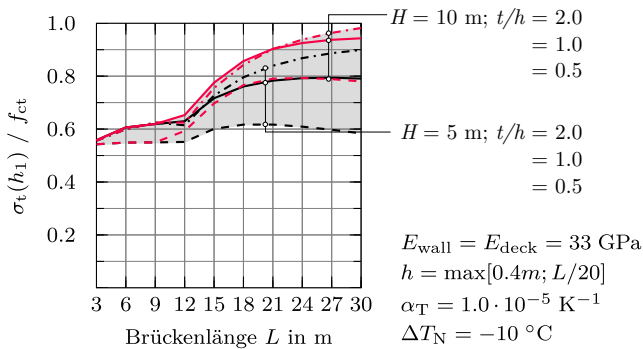


Abbildung 5.3.: Maximale Zwangbeanspruchung in der Höhe  $h_1$  bei Variation der Bauwerksgeometrie

$$a_{s,\text{min,spät}} = \frac{k \cdot f_{\text{ct}}}{f_{\text{yk}}} \cdot A_{\text{ct}} \quad (5.6)$$

$$\rho_{s,\text{min,spät}} = \frac{a_{s,\text{min,spät}}}{A_c} = \frac{k \cdot f_{\text{ct}}}{2 \cdot f_{\text{yk}}} = \frac{0.8 \cdot 2.9}{2 \cdot 550} \approx 0.2\% \quad (5.7)$$

Mit:

$a_{s,\text{min,spät}}$  ... erf. Mindestbewehrung in Querrichtung je Bauteilseite

$\rho_{s,\text{min,spät}}$  ... erf. Mindestbewehrungsgrad in Querrichtung je Bauteilseite

$A_{\text{ct}}$  ... Fläche der Betonzugzone;  $A_{\text{ct}} = b \cdot h/2$

$f_{\text{ct}}$  ... wirksame Betonzugfestigkeit im spätem Zwang mit  $f_{\text{ct}} = f_{\text{ctm}}$

$f_{\text{ctm}}$  ... Betonzugfestigkeit in  $\text{N}/\text{mm}^2$ ; Annahme:  $f_{\text{ctm}} = 2.9 \text{ N}/\text{mm}^2$

$f_{\text{yk}}$  ... charakt. Fließgrenze der Bewehrung in  $\text{N}/\text{mm}^2$ ; Annahme:  $f_{\text{yk}} = 550 \text{ N}/\text{mm}^2$

$k$  ... Beiwert in Abhängigkeit der Bauteilhöhe nach Tue et al. (2007)  $k = 0.8$

### **Brückenlängsrichtung:**

Die Berechnung der erforderlichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite zufolge Lastbeanspruchung kann gemäß ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) für die hinzugefügten Bauteile geführt werden. Für das Bestandstragwerk gelten die Regelungen der ONR 24008 (2014), demnach ist eine Begrenzung der Rissbreite nicht gefordert, wenn die Tragfähigkeit gewährleistet ist.

#### **5.1.3. Erforderliche Mindestbewehrung**

Zusammenfassend kann aus den dargestellten Überlegungen festgehalten werden, dass eine Mindestbewehrung in den hinzugefügten Bauteilen (Aufbeton, Vorsatzschalen, etc.) nach Glg. (5.8) an den freien Flächen je Richtung vorhanden sein soll, um die von der ÖNorm B 1992-2 (2014) geforderte maximale Rissbreite  $w_{\max} = 0.3 \text{ mm}$  einhalten zu können.

Für die zugbeanspruchten Zonen des Rahmeneckbereiches muss die Bewehrung auf die in Glg. (5.9) angegebene Bewehrungsmenge erhöht werden, um eine robuste Oberfläche zur Aufnahme des späten Zwanges zu gewährleisten. Sind die zugbeanspruchten Bereiche nicht bekannt, kann der Abstand des Momentennullpunktes nach Glg. (5.10) für den Über- als auch für den Unterbau herangezogen werden.

Für das Bestandstragwerk können die Regelungen der ONR 24008 (2014) sowohl für die Längs- als auch für die Querrichtung angewendet werden, eine Mindestbewehrung ist demnach nicht erforderlich, wenn die Tragfähigkeit gewährleistet ist.



$$a_{s,\min} = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.8)$$

$$a_{s,\min,\text{RE}} = 0.002 \cdot A_{\text{GesamtQS}} \quad (5.9)$$

$$L_{\text{Zug}} \approx 0.15 \cdot L_{\text{Bauteil}} \quad (5.10)$$

Mit:

- $a_{s,\min}$  ... Mindestbewehrung an den freien Flächen des hinzugefügten Bauteils in Längs- und Querrichtung
- $a_{s,\min,\text{RE}}$  ... Mindestbewehrung in den zugbeanspruchten Zonen des hinzugefügten Bauteils in Querrichtung in  $\text{cm}^2/\text{m}$
- $A_{\text{GesamtQS}}$  ... Gesamtquerschnittsfläche: Bestand + hinzugefügtes Bauteil
- $L_{\text{Zug}}$  ... Länge, in der  $a_{s,\min,\text{RE}}$  angeordnet werden soll
- $L_{\text{Bauteil}}$  ... Länge; für den Überbau gilt die Brückenlänge  $L$ ; für den Unterbau die Widerlagerhöhe  $H$

## 5.2. Rahmenecken bei Integralisierungen

Die optimale Lösung für die Ausbildung der Rahmenecke bei Integralisierungen kann abhängig von den Lagerbereichen von Bestandsbrücken und deren konstruktiver Durchbildung gefunden werden. Die detaillierte Untersuchung der Ist-Lagerbereiche von Bestandsbrücken bildet die Grundlage für die dargestellten Vorschläge der konstruktiven Ausbildung des Rahmeneckbereiches (vgl. Kapitel 2.2.2).

### 5.2.1. Schematischer Bauablauf

Die Integralisierung samt Bauablauf ist schematisch in Abb. 5.4 beispielhaft für eine Rahmenecke mit erdseitiger Vorsatzschale und Aufbeton dargestellt. Dabei werden der bestehende Belag, die Fahrbahnübergangskonstruktion, die Kammerwände und die Schleppplatte abgetragen. Die Oberfläche wird nach statischen Erfordernis, jedoch mindestens mit einer Tiefe von  $R_t \geq 0.3 \text{ mm}$

gemäß RVS 15.02.34 (2011) aufgeraut, um den Verbund zwischen Alt- und Neubeton sicherzustellen. Chloridhaltiger Beton ist vollständig zu entfernen.

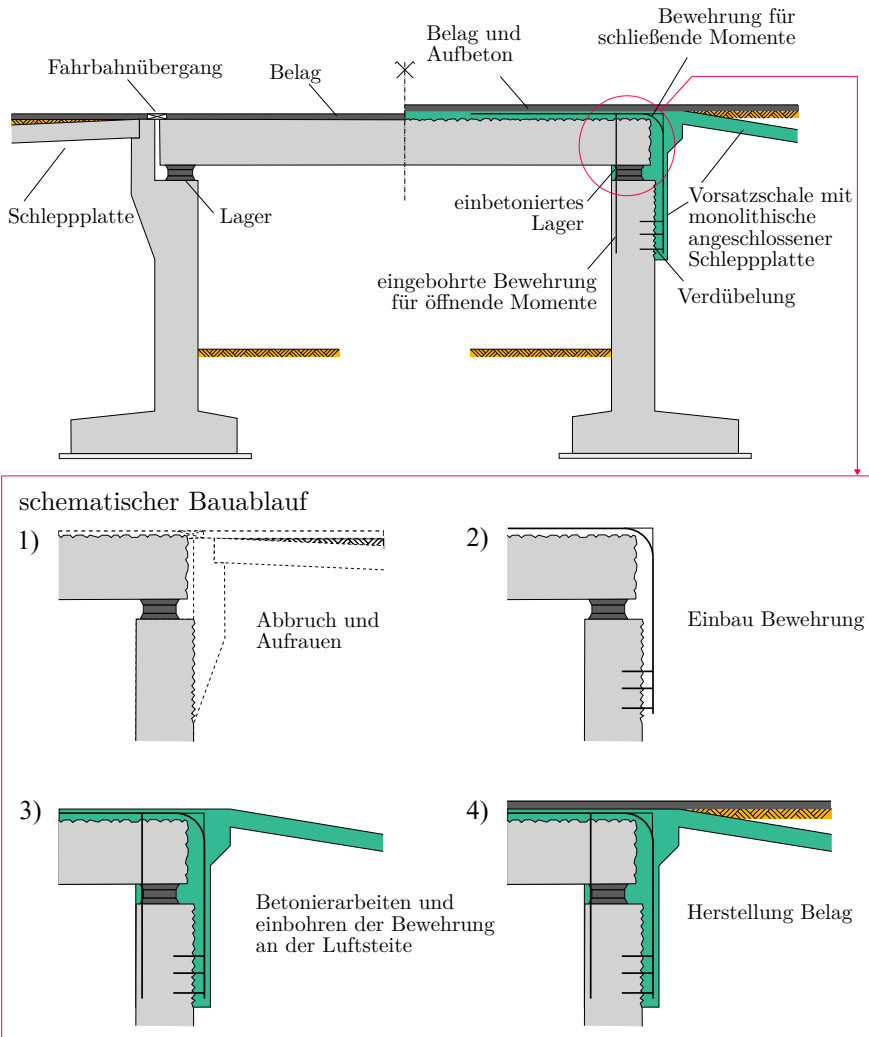


Abbildung 5.4.: Beispiel einer Integralisierung mit Aufbeton und erdseitiger Vorsatzschale

Der monolithische Verbund zwischen Über- und Unterbau wird durch den Einbau der Bewehrung und durch anschließendes Ausbetonieren der Rahmenecke sichergestellt. Durch das hergestellte biegesteife Rahmeneck ist es

neben Querkräften auch möglich Biegemomente und Normalkräfte in den Unterbau einzuleiten. Je nach Lagerspalthöhe und Widerlagerausbildung der Bestandsbrücke kann die optimale Lösung für die Ausbildung der Rahmenecke bei einer Integralisierung gefunden werden. Auf einen aufwendigen Ausbau der vorhandenen Lagerkonstruktionen kann verzichtet werden, diese können im Zuge des Betoniervorganges miteinbetoniert werden.

### 5.2.2. Integrale Lösung

Bei Brücken bei denen die Nachweise gemäß Kapitel 4.3.2 erfüllt werden, empfiehlt sich eine Rahmeneckausbildung, die im Endzustand statisch voll wirksam ist. Spielt im Zuge der Integralisierung eine Anpassung/Anhebung der Straßennivelette im Vorlandbereich der Brücke keine Rolle oder liegt eine sehr große Schlankheit der Platte ( $L/h \geq 20$ ) vor, wird die Anordnung eines Aufbetons auf der Fahrbahnplatte empfohlen. Dies hat zum einen den Vorteil, dass in Feldmitte der innere Hebelarm  $z$  in der Bemessung vergrößert und zum anderen die Schwingungs- und Ermüdungsproblematik verbessert wird. Weiters muss die erforderliche Rahmeneckbewehrung zur Aufnahme schließender Momente nicht in den Überbau eingeschlitzet werden (vgl. Abb. 2.3). Die konstruktive Ausbildung des Aufbetons und Bemessung der Fuge zwischen Platte und Aufbeton kann nach RVS 15.02.34 (2011) erfolgen. Der erforderliche Mindestbewehrung in Quer- und Längsrichtung ist nach Kapitel 5.1.3 einzuhalten.

Um den Einbau der Bewehrung, die Verdichtung des Betons und die Duktilität der Rahmenecke sicherzustellen, wird empfohlen eine maximal 2-lagige Längsbewehrung mit genügend großem Biegeradius gemäß Glg. (4.17) zur Aufnahme schließender Momente anzuordnen. Biegeradien kleiner  $20 \cdot d_s$  sind zu vermeiden, da eine Spaltzugbewehrung auf Grund von Platzmangel oder der vorhandenen Fahrbahnplatte in der Rahmenecke nicht angeordnet werden kann. Um Abplatzungen der Ecke zu verhindern, ist eine geeignete konstruktive Oberflächenbewehrung vorzusehen. Vertiefende Angaben zur konstruktiven Umsetzung der Bewehrung sind in Leonhardt (1979, S. 159ff) und ÖNorm EN 1992-2 (2012) dargestellt.

Zur Aufnahme positiver Momente ist konstruktiv eine Mindestbewehrung von  $\emptyset 20/40$  einzubohren bzw. einzukleben. Auf eine ausreichende Einbindetiefe von  $l_{b,erf} = 1.0$  m in das Bestandswiderlager ist zu achten. Eine

Reduzierung dieser Länge ist möglich und kann gemäß den Herstellerangaben des verwendeten Vergussmörtels bzw. Klebers erfolgen (vgl. Abb. 4.12).

### Rahmenecke ohne Vorsatzschale:

Bei ausreichend bewehrter Widerlagerwand kann die erforderliche Bewehrung zur Aufnahme schließender Momente direkt in die Widerlagerwand eingebohrt und mit Mörtel versetzt werden. Die notwendige Einbindelänge und Übergreifungslänge mit der Bestandsbewehrung ist gemäß Kapitel 4.3.2 und ÖNorm EN 1992-2 (2012, Abschnitt 8) zu bestimmen. (vgl. Abb. 5.5). Vorteil dieser Variante ist, dass der Eingriff in den Hinterfüllbereich minimal ist und die Steifigkeit des Unterbaus nicht verändert wird.

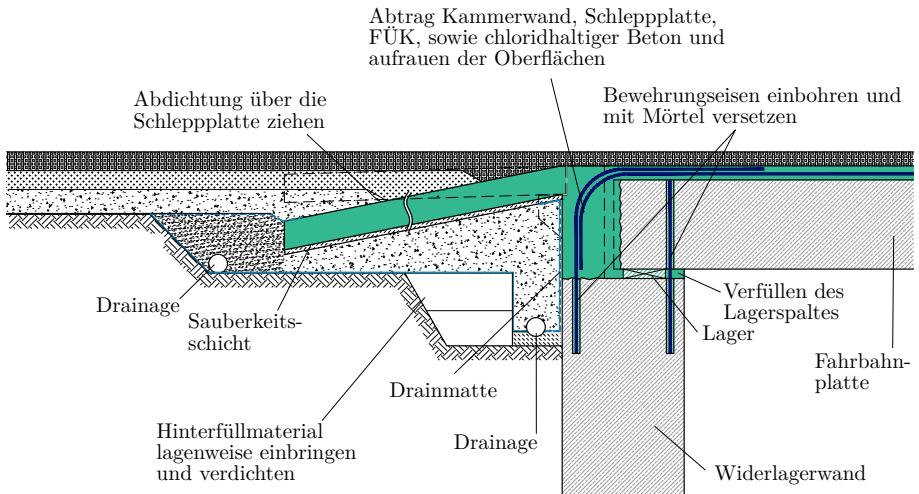


Abbildung 5.5.: Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung am Beispiel einer Rahmenecke ohne erdseitige Vorsatzschale

### Rahmenecke mit Vorsatzschale:

Im Fall einer unbewehrten oder gering bewehrten Widerlagerwand empfiehlt sich die Anordnung einer erdseitigen Vorsatzschale, wie dies Abb. 5.6 zeigt. Die Länge der erdseitigen Vorsatzschale kann gemäß Kapitel 4.3.2 erfolgen. Die Rucksackdicke hat mindestens 20 cm zu betragen, da neben der erforderlichen Längsbewehrung auch die konstruktive Ausbildung nach ÖNorm

## 5. Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung

EN 1992-2 (2012, Abschnitt 8) und ÖNorm B 1992-2 (2014, Abschnitt 10), die Anordnung der Oberflächenmindestbewehrung in Querrichtung nach Kapitel 5.1.3 sowie die Verdichtung des Betons sichergestellt werden muss.

Für den schubfesten Anschluss zwischen Bestandswiderlager und Vorsatzschale werden über die Fugenhöhe Schubdübel gleichmäßig angeordnet. Da die einzuleitende Schubspannung am Ende der Fuge am größten ist und es somit zu Rissen in diesem Bereich kommen kann, wird der Dübelabstand zum Ende der Vorsatzschale hin verkleinert. In diesem Bereich wird empfohlen den Dübelabstand zu halbieren. Die erforderliche Bewehrung zur Aufnahme der Schubkraft kann gemäß Kapitel 4.3.2 erfolgen. In Querrichtung der Fuge ist es ausreichend an der Innenseite 50% der Mindestbewehrung nach Kapitel 5.1.3 anzuordnen.

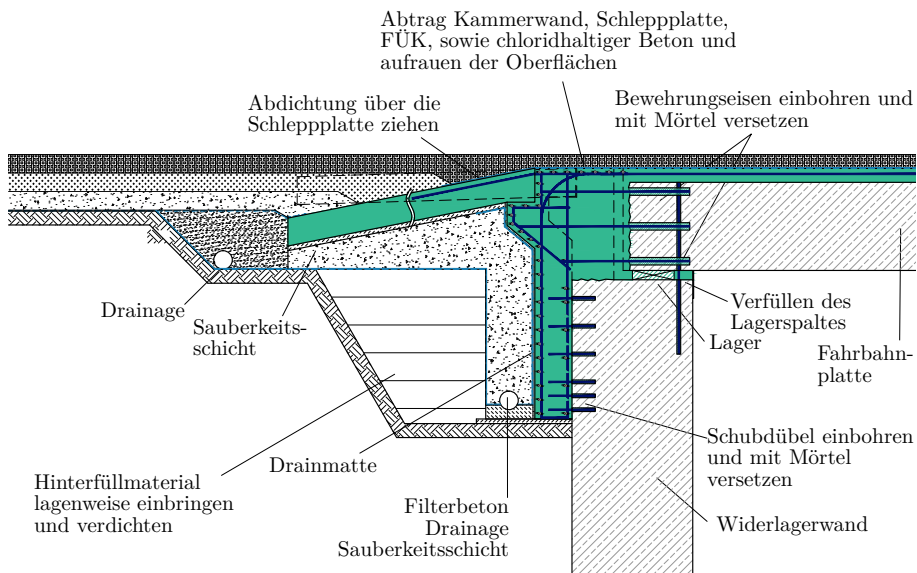


Abbildung 5.6.: Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung am Beispiel einer Rahmenecke mit erdseitiger Vorsatzschale

Beim Verfüllen des Lagerspaltes muss der Haftverbund zwischen Bestandsbeton und Neubeton sichergestellt werden. Daher sollte in diesem Bereich mit einem erhöhten Arbeitsaufwand z.B. durch Hochdruckwasserstrahlen gerechnet werden, der u.a. in der Ausschreibung zu berücksichtigen ist. Bei Lagerspalthöhen  $h_{\text{Lager}} \leq 50 \text{ mm}$  wird in der Regel ein Vergussmörtel

verwendet, bei größeren Lagerspalthöhen kann ein selbstverdichtender Beton (SCC) zum Vergießen der Fuge verwendet werden.

### 5.2.3. Semi-integrale Lösung

Kann die Übertragung der Biegemomente vom Überbau in den Unterbau bei einer integralen Ausbildung rechnerisch nach Kapitel 4.3.2 nicht nachgewiesen werden oder muss die Nacheinstellmöglichkeit der Lager weiterhin gegeben sein, so empfiehlt sich die Ausführung einer semi-integralen Lösung. Schematisch ist diese in Abb. 5.7 dargestellt.

Der semi-integrale Umbau kann vor allem auch dann genutzt werden, wenn das Ziel eine Sanierung jedoch keine Ertüchtigung des Bestandstragwerkes ist. Vorteil der semi-integralen Lösung ist es, dass der Eingriff in den Hinterfüllbereich minimal ist und durch die Ortbetonergänzung und die monolithisch angeschlossene Schleppplatte am Plattenende das Wasser dauerhaft vom Lagerbereich weggeleitet werden kann.

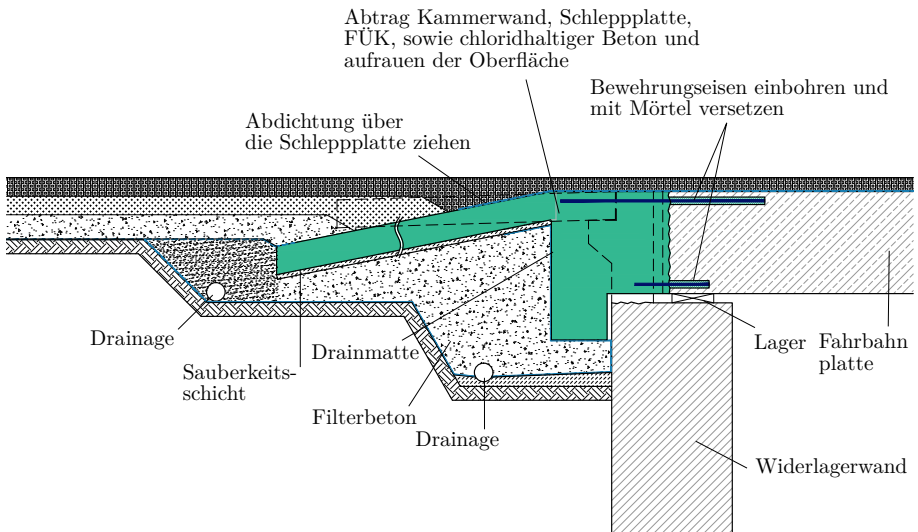


Abbildung 5.7.: Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung einer semi-integralen Rahmenecke

### 5.3. Übergang Straße - Brücke

Dem Übergang der Brücke zur freien Strecke muss durch die trotz monolithischer Verbindung auftretenden Längsverschiebungen und Verdrehungen des Überbaus besonderes Augenmerk geschenkt werden, um Schäden des Fahrbelages und Setzungsmulden zu vermeiden.

#### **Fahrbelagübergangskonstruktion:**

Die Untersuchungen von Tue, Oberwalder und Della Pietra (Tue et al.), Tue und Della Pietra (2014, AP 2) und die in Kapitel 2.4 dargestellten Ausführungen zeigen, dass vor allem bei kurzen Brücken in den meisten Fällen auf eine Fahrbelagübergangskonstruktion verzichtet wurde. In seltenen Fällen wurde ein Fugenschnitt ( $b \times t = 1.5 \times 3.5 \text{ cm}$ ) mit bituminösen Verguss ausgeführt, um Verschiebungen bis 20 mm aufnehmen zu können. Nach Kaufmann und Buchheister (2016) können Risse im Asphalt durch Belagsschnitte nur bedingt verhindert werden, jedoch beziehen sich diese Erkenntnisse aus einer Untersuchung für Brücken  $L > 60 \text{ m}$ . Es wird deshalb empfohlen den Belag vom Vorlandbereich direkt über das Tragwerk zu führen und auf eine Fahrbelagübergangskonstruktion zu verzichten.

