



Masterarbeit

**Adaptierung von Bestandsbrücken in integrale
Tragwerke am Beispiel einfeldriger Plattenbalken**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplomingenieurs
der Studienrichtung Bauingenieurwissenschaften

unter der Leitung von

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Institut für Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

von

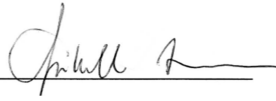
Thomas Anhell, BSc

Graz, Jänner 2014

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebene Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am 02.01.2014


(Unterschrift)

DANKSAGUNG

Danke an meine Eltern Birgit und Horst, die mir die Möglichkeit geboten haben an der TU Graz zu studieren und die mich in dieser Zeit in jeglicher Hinsicht unterstützt haben. Auch ein Dankeschön an meine Schwester Daniela. Ein besonderer Dank gilt Barbara, die mich die gesamte Studiendauer unterstützt und motiviert hat. Vor allem möchte ich ihr aber für die Erweiterung meines Horizontes, die auch ein wichtiger Bestandteil der Studienzeit sein sollte, danken.

Für die gute Betreuung möchte ich mich bei Regina della Pietra bedanken. Vor allem die Zusammenarbeit und das kollegiale Miteinander sollte hervorgehoben werden. Ihre ständige Verfügbarkeit und ihr bedingungsloser Einsatz die Masterarbeit voranzutreiben muss an dieser Stelle erwähnt werden. Bedanken möchte ich mich auch bei Stefan Oberwalder für seine ständige Verfügbarkeit bei offenen Fragen und für seine große Hilfsbereitschaft. Ein großer Dank gilt auch dem Vorstand des Instituts, Herrn Professor Tue. Er hat es mir ermöglicht, mich mit diesem interessanten Thema zu befassen und meine Kenntnisse im Brückenbau zu vertiefen. Mein Dank gilt auch dem gesamten Team des Instituts für Betonbau, die mich unterstützt, motiviert und mir ein kollegiales Umfeld geboten haben.

Vielen Dank an meine Studienkollegen Robert Lality und Aladin Mikara, die ständige Begleiter, Motivatoren und Freunde während der gesamten Studienzeit waren und es auch hoffentlich bleiben.

KURZFASSUNG

Die Einwirkungen auf Straßenbrücken sind in den letzten Jahrzehnten aufgrund normativer Veränderungen stark gestiegen. Um diese erhöhten Beanspruchungen bewältigen zu können, ist es unerlässlich, Verstärkungen der Bestandsbrücken durchzuführen. Im Laufe dieser Sanierungsarbeiten stellt sich die Frage, ob eine Systemänderung einer konventionellen Brücke in ein integrales Brückentragwerk Sinn macht. Die Ersparnisse bei den Lebenszykluskosten, durch das Fehlen von Fahrbahnübergangskonstruktionen und Brückenlagern, zur Erhaltung der integralen Brücken geben diesen Überlegungen ihren Ursprung. Dadurch stellt dieser Brückentyp eine interessante Alternative dar. Richtlinien und Entwurfsempfehlungen existieren gegenwärtig nur für den Neubau von Integralbrücken. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführte Parameterstudie sollte erste Anhaltewerte für einen aus statischer Sicht sinnvollen Umbau bestehender Tragwerke mit Plattenbalkenquerschnitt liefern. Der ergänzende Theorieteil umfasst das prinzipielle Tragverhalten des Über- und des Unterbaus und den Einfluss von Zwangsbeanspruchungen auf Rahmentragwerke. Hier wird im Speziellen auf Temperatur und das zeitabhängige Verhalten von Beton (Kriechen, Schwinden) eingegangen.

Ziel der Arbeit ist die Bildung einer Datengrundlage, die einen Vergleich der Beanspruchungen von konventionellen Brücken und Integralbrücken anstellen lässt. Somit kann unter Veränderung von Randbedingungen abgeschätzt werden, ob eine Adaptierung des Brückentragwerkes aus statischer Sicht sinnvoll erscheint. In einer auf der FE-Methode (Software SOFISTIK) basierenden Parameterstudie werden auf konventionellen und integralen Straßenbrücken Belastungen lt. Norm (ÖNorm, Eurocode) aufgebracht. An den untersuchten Bestandsbrücken werden Einwirkungen vergangener (ÖNorm) und aktueller (EC) Normen angesetzt, wohingegen die integralen Rahmentragwerke lediglich lt. aktueller Norm (EC) belastet werden. Durch einen Vergleich der Ergebnisse und Verhältniswerte soll eine erste Aussage bezüglich der Adaptierung bestehender Lagerbrücken getroffen werden.

ABSTRACT

The effects of normative modifications on road bridges have strongly risen in the last decades. In order to deal with the increased traffic loadings, it is necessary to enhance existing bridges. During the rehabilitation procedures, the question, whether it is useful to change the system from a conventional bridge to an integral bridge, arises. The cost savings concerning the life-cycle-costs due to the absence of bearings and expansion joints are engendered by this consideration. Therefore integral bridges are an interesting alternative. Existing construction guidelines and recommendations are only valid for the construction of new integral bridges. The conducted parameter study as part of this work should provide indicative values for a useful conversion referring to existing buildings from the mechanics point of view. The additional theoretical work involves the fundamental structural behavior of the super- and the substructure and the influence of constraining forces on frames. Here the influence of the temperature and the time-dependent behavior of concrete (creep, shrinkage) are particularly focused.

The purpose of this work is to provide a database to enable a comparison between the loadings of conventional and integral bridges. Thus it can be estimated through the change of boundary conditions whether it makes sense to convert conventional bridges into integral ones. In the parameter study based on the finite element method (with software SOFISTIK), the loads according to past design codes (ÖNorm) and current structural design codes (Eurocode) are applied. The study considers loads according to both past and current design codes for conventional bridges, while for integral bridges only loads according to current building codes are taken into account. The comparison of the parameter study results helps to make a primary statement for converting conventional bridges into integral bridges.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG.....	1
2	VERHALTEN INTEGRALER BRÜCKENTRAGWERKE - BRÜCKENGEOMETRIE	3
2.1	ÜBERBAU	4
2.2	UNTERBAU	4
3	EINFLUSS VON ZWANGSBEANSPRUCHUNGEN	6
3.1	TEMPERATUR.....	7
3.1.1	Temperatureinwirkung auf Brückentragwerke.....	7
3.1.2	Temperaturbedingte Bauwerksreaktionen	9
3.1.3	Stand der Forschung.....	9
3.2	ZEITABHÄNGIGES VERHALTEN VON BETON.....	12
3.2.1	Kriechen	12
3.2.2	Schwinden	13
4	PARAMETERSTUDIE.....	14
4.1	GRUNDSYSTEME	14
4.1.1	System 1 – ÖNorm, gelenkig	14
4.1.2	System 2 – Eurocode, gelenkig.....	14
4.1.3	System 3a – Eurocode, biegesteif, minimale Bodenkenwerte.....	14
4.1.4	System 3b – Eurocode, biegesteif, maximale Bodenkenwerte	14
4.2	MODELLIERUNG DES SYSTEMS.....	15
4.2.1	Modellierung des Plattenbalkens.....	15
4.2.2	Modellierung der Widerlagerwand.....	17
4.3	LAGERUNG DES ÜBERBAUS	17
4.3.1	Überbau - gelenkige Lagerung	17
4.3.2	Überbau - biegesteife Lagerung	18
4.3.3	Unterbau	19
5	BELASTUNGSANNAHMEN UND LASTFALLKOMBINATIONEN	21
5.1	STÄNDIGE LASTEN.....	21
5.2	VERKEHRSLASTEN.....	23
5.2.1	ÖNorm EN 1991-2 (2012-03-01) und ÖNorm B 1991-2 (2011-04-15)	23
5.2.2	ÖNorm B 4002 (1970-12-01)	27
5.3	TEMPERATURLASTEN	30
5.3.1	ÖNorm EN 1991-1-5 (2012-01-01)	30
5.3.2	ÖNorm B 4200 Teil 4 [30]	32
5.4	ERDRUCKBELASTUNG.....	33

5.4.1	Erdruchedruck, aktiver und passiver Erddruck	33
5.4.2	Erddruckverteilung am Bestandstragwerk	34
5.4.3	Erddruckverteilung am integralen System	36
5.5	<i>LASTFALLKOMBINATIONEN UND BEIWERTE</i>	37
5.5.1	Nach ÖNorm EN 1990 (2003-03-01) und ÖNorm EN 1990:2002/A1:2005	37
5.5.2	Nach ÖNorm B 4200.....	39
5.6	<i>SCHNITTE UND AUSWERTUNG DER SCHNITTGRÖßEN</i>	40
6	STATISCHE UNTERSUCHUNG	43
6.1	<i>ALLGEMEIN</i>	43
6.2	<i>ERGEBNISSE</i>	45
6.2.1	Auswertung der Ergebnisse.....	45
6.3	<i>DISKUSSION DER ERGEBNISSE</i>	49
6.3.1	Charakteristische Brückenlasten	49
6.3.2	Vergleich Überbau in Feldmitte	50
6.3.3	Vergleich Überbau am Rahmeneck.....	51
6.3.4	Vergleich Unterbau am Widerlagerkopf	55
6.3.5	Vergleich Unterbau am Widerlagerfuß	56
7	CONCLUSIO	59

1 EINLEITUNG

Der stetig steigende Anspruch an die Verkehrsinfrastruktur und die damit verbundene Steigerung der Lebenszykluskosten, führt im Brückenbau zur immer breiteren Anwendung des integralen Brückenbautyps. Das integrale Rahmentragwerk hat den Vorteil, dass auf Fahrbahnübergangskonstruktionen und Brückenlager teilweise oder sogar gänzlich verzichtet werden kann und somit die Kosten für die Erhaltung verringert werden. Neben dem finanziellen Vorteil kann man durch die Ausschöpfung der Tragreserven eines statisch unbestimmten Rahmentragwerkes, das auf die monolithische Verbindung von Überbau und Widerlagerwand zurückzuführen ist, auch aus statischer Sicht positives abgewinnen. Eine Reduktion der Lärmbelastung beim Überqueren der Fahrbahnübergangskonstruktion und ein erhöhter Fahrkomfort tragen ebenfalls dazu bei, dass die Entwicklung dieses Brückenbautyps im Fokus der Forschung steht. Die Bewältigung von Zwangsbeanspruchungen durch konstruktive Maßnahmen steht hierbei im Mittelpunkt. Die Änderung des statischen Systems einer konventionellen Lagerbrücke in ein integrales Tragwerk verändert die Beanspruchungen, die von zahlreichen Parametern des Über- und Unterbaus abhängen. Der weitere Ausbau der Brückenbestände in Österreich wird gegenwärtig und auch in naher Zukunft keine größere Rolle spielen, da das Verkehrsnetz nahezu vollständig ist. Im Blickpunkt stehen daher Sanierungen und Verstärkungen der bestehenden Brückentragwerke, um den Zustand zu erhalten und die stetig steigenden Verkehrslasten bewältigen zu können.



Abbildung 1: Salginatobelbrücke

In Anlehnung an [1] wird in dieser Arbeit auf die Sinnhaftigkeit und das Ausmaß von Adaptierungen bei einfeldrigen Plattenbalkenbrücken eingegangen. Die im SOFISTIK durchgeführte Parameterstudie umfasst die Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Abmessungen und Randbedingungen. Im Zuge der Parameterstudie wird auf die in unterschiedlichen Regelwerken vorgeschriebenen Einwirkungen eingegangen. Die Belastungen werden lt. ÖNorm B 4002 (1970), ÖNorm EN 1991-2 (2012) bzw. ÖNorm B 1991-2 (2011) aufgebracht.

Der erste Teil der Arbeit beinhaltet eine allgemeine Betrachtung des Verhaltens von integralen Brückentragwerken. Speziell wird auf den Einfluss der Komponenten des Über- und des Unterbaus eingegangen. Auf eine Beschreibung der Boden-Bauwerks-Interaktion wird verzichtet, da sie bereits in [1] behandelt wird. Des Weiteren wird die Theorie von der Entstehung von Zwangsbeanspruchungen, insbesondere hervorgerufen durch Temperatur, Kriechen und Schwinden, behandelt. Ein weiterer Teil der

Arbeit beschreibt die in der Parameterstudie untersuchten Grundsysteme. Einer detaillierten Betrachtung des FE-Modells, das sowohl die Modellierung des Plattenbalkens, als auch das der Widerlagerwände beschreibt, folgt eine Erklärung über die unterschiedlichen Lagerungen des konventionellen Tragwerkes und des integralen Rahmens. Die getroffenen Belastungsannahmen und untersuchten Lastfallkombinationen, entsprechend den Normen ÖNorm B 4002 (1970), ÖNorm EN 1991-2 bzw. ÖNorm B 1991-2, werden in einem weiteren Kapitel erläutert. Die Ergebnisse aus der Studie werden in Form von Verhältniswerten zwischen Bestandsbrücken und integralen Brücken dargestellt. Aufgrund dessen soll abgeschätzt werden können, ob sich bei vordefinierter Brückengeometrie und vorhandenen Randbedingungen eine Adaptierung des Bestandstragwerkes aus statischen Gesichtspunkten lohnt.

2 VERHALTEN INTEGRALER BRÜCKENTRAGWERKE - BRÜCKENGEOMETRIE

Integrale Brücken sind durch die monolithische Verbindung von Überbau und Widerlager hochgradig statisch unbestimmte Rahmentragwerke. Die Ausbildung des statischen Systems als Rahmen erschließt unter der Voraussetzung einer genügend großen Rotationsfähigkeit zusätzliche Systemreserven durch Schnittgrößenumlagerungen und führt zu einer widerstandsfähigeren Konstruktion. Anders als bei konventionellen Brücken werden bei integralen Brücken durch den Entfall von Fahrbahnübergangskonstruktionen und Brückenlagern Horizontalverformungen behindert, sodass Zwangskräfte im System entstehen. [2 S. 295 f.] Das Verhalten integraler Brückentragwerke wird maßgeblich von den geometrischen Parametern in Tabelle 1 und Tabelle 2 bestimmt. Steifigkeitsverhältnisse von und die Interaktion zwischen Über- und Unterbau beeinflussen das Tragverhalten wesentlich. Im Folgenden wird auf die Bestandteile einer integralen Brücke und ihr Einfluss auf die Entstehung von Zwängen eingegangen.

Tabelle 1: Einflussgrößen für das Verhalten integraler Brückentragwerke im Längsschnitt [3 S. 7]

Längsschnitt	
Widerlager: <ul style="list-style-type: none"> • Steifigkeit längs • Hinterfüllung (Erddruck) • Setzungen hinter Widerlagerwand • Fahrbahnübergang 	Überbau: <ul style="list-style-type: none"> • Steifigkeit axial, ungerissen/gerissen • Behinderte Längenänderungen durch Vorspannung, Kriechen, Schwinden, Temperatur • Brückenlänge
Stützen: <ul style="list-style-type: none"> • Steifigkeit längs, ungerissen/gerissen • Lagerung (biegesteif/Betongelenk) 	Fundament der Stützen und Widerlagerwand: <ul style="list-style-type: none"> • Steifigkeit längs • Fundationsart • Untergrund

Tabelle 2: Einflussgrößen für das Verhalten integraler Brückentragwerke im Grundriss [3 S. 7]

Grundriss	
Widerlager: <ul style="list-style-type: none"> • Steifigkeit - Rotation um vertikale Achse 	Stützen: <ul style="list-style-type: none"> • Steifigkeit quer, ungerissen/gerissen
Überbau: <ul style="list-style-type: none"> • Querbiegesteifigkeit • Geometrie <ul style="list-style-type: none"> - Öffnungswinkel - Krümmungsradius/Länge - Grundriss 	

2.1 ÜBERBAU

Das Verhältnis der axialen Steifigkeit des Über- und Unterbaus hat einen nicht zu vernachlässigbaren Einfluss auf das Tragverhalten der Brücke. Üblicherweise ist das Verhältnis der Steifigkeit des Unterbaus im Vergleich zum Überbau gering, um Verformungen des Überbaus nicht zu behindern. [3 S. 13] Der Einfluss des Überbaus auf das Tragverhalten hängt von der Geometrie des Querschnitts, dem E-Modul und der Brückenlänge ab. Vor allem auf den normativ festgelegten E-Modul sollte besonderes Augenmerk gelegt werden, da bereits geringe Abweichungen verhältnismäßig große Auswirkungen auf Zwangsschnittgrößen haben können. Daher empfiehlt es sich, die Berechnung mit einem durch eine Werkstoffprüfung abgesicherten E-Modul durchzuführen. [4 S. 297]

Bei der Entstehung von Zwangsnormalkräften im integralen Brückenbauwerk spielt auch die Geometrie im Grund- und Aufriss eine entscheidende Rolle (Tabelle 1, Tabelle 2). Während eine Verformungsbehinderung an geraden Tragwerken große Zwangskräfte hervorruft, können im Grundriss gekrümmte, monolithische Brücken zumindest einen Teil der Beanspruchungen durch radiale Verschiebungen aufnehmen. Die Längenänderungen treten in diesem Fall nicht explizit an den Widerlagerwänden, sondern über die gesamte Überbaulänge auf. Grundsätzlich gilt, dass mit zunehmendem Öffnungswinkel¹ auftretende Zwänge geringer werden. [5 S. 106] Der Einfluss der Querbiegesteifigkeit des Überbaus auf die Ausbildung radialer Verformungen sollte Vollständigkeitshalber noch erwähnt werden.

2.2 UNTERBAU

Das Ausmaß der Behinderung der Ausdehnung des Überbaus wird nicht nur von den geometrischen Größen der Widerlagerwand, sondern auch von der Interaktion der Widerlagerwand und dem Hinterfüllbereich bestimmt. Schon kleine positive Wandverschiebungen (Abbildung 2) haben zur Folge, dass sich der Erdruchedruck E_0 auf den aktiven Erddruck E_A abbaut. Eine negative Wandverschiebung kann in den oberen Bodenschichten eine Erhöhung des Erdruchedrucks auf den passiven Erddruck E_p bewirken. Das Ausmaß der Zwangsbeanspruchungen hängt somit von dem durch die Widerlagerverschiebung geweckten Erddruck ab. [2 S. 297]

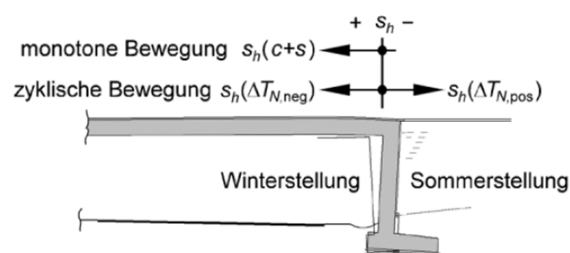


Abbildung 2: Darstellung der Bauwerksverschiebungen [2 S. 296]

Neben der Widerlagerwand hat auch die Ausbildung der Stützen einen Einfluss auf die Entstehung von Zwangskräften im Überbau. Der Querschnitt, die Lagerung, die Betonklasse sowie Langzeiteinwirkungen wie Kriechen und Schwinden beeinflussen die Steifigkeit der Stützen. Des Weiteren spielen auch das Zusammenwirken mehrerer Stützen und ihr Abstand zueinander eine Rolle. Eine größere Feldweite und somit eine minimale Anzahl von Stützen führen zu einer Reduktion der Verformungsfähigkeit in Längsrichtung, da eine überproportionale Steifigkeitszunahme der einzelnen Pfeiler erforderlich ist. [5 S. 114] Je größer die Steifigkeit der Stützen ist, desto größer sind die entstehenden Kräfte im Brückenquerschnitt. Zu berücksichtigen ist weiters, dass für die Tragsicherheit der Stützen von einer

¹ Verhältnis Brückenlänge zu Krümmungsradius

unteren Grenze, jedoch für die Zwänge im Überbau eine obere Grenze der Stützensteifigkeit angesetzt wird. [5 S. 111 ff.]

Das Steifigkeitsverhältnis von Über- und Unterbau wird neben den bereits erwähnten Bauteilen des Weiteren von der Gründungsart beeinflusst. Vor allem bei statisch unbestimmten Systemen ist die Nachgiebigkeit der Gründung zu berücksichtigen. Bei sehr steifen Widerlagern entspricht ihre Steifigkeit im Großen und Ganzen der der Gründung. Im Modell kann somit die geringe Nachgiebigkeit der Widerlager unberücksichtigt bleiben. [5 S. 111] Grundsätzlich unterscheidet man die Wirkungsweise von Flach- und Tiefgründungen. Flachgründungen leiten Vertikalkräfte und Biegemomente hauptsächlich über Normalspannungen in den Untergrund ein. Aufgrund der verhältnismäßig großen Steifigkeiten des Überbaus und der Stützen sollte die Nachgiebigkeit der Flachgründung berücksichtigt werden, um das Ausmaß der Zwänge zu reduzieren. Bei Tiefgründungen wird die horizontale Steifigkeit von der horizontalen Bettung beeinflusst. Die Betrachtung der Nachgiebigkeit der Pfahlgründung in Längsrichtung ist vor allem im integralen Brückenbau von Bedeutung. Durch eine entsprechende Ausbildung der Pfähle kann ein Verformungspotential aktiviert werden. Die Ausschöpfung dieses Potentials ist abhängig von der Möglichkeit der Abtragung der Biegebeanspruchung am Pfeilerfuß/Pfahlkopf über Pfahlbiegung. [5 S. 116 f.]

3 EINFLUSS VON ZWANGSBEANSPRUCHUNGEN

Das Ausmaß der entstehenden Zwangsbeanspruchungen im Brückentragwerk ist von verschiedenen, sich gegenseitig beeinflussenden Parametern abhängig (Kapitel 2). Neben der Steifigkeit, der Geometrie in Grund- und Aufriss, der Länge und der Lagerung des Überbaus, sind auch die Komponenten des Unterbaus sowie die Boden-Bauwerks-Interaktion für das Systemverhalten von Bedeutung.

Bei der Betrachtung von Zwangseinwirkungen auf ein Rahmentragwerk ist die Differenzierung von zwei Fällen sinnvoll. Unterschieden werden die Auswirkungen einer Stützensenkung (Abbildung 3a) und einer Längsausdehnung des Überbaus (Abbildung 3b).

Der erste Fall tritt sowohl bei monolithischen als auch bei konventionellen Brücken auf. Er stellt kein spezifisches Problem konventioneller Brücken dar, da der Einfluss auf den Unterbau im Vergleich zu Fall zwei gering ist. Der zweite Fall spiegelt eine Längsverformung des Überbaus zum Beispiel als Resultat einer Änderung der Temperatur im Schwerpunkt oder zufolge Schwindens wider. Im Gegensatz zu monolithischen Brückenbauwerken führen diese Einwirkungen bei horizontal verschieblich gelagerten Brücken zu keinen zusätzlichen Spannungen. [6 S. 142]

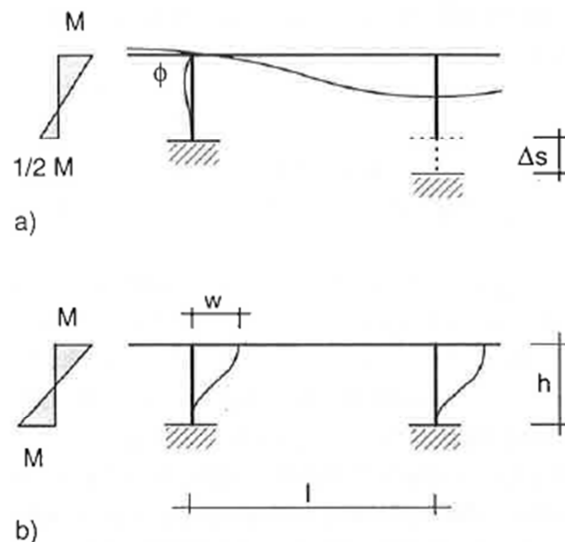


Abbildung 3: Vergleich a) Stützensenkung und b) Längenänderung Überbau [6 S. 142]

Die Berücksichtigung von Zwangsnormalkräften im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie der Gebrauchstauglichkeit wird in gegenwärtigen Normen nur am Rande behandelt. Ausschlaggebend dafür ist die Annahme eines ausreichend-großen Verformungsvermögens der Tragwerke im Bruchzustand, um Zwangsbeanspruchungen abbauen zu können. Bei integralen Brückentragwerken kann nicht von einem ausreichenden Rotationsvermögen ausgegangen werden. Auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit reichen die Verformungen nicht aus, um einen vollständigen Abbau der Zwänge sicherzustellen. Zwangskräfte müssen daher bei der Bemessung von monolithischen Brücken sowohl im Gebrauchszustand als auch im Tragfähigkeitszustand berücksichtigt werden. Die Größe der entstehenden Zwangsnormalkräfte ist nach oben durch die Rissnormalkraft N_{CR} begrenzt. Die Kraft bleibt bis zum abgeschlossenen Rissbild auf diesem Niveau. [5 S. 119]

3.1 TEMPERATUR

Der Einfluss der Temperaturbelastung auf integrale Brückentragwerke muss bei der Planung und Bemessung berücksichtigt werden. Es entstehen Beanspruchungen, die bei integralen Bauwerken nicht vernachlässigt werden dürfen. Im Folgenden wird auf Temperatureinwirkungen, die daraus resultierenden Bauwerksreaktionen, auf die Berücksichtigung der Temperatur in den Regelwerken und den aktuellen Stand der Forschung eingegangen.