#### **Schleppplatte:**

Die Schleppplatte hat die Aufgaben den Steifigkeitssprung zwischen Tragwerk und Hinterfüllung, die horizontalen Verformungen und -verdrehung des Überbaus, sowie Setzungen bzw. Hebungen der Hinterfüllung auszugleichen, so dass Schäden am Fahrbelag vermieden werden. Für Brücken größer  $L > 60 \text{ m}$  zeigt Kaufmann und Buchheister (2016) Schäden bei integralen Brücken und deren potenzielle Schadensursachen auf. Demnach ist mit Rissen im Belag zu rechnen, welche am Brückenende und/oder am Ende der Schleppplatte auftreten. Grund dafür sind sowohl die horizontalen Verschiebungen und Verdrehungen des Brückenendes und der monolithisch mit dem Tragwerk verbundenen Schleppplatte, als auch auftretende Setzungen am Ende der Schleppplatte.

ASTRA 12004 (2011), BMVI (2013) und Berger (2003) geben Empfehlungen zur konstruktiven Ausbildung des Brückenendes in Abhängigkeit des Dehnweges an. Demnach kann für Tragwerke mit Dehnwegen bis ca. 10 mm

auf eine Schleppplatte verzichtet werden. In UK Highway Agency (2003) werden Tragwerke mit Dehnwegen bis ca. 20 mm ohne Schleppplatte jedoch mit einer Brückenabschlusskonstruktion ausgeführt.

Um jedoch Setzungen am Ende der Schleppplatte, Risse im Asphalt durch die Verdrehung der Schleppplatte zu vermeiden und um anfallendes Wasser dauerhaft wegzuleiten, wird empfohlen eine Schleppplatte mit einer Mindestneigung von  $10^\circ$  in den Hinterfüllbereich abtauchen zu lassen (vgl. Dreier et al. (2011)). Weiters soll die Schleppplatte mittels einreihiger Steckeisen konstruktiv an die Flügelwände angeschlossen und die Abdichtung über die Fugen und die Schleppplatte geführt werden.

Die Schleppplatte hat mindestens oder wenn möglich über den Aushubkeil zu reichen, um auf gewachsenem Boden aufzuliegen. Die Länge  $L_{SP}$  und Dicke  $h_{SP}$  der Schleppplatte kann in Anlehnung an die BMVI (2013, Abschnitt 6.2) und RVS 15.06.11 (2012) vereinfacht nach Glg. (5.11) und Glg. (5.12) berechnet werden. Eine zu kurze Schleppplatte sollte vermieden werden.

$$L_{SP} = 1.0 + H_{Hub} \cdot \cot(60^\circ) \geq 3.0 \text{ m} \quad (5.11)$$

$$h_{SP} = \frac{L_{SP}}{10} \geq 0.30 \text{ m} \quad (5.12)$$

Mit:

$L_{SP}$  ... Länge der Schleppplatte in m

$H_{Hub}$  ... Aushubtiefe in m

$h_{SP}$  ... Dicke der Schleppplatte am Anschlussquerschnitt in m

Die erforderliche Längsbewehrung kann an einem Einfeldträger unter Berücksichtigung der Auflasten aus dem Verkehr ermittelt werden. Als Mindestbewehrung  $\rho_{s,min}$  in Längs- und Querrichtung ist jedenfalls Glg. (5.14) anzusetzen, um die Rissbildung zufolge Biegebeanspruchung gering zu halten. Der Anschluss an das Tragwerk kann dabei monolithisch oder nach RVS 15.06.11 (2012) bzw. ASTRA 12004 (2011) ausgeführt werden. Die Anschlussbewehrung zum Tragwerk soll nach Dreier et al. (2011) einen Bewehrungsgrad von  $\rho_s \approx 0.3\%$  aufweisen, um eine gute Risseverteilung im Fahrbahnbelag sicherzustellen. Abb. 5.6 und Abb. 5.7 zeigen schematisch die Ausführung der Schleppplatte bei kurzen Tragwerken.



$$a_s = \frac{M_{cr}}{z \cdot \sigma_s} \quad (5.13)$$

$$\rho_{s,min} = \frac{a_s}{A_c} = \frac{B \cdot h^2 \cdot f_{ctm}}{6 \cdot z \cdot \sigma_s \cdot B \cdot h} = \frac{f_{ctm}}{6 \cdot 0.9 \cdot 0.8 \cdot 300} \approx 0.2\% \quad (5.14)$$

Mit:

- $a_s$  ... Erforderliche Mindestbewehrung in Längs- und Querrichtung
- $\rho_{s,min}$  ... Erforderliche Mindestbewehrung in Längs- und Querrichtung
- $M_{cr}$  ... Rissmoment mit  $M_{cr} = B \cdot h^2 \cdot f_{ctm} / 6$
- $z$  ... innerer Hebelarm mit  $z = 0.9 \cdot d \approx 0.9 \cdot 0.8 \cdot h$
- $\sigma_s$  ... Stahlspannung in  $N/mm^2$ ; Annahme:  
 $\sigma_s = 300 N/mm^2$
- $f_{ctm}$  ... Betonzugfestigkeit in  $N/mm^2$ ; Annahme:  
 $f_{ctm} = 2.9 N/mm^2$
- $A_c$  ... Betonquerschnittsfläche der Schleppplatte am Anschlussquerschnitt mit  $A_c = B \cdot h$
- $B, h$  ... Querschnittsabmessungen (Breite und Höhe)

### Hinterfüllbereich:

Besondere Maßnahmen im Bereich der Hinterfüllung sind bei kleinen Tragwerken nicht erforderlich, da die Widerlagerwandverschiebungen in einer beherrschbaren Größenordnung liegen. Auf Weicheinlagen hinter der Widerlagerwand, bewehrte Erde (vgl. ASFiNAG (2016a, Nr. 800.300.1543)) bzw. standfeste Hinterfüllungen kann daher verzichtet werden. Die UK Highway Agency (2003) empfiehlt u.a. Wandkies als Hinterfüllmaterial zu verwenden. Die Ausführung des Hinterfüllbereiches kann gemäß RVS 15.06.11 (2012) oder nach Abb. 5.7 bis Abb. 5.6 erfolgen. Es ist darauf zu achten, dass das Wasser z.B. durch Anordnung von Drainagerohren dauerhaft von der Widerlagerwand weggeleitet wird. Auf eine sachgemäße Verdichtung des Hinterfüllmaterials ist zu achten, um Setzungen zu minimieren.

## 6. Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Arbeit präsentiert einen Vorschlag zur Integralisierung von einfeldrigen Bestandstragwerken bis 30 m Länge. Hierbei ist vor allem die Dauerhaftigkeit und die Ertüchtigungsmöglichkeit des Brückentragwerkes in den Vordergrund der Untersuchungen gestellt worden. Außerdem wurden wesentliche Bemessungsgrundlagen für kurze integrale Tragwerke geschaffen, um Unsicherheiten in der Planung reduzieren zu können.

Insbesondere wurden die Temperatureinwirkungen, der Einfluss der Bauteil- und Gründungssteifigkeit auf die Höhe der Zwangbeanspruchung, sowie der aus der Bauwerksverschiebung resultierende mobilisierte Erddruck quantifiziert. Diese Erkenntnisse bilden die Grundlage für den vorgestellten Bemessungsvorschlag. Neben realistischen Temperaturansätzen wurde auch ein Vorschlag zur Berücksichtigung des mobilisierten Erddruckes bei einer Tragwerksausdehnung bzw. -verkürzung und deren Überlagerung mit den Temperatureinwirkungen für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und Tragfähigkeit (ULS) erarbeitet.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass auf eine Grenzwertbetrachtung der Bodensteifigkeit bei kurzen integralen Tragwerken verzichtet werden kann. Im Zuge der Bemessung ist weiters die Nachgiebigkeit des Baugrundes von großer Bedeutung. Die in der Literatur (z.B. Arnold (2008), Engelsmann et al. (1999) oder Mahlo und Martin (2010)) als vermeintlich sichere Annahmen vorgestellten Modellierungsempfehlungen der Gründung (Festeinspannung oder horizontale Festhaltung) führen zu hohen Zwangbeanspruchungen und sollten daher in der Modellbildung keine Anwendung finden. Infolge der Rissbildung des Betons und der plastischen Verformung der Bewehrung bauen sich Zwangsschnittgrößen zufolge Verformungseinwirkung deutlich ab, wodurch diese im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) generell vernachlässigt werden können. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) sollten diese mit 40% eines ungerissenen Querschnittes berücksichtigt werden. Weiters wurden ein Bemessungsmodell sowie Vorschläge zur konstruktiven Durchbildung unter Berücksichtigung der Lager-

bereiche von Bestandsbrücken für die Umsetzung der Rahmenecke bei einer Integralisierung erarbeitet.

Von baupraktischer Bedeutung sind jedoch nicht nur einfeldrige Bestandsbrücken mit Plattenquerschnitt, sondern auch längere bzw. mehrfeldrige Brückentragwerke mit unterschiedlichen Querschnittsformen. Insbesondere müssen bei größeren Tragwerkslängen die Zwangsschnittgrößen zufolge Temperatur in den Grenzzuständen in einem geeigneten Maß berücksichtigt werden. Erste analytische Betrachtungen zeigen, dass bei langen integralen Brücken mit gewöhnlichen Bewehrungsgraden ein Zwangkraftabbau im Grenzzustand der Tragfähigkeit um 60% möglich ist und somit auch über der Empfehlung des DIN FB 102 (2009) von 40% liegt. Jedoch werden bei diesen Betrachtungen die Umlagerungsmöglichkeiten des Brückentragwerkes außer Acht gelassen, wodurch eine weitere Reduzierung durch nicht-lineare Methoden möglich ist. Ebenso ist ein Zwangkraftabbau im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) um 40% möglich. Eine Verifikation der analytischen Lösung mittels Versuchen sollte angestrebt werden. Im Zuge dessen könnte auch die Frage der Größe der Zwangskraft bei bereits sehr stark gerissenen Tragwerken beantwortet werden.

Die Rahmeneckausbildung für unterschiedliche Querschnittstypen bedarf weiters einer genaueren Untersuchung. Vor allem bei Plattenbalken ist die Aufnahme des schließenden Momentes und die daraus resultierende hohe Druckspannung an der Stegunterseite genauer zu untersuchen. Verstärkungen in diesem Bereich sind auf Grund der Querschnittsausbildung nur bedingt möglich. Anhell (2014) sowie Tue und Della Pietra (2014) zeigen das Verstärkungsausmaß bei einer Integralisierung von Plattenbalkenbrücken auf.

Des Weiteren bedarf der Detailpunkt „Anschluss Pfeiler zu Überbau“ bei mehrfeldrigen Tragwerken einer genaueren Untersuchung. Vor allem bei kurzen und steif gegründeten Endpfeilern kann eine monolithische Ausbildung des Anschlusses zu einer hohen Momenten- und Querkraftbeanspruchung im Pfeiler führen. Einerseits soll der Pfeiler bei einer Integralisierung monolithisch an den Überbau angeschlossen werden, andererseits muss der Anschluss jedoch weich bzw. duktil umgesetzt werden, sodass die auftretende Beanspruchung vom betroffenen Pfeiler aufgenommen werden kann. Abb. 6.1 zeigt schematisch die derzeitige Umsetzung des Pfeiler-Überbau Anschlusses in Österreich. Burke (2009) und Xue (2013) dokumentieren u.a. wesentliche

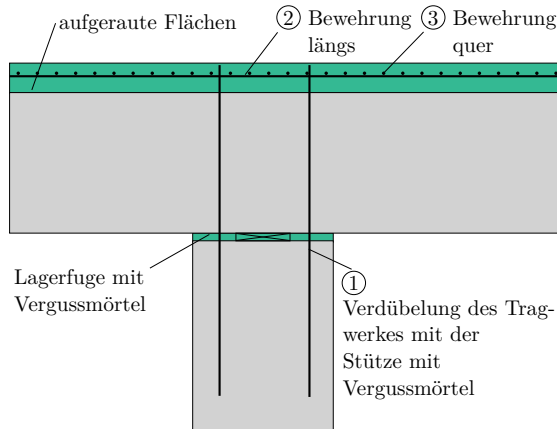


Abbildung 6.1.: Derzeitige Ausbildung des Detailpunktes „Anschluss Pfeiler zu Überbau“

Umbaukonzepte für den Detailpunkt „Anschluss Pfeiler zu Überbau“ für Einfeldträgerketten.

Das in dieser Arbeit vorgestellte Ertüchtigungskonzept beschränkt sich auf eine Ausführung der hinzugefügten Bauteile (Aufbeton, Vorsatzschalen, etc.) mittels Normalbeton. Die Verwendung von Ultrahochleistungsbeton (UHPC) für die Sanierung und Ertüchtigung von Bestandsbrücken eröffnet in der Umsetzung innovative Möglichkeiten. Die hohe Festigkeit und Dauerhaftigkeit kann genutzt werden, um eine Tragfähigkeitserhöhung in Feldmitte zu realisieren, da der innere Hebelarm für die Bemessung der Bewehrung durch die höhere Festigkeit der Druckzone vergrößert wird. Durch die hohe Dichtigkeit des UHPC kann auf eine bituminöse Schicht verzichtet werden, wodurch weitere Schwachstellen, wie Rissbildung oder Spurrillenbildung der Asphaltenschicht, und Lebenszykluskosten reduziert werden. Hadl et al. (2015) dokumentiert die Erstanwendung von UHPC als direkt befahrener Aufbeton bei einer Integralisierung in Österreich. Weitere Erfahrungen bei der Anwendung von UHPC bei der Sanierung und Verstärkung von Betonbrücken sind u.a. in Brühwiler et al. (2005) dargestellt.

Unabhängig vom Forschungsbedarf ermöglicht das hier vorgestellte Konzept eine wirtschaftliche und dauerhafte Sanierung und Ertüchtigung von ca. 30% des österreichischen Brückenbestandes.



# Literaturverzeichnis

- Akkermann, J. und Eibl, J. (2002). *Rotationsfähigkeit von Rahmenecken*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton - Heft 535. Berlin: Beuth Verlag. ISBN: 3410657355.
- Alavizadeh-Farhang, A. (2000). *Concrete structures subjected to combined mechanical and thermal loading*. Dissertation, Universität Stockholm, Stockholm.
- Anhell, T. (2014). *Adaptierung von Bestandsbrücken in integrale Tragwerke am Beispiel einfeldriger Plattenbalken*. Masterarbeit, Technische Universität Graz, Graz.
- Arnold, A. (2008). *Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung*. Dissertation, Technische Universität Dortmund, Dortmund.
- ASFiNAG (2016a). *8000.300.1500 Brücke - Regelpläne*. URL: <http://bit.ly/2qxVf39>.
- ASFiNAG (2016b). *800.300.1000 Brücke - Technische Richtlinie (Version 5.0 - 01.07.2016)*. URL: <http://bit.ly/2qxVf39>.
- ASTRA 12004 (2011). *Richtlinie Konstruktive Einzelheiten von Brücken: Kapitel 3: Brückenende*. Bern: Bundesamt für Strassen ASTRA.
- Bartl, U. (2004). *Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden*. Dissertation, Technische Universität Dresden, Dresden.
- Berger, D. (2003). *Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken*. Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung - Heft 50. Wiesbaden: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen.
- Berger, D., Graubner, C.-A., Pelke, E. und Zink, M. (2004). Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau*, 99(4), S. 295–303. doi: 10.1002/best.200490071.

- BMVI (1989). *Allgemeines Rundschreiben ARS 10/1989: Stb 25/38.55.10-05/75*. Berlin: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- BMVI (2011). *Richlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)* (Ausgabe: 05/2011). Berlin: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- BMVI (2013). *Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten: Integrale Bauwerke*. Berlin: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- BMVIT (2010). *Gesamtverkehrsplan für Österreich: Verkehr in Österreich: Ausgangslage und Blick in die Zukunft*. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT). URL: <http://bit.ly/2isj0G7>.
- Bohl, T. (1994). *Beitrag zur Ermittlung von Zwangsschnittgrößen aus Temperaturunterschieden an Spannbetonbrückenüberbauten unter Berücksichtigung des nichtlinearen Tragverhaltens*. Dissertation, Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar.
- Boros, V., Novák, B. und Decker, U. (2015). Modifiziertes Verkehrslastmodell für kommunale Brückenbauwerke. *Beton- und Stahlbetonbau*, 110(9), S. 620–627. doi: 10.1002/best.201500024.
- Brandtner, G. (2008). *Brückenmanagement in der ASFINAG Baumanagement GmbH (Vortrag)*. Symposium "Brücken verbinden". Graz.
- Braun, A., Seidl, G. und Weizenegger, M. (2006). Rahmentragwerke im Brückenbau. Konstruktion, Berechnung und volkswirtschaftliche Betrachtung. *Beton- und Stahlbetonbau*, 101(3), S. 187–197. doi: 10.1002/best.200600469.
- Brühwiler, E., Denarié, E. und Putallaz, J.-C. (2005). Instandsetzung einer Betonbrücke mit ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton (UHLFB) - Effizienzsteigerung bei der Bauausführung und Verbesserung der Leistungsfähigkeit der Brücke. *Beton- und Stahlbetonbau*, 100(9), S. 822–827. doi: 10.1002/best.200590214.
- Bundesministerium für Bauten und Technik (1967). *Normalien für Plattenbrücken - Z. 541.600 - II/11-67*. Wien.
- Bundesministerium für Bauten und Technik (1969). *Normalien für Autobahn-Plattenbrücken - Z. 544.000 - II/3-69*. Wien.

- Burke, M. P. (1990). Integral Bridges: TRR 1275. *Transportation Research Record*, S. 53–61. URL: <http://bit.ly/2pXEzoz>.
- Burke, M. P. (2009). *Integral and semi-integral bridges*. Ames and Iowa: Wiley-Blackwell. ISBN: 978-1-4051-9418-1.
- DAfStb (2010). *Erläuterungen zu DIN 1045-1 (2)*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton - Heft 525. Berlin: Beuth. ISBN: 978-3-410-65054-6.
- DAfStb (2012). *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton - Heft 600. Berlin: Beuth Verlag. ISBN: 3410652183.
- Della Pietra, R. und Tue, N. V. (2017). Quantifizierung der Beanspruchung zufolge der Temperatur und des Erddrucks bei Integralbrücken bis 30m Länge. *Beton- und Stahlbetonbau*, S. 96 –105. doi: 10.1002/best.201600066.
- DIN 1075 (1981). *Betonbrücken: Bemessung und Ausführung* (Ausgabe: 1981-04). Berlin: DIN Deutsches Normungsinstitut.
- DIN 4085 (2011). *Baugrund: Berechnung des Erddruckes* (Ausgabe: 2011-11). Berlin: DIN Deutsches Normungsinstitut.
- DIN FB 102 (2009). *DIN Fachbericht 102: Betonbrücken* (Ausgabe: 2009-03). Berlin: DIN Deutsches Normungsinstitut.
- Dreier, D., Burdet, O. und Muttoni, A. (2011). Transition Slabs of Integral Abutment Bridges. *Structural Engineering International*, 21(2), S. 144–150. doi: 10.2749/101686611X12994961034174.
- Engelsmann, S., Schäfer, K. und Schlaich, J. (1999). *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton - Heft 496. Berlin: Beuth Verlag. ISBN: 978-3-410-65696-8.
- England, G. L., Tsang, N. C. M. und Bush, D. I. (2000). *Integral bridges: A fundamental approach to the time-temperature loading problem*. London: Telford. ISBN: 978-0-7277-2845-6.
- Falkner, H. (1969). *Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwangspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton - Heft 208. Berlin: Beuth Verlag. URL: <http://bit.ly/2rUdX8d>.



- Franke, D. (1989). *Berechnung von Stützwänden nach verschiedenen mechanischen Modellen*. Ohde Kolloquium. Dresden.
- Franke, D., Neuberg, C. und Winkler, A. (1999). Verfahren zur Berechnung von Stützwänden. *Bautechnik*, 76(7), S. 561–567. doi: 10.1002/baute.199903770.
- Geier, R., Graubner, C.-A. und Angelmaier, V. (2017). *Integrale Brücken: Entwurf, Berechnung, Ausführung, Monitoring* (1). Berlin: Ernst & Sohn. ISBN: 3-433-03030-8.
- Hadl, P., Della Pietra, R., Hoang, K. H., Tue, N. V. und Pilch, E. (2015). Anwendung von UHPC als direkt befahrener Aufbeton bei der Integralisierung eines bestehenden Brückenbauwerks in Österreich. *Beton- und Stahlbetonbau*, 110(2), S. 162–170. doi: 10.1002/best.201400091.
- Hegger, J. und Roeser, W. (2002). *Die Bemessung und Konstruktion von Rahmenknoten: Grundlagen und Beispiele gemäß DIN 1045-1*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton- Heft 532. Berlin: Beuth Verlag. ISBN: 3410657320.
- Holschemacher, K. (1992). *Zur Berechnung von Rißbreiten und Zwangsschnittgrößen in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen*. Dissertation, Technische Hochschule Leipzig, Leipzig.
- IAC Vermont (2008). *Integral abutment Bridge Design Guidelines* (Second Edition). Montpelier: State of Vermont - Agency of Transportation.
- Jayaraman, R. (Ed.). (2001). *Integral bridge concept applied to rehabilitate an existing bridge and construct a dual-use bridge*. Singapore. URL: <http://bit.ly/2p8iik2>.
- Joleka, J. (1985). Experimental study concerning reinforced concrete beams under thermal and mechanical loads: NCR Nr 4. *Nordic concrete Federation*. URL: <http://bit.ly/2pF40IV>.
- Jung, B. (2011). *Restraint Effects in Reinforced and Prestressed Concrete Structures: Conference Paper*. URL: <http://bit.ly/2qs4lf7>.
- Kainer, B. (2015). *Bemessung von WU-Konstruktionen unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens*. Masterarbeit, Technische Universität Graz, Graz.

- Kammersberger, A. (2013). *Bestands- und Bedarfsanalyse aus Sicht der Verwaltung (Vortrag)*. Graz: Kostenoptimierung in der Brückeninstandhaltung - innovative Ideen für die Steiermark (5.6.2013).
- Kaufmann, W. (2008). *Integrale Brücken: Sachstandsbericht*. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen - Band 629. Bern und Zürich.
- Kaufmann, W. und Buchheister, J. A. (2016). *Erfahrungen mit langen integralen und semi-integralen Brücken*. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen - Band 679. Bern und Zürich.
- Kempfert, H.-G. und Raithel, M. (2009). *Bodenmechanik und Grundbau* (2). BBB Bauwerk-Basis-Bibliothek. Berlin: Bauwerk. ISBN: 978-3899-3222-62.
- Kerokoski, O. (2006). *Soil-structure interaction of long jointless bridges with integral abutments*. Dissertation, Tampere University of Technology, Tampere.
- KHP (2003). *Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken: Anlage 1: Musterberechnung für eine integrale Fuß- und Radwegbrücke*. Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung - Heft 50. Wiesbaden: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen.
- KHP (2006). *Erweiterte Grundlage für integrale Straßenbrücken in Stahlbetonbauweise: (Aktenzeichen 05 0207)*. Wiesbaden.
- Kliver, J. (2007). *Duktilitätsanforderungen an vorwiegend auf Biegung beanspruchten Stahlbeton*. Dissertation, Technische Hochschule Leipzig, Leipzig.
- Kolb, H. (1987). *Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart.
- König, G., Pommerening, D. und Tue, N. V. (1999). *Nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrössenermittlung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 492. Berlin: Beuth Verlag. ISBN: 978-3-410-65692-0.

- König, G. und Tue, N. V. (1996). *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC 2 und Model Code 90*. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton - Heft 466. Berlin: Beuth Verlag. ISBN: 9783410656623.
- König, G., Tue, N. V. und Schenck, G. (2008). *Grundlagen des Stahlbetonbaus: Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1 (3)*. Bauwesen. Wiesbaden: Vieweg + Teubner. ISBN: 9783519202165.
- Kordina, K., Malonn, H. und Paschen, H. (1984). *Bewehrungsführung in Ecken und Rahmenendknoten*. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton - Heft 354. Berlin: Beuth Verlag. ISBN: 3433013543.
- Kordina, K., Schaaß, E. und Westphal, T. (1986). *Empfehlungen für die Bewehrungsführung in Rahmenecken und -knoten*. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton - Heft 373. Berlin: Beuth. URL: <http://bit.ly/2w0AIcl>. ISBN: 3-433-01373-X.
- Kordina, K., Teutsch, M. und Wegener, E. (1997). *Trag- und Verformungsverhalten von Rahmenknoten*. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton - Heft 486. Berlin: Beuth Verlag GmbH. ISBN: 9783410656869.
- Kordina, K. und Wiedemann, G. (1978). *Bewehrungsführung in Rahmenecken: Abschlussbericht*. URL: <http://bit.ly/2wqBQXH>.
- Koskinen, M. (1997). *Soil-structure interaction of jointless bridges on piles*. Dissertation, Tampere University of Technology, Tampere.
- Kühlen, e. (1994). *Stahlbetonbiegebalken unter Zwangbeanspruchung aus einseitiger Erwärmung*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt.
- Lan, C. (2012). *On the Performance of Super-Long Integral Abutment Bridges: Parametric Analyses and Design Optimization*. Dissertation, University of Trento. URL: <http://bit.ly/2pHKxsN>.
- Leonhardt, F. (1979). *Vorlesungen über Massivbau* (Berichtigter Nachdr.). Berlin: Springer. ISBN: 978-3-540-09035-9.
- Leonhardt, F. und Mönnig, E. (1977). *Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau* (3). Vorlesungen über Massivbau - Band 3. Berlin: Springer. ISBN: 3540081216.

- Mahlo, G. und Martin, S. (2010). Zum Einfluss von Schwankungen der Bodenkenwerte auf die elastischen Stützungen bei Rahmenbrücken mit Flachfundierungen. *Bauingenieur*, 12-2010(85), S. 528–539.
- Mahlo, G. und Schürmann, S. (2008). Horizontale Verschiebungen von Fundamenten integraler Brücken infolge tangentialer Einwirkungen. *Bauingenieur*, 11-2008(83), S. 478–485.
- Marte, R., Schweiger, H., Tschuchnigg, F. und Havinga Michael (2016). *Lange Integrale Brücken: Arbeitspaket 3 bis 5: Verkehrsinfrastrukturforschung VIF 2012 rev. 01 (unveröffentlicht)*. Graz: BMVIT, Asfinag, ÖBB.
- Mayer, M. (2015). *Numerische Untersuchung der Bettungssteifigkeiten von flach- und pfahlgegründeten Brückenpfeilern*. Masterarbeit, Technische Universität Graz, Graz.
- Mehlhorn, G. (2007). *Handbuch Brücken: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bau und Erhaltung*. Berlin: Springer. ISBN: 978-3-540-29661-4.
- Novák, B. (1995). *Zwangentwicklung und Rissbreitenbeschränkung von vorgespannten Betonbauteilen unter kombinierter Temperaturbeanspruchung*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt.
- NS EN 1991-1-5 NA (2008). *Eurocode 1: Actions on structures Part 1-5: General actions Thermal actions National Annex NA Norwegen* (Ausgabe: 2008). Lysaker: Standard Norge.
- Oberwalder, S. (2013). *Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückenbauwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken*. Masterarbeit, Technische Universität Graz, Graz.
- ÖNorm B 1990-2 (2010). *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 2: Brückenbau: Nationale Festlegungen zu ÖNorm EN 1990:2002/A1:2005* (Ausgabe: 2010-12-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm B 1991-1-5 (2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen: Nationale Festlegungen zu ÖNorm EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen* (Ausgabe: 2012-01-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm B 1991-2 (2011). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken: Nationale Festlegungen zu ÖNorm EN 1991-2*

- und nationale Ergänzungen* (Ausgabe: 2011-04-15). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm B 1992-1-1 (2011). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau: Nationale Festlegungen zu ÖNorm EN 1992-1-1 und nationale Ergänzungen* (Ausgabe: 2011-12-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm B 1992-2 (2014). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln: Nationale Festlegungen zu ÖNorm EN 1992-2 und nationale Ergänzungen* (Ausgabe: 2014-09-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm B 4002 (1970). *Straßenbrücken - Allgemeine Grundlagen - Berechnung und Ausführung der Tragwerke* (Ausgabe: 01.12.1970). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm B 4434 (1993). *Erddruckberechnungen* (Ausgabe: 1993-01-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm EN 1990 (2013). *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung* (Ausgabe: 2013-03-15). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm EN 1990:2002/A1 (2013). *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung (Änderung)* (Ausgabe: 2013-03-15). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm EN 1991-1-5 (2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen* (Ausgabe: 2012-01-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm EN 1991-2 (2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken* (Ausgabe: 2012-03-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNorm EN 1992-1-1 (2015). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* (Ausgabe: 2015-02-15). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

- ÖNorm EN 1992-2 (2012). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln* (Ausgabe: 2012-03-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ONR 24008 (2014). *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken* (Ausgabe: 2014-03-01). Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- Pak, D. (2013). *Zu Stahl-Verbundbrücken mit integralen Widerlagern*. Dissertation, Technische Hochschule Aachen, Aachen.
- Plösch, R. (2015). *Verdeutlichung des Potenzials für die Integralisierung von Bestandsbrücken in Österreich*. Masterarbeit, Technische Universität Graz, Graz.
- Pötzl, M. (1996). *Robuste Brücken: Vorschläge zur Erhöhung der ganzheitlichen Qualität*. Braunschweig: Vieweg. ISBN: 3-528-08134-1.
- Pötzl, M., Schlaich, J. und Schäfer, K. (1996). *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken*. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton - Heft 461. Berlin: Beuth. ISBN: 3-410-65661-8.
- Reiterer, M., Geier, R. und Strauss, A. (2011). *Monitoringbasierte Analyse einer Integralen Brücke: Monitoring based analysis of an integral bridge*. Straßenforschung - Heft 596. Wien: BMVIT Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Bundesstraßenverwaltung.
- Rizkallah, V. (2005). *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstrassen - EAU 2004* (10). Berlin: Ernst. ISBN: 3433028524.
- Russwurm, D. (1993). *Betonstähle für den Stahlbetonbau: Eigenschaften und Verwendung*. Wiesbaden: Bauverl. ISBN: 3-7625-3078-5.
- RVS 13.03.11 (2011). *Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten - Straßenbrücken* (Ausgabe: 01.10.2011). Wien: FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr.
- RVS 15.02.11 (2003). *Vorkehrungen zur Brückenprüfung und -erhaltung* (Ausgabe: 13.05.2003). Wien: FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr.

- RVS 15.02.12 (2018). *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken* (in Bearbeitung). Wien: FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr.
- RVS 15.02.31 (2004). *Berechnungs- und Bemessungshilfen - Gerade Plattenbrücken von  $75\hat{A}^\circ$  bis  $90\hat{A}^\circ$*  (Ausgabe: 01.November 2004). Wien: FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr.
- RVS 15.02.34 (2011). *Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten* (Ausgabe: Juli 2011). Wien: FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr.
- RVS 15.06.11 (2012). *Schleppplatten und Hinterfüllungen* (Ausgabe: 01.12.2012). Wien: FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr.
- RVS 15.125 (1987). *Berechnungs- und Bemessungshilfen - Gerade Plattenbrücken von  $75\hat{A}^\circ$  bis  $90\hat{A}^\circ$*  (Ausgabe: 23. November 1987). Wien: FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse - Schiene - Verkehr.
- Schlicke, D. (2014). *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton: Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie*. Schriftenreihe des Instituts für Betonbau - Heft 4. Graz: Verl. der Techn. Univ. Graz. ISBN: 978-3-85125-365-8.
- Schlicke, D. (2016). *Mindestbewehrung für Zwangbeanspruchten Beton: Workshop GeoCon - 28.11.2016*. Graz: Technische Universität Graz: Institut für Betonbau und Institut für Bodenmechanik und Grundbau.
- Schneider, K.-J. (2016). *Schneider - Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen* (22). ISBN: 978-3-8462-0660-7.
- Steiner, M. (2013). Brücken im Autobahnbau. *F&E Schriftenreihe der ASFINAG*, (Nr. 7), S. 5 bis 6. URL: <http://bit.ly/2rKLsYJ>.
- Svetina, C. (2015). *Konstruktive Durchbildung der Rahmenecke bei Integralisierungen*. Masterarbeit, Technische Universität Graz, Graz.
- Szczyrba, S. (2013). *Setzungsarme Bauweisen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern*. Dissertation, Technische Universität Bergakademie Freiberg, Freiberg.

- Tue, N. V., Bödefeld, J. und Dietz, J. (2007). Einfluss der Eigenspannung auf die Rissbildung bei dicken Bauteilen im jungen Betonalter. *Beton- und Stahlbetonbau*, 102(4), S. 215–222. doi: 10.1002/best.200700541.
- Tue, N. V. und Della Pietra, R. (2014). *Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke: Verkehrsinfrastrukturforschung 2011* (rev. 01).
- Tue, N. V. und Della Pietra, R. (2016). *Steinbachbrücke - Integralisierung mittels UHPC Aufbeton - Monitoring: (Bericht nicht veröffentlicht)*. Graz: Technische Universität Graz - Institut für Betonbau.
- Tue, N. V., Della Pietra, R. und Oberwalder, S. (2015). *Lastannahmen und Modellierung von integralen Brücken: Arbeitsunterlage für den Arbeitsausschuss RVS Integrale Brücken (nicht veröffentlicht)* (Ausgabe: 11/2015). Graz: Technische Universität Graz - Institut für Betonbau.
- Tue, N. V., Della Pietra, R. und Oberwalder, S. (2016). *Lange Integrale Brücken: Arbeitspaket 2: Verkehrsinfrastrukturforschung VIF 2012 rev. 01 (nicht veröffentlicht)*. Graz: Technische Universität Graz - Institut für Betonbau.
- Tue, N. V., Oberwalder, S. und Della Pietra, R. *Schleppplatten- und Übergangskonstruktionen bei integralen Brücken - Ausführungsbeispiele: Arbeitsunterlage für den Arbeitsausschuss RVS Integrale Brücken: (nicht veröffentlicht)*. Graz: Technische Universität Graz - Institut für Betonbau.
- Turner, K. (2017). *Ganzheitliche Betrachtung zur Ermittlung der Mindestbewehrung für fugenlose Wasserbauwerke*. Dissertation, Technische Universität Graz, Graz.
- UK Highway Agency (2003). *Design Manual for Roads and Bridges: Vol. 1, Sect. 3, Part 12, BA 42/96, amendment No.1: The Design of Integral Bridges*. UK Highway Agency. URL: <http://bit.ly/2sRLHAz>.
- van Stekelenburg, P. (1976). *Bewehren von Rahmenecken mit negativen und positiven Moment*. URL: <http://bit.ly/2w1nlZv>.
- Vogt, N. (1984). *Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Waltl, C. (2017). *Entwicklung einer automatisiert berechneten Bemessungshilfe für Rahmenbrücken*. Innsbruck: Innsbrucker Bautage 2017.



- Witt, K. J. (Ed.). (2009). *Grundbau-Taschenbuch: Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke*. Grundbau-Taschenbuch Ser. Chichester: John Wiley & Sons. ISBN: 3433018464.
- Woidelko, E.-O. (1983). *Zum Tragverhalten nach Traglastverfahren bemessener Stahlbetonplattenbalken*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Xue, J. (2013). *Retrofit of Existing Bridges with Concept of Integral Abutment Bridge: Static and Dynamic Parametric Analysis*. Dissertation, University of Trento, Venice.
- Zilch, K. und Zehetmaier, G. (2006). *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1*. Berlin: Springer-Verlag. ISBN: 9783540206507.
- Zordan, T. und Briseghella, B. (2007). Attainment of an Integral Abutment Bridge through the Refurbishment of a Simply Supported Structure. *Structural Engineering International*, 17(3), S. 228–234. doi: 10.2749/101686607781645824.

# A. Ergänzungen zur Literatur

## A.1. Integralisierung von Bestandsbrücken

Tab. A.1 zeigt einen Auszug über die bisherigen internationalen Erfahrungen und wissenschaftliche Erkenntnisse zur Thematik Umrüstung bzw. Umbau von Bestandstragwerken. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass vor allem Einfeldträgerketten zu Durchlaufträgern umgebaut werden.

Tabelle A.1.: Integralisierung von Bestandsbrücken - internationale Erfahrungen

Quelle	Inhalt / Anmerkungen
Burke (1990) und Burke (2009)	<ul style="list-style-type: none"><li>• Ausgeführte Anschlussdetails „Überbau - Pfeiler“ als auch „Überbau - Widerlager“ werden vorgestellt</li><li>• Flache Ausführung der Schleppplatte lt. den Details empfohlen</li></ul>
Geier et al. (2017)	<ul style="list-style-type: none"><li>• anhand von zwei Beispielen wird der Fugenverguss und die statische Aktivierung der Rahmenecke vorgestellt</li><li>• zusammenfassende Darstellung der Arbeit von Lan (2012) und Zordan und Briseghella (2007)</li></ul>
Jayaraman (2001)	<ul style="list-style-type: none"><li>• Einfeldrige, vorgespannte Fertigteilträgerbrücke</li><li>• Rahmeneckausbildung mittels erd- und luftseitiger Vorsatzschale</li><li>• Flache Ausführung der 8 m langen Schleppplatte</li><li>• Zur Aufnahme negativer Momente wird die Bewehrung in den Überbau eingeschlitzt</li><li>• Keine Angabe zu Temperatur, mobilisierten Erddruck oder Steifigkeitsänderung</li></ul>

...

Tabelle A.1.: Integralisierung von Bestandsbrücken - internationale Erfahrungen (*Fortsetzung*)

Quelle	Inhalt / Anmerkungen
Lan (2012)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fortsetzung der Arbeit von Zordan und Briseghella (2007)</li> <li>• umfangreiche Parameterstudie anhand eines FE-Modelles zur Beurteilung des Tragverhaltens insbesondere der Boden-Bauwerks-Interaktion und Zwangsschnittgrößen für den Umbau der 400 m langen Einfeldträgerkette</li> <li>• Schnittgrößenermittlung erfolgte unter Berücksichtigung der Bauphasen</li> <li>• Verkehrslasten gemäß LM 1</li> <li>• Temperaturansatz und Kombinationen: <math>\Delta T_N = \pm 20^\circ\text{C}</math> und <math>\Delta T_M = 5</math> bzw. <math>10^\circ\text{C}</math></li> <li>• nicht-lineare Feder hinter der Widerlagerwand zur Abbildung der Boden-Bauwerks-Interaktion</li> <li>• Erkenntnisse zum Tragverhalten (Temperatur und mobilisierter Erddruck) decken sich im wesentlichen mit den Erkenntnissen aus z.B. Tue et al. (2015)</li> </ul>
Tue und Della Pietra (2014), Oberwalder (2013), Anhell (2014), Plösch (2015) und Svetina (2015)	<p>Die Arbeiten an der TU Graz beschäftigten sich mit:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Analyse des Brückenbestandes als Grundlage für die konstruktive Ausbildung der Rahmenecke</li> <li>• Angabe der Verstärkungspunkte bei Platten- und Plattenbalckenbrücken</li> <li>• Größe und Umfang der Verstärkung</li> <li>• Angabe möglicher Rahmeneckedetails</li> <li>• Kraftfluss in der Rahmenecke</li> </ul>

...

Tabelle A.1.: Integralisierung von Bestandsbrücken - internationale Erfahrungen (*Fortsetzung*)

Quelle	Inhalt / Anmerkungen
Xue (2013)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Untersuchungen zum Tragverhalten einer 3-feldrigen 120 m langen Einfeldträgerkette</li> <li>• Angabe schematischer Rahmeneck- und Stützendetails</li> <li>• Gerade Schlepplattenausführung lt. Details</li> <li>• Boden-Bauwerks-Interaktion wird mittels Federn hinter der Widerlagerwand berücksichtigt</li> <li>• Keine Angabe, ob eine Abminderung der Temperatur zufolge Steifigkeitsänderung erfolgt</li> <li>• Dokumentiert zusammenfassend Umbauten konventioneller Tragwerke in integrale bzw. semi-integrale Tragwerke (Literaturrecherche)</li> <li>• Erkenntnisse zum Tragverhalten (Temperatur und mobilisierter Erddruck) decken sich im wesentlichen mit den Erkenntnissen aus z.B. Tue et al. (2015)</li> </ul>
Zordan und Briseghella (2007)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Umbau einer 400 m langen Einfeldträgerkette in eine semi-integrale Brücke</li> <li>• Verwendung von HPC und eingeklebter Bewehrung zur Umsetzung der Verbindung „Pfeiler zu Überbau“</li> <li>• Keine Angabe zu Temperatur, mobilisiertem Erddruck oder Steifigkeitsänderung</li> </ul>

## A.2. Auswertung der Plattennormalien

### A.2.1. Vorgehensweise

Um auf die Verkehrslasterhöhung  $f$  als auch die gerissenen Bereiche  $L_{cr}/L$  im Tragwerk rückschließen zukönnen, werden die Plattennormalien unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten und Baustoffkennwerten nach Tab. A.2 und Tab. A.3 wie folgt ausgewertet.

Tabelle A.2.: Betonsorten in den Plattennormalien - Auswertung nach ONR 24008 (2014)

Material	$f_{cwm}$ N/mm <sup>2</sup>	in	$f_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	in	$f_{ck,cube}$ N/mm <sup>2</sup>	in	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	in	$E_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	in
B 160	16		13.8		7.2		5.8		24.2	
B 225	22.5		19.4		14.2		11.4		26.8	
B 300	30		25.8		22.3		17.8		29.2	
B 400	40		34.4		33.0		26.4		31.9	
C25/30	k.A.		33.0		30.0		25.0		30.5	
C30/37	k.A.		38.0		37.0		30.0		32.0	
C35/45	k.A.		43.0		45.0		35.0		34.0	
C40/50	k.A.		48.0		50.0		40.0		35.0	

Tabelle A.3.: Stahlsorten in den Plattennormalien - Auswertung nach ONR 24008 (2014)

Material	$f_{yk}$ in N/mm <sup>2</sup>	$f_{ym}$ in N/mm <sup>2</sup>	$E_s$ in N/mm <sup>2</sup>	$\varepsilon_{su}$ in ‰
Sternstahl Cs50 (Klasse IV)	500	510	200 - 210 000	k.A. <sup>6</sup>
Rippentorstahl 50 (Klasse IV)	500	510	200 - 210 000	Erlass Zl.110.585- II/13-1964 mind. 80
BSt 550	550	560	200 000	k.A.

**Querschnittswiderstand  $M_{Rd}$ :**

Der Querschnittswiderstand wird unter Vernachlässigung der vorhandenen Druckbewehrung (obere Längsbewehrungslage) berechnet. Es erfolgt eine Überprüfung ob der Bewehrungsstahl ins Fließen kommt.

$$M_{Rd} \approx a_s \cdot f_{yd} \cdot \left( d - k_a \cdot \frac{a_s \cdot f_{yd}}{\alpha_R \cdot f_{cd}} \right) \quad (\text{A.1})$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (\text{A.2})$$

**Eigengewicht  $M_{k,EG}$  und maximal aufnehmbare Verkehrslast  $M_{k,VK}$ :**

$$M_{k,EG} \approx \frac{\gamma_c \cdot (h + h_{\text{Belag}}) \cdot L^2}{8} \quad (\text{A.3})$$

$$M_{k,VK} \approx \frac{M_{Rd} - 1.35 \cdot M_{k,EG}}{1.5} \quad (\text{A.4})$$

**Bestimmung der gerissenen Bereiche im Tragwerk  $L_{cr}/L$ :**

Zur Bestimmung der gerissenen Bereiche im Tragwerk, wird das Rissmoment  $M_{cr}$  mit jenen des häufigen Verkehrlastfalles  $M_{\text{häufig}}$  verglichen und die gerissenen Längen  $L_{cr}$  des Tragwerkes unter Annahme eines parabelförmigen Momentenverlaufes bestimmt. Der häufige Verkehrslastanteil wird aus dem Mittelwert der  $\psi$ -Faktoren gebildet.