3.1.1 TEMPERATUREINWIRKUNG AUF BRÜCKENTRAGWERKE

Klimatische Einflüsse und ihr ständiger Wechsel bewirken in Abhängigkeit des vorherrschenden Wetters, der Bauwerksgeometrie, der Jahreszeit und den thermophysikalischen Eigenschaften des Betons im Brückentragwerk instationäre, nichtlinear begrenzte Temperaturverteilungen. Diese stellen sich im Tragwerk zufolge Klimaeinwirkung, Wärmeaustausch, Wärmeleitung und Wärmespeicherung ein. Der Wärmeaustausch der Bauwerksoberfläche erfolgt über Konvektion und Strahlung mit der Umgebung. Es kommt in Abhängigkeit der Umgebungs- und Bauteiltemperatur zu einer Wärmezufuhr (Oberflächenerwärmung) oder zu einer Wärmeabfuhr (Oberflächenabkühlung). Das daraus entstehende Potentialgefälle verursacht am Querschnitt eine Temperaturänderung und Dehnungen sind die Folge. Für das Ausmaß der Beanspruchungen des Tragwerks ist die mittlere Temperatur des Brückenüberbaus in der Schwerachse verantwortlich. [7 S. 659 f.]

Temperatureinwirkungen unterliegen sowohl täglichen als auch saisonalen Schwankungen und affin dazu unterliegt der Brückenüberbau täglichen und jährlichen Ausdehnungen und Verkürzungen (Abbildung 4) Diese haben stochastischen Charakter. Für die Bauwerksbemessungen werden saisonale Temperaturen angesetzt, die eine bestimmte Auftretenswahrscheinlichkeit² überschreiten. Um der Realität entsprechende Temperatureinwirkungen ansetzen zu können, müssen Kenntnisse über die Bauwerksreaktionen vorhanden sein. In Abbildung 5 sind mittlere Tagesgänge der Ersatztemperaturverteilungen ΔT_N und ΔT_{MY} von Plattenbalkenbrücken in Stahl-, Verbund- und Betonbauweise dargestellt. Stahlbrücken unterliegen demnach größeren Temperaturschwankungen als Betonbrücken. Beim Vergleich der vertikalen Temperaturunterschiede ΔT_{MY} wird ersichtlich, dass Verbundbrücken aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften und des eingesetzten Volumens der Werkstoffe größeren Temperaturdifferenzen als Stahl- und Betonbrücken unterliegen (Abbildung 5). [7 S. 667 ff.]

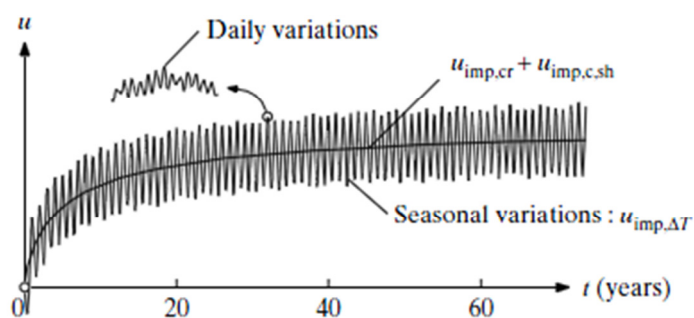


Abbildung 4: Tägliche und saisonale Dehnungen infolge des Temperatureinflusses [8]

² charakteristischer Wert – im Mittel alle 50 Jahre

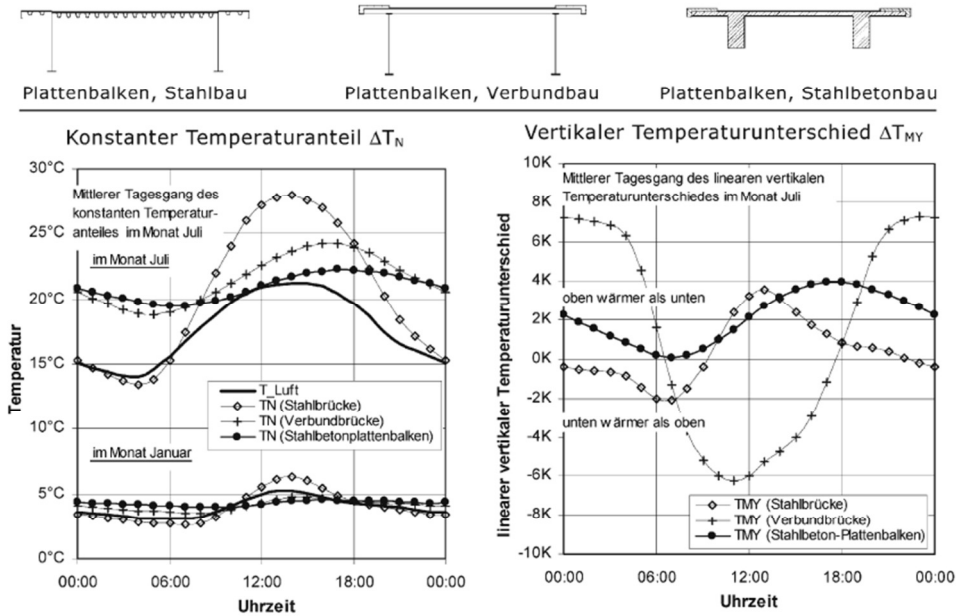


Abbildung 5: Ersatztemperaturverteilungen ΔT_N und ΔT_{MY} [7 S. 668]

Bei der Bemessung eines Brückentragwerkes wird von finalen Parametern wie Länge der Brücke, Querschnitt, Längs-/Querneigung und Lage ausgegangen. Während des Bauprozesses bis zum Erreichen des gewünschten Endzustandes kommt es zu ständigen Veränderungen dieser Parameter und der Einfluss des Klimas während dieses Zeitraumes wirkt auf unterschiedliche Systeme. Für die Berücksichtigung dieser sind die Brückenaufstelltemperatur und ihre Abweichung zur festgelegten Referenztemperatur von Relevanz. Die Einwirkungen während der Bauphasen (Abbildung 6) können bei fehlender Berücksichtigung zu unplanmäßigen Beanspruchungen des Tragwerks führen (Verkürzung/Verlängerung, positive/negative Krümmung, Druck-/Zugbelastung). Diese durch Temperatureinwirkung verursachten Bauwerksreaktionen werden von den Materialeigenschaften des Betons beeinflusst. In Abhängigkeit der Zusammensetzung, dem Feuchtegehalt und dem Alter schwankt der Wärmeausdehnungskoeffizient α_T des Betons zwischen $0.6 \times 10^{-5}/K$ bis $1.4 \times 10^{-5}/K$. [9] Die Einwirkungen können die Lager, den Brückenüber- und Brückenunterbau betreffen und sind durch vorausschauende Planung zu vermeiden. [7 S. 667 ff.] Vollständigkeitshalber sollte erwähnt werden, dass eine Temperaturbeanspruchung des Brückentragwerkes auch durch die Bildung von Hydratationswärme während des Abbindens von Beton oder durch den Heißeinbau eines Fahrbahnbelages bei Straßenbrücken entstehen kann.

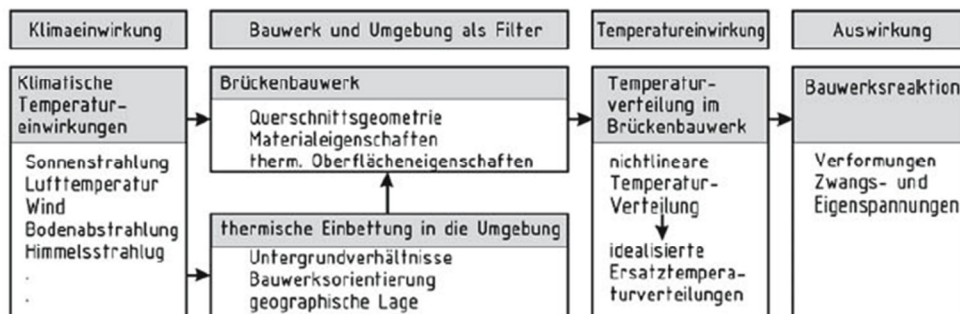


Abbildung 6: Einwirkungen und Auswirkungen klimatischer Beanspruchungen [7 S. 663]

3.1.2 TEMPERATURBEDINGTE BAUWERKSREAKTIONEN

Bauwerksreaktionen zufolge Temperaturbeanspruchungen können sich bei zwangsfrei gelagerten, statisch bestimmten System frei einstellen. In Abbildung 7 sind die sich daraus ergebenden Verformungen dargestellt. Bei statisch unbestimmten Systemen werden die Verformungen aus zyklisch-auftretender Temperaturbelastung ΔT behindert und führen zu Zwangsnormalkräften und Zwangsmomenten im Tragwerk, welche von den Materialeigenschaften beeinflusst werden (Kapitel 3.1.1). [9]

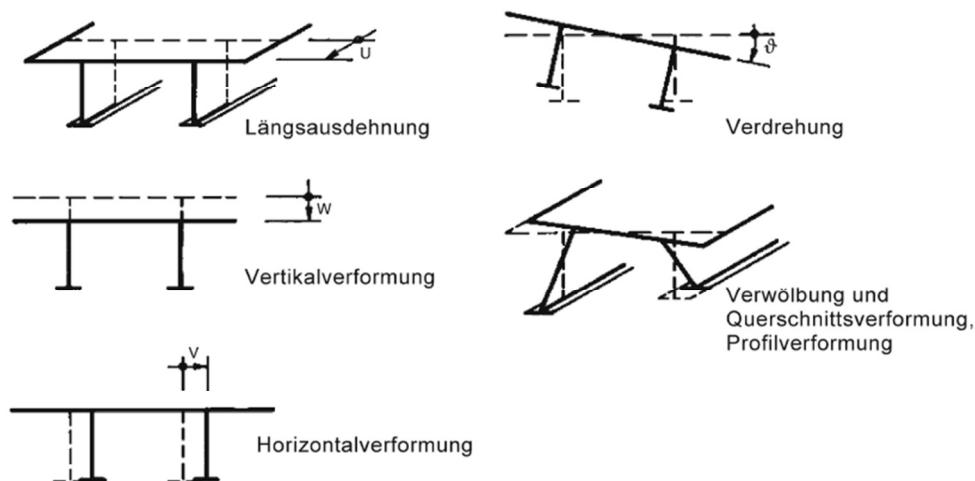


Abbildung 7: Tragwerksreaktionen von Brückenquerschnitten [7 S. 664]

3.1.3 STAND DER FORSCHUNG

In diesem Kapitel wird auf aktuelle Forschungsbeiträge und Bücher eingegangen, die sich mit den Auswirkungen von Temperatureinwirkungen bei integralen Brückentragwerken auseinandersetzen.

Im Forschungsbericht *Time-Dependent Behaviour of Continuous Composite Integral Abutment Bridges* [10] wird der Einfluss der zeitabhängigen Effekte Kriechen, Schwinden und Temperatur auf den Überbau, den daraus entstehenden Erddruck auf die Widerlagerwand und die Boden-Bauwerks-Interaktion einer Stahl-Beton-Verbundbrücke untersucht. Um das lineare und nichtlineare Langzeitverhalten einer integralen Verbundbrücke prognostizieren zu können, werden analytische Modelle entwickelt und numerische Berechnungen durchgeführt. Im analytischen Modell (Abbildung 8) wird die Schnittkraftumlagerung, hervorgerufen durch den Einfluss der Temperatur, Kriechen und Schwinden, in Abhängigkeit der Steifigkeit der Widerlagergründung und der Hinterfüllung berücksichtigt. Das numerische Modell veranschaulicht vorhandene Spannungen und Verformungen aus den zeitabhängigen Einflüssen am integralen Brückentragwerk. Die Auswirkungen am integralen Brückentragwerk werden mit denen einer konventionellen Lagerbrücke verglichen. Die Momenten- und Normalkraftbeanspruchung der Pfähle der Widerlagerwand werden ausgewertet, um den Einfluss auf die Längsdehnung zu untersuchen. Abschließend wird eine Empfehlung für die Bemessung und Entwurf von integralen Brückenbauwerken gegeben.

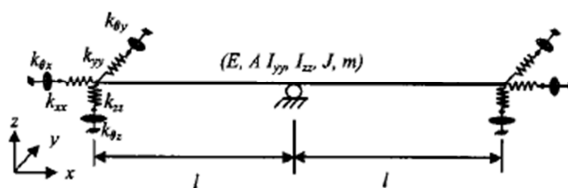


Abbildung 8: Modell des Überbaus [Wilson, 1988]

In der wissenschaftlichen Publikation *Response of an Integrable Abutment Bridge to Temperature Variations* [11] wird das Verhalten der unterschiedlichen Brückenkomponenten einer dreifeldrigen Stahl-Beton-Verbundbrücke unter dem Einfluss von Temperatur analysiert. Das Monitoring der integralen Brücke in Evansville (USA) beinhaltet die Messungen des dreiaxialen Spannungszustandes, des Temperaturgradienten, der Rissbildung und der Relativverformungen zwischen den einzelnen Bauteilen (Abbildung 9). Die Ergebnisse veranschaulichen, dass die Behinderung der Ausdehnungen/Verkürzungen des Überbaus erhöhte Spannungen hervorrufen, die bei der Bemessung keinesfalls unberücksichtigt bleiben dürfen.

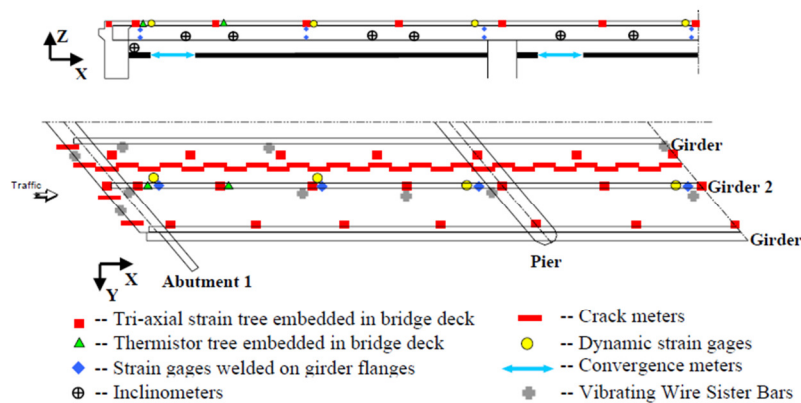


Abbildung 9: Monitoring der Evansville Bridge [11 S. 3]

Der wissenschaftliche Beitrag *Evaluation of Seasonal and Yearly Behavior of an Integral Abutment Bridge* [12] beinhaltet eine Auswertung der Ergebnisse der Überwachung einer Stahl-Beton-Verbundbrücke in Massachusetts. Der Schwerpunkt dieses Berichts liegt in der Überwachung des Verhaltens der dreifeldrigen Brücke aufgrund wechselnder saisonaler und jährlicher klimatischer Einwirkungen. Die Reaktionen der Widerlagerwände in Form von Längsverschiebungen und Verdrehungen werden festgehalten (Abbildung 10). Aus diesen Messungen wird ein unterschiedliches Verhalten des nördlichen und südlichen Brückenwiderlagers festgestellt. Im Bericht wird empfohlen diesen Umstand bei der Konstruktion und Bemessung zu berücksichtigen. Grundlegende Parameter, die die Reaktionen des Tragwerks beeinflussen, werden mit einfachen mechanischen Modellen evaluiert, um sie in komplexeren Finite-Elemente-Modellen anwenden zu können. Die gesammelten Daten belegen, dass vorhandene Bemessungsrichtlinien für die Errichtung integraler Brückentragwerke im US-Bundesstaat Massachusetts als konservativ zu betrachten sind.

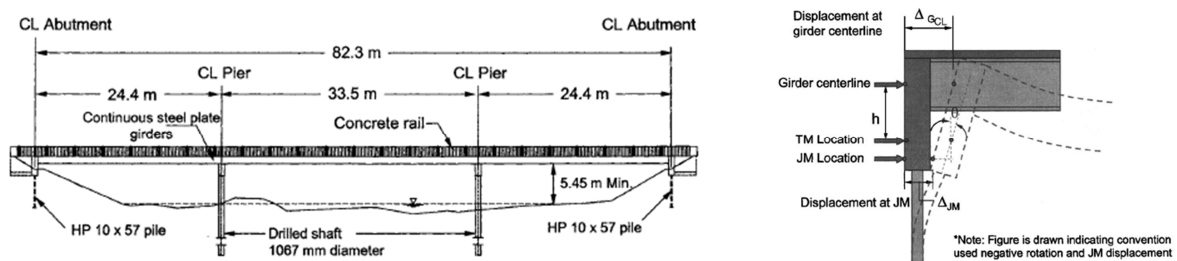


Abbildung 10: Längsschnitt der Brücke [12 S. 2] und Verformung der Widerlagerwand [12 S. 5]

Die Thesis *Illinois Integral Abutment Bridges: Behavior under extreme thermal Loading and Design Recommendations* [13] setzt sich mit der Interaktion zwischen dem Brückenüberbau, der Boden-Bauwerks-Beziehung, der Widerlagerwand und ihrer Gründung auseinander. Diese Arbeit baut auf einer Parameterstudie der University of Illinois auf, in der die Parameter beschrieben werden, die einen maßgeblichen Einfluss auf das Verhalten integraler Brücken haben. Die Modellierung (Abbildung 11) einer

größeren Anzahl an dreidimensionalen, integralen Brückentragwerken mit unterschiedlichen Brückenlängen, Feldweiten, Winkeln im Grundriss, Pfahltypen und Laststellungen wird durchgeführt, um ein umfassenderes Wissen über den Einfluss dieser Parameter zu erlangen. Besondere Beachtung schenkt man dem Verhalten schiefwinkliger Tragwerke. Des Weiteren beinhaltet die Untersuchung eine weitreichendere Empfehlung für die maximale Länge und Schiefstellung von integralen Brückentragwerken.

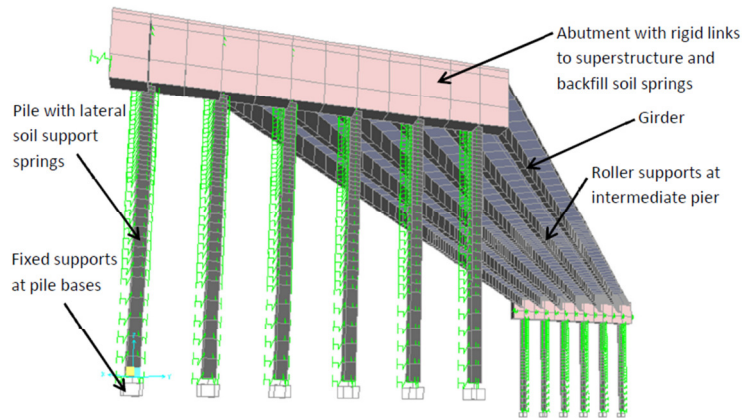


Abbildung 11: Finite Elemente Modell [13 S. 23]

Das Ziel des Buches *Integral Bridges: A fundamental approach to the time-temperature loading problem* [14] ist die Erstellung eines Leitfadens, der die zyklische Belastung der Hinterfüllung eines Brückentragwerks und die daraus resultierenden Beanspruchungen berücksichtigt. Hervorgerufen wird die Be- und Entlastung der Widerlagerwand durch die ständige Verkürzung und Ausdehnung des Brückenüberbaus infolge der wechselnden klimatischen Bedingungen. Ziele der Untersuchung sind:

- Feststellen des Einflusses der Bodenparameter auf die Boden-Bauwerks-Interaktion
- Verständnis für das Verhalten der Hinterfüllung in Wechselwirkung mit einer steiferen Struktur (Widerlagerwand) zu schaffen
- Entwicklung eines numerischen Modells zur Abbildung des realitätsnahen Verhaltens des Bodens bei zyklischer Be- und Entlastung

Weiters werden Untersuchungen angestellt, um das Ausmaß des entstehenden Erddrucks im Bereich der Widerlagerwand abschätzen zu können. Dafür werden unterschiedliche *Wall Tests* durchgeführt, die sich in der Häufigkeit der zyklischen Belastung als auch in der Amplitudenstärke unterscheiden. Diese Versuche sollen zu einem besseren Verständnis der veränderlichen Beanspruchungen des Tragwerks führen. Die Ergebnisse der *Wall Tests* werden von der Entwicklung einer numerischen Simulation begleitet.

3.2 ZEITABHÄNGIGES VERHALTEN VON BETON

Neben der Beanspruchung des Tragwerks zufolge Temperatur, haben auch Kriechen und Schwinden Auswirkungen auf die Zwangsbeanspruchungen des Brückentragwerkes. Belastungsunabhängige Schwinddehnungen und belastungsabhängige Kriechverformungen sind verantwortlich für einen Teil der Längsdehnungen des Brückenquerschnitts (Abbildung 2) und müssen bei der Bemessung des integralen Rahmentragwerkes berücksichtigt werden. Vor allem bei vorgespannten Systemen erhöht sich die anfängliche Stauchung aufgrund der Kriecheigenschaften des Betons in nicht vernachlässigbarem Ausmaß. [3 S. 8 f.]

3.2.1 KRIECHEN

Die Verformungszunahme mit fortlaufender Zeitdauer der Beanspruchung des Tragwerkes wird als Kriechen bezeichnet. Lt. Norm EN 1992-1-1 (2011-12-01) [15] setzt sich die Kriechverformung aus Grund- und Trocknungsfließen zusammen. Grundfließen findet im Gegensatz zum Trocknungsfließen bei konstantem Feuchtegehalt statt. Die Kriechverformungen aus Grund- und Trocknungsfließen nehmen einen vielfachen Wert der elastischen Verformung an. In Abhängigkeit vom w/z -Wert kann Kriechen in verstärkter/abgeschwächter Form auftreten. Der Zeitpunkt der Erstbelastung des Betons spielt ebenfalls eine Rolle. Eine Begrenzung des Kriechvorganges kann somit mit einem späteren Belastungsbeginn, einem kleineren Zementsteinvolumen und w/z -Wert erreicht werden. Die Parameter, die einen Einfluss auf die Kriechzahl φ haben, sind in Tabelle 3 angeführt. [3 S. 8 f.]

Tabelle 3: Einflussfaktoren - Kriechzahl [3 S. 9]

Parameter	Einfluss auf Kriechzahl φ
Bauteilabmessung (mittlere Bauteilstärke)	etwas schnellerer Verlauf bei dünnen Bauteilen
relative Luftfeuchtigkeit	kleinere Werte bei größerer Luftfeuchtigkeit
Betonalter/Hydratationsgrad bei Belastung (t_0) bei Austrocknungsbeginn (t_s)	größere Verformungen bei früherer Belastung
Zementart	größere Werte für langsam erhärtenden Zement nur bei früherer Belastung signifikant
Temperatur	tiefe Temperaturen entsprechen früheren Belastungszeitpunkt
Betondruckfestigkeit (w/z -Wert, Zementart)	kleinere Werte für höhere Betonfestigkeit
Belastungsniveau	größere Werte bei Druckbeanspruchung

Für Beanspruchungen unterhalb des 0.4-fachen der Druckfestigkeit des Betons f_c wird in der Norm EN 1992-1-1 (2011-12-01) [15] von einem linearen Zusammenhang zwischen Kriechen und Spannungen ausgegangen. Einwirkungen, die die Festigkeit über diesem Wert beanspruchen, haben eine überproportionale Auswirkung auf die Spannungszunahme. Eine grobe Abschätzung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ in Abhängigkeit des Belastungsbeginns mit $t_0 = 28$ Tage kann für Normalbetone mit $\varphi = 2-3$ getroffen werden. [16 S. 28 f.]

3.2.2 SCHWINDEN

Im Gegensatz zum Kriechen ist das Schwinden des Betons belastungsunabhängig. Grundsätzlich wird zwischen dem chemischen Schwinden (Hydratationsprozess) und dem Trocknungsschwinden unterschieden. Beim Trocknungsschwinden kommt es in trockener Umgebung zu einer Feuchtigkeitsabgabe (Volumenverkleinerung) des Betons. Hingegen kommt es in feuchterer Umgebung zu einer Feuchtigkeitszunahme und demzufolge zu einer Volumenvergrößerung. Dieser Prozess wird als Quellen bezeichnet. Das Schwindmaß hängt vom w/z -Wert, von den Lagerungsbedingungen und vom verwendeten Zement ab (Tabelle 4). Schwindverformungen entwickeln sich häufig über viele Jahre. Durch Behinderung dieser Verformungen entstehen, analog zum Kriechen, Zwangsbeanspruchungen des Tragwerkes. Bei dicken Bauteilen entstehen aufgrund des zeitlich versetzten Schwindvorganges zwischen den innen- und außenliegenden Fasern Eigenspannungen. Diese entstehenden Spannungen werden teilweise durch Kriechen des Betons wieder abgebaut. [16 S. 28 f.] Die Bestimmung der Schwinddehnungen ist in der Norm EN 1992-1-1 (2011-12-01) im Anhang B geregelt. [15 S. 49 ff.] Es gibt sowohl für das chemische Schwinden als auch für das Trocknungsschwinden einen eigenen Berechnungsansatz. [15]

Tabelle 4: Einflussfaktoren - Schwinden [3 S. 9]

Parameter	Einfluss auf Schwinddehnungen
Bauteilabmessung (mittlere Bauteilstärke)	wesentlich schnellerer Verlauf bei dünnen Bauteilen
relative Luftfeuchtigkeit	kleinere Werte bei größerer Luftfeuchtigkeit
Betonalter/Hydratationsgrad bei Belastung (t_0) bei Austrocknungsbeginn (t_s)	ohne Einfluss auf Endwert und Verlauf ab Austrocknungsbeginn
Zementart	kleinere Werte für langsam erhärtenden Zement
Temperatur	etwas schnellerer Verlauf und größere Werte bei höheren Temperaturen
Betondruckfestigkeit (w/z -Wert, Zementart)	kleinere Werte für höhere Betonfestigkeit
Belastungsniveau	kein Einfluss

Die Verformungen aus Kriechen und Schwinden sind bei der Tragwerksplanung zu berücksichtigen und durch genügend große Bewegungsfreiheit (statisch bestimmtes System) oder durch eine ausreichende Tragkapazität (statisch unbestimmtes System) sicherzustellen. Nachdem sich bei der integralen Brücke die Verformungen nicht frei einstellen können, erzeugen Kriechen und Schwinden Zwangsbeanspruchungen im Tragwerk.