---

<sup>6</sup>gemäß Zl. 118/127-II/13-65 (November 1985) gilt: die festgelegten Bedingungen für den Rippentorstahl 50 gemäß Erlass Zl. 110.585-II/13-1964 sind auch für den Sternstahl Cs50 einzuhalten.

$$\psi_{\text{mittel}} = \frac{0.75 + 0.40}{2} \approx 0.55 \quad (\text{A.5})$$

$$M_{\text{häufig}} = M_{\text{k,EG}} + \psi_{\text{mittel}} \cdot M_{\text{k,VK}} \quad (\text{A.6})$$

$$M_{\text{cr}} = f_{\text{ctm}} \cdot \frac{B \cdot h^2}{6} \approx 0.3 \cdot f_{\text{ck}}^{2/3} \cdot \frac{B \cdot h^2}{6} \quad (\text{A.7})$$

Mit:

- $L$  ... Brückenlänge lt. Plattenormalie
- $a_s$  ... vorhandene Bewehrung lt. Plattenormalie
- $h$  ... Höhe des Querschnittes lt. Plattenormalie
- $h_{\text{Belag}}$  ... Belagsstärke lt. Plattenormalie
- $c$  ... Betondeckung lt. Plattenormalie
- $d$  ... statische Nutzhöhe  $d = h - c$
- $f_{\text{cd}}$  ... Bemessungsdruckfestigkeit lt. Plattenormalie ohne Nacherhärtung;  $f_{\text{cd}} = 0.85 \cdot f_{\text{ck}}/1.5$
- $f_{\text{yd}}$  ... Fließgrenze des Bewehrungsstahls lt. Plattenormalie;  $f_{\text{yd}} = f_{\text{yk}}/1.15$
- $E_s$  ... E-Modul der Bewehrung;  $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$
- $k_a$  ... Höhenbeiwert;  $k_a = 0.416$
- $\alpha_R$  ... Völligkeitsbeiwert;  $\alpha_R = 0.810$
- $\gamma_c$  ... Wichte Beton  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

### A.2.2. Normalien für Plattenbrücken - 1967

Die Plattennormalien gemäß Bundesministerium für Bauten und Technik (1967) erschienen 1967 und galten für Brücken mit Kreuzungswinkeln von  $75^\circ$  bis  $90^\circ$ . Die Stützweiten der berechneten Tragwerke lagen zwischen  $2\text{ m} < L < 20\text{ m}$  und die Brückenbreite zwischen  $6.60\text{ m} < B < 9.50\text{ m}$ . In der Berechnung wurde weiters zwischen Querschnitten mit Schutzstreifen und mit Gehwegen unterschieden. Als Berechnungsgrundlage wurde eine Fahrbahnstärke von 7 cm, 20 cm und 28 cm gewählt. Die Verkehrslasten wurden gemäß ÖNorm B 4002 (1964) zufolge der Brückenklasse I angenommen.

Insgesamt beinhaltet das Dokument 36 Tabellen mit Angaben zur Querschnittshöhe  $h$  und den maximalen Momenten aus ständiger und veränderlicher Last am Plattenrand und in Plattenmitte. Die Vorgehensweise bei der Ermittlung des Momentes zufolge Eigengewichtes  $M_{k,EG}$  nach Glg. (A.3) und der Verkehrslast  $M_{k,VK}$  nach Glg. (A.4) in Anhang A.2.1 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung ( $\pm 5\%$ ) mit den angegebenen Momenten in Plattenmitte. Weiters ist die aus der Bemessung erforderliche Bewehrungsmenge in Längs- und Querrichtung und die gewählte Bewehrungsmenge angegeben.

Als Bewehrungsstahl ist ein Rippentorstahl 50 bzw. ein Sternstahl Cs50 vorgeschrieben. In der Normalie erfolgen keine Angaben zur Betondeckung, in den Auswertungen wird daher eine Betondeckung von 2.5 cm angenommen. Der maximaler Stababstand der Bewehrung ist mit 15 cm festgelegt. Es erfolgen keine Angaben zur Schubbewehrung und zur oberen Bewehrungslage in Längs- und in Querrichtung.

Angaben zur Lagerkonstruktion erfolgen nicht.

Abb. A.1 zeigt die Auswertung des  $L/h$ -Verhältnisses, des Längs- und Querbewehrungsgrades  $\rho_{s,i}$  und Abb. A.2 die gerissenen Bereiche des Tragwerkes  $L_{cr}/L$ .



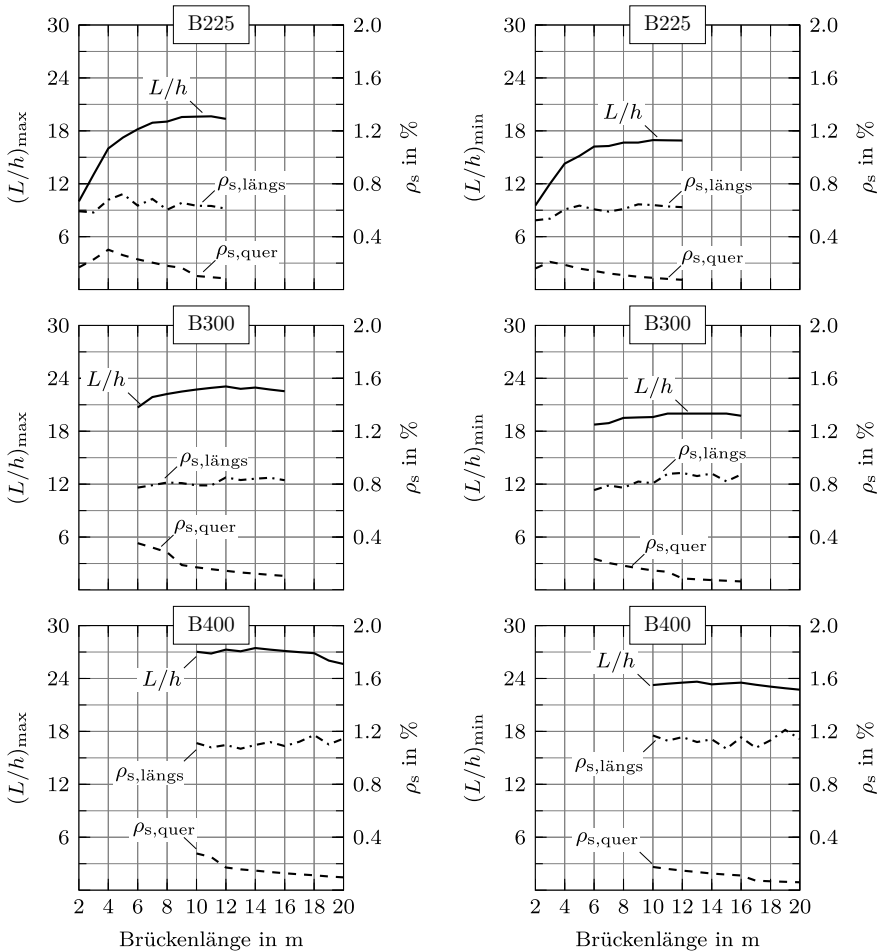


Abbildung A.1.: Auswertung der Plattennormalien gemäß Bundesministerium für Bauten und Technik (1967) für die maximalen (links) und minimalen (rechts)  $L/h$ -Verhältnisse

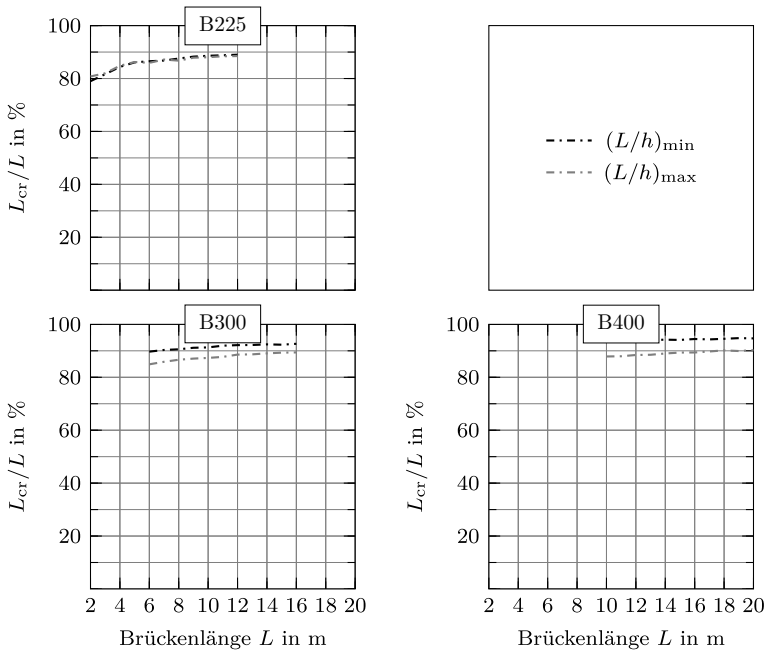


Abbildung A.2.: Auswertung der gerissene Bereiche der Normalien für Plattenbrücken gemäß Bundesministerium für Bauten und Technik (1967)

### A.2.3. Autobahn-Plattennormalien - 1969

Die Autobahn-Plattennormalien gemäß Bundesministerium für Bauten und Technik (1969) erschienen 1969 und galten für Autobahnbrücken mit Kreuzungswinkeln von  $75^\circ$  bis  $90^\circ$ . Die Stützweiten der berechneten Tragwerke lagen zwischen  $2\text{ m} < L < 20\text{ m}$  und die Brückenbreite zwischen  $10\text{ m} < B < 30\text{ m}$ . Als Berechnungsgrundlage wurde eine Fahrbahnstärke von 6 cm als Provisorium und von 28 cm im Vollausbau gewählt. Die Verkehrslasten wurden gemäß ÖNorm B 4002 (1964) zufolge der Brückenklasse I angenommen.

Als Bewehrungsstahl ist ein Rippentorstahl 50 bzw. ein Sternstahl Cs50 vorgeschrieben. In der Normalie erfolgen keine Angaben zur Betondeckung, in den Auswertungen wird daher eine Betondeckung von 2.5 cm angenommen. Der maximaler Stababstand der Bewehrung ist mit 15 cm festgelegt. Für die konstruktive Ausbildung wird auf ein Beiblatt verwiesen, jedoch steht dieses für die Auswertung nicht zur Verfügung. Es erfolgen keine Angaben zur Schubbewehrung und oberen Bewehrungslage in Längs- als auch in Querrichtung.

Angaben zur Lagerkonstruktion erfolgen nicht.

Abb. A.3 zeigt die Auswertung des  $L/h$ -Verhältnisses, des Längs- und Querbewehrungsgrades  $\rho_{s,i}$ , sowie der gerissenen Bereiche des Tragwerkes  $L_{cr}/L$ .

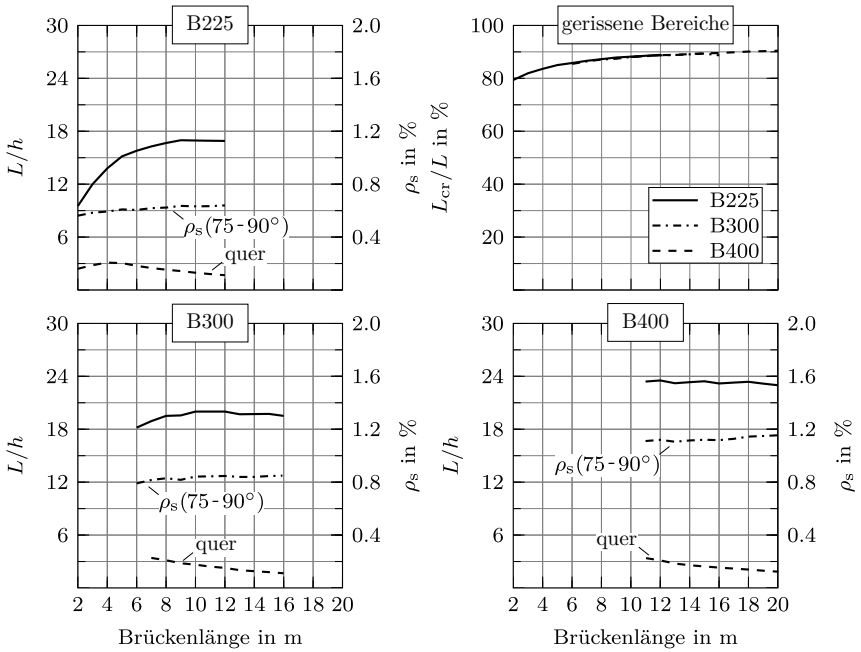


Abbildung A.3.: Auswertung der Autobahn Plattennormalien gemäß Bundesministerium für Bauten und Technik (1969)

#### A.2.4. RVS 15.125 - 1987

Die RVS 15.125 (1987) beinhaltet den Anwendungsbereich für Straßenbrücken aus Stahlbeton mit Stützweiten von  $2\text{ m} < L < 20\text{ m}$  und mit Kreuzungswinkeln von  $75^\circ$  bis  $90^\circ$ . Weiters erfolgte eine Unterscheidung zwischen minimaler und optimaler Plattenstärke. Die Richtlinie empfiehlt nach Möglichkeit die Anwendung der optimalen Plattenstärke auf Grund der geringeren Verformungen im Endzustand. Den Berechnungen wurden zwei unterschiedliche Belagsstärken von  $h_{\text{Belag}} = 12\text{ cm}$  und  $h_{\text{Belag}} = 30\text{ cm}$  zu Grunde gelegt. Als Verkehrsbelastung wurde die ÖNorm B 4002 (1970) unter Berücksichtigung der RVS 14.411 angenommen. Die Querkontraktion wurde in der Schnittkraftberechnung vernachlässigt.

In der Bemessung wurden drei unterschiedliche Betongüten in Abhängigkeit der Brückenlänge  $L$  und ein Rippentorstahl mit einer Streckgrenze von  $\sigma = 500\text{ N/mm}^2$  angenommen. Die Betondeckung wird mit  $c = 2.5\text{ cm}$  und der maximale Stababstand der Bewehrung mit  $15\text{ cm}$  festgelegt. Als Mindestbewehrung in Längs- und Querrichtung wurde das Maximum aus halber Biegemindestbewehrung bzw. 10% der Längsbewehrung gewählt. Weiters musste dieser Wert größer  $\varnothing 10/15$  sein. Die Bewehrung für Brücken mit Kreuzungswinkeln von  $75^\circ$  entspricht dem 1.15-fachen der erforderlichen Bewehrung für Brücken mit Kreuzungswinkeln von  $90^\circ$ . Die angegebene Längs- als auch Querbewehrung wird über die Brückenlänge und -breite konstant eingelegt, eine Abstufung erfolgte nicht. Auf eine Schubbewehrung der Platte wurde verzichtet, da durch die Erhöhung der Schubspannung zufolge durchgehender Längsbewehrung keine zusätzliche Schubdeckung erforderlich ist. In den Auflagerbereichen wurden Schubbügel zur Verstärkung der Endquerträger angeordnet. Ebenfalls erfolgt keine Angabe der oberen Bewehrungslage in Längs- als auch in Querrichtung.

Als Lagerkonstruktionen kamen in Abhängigkeit der Brückenlänge Steck-eisen (bis  $L \leq 10\text{ m}$ ) oder Elastomerlager zum Einsatz. Die Höhe des Elastomerlagers richtete sich nach den Auflagerverdrehungen und liegt zwischen  $37\text{ mm} \leq h_{\text{Lager}} \leq 93\text{ mm}$ . Die Anzahl der Lager  $n$  als auch deren Abstand  $a$  wurden wie folgt berechnet:

$$n = \frac{B - 0.8}{4 \cdot h} + 1 \quad (\text{aufrunden}) \quad (\text{A.8})$$

$$a = \frac{B - 0.8}{n - 1} \cdot \frac{1}{\sin \varphi} \quad (\text{A.9})$$

Mit:

$B$  ... Brückenbreite in m, wobei gilt  $B \geq 7$  m

$h$  ... Querschnittshöhe der Platte in m

$n$  ... Lageranzahl

$\varphi$  ... Kreuzungswinkel

Abb. A.4 und Abb. A.5 zeigen die Auswertung der minimalen Plattenstärke, Abb. A.6 und Abb. A.7 die der optimalen Plattenstärke.

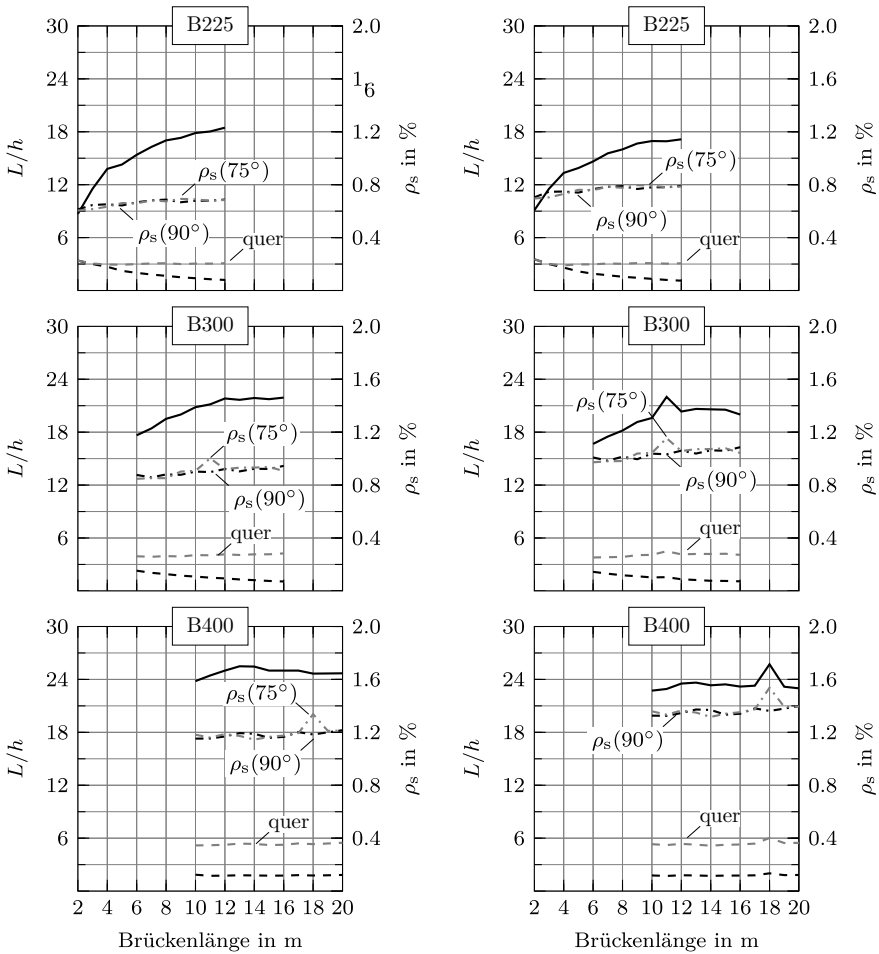


Abbildung A.4.: Auswertung der RVS 15.125 (1987) für die untere Bewehrungslage in Längs- ( $\rho_s(i)$ ) und Querrichtung ( $\rho_{s,quer}(i)$ ) für unterschiedliche Kreuzungswinkel  $i$  - 12 cm Belag (links) und 30 cm Belag (rechts) - Minimale Plattenstärke

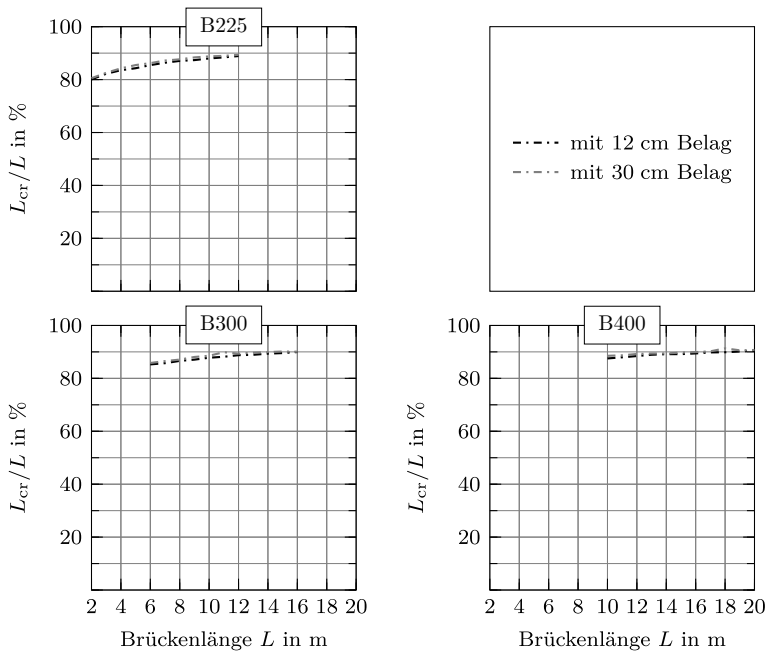


Abbildung A.5.: Auswertung der gerissene Bereiche der RVS 15.125 (1987) - Minimale Plattenstärke



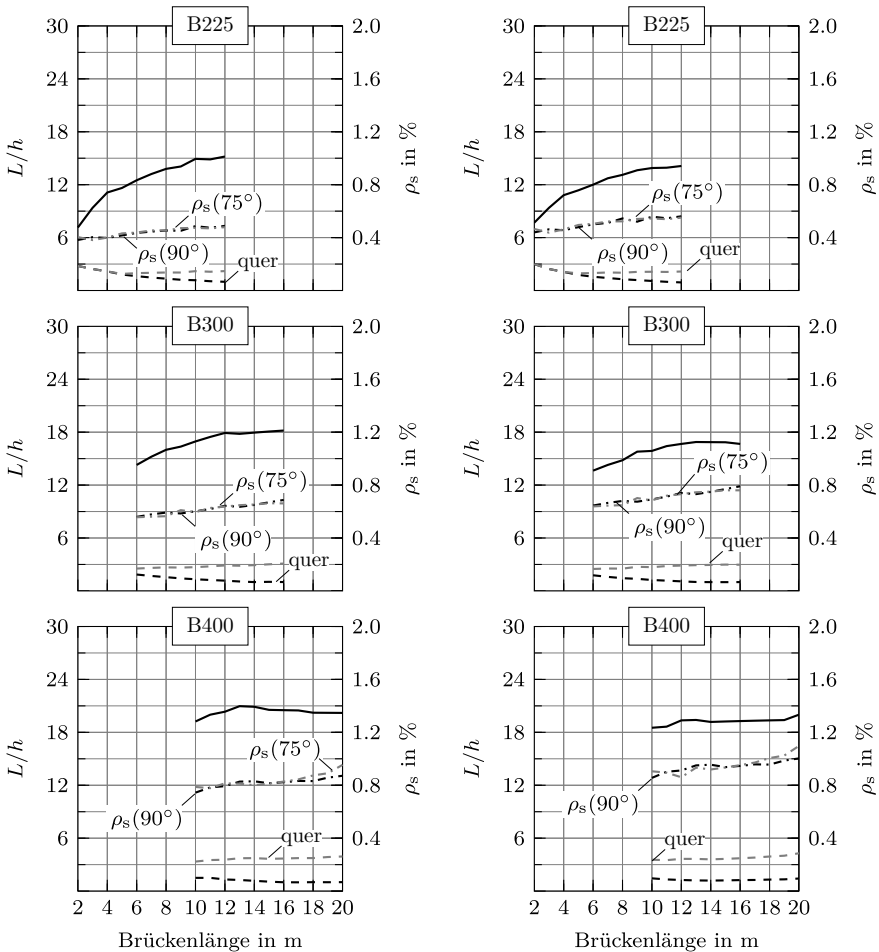


Abbildung A.6.: Auswertung der RVS 15.125 (1987) für die untere Bewehrungslage in Längs- ( $\rho_s(i)$ ) und Querrichtung ( $\rho_{s,quer}(i)$ ) für unterschiedliche Kreuzungswinkel  $i$  - 12 cm Belag (links) und 30 cm Belag (rechts) - Optimale Plattenstärke

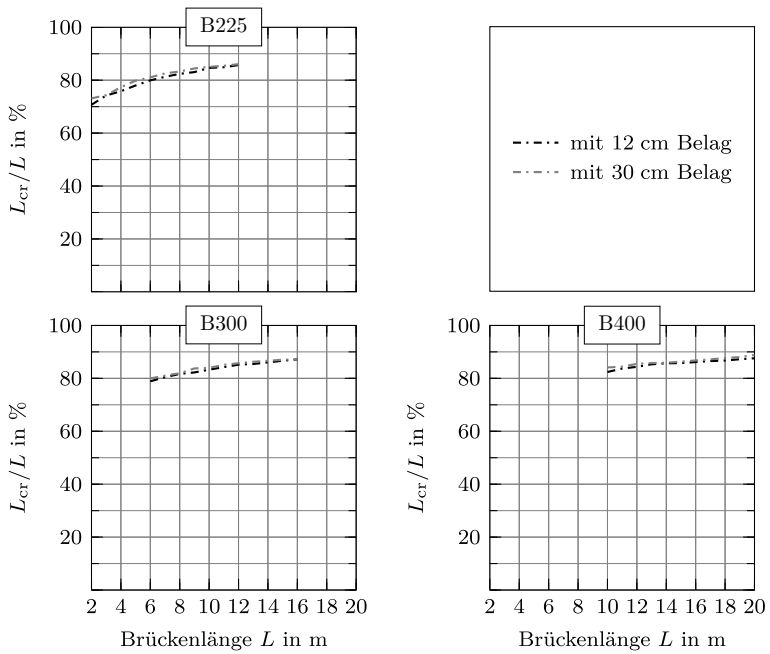


Abbildung A.7.: Auswertung der gerissene Bereiche der RVS 15.125 (1987) -  
Optimale Plattenstärke

### A.2.5. RVS 15.02.31 - 2004

Ab 2004 galt für Brücken mit Kreuzungswinkeln von  $75^\circ$  bis  $90^\circ$  die RVS 15.02.31 (2004). Die Stützweiten lag zwischen  $2\text{ m} < L < 20\text{ m}$ . Als Berechnungsgrundlage wurde eine Belagsstärke von 15 cm im Vollausbau gewählt, weiters wurde eine Betonleitwand in der Tragwerksmitte berücksichtigt. Die Verkehrslasten wurden gemäß ÖNorm B 4002 (1970) zufolge der Brückenklasse I unter Berücksichtigung der RVS 15.114 angenommen. Die Querdehnzahl der Platte wurde in der Schnittkraftberechnung vernachlässigt.

In der Bemessung wurden vier unterschiedliche Betongüten in Abhängigkeit der Brückenlänge  $L$  und ein Bewehrungsstahl BSt550 vorgeschrieben. Die Betondeckung wird mit 3.5 cm und der maximale Stababstand der Bewehrung mit 15 cm festgelegt. Als Mindestbewehrung in Querrichtung wurde das Maximum aus halber Biegemindestbewehrung bzw. 20% der Längsbewehrung gewählt. Für die Längsbewehrung wurde die normgemäße Biegemindestbewehrung vorgeschrieben, eine Abstufung in Längsrichtung erfolgte nicht. Die Plattenquerbewehrung sowie die Schubbewehrung in Form von Bügelkörben wird in der RVS 15.02.31 (2004) ebenfalls angegeben.

Als Lagerkonstruktionen kamen Steckeisen bis  $L \leq 10\text{ m}$  und Elastomerlager mit  $64\text{ mm} \leq h_{\text{Lager}} \leq 88\text{ mm}$  zum Einsatz. Die Anzahl der Lager  $n$  als auch deren Abstand  $a$  wurden wie folgt berechnet:

$$n = \frac{B - 0.8}{4 \cdot h} + 1 \quad (\text{aufrunden}) \quad (\text{A.10})$$

$$a = \frac{B - 0.8}{n - 1} \cdot \frac{1}{\sin \varphi} \quad (\text{A.11})$$

Mit:

$B$  ... Brückenbreite in m, wobei gilt  $B \geq 7\text{ m}$

$h$  ... Querschnittshöhe der Platte in m

$n$  ... Lageranzahl

$\varphi$  ... Kreuzungswinkel

Abb. A.8 bis Abb. A.11 zeigen die Auswertung des  $L/h$ -Verhältnisses, des Längs- und Querbewehrungsgrades  $\rho_{s,i}$ , der gerissenen Bereiche des Tragwerkes  $L_{cr}/L$ , sowie der Schubbewehrung  $a_{s,bü}$ . Die Länge  $l_{sw}$  ist jener Bereich, in dem die angegebene Schubbewehrung einzulegen ist.

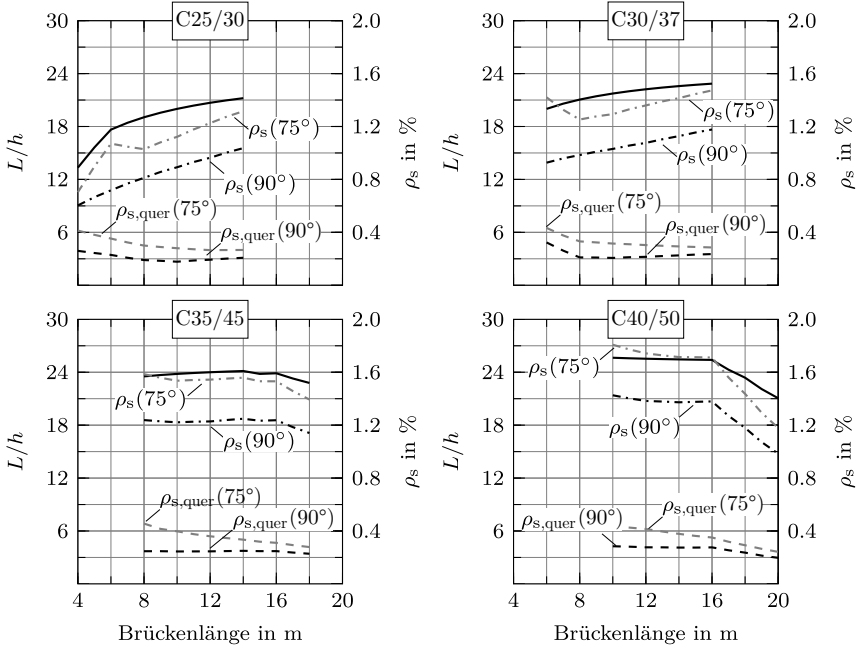


Abbildung A.8.: Auswertung der RVS 15.02.31 (2004) für die untere Bewehrungslage in Längs- ( $\rho_s(i)$ ) und Querrichtung ( $\rho_{s,quer}(i)$ ) für unterschiedliche Kreuzungswinkel  $i$

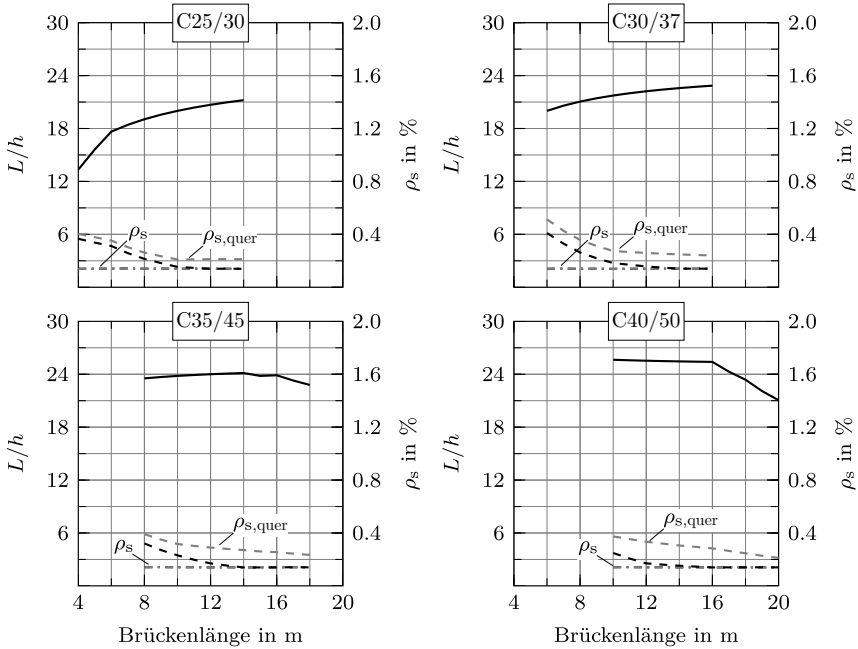


Abbildung A.9.: Auswertung der RVS 15.02.31 (2004) für die obere Bewehrungslage in Längs- ( $\rho_s(i)$ ) und Querrichtung ( $\rho_{s,quer}(i)$ ) für unterschiedliche Kreuzungswinkel  $i$

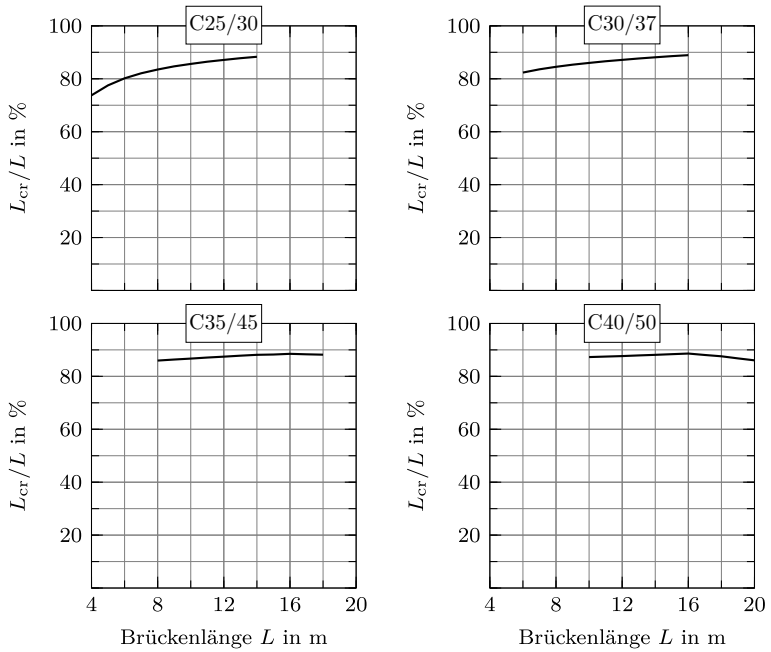


Abbildung A.10.: Auswertung der gerissenen Bereiche für die RVS 15.02.31 (2004)

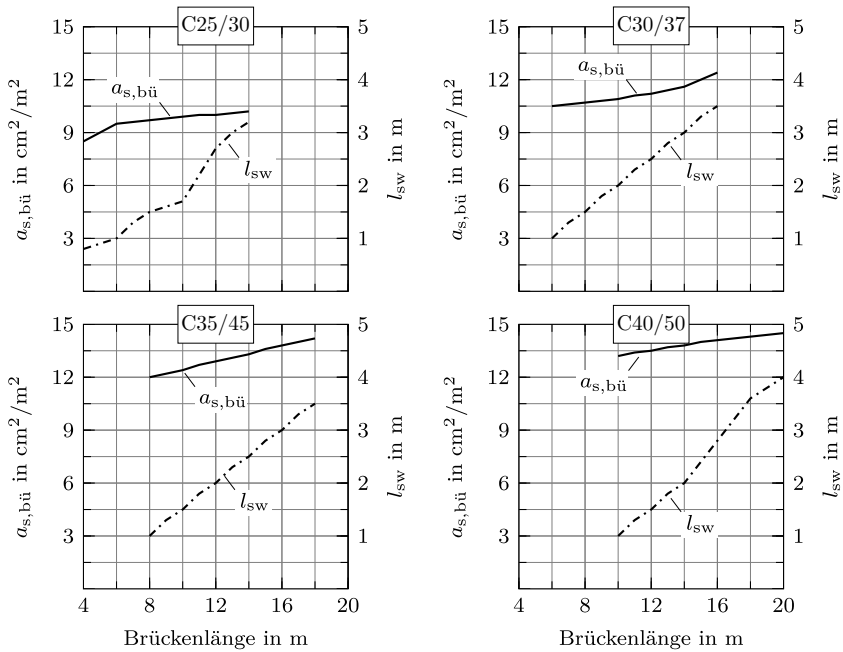


Abbildung A.11.: Auswertung der vorhandenen Schubbewehrung für die RVS  
15.02.31 (2004)

### A.3. Zwangkraftabbau

Um den Einfluss einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang auf die Bemessung von statisch unbestimmten Systemen zu quantifizieren, wurden bereits mehrere Untersuchungen auf theoretischer und experimenteller Ebene durchgeführt. Tab. A.4 bietet einen Überblick der durchgeführten Arbeiten. Generell kann festgehalten werden, dass sich in den durchgeführten Untersuchungen ein geringer Einfluss der Zwangbeanspruchung auf die Höhe der Traglast ergibt.

Tabelle A.4.: Zwangkraftabbau - wissenschaftliche Erkenntnisse

Quelle	Inhalt / Anmerkungen
Alavizadeh-Farhang (2000) experimentell	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reduktion der Versagenslast unter zusätzliche Temperaturlast <math>\Delta T_M</math></li> <li>• Temperatureinwirkung verbraucht einen Teil der verfügbaren Rotationskapazität, die ansonsten für eine Laststeigerung herangezogen werden könnte.</li> </ul>
Arnold (2008) theoretisch	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Berechnungen erfolgen am voll eingespannten Rahmen; Nachweis des Zwangkraftabbaus durch die Bestimmung der Rissanzahl</li> <li>• Berechnungen auf Querschnitts- und Bauteilebene für Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitte</li> <li>• Zwangkraftabbau aus <math>\Delta T_M</math> auf mind. 40% durch Rissbildung und mind. 20% durch Fließen der Bewehrung</li> <li>• Angabe eines Bemessungsvorschlages für <math>L &lt; 20</math> m für den ULS und SLS. Demnach darf die Zwangbeanspruchung im ULS und SLS vollständig vernachlässigt werden, wenn <ul style="list-style-type: none"> <li>– <math>x/d \leq 0.25</math> und <math>A_{b\ddot{u}} \geq \varnothing 10/20</math> oder <math>a_{s,druck} \geq 0.5 \cdot a_{s,zug}</math></li> <li>– abgeschlossenes Rissbild in der Rahmenecke und im Feldbereich (<math>M_{h\ddot{a}ufig} &gt; 1.3 \cdot M_{cr}</math>)</li> </ul> </li> </ul>

...



Tabelle A.4.: Zwangkraftabbau - wissenschaftliche Erkenntnisse (*Fortsetzung*)

Quelle	Inhalt / Anmerkungen
Bohl (1994) theoretisch	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spannbetonträger</li> <li>• Zwangsschnittgrößen von den wirksamen Vorspannkraften abhängig</li> <li>• 8 – 17% (Gleichlast) bzw. 14 – 35% (Einzelast) Zwang aus <math>\Delta T_M</math> im Zustand II zu Zustand I</li> <li>• Im Traglastbereich: Zwang mit 5 – 12%</li> </ul>
Falkner (1969) experimentell	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Zugstab unter Abkühlung bei vollständiger Behinderung</li> <li>• 11% Zwang aus <math>\Delta T_N</math> im Vergleich zu linear elastischer Berechnung</li> </ul>
Holschemacher (1992) theoretisch	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 25% Zwang aus <math>\Delta T_M</math> im Zustand II zu Zustand I</li> <li>• Lastniveau 70% von Bruchlast (Gebrauchslast)</li> <li>• ungerissene Bereiche vorhanden</li> <li>• Zwangmoment im Zustand II ca. 25% zu Zustand I im Stützbereich</li> </ul>
Joleka (1985) experimentell	<ul style="list-style-type: none"> <li>• &lt; 5% Reduktion der Versagenslast unter zusätzlichem <math>\Delta T_M</math></li> <li>• Geringe Einflüsse bei hohen Bewehrungsgraden</li> </ul>
Jung (2011) theoretisch	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Berechnungen mittels <i>EIM</i> (Energy Method) auf Querschnitts- und Bauteilebene für Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitte</li> <li>• Vorgehensweise analog zu Arnold (2008)</li> <li>• Empfiehlt die Anwendung eines nicht-linearen Materialmodells in der Bemessung von integralen Brücken</li> </ul>
Kühlen (1994) experimentell	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bei reinen Zwangbeanspruchungen aus <math>\Delta T_M</math> wird das abgeschlossene Rissbild i.d.R. nicht erreicht</li> <li>• Vierpunktgelagerte Biegeversuche</li> </ul>

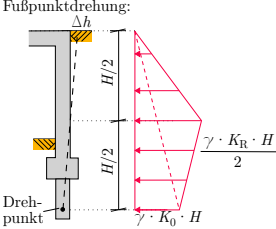
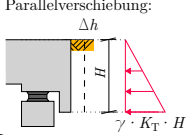
...

Tabelle A.4.: Zwangkraftabbau - wissenschaftliche Erkenntnisse (*Fortsetzung*)

Quelle	Inhalt / Anmerkungen
Novák (1995) experimentell	<ul style="list-style-type: none"> <li>• kombinierte Last-Zwang-beanspruchung</li> <li>• zusätzliche Temperaturbeanspruchung bei Bauteilen, welche sich durch reine Lastbeanspruchung im abgeschlossenen Rissbild befinden, bewirkt eine Rissöffnung</li> <li>• Auf Basis der Verformungskompatibilität</li> </ul>
Turner (2017) experimentell & theoretisch	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Quantifizierung der Temperatureinwirkungen für massige Betonbauteile u.a. Brückenwiderlager</li> <li>• Überlagerung von frühem und spätem Zwang für die Ermittlung der Mindestbewehrung für massige Betonbauteile</li> <li>• Quantifizierung des Zwangkraftabbaues für den SLS</li> <li>• Auf Basis der Verformungskompatibilität</li> </ul>
Woidelko (1983) experimentell	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Untersuchungen zur kombinierten Zwangbeanspruchung infolge Stützensenkung</li> <li>• Zwangbeanspruchung nimmt mit zunehmender Belastung stark ab</li> <li>• Einfluss von Zwang auf Traglast konnte nicht festgestellt werden</li> </ul>

## A.4. Normative Festlegungen zum mobilisierten Erddruck bei einer Tragwerksausdehnung

Tabelle A.5.: Normative Festlegungen zum mobilisierten Erddruck bei einer Tragwerksausdehnung

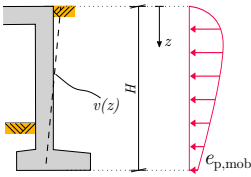
Quelle	Anmerkungen
ASTRA 12004 (2011, S. 26 & 37)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\Delta h</math>: Gesamtverschiebung am Widerlagerkopf für häufige Lastfälle nach SIA260; als Näherung kann die Verschiebung aus Sommer + Winter verwendet werden</li> <li>• S. 26: mobilisierter Erddruck liegt bereits bei verhältnismäßig kleinen Verschiebungen deutlich über dem Erddruehdruk; auf S. 37 erfolgt eine Angabe zur Ersatzlast für kurze Tragwerke</li> <li>• S. 38: Kombination aus Fußpunktdrehung und Parallelverschiebung bei unterschiedlichen Bauteilen ist vorgesehen</li> <li>• Ermittlung analog zur UK Highway Agency (2003, S.3/4)</li> </ul>
<p>Fußpunktdrehung:</p>  <p>Parallelverschiebung:</p> 	
Erddruckermittlung abhängig von der Bewegungsart	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fußpunktdrehung (Rotation) oder fiktiver Drehpunkt</li> </ul>	
$K_R = K_0 + \left(33 \cdot \frac{\Delta h}{H}\right)^{0.6} \cdot K_p \leq K_p$	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Parallelverschiebung (Translation) eines starren Elementes</li> </ul>	
$K_T = K_0 + \left(40 \cdot \frac{\Delta h}{H}\right)^{0.4} \cdot K_p \leq K_p$	

...

Tabelle A.5.: Normative Festlegungen zum mobilisierten Erddruck bei einer Tragwerksausdehnung (*Fortsetzung*)

Quelle	Anmerkungen
--------	-------------

BMVI (2013, S. 4f)



- Hyperbolische Ansatzfunktion
- Keine direkte Ermittlung der Erddruckresultierenden  $E_{p,mob}$  möglich
- Mobilisierungsfunktion erreicht den passiven Erddruck erst bei großen Wandverschiebungen (100% der Tiefe  $z$ ) (vgl. Vogt (1984, S. 79); Tue et al. (2015, S. 21)). Dieser stellt sich nach ÖNorm B 4434 (1993, S. 7) schon bei ca. 5% der Wandhöhe ein
- Der untere Grenzwert der dicht gelagerten Hinterfüllung ( $a = 0.01$ ) liefert die größten Erddrücke, wobei sich bei einer locker gelagerten Hinterfüllung ( $a = 0.1$ ) annähernd der Erdruchdruck einstellt (vgl. Tue et al. (2015, S. 21))

In Abhängigkeit der Widerlagerschiebung  $v(z)$  kann die Erddruckbelastung nach Vogt (1984) ermittelt werden:

$$e_{p,mob} = e_0 + (e_p - e_0) \cdot \frac{v(z)/z}{a + v(z)/z}$$

Die Lagerungsdichte  $a$  wird über die Richtzeichnung WAS 7 für standardisierte Hinterfüllungen mit  $a = 0.02$  festgelegt.