4 PARAMETERSTUDIE

Die Parameterstudie umfasst vier unterschiedliche Systeme. Diese dienen zum Vergleich von Bestandsbrücken und ihre Bemessung nach älteren und neueren Normen und zum Vergleich der Beanspruchungen von Bestandsbrücken nach einer Systemänderung in ein integrales Rahmentragwerk. Die vier Grundsysteme werden in Kapitel 4.1 näher erläutert. Im Kapitel 4.2 wird auf die Modellierung des Systems eingegangen und getroffene Annahmen erläutert. Den Abschluss von Kapitel 4 bildet die Lagerung des Überbaus für das Bestands- und für das Integralsystem (Kapitel 4.3).

4.1 GRUNDSYSTEME

Im Folgenden werden die vier unterschiedlichen Systeme näher erläutert und ihre Unterschiede aufgezeigt. Beim statischen System ist zwischen dem gelenkig gelagerten Grundsystem und dem in der Folge integralisierten Brückentragwerk zu differenzieren. Die Bauzustände und somit die Wirkung der Belastung auf das zum Beanspruchungszeitpunkt vorhanden statische System werden in der Berechnung berücksichtigt.

4.1.1 SYSTEM 1 – ÖNORM, GELENKIG

Beim System 1 handelt es sich um einen gelenkig-gelagerten Plattenbalken, der mit Verkehrslasten lt. ÖNorm B 4002 (1970) [17] belastet wird. Die Drehfedersteifigkeit der Widerlagerwände wird gemäß Petersen berechnet (Kapitel 4.3.3) und in der Eingabemaske als konstant für das System 1 angesetzt.

4.1.2 SYSTEM 2 – EUROCODE, GELENKIG

Das statische System 2 entspricht dem System 1. Der Unterschied zum ersten System liegt darin, dass anstelle der alten Belastungsnorm die Verkehrslasten zufolge der EN 1991-2 (2012-03-01) [18] bzw. ÖNorm B 1991-2 (2011-04-15) [19] aufgebracht werden.

4.1.3 SYSTEM 3A – EUROCODE, BIEGESTEIF, MINIMALE BODENKENNWERTE

Beim System 3a erfolgt die Verbindung des Plattenbalkens und der Widerlagerwand durch biegesteife Kopplungen über die gesamte Breite des Tragwerks. Die Belastung des Systems 3a erfolgt ebenfalls lt. EN 1991-2 (2012-03-01) [18] und ÖNorm B 1991-2 (2011-04-15) [19]. Bei diesem System werden die unterschiedlichen Bauzustände berücksichtigt. Das Eigengewicht des Tragwerks und ein allenfalls notwendiger Aufbeton wirken auf den gelenkig gelagerten Plattenbalken (BA 1). Sämtliche Ausbaulasten wirken auf das biegesteife System (BA 2). Die verwendeten Bodenkennwerte für dieses System entsprechen jenen des System 1.

4.1.4 SYSTEM 3B – EUROCODE, BIEGESTEIF, MAXIMALE BODENKENNWERTE

Hinsichtlich der Belastungen und des statischen Systems gibt es keine Abweichung zum System 3a. Die Bodensteifigkeit wird in diesem Fall als oberer Grenzwert, der dem 5-fachen der Steifigkeit des Systems 3a entspricht, in der Berechnung angesetzt. Diese Grenzfallbetrachtung ist notwendig, da die Bodenparameter einen erheblichen Einfluss auf den Schnittkraftverlauf und den entstehenden Zwangsbeanspruchungen des Gesamtsystems haben.

4.2 MODELLIERUNG DES SYSTEMS

In diesem Kapitel wird die Modellierung des statischen Systems des Brückentragwerks im, auf der FEM-Methode basierenden, Computerprogramm SOFISTIK erläutert. Ein Abwägen zwischen der Notwendigkeit einer möglichst realen Abbildung des tatsächlichen Tragverhaltens und den daraus resultierenden Schnittkräften und den überproportional steigendem Rechenaufwand bei größerer Genauigkeit erfolgte vor Beginn der Modellierung.

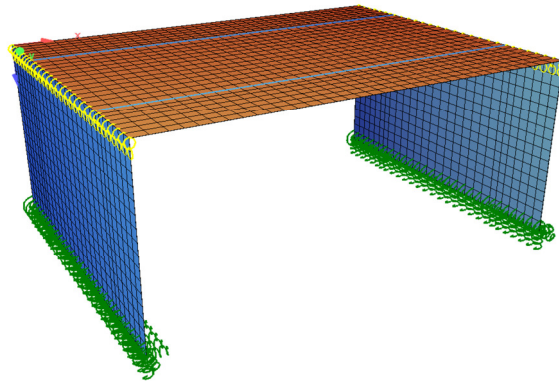


Abbildung 12: Statisches System – Sofistik

Der Einsatz von Flächenelementen (QUADs) ist für diese Parameterstudie zweckmäßig. Auf die Verwendung von Volumenelementen (BRICs) wird verzichtet, da der Rechenaufwand unverhältnismäßig groß ist. Die Feinheit des Netzes wird so gewählt, dass die Genauigkeit der Ergebnisse und der Rechenaufwand als Zufriedenstellend betrachtet werden können. Aus diesen Überlegungen ergeben sich die maximalen Abmessungen der Flächenelemente von 0.5 [m]. Die in der Berechnung verwendeten Festigkeitsklassen sind in nachfolgender Tabelle angeführt:

Tabelle 5: Verwendete Betonfestigkeitsklassen

Bauteil	Betonfestigkeitsklasse
Fahrbahnplatte	C25/30
Aufbeton	C30/37 [20]
Widerlagerwand	C20/25

4.2.1 MODELLIERUNG DES PLATTENBALKENS

Die Modellierung des Fahrbahnquerschnittes erfolgt einer aus Flächenelementen bestehenden Fahrbahnplatte und zwei Stäben. Die Stäbe sind schubfest mit der Platte verbunden. Sie dienen der Querkraftübertragung und zur Vergrößerung der statischen Höhe d . Für die Haupttragwirkung erfüllt die Platte die Funktion einer Gurtscheibe und verteilt durch die Plattenwirkung die Belastung auf das Hauptsystem in Längsrichtung. [7 S. 183] Die Knotenebene befindet sich an der Oberseite (Abbildung 14), da eine Aufbringung des Aufbetons aus modelltechnischen Gründen auf diese Weise erfolgt. Der aus Flächenelementen generierten Platte wird lediglich ein E -Modul in Querrichtung E_{90} zugewiesen, um die Tragwirkung dieser auf diese Richtung zu beschränken. Zusätzlich erfolgt eine Reduktion der Normalsteifigkeit der Platte auf 1/1000 des Ausgangswertes, um die Gesamtbelastung in Längsrichtung nur über die Stabschnittgrößen abzutragen. [21 S. 6]

Die Steifigkeit der Platte wird auf das 0.6-fache des E_{90} -Moduls reduziert. Diese Annahme beruht auf Erfahrungswerten der Abnahme des Verhältnisses der Biegesteifigkeit im Zustand II. Durch diese Abminderung des E -Moduls verschlechtert sich auch das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Platte und Steg und eine ungünstigere, aber auf der sicheren Seite liegende, Querverteilung ist die Folge. Eine Darstellung der Einflusslinien zwischen einer starr-gelagerten und einer federnd-gelagerten Platte mit einem verminderten Steifigkeitsverhältnis von Steg und Platte erfolgt in Abbildung 13. [7 S. 473 f.]

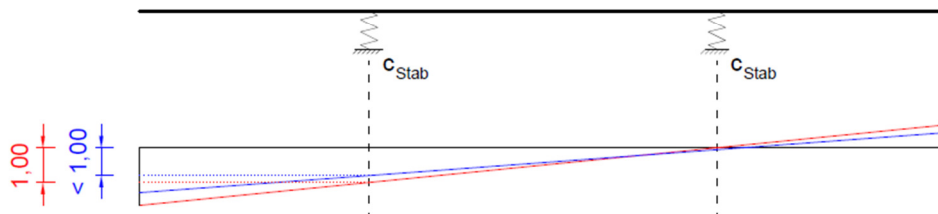


Abbildung 13: Quereinflusslinien in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisse zwischen Steg und Platte

Die Stäbe dienen der Lastabtragung in Längsrichtung. Um die geometrische Höhe des Plattenbalkens und somit der Stäbe festzulegen, werden erzielbare Schlankheiten von Plattenbalkenquerschnitten betrachtet. Diese liegen bei einfeldrigen Plattenbalken ohne Längsvorspannung in der Regel zwischen 10 und 15. Die Anzahl der Stege und somit auch der Stäbe wird auf Grundlage von [7] festgelegt. Die Abmessungen der Hauptträger und die daraus resultierenden Steifigkeiten – EA und EJ – der Stäbe werden in Abhängigkeit der Länge des Kragarmes, dem Abstand und der Breite der Stege und der Momentennullpunkte l_0 aufgrund der mitwirkenden Breite b_{eff} lt. ÖNorm EN 1992-1-1 [15] ermittelt.

Nach DIN 1045-1 [22] darf für die Schnittgrößenermittlung die gesamte Stützweite mit einer konstanten mitwirkenden Plattenbreite angesetzt werden, da die hierdurch bereichsweise falsch angesetzte Steifigkeit keinen großen Einfluss auf die Schnittgrößenermittlung hat. Für die Bemessung der einzelnen Querschnitte müssen aber die genauen Randbedingungen bei der Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite berücksichtigt werden, da die Stahlmenge und auch die Standsicherheit deutlich von der angesetzten Plattenbreite abhängig ist. [22]

Dadurch können die Berechnungen mit einem konstanten, mitwirkenden Querschnitt für die gesamte Brückenlänge durchgeführt werden. Für die Systeme 1 und 2 (gelenkige Lagerung) ergibt sich für die Ermittlung des b_{eff} für den Abstand der Momentennullpunkte l_0 die Brückenlänge l . Für die Systeme 3a und 3b wird für das Eigengewicht des Tragwerkes ebenfalls der Abstand l_0 mit der Brückenlänge l festgelegt, jedoch für alle weiteren Lasten wird der Abstand der Momentennullpunkte auf das 0.6-fache der Überbaulänge reduziert.

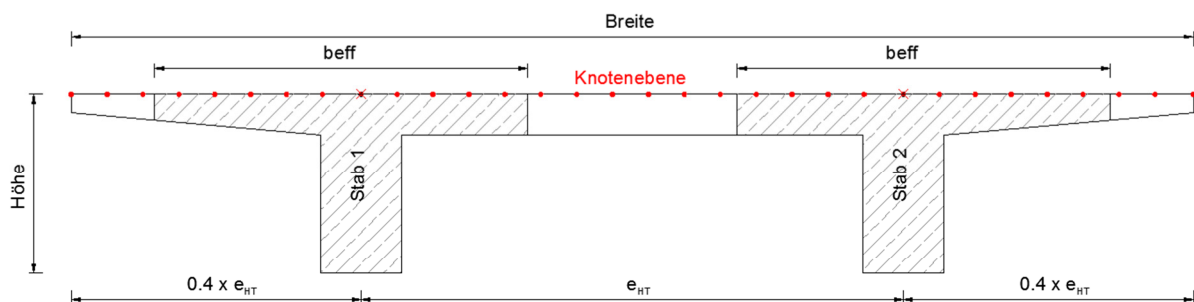


Abbildung 14: Stabquerschnitte

Die Schnittkraftverteilung in der Platte hängt nicht nur von der Biegesteifigkeit sondern auch von der Torsionssteifigkeit der Stege ab. Aus Abbildung 15 ist ersichtlich, dass es der Notwendigkeit bedarf, eine realitätsnahe Annahme der Torsionssteifigkeit für die Ermittlung der für die Bemessung relevanten Schnittgrößen in der Platte zu treffen. In dieser Parameterstudie erfolgt eine Abminderung der Torsionssteifigkeit der Stäbe auf das 0.5-fache des Ausgangswertes. Diese Annahme ist notwendig, da nur der Steg des Stabes eine Verdrehung der Platte verhindert, nicht aber der Plattenanteil des Stabes (b_{eff}).

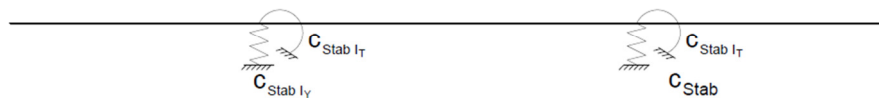


Abbildung 15: Statisches System in Querrichtung

4.2.2 MODELLIERUNG DER WIDERLAGERWAND

Die Modellierung der Widerlagerwand erfolgt ebenfalls durch Flächenelemente. Das Hauptaugenmerk muss dabei vor allem auf die Übergangsbedingungen zwischen Widerlagerwand und Plattenbalken gelegt werden, die im Kapitel 4.1 bereits erläutert wurden.

4.3 LAGERUNG DES ÜBERBAUS

Die Übergangsbedingungen zwischen dem Plattenbalken und der Widerlagerwand hängen vom Brückensystem ab. Bei der Modellierung des Anschlusses werden zwei Fälle unterschieden. Fall 1 beschreibt die gelenkige Lagerung des Plattenbalkens auf der Widerlagerwand (Abbildung 16 li), Fall 2 die Ausbildung eines biegesteifen Rahmenecks (Abbildung 16 re).

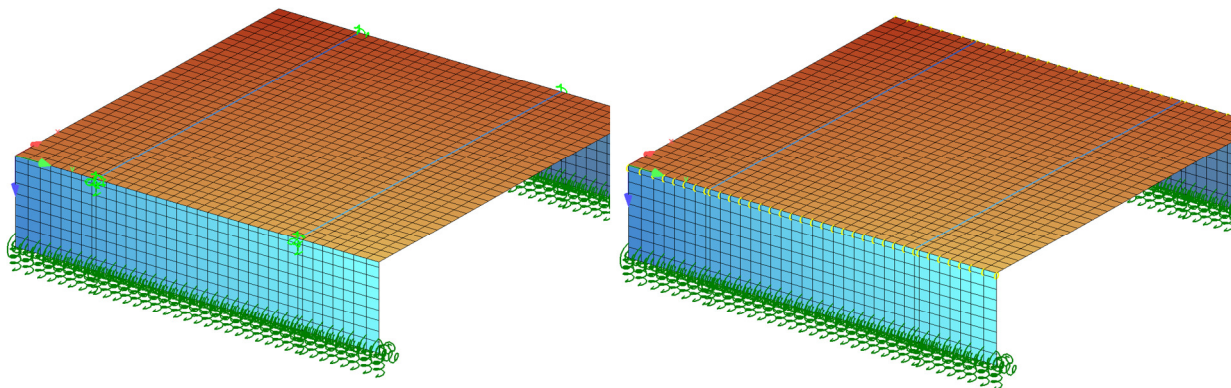


Abbildung 16: Gelenkiger (li) und biegesteifer (re) Anschluss zw. WL und Plattenbalken

4.3.1 ÜBERBAU - GELENKIGE LAGERUNG

Bei der gelenkigen Brücke ist eine zwangsfreie Lagerung anzustreben. Für die Umsetzung wird auf einer Widerlagerwand ein Steg sowohl in x-, y- und z-Richtung und die weiteren lediglich durch eine steife Feder in z-Richtung gelagert. Die gegenüberliegende Seite sieht bei allen Stegen eine vertikale und bei einem Steg eine Feder in Querrichtung vor. Diese Art des Anschlusses kommt bei den Systemen 1 und 2 zum Einsatz (Kapitel 4.1). In Abbildung 17 ist eine schematische Darstellung der Lagerung des Überbaus ersichtlich.

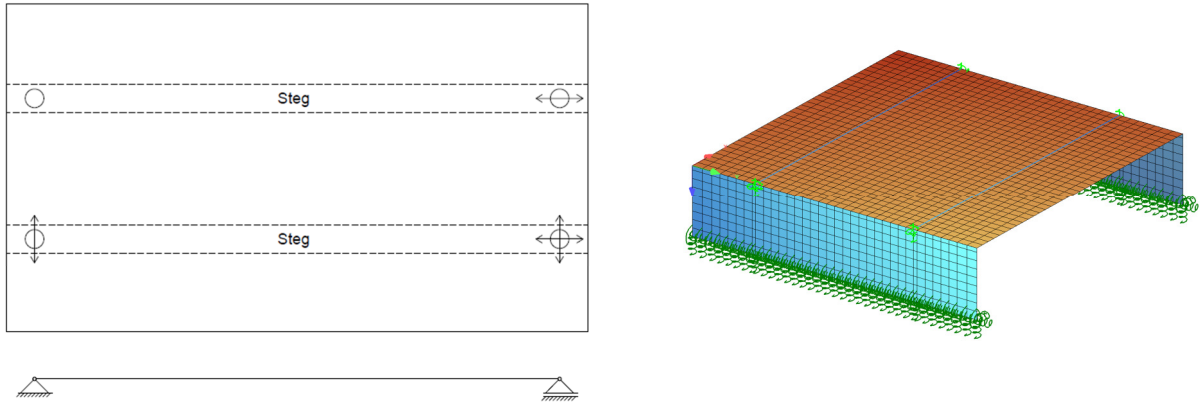


Abbildung 17: Gelenkiger Anschluss des Plattenbalkens [23 S. 149]

4.3.2 ÜBERBAU - BIEGESTEIFE LAGERUNG

Im Gegensatz zur konventionellen Bauweise wird bei der integralen Brücke für die Abbildung des biegesteifen Rahmeneckes eine starre Kopplung zwischen Fahrbahnplatte und Widerlagerwand modelliert (Abbildung 18).

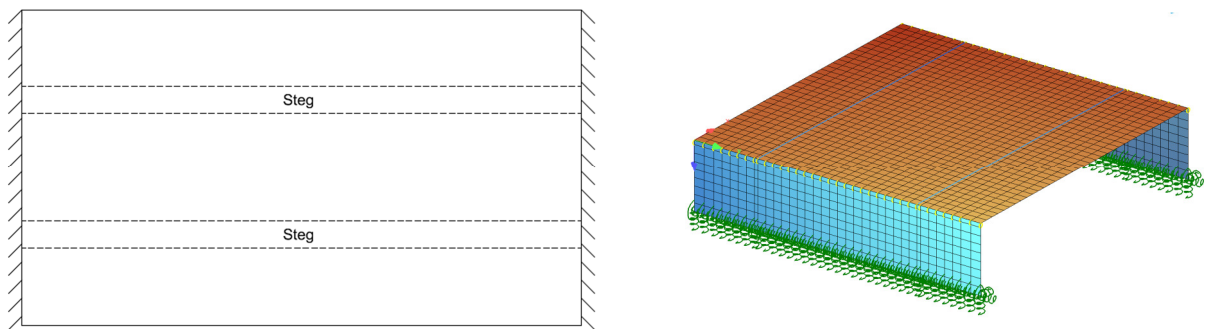


Abbildung 18: Biegesteifer Anschluss des Plattenbalkens

Um die Änderung der Übergangsbedingungen (gelenkiger und biegesteifer Anschluss) bei der Parameterstudie berücksichtigen zu können, dürfen die Knoten der Widerlagerwand nicht mit denen des Plattenbalkens zusammenfallen. Der Abstand der Knoten im SOFISTIK muss mindestens 2.0 [mm] betragen, um ein Zusammenfallen von diesen zu verhindern. Die Kopplung des Plattenbalkens und der Widerlagerwand hat auf Höhe der Schwerachse des Plattenbalkens zu erfolgen (Abbildung 19).

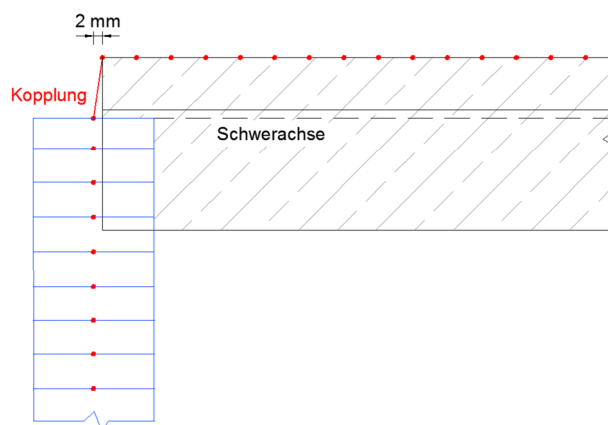


Abbildung 19: Anschluss Widerlagerwand und Plattenbalken

4.3.3 UNTERBAU

Die Annahme, dass die Setzungen bereits abgeschlossen sind und somit starre Auflager in x- und z-Richtung angebracht werden können, unterschätzt die Nachgiebigkeit der Gründungssohle. Eine Änderung der festen Auflager in Federn mit wirklichkeitsnaher Steifigkeit bringt bei der Betrachtung der Schnittgrößen deutliche Verbesserungen und der Realität entsprechende Ergebnisse. Die Verschieblichkeit der Brücke in Querrichtung wird ebenfalls mit Federn gewährleistet.

Gerade zufolge der Temperaturbelastung entstehen bei starrer Lagerung ungewöhnlich hohe Zwangsbeanspruchungen, die mithilfe der nachgiebig-modellierten Boden-Bauwerks-Beziehung reduziert werden. Bei integralen Brückentragwerken ist die Anforderung an den Baugrund gegensätzlich. Zum einen gibt es den Anspruch, wie bei allen anderen Brücken, nach einer setzungsarmen Gründung, zum anderen ist für die Beherrschung der Zwangsschnittgrößen im Bauwerk eine gewisse Nachgiebigkeit des Untergrunds erwünscht. Für die Modellierung des Baugrunds sollte daher ein unterer und ein oberer Grenzwert angesetzt werden. [24 S. 13 ff.]

Die Drehfederkonstante K , für eine Abschätzung der Nachgiebigkeit des Untergrunds, wird gemäß Petersen ermittelt. [25 S. 912] Mit den Eingangsparametern der Steifezahl S , der Breite b und der Querdehnzahl μ lässt sich der E -Modul bestimmen. Mithilfe der Annahmen von den Verhältnissen t/b und b/a und Diagrammen nach Petersen lassen sich alle für die Auflösung des Formelapparates notwendigen Eingangsparameter bestimmen. In Tabelle 6 wird beispielhaft die Ermittlung der Drehfederkonstante K für die Fundamentabmessungen $b = 3.00$ [m] und $a = 8.00$ [m] erläutert. Die Fundamentlänge a entspricht in der Parameterstudie der Breite b der Widerlagerwand.

Für die Steifigkeiten der Lagerung der Widerlagerwand in x-, y- und z-Richtung wird zwischen einem unteren und einem oberen Grenzwert unterschieden. Für die max. Federsteifigkeit wird eine Setzung u des Bodens von 1 mm und für die min. Federsteifigkeit eine Setzung u von 5 mm angenommen. Die Errechnung der Federsteifigkeiten u_x , u_y , u_z erfolgt auf einer Annahme der max. Sohlspannung σ von 350 [kN/m²]. Für u_x wird vereinfach die Hälfte und für u_y ein Zehntel der vertikalen Federsteifigkeit angesetzt. [24 S. 4]

Tabelle 6: Beispielhafte Ermittlung der Drehfederkonstante K

Eingangsparameter	Parameter	Wert
Bodenart: Schotter scharfkantig	Steifezahl S	300.000 [kN/m ²]
	Querdehnzahl μ	0.30 [-]
Abmessungen Fundament	Breite b	3.00 [m]
	Länge a	8.00 [m]
Errechnete Werte	Formel	Wert
E-Modul	$E = \frac{1 - \mu - 2\mu^2}{1 - \mu} \cdot S$	222.857 [kN/m ²]
Verhältnis t/b - Annahme	$t/b \geq 3$	
Verhältnis b/a	b/a	0.375 [-]
Drehfederkonstante K	$K = a \cdot b^2 \cdot \frac{E}{i \cdot k}$	3.800.140,8 [kNm/rad] ≅ 475.017,6 [kNm/rad]

Eingangsparameter	Parameter	Wert
Fundament (Flachgründung)	Breite b	3 [m]
	zul. Sohlspannung σ	350 [kN/m ²]
Max. Steifigkeit	zul. Setzungen u_z	0.001 [m]
Min. Steifigkeit	zul. Setzungen u_z	0.005 [m]
Errechnete Werte	Formel	Wert
Max. Federsteifigkeit c_z	$c_z = \frac{b \times \sigma}{u_z}$	1.050.000 [kN/m]
Min. Federsteifigkeit c_z	$c_z = \frac{b \times \sigma}{u_z}$	210.000 [kN/m]

5 BELASTUNGSANNAHMEN UND LASTFALLKOMBINATIONEN

In diesem Kapitel wird eine Übersicht der untersuchten Belastungen gegeben, die laut angewandter Regelwerke auf die verschiedenen Grundsysteme aufgebracht werden. Eine Erläuterung getroffener Annahmen, die Beschreibung der untersuchten Lastfallkombinationen und ihrer Beiwerte werden ebenfalls in übersichtlicher Form dargestellt.