In Kombination mit  $\Delta T$  ist der ungünstigere Fall aus  $[\Delta T_{Sommer} + (e_0; e_{p,mob})]$  zu wählen.

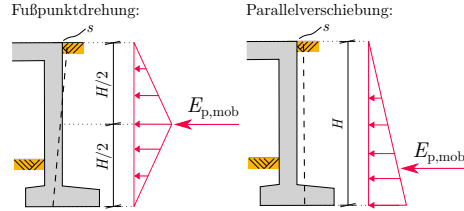
...

Tabelle A.5.: Normative Festlegungen zum mobilisierten Erddruck bei einer Tragwerksausdehnung (*Fortsetzung*)

Quelle

Anmerkungen

DIN 4085 (2011, S. 48)



- Direkte Ermittlung der Erddruckresultierenden möglich.
- $s$  stellt die Kopf- bzw. Fußverformung dar.
- Gleichung vorrangig für die Mobilisierung des Erdreiches im Einspannbereich von Baugrubenwänden aufgestellt.
- Eine Kombination aus Fußpunktdrehung oder Parallelverschiebung sollte berücksichtigt werden.
- Weiterentwicklung der Gleichung von Franke (1989)

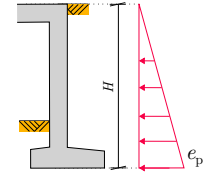
Nach Bartl (2004) kann die Erddruckresultierende berechnet werden mit:

$$E_{p,mob} = E_0 + (E_p - E_0) \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{s}{s_b} \right)^b \right]^{0.7}$$

Die Angabe zu den Verschiebungsgrößen für den Bruchzustand  $s_b$  und den Exponenten  $b$  erfolgt in Abhängigkeit der Bewegungsart (Fußpunktdrehung  $b = 1.07$  oder Parallelverschiebung  $b = 1.45$ ) und der Lagerungsdichte.

...

Tabelle A.5.: Normative Festlegungen zum mobilisierten Erddruck bei einer Tragwerksausdehnung (*Fortsetzung*)

Quelle	Anmerkungen
IAC Vermont (2008)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Die Richtlinie erlaubt eine Abminderung des Erddruckes, wenn Weicheinlagen hinter der Widerlagerwand verwendet werden.</li> </ul>
	
<p>Ansatz des passiven Erddruckes <math>e_p</math> als Dreieckslast auf die Widerlagerwand unabhängig von der Verschiebung</p>	

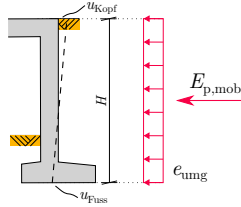
...

Tabelle A.5.: Normative Festlegungen zum mobilisierten Erddruck bei einer Tragwerksausdehnung (*Fortsetzung*)

Quelle

Anmerkungen

ÖNorm B 4434 (1993, S. 37)



- Direkte Ermittlung der Erddruckresultierenden möglich.
- $u_i$  stellt die Kopf- bzw. Fußverformung dar.
- Gängige Praxis in Österreich ist es bei der Bemessung von integralen Brücken den Erddruck in ein Rechteck umzulagern ( $e_{umg}$ ).
- Eine Kombination aus Fußpunktdrehung oder Parallelverschiebung sollte nach Franke et al. (1999) berücksichtigt werden.

Nach Franke (1989) kann die Erddruckresultierende berechnet werden mit:

$$E_{p,mob} = E_0 + (E_p - E_0) \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{u_i}{u_b} \right)^2 \right]^{0.7}$$

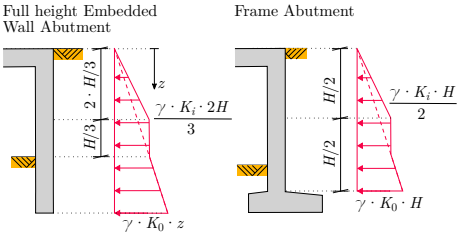
Die Angabe zu den Verschiebungsgrößen für den Bruchzustand  $u_b$  erfolgt in Abhängigkeit der Bewegungsart und der Lagerungsdichte.

...

Tabelle A.5.: Normative Festlegungen zum mobilisierten Erddruck bei einer Tragwerksausdehnung (*Fortsetzung*)

Quelle	Anmerkungen
--------	-------------

UK Highway Agency (2003, S.3/4)



- $\Delta h$ : Gesamtverschiebung (Sommer + Winter) am Widerlagerkopf
- Temperaturausdehnungskoeffizient wird für Stahlbeton mit  $\alpha_T = 1.2 \cdot 10^{-5} K^{-1}$  angegeben.
- Eine Kombination aus Fußpunktdrehung oder Parallelverschiebung sollte berücksichtigt werden.

Erddruckermittlung abhängig von der Bewegungsart

- Fußpunktdrehung (Rotation)

$$K_R = K_0 + \left(\frac{\Delta h}{0.03 \cdot H}\right)^{0.6} \cdot K_P \leq K_P$$

- Parallelverschiebung (Translation)

$$K_T = K_0 + \left(\frac{\Delta h}{0.025 \cdot H}\right)^{0.4} \cdot K_P \leq K_P$$





## **B. Verwendete Materialeigenschaften und -modelle**

### **B.1. Materialeigenschaften von Beton und Betonstahl**

Der Temperaturausdehnungskoeffizient wird für Stahlbeton mit  $\alpha_T = 1.0 \cdot 10^{-5} K^{-1}$  nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) angesetzt. Eine Schwankung der Wärmedehnzahl bleibt in den Untersuchungen unberücksichtigt.

Den Berechnungen wird ein Beton der Güte C30/37 und ein Bewehrungstahl der Güte BSt500 und BSt550 nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015), sowohl für den Über- als auch für den Unterbau, zu Grunde gelegt. Es werden die in Tab. B.1 aufgelisteten Materialeigenschaften verwendet. Werden andere Materialeigenschaften in den Berechnungen verwendet, ist dies in den Ergebnisdarstellungen angemerkt.

Tabelle B.1.: Verwendete Materialeigenschaften nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) und ÖNorm B 1992-1-1 (2011)

C30/37		BSt 500 bzw. BSt550	
$f_{ck}$ in N/mm <sup>2</sup>	30	$f_{yk}$ in N/mm <sup>2</sup>	500 bzw. 550
$f_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>	38	$E_{sm}$ in N/mm <sup>2</sup>	200 000
$f_{ctm}$ in N/mm <sup>2</sup>	2.90	$\varepsilon_{yk}$ in ‰	$f_{yk}/E_{sm}$
$E_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>	33 000	$\varepsilon_{uk}$ in ‰	25.00 für Güte A 50.00 für Güte B
$\varepsilon_{c1}$ in ‰	2.20	k	1.05 für Güte A 1.08 für Güte B
$\varepsilon_{cu1}$ in ‰	3.50	$\gamma_s$	1.10
$\varepsilon_{c2}$ in ‰	2.00		
$\varepsilon_{cu2}$ in ‰	3.50		
$n$	2.00		
$\gamma_c$	1.50		

## B.2. Betonarbeitslinie

### mittlere Betonarbeitslinie:

Für den Beton wird die in Abb. B.1 dargestellte mittlere Spannungs-Dehnungs-Linie nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) und ÖNorm B 1992-1-1 (2011) verwendet und wird nach Glg. (B.1) bis Glg. (B.3) berechnet.

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (\text{B.1})$$

$$\alpha_r = \frac{k}{k - 2} \cdot \left( 1 - \frac{\ln A}{A - 1} \right) - \frac{B}{\eta} \quad (\text{B.2})$$

$$k_a = 1 - \frac{1}{\alpha_r \cdot \eta} \cdot \left( k \cdot B - \frac{C}{(k - 2)^4} \right) \quad (\text{B.3})$$

Mit:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

$$A = 1 + (k - 2) \cdot \eta$$

$$B = \frac{1}{(k - 2)^3} \cdot (0.5 \cdot A - 2 \cdot A + \ln A + 1.5)$$

$$C = \frac{1}{3} \cdot A^3 - 1.5 \cdot A^2 + 3 \cdot A - \ln A - \frac{11}{6}$$

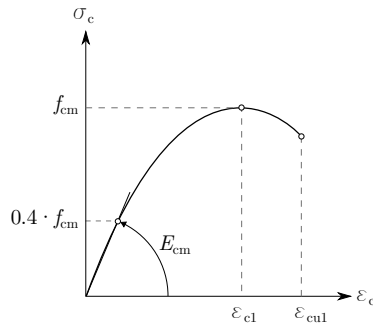


Abbildung B.1.: Mittlere Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) und ÖNorm B 1992-1-1 (2011)

**Betonarbeitslinie für die Querschnittsbemessung:**

Für die Querschnittsbemessung wird die in Abb. B.2 dargestellte Arbeitslinie nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) und ÖNorm B 1992-1-1 (2011) verwendet. Für die Berechnung wird Glg. (B.4) bis Glg. (B.6) unter Verwendung des Völligkeitsbeiwertes  $\alpha_R$  und des Höhenbeiwertes  $k_a$  verwendet. Der Dauerstandbeiwert  $\alpha_{cc}$  wird in der Berechnung mit 0.85 anstatt 1.0 nach ÖNorm B 1992-1-1 (2011) angenommen.

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{für } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (\text{B.4})$$

Mit:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\alpha_R = \begin{cases} \frac{|\varepsilon_c|}{2} - \frac{\varepsilon_c^2}{12} & \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ \frac{3 \cdot |\varepsilon_c| - 2}{3 \cdot |\varepsilon_c|} & \text{für } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (\text{B.5})$$

$$k_a = \begin{cases} \frac{8 - |\varepsilon_c|}{24 - 4 \cdot |\varepsilon_c|} & \text{für } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ \frac{3 \cdot \varepsilon_c^2 - 4 \cdot |\varepsilon_c| + 2}{6 \cdot \varepsilon_c^2 - 4 \cdot |\varepsilon_c|} & \text{für } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (\text{B.6})$$

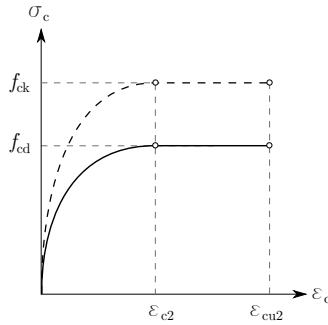


Abbildung B.2.: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) und ÖNorm B 1992-1-1 (2011)

### B.3. Stahlarbeitslinie

#### mittlere Stahlarbeitslinie:

Für den Betonstahl wird die in Abb. B.3 dargestellte mittlere Spannungs-Dehnungs-Linie nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) und ÖNorm B 1992-1-1 (2011) verwendet und kann nach Glg. (B.7) bis Glg. (B.8) berechnet werden.

$$f_{ym} = 1.1 \cdot f_{yk} \quad (\text{B.7})$$

$$f_u = k \cdot f_{ym} \quad (\text{B.8})$$

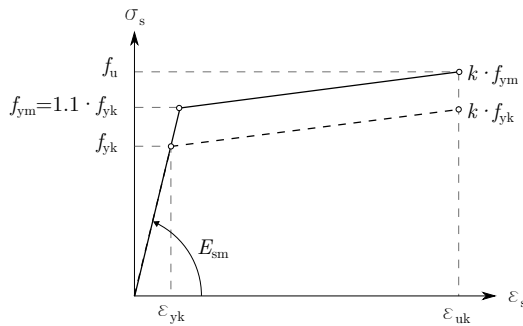


Abbildung B.3.: Mittlere Spannungs-Dehnungsbeziehung für Betonstahl nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) und ÖNorm B 1992-1-1 (2011)

### Stahlarbeitslinie für die Querschnittsbemessung:

Für die Querschnittsbemessung wird die Stahlarbeitslinie mit ansteigendem Ast bzw. mit horizontalem Ast ohne Dehnungsbegrenzung verwendet. Die Bemessung erfolgt nach Glg. (B.9) und Glg. (B.10).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{B.9})$$

$$\sigma_{u,\text{anst.}} = f_{yd} + \frac{f_{yd} \cdot (k - 1)}{\varepsilon_{yk} - \varepsilon_{yd}} \cdot (\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{yd}) \quad (\text{B.10})$$

Mit:

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_{sm}}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_{sm}}$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk}$$

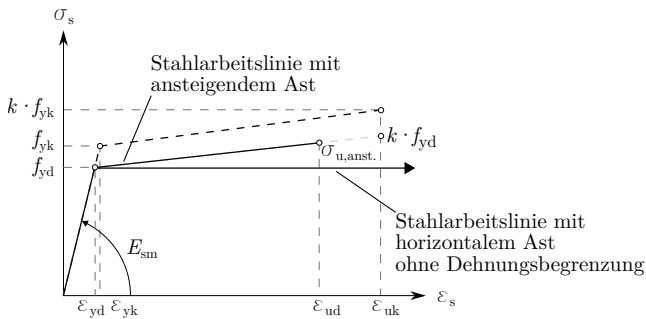


Abbildung B.4.: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Betonstahl nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015) und ÖNorm B 1992-1-1 (2011) für die Querschnittsbemessung

## B.4. Modifizierte Stahlarbeitslinie

Die Mittragwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening Effekt) wird durch die Modifikation der Stahlarbeitslinie berücksichtigt. Dabei wird die Betonzugfestigkeit nur bis zum Auftreten des rechnerischen Erstrisses berücksichtigt, danach wird die gesamte Kraft dem Stahl zugeordnet (reiner Zustand II). Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wird über eine den Betrag  $\beta \cdot \Delta \varepsilon$  kleinere Dehnung berücksichtigt und führt zu einer Erhöhung der Steifigkeit gegenüber dem reinen Zustand II und ist schematisch in Abb. B.5 dargestellt.

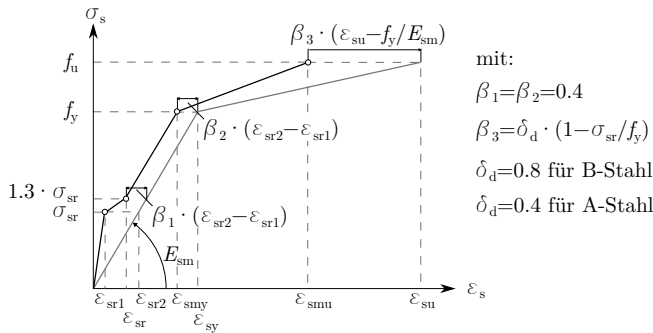


Abbildung B.5.: modifizierte Stahlarbeitslinie nach DAfStb (2010)

Für den ungerissenen Bereich  $0 \leq \sigma_s \leq \sigma_{sr}$  gilt:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{sr1}}{\sigma_{sr}} \cdot \sigma_s \quad (\text{B.11})$$

Für die Rissbildung im Bereich  $\sigma_{sr} \leq \sigma_s \leq 1.3 \cdot \sigma_{sr}$  gilt:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sr1} + (\sigma_s - \sigma_{sr}) \cdot \frac{\varepsilon_{sr} - \varepsilon_{sr1}}{0.3 \cdot \sigma_{sr}} \quad (\text{B.12})$$

Für die abgeschlossene Rissbildung im Bereich  $1.3 \cdot \sigma_{sr} \leq \sigma_s \leq f_y$  gilt:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sr} + (\sigma_s - 1.3 \cdot \sigma_{sr}) \cdot \frac{\varepsilon_{smy} - \varepsilon_{sr}}{f_y - 1.3 \cdot \sigma_{sr}} \quad (\text{B.13})$$



Für den plastischen Bereich der Bewehrung  $f_y \leq \sigma_s \leq f_u$  gilt:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{smy} + (\sigma_s - f_y) \cdot \frac{\varepsilon_{smu} - \varepsilon_{smy}}{f_u - f_y} \quad (\text{B.14})$$

Folgende Annahmen wurden für die Berechnung der modifizierten Stahlarbeitslinie getroffen:

$$\sigma_{sr} = \frac{N_{cr}}{A_s}$$

$$\varepsilon_{sr1} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}$$

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{N_{cr}}{E_s \cdot A_s}$$

$$\varepsilon_{sr} = 1.3 \cdot \varepsilon_{sr2} - \beta_1 \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1})$$

$$\varepsilon_{smy} = \varepsilon_{sy} - \beta_2 \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1})$$

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{smy} + \beta_3 \cdot \left( \varepsilon_{su} - \frac{f_y}{E_s} \right)$$

Mit:

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_{id}$$

$$A_{id} = (\alpha_e - 1) \cdot A_s + A_{c,eff}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot \min \left( \frac{h - x_{II}}{3}; \frac{h}{2}; k_2 \cdot (h - d) \right)$$

$$k_2 = 2.5 \text{ für } h \leq 5 \cdot (h - d)$$

$$5.0 \text{ für } h \geq 30 \cdot (h - d)$$

Zwischenwerte werden linear interpoliert

$$\beta_1 = \beta_2 = 0.4$$

$$\beta_3 = \delta_d \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{sr}}{f_y}\right)$$

## B.5. Momenten-Krümmungs-Beziehung

Die Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung für Querschnitte ohne Druckbewehrung erfolgt unter Berücksichtigung der oben genannten Werkstoffkennlinien. Das Bruchmoment  $M_u$  ist dann erreicht, wenn im Querschnitt entweder die Grenzdehnung des Betons  $\varepsilon_{cu}$  oder die Grenzdehnung des Betonstahls  $\varepsilon_{su}$  bzw. die Grenzdehnung aus der modifizierten Stahlarbeitslinie  $\varepsilon_{smu}$  erreicht ist.

Für den ungerissenen Stab im Bereich  $0 \leq M \leq M_{cr}$  gilt:

$$M = \frac{M_{cr}}{\kappa_{cr}} \cdot \kappa \tag{B.15}$$

Für gerissene Bereiche  $M > M_{cr}$  gelten die nachstehenden Gleichungen. Durch Iteration der Dehnungsebene wird die Druckzonenhöhe  $x$  bestimmt. Bei Stahlversagen ( $\varepsilon_u = \varepsilon_{su}$  bzw.  $\varepsilon_{smu}$ ) ist die Bedingung  $0 \leq |\varepsilon_{cu}| \leq 3.5\%$  und bei Betonversagen  $|\varepsilon_{cu}| = 3.5\%$  einzuhalten. Die zugehörige Stahldehnung und Stahlkraft kann aus der (modifizierten) Stahlarbeitslinie bestimmt werden. Mit der Druckzonenhöhe  $x$  lassen sich das Moment  $M_i$  und die Krümmung  $\kappa_i$  bestimmen.

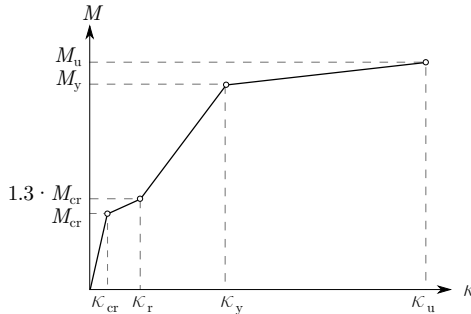


Abbildung B.6.: Momenten-Krümmungs-Beziehung - allgemeine Darstellung

$$N_s = a_s \cdot \sigma_s = N_c = \alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_{ctm} \quad (\text{B.16})$$

$$M_i = N_c \cdot (d - k_a \cdot x)$$

$$\kappa_i = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

Mit:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{ideel}}{z_{ideel}}$$

$$\kappa_{cr} = \frac{M_{cr}}{EI_{ideel}}$$

## B.6. Erddruckbeiwerte

Die Erddruckbeiwerte werden nach ÖNorm B 4434 (1993) berechnet und ergeben sich wie folgt.

$$\text{Erdruhedruckbeiwert:} \quad K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (\text{B.17})$$

$$\text{Aktiver Erddruckbeiwert:} \quad K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin \varphi}{\cos(-\delta_a)}}\right)^2} \quad (\text{B.18})$$

$$\text{Passiver Erddruckbeiwert:} \quad K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_p) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta_p}}\right)^2} \quad (\text{B.19})$$

Mit:

$\varphi$  ... Reibungswinkel

$\delta_p$  ... Wanddruckneigungswinkel der passiven Seite

$\delta_a$  ... Wanddruckneigungswinkel der aktiven Seite

## C. Analytische Berechnung des Rahmens

Die analytische Berechnung des Rahmens ist in Abb. C.1 dargestellt. Für die Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen aus äußeren Lasten müssen die Kompatibilitätsbedingungen für die Rahmenecke nach Glg. (C.1) und Glg. (C.2) erfüllt sein. Die Lösung des Gleichungssystems für unterschiedliche Beanspruchungen ist in den nachstehenden Unterkapiteln dargestellt.

$$\text{Kopfauslenkung:} \quad \delta_{\text{wall}} = \delta_{\text{deck}} \quad (\text{C.1})$$

$$\text{Kopfverdrehung:} \quad \vartheta_{\text{wall}} = \vartheta_{\text{deck}} \quad (\text{C.2})$$

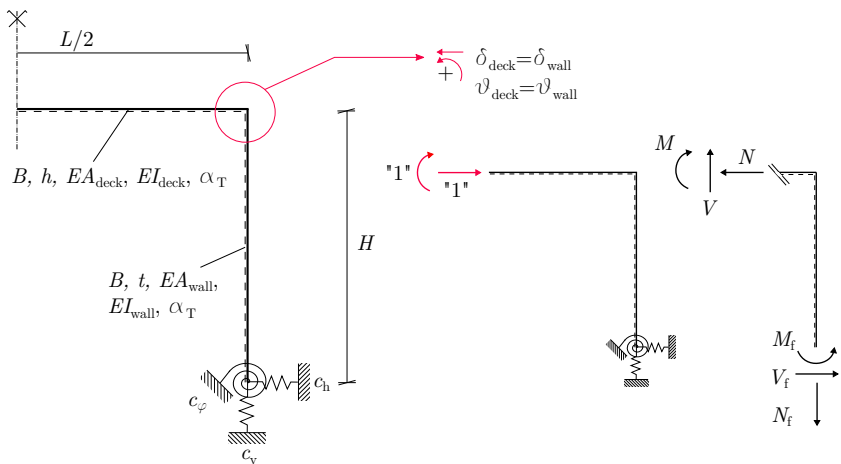


Abbildung C.1.: Zerlegung des statisch unbestimmten Rahmentragwerkes in ein symmetrisches Grundsystem

## C.1. Temperatureinwirkungen

Das Rahmentragwerk wird für die Temperatureinwirkungen in Abb. C.2 gelöst.