5.1 STÄNDIGE LASTEN

Die Ermittlung der ständig wirkenden Lasten (Tabelle 7) erfolgt gemäß den Normen ÖNorm EN 1991-1-1 (2) [26], ÖNorm B 1991-1-1 [27] und ÖNorm B 4200 (2.1) [17]. Die Bezeichnungen der Lastfälle bleibt sowohl für [26], [27] und [17] gleich. Das Eigengewicht eines Bauwerkes umfasst alle tragenden und nicht tragenden Bauteile. Dazu zählen gemäß ÖNorm B 4200 [17], ÖNorm EN 1991-1-1 (2) [26] und ÖNorm B 1991-1-1 [27] das Gewicht des Tragwerkes, der Fahrbahndecke, der Gehsteige, der Beschichtungen, der Geländer, der Randbalken und der Leitungen. Gemäß ÖNorm B 4200 [17] dürfen alle Einwirkungen aus ständigen Lasten als gleichmäßig verteilt über das Tragwerk angenommen werden. In der Parameterstudie kommt dieser Vereinfachung keine Bedeutung zu. Die Belastung durch das Eigengewicht ergibt sich aus den Bauteilabmessungen und der Wichte des Betons mit $25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$. Tabelle 7 gibt eine Übersicht der ständigen Lastfälle der Studie.

Tabelle 7: Lastfälle - Ständige Einwirkungen

Lastfallnummer	Bezeichnung der Einwirkung
1001	Eigengewicht Tragwerk
1002	Eigengewicht Randbalken, Geländer
1003	Eigengewicht Ausbaulast

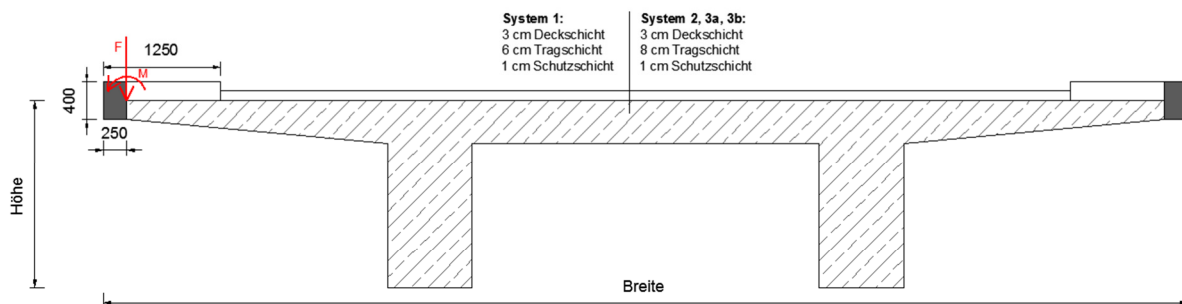


Abbildung 20: Fahrbahnquerschnitt - Lasten aus Randbalken, Tragwerk und Ausbau

Der schraffierte Bereich in Abbildung 20 wird im *Lastfall 1001* berücksichtigt und umfasst das Eigengewicht des Plattenbalkens. Die Last durch das Eigengewicht des Randbalkens wird im Modell in zwei Belastungen unterteilt. Der in Abbildung 20 dargestellte weiße Anteil des Randbalkens geht in Form einer gleichmäßigen Flächenlast und der grau schraffierte Bereich durch das Aufbringen einer Linienlast und ihrer dazugehörigen Momentenlast in die Berechnung ein.

Nachfolgende Berechnungen zeigen die Ermittlung der Lasten für *Lastfall 1002* und *Lastfall 1003*.

Berechnung der Linienlast und der Momentenlast für *Lastfall 1002* für alle Systeme:

$$F = 0.25 [m] \times 0.40 [m] \times 25 [kN/m^3] = 2.50 kN/m$$

$$M = 0.25 [m] \times 0.40 [m] \times \frac{0.25 [m]}{2} \times 25 [kN/m^3] = 0.31 kNm/m$$

Berechnung der Ausbaulast für das Bestandstragwerk (System 1) für *Lastfall 1003*:

$$\text{Deckschicht 3 [cm]:} \quad 0.03 [m] \times 24 [kN/m^3] = 0.72 [kN/m^2]$$

$$\text{Tragschicht 6 [cm]:} \quad 0.06 [m] \times 24 [kN/m^3] = 1.44 [kN/m^2]$$

$$\text{Schutzschicht 1 [cm]:} \quad 0.01 [m] \times 24 [kN/m^3] = 0.24 [kN/m^2]$$

$$\text{Gesamt: } \Sigma \quad 2.40 [kN/m^2]$$

Berechnung der Ausbaulast für das Bestandstragwerk (System 2) und für das integrale Brückentragwerk (Systeme 3a und 3b) gemäß RVS 15.03.15 [28] für *Lastfall 1003*:

$$\text{Deckschicht 3 [cm]:} \quad 0.03 [m] \times 24 [kN/m^3] = 0.72 [kN/m^2]$$

$$\text{Tragschicht 8 [cm]:} \quad 0.08 [m] \times 24 [kN/m^3] = 1.92 [kN/m^2]$$

$$\text{Schutzschicht 1 [cm]:} \quad 0.01 [m] \times 24 [kN/m^3] = 0.24 [kN/m^2]$$

$$\text{Gesamt: } \Sigma \quad \sim 2.90 [kN/m^2]$$

5.2 VERKEHRSLASTEN

In diesem Abschnitt wird auf die Einwirkungen des Verkehrs auf Bestandsbrücken und integrale Brückentragwerke eingegangen. Auf einen kurzen Überblick über die normative Situation folgt eine Erläuterung über ihre Anwendung zur Durchführung der Parameterstudie.

5.2.1 ÖNORM EN 1991-2 (2012-03-01) UND ÖNORM B 1991-2 (2011-04-15)

Der Geltungsbereich der ÖNorm EN 1991-2 [18] und der dazugehörige nationale Anhang ÖNorm B 1991-2 [19] umfasst Nutzlasten in Verbindung mit Straßenverkehr, Einwirkungen durch Fußgänger und Schienenverkehr. Dynamische Einflüsse, Fliehkräfte, horizontale Belastungen aus Bremsen und Anfahren und außergewöhnliche Einflüsse sind ebenfalls Bestandteil dieser normativen Reglementierung und können bei Notwendigkeit in die Berechnung miteinbezogen werden. Tabelle 9 gibt eine Übersicht der berücksichtigten Lastfälle für ÖNorm EN 1991-2 [18].

Die ÖNorm EN 1991-2 [18] unterscheidet vier Lastmodelle (LM1, LM2, LM3 und LM4). Sie beinhalten sowohl Gleich- als auch Einzellasten, die auf das Brückentragwerk einwirken. Die Aufbringung der Verkehrslasten für das Lastmodell 1 erfolgt entlang von vordefinierten Fahrspuren, deren rechnerische Anzahl durch eine Unterteilung der Fahrbahnbreite w ermittelt wird. Die Fahrbahnbreite w bezeichnet den Abstand der Fahrbahn zwischen den Schrammborden oder die inneren Grenzen des Rückhaltesystems. In Tabelle 8 ist die Ermittlung der Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen übersichtlich dargestellt. Der Fahrstreifen auf dem die aufgebrachte Einzel- oder Gleichlast am ungünstigsten wirkt, wird mit der Nummer 1 bezeichnet. Der Fahrstreifen mit der Nummer 2 bezeichnet somit den mit der zweitungünstigsten Wirkung auf das System. Somit hängt die Nummerierung der rechnerischen Fahrstreifen davon ab, wie ungünstig die Belastung wirkt. Sofern das Lastmodell danach verlangt, wird auf der Restfläche eine gleichmäßig verteilte Last aufgebracht. In die Parameterstudie gehen die Lastmodelle LM1 und LM3 ein, weswegen im Folgenden auf diese näher eingegangen wird.

Tabelle 8: Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrstreifen [18 S. 31]

Fahrbahnbreite w	Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen	Breite eines rechnerischen Fahrstreifens w_i	Breite der verbleibenden Restfläche
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_i$
ANMERKUNG Zum Beispiel ergibt sich für eine Fahrbahn von 11m die Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen zu $n_i = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$. Die Breite der vorhandenen Restfläche beträgt: $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

5.2.1.1 LASTMODELL 1 (LM1)

Das Lastmodell 1 besteht aus zwei Teilen. Eine Doppelachse (Tandem-System TS) und eine gleichmäßig verteilte Belastung (UDL-System) sollen die Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr abdecken. Bei der Doppelachse beträgt jede Achslast $\alpha_Q \cdot Q_k$, wobei Q_k die Achslast und α_Q den Anpassungsfaktor bezeichnet, der vom zu erwartenden Verkehr und den unterschiedlichen Straßenklassen abhängt. In Abbildung 21 sind die Achslasten Q_k je Fahrstreifen und die gleichmäßig verteilte Last q_{ik} vom Lastmodell 1 angeführt.

Stellung	Doppelachsen TS	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (oder q_{rk}) (kN/m ²)
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Verbleibende Restfläche q_{rk}	0	2,5

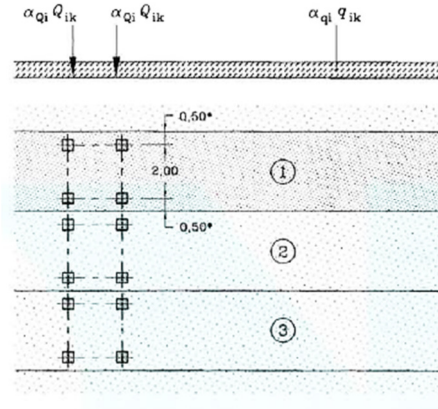


Abbildung 21: Lastmodell 1: charakteristische Werte [18 S. 35]

Die Aufbringung der Einzellasten erfolgt über gleichmäßige Aufstandsflächen, die in der Norm [18] vorgegeben sind. Die Lastverteilung erfolgt über den Belag und die Betonplatte und wird unter einem Winkel von 45° angenommen. Eine Begrenzung der Einwirkungsfläche ist in der Studie durch die Fahrstreifenbreite gegeben und wurde im Programm (SOFISTIK) implementiert. Das LM 1 ist sowohl für globale als auch für lokale Nachweise angedacht.

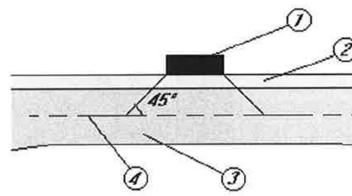


Abbildung 22: Lastverteilung von Einzellasten durch Belag und Betonplatte [18 S. 38]

Zur Reduktion des Rechenaufwandes werden im Vorhinein Überlegungen angestellt, die die ungünstigsten Verteilungen der Fahrspuren beinhalteten. Somit wird die Anzahl der Anordnungen der Fahrspuren in Abhängigkeit der untersuchten Fahrbahnbreite und Anzahl der Spuren auf maximal sechs Varianten begrenzt. Bei den Varianten 1 und 2 wird die maßgebende Fahrspur am Rand positioniert (Abbildung 23). Die Erstellung der Variante 2 ist notwendig, um auch eine Untersuchung von schiefwinkligen Brückentragwerken durchführen zu können, welche jedoch nicht Teil dieser Master Thesis ist.

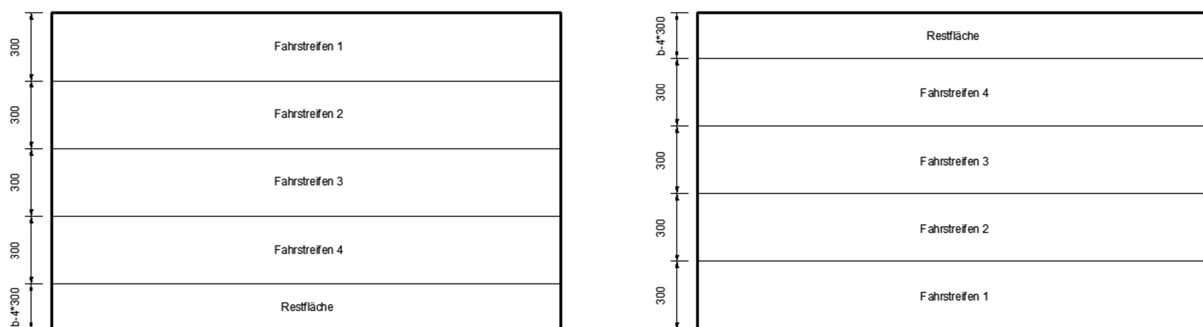


Abbildung 23: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 1 und 2

Die Positionierung der maßgebenden Fahrspur erfolgt bei den Varianten 3 und 4 in der Mitte der Fahrbahn. Eine Änderung der Anordnung der Spuren 2 und 3 beruht erneut auf der Möglichkeit der Untersuchung der Auswirkungen der Schiefwinkligkeit (Abbildung 24).

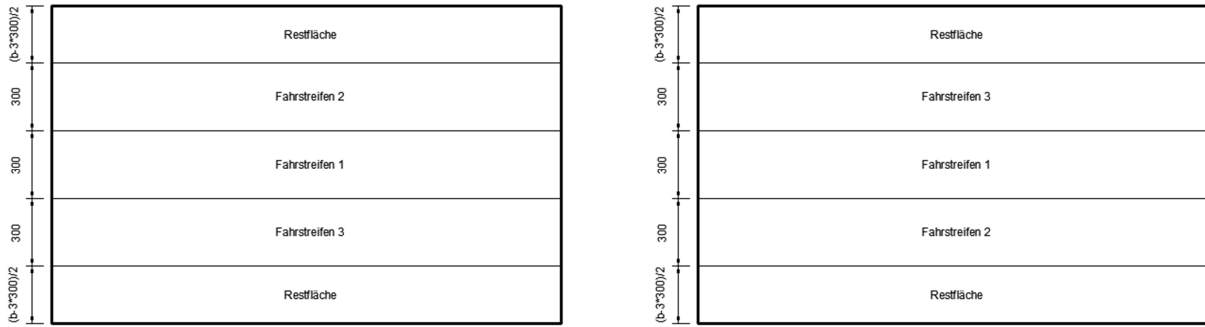


Abbildung 24: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 3 und 4

Die Positionierung der maßgebenden Fahrspur der Varianten 5 und 6 erfolgt direkt über den Steg des Plattenbalkens (Abbildung 25).

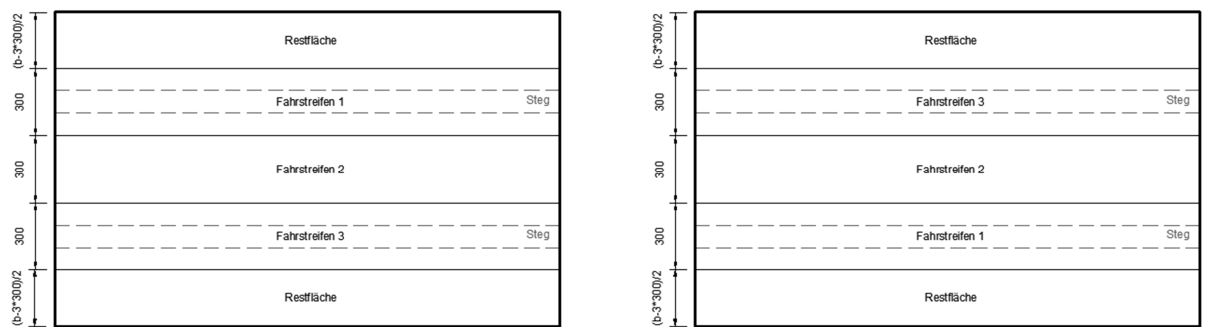


Abbildung 25: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 5 und 6

Bei den Achslasten handelt es sich im Modell um Wanderlasten, deren Abstand vom Anwender frei gewählt werden kann. Zusätzlich zu den so generierten Laststellungen gibt es fünf voreingestellte Positionierungen des Tandem-Systems (Abbildung 26). Bei zwei Laststellungen steht die Doppelachse unmittelbar beim (rote Darstellung) und bei zwei weiteren im Abstand d ($h_{\text{Fahrbahnquerschnitt}} \cdot 0.05$ [m]) (blaue Darstellung) vom Auflager entfernt. Bei einer Laststellung befindet sich die schwerere der beiden Achsen des Tandem-Systems unmittelbar in Feldmitte.

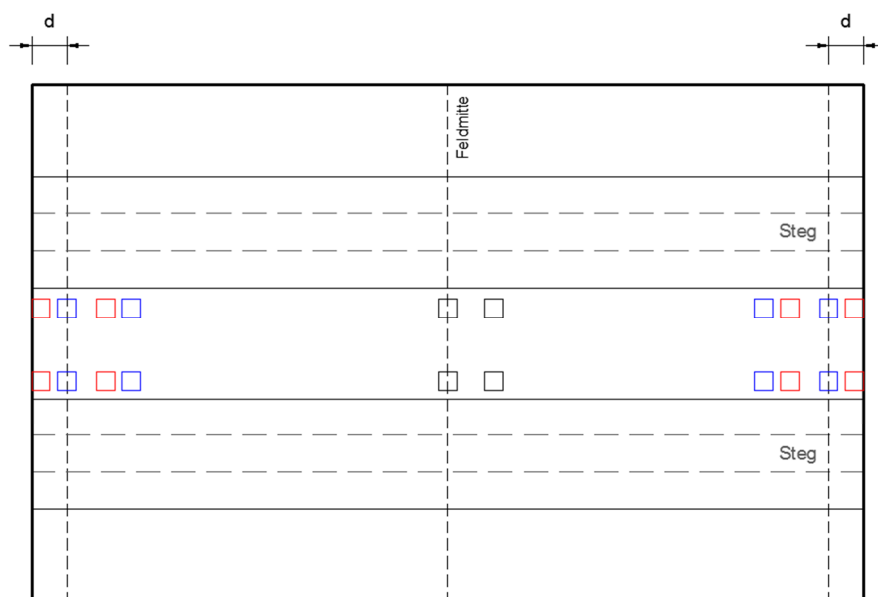


Abbildung 26: Beispielhafte Positionierung des Tandem-Systems

5.2.1.2 LASTMODELL 3 (LM3)

Das Lastmodell 3 berücksichtigt die Belastung des Tragwerkes durch Sonderfahrzeuge (SFZ). Diese dürfen im Nationalen Anhang definiert werden oder es können diverse Standardmodelle dem Anhang A der ÖNorm EN 1991-2 [18] entnommen werden. Für die Parameterstudie fließt die Berücksichtigung eines Sonderfahrzeuges mit dem Gesamtgewicht von 3000 [kN] verteilt auf 15 Achsen zu je 200 [kN] in die Berechnung ein (Abbildung 27). Eine weitere Annahme beruht in der Überquerung des SFZ in Brückenmitte und in der Geschwindigkeit des Sonderfahrzeuges. Diese kann mit 5 [km/h] oder 70 [km/h] festgelegt werden. In der Untersuchung wird die Geschwindigkeit mit 5 [km/h] angenommen, worauf die Beachtung eines dynamischen Beiwertes vernachlässigt werden darf.

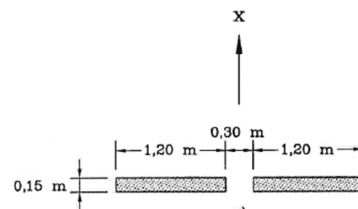


Abbildung 27: Lastmodell 3 - Anordnung der Achslasten (200 [kN]) [18 S. 127]

5.2.1.3 LASTMODELL 4

Die in Tabelle 9 angeführten Lastfälle 5998 und 5999 beinhalten die für globale Nachweise mit Fußgängern belasteten Gehsteige (2.5 [kN/m²]). Die Flächenlast des LM 4 wird im Modell in zwei Belastungen unterteilt. Die Belastung auf den in Abbildung 20 dargestellten weißen Teil des Randbalkens wird in Form einer gleichmäßigen Flächenlast und die Belastung des grau schraffierten Bereiches wird durch das Aufbringen einer Linienlast und ihrer dazugehörigen Momentenlast aufgebracht. Die Aufbringung dieser Lasten erfolgt somit analog zur Berücksichtigung des Eigengewichts vom Randbalken.

Tabelle 9: Lastfälle – Verkehrslasten lt. ÖNorm EN 1991-2

Lastfallnummer	Bezeichnung der Einwirkung
1500-1999	Gleichmäßig verteilte Lasten
2000-2999	Verkehrslasten Variante 1
3000-2999	Verkehrslasten Variante 2
4000-3999	Verkehrslasten Variante 3
5000-5999	Verkehrslasten Variante 4
6000-6999	Verkehrslasten Variante 5
7000-7999	Verkehrslasten Variante 6
8000+	Verkehrslasten Sonderfahrzeug
5998, 5999	Belastete Randstreifen (links/rechts)

5.2.2 ÖNORM B 4002 (1970-12-01)

Die Belastung der ÖNorm B 4002 [17] unterscheidet sich von der ÖNORM EN 1991-2 [18] sowohl in der Art und Größe der Belastung (Lastmodell) als auch in der Fahrstreifenbreite. Für Straßenbrücken der Klasse 1 wird auf zwei benachbarten Belastungsstreifen je ein 25 [to] schwerer Lastkraftwagen aufgebracht. Auf den übrigen Fahrstreifen befindet sich ein 16 [to] schwerer LKW. Es gilt wiederum die ungünstigste Lastaufstellung in Quer- und Längsrichtung zu finden.

Tabelle 10: Belastung lt. ÖNorm B 4200 (1970-12-1) [17]

		Brückenklassen		I	II
	Lastkraftwagen	Gesamtgewicht	t	25	16
		Vorderrad	t	4	2,5
		Hinterrad	t	8,5	5,5
		Ersatzlast	t/m ²	1,67	1,07
	Raupenfahrzeug	Gesamtgewicht	t	60	—
		Raupenlast	t/m ²	17,14	—
		Ersatzlast	t/m ²	7,33	—
	Gleichlast	auf Brücken mit einer Fahrbahnbreite $B < 10$ m je Tragwerk und einer Stützweite l von	$l \leq 50$	500	400
			$50 \leq l < 70$	750—5 l	600—4 l
			$70 < l$	400	320
			auf Brücken mit einer Fahrbahnbreite $B \geq 10$ m je Tragwerk und einer Stützweite l von	$l \leq 30$	500
$30 < l < 70$	650—5 l	520—4 l			
$70 < l$	300	240			
Bei Durchlaufträgern ist für l der um 10% erhöhte Mittelwert der Stützweiten, höchstens jedoch die größte Stützweite einzusetzen.					

Zu der bereits erwähnten Belastung durch Lastkraftfahrzeuge wird eine gleichmäßig verteilte Last auf das System aufgebracht. Die Flächenlast ist für alle Fahrstreifen ident. Diese kann, in Abhängigkeit von der Brückengeometrie (Länge und Breite), maximal $5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ betragen. In den Bereichen, in denen die Lastkraftfahrzeuge aufgestellt werden, wird die Gleichlast nicht beachtet. Zusätzlich muss das Tragwerk einem 60 [to] schweren Raupenfahrzeug standhalten können. Dynamische Effekte werden mit dem Beiwert ϕ in der Berechnung berücksichtigt. Auf horizontale Einwirkungen auf das Brückentragwerk wird in der Parameterstudie nicht eingegangen, weshalb diese hier nicht näher erläutert werden.

Die Überlegungen zur Anordnung der Fahrstreifen für die Erfassung der maßgebenden Laststellung erfolgt affin zu denen des Eurocodes. Bei Variante 1 und 2 befindet sich die maßgebende Fahrspur am äußeren Rand Abbildung 28.

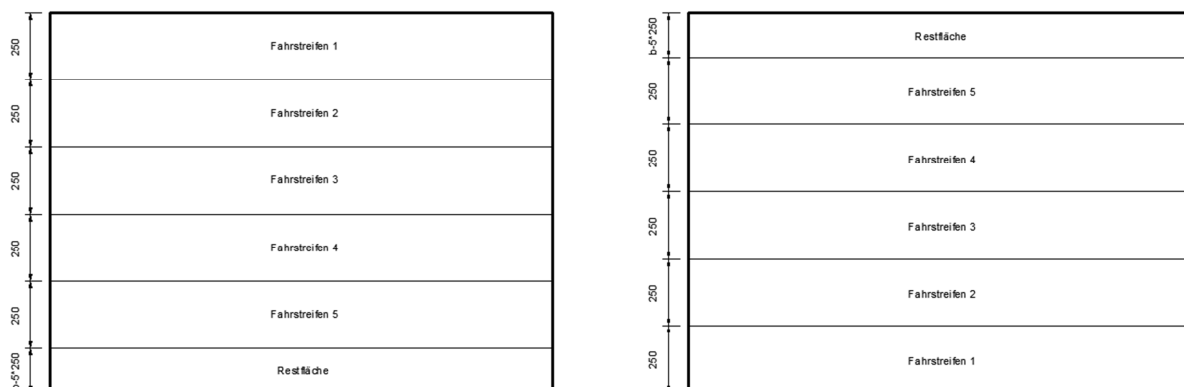


Abbildung 28: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Varianten 1 und 2

Die Variante 3 geht von einer Anordnung der maßgebenden Fahrspuren links und rechts von der Fahrbahnachse aus Abbildung 29. Eine Änderung der Positionierung der Fahrstreifen 1 und 2 für die Betrachtung einer schiefwinkligen Brücke ist nicht notwendig, da diese derselben Belastung ausgesetzt sind.

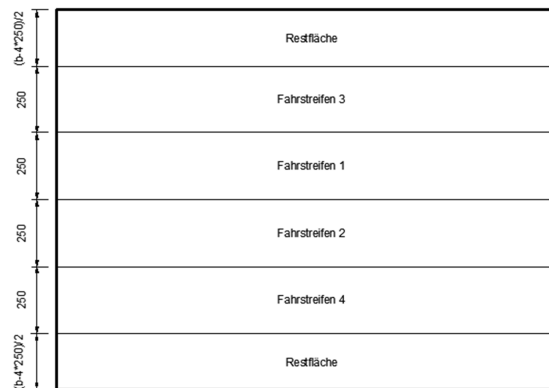


Abbildung 29: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Variante 3

Bei den letzten beiden Varianten 4 und 5 erfolgt die Positionierung der maßgebenden Fahrspur direkt über dem Steg des Plattenbalkens (Abbildung 30).

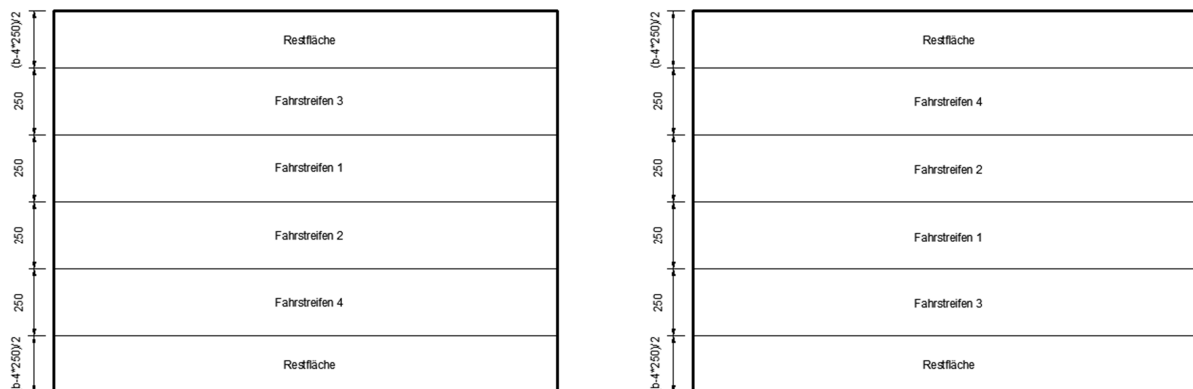


Abbildung 30: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Varianten 4 und 5

Die Positionierung der Wanderlasten erfolgt affin zu 5.2.1 und ist Abbildung 26 zu entnehmen. Eine Änderung der Abstände der Anordnung der Achslasten ist auch in diesem Fall möglich.

Die in Tabelle 11 angeführten Lastfälle 5998 und 5999 beinhalten die mit Fußgängern belasteten Gehsteige im Zusammenhang mit dem Raupenfahrzeug (Sonderfahrzeug). Diese Flächenlasten werden analog zur Flächenlast des LM4 (Kapitel 5.2.1.3) aufgebracht. In Querrichtung erfolgt die Belastung lt. [17].

Tabelle 11: Lastfälle – Verkehrslasten ÖNorm B 4200 (1970-12-01)

Lastfallnummer	Bezeichnung der Einwirkung
1500-1999	Gleichmäßig verteilte Lasten
2000-2999	Verkehrslasten Variante 1
3000-3999	Verkehrslasten Variante 2
4000-4999	Verkehrslasten Variante 3
5000-5997	Verkehrslasten Variante 4
6000-6999	Verkehrslasten Variante 5
7000+	Verkehrslasten Sonderfahrzeug
5998, 5999	Belastete Randstreifen (links/rechts)

5.3 TEMPERATURLASTEN

Die Ermittlung der Einwirkungen aus Temperatur erfolgt in der wissenschaftlichen Untersuchung laut ÖNorm EN 1991-1-5 (2012-01-01) [29] und ÖNorm B 4200 Teil 4 [30], die in den Unterkapiteln 5.3.1 und 5.3.2 näher erläutert werden. Die Anwendung in der Parameterstudie und die getroffenen Annahmen werden ebenfalls in diesen Kapiteln besprochen. In Tabelle 12 und Tabelle 13 sind die Lastfallnummern und ihre Beschreibung angeführt.

Tabelle 12: Lastfälle – Temperatur lt. Eurocode

Lastfallnummer	Bezeichnung der Einwirkung
1201, 1202	Temperaturlast – konstanter Anteil
1203, 1204	Temperaturlast – veränderlicher Anteil
1205-1212	Temperaturlast – Kombinationen

Tabelle 13: Lastfälle - Temperatur lt. ÖNorm B 4200

Lastfallnummer	Bezeichnung der Einwirkung
1201, 1202	Temperaturlast – konstanter Anteil

5.3.1 ÖNORM EN 1991-1-5 (2012-01-01)

Die in der Realität auftretenden nicht-linearen Temperaturverläufe werden in der ÖNorm EN 1991-1-5 (2012-01-01) [29] durch einen linear-veränderlichen und einen konstanten Temperaturverlauf über die Querschnittshöhe ersetzt (Abbildung 31). Der konstante Anteil (a) der Temperaturbelastung verursacht eine Längenänderung in horizontaler Richtung und die linear-veränderlichen Anteile (b) und (c) der Belastung bewirken eine Krümmung in der horizontalen und in der vertikalen Ebene. Der nicht-lineare veränderliche Temperaturanteil (d) führt zu einem System von Eigenspannungen, die im Bauteil im Gleichgewicht sind und somit keine äußeren Beanspruchungen erzeugen. Die Beachtung bei der Bemessung kann daher entfallen. [29 S. 16 ff.]

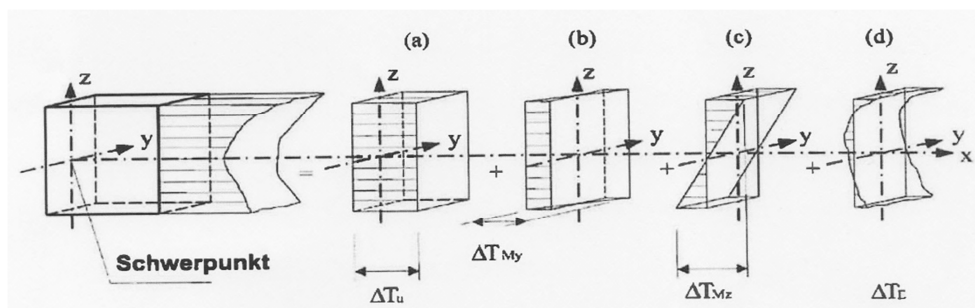


Abbildung 31: Diagramm zur Darstellung der einzelnen Anteile eines Temperaturprofils [29]

Zur Veranschaulichung der Ableitung des realen Temperaturverlaufs in vereinfachte konstante und linear-veränderliche Temperaturanteile kann als Modell an den an beiden Enden starr eingespannten Stab betrachtet werden. [7 S. 662 ff.]

$$N = \int_A \sigma \times dA = \int_A \varepsilon \times E \, dA = \int_A (\alpha_T \times \Delta T_N) \times E \times dA = EA \times \alpha_T \times \Delta T_N$$

$$M_Z = \int_A \sigma_x \times (y - y_s) \times dA = EJ_Z \times \alpha_T \times \frac{\Delta T_{MY}}{h} = EJ_Z \times \alpha_T \times \frac{T_{unten} - T_{oben}}{h}$$

Die Zwangsbeanspruchungen hängen demzufolge von der Steifigkeit des Querschnittes, dem Temperaturkoeffizienten α_T des Materials und der Temperaturänderung in der Schwerachse bzw. dem Temperaturunterschied zwischen der obersten und der untersten Faser ab.

Da sich der Querschnitt im gerissenen Zustand II befindet, werden die Schnittgrößen in der Parameterstudie auf ULS-Niveau ermittelt. Dies hat zur Folge, dass die Steifigkeiten des Tragwerkes auf ein in der Praxis übliches Niveau von 60 % reduziert werden. Die Berechnung erfolgt auf einem linear-elastischem Materialgesetz. Die Berücksichtigung der Steifigkeitsabnahme im Zustand II wird daher mit einer Reduktion der Temperaturlast auf 60 % kundgetan.

Der lt. ÖNorm EN 1991-1-5 (2012-01-01) [29] anzusetzende konstante Temperaturanteil ($T_{e,min}$ und $T_{e,max}$) hängt von der minimalen und maximalen Temperatur im Brückentragwerk ab. Der minimale und der maximale Temperaturanteil werden in Abhängigkeit der Außenlufttemperatur T_{min} und T_{max} am Errichtungsort ermittelt. Die charakteristischen Werte der Außenlufttemperatur T_0 können für die geografische Lage des Brückentragwerks aus Isothermenkarten entnommen werden. Die Änderung des konstanten Temperaturanteils werden mit $\Delta T_{N,con}$ und $\Delta T_{N,exp}$ bezeichnet. Sie stellen charakteristische Werte der maximalen Verkürzung und Ausdehnung des konstanten Temperaturanteils der Brücke dar.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

Der veränderliche Temperaturanteil kann lt. ÖNorm EN 1991-1-5 (2012-01-01) [29] aufgrund von zwei unterschiedlichen Verfahren ermittelt werden. Für die Durchführung der Parameterstudie wird Verfahren 1 angewandt. Bei diesem Verfahren wird für die Berücksichtigung des vertikalen Temperaturunterschiedes ein konstanter linearer Temperaturanteil $\Delta T_{M,heat}$ und $\Delta T_{M,cool}$ angesetzt. Die ÖNorm EN 1991-1-5 (2012-01-01) [29] enthält eine Empfehlung (Tabelle 14) für $\Delta T_{M,heat}$ und $\Delta T_{M,cool}$ für unterschiedliche Überbauarten von Straßen-, Fußgänger- und Eisenbahnbrücken.

Für die Berücksichtigung der unterschiedlichen Belagsdicken werden die in Tabelle 14 angeführten Werte mit dem Faktor k_{sur} multipliziert. Je nach Brückentyp werden Faktoren zwischen 0.5 und 1.5 angesetzt. Auf Verfahren 2 wird in dieser Arbeit nicht näher eingegangen. [29 S. 16 ff.]

Als Grundlage für die Eingangswerte in die Parameterstudie dient eine durchschnittliche aller in der Norm vorkommenden Seehöhen Österreichs (495 [m ü.A.]). Die Temperaturbelastungen ergeben sich aus den angenommenen Eingangswerten und der Anwendung der ÖNorm EN 1991-1-5 (2012-01-01) [29] zu:

Plattenbalken:

$\Delta T_{N,con,PLB} = -34.0$ [°C]	max. Temperaturänderung des Plattenbalkens (Verkürzung)
$\Delta T_{N,exp,PLB} = 28.0$ [°C]	max. Temperaturänderung des Plattenbalkens (Ausdehnung)
$\Delta T_{M,heat,PLB} = 10.5$ [°C]	max. lin.-veränderl. Temperaturänderung - Erwärmung (oben wärmer)
$\Delta T_{M,cool,PLB} = 5.0$ [°C]	max. lin.-veränderl. Temperaturänderung – Abkühlung (unten wärmer)

Die Temperaturbelastung der Widerlagerwand wird im Vergleich zur Belastung des Plattenbalkens um 10 [°C] vermindert/erhöht. Diese Einwirkung wird gemeinsam mit der Belastung im Plattenbalken angesetzt,

wobei entweder eine Ausdehnung $\Delta T_{exp,PLB}$ oder eine Verkürzung $\Delta T_{con,PLB}$ beider Bauteile betrachtet wird.

Widerlagerwand:

$$\Delta T_{N,con,WL} = -24.0 [^{\circ}C] \quad \text{max. Temperaturänderung der Widerlagerwand (Verkürzung)}$$

$$\Delta T_{N,exp,WL} = 18.0 [^{\circ}C] \quad \text{max. Temperaturänderung der Widerlagerwand (Ausdehnung)}$$

Kombination von konstanter und linear-veränderlicher Temperaturbelastung:

Für den Fall, dass die beiden Temperaturanteile $\Delta T_{M,heat}$ (oder $\Delta T_{M,cool}$) und die maximale Änderung des konstanten Temperaturanteils der Brücke $\Delta T_{N,exp}$ (oder $\Delta T_{N,con}$) gleichzeitig anzunehmen sind, (z. B. für Rahmentragwerke) darf der folgende Ausdruck verwendet werden (der als Lastkombination interpretiert werden kann) :

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (oder } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \times \Delta T_{N,exp} \text{ (or } \Delta T_{N,con})$$

oder

$$\omega_M \times \Delta T_{M,heat} \text{ (oder } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (or } \Delta T_{N,con}). [29] \text{ (Kapitel 6.1.5)}$$

Die Beiwerte ω_M und ω_N ergeben sich zu 0.75 und 0.35 [29].

Tabelle 14: $\Delta T_{M,heat}$ und $\Delta T_{M,cool}$ [29 S. 20]

Überbautyp	Oberseite wärmer als Unterseite	Unterseite wärmer als Oberseite
	$\Delta T_{M,heat} [^{\circ}C]$	$\Delta T_{M,cool} [^{\circ}C]$
Typ 1: Stahlkonstruktion	18	13
Typ 2: Verbundkonstruktion	15	18
Typ 3: Betonkonstruktion:		
- Hohlkasten	10	5
- Träger	15	8
- Platte	15	8

5.3.2 ÖNORM B 4200 TEIL 4 [30]

Bei der Berechnung von ganz oder teilweise frei stehenden Tragwerken oder Tragwerksteilen sind lt. ÖNorm B 4200 Teil 4 Temperaturänderungen von $\pm 20 [^{\circ}C]$, sofern keine außerordentliche Verhältnisse vorliegen, zu berücksichtigen. Diese Temperaturänderungen werden in den Lastfällen 1201 und 1202 angesetzt.

5.4 ERDDRUCKBELASTUNG

In diesem Kapitel wird auf die Belastung des Tragwerkes durch die zyklische Beanspruchung des angrenzenden Erdreichs im Bereich der Widerlagerwände eingegangen. Sämtliche getroffene Annahmen und Erddruckansätze, die zur Berechnung der Beanspruchungen des Rahmentragwerkes notwendig sind, werden in der Folge erläutert. Die Lastfälle sind in der folgenden Tabelle übersichtlich dargestellt.

Tabelle 15: Lastfälle – Erddruck

Lastfallnummer	Bezeichnung der Einwirkung
1101, 1102 1151, 1152	Erddruck – ständig (links/rechts)
1103, 1104 1153, 1154	Erddruck – veränderlich (links/rechts)
1111-1114 1161-1164	Erddruck aus Verkehr – Flächen- und Achslast (links/rechts)
1115, 1116 1165, 1166	Erddruck – Sonderfahrzeug (links/rechts)

5.4.1 ERDRUHDROCK, AKTIVER UND PASSIVER ERDDRUCK

Auf Widerlagerwände von Brückentragwerke wirkt infolge der angrenzenden Hinterfüllung der Erdruchdruck e_0 . Dieser verringert sich bereits bei kleinen Verkürzungen des Überbaus zum aktiven Erddruck e_a . Der aktive Erddruck e_a ist der kleinstmögliche Erddruck, der sich infolge Bodeneigenlast, Auflasten und sonstigen Einwirkungen auf eine Wand einstellt, wenn sich durch Bewegungen von Wand und Boden Entspannungen im Boden bis zur vollständigen Mobilisierung der Scherfestigkeit auftreten. Hingegen ist der passive Erddruck e_p der größtmögliche Erddruck, der sich aus einer Dehnung des Überbaus zufolge derselben Belastungen auf eine Wand einstellt. Der mobilisierte Erddruck infolge einer Wandverschiebung ist in Abbildung 32 dargestellt. Die Festlegung der Grenzbeanspruchungen durch den Erddruck bedarf einiger Annahmen und Vereinfachungen. [31 S. 6 f.]

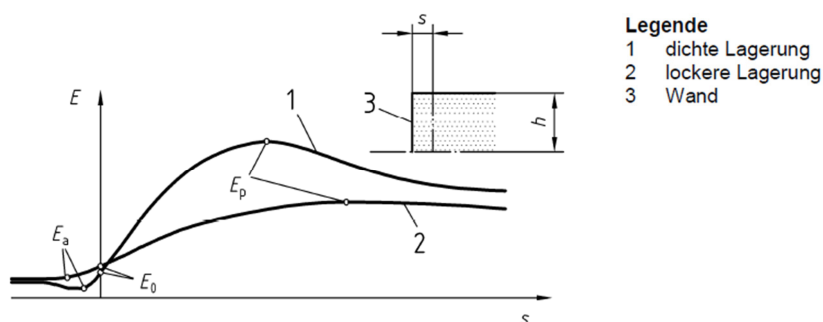


Abbildung 32: Grenzzustände des aktiven und passiven Erddrucks [31 S. 10]

Für die Berücksichtigung des mobilisierten Erddruck existieren verschiedene Ansätze und Mobilisierungsfunktionen. Eine Betrachtung dieser ist notwendig, da es bis dato keine einheitliche Lösung gibt und die Ansätze von den Randbedingungen abhängig sind. Die Annahmen für die Durchführung der

Studie werden lt. [1] entnommen. Als Grundlage dienen die Norm DIN 4085 [31] und die Richtlinie ZTV-ING Teil 5, Abschnitt 2 [32].

5.4.2 ERDDRUCKVERTEILUNG AM BESTANDSTRAGWERK

Die Berechnung des aktiven Erddruckes für die Einwirkung auf Bestandstragwerke wird der DIN 4085 (2011-05-01) [31] entnommen. Die DIN 4085 (Tabelle 16) regelt den Erddruckansatz in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit der Stützung bei Baugrubenwänden oder anderen bestehenden Stützkonstruktionen.

Tabelle 16: Erddruckansatz in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion [31 S. 42]

Zeile	Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion	Konstruktion (Beispiele)	Erddruckansatz
1	nachgiebig	Stützwände, die während ihrer gesamten Nutzungszeit geringe Verformungen in Richtung der Erddruckbelastung ausführen können und dürfen. Zum Beispiel Uferwände, auf Lockergestein gegründete Stützwände	aktiver Erddruck
2	wenig nachgiebig	Stützwände nach Zeile 1, bei denen während ihrer Nutzungszeit Verformungen in Richtung der Erddruckbelastung unerwünscht sind und die gegen den ungestörten Boden hergestellt worden sind.	erhöhter aktiver Erddruck $E_{ah}' = 0,75 \cdot E_{ah} + 0,25 \cdot E_{0h}$
3	annähernd unnachgiebig	Stützwände, die auf Grund ihrer Konstruktion unter der Erddruckbelastung anfänglich geringfügig nachgeben, sich dann aber nicht mehr verformen können oder dürfen. z. B.: Kellerwände und Stützwände, die in Bauwerke einbezogen sind und von diesen zusätzlich gestützt werden, Bemessung der stehenden Schenkel von Winkelstützwänden.	erhöhter aktiver Erddruck im Normalfall: $E_{ah}' = 0,50 \cdot E_{ah} + 0,50 \cdot E_{0h}$ in Ausnahmefällen: $E_{ah}' = 0,25 \cdot E_{ah} + 0,75 \cdot E_{0h}$
4	unnachgiebig	Stützwände die auf Grund ihrer Konstruktion weitgehend unnachgiebig sind: Zum Beispiel auf Festgestein gegründete Stützmauern als ebene Systeme und auf Lockergestein gegründete Stützwände als räumliche Systeme, z. B. Brückenwiderlager mit biegesteif angeschlossenen Parallel-Flügelmauern.	erhöhter aktiver Erddruck $E_{ah}' = 0,25 \cdot E_{ah} + 0,75 \cdot E_{0h}$ in Ausnahmefällen bis Erdruchdruck

Zur Berechnung des aktiven Erddruckes e_{agh} müssen der Erddruckbeiwert K_{agh} , die Wichte des Bodens γ und die Höhe der Widerlagerwand bekannt sein. Der Erddruckbeiwert wird mit folgendem Formelapparat nach Weyrauch [33] berechnet:




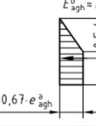

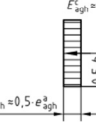

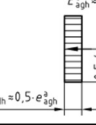
$$K_{agh} = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \times \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \times \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2$$

Der Wandneigungswinkel α , der Geländeneigungswinkel β und der Neigungswinkel des Erddruckes δ_a werden mit 0 [°] angenommen. Die in der Berechnung wirkende Wichte γ des Bodens beträgt 20 [kN/m³] und der Reibungswinkel φ 30 [°]. Der Ansatz für die Berechnung des aktiven Erddruckes wird Tabelle 16 (Zeile 3) entnommen und beruht auf der Annahme, dass die Setzungen bereits vollständig abgeschlossen sind und ein annähernd unnachgiebiges System vorliegt. Mit den oben angeführten Werten kann die Berechnung des aktiven Erddruckes bei ebener Wand und Geländeoberfläche mit

$$e_{agh}(z) = \gamma \times z \times K_{agh}$$

durchgeführt werden. Nachdem der entstehende Erddruck von der Art der Wandbewegung abhängt, muss auch dafür eine realistische Annahme getroffen werden. Durch die Festlegung der Verschiebungsart (Tabelle 17) wird die Erddruckresultierende berechnet.

Tabelle 17: Für die Erzeugung der aktiven Erddruckkraft erforderlichen Wandbewegungen [31 S. 44]

Art der Wandbewegung	Erddruckkraft E_{agh}		
	bezogene Wandbewegung s_d/h		vereinfachte Erddruckverteilung
	lockere Lagerung	dichte Lagerung	
 a) Drehung um den Wandfuß	0,004 bis 0,005	0,001 bis 0,002	
 b) Parallele Bewegung	0,002 bis 0,003	0,000 5 bis 0,001	
 c) Drehung um den Wandkopf	0,008 bis 0,01	0,002 bis 0,005	
 d) Durchbiegung	0,004 bis 0,005	0,001 bis 0,002	

5.4.2.1 ERDDRUCK UNABHÄNGIG VOM VERKEHR

Für Bestandstragwerke wird der Erddruck, der unabhängig vom Verkehr auftritt, in einen ständigen und einen veränderlichen Anteil unterteilt.



Abbildung 33: Erddruck unabhängig vom Verkehr

Der ständige wirkt im Gegenteil zum veränderlichen Anteil gleichzeitig auf beiden Seiten. Als ständiger Anteil wird der aktive Erddruck e_{agh} angesetzt. Der veränderliche Erddruck kann einseitig wirken und wird dementsprechend um den bereits angesetzten ständigen Anteil reduziert. [1]

$$e_{ständig} = e_{agh}$$

$$e_{veränderlich} = (0.5 \times e_0 + 0.5 \times e_{agh}) - e_{ständig}$$

5.4.2.2 ERDDRUCK IN ABHÄNGIGKEIT VOM VERKEHR

Der Erddruck in Abhängigkeit vom Verkehr entsteht zufolge der Einwirkungen aus Flächenlasten und Achslasten. Die Tatsache, dass die anzusetzenden Lasten über die Breite des Tragwerkes unterschiedlich sind, muss bei der Berechnung berücksichtigt werden. Daher wird für die Flächenlast die

Erddruckresultierende ermittelt und über die gesamte Breite der Widerlagerwand angesetzt. Nachdem es keine Begrenzung der Wirkungslänge von Flächenlasten gibt, wird sie über die Gesamthöhe der Wand aufgebracht. Eine gleichzeitige Wirkung auf beiden Seiten des Tragwerkes ist daher auch möglich. Im Gegensatz zur Flächenlast kann der Erddruck zufolge der Achslast nur einseitig wirken, da sich das Fahrzeug lediglich auf einer Seite des Tragwerkes befinden kann. Außerdem muss der Erddruck aus der Belastung durch ein Fahrzeug nicht über die Gesamthöhe der Widerlagerwand wirken. Die Höhe der Wirksamkeit des Erddruckes ist abhängig von der Länge des Fahrzeuges und dem Gleitflächenwinkel $\vartheta = 60^\circ$ lt. [18] des angrenzenden Erdreichs. Eine Annahme muss für die Fahrzeuglänge der Eurodelasten für das LM1 getroffen werden. Sie wird mit 5 [m] angenommen. Die Achslasten dürfen lt. [18] mit dem Faktor 0.8 abgemindert werden.

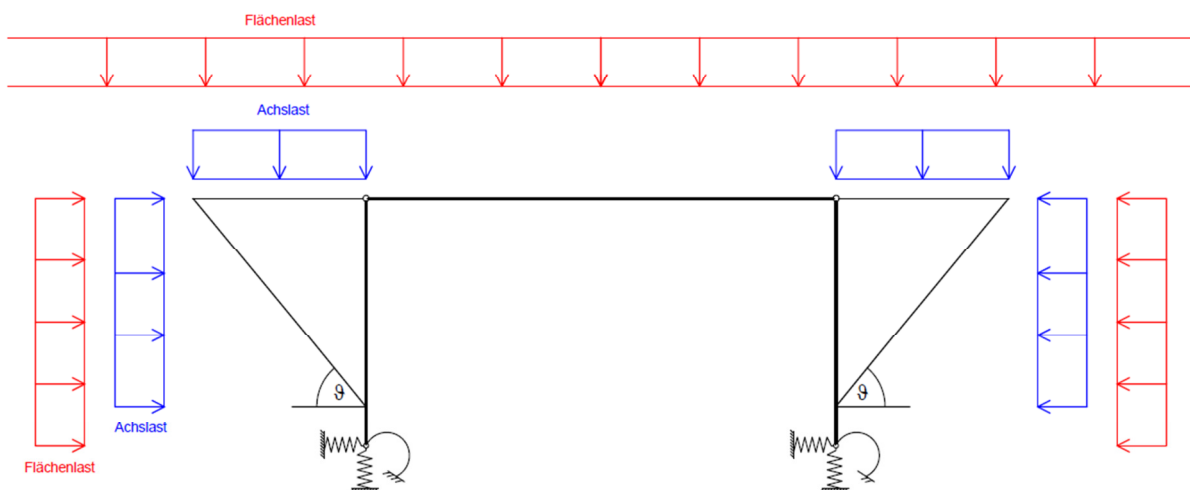


Abbildung 34: Erddruck zufolge Verkehr

5.4.3 ERDDRUCKVERTEILUNG AM INTEGRALEN SYSTEM

Die Ansätze zur Berechnung der Einwirkungen aus dem Erddruck werden analog zu 5.4.1 ausgewählt. In diesem Kapitel wird nur auf die Unterschiede hingewiesen.