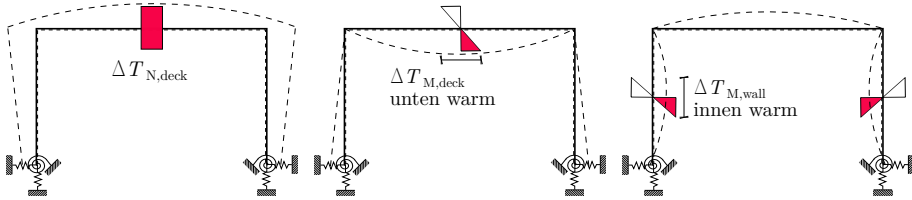


Abbildung C.2.: Betrachtete Temperaturlastfälle und qualitative Darstellung der Verformungsfigur

### Konstante Temperaturbeanspruchung im Überbau $\Delta T_{N,deck}$ :

Die Kopfauslenkung und die Kopfverdrehung lassen sich für eine konstante Temperaturbeanspruchung  $\Delta T_{N,deck}$  im Überbau wie folgt bestimmen:

$$\delta_{deck} = -\frac{L}{2 \cdot EA_{deck}} \cdot N - \alpha_T \cdot \Delta T_{N,deck} \cdot \frac{L}{2} \quad (C.3)$$

$$\vartheta_{deck} = \frac{L}{2 \cdot EI_{deck}} \cdot M \quad (C.4)$$

Für die Auslenkung und Verdrehung am Unterbau gilt:

$$\delta_{wall} = \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{wall}} + \frac{H^2}{c_\varphi} + \frac{1}{c_h} \right) \cdot N - \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{wall}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot M \quad (C.5)$$

$$\vartheta_{wall} = \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{wall}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot N - \left( \frac{H}{EI_{wall}} + \frac{1}{c_\varphi} \right) \cdot M \quad (C.6)$$

Durch Auswertung des Gleichungssystems mit Glg. (C.1) und Glg. (C.2) unter Berücksichtigung von Glg. (C.3) bis Glg. (C.6) können die Schnittgrößen zufolge  $\Delta T_{N,deck}$  für das Brückentragwerk berechnet werden. Für die Schnittgrößen in der Rahmenecke gilt Glg. (C.7) bis Glg. (C.9). Die Schnittgrößen am Widerlagerfuß lassen sich über die Gleichgewichtsbedingungen mit Glg. (C.10) bis Glg. (C.12) berechnen. Die Querkraft  $V$  am Überbau bzw. die Normalkraft im Unterbau  $N_f$  wird über die Gleichgewichtsbedingung in vertikaler Richtung ( $\Sigma V = 0$ ) ermittelt. Für einen ideal eingespannten Rahmens können die Terme mit  $c_\varphi$  und  $c_h$  zu Null gesetzt werden, da die Federsteifigkeiten in diesem Fall unendlich groß sind (vgl. Vereinfachung nach Schneider (2016)).

$$N = \alpha_T \cdot \Delta T_{N,deck} \cdot \frac{L}{2} \cdot \left( \frac{H}{EI_{wall}} + \frac{1}{c_\varphi} + \frac{L}{2 \cdot EI_{deck}} \right) \cdot \frac{1}{K} \quad (C.7)$$

$$M = \alpha_T \cdot \Delta T_{N,deck} \cdot \frac{L}{2} \cdot \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{wall}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot \frac{1}{K} \quad (C.8)$$

$$V = 0 \quad (C.9)$$

$$N_f = V = 0 \quad (C.10)$$

$$M_f = M - N \cdot H \quad (C.11)$$

$$V_f = N \quad (C.12)$$

Mit:

$$K = \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{wall}} + \frac{H}{c_\varphi} \right)^2 - \left( \frac{H}{EI_{wall}} + \frac{1}{c_\varphi} + \frac{L}{2 \cdot EI_{deck}} \right) \cdot \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{wall}} + \frac{H^2}{c_\varphi} + \frac{1}{c_h} + \frac{L}{2 \cdot EA_{deck}} \right)$$

Zur Ermittlung der horizontalen Verformung des Widerlagers kann Glg. (C.13) für die Kopfverformung und Glg. (C.14) für die Fußverformung verwendet werden. Setzungen können mit Glg. (C.15) berechnet werden.

$$\Delta L_{\text{deck}} = \delta_{\text{deck}} \quad (\text{C.13})$$

$$\Delta L_{\text{f}} = \frac{V_{\text{f}}}{c_{\text{h}}} \quad (\text{C.14})$$

$$\Delta s = \frac{N_{\text{f}}}{c_{\text{v}}} \quad (\text{C.15})$$

### Veränderliche Temperaturbeanspruchung im Überbau $\Delta T_{\text{M,deck}}$ :

Analog zur obigen Vorgehensweise können für verschiedene Einwirkungen die Schnittgrößen und Verformungen am Rahmensystem bestimmt werden. Nachstehend werden für die Einwirkungen, welche im Zuge dieser Arbeit verwendet wurden, die Kompatibilitätsbedingungen nach Glg. (C.1) und Glg. (C.2) angeführt. Auf die Darstellung der Lösung des Gleichungssystems wird verzichtet. Die Kompatibilitätsbedingungen zufolge  $\Delta T_{\text{M,deck}}$  ergeben sich zu:

$$\delta_{\text{deck}} = -\frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \cdot N \quad (\text{C.16})$$

$$\vartheta_{\text{deck}} = \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot M + \alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T_{\text{M,deck}} \cdot \frac{L}{2 \cdot h} \quad (\text{C.17})$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{wall}} = & \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_{\text{h}}} \right) \cdot N \\ & - \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_{\varphi}} \right) \cdot M \end{aligned} \quad (\text{C.18})$$

$$\vartheta_{\text{wall}} = \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_{\varphi}} \right) \cdot N - \left( \frac{H}{EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_{\varphi}} \right) \cdot M \quad (\text{C.19})$$

### Veränderliche Temperaturbeanspruchung im Unterbau $\Delta T_{M,\text{wall}}$ :

Die Kompatibilitätsbedingungen zufolge  $\Delta T_{M,\text{wall}}$  ergeben sich zu:

$$\delta_{\text{deck}} = -\frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \cdot N \quad (\text{C.20})$$

$$\vartheta_{\text{deck}} = \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot M \quad (\text{C.21})$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{wall}} = & \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_\varphi} + \frac{1}{c_h} \right) \cdot N \\ & - \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot M - \alpha_T \cdot \Delta T_{M,\text{wall}} \cdot \frac{H^2}{2 \cdot t} \end{aligned} \quad (\text{C.22})$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{\text{wall}} = & \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot N - \left( \frac{H}{EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_\varphi} \right) \cdot M \\ & - \alpha_T \cdot \Delta T_{M,\text{wall}} \cdot \frac{H}{t} \end{aligned} \quad (\text{C.23})$$

## C.2. Gleich- und Punklasten am Über- bzw. am Unterbau

Für die Herleitung der analytischen Lösung des Rahmentragwerkes für Gleichlasten und Punklasten am Über- und am Unterbau werden die Lastfälle in Abb. C.3 betrachtet. Die Vorgehensweise ist analog zu jener in Kapitel C.1, es werden die jeweiligen Kompatibilitätsbedingungen der Rahmenecke zur Lösung des Gleichungssystems angeführt.



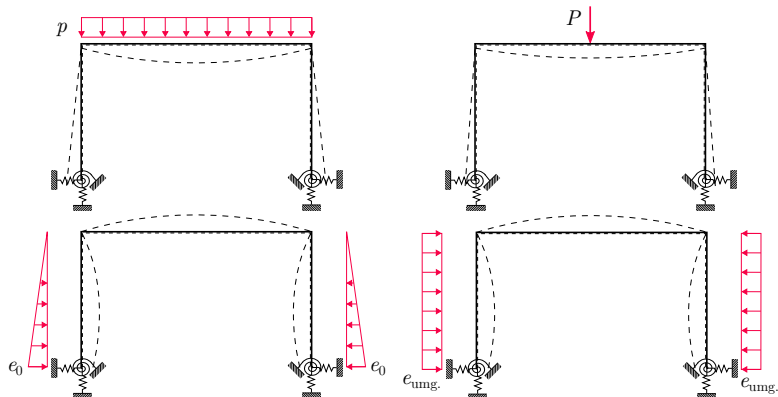


Abbildung C.3.: Betrachtete Lastfälle und qualitative Darstellung der Verformungsfigur

**Gleichlast  $p$  am Überbau:**

$$\delta_{\text{deck}} = -\frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \cdot N \quad (\text{C.24})$$

$$\vartheta_{\text{deck}} = \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot M + q \cdot \frac{L^3}{24 \cdot EI_{\text{deck}}} \quad (\text{C.25})$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{wall}} &= \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_h} \right) \cdot N \\ &\quad - \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_{\varphi}} \right) \cdot M \end{aligned} \quad (\text{C.26})$$

$$\vartheta_{\text{wall}} = \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_{\varphi}} \right) \cdot N - \left( \frac{H}{EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_{\varphi}} \right) \cdot M \quad (\text{C.27})$$

**Punktlast  $P$  in Feldmitte:**

$$\delta_{\text{deck}} = -\frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \cdot N \quad (\text{C.28})$$

$$\vartheta_{\text{deck}} = \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot M + P \cdot \frac{L^2}{16 \cdot EI_{\text{deck}}} \quad (\text{C.29})$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{wall}} &= \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_\varphi} + \frac{1}{c_h} \right) \cdot N \\ &\quad - \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot M \end{aligned} \quad (\text{C.30})$$

$$\vartheta_{\text{wall}} = \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot N - \left( \frac{H}{EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_\varphi} \right) \cdot M \quad (\text{C.31})$$

**Erdruehdruck  $e_0$  bzw. aktiver Erddruck  $e_a$  bzw. passiver Erddruck  $e_p$ :**

$$\delta_{\text{deck}} = -\frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \cdot N \quad (\text{C.32})$$

$$\vartheta_{\text{deck}} = \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot M \quad (\text{C.33})$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{wall}} &= \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_\varphi} + \frac{1}{c_h} \right) \cdot N \\ &\quad - \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot M \\ &\quad + \frac{e_0 \cdot H}{2} \cdot \left( \frac{H^3}{15 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{3 \cdot c_\varphi} + \frac{1}{c_h} \right) \end{aligned} \quad (\text{C.34})$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{\text{wall}} &= \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot N - \left( \frac{H}{EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_\varphi} \right) \cdot M \\ &\quad + \frac{e_0 \cdot H^2}{6} \cdot \left( \frac{H}{4 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_\varphi} \right) \end{aligned} \quad (\text{C.35})$$

**Umgelagerte Erddruckfigur  $e_{\text{umg.}}$  bzw. Erddruck aus Verkehr  $e_{\text{VK}}$ :**

$$\delta_{\text{deck}} = -\frac{L}{2 \cdot EA_{\text{deck}}} \cdot N \quad (\text{C.36})$$

$$\vartheta_{\text{deck}} = \frac{L}{2 \cdot EI_{\text{deck}}} \cdot M \quad (\text{C.37})$$

$$\begin{aligned} \delta_{\text{wall}} = & \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{c_{\varphi}} + \frac{1}{c_{\text{h}}} \right) \cdot N \\ & - \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_{\varphi}} \right) \cdot M \\ & + e_{\text{umg.}} \cdot H \cdot \left( \frac{H^3}{8 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H^2}{2 \cdot c_{\varphi}} + \frac{1}{c_{\text{h}}} \right) \end{aligned} \quad (\text{C.38})$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{\text{wall}} = & \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{H}{c_{\varphi}} \right) \cdot N - \left( \frac{H}{EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_{\varphi}} \right) \cdot M \\ & + \frac{e_{\text{umg.}} \cdot H^2}{2} \cdot \left( \frac{H}{3 \cdot EI_{\text{wall}}} + \frac{1}{c_{\varphi}} \right) \end{aligned} \quad (\text{C.39})$$

### C.3. Berechnung des mobilisierten Erddruckes

Es werden folgende Möglichkeiten für die Berechnung des mobilisierten Erddruckes betrachtet:

1. Iterative Ermittlung der Erddruckbeanspruchung nach Vogt (1984) unter Berücksichtigung eines Dämpfungsfaktors  $d$
2. Direkte Ermittlung der Erddruckbeanspruchung nach Vogt (1984) ohne Iteration
3. Direkte Ermittlung der Erddruckbeanspruchung nach Franke auf Basis von ÖNorm B 4434 (1993) ohne Iteration

Die Berechnung des Erdruhedruckes  $e_0$ , des aktiven Erddruckes  $e_a$  und des passiven Erddruckes  $e_p$  erfolgt auf Basis der Coulombschen Erddrucktheorie und wird als Dreiecksverlauf über die Widerlagerhöhe angenommen (vgl. Glg. (C.40) bis Glg. (C.42)). Die Berechnung der Erddruckresultierenden  $E_i$  ist in den Gleichungen ebenfalls angegeben. Die Kompatibilitätsbedingungen

zur Lösung des Rahmens sind in Glg. (C.32) bis Glg. (C.35) angegeben. Die Berechnung der Erddruckbeiwerte erfolgt gemäß Anhang B.6.

$$\begin{aligned} e_0 &= K_0 \cdot \gamma \cdot H & (C.40) \\ E_0 &= e_0 \cdot \frac{H}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_a &= K_a \cdot \gamma \cdot H & (C.41) \\ E_a &= e_a \cdot \frac{H}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_p &= K_p \cdot \gamma \cdot H & (C.42) \\ E_p &= e_p \cdot \frac{H}{2} \end{aligned}$$

### **Iterative Ermittlung der Erddruckbeanspruchung nach Vogt (1984) unter Berücksichtigung eines Dämpfungsfaktors $d$ :**

Für die Berechnung der oberen Erddruckgrenze werden die Mobilisierungsfunktionen von Vogt (Vogt, 1984, S. 79 u. 82) gewählt. Vogt empfiehlt für biegeeweiche Wände (u.a. auch Schleusenkammerwände), sowohl die aktiven Zwischenzustände nach Glg. (C.43) als auch die passiven nach Glg. (C.44) zu berücksichtigen. Für die Berechnung des Erddruckes wird ein iterativer Berechnungsprozess unter Berücksichtigung eines Dämpfungsfaktors von  $0 \leq d \leq 1$ , welcher die Konvergenz der Verformungen sicherstellt, in (Vogt, 1984, S. 83) empfohlen. Der Einfluss der Mobilisierung auf den Erddruckneigungswinkel  $\delta$  nach den Empfehlungen von (Franke et al., 1999, S. 564) wird nicht berücksichtigt. Eine detaillierte Betrachtung der beiden Formeln ist in Tue et al. (2015) angeführt.

$$e_{a,mob} = e_0 - (e_0 - e_a) \cdot \frac{v(z)/z}{a/10 + v(z)/z} \quad (C.43)$$

$$e_{p,mob} = e_0 + (e_p - e_0) \cdot \frac{v(z)/z}{a + v(z)/z} \quad (C.44)$$

Mit:

- $e_0$  ... Erdruhedruck
- $e_p$  ... passiver Erddruck
- $e_a$  ... aktiver Erddruck
- $a$  ... Lagerungsdichte des Hinterfüllmaterials  
0.01(dicht)  $\leq a \leq$  0.1(locker)
- $z$  ... Widerlagerkoordinate
- $v(z)$  ... tatsächliche Wandverschiebung in der Tiefe  $z$

Für eine angemessene Ermittlung des Erddruckes wird das Brückensystem unter Berücksichtigung des Dämpfungsfaktors  $d$  iterativ gelöst. Je höher der Dämpfungsfaktor und je mehr Iterationen gewählt werden, desto genauer lässt sich der mobilisierte Erddruck berechnen. Daher wird der Dämpfungsfaktor für die Erstbelastung mit  $d_{\text{Erstbelastung}} = 0.7$  (vgl. (Vogt, 1984, S. 100)) und für alle weiteren Iterationsschritte mit maximal  $d = 0.9$  festgelegt. Es werden insgesamt 15 Iterationsschritte durchgeführt, wird kein Gleichgewicht der Verformung gefunden, wird der Dämpfungsfaktor  $d$  um  $\Delta d = 0.05$  reduziert und die Iteration erneut berechnet. Bei der iterativen Ermittlung der Widerlagerwandverschiebung ist darauf zu achten, dass nur der zum Erdruhedruck hinzukommende verformungsbedingte Erddruckanteil nach Glg. (C.45) und Glg. (C.46) in der Iteration berücksichtigt wird. Das Ablaufschema der Iteration ist in Tab. C.1 und Abb. C.4 schematisch dargestellt.

$$e_{a,mob,temp,i} = -(e_0 - e_a) \cdot \frac{v(z)_i/z}{a/10 + v(z)_i/z} \quad (C.45)$$

$$e_{p,mob,temp,i} = (e_p - e_0) \cdot \frac{v(z)_i/z}{a + v(z)_i/z} \quad (C.46)$$

Tabelle C.1.: Iterative Ermittlung des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) unter Berücksichtigung eines Dämpfungsfaktors  $d$

1.	Berechnung der gedämpften Widerlagerverformung $v(z)_1^* = d_{\text{Erstbelastung}} \cdot v(z)_1$ infolge $\Delta T_{\text{N,deck}}$ und des zugehörigen temperaturinduzierten Erddruckes $e_{\text{mob},1}$ unter Berücksichtigung aktiver und passiver Zwischenzustände nach Glg. (C.45) und Glg. (C.46)
2.	Berechnung der Widerlagerverformung $v(z)_2$ infolge $\Delta T_{\text{N,deck}}$ und $e_{\text{mob},1}$
3.	Berechnung der gedämpften Widerlagerverformung $v(z)_2^* = v(z)_1^* + d \cdot [v(z)_1^* - v(z)_2]$ und des zugehörigen temperaturinduzierten Erddruckes $e_{\text{mob},2}$ unter Berücksichtigung aktiver und passiver Zwischenzustände nach Glg. (C.45) und Glg. (C.46)
4.	Iteration über die Schritte 2 und 3 bis die Bedingung $v(z)_{i+1} = v(z)_i$ erfüllt ist. Als Abbruchbedingung wird in dieser Arbeit die Verformung am Widerlagerfuß gewählt.
5.	Berechnung des mobilisierten Erddruckes $e_{\text{mob}} = e_0 + e_{\text{mob},i+1}$

In den Berechnungen wird eine symmetrisch ausgeführte Hinterfüllung unterstellt (vgl. Mahlo und Martin (2010)). Die Widerlagerwandverschiebung wird dabei infolge  $\Delta T_{\text{N,deck}} = 60^\circ\text{C}$  ermittelt, diese stellt die Gesamtverschiebung aus negativer und positiver Längenänderung dar ( $|\Delta T_{\text{N,con}}| + \Delta T_{\text{N,exp}}$ ). Diese Vorgehensweise begründet sich durch das Nachrutschen des Erdreichs bei einer Verkürzung, wodurch es zu einer Verdichtung bei einer neuerlichen Ausdehnung des Tragwerks kommt, und wird u.a. von (Szczyrba, 2013, S. 135), (ASTRA 12004, 2011, S. 22) und (UK Highway Agency, 2003, S. 3/4) empfohlen.

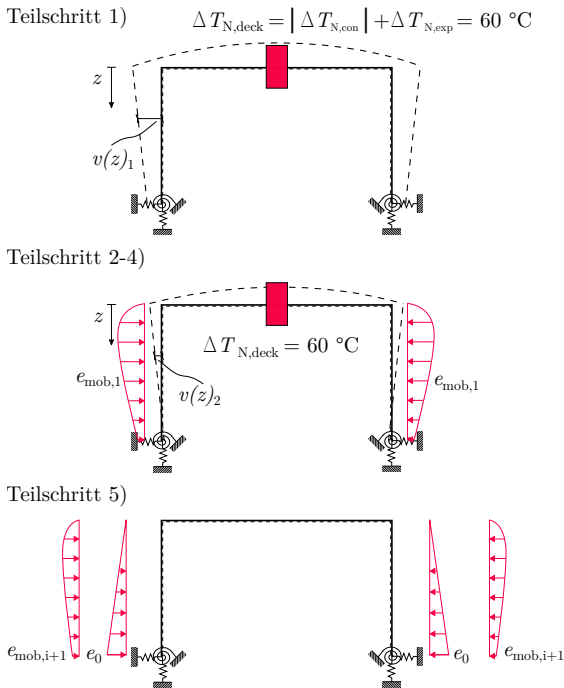


Abbildung C.4.: Bestimmung des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) auf iterativem Weg

### Direkte Ermittlung der Erddruckbeanspruchung nach Vogt (1984) ohne Iteration:

Für die direkte Ermittlung der Erddruckbeanspruchung nach Vogt (1984) können sowohl aktive Zwischenzustände nach Glg. (C.43) als auch die passiven nach Glg. (C.44) berücksichtigt werden. In der Berechnung wird eine symmetrisch ausgeführte Hinterfüllung angenommen. In Abb. C.5 ist die Ermittlung der Erddruckbeanspruchung schematisch dargestellt. Die Kompatibilitätsbedingungen der Rahmenecke für den passiven Zwischenzustand nach Glg. (C.44) können wie folgt angegeben werden.