5.4.3.1 ERDDRUCK UNABHÄNGIG VOM VERKEHR

Der Erddruck für die Rahmentragwerke wird in Anlehnung an ZTV-ING Teil 5, Abschnitt 2 [32] angenommen. In dieser Richtlinie wird die Belastung aus Erddruck in einen Lastfall „Größter Erddruck“ und in einen Lastfall „Kleinster Erddruck“ unterschieden. Für den ersteren wird der Erdruhedruck e_0 und für den zweiten wird das 0.5-fache vom aktiven Erddruck e_a angesetzt. Anstelle des 0.5-fachen des aktiven Erddruckes e_a wird in dieser Parameterstudie der gesamte aktive Erddruck als „Kleinster Erddruck“ angesetzt. Analog zu 5.4.1.1. werden die Einwirkungen wieder in einen ständigen und einen veränderlichen Lastfall unterteilt. Somit ergeben sich:

$$e_{\text{ständig}} = e_{agh} \quad \text{Wirkung – BA 1}$$

$$e_{\text{veränderlich}} = e_0 - e_{\text{ständig}} \quad \text{Wirkung – BA 2}$$

5.4.3.2 ERDDRUCK IN ABHÄNGIGKEIT VOM VERKEHR

Die Ermittlung der Belastung zufolge des Erddruckes erfolgt gleich wie in 5.4.1.2.

5.5 LASTFALLKOMBINATIONEN UND BEIWERTE

Das Augenmerk wird in diesem Kapitel auf eine übersichtliche Darstellung der Ermittlung der Lastfallkombinationen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gelegt. Es wird für jeden Lastfall das Maxima/Minima in vordefinierten Schnitten ermittelt, um anschließend mit diesen Schnittgrößen die Lastfallkombinationen zu bilden. Die nachfolgenden Kapitel behandeln auch noch die Funktionsweise und Möglichkeiten des erstellten Programmes zur Durchführung der Parameterstudie.

5.5.1 NACH ÖNORM EN 1990 (2003-03-01) UND ÖNORM EN 1990:2002/A1:2005

Tabelle 18 enthält Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte gemäß ÖNorm EN 1990 [34] und ÖNorm EN 1990:2002/A1:2005 (Tabelle A.2.1 bzw. Tabelle A.2.4) [35].

Tabelle 18: Teilsicherheits- und Kombinationswerte lt. Eurocode [35]

Lastart	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Lastfallbezeichnung
G	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	Ständige Last
T	1,50	0,00	0,60	0,60	0,50	Temperatur
L_U	1,35	0,00	0,40	0,40	0,00	Verkehr und Erddruck – UDL
L_T	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00	Verkehr und Erddruck – TS
L_S	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	Verkehr Lastmodell 3
RSA	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck – ständig (links)
RSB	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck – ständig (rechts)
RVA	1,35	0,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck – veränderlich (links)
RVB	1,35	0,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck – veränderlich (rechts)

Die Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Verkehrslasten entsprechen dem Beiwert 1.35 anstatt der im Hochbau verwendeten 1.50. Die in den Lastfallkombinationen berücksichtigten Lastfälle für den betrachteten Schnitt im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind:

- Ständige Lasten
- Erddruck
 - Veränderlicher Anteil
 - Ständiger Anteil
- Temperatur
- Verkehr (maßgebende Variante)

Mit *G* werden die ständigen Lasten des Tragwerkes bezeichnet. Sie können entweder den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1.35$ bei ungünstiger Wirkung oder $\gamma = 1.00$ erhalten bei günstiger Wirkung erhalten. Die Temperaturlasten gehören der Lastart mit der Bezeichnung *T* an und werden mit den Beiwerten lt. Tabelle 18 in den Lastfallkombinationen berücksichtigt. Die Temperaturbelastungen schließen sich gegenseitig aus d.h. es geht nur der am ungünstigsten wirkende Lastfall in die jeweilige Kombination ein. Der unabhängig von der Verkehrslast einwirkende Erddruck wird mit *RSA*, *RSB* (ständig)

und *RVA*, *RVB* (veränderlich) bezeichnet. Diese Differenzierung ist notwendig, um eine günstige Wirkung des veränderlichen Erddrucks in den Lastfallkombinationen auszuschließen. Um die maßgebende Lastfallkombination der Verkehrslasten für den jeweiligen Schnitt zu ermitteln bedarf es der Berücksichtigung der im Kapitel 5.2.1 angeführten Varianten. Eine übersichtliche Darstellung bieten Tabelle 19 und Tabelle 20.

Tabelle 19: Lastfallkombinationen Verkehr LM 1 lt. Eurocode

Lastfallkombinationen Verkehr – LM 1	
<ul style="list-style-type: none"> Fahrspurenanordnung lt. Variante 	
<ul style="list-style-type: none"> Erddruck aus UDL (auf beide Widerlagerwände möglich) 	
<ul style="list-style-type: none"> Lasten am Tragwerk: UDL <u>und</u> TS 	<ul style="list-style-type: none"> Lasten am Tragwerk: UDL
<ul style="list-style-type: none"> Kein Erddruck aus TS 	<ul style="list-style-type: none"> Erddruck aus TS (einseitig auf Widerlagerwand möglich)

Tabelle 20: Lastfallkombinationen Verkehr LM 3 lt. Eurocode

Lastfallkombinationen Verkehr – LM 3
<ul style="list-style-type: none"> Lasten am Tragwerk: Sonderfahrzeug
<ul style="list-style-type: none"> Erddruck aus SFZ einseitig möglich
<ul style="list-style-type: none"> kein Erddruck aus UDL

Für die Einwirkungen aus Verkehr muss erwähnt werden, dass sowohl für UDL als auch für das TS für jede Variante und jedem Fahrstreifen ein eigener Lastfall generiert wird. Daher ist die Möglichkeit für jede Variante die ungünstigste Laststellung zu ermitteln, gegeben. Die Erddrücke aus den Verkehrslasten werden ebenfalls in eigenen Lastfällen gespeichert und es werden nur jene in die Berechnung miteinbezogen, die ungünstig wirken. Aus den sieben Varianten (Tabelle 9) wird die ungünstigste Variante mit den anderen Einwirkungen (ständige Lasten, Erddruck und Temperatur) kombiniert. Daraus werden im nächsten Schritt für alle vordefinierten Schnitte die minimalen und maximalen, sowie deren dazugehörigen Schnittgrößen (Normalkraft, Querkraft und Biegemoment) ermittelt. Die Auswertung für das LM 1 und LM 3 erfolgt getrennt, um die Ergebnisse übersichtlich und nachvollziehbar darstellen zu können.

5.5.2 NACH ÖNORM B 4200

Tabelle 21 enthält Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte gemäß ÖNorm. Die Lastfallkombinationen werden analog zu 5.5.1 (lt. Eurocode) durchgeführt.

Tabelle 21: Teilsicherheits- und Kombinationswerte lt. ÖNorm

Lastart	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Lastfallbezeichnung
G	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	Ständige Last
T	1,50	0,00	0,80	0,70	0,50	Temperatur
L_U	1,50	0,00	0,90	0,80	0,30	Verkehr und Erddruck -Flächenlast
L_T	1,50	0,00	0,90	0,80	0,30	Verkehr und Erddruck – LKW/Achslast
L_S	1,50	0,00	0,90	0,80	0,30	Verkehr Raupenfahrzeug
RSA	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck – ständig (links)
RSB	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck – ständig (rechts)
RVA	1,35	0,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck – veränderlich (links)
RVB	1,35	0,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck – veränderlich (rechts)

Die Ermittlung der ungünstigsten Lastfallkombination erfolgt analog zu Kapitel 5.5.1. Auch aus diesen Kombinationen werden die minimalen und maximalen Schnittgrößen für die vordefinierten Bereiche ermittelt. Die einzigen Unterschiede zwischen den Kombinationen zu Kapitel 5.5.1 sind Tabelle 22 und Tabelle 24 zu entnehmen.

Tabelle 22: Lastfallkombinationen Verkehr lt. ÖNorm – Achs- und Flächenlast

Lastfallkombinationen Verkehr – Achs- und Flächenlasten	
<ul style="list-style-type: none"> Fahrspurenanordnung lt. Variante 	
<ul style="list-style-type: none"> Erddruck aus Flächenlast (auf beide Widerlagerwände möglich) 	
<ul style="list-style-type: none"> Lasten am Tragwerk: Flächen- <u>und</u> Achslast 	<ul style="list-style-type: none"> Lasten am Tragwerk: Flächenlast
<ul style="list-style-type: none"> Kein Erddruck aus Achslast 	<ul style="list-style-type: none"> Erddruck aus Achslast (einseitig auf Widerlagerwand möglich)

Tabelle 23: Lastfallkombinationen Verkehr lt. ÖNorm - Raupenfahrzeug

Lastfallkombinationen Verkehr – Raupenfahrzeug
<ul style="list-style-type: none"> Lasten am Tragwerk: Raupenfahrzeug
<ul style="list-style-type: none"> Erddruck aus Raupenfahrzeug einseitig möglich
<ul style="list-style-type: none"> kein Erddruck aus Flächenlast

Für die maßgebenden Kombinationen aus den Verkehrslasten gilt selbiges wie für die Lastfallkombinationen lt. Eurocode (Kapitel 5.5.1). Es werden wiederum die maßgebenden Lastfallkombinationen für die minimalen und maximalen Einwirkungen, sowie deren dazugehörige Schnittgrößen für die vordefinierten Schnitte gebildet. Für die LFK lt. ÖNorm werden die Varianten 1-5 (Regelverkehr) und die Variante 6 (Raupenfahrzeug) differenziert voneinander betrachtet, um die Übersichtlichkeit und Nachvollziehbarkeit der Einflüsse der einzelnen Verkehrslasten sicherzustellen.

5.6 SCHNITTE UND AUSWERTUNG DER SCHNITTGRÖßEN

Um eine Auswertung der Ergebnisse durchführen zu können, ist es notwendig Schnitte in Bereichen zu setzen, an denen maßgebende Schnittkraftverläufe auftreten können. Die Erstellung der Schnitte muss im SOFISTIK vor Bildung der Lastfallkombinationen und der daraus resultierenden ungünstigsten Ergebnisse in jedem Knoten des Systems erfolgen. Ansonsten würde SOFISTIK für jeden Knoten des Systems die ungünstigsten Spannungen aufgrund unterschiedlicher Lastfallkombinationen berechnen und diese als Verlauf entlang der Schnitte darstellen. Eine Integration dieser unterschiedlichen Kombinationen führt zu einem falschen Ergebnis. Daher werden, wie oben angeführt, die Schnitte vor Bildung der Lastfallkombinationen erstellt.

Die Berechnung der Lastfallkombinationen für die einzelnen Schnitte ergibt zwölf Ergebniswerte. Diese resultieren aus sechs Schnittgrößen ($N_{\text{Min/Max/zugehörig}}$, $M_{\text{Min/Max/zugehörig}}$ und $Q_{\text{Min/Max/zugehörig}}$) und zwei durchgeführten Kombinationen aus Regelverkehr und Sonderfahrzeug. Die Ergebnisse der Berechnungen der Systeme 1, 2, 3a und 3b werden in einer txt-Datei ausgegeben und anschließend mit Microsoft Excel eingelesen und ausgewertet. Die erstellten Diagramme und Tabellen dienen der Übersichtlich- und Vergleichbarkeit der Schnittkräfte. In Tabelle 24 und Abbildung 35 erfolgt eine Darstellung und eine Beschreibung der definierten Stabschnitte.

Tabelle 24: Stabschnitte Sofistik

Stabschnitte			
Nummer	Schnittbezeichnung	Nummer	Schnittbezeichnung
S10	Stab 1 – linkes Auflager	S15	Stab 2 – linkes Auflager
S11	Stab 1 – linkes Auflager im Abstand d	S16	Stab 2 – linkes Auflager im Abstand d
S12	Stab 1 – Stabmitte	S17	Stab 2 – Stabmitte
S13	Stab 1 – rechtes Auflager	S18	Stab 2 – rechtes Auflager
S14	Stab 1 – rechtes Auflager im Abstand d	S19	Stab 2 – rechtes Auflager im Abstand d

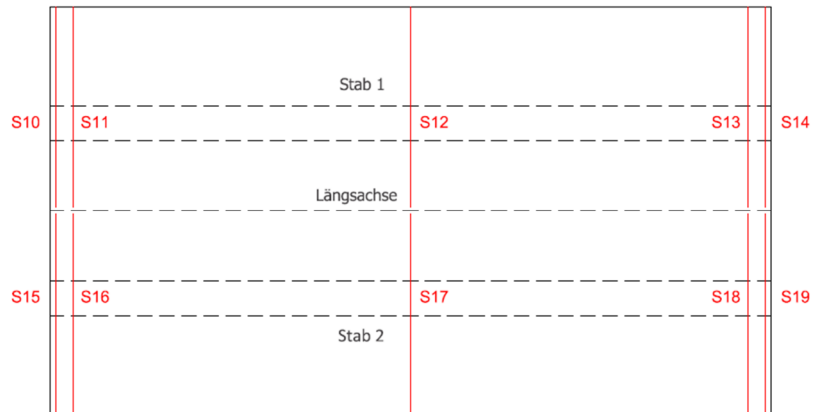


Abbildung 35: Übersicht Stabschnitte

Die Schnitte S10, S14, S15 und S19 befinden sich einen Zentimeter von den Auflagerpunkten entfernt, um nicht direkt mit den Knoten des Rahmeneckes zusammenzufallen. Numerische Probleme werden auf diese Weise verhindert. Die Ergebnisse der Schnitte S11, S13, S16 und S18 liegen im Abstand d ($h_{\text{Fahrbahnquerschnitt}} \cdot 0.05$ [m]) vom Auflagerbereich, welche für die Auswertung der Querkräfte angewendet werden. Die Schnitte S12 und S17 liegen in Feldmitte. In weiterer Folge wird in Tabelle 25 und Abbildung 36 eine Übersicht von den definierten Plattenschnitten des Brückentragwerks gegeben. Die Schnitte S20, S21, S23 und S24 befinden sich, um numerischen Problemen erneut vorzubeugen, einen Zentimeter links bzw. rechts von der Knotenlinie in denen der Stabquerschnitt definiert ist. Der Schnitt S22 erfolgt in Feldmitte (Betrachtung des Quersystems).

Tabelle 25: Plattenschnitte SOFISTIK

Plattenschnitte			
Nummer	Schnittbezeichnung	Nummer	Schnittbezeichnung
S20	Entlang Stab 1 – links	S25	Widerlagerwand links – unterer Rand
S21	Entlang Stab 1 – rechts	S26	Widerlagerwand links – oberer Rand
S22	Zwischen Stab 1 und Stab 2	S27	Widerlagerwand rechts – unterer Rand
S23	Entlang Stab 2 – links	S28	Widerlagerwand rechts – oberer Rand
S24	Entlang Stab 2 – rechts		



Abbildung 36: Übersicht Plattenschnitte im Über- und Unterbau

6 STATISCHE UNTERSUCHUNG

Das Kapitel 6 beinhaltet die durchgeführte Parameterstudie mit der Analyse der Ergebnisse. Zur Veranschaulichung bzw. zur vollständigen Erläuterung der Untersuchung wird eine Brückengeometrie mit variabler Brückenlänge exemplarisch dargestellt. Im Anhang folgt die Darstellung der resultierenden Schnittgrößen einer Variante für die vier Grundsysteme.

6.1 ALLGEMEIN

Das entwickelte Programm im SOFISTIK hat zum Ziel, möglichst viele, unterschiedliche Brückengeometrien untersuchen zu können. Eine Veränderung der Stützweite, des Querschnittes, der Breite der Fahrbahn, die Dicke und die Höhe der Widerlagerwand und die Steifezahl des Bodens können variiert werden. Eine Erweiterung des Programmes, um auch die unterschiedlichen Lagerungen der Widerlagerwand (Flach- oder Tiefgründung) betrachten zu können, ist ohne großen Aufwand möglich. Die in dieser Arbeit untersuchten Parameter werden in Tabelle 26 angeführt. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt in den Schnitten S10 bis S19 und S25 bis S28. Eine Auswertung des Quersystems wird in dieser Master-Thesis nicht durchgeführt.

Tabelle 26: Parameter der Studie

Variante	Stützweite $L_{\text{ÜB}}$ [m]	Höhe $H_{\text{ÜB}}$ Querschnitt [-]	Fahrbahnbreite b [m]	Höhe H_{UB} WL-Wand [m]	Dicke T_{UB} WL-Wand [m]	Steifezahl S_{Boden} [kN/m ²]
1	16.00	$L_{\text{ÜB}}/H_{\text{ÜB}} = 15$	12.00	6.00	0.80	10.000 (min) 50.000 (max)
2	18.00					
3	20.00					
4	22.00					
5	24.00					
6	26.00					
7	28.00					
8	30.00					

Die Stützweiten von 16.00 – 30.00 [m] werden in der Praxis für diesen Brückentyp gewöhnlich ausgeführt. Das $L_{\text{ÜB}}/H_{\text{ÜB}}$ Verhältnis für die Festlegung der Querschnittshöhe liegt für Plattenbalkenbrücken zwischen 10 und 15 [-]. Für die Untersuchung von dem Verhältnis 15 [-] ausgegangen. Die Ermittlung der ausständigen Querschnittsparameter sind exemplarisch in Abbildung 37 dargestellt.

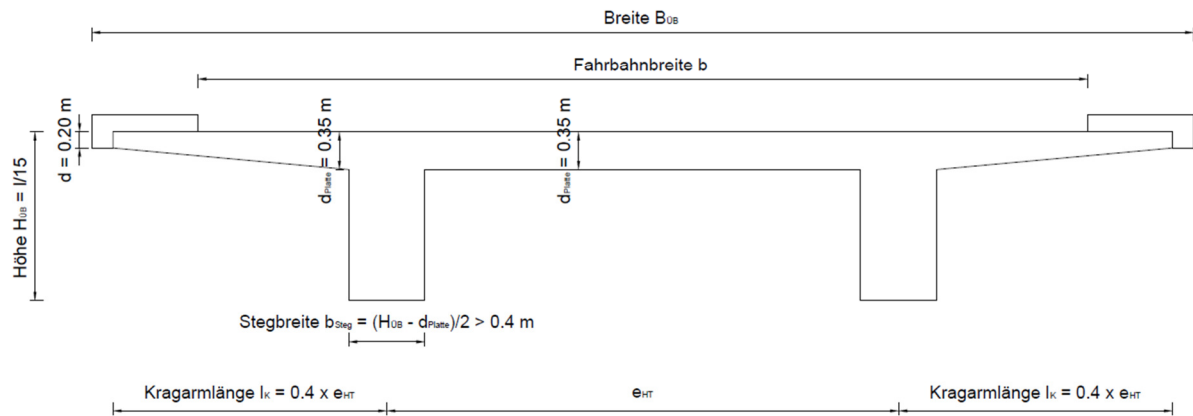


Abbildung 37: Querschnittswerte

Zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit ist die Steifenzahl S notwendig, wobei die Werte aus [25 S. 912] entnommen werden (Tabelle 27). Die Grenzwerte für die Steifigkeit bilden der locker gelagerte, rundkörnige Sand mit 10^4 [kN/m²] und der Fels mit 10^8 [kN/m²]. Für die betrachtete Brückengeometrie wird ein locker gelagerter, rundkörniger Sand mit der Steifenzahl 10^4 gewählt [kN/m²].

Tabelle 27: Steifenzahl S des Bodens [25 S. 912]

Bodenart	Lagerung	Steifenzahl S [kN/m ²]	
		Minimum	Maximum
Sand, rundkörnig	locker	10.000	50.000
Sand, rundkörnig	mittel	50.000	100.000
Sand, rundkörnig	dicht	80.000	200.000
Sand, scharfkörnig	locker	40.000	80.000
Sand, scharfkörnig	mittel	80.000	200.000
Sand, scharfkörnig	dicht	200.000	300.000
Kiessand	mitteldicht	100.000	200.000
Kies	locker	50.000	100.000
Kies	mittel	100.000	200.000
Kies	dicht	200.000	400.000
Schotter, scharfkantig		150.000	300.000
Fels		10^7	10^9

6.2 ERGEBNISSE

Die Ergebnisse der Berechnung finden sich in tabellarischer Form im Anhang. Diese dienen als Grundlage für den angestellten Vergleich der Beanspruchungen der Brückentragwerke lt. ÖNorm und Eurocode. Für die in Kapitel 5.6 erläuterten Schnitte werden die minimalen und die maximalen Schnittkräfte (Normalkraft, Querkraft und Biegemoment) angeführt. Eine grafische Darstellung in Form von Diagrammen veranschaulicht den Vergleich der Schnittkräfte (Verhältniswert α) lt. untersuchter Regelwerke.

6.2.1 AUSWERTUNG DER ERGEBNISSE

Die Auswertung der Ergebnisse der Parameterstudie erfolgt über Verhältniswerte an den in Kapitel 5.6 dargestellten Schnitten am Brückensystem. Die Verhältniswerte entsprechen dem Vergleich der Beanspruchungen des Tragwerks zufolge Belastungen nach Eurocode und nach ÖNorm an den maßgebenden Schnitten. Am Beginn der Untersuchung wird ein Vergleich der Schnittgrößen der Systeme 1 und 2 (Kapitel 4.1) durchgeführt. Die Relation der Schnittkräfte wird durch den Verhältniswert α_s^3 angegeben. Dieser spiegelt das Verhältnis der unterschiedlichen Beanspruchungen wider und gibt an um wie viel die Eurocode-Last erhöht bzw. reduziert werden muss, um gleiche Beanspruchungen bei gegebener Brückengeometrie zu erhalten. Dieser Wert gibt weiters Aufschluss über mögliche Verstärkungsmaßnahmen am System.

$$\alpha_s = \frac{S_{\text{ÖNorm}}}{S_{\text{Eurocode}}}$$

6.2.1.1 AUSWERTUNG – BIEGEMOMENT M_y UND NORMALKRAFT N

Für die Auswertung von Bauteilen mit Normalkraft- und Momentenbeanspruchung reicht ein differenzierter Vergleich der α -Werte dieser Schnittgrößen nicht aus. Für die Ermittlung des α_{N+M} -Wertes für die kombinierte Beanspruchung wird die vorhandene Stahlkraft N_s herangezogen. In den Schnitten wird die maßgebende Stahlkraft N_s aufgrund von M_{Min} , M_{Max} , N_{Min} und N_{Max} den dazugehörigen N_{Zug} und M_{Zug} berechnet. Die Normalkraft ist vorzeichengerecht (N_{Min} und N_{Max}) in den Formelapparat einzusetzen. Die Berechnung der Stahlkraft wird im Folgenden erläutert:

Die errechneten Schnittkräfte wirken auf Höhe der Knotenebene und nicht wie üblich in der Schwerachse. Die im betrachteten Schnitt einwirkende Normalkraft N_{Ed} wird für die Berechnung der Stahlkraft in die Bewehrungsachse verschoben (Abbildung 38). Unter Annahme einer Betondeckung von 5 [cm] ergibt sich bei positiver Momentenbeanspruchung das Moment $M_{sd,s}$ zu:

$$M_{sd,s} = |M_{Ed}| - N_{Ed} \times z_s \text{ [kNm]} \text{ mit } z_s = h_{QS} - 0.05 \text{ [m]}$$

Das Momentengleichgewicht um die Achse der Betondruckkraft N_c , lässt sich die vorhandene Stahlkraft N_s ermitteln:

$$\sum M_C = 0 = M_{sd,s} - N_s \times z + N_{Ed} \times z \text{ [kNm]} \text{ mit } z = d - \frac{h_f}{2} \text{ [m]}$$

Ein Einsetzen von $M_{sd,s}$ liefert:

$$N_s = \frac{|M_{Ed}| - N_{Ed} \times z_s}{z} + N_{Ed} \text{ bzw. } N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \times (z - z_s)}{z}$$

³ S für Schnittgröße

Der Verhältniswert α_{N+M} wird durch folgende Formel bestimmt:

$$\alpha_{M+N} = \frac{N_{S,\ddot{O}Norm}}{N_{S,Eurocode}}$$

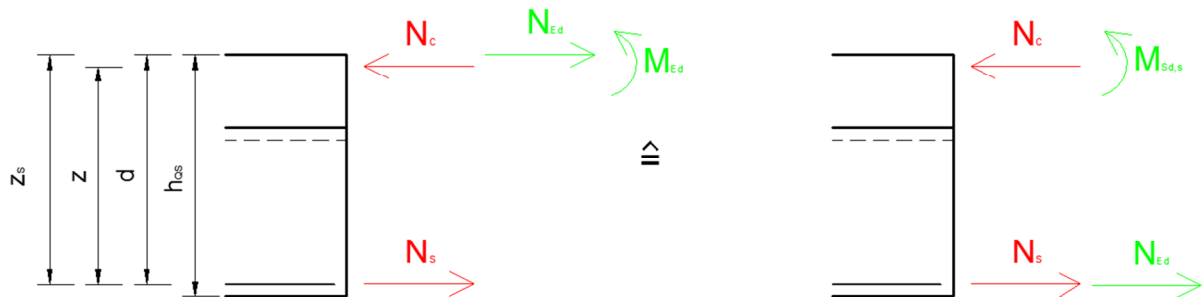


Abbildung 38: Ermittlung der Stahlkraft am Plattenbalken – positive Momentenbeanspruchung

Unter Annahme einer Betondeckung von 5 [cm] ergibt sich bei negativer Momentenbeanspruchung das Moment $M_{Sd,s}$ zu:

$$M_{Sd,s} = |M_{Ed}| + N_{Ed} \times z_s \text{ [kNm] mit } z_s = 0.05 \text{ [m]}$$

Das Momentengleichgewicht um die Achse der Betondruckkraft N_c , lässt sich die vorhandene Stahlkraft N_s ermitteln:

$$\sum M_C = 0 = M_{Sd,s} - N_s \times z + N_{Ed} \times z \text{ [kNm] mit } z = d \times 0.85 \text{ [m]}$$

Ein Einsetzen von $M_{Sd,s}$ liefert:

$$N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \times z_s}{z} + N_{Ed} \text{ bzw. } N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \times (z + z_s)}{z}$$

Anhand der Variante 2 wird die Ermittlung des Verhältniswertes α_{N+M} -Wertes exemplarisch für den Überbau in Feldmitte (positives Moment) geführt:

$$h_{QS} = \frac{L_{\ddot{U}B}}{15} = \frac{18}{15} = 1.20 \text{ [m]}$$

$$z_s = h_{QS} - 0.05 \text{ [m]} = 1.20 \text{ [m]} - 0.05 = 1.15 \text{ [m]}$$

$$h_f = 0.35 \text{ [m]}$$

$$z = d - \frac{h_f}{2} \text{ [m]} = 1.15 \text{ [m]} - \frac{0.35 \text{ [m]}}{2} = 0.975 \text{ [m]}$$

$$N_{S,\ddot{O}Norm,1} = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \times (z - z_s)}{z} = \frac{|10345| + 0 \times (0.975 - 1.15)}{0.975} = 10.610 \text{ [kN]}$$

$$N_{S,Eurocode,3b} = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \times (z - z_s)}{z} = \frac{|9042| - 545 \times (0.975 - 1.15)}{0.975} = 9.372 \text{ [kN]}$$

$$\alpha_s = \frac{N_{S,\ddot{O}Norm,1}}{N_{S,Eurocode,3a}} = \frac{10.610}{9.372} = 1.13 \text{ [-]}$$

Das Ergebnis zeigt, dass die Beanspruchung der Feldmitte für eine Brückenlänge von 18 [m] durch die ÖNorm um 13 % größer ist als lt. Eurocode.

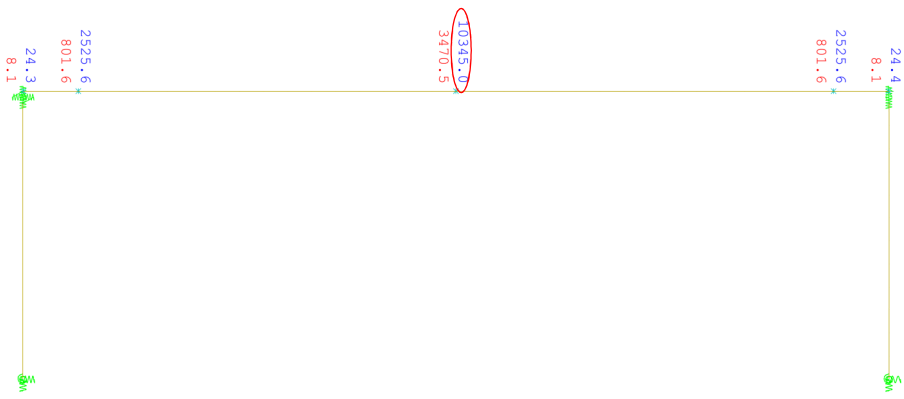


Abbildung 39: Maximales Biegemoment - Variante 2 - System 1, gelenkig

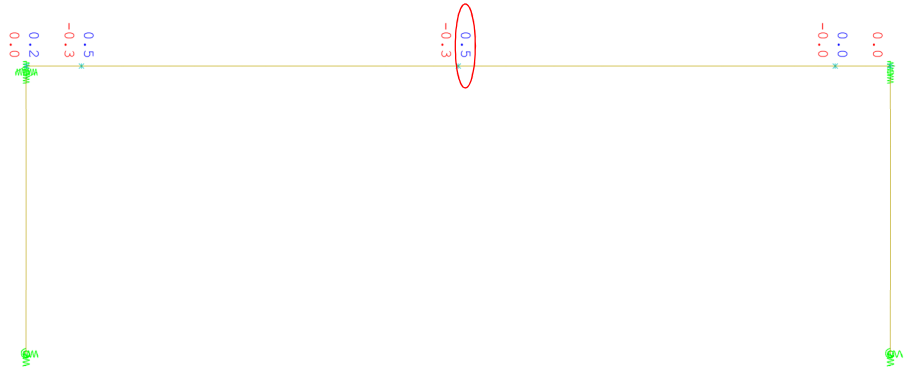


Abbildung 40: Zugehörige Normalkraft - Variante 2 - System 1, gelenkig

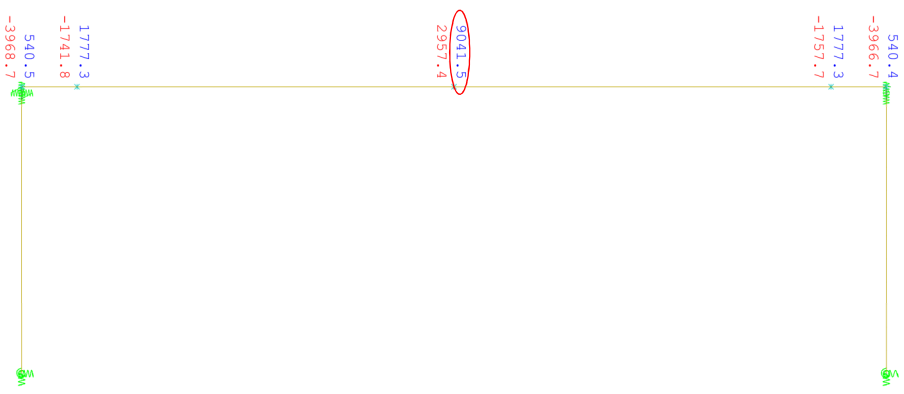


Abbildung 41: Maximales Feldmoment - Variante 2 - System 3a, biegesteif



Abbildung 42: Zugehörige Normalkraft - Variante 2 - System 3a, biegesteif

6.2.1.2 AUSWERTUNG – QUERKRAFT V

Der Vergleich der Querkraft V im Überbau erfolgt in den Schnitten S11, S13, S16 und S18. Diese Schnittgrößen ergeben sich im Abstand d vom Auflager. Für den Vergleich der Schubbeanspruchung der Widerlagerwände werden die Schnitte S25 und S27 herangezogen. Da für die Bemessung der Schubbewehrung das Vorzeichen außer Acht gelassen werden kann, werden die betragsmäßig größten Werte an den betrachteten Schnitten zum Vergleich herangezogen. Außerdem wird die positive Wirkung einer vorhandenen Längsspannung vernachlässigt. Die α_V -Werte für die maßgebenden Schnitte ergeben sich zu:

$$\alpha_V = \frac{V_{\dot{O}Norm}}{V_{Eurocode}}$$

Die beispielhafte Berechnung für die Variante 2 ergibt:

$$\beta_{V, \text{Überbau}} = \frac{V_{\dot{O}Norm}}{V_{Eurocode}} = \frac{1950}{2438} = 0.80 [-]$$

Das Ergebnis veranschaulicht, dass die Querkraftbeanspruchung durch Belastung lt. Eurocode im Vergleich zur Belastung lt. ÖNorm um 20 % zugenommen hat.

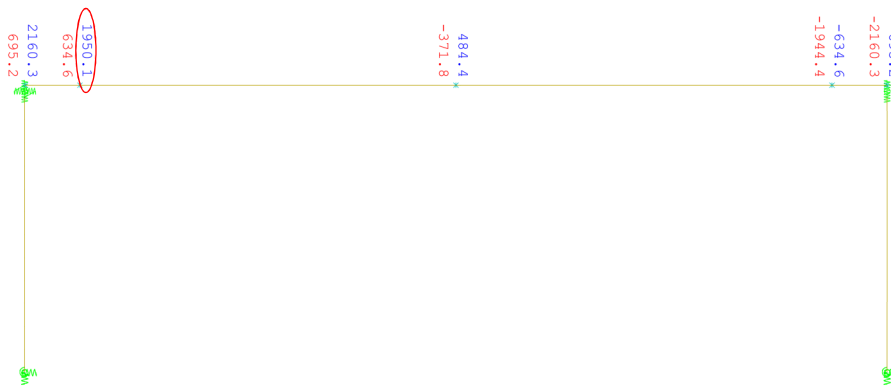


Abbildung 43: Maximale Querkraft - Variante 2 - System 1, gelenkig

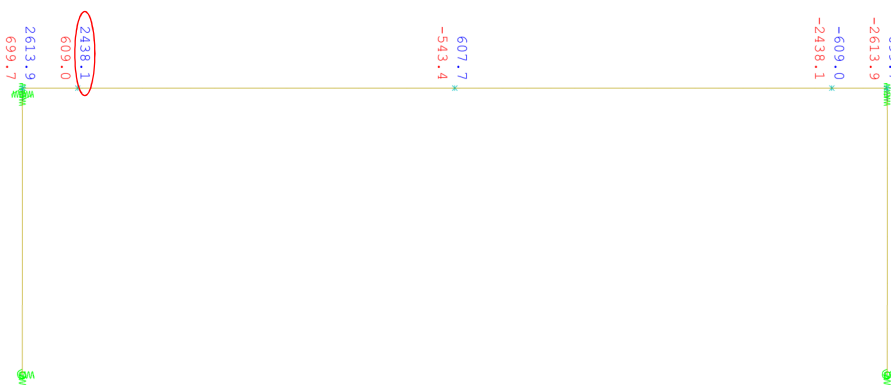


Abbildung 44: Maximale Querkraft - Variante 2 – System 3a, biegesteif

6.3 DISKUSSION DER ERGEBNISSE

Die in Kapitel 6.2.1 ermittelten Verhältniszerte α werden für die untersuchten Längen in Diagrammen übersichtlich dargestellt. Somit können die Verhältniszerte für die untersuchten Varianten für jede Länge, differenziert für die Lastmodelle 1 und 3, betrachtet bzw. verglichen werden.

6.3.1 CHARAKTERISTISCHE BRÜCKENLASTEN

In diesem Kapitel wird zum besseren Verständnis, der in den folgenden Unterkapiteln ausgewerteten Ergebnisse, ein Überblick über die charakteristischen Verkehrslasten lt. Eurocode und ÖNorm gegeben. Es enthält eine Gegenüberstellung der Gesamtbelastung des Brückentragwerkes in Abhängigkeit der Brückenlänge zwischen den charakteristischen Verkehrslasten lt. Eurocode und lt. ÖNorm (Abbildung 45). Man erkennt, dass mit zunehmender Länge des Tragwerks die Belastung nach ÖNorm in Relation zur Belastung des Eurocodes stärker zunimmt. Ein Beispiel hierfür liefern folgende Verhältniszerte:

Tabelle 28: Verhältniszert α -ÖN/LM1

Brückenlänge [m]	Gesamtbelastungen lt. Norm [kN]		α -ÖN/LM1
	ÖNorm B4002-1970	EC 1991-2 2012 LM1	
20	2463	2315	1.06
24	2780	2538	1.10
28	3086	2761	1.12

Zusätzlich beinhaltet das Diagramm das Verhältnis von charakteristischen Einwirkungen lt. ÖNorm zu Einwirkungen lt. Eurocode (α -Wert). Ein Vergleich wird für das LM1 und das LM3 mit der maximalen Verkehrslast der ÖNorm für die betrachtete Brückenlänge angestellt.

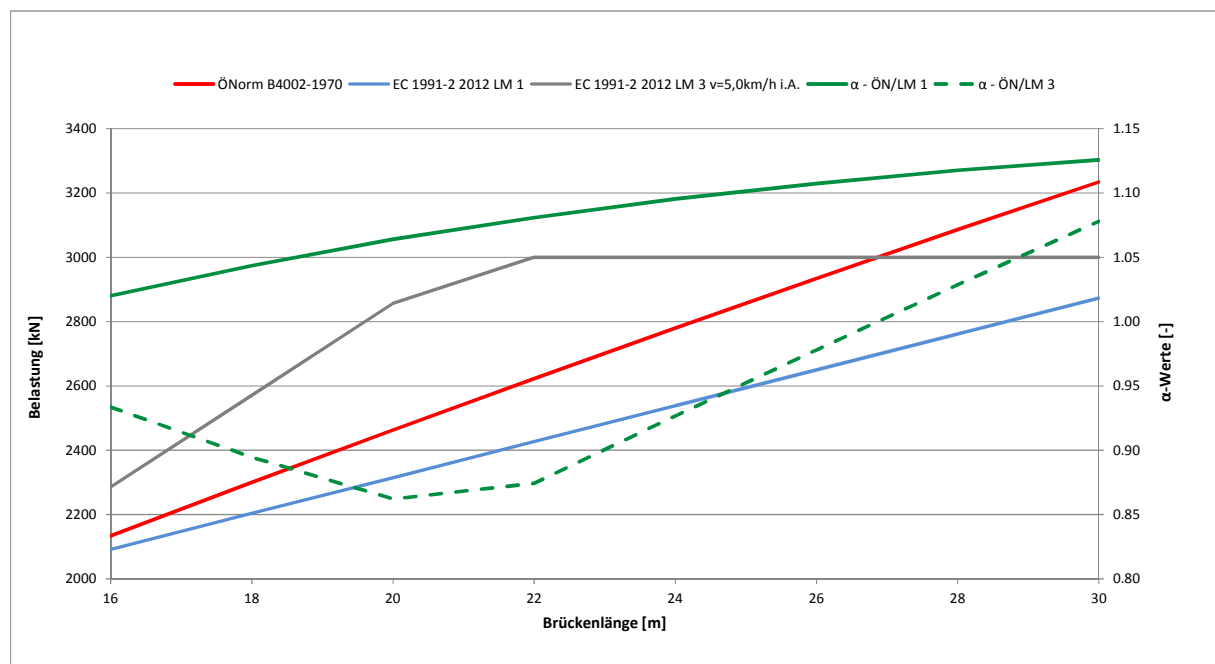


Abbildung 45: Brückenlasten in Abhängigkeit der Brückenlänge ($B_{0B} = 14.50$ [m]) – charakteristische Werte

6.3.2 VERGLEICH ÜBERBAU IN FELDMITTE

In Abbildung 46 wird ein Vergleich der Einwirkungen aus dem Eurocode und der ÖNorm in Feldmitte des Brückenüberbaus am Bestands- und am Integralsystem dargestellt. Es enthält die Ergebnisse (α_{M+N}) der Parameterstudie für das LM1 und das LM3. Das Diagramm 1 beinhaltet den Vergleich der positiven Momente und der dazugehörigen Normalkräfte in Feldmitte. Der α -Wert spiegelt die Relation der Beanspruchungen lt. ÖNorm und lt. Eurocode in diesem Bereich wider. Im Diagramm 2 wird das negative Feldmoment am Integralsystem mit dem positiven Feldmoment des Bestandssystems in Relation gesetzt. Dieser α -Wert gibt an, welcher Anteil der Feldebewehrung als obere Lage eingelegt werden muss. In den Kapiteln 6.3.2.1 und 6.3.2.2 werden die Ergebnisse analysiert und in 6.3.2.3 ein Vergleich des Verhaltens der Bestandsbrücken und der integralen Rahmentragwerke angestellt.

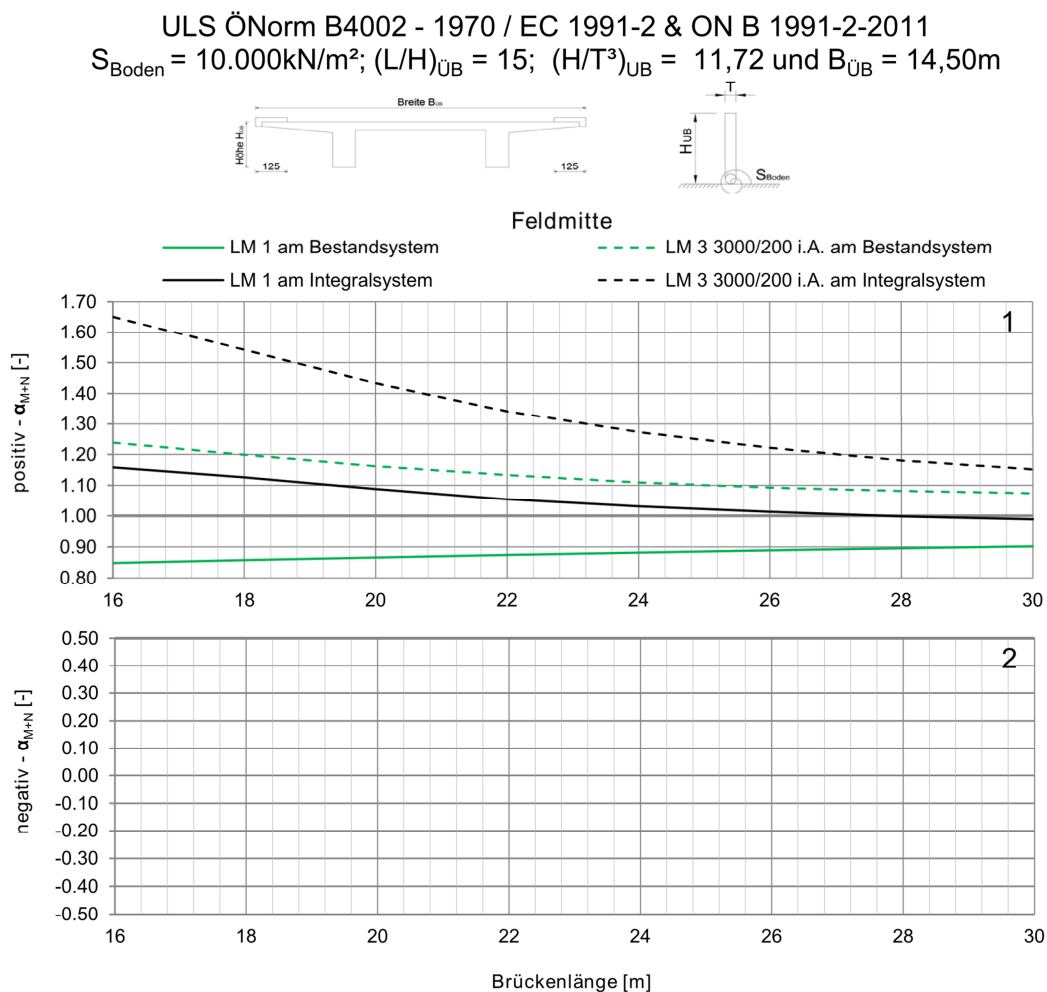


Abbildung 46: Vergleich Überbau – Feldmitte

6.3.2.1 LM1 UND LM3 AM BESTANDSSYSTEM

Der Verhältniswert α_{N+M} des LM1 lässt erkennen, dass die Belastungen des Bestandssystems über die gesamte Länge geringer sind als jene des Eurocodes. Der α_{N+M} -Wert kann den angestrebten Wert 1.00 nicht erreichen. Der in Abbildung 46 dargestellte ansteigende Verlauf des α -Wertes ist durch das Ansteigen der Verkehrsgleichlast bei zunehmender Brückenlänge zu erklären. Ein Vergleich der charakteristischen Verkehrslasten (Abbildung 45) zeigt diese Tendenz ebenso.

Die Summe der charakteristischen Verkehrslasten durch das LM3 ist zwar größer als die Lasten der ÖNorm, jedoch ist der α_{N+M} -Wert günstiger im Vergleich zum LM1 und ÖNorm. Dies ist auf die Anordnung

der Fahrspuren zurückzuführen. Die Spur des LM3 befindet sich in der Mitte der Fahrbahnbreite, wohingegen die Fahrspuren für die ÖNorm möglichst ungünstig aufgestellt werden. Ebenfalls anzuführen ist, dass sich der Verhältniswert mit zunehmender Brückenlänge verschlechtert. Dieser Umstand ist auf das Sonderfahrzeug (SFZ 3000/200 [kN]) zurückzuführen, dessen Einfluss mit zunehmender Länge (bis 21 [m]) im Vergleich zur Belastung lt. ÖNorm (Brückensklasse I) zunimmt. Ab einer Länge von 21 [m] erreicht die Einwirkung durch das LM3 mit 3000 [kN] seinen Maximalwert wohingegen die Verkehrslast lt. ÖNorm weiterhin zunimmt. Dies erklärt die flacher werdende Kurve⁴. Die Zunahme der Ausbaulasten (2.50 [kN/m²] lt. ÖNorm im Vergleich zu 2.90 [kN/m²] lt. Eurocode) wirkt sich ebenfalls negativ auf den Verlauf des α_{N+M} -Wertes aus. Für alle untersuchten Varianten liegen die Beanspruchungen der Bestandsbrücken über den Einwirkungen des LM3 lt. Eurocode. Der α -Wert bleibt daher immer über 1.00. Im unteren Diagramm ist zu erkennen, dass sowohl für das LM1 als auch für das LM3 keine negativen Feldmomente entstehen (Diagramm 2).

6.3.2.2 LM1 UND LM3 AM INTEGRALSYSTEM

Weiters werden in Abbildung 46 (Diagramm 1) die Verhältniswerte α zwischen dem gelenkigen System mit Verkehrslasten laut ÖNorm und dem integralen Tragwerk laut Eurocode dargestellt. Es ist ersichtlich, dass α_{M+N} für das LM1 bis zu einer Brückenlänge von 27 [m] über 1.00 ist. Das bedeutet, dass durch eine Integralisierung eine Reduktion der Eurocode-Beanspruchung gegenüber der ÖNorm-Beanspruchung in Feldmitte bis zu einer Länge von 27 [m] möglich ist. Eine Verstärkung der Zugzone ist für diese Brückenlängen nicht nötig. Ab 27 [m] bedarf es einer Verstärkung des Bestandstragwerkes hinsichtlich der Beanspruchungen in der Zugzone.

Hingegen zeigen die Verhältniswerte für das Lastmodell 3, dass es keiner Verstärkung der Zugzone für die untersuchten Varianten in Feldmitte bedarf, da α_{M+N} nie unter 1.00 sinkt.

In Diagramm 2 sind keine Kurven vorhanden, was bedeutet, dass am Integralsystem keine negative Beanspruchung zufolge Moment und Normalkraft auftritt.

6.3.2.3 VERGLEICH VON BESTANDS- UND INTEGRALSYSTEM

Grundsätzlich kann aus Diagramm 1 (Abbildung 46) abgelesen werden, dass das integrale System gegenüber dem Bestandssystem sowohl bei Verkehrslasten des LM1 als auch des LM3 ein besseres Verhalten aufweist. Jedoch muss erwähnt werden, dass sich die geringere Beanspruchung des Überbaus in Feldmitte mit zunehmender Länge gegenüber dem Bestandstragwerk verschlechtert. Dies ist auf den Umstand zurückzuführen, dass sich das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Über- und Unterbau mit zunehmender Brückenlänge vergrößert. Der Unterschied zu [1] beruht auf der Tatsache, dass in dieser Arbeit bei der Ermittlung des α_{N+M} -Wertes für die maximale Beanspruchung aus $N_{Max,Min}$ bzw. $M_{Max,Min}$ die dazugehörigen Schnittgrößen N_{Zug} bzw. M_{Zug} herangezogen werden. Dies weicht von der konservativen Variante laut [1], bei der die Extremwerte in Relation gesetzt werden, ab.

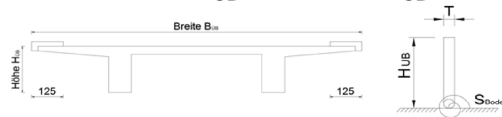
6.3.3 VERGLEICH ÜBERBAU AM RAHMENECK

In Abbildung 47 wird ein Vergleich der Momenten- und Normalkraftbeanspruchung am Rahmeneck des Brückenüberbaus am integralen Tragwerk dargestellt (α_{M+N}). Außerdem enthält die Abbildung ein Diagramm mit dem Vergleich der Querkräfte (α_v) in diesem Bereich. In den Kapiteln 6.3.3.1 und 6.3.3.2 erfolgt eine Interpretation der Ergebnisse, die im abschließenden Abschnitt 6.3.2.3 einen Vergleich unterzogen werden.

⁴ ab 22 [m] Brückenlänge

Die beiden ersten Diagramme veranschaulichen die Verhältniswerte zwischen dem gelenkigen System laut ÖNorm und dem integralisierten System lt. Eurocode für Momenten- und Normkraftbelastung im Rahmeneck. Die Momente und Normkräfte des integralen Tragwerkes im Rahmeneck werden mit dem maximalen Feldmoment des Bestandssystems verglichen. Durch diesen Vergleich ist es möglich abzuschätzen, welcher Feldbewehrungsanteil in oberer bzw. unterer Lage am integralen Brückentragwerk vorhanden sein muss.