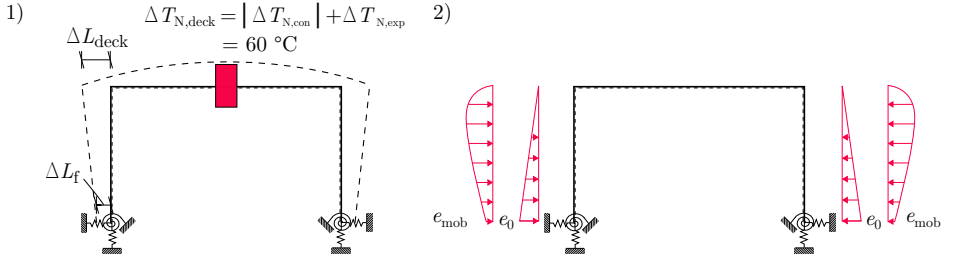


Abbildung C.5.: Bestimmung des mobilisierten Erddruckes nach Vogt (1984) ohne Iteration der Widerlagerverformung

Die Kopfverformung  $\Delta L_{deck}$  kann mit Glg. (C.13) berechnet werden. Die Fußverformung  $\Delta L_f$  kann bei Annahme einer reinen Rotation zu  $\Delta L_f = 0$  und einer reinen Translation zu  $\Delta L_f = \Delta L_{deck}$  gesetzt werden. Wird die Widerlagerverformung direkt am Modell ermittelt, wird Glg. (C.14) verwendet. Die Widerlagerverformung wurde bei Herleitung der Kompatibilitätsbedingungen als linear über die Widerlagerwand verlaufend angenommen.

$$\delta_{deck} = -\frac{L}{2 \cdot EA_{deck}} \cdot N \quad (C.47)$$

$$\vartheta_{deck} = \frac{L}{2 \cdot EI_{deck}} \cdot M \quad (C.48)$$

$$\begin{aligned} \delta_{wall} = & \left( \frac{H^3}{3 \cdot EI_{wall}} + \frac{H^2}{c_\varphi} + \frac{1}{c_h} \right) \cdot N \\ & - \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{wall}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot M \\ & + R_{Vogt} \cdot \left( \frac{H^3}{180 \cdot EI_{wall}} \cdot C_1 + \frac{x_s \cdot H}{c_\varphi} + \frac{1}{c_h} \right) \end{aligned} \quad (C.49)$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{wall} = & \left( \frac{H^2}{2 \cdot EI_{wall}} + \frac{H}{c_\varphi} \right) \cdot N - \left( \frac{H}{EI_{wall}} + \frac{1}{c_\varphi} \right) \cdot M + \\ & R_{Vogt} \cdot \left( \frac{H^2}{12 \cdot EI_{wall}} \cdot C_2 + \frac{x_s}{c_\varphi} \right) \end{aligned} \quad (C.50)$$



Mit:

$$R_{\text{Vogt}} = (e_p - e_0) \cdot \gamma_{\text{Hinterfüllung}} \cdot \frac{C_4}{2 \cdot C_3^3}$$

$$\begin{aligned} x_s &= \frac{1}{3 \cdot C_5} \cdot \left[ (\Delta L_{\text{deck}} - \Delta L_f)^3 + a^2 \cdot H^2 \cdot (\Delta L_{\text{deck}} + 2 \cdot \Delta L_f) \right] \\ &\quad + \frac{1}{3 \cdot C_5} \cdot a \cdot H \cdot \left( 2 \cdot \Delta L_f^2 + 5 \cdot \Delta L_{\text{deck}}^2 - \Delta L_{\text{deck}} \cdot \Delta L_f \right) \\ &\quad + \frac{1}{C_3 \cdot C_5} \cdot 3 \cdot a \cdot H \cdot \Delta L_{\text{deck}}^2 \cdot C_2 \cdot (C_3 + \Delta L_{\text{deck}}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{30}{C_3^3} \cdot (C_3 + \Delta L_{\text{deck}})^2 \cdot (2 \cdot C_3 - \Delta L_f) \\ &\quad - \frac{1}{C_5} \cdot \left[ 48 \cdot \Delta L_f \cdot (C_3 + \Delta L_{\text{deck}})^2 \right] \\ &\quad - \frac{1}{C_5} \cdot \left[ 27 \cdot \Delta L_{\text{deck}} \cdot (a \cdot H - 2 \cdot \Delta L_f) \cdot (C_3 + \Delta L_{\text{deck}}) \right] \\ &\quad - \frac{1}{C_5} \cdot \left[ 12 \cdot \Delta L_{\text{deck}}^3 - \Delta L_f^2 \cdot (49 \cdot a \cdot H + 36 \cdot \Delta L_f) \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_2 &= \frac{6}{C_3^2} \cdot (C_3 + \Delta L_{\text{deck}})^2 - \frac{C_3}{C_5} \cdot 5 \cdot \Delta L_f \cdot (C_3 + \Delta L_{\text{deck}}) \\ &\quad - \frac{C_3}{C_5} \cdot (3 \cdot a \cdot H + 2 \cdot \Delta L_f) \cdot \Delta L_{\text{deck}} + \frac{C_3}{C_5} \cdot \Delta L_f^2 \end{aligned}$$

$$C_3 = a \cdot H - \Delta L_{\text{deck}} + \Delta L_f$$

$$C_4 = \ln(\Delta L_{\text{deck}} \cdot H) - \ln(\Delta L_f + a \cdot H)$$

$$\begin{aligned} C_5 &= C_3 \cdot \left[ (\Delta L_{\text{deck}} - \Delta L_f)^2 + a \cdot H \cdot (\Delta L_{\text{deck}} + \Delta L_f) \right] \\ &\quad + 2 \cdot a \cdot H \cdot \Delta L_{\text{deck}}^2 \cdot C_4 \end{aligned}$$

### Direkte Ermittlung der Erddruckbeanspruchung nach Franke auf Basis von ÖNorm B 4434 (1993) ohne Iteration:

Für die direkte Ermittlung der Erddruckbeanspruchung nach Franke werden die Bewegungsanteile aus Rotation und Translation berücksichtigt. Bei der Berechnung werden die jeweiligen Erddruckresultierenden ermittelt, anteilmäßig linear überlagert und auf ein Rechteck umgelagert. Streng genommen ist eine lineare Überlagerung von Translation- und Rotationsanteil mechanisch jedoch nicht korrekt (vgl. Marte et al. (2016)). In der Berechnung wird eine symmetrisch ausgeführte Hinterfüllung angenommen.

Für die Ermittlung der umgelagerten Erddruckfigur werden Glg. (C.51) und Glg. (C.53) verwendet. Die Verschiebungsgröße  $u_{b,i}$  für den Bruchzustand wird für eine dichte Lagerung aus der (ÖNorm B 4434, 1993, S. 7) entnommen. Im Fall einer Rotation wird  $u_{b,rot} = 0.1 \cdot H$  und im Fall einer Translation mit  $u_{b,trans} = 0.05 \cdot H$  angenommen.

$$E_{mob,i} = E_0 + (E_p - E_0) \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\Delta L_{deck}}{u_{b,i}} \right)^2 \right]^{0.7} \quad (C.51)$$

$$E_{mob} = \frac{\Delta L_f}{\Delta L_{deck}} \cdot E_{mob,trans} + \left( 1 - \frac{\Delta L_f}{\Delta L_{deck}} \right) \cdot E_{mob,rot} \quad (C.52)$$

$$e_{umg} = \frac{E_{mob}}{H} \quad (C.53)$$

In Abb. C.6 ist die Ermittlung der Erddruckbeanspruchung schematisch dargestellt. Die Kopfverformung  $\Delta L_{deck}$  wird mit Glg. (C.13) berechnet werden. Die Fußverformung  $\Delta L_f$  wird bei Annahme einer reinen Rotation zu  $\Delta L_f = 0$  und einer reinen Translation zu  $\Delta L_f = \Delta L_{deck}$  gesetzt werden. Wird die Widerlagerverformung direkt am Modell ermittelt, wird Glg. (C.14) verwendet. Die Kompatibilitätsbedingungen der Rahmenecke für die umgelagerte Erddruckfigur  $e_{umg}$  sind in Glg. (C.36) bis Glg. (C.39) angegeben.

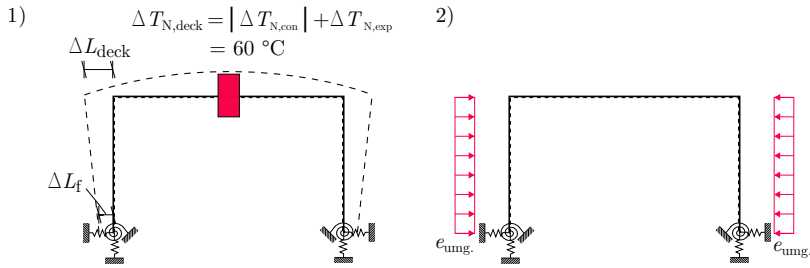


Abbildung C.6.: Bestimmung der umgelagerten Erddruckfigur nach Franke auf Basis der ÖNorm B 4434 (1993) ohne Iteration der Widerlagerverformung

## D. Diverse Berechnungen

### D.1. Langzeitverhalten des Betons

Die Kriechzahl wird unter der Annahme eines 30-ig Jahre alten Tragwerkes mit einer Breite  $B = 15$  m und einer Tragwerkshöhe  $h = 1.0$  m ermittelt. Belastungszeitraum der Temperatur wird mit einem Jahr (365d) angenommen.

#### Ermittlung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ für 1 Jahr:

Die Kriechzahl kann nach ÖNorm EN 1992-1-1 (2015, Anhang B.1) ermittelt werden. Die Auswirkungen der Zementart werden in der Berechnung vernachlässigt ( $\alpha = 0$ ).

$$\begin{aligned}\varphi(t, t_0) &= \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \\ &= 0.47 \cdot 0.61 \approx 0.28\end{aligned}\tag{D.1}$$

Mit:

$\varphi_0$  ... Grundzahl des Kriechens  
 $\beta_c(t, t_0)$  ... Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn

#### Ermittlung der Grundzahl des Kriechens $\varphi_0$ :

$$\begin{aligned}\varphi_0 &= \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \\ &= 1.17 \cdot 2.73 \cdot 0.15 \approx 0.47\end{aligned}\tag{D.2}$$

Mit:

- $\varphi_{RH}$  ... Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte
- $\beta(f_{cm})$  ... Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit
- $\beta(t_0)$  ... Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn  $t_0$

Die Beiwerte werden wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}\varphi_{RH} &= \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \\ &= \left[ 1 + \frac{1 - 80/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{937.5}} \cdot \left( \frac{35}{38} \right)^{0.7} \right] \cdot \left( \frac{35}{38} \right)^{0.2} \approx 1.17\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta(f_{cm}) &= \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \\ &\approx \frac{16.8}{\sqrt{38}} \approx 2.73\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta(t_0) &= \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \\ &\approx \frac{1}{0.1 + (30 \cdot 365)^{0.2}} \approx 0.15\end{aligned}$$

Mit:

- $RH$  ... relative Luftfeuchte der Umgebung (Außenluft 80%)
- $h_0$  ... wirksame Bauteildicke in mm; Annahme:  
 $h_0 = 2 \cdot A_c/u = 2 \cdot 15/32 = 937.5$  mm
- $\alpha_1$  ... Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit
- $f_{cm}$  ... Mittlere Betondruckfestigkeit; Annahme C30/37:  
 $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>
- $t_0$  ... Belastungsbeginn; Annahme 30 Jahre  $t_0 = 30 \cdot 365$

**Ermittlung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens  $\beta_c(t, t_0)$ :**

$$\begin{aligned}\beta_c(t, t_0) &= \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} \\ &= \left[ \frac{365}{1440 + 365} \right]^{0.3} \approx 0.61\end{aligned}\quad (\text{D.3})$$

Mit:

- $t$  ... Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in d; Annahme:  
31 Jahre
- $t_0$  ... tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn in d;  
Annahme 30 Jahre
- $\beta_H$  ... Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte  
und der wirksamen Bauteildicke

Der Beiwert  $\beta_H$  wird wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}\beta_H &= 1.5 \cdot \left[ 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \\ &= 1.5 \cdot \left[ 1 + (0.012 \cdot 80)^{18} \right] \cdot 937.5 \\ &\quad + 250 \cdot \left( \frac{35}{38} \right)^{0.5} \leq 1500 \cdot \left( \frac{35}{38} \right)^{0.5} \\ &\approx 1440\end{aligned}$$

Mit:

- $RH$  ... relative Luftfeuchte der Umgebung (Außenluft 80%)
- $h_0$  ... wirksame Bauteildicke in mm; Annahme:  
 $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 15 / 32 = 937.5$  mm
- $\alpha_3$  ... Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der  
Betondruckfestigkeit

## D.2. Schnittkraftberechnung unter Berücksichtigung von Bauphasen

Im Allgemeinen muss nach (ÖNorm EN 1992-1-1, 2015, Kap. 5.1.1 (5)P) die Schnittkraftermittlung unter Berücksichtigung der Bauphasen erfolgen, da die Tragwerksgeometrie, die Tragwerkeigenschaften und das Tragwerksverhalten im Zuge einer Integralisierung verändert werden. Bestands- und Betonierlasten wirken dabei auf das konventionelle einfeldrige System, die veränderlichen Lasten auf das integralisierte Gesamtsystem. Tab. D.1 zeigt die allgemeine Schnittkraftermittlung am Bestandssystem und am integralisierten System unter Berücksichtigung der Bauphasen. Grundlage für die Ermittlung der Biegemomente  $M_i$  bildet Abb. D.1.

Tabelle D.1.: Schnittkraftberechnung - Biegemoment  $M_i$  in Feldmitte

Momentenbeanspruchung am	Ständige Lasten $M_{i,EG}$	Veränderliche Lasten $M_{i,VK}$
Bestandstragwerk	$\frac{g \cdot L^2}{8}$	$\frac{p \cdot L^2}{8}$
Integralsystem mit Bauphasen	$\frac{g \cdot L^2}{8}$	$\frac{f \cdot p \cdot L^2}{24} + \frac{f \cdot p \cdot L^2}{12} \cdot (1 - E)$

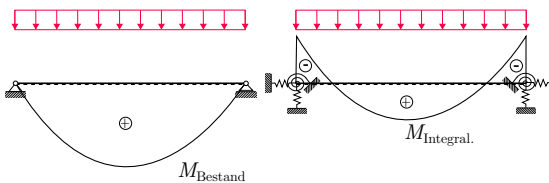


Abbildung D.1.: Zur Bestimmung der Biegemomentebeanspruchung in Feldmitte am Einfeldsystem

Die Verkehrslasterhöhung vom Bestandssystem und integralisiertem System wird mit dem Faktor  $f$  in der Berechnung berücksichtigt. Des Weiteren wird die Annahme getroffen, dass sich die ständigen Lasten  $g$  im Zuge der Integralisierung nicht ändern. Der Ausnutzungsgrad  $\eta$  in Feldmitte nach

der Integralisierung kann mit Glg. (D.4) berechnet werden, die Normalkraft wird vernachlässigt.

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{M_{\text{Integral,EG}} + M_{\text{Integral,VK}}}{M_{\text{Bestand,EG}} + M_{\text{Bestand,VK}}} & (D.4) \\
 &= \frac{\frac{g \cdot L^2}{8} + f \cdot p \cdot \frac{L^2}{8} \cdot (1 - 2/3 \cdot E)}{\frac{(g+p) \cdot L^2}{8}} \\
 &= \frac{g + f \cdot p \cdot (1 - 2/3 \cdot E)}{g + p}
 \end{aligned}$$

Mit:

- $g$  ... Ständige Lasten
- $p$  ... Veränderliche Lasten zufolge Verkehr für das Bestandstragwerk
- $f$  ... Lasterhöhungsfaktor  $f$  nach Abb. 3.42
- $E$  ... Einspanngrad nach Glg. (3.24); wobei gilt  $0 \leq E \leq 1.0$
- $L$  ... Brückenlänge

Nach Normierung der Momentenbeanspruchung und unter Berücksichtigung des Verkehrsanteiles  $VK$  an der Gesamtbeanspruchung des Bestandssystem kann die Ausnutzung  $\eta$  vereinfacht werden zu:

$$\eta \approx VK \cdot \left[ f \cdot \left( 1 - \frac{2}{3} \cdot E \right) - 1 \right] \quad (D.5)$$

Mit:

- $VK$  ... Anteil der Verkehrslast  $p$  an der Gesamtlast nach Glg. (D.6)
- $g$  ... Ständige Lasten; mit  $g = 1 - VK$
- $p$  ... Veränderliche Lasten zufolge Verkehr; mit  $p = VK$
- $f$  ... Lasterhöhungsfaktor  $f$  nach Abb. 3.42
- $E$  ... Einspanngrad nach Glg. (3.24); wobei gilt  $0 \leq E \leq 1.0$



Der Anteil der Verkehrslast  $VK$  an der Gesamtbeanspruchung wird für die in der RVS 15.125 (1987) und RVS 15.02.31 (2004) angegebenen Geometrien mit Glg. (D.6) berechnet.

$$VK \approx \frac{M_{Rd} - 1.35 \cdot M_{k,EG}}{M_{Rd}} \quad (D.6)$$

Mit:

$M_{Rd}$  ... Querschnittswiderstand für die in der RVS 15.125 (1987) bzw. der RVS 15.02.31 (2004) angegebenen Geometrien gemäß Glg. (A.1)

$M_{k,EG}$  ... Biegemoment zufolge Eigengewicht gemäß Glg. (A.3)

### D.3. Spannungsberechnung in Querrichtung

Die Berechnung der Spannungsverteilung in Brückenquerrichtung infolge einer Verformungseinwirkung kann nach dem vom Schlicke (2014, S. 97ff) entwickelten analytischen Lösungsansatz für „Wand auf Fundament“ Systeme unter Vernachlässigung des Konstruktionseigengewichtes erfolgen. Der Ansatz kann nach Schlicke (2014, S. 104) auf der sicheren Seite liegend auch für exzentrisch angeschlossenen Widerlagerwände verwendet werden. Die effektive Widerlagerhöhe  $b_f$  wird gemäß Schlicke (2014, S. 104) berücksichtigt.

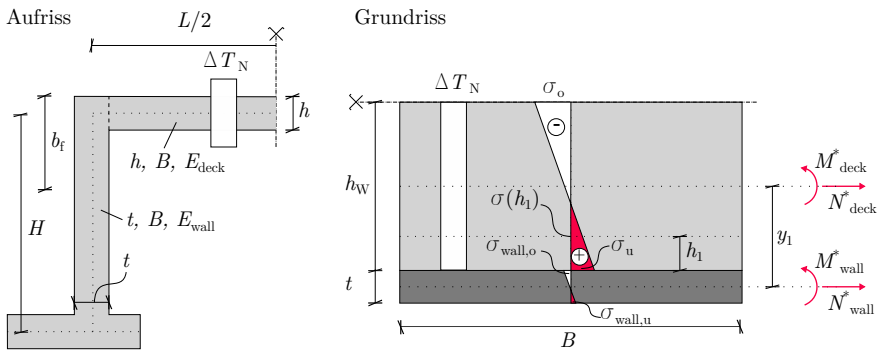


Abbildung D.2.: Spannungsberechnung in Anlehnung an Schlicke (2014)

#### Berechnung der Spannungsverteilung:

$$\sigma_{o,u} = \frac{N_{\text{deck}}^*}{A_{\text{deck}}^*} \pm \frac{M_{\text{deck}}^*}{I_{\text{deck}}^*} \cdot \frac{h_w}{2} \quad (\text{D.7})$$

$$\sigma_{\text{wall},o,u} = \frac{N_{\text{wall}}^*}{A_{\text{wall}}^*} \pm \frac{M_{\text{wall}}^*}{I_{\text{wall}}^*} \cdot \frac{t}{2} \quad (\text{D.8})$$

$$\sigma(h_1) = \sigma_u + \frac{\sigma_o - \sigma_u}{h_w} \cdot h_1 \quad (\text{D.9})$$

$$h_1 = \min \left[ \frac{h_w}{3}; \frac{0.6 \cdot w_{\text{max}}}{\Delta T \cdot \alpha_t} \right]$$

**Ermittlung der Schnittgrößen zufolge Verformungseinwirkung  $\Delta T$ :**

$$N_{\text{deck}}^* = - \frac{\alpha_t \cdot \Delta T}{\frac{1}{E_{\text{wall}} \cdot A_{\text{wall}}^*} + \frac{1}{E_{\text{deck}} \cdot A_{\text{deck}}^*} + \frac{y_1^2}{E_{\text{wall}} \cdot I_{\text{wall}}^* + E_{\text{deck}} \cdot I_{\text{deck}}^*}} \quad (\text{D.10})$$

$$M_{\text{deck}}^* = N_{\text{deck}}^* \cdot y_1 \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_{\text{wall}} \cdot I_{\text{wall}}^*}{E_{\text{deck}} \cdot I_{\text{deck}}^*}} \quad (\text{D.11})$$

$$N_{\text{wall}}^* = -N_{\text{deck}}^* \quad (\text{D.12})$$

$$M_{\text{wall}}^* = N_{\text{deck}}^* \cdot y_1 - M_{\text{deck}}^* \quad (\text{D.13})$$

$$y_1 = \frac{h_w}{2} + \frac{t}{2}$$

$$h_w = \frac{L}{2} - \frac{t}{2}$$

$$A_{\text{deck}}^* = h \cdot h_w$$

$$I_{\text{deck}}^* = \frac{h \cdot h_w^3}{12}$$

$$A_{\text{wall}}^* = t \cdot b_f$$

$$I_{\text{wall}}^* = \frac{b_f \cdot t^3}{12}$$

**Ermittlung der aktivierbaren Widerlagerhöhe:**

$$b_f = h + \min \left[ 1.2 \cdot \frac{h_w}{2} \cdot \tan 60; H - \frac{h}{2} \right] \quad (\text{D.14})$$

# Monographic Series TU Graz

## Schriftenreihe des Instituts für Betonbau

Herausgeber

Univ.-Prof. Dr. –Ing. habil. Nguyen Viet Tue

- Volume 1     Reichel, Michael Maria  
**Dünnwandige Segmentfertigteilm Bauweisen im Brückenbau aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton (UHFB)**  
2011; ISBN 978-3-85125-168-5
- Volume 2     Li, Jiabin  
**Development and Validation of a new Material Model for Concrete on the Basis of Microplane Theory**  
2011; ISBN 978-3-85125-184-5
- Volume 3     Schwarz, Sören  
**Einfluss der Bewehrungsführung im Lasteinleitungsbereich von Flachdecken auf die Tragfähigkeit von Randstützen-Decken-Knoten**  
2012; ISBN 978-3-85125-205-7
- Volume 4     Schlicke, Dirk  
**Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton**  
2014; ISBN *print* 978-3-85125-363-4  
2. überarbeitete Auflage 2016  
DOI 10.3217/978-3-85125-473-0  
ISBN *e-book* 978-3-85125-473-0
- Volume 5     Illich, Günther Werner  
**Ein Beitrag zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens von schlanken Betondruckgliedern**  
2015; DOI 10.3217/978-3-85125-405-1  
ISBN *print* 978-3-85125-405-1  
ISBN *e-book* 978-3-85125-410-5
- Volume 6     Pilch, Erwin  
**Integrale Brücken**  
2016; DOI 10.3217/978-3-85125-443-3  
ISBN *print* 978-3-85125-443-3  
ISBN *e-book* 978-3-85125-444-0
- Volume 7     Hadl, Philipp  
**Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton**  
2017; DOI 10.3217/978-3-85125-539-3  
ISBN *print* 978-3-85125-539-3  
ISBN *e-book* 978-3-85125-540-9

Volume 8

della Pietra, Regina

**Integralisierung von Bestandsbrücken**

2018; DOI 10.3217/978-3-85125-587-4

ISBN *print* 978-3-85125-587-4

ISBN *e-book* 978-3-85125-588-1