ULS ÖNorm B4002 - 1970 / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011
 $S_{\text{Boden}} = 10.000 \text{ kN/m}^2$; $(L/H)_{\text{ÜB}} = 15$; $(H/T^3)_{\text{ÜB}} = 11,72$ und $B_{\text{ÜB}} = 14,50 \text{ m}$



Rahmenecke

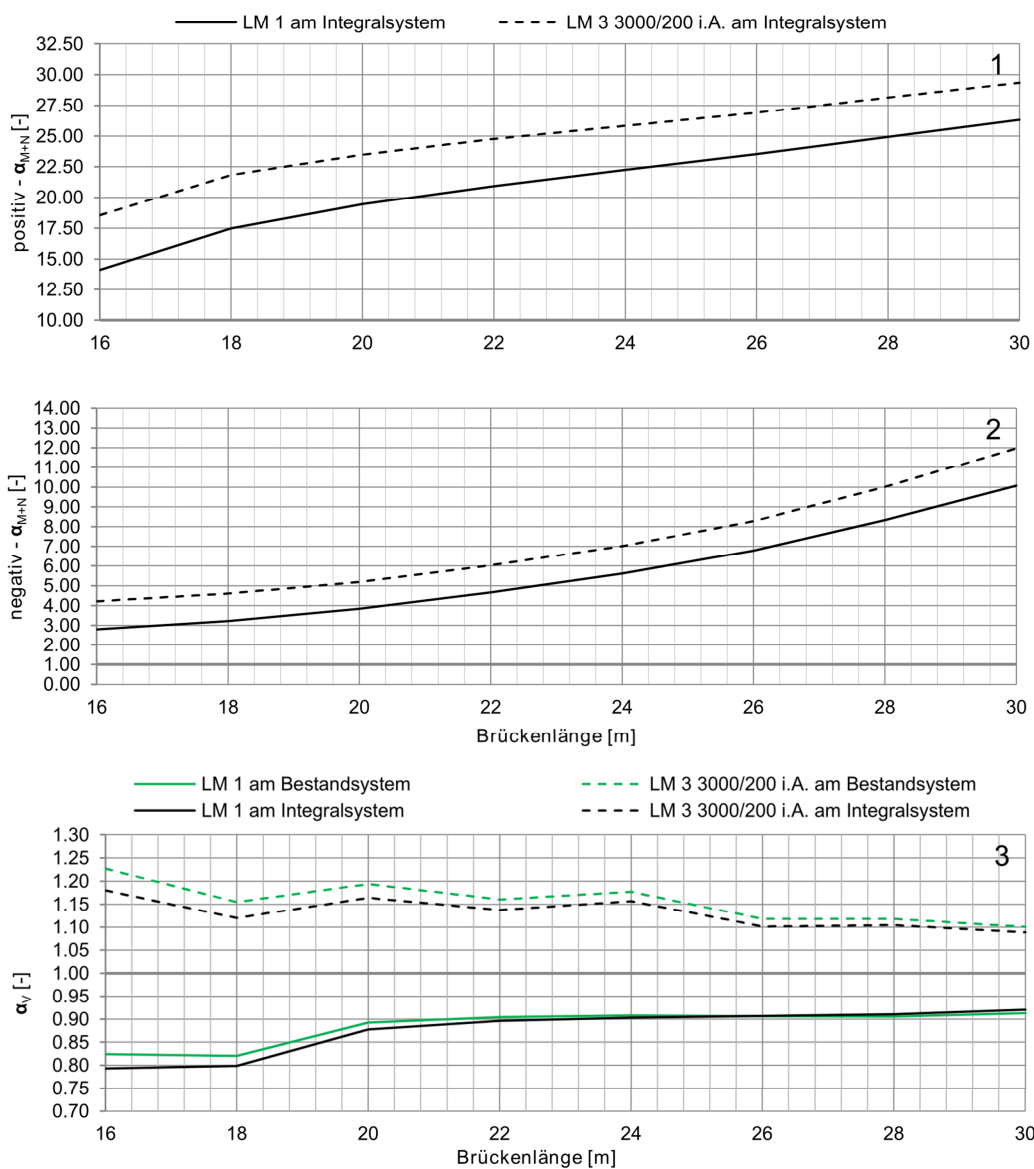


Abbildung 47: Vergleich Überbau - Rahmeneck

6.3.3.1 LM1 UND LM3 AM BESTANDSSYSTEM

Am Bestandssystem treten keine Momente und Normalkräfte im Bereich des Lagers auf, da das System gelenkig gelagert ist. Daher reicht die Untersuchung und Auswertung der Querkraftbelastung aus.

Die Querkraftbeanspruchung (Diagramm 3) des Bestandssystems zufolge des LM1 zeigt einen mit zunehmender Länge steigenden Verhältniswert α_v auf. Dies ist wiederum auf die mit zunehmender Länge größer werdende Verkehrslast l_t ÖNorm in Relation zum Eurocode zurückzuführen (Abbildung 45). Der α_v -Wert liegt für alle untersuchten Brückenlängen unter 1.00. Das bedeutet, dass die Belastungen am Bestandssystem durch die Einwirkungen l_t Eurocode größer werden und es der Notwendigkeit einer Adaptierung des bestehenden Tragwerks bedarf. Die Knicke im Verlauf lassen sich mit der unterschiedlichen Lage der Fahrzeugachsen erklären. Die Untersuchung der Rahmenecke bedarf einer genaueren Betrachtung.

Für die Querkraft in Folge der Belastung durch das LM3 kann festgestellt werden, dass keine Verstärkung des Bestandssystems durchgeführt werden muss. Die fallende Kurve kann wie in Kapitel 6.3.2.1 durch die Anordnung der Fahrspuren erklärt werden. Die Knicke im Kurvenverlauf werden mit der unterschiedlichen Lage der Achsen bei veränderter Brückenlänge des SFZ begründet. Der α_v liegt für alle Varianten deutlich über 1.00.

6.3.3.2 LM1 UND LM3 AM INTEGRALSYSTEM

Das erste Diagramm in Abbildung 47 zeigt die maßgebende Beanspruchung des Rahmenecks durch ein positiv-wirkendes Moment M_{Max} mit dazugehöriger Normalkraft N_{Zug} . Durch den Kehrwert von α_{N+M} kann somit der Anteil der Feldbewehrung ermittelt werden, welcher in diesem Fall in unterer Lage im Rahmeneck vorhanden sein muss, um den Beanspruchungen gerecht zu werden. Aus Diagramm 1 kann der Schluss gezogen werden, dass mit zunehmender Länge der Anteil der Bewehrung im Rahmeneck für die Lastmodelle 1 und 3 im Vergleich zum Feld abnimmt.

Das Diagramm 2 veranschaulicht die α_{N+M} -Werte im Rahmeneck bei Beanspruchung durch ein negatives Moment M_{Min} mit zugehöriger Normalkraft N_{Zug} . In diesem Fall gibt der Kehrwert von α_{N+M} den Anteil der Feldbewehrung an, der an der Oberseite des Rahmenecks geführt werden muss. Mit zunehmender Brückenlänge nimmt die Beanspruchung und somit der Anteil der Bewehrung, der im Rahmeneck geführt werden muss, ab. Dies ist wiederum auf den Umstand zurückzuführen, dass das Steifigkeitsverhältnis von Über- und Unterbau mit zunehmender Brückenlänge größer wird.

Die Auswertung der Querkraftbeanspruchung des Rahmenecks am integralen System (Diagramm 3) ist ähnlich dem des Bestandssystems. Für das LM1 bleiben die Beanspruchungen l_t Eurocode stets über denen der ÖNorm. Wiederum gilt es die Knicke in den Kurvenverläufen durch die Stellung der Fahrzeugachsen zu begründen. Hingegen muss beim LM3 keine Verstärkung vorgesehen werden, da der α_v -Wert zwar mit zunehmender Tragwerkslänge schlechter wird, jedoch nie unter 1.0 fällt. Dem muss hinzugefügt werden, dass es durch die Integralisierung zu keiner erheblichen Steigerung der Querkraftbeanspruchung kommt.

6.3.3.3 VERGLEICH VON BESTANDS- UND INTEGRALSYSTEM

Ein Vergleich der α_{N+M} -Werte entfällt an dieser Stelle, da am Bestandssystem keine Normalkräfte und Momente im Rahmeneck wirken. Grundsätzlich kann aber gesagt werden, dass im Rahmeneck des integralen Tragwerkes nur ein Bruchteil jener Bewehrung, die am bestehenden System in Feldmitte vorhanden ist, eingelegt werden muss. Dies ist mit dem Verhalten der Rahmentragwirkung zu erklären.

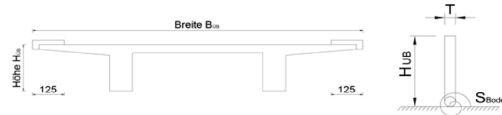
Für die Querkraftbeanspruchung des Rahmenecks durch Belastung des LM1 kann festgestellt werden, dass für das integrale Tragwerk für alle untersuchten Brückenlängen eine Verschlechterung eintritt und

Verstärkungen vorgesehen werden müssen. Gegensätzliches ist für das LM3 zu erkennen. Der α_v -Wert liegt stets über 1.00. Daraus kann abgeleitet werden, dass für die in der Parameterstudie berücksichtigten Brückenlängen die Beanspruchungen lt. ÖNorm über denen lt. Eurocode liegen.

6.3.4 VERGLEICH UNTERBAU AM WIDERLAGERKOPF

Die Abbildung 48 veranschaulicht die Verhältniswerte für Momente und Normkräfte zwischen dem gelenkigen System gemäß ÖNorm und dem integralisierten System gemäß Eurocode am Widerlagerkopf und am Widerlagerfuß. Als Bezugswert des gelenkigen Systems dienen die Schnittkräfte am Fuß. Diese Annahme beruht auf der Tatsache, dass die erforderliche Bewehrung für den Widerlagerfuß ohne Abstufung bis zum Widerlagerkopf durchgezogen wird. Eine symmetrisch bewehrte Wand, d.h. dieselbe Bewehrung auf Luft- und Erdseite, wird ebenfalls angenommen.

ULS ÖNorm B4002 - 1970 / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011
 $S_{\text{Boden}} = 10.000 \text{ kN/m}^2$; $(L/H)_{\text{ÜB}} = 15$; $(H/T^3)_{\text{ÜB}} = 11,72$ und $B_{\text{ÜB}} = 14,50 \text{ m}$



Widerlagerkopf

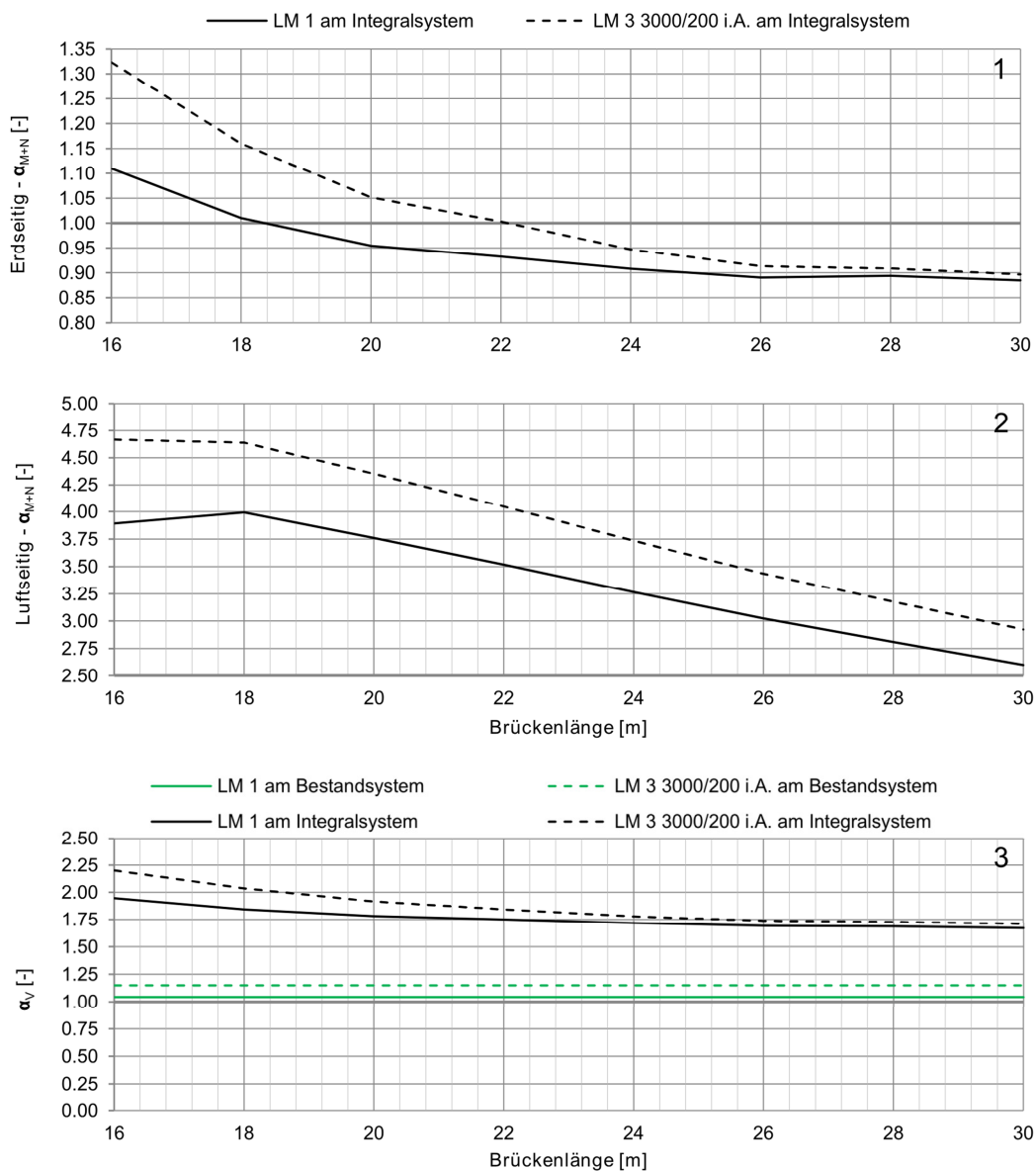


Abbildung 48: Vergleich Unterbau - Widerlagerkopf

6.3.4.1 LM1 UND LM3 AM BESTANDSSYSTEM

Unter Berücksichtigung der in 6.3.4 getroffenen Annahmen beschreiben die Kurven der bestehenden Tragwerke einen Vergleich am Widerlagerfuß. Die Differenzierung der α_{N+M} -Werte zwischen erdseitig und luftseitig liegender Bewehrung am Widerlagerkopf spielt aus o.a. Gründen daher keine Rolle.

Da ein Vergleich der Lasteinwirkung zufolge Verkehr lt. ÖNorm und Eurocode, wie in Kapitel 6.3.4 ausführlich erläutert, am Bestandssystem in den Schnitten S25 und S27 (Widerlagerfuß) durchgeführt wird, gilt die in Kapitel 6.3.5.1 angestellte Interpretation der Ergebnisse ebenfalls für den Widerlagerfuß.

6.3.4.2 LM1 UND LM3 AM INTEGRALSYSTEM

Diagramm 1 in Abbildung 48 zeigt, dass die α_{N+M} -Werte erdseitig mit zunehmender Brückenlänge kleiner werden. Daraus kann abgeleitet werden, dass die Belastung des integralen Brückentragwerkes mit zunehmender Länge im Vergleich zum Bestandssystem zunimmt. Zuzufolge der Kurven in Diagramm 1 muss eine Verstärkung des Widerlagerkopfes bei Einwirkung durch das LM1 ab einer Länge von ungefähr 18 [m] und bei Einwirkung durch das LM3 ab einer Länge von ca. 22 [m] durchgeführt werden. Eine genauere Untersuchung wird an dieser Stelle empfohlen.

Diagramm 2 beschreibt die Beanspruchungen aus Moment und Normalkraft an der Innenseite (luftseitig) der Widerlagerwand. Für beide Lastmodelle gilt, dass mit zunehmender Brückenlänge eine Verschlechterung des α_{N+M} -Wertes eintritt. Jedoch gilt für alle untersuchten Varianten, dass die Beanspruchungen lt. Eurocode geringer sind als jene lt. ÖNorm ($\alpha_{N+M} > 1.0$).

Der α_V -Wert (Abbildung 48), der den Vergleich der Schubbeanspruchungen im Bereich des Widerlagerkopfes widerspiegelt, bleibt bei Betrachtung der Einwirkungen aus LM1 und LM3 deutlich über 1.0 und somit kann von einer Verstärkung (unter Berücksichtigung der in 6.3.4 getroffenen Annahme) abgesehen werden.

6.3.4.3 VERGLEICH VON BESTANDS- UND INTEGRALSYSTEM

Ein Vergleich mit den Kurvenverläufen (α_{N+M}) des Bestandssystems und denen des Integralsystems lässt auf einen mit zunehmender Brückenlänge größer werdenden Einfluss der Temperaturbelastung am integralen Brückentragwerk schließen. Zudem ermöglicht das biegesteife Rahmeneck, im Vergleich zur gelenkigen Lagerung am Bestandssystem, eine Mitwirkung des Unterbaus bei Momentenbeanspruchung. Somit wird das System in Abhängigkeit der Tragwerkslänge im Bereich des Widerlagerkopfes einer stärkeren Beanspruchung ausgesetzt.

6.3.5 VERGLEICH UNTERBAU AM WIDERLAGERFUß

Die Abbildung 49 veranschaulicht die Verhältniszerte für Momente und Normalkraft zwischen dem gelenkigen System gemäß ÖNorm und dem integralisierten System gemäß Eurocode am Widerlagerfuß. In den nachfolgenden Unterkapiteln 6.3.5.1 und 6.3.5.2 wird eine Analyse der Ergebnisse im Bereich des Widerlagerfußes angestellt und abschließend in 6.3.5.3 ein Vergleich angestellt.

ULS ÖNorm B4002 - 1970 / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011
 $S_{\text{Boden}} = 10.000 \text{ kN/m}^2$; $(L/H)_{\text{ÜB}} = 15$; $(H/T^3)_{\text{ÜB}} = 11,72$ und $B_{\text{ÜB}} = 14,50 \text{ m}$

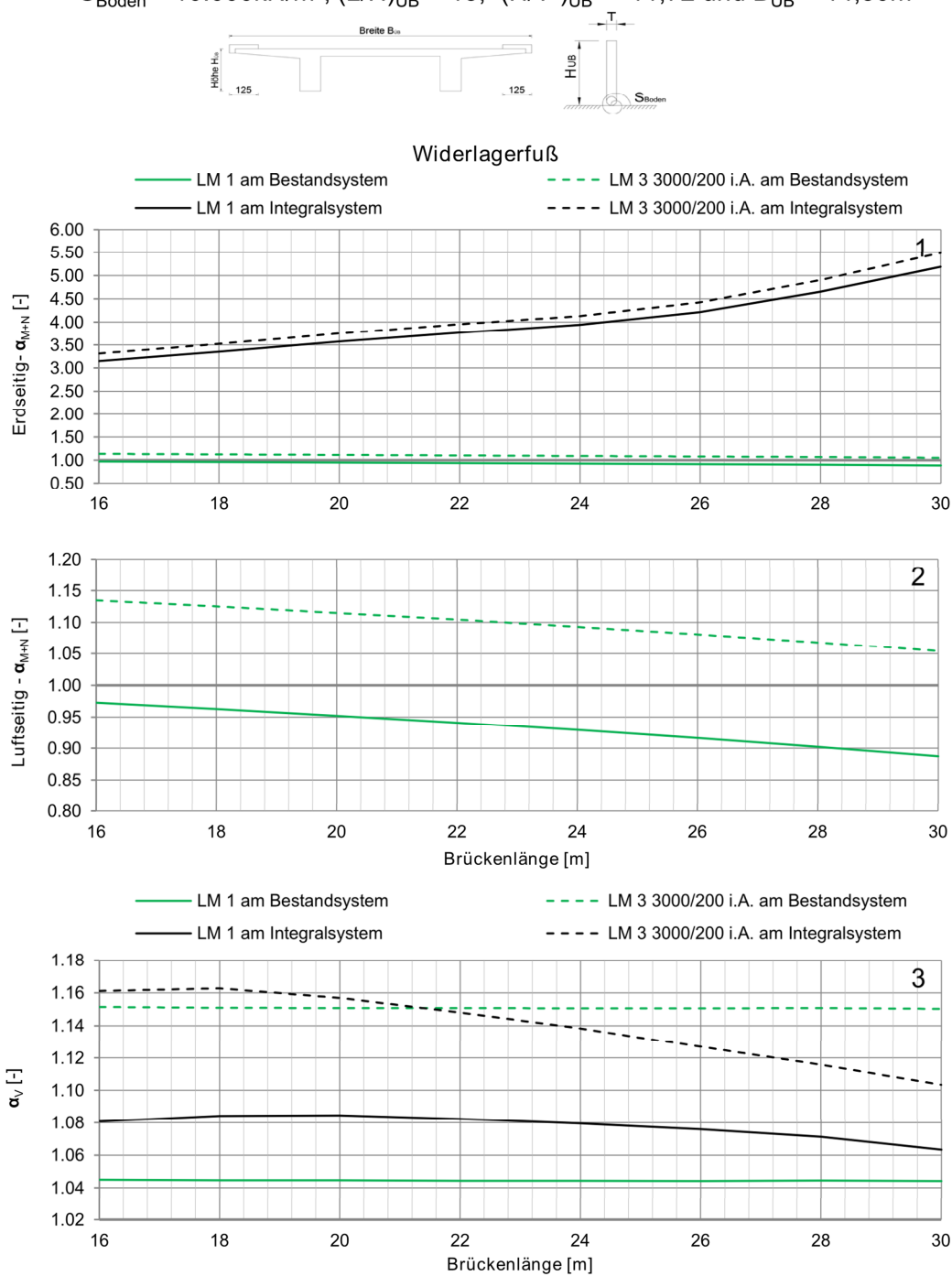


Abbildung 49: Vergleich Unterbau - Widerlagerfuß

6.3.5.1 LM1 UND LM3 AM BESTANDSSYSTEM

Der Verhältniswert α_{N+M} nimmt für beide Ausrichtungen (luft- und erdseitig) mit zunehmender Länge leicht ab. Der α_{N+M} -Wert für das LM3 bleibt für alle untersuchten Brückenlängen über 1.00. Der α -Wert für das LM1 ist immer unter 1.0. Somit kann von einer Zunahme der Beanspruchung des Widerlagerfußes mit zunehmender Länge festgestellt werden.

Die Abbildung 49 liefert für α_V -Wert einen nahezu konstanten Verlauf für die untersuchten Brückenlängen, da die Querkraftbeanspruchung des Widerlagerfußes am gelenkigen System lediglich aus den Erddrucklasten entsteht. Der Verhältniswert liegt für LM1 und LM3 am Bestandssystem über 1.00.

6.3.5.2 LM1 UND LM3 AM INTEGRALSYSTEM

Die Betrachtung der erdseitigen α_{N+M} -Werte gibt den Aufschluss, dass mit zunehmender Brückenlänge beim Vergleich der Beanspruchungen eine Entlastung des Widerlagerfußes auftritt. Dies liegt an der Tragwirkung des Rahmens. Auf das Rahmentragwerk ständig wirkende Lasten (Ausbaulast, Randbalken) beeinflussen die erdseitige Bewehrungslage günstig, da sie ein positives Moment am Widerlagerfuß erzeugen. Somit wird der erdseitige Teil der Widerlagerwand aufgrund dessen entlastet. Der α_{N+M} -Wert ist für alle in der Parameterstudie berücksichtigten Längen über 1.00. Luftseitig tritt für die untersuchten Längen keine erforderliche zu vergleichende Stahlkraft N_s auf.

Der α_v -Wert Abbildung 49 nimmt bei zunehmender Stützweite des Tragwerkes ab. Für das integrale Tragwerk bleiben sämtliche Verhältniszerte über 1.00 und sehen somit keine Verstärkung vor.

6.3.5.3 VERGLEICH VON BESTANDS- UND INTEGRALSYSTEM

Durch das positive Verhalten der Rahmentragwirkung kommt es im Bereich des Widerlagerfußes zu einer Abminderung der Beanspruchungen beim Vergleich der Einwirkungen des Bestandssystems lt. ÖNorm und des Integralsystems lt. Eurocode. Das Eigengewicht (Ausbaulasten, Randbalken) wirkt sich bei der integralen Brücke positiv auf die erdseitig liegende Bewehrung des Widerlagerfußes aus und somit kommt es bei länger werdenden Brücken zu einem besseren Verhältniszert α_{N+M} .

7 CONCLUSIO

Die durchgeführte Parameterstudie sollte einen Überblick über das Ausmaß, die Intensität und die Notwendigkeit des zukünftigen Forschungsbedarfs betreffend der Integralisierung bestehender Brückentragwerke geben. Im Vergleich zu [1] können bei dieser Parameterstudie genauere Aussagen bezüglich der benötigten Verstärkungen getroffen werden, da in dieser Arbeit die zugehörigen Schnittgrößen berücksichtigt wurden. Die Betrachtung der Ergebnisse liegt daher nicht mehr auf der konservativen Seite.

Die Erkenntnis lt. [1], dass das Verhältnis der Beanspruchungen durch Verkehr lt. ÖNorm zum Lastmodell 1 lt. Eurocode mit zunehmender Stützweite günstiger wird, können auch aus dieser Studie gezogen werden. Eine Begründung liefert die Zunahme der Verkehrslasten der ÖNorm in Relation zu den Belastungen lt. Eurocode. Die Belastungen nehmen nicht nur mit zunehmender Länge zu, sondern vergrößern sich auch mit größerer Fahrbahnbreite. Dies liegt an den Verhältnissen der Flächenlasten der unterschiedlichen Normen. Lt. Eurocode betragen sie 9.0 bzw. 2.5 [kN/m²] und lt. ÖNorm⁵ 5.0 [kN/m²]. Außerdem wirken sich die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte γ (1.50 lt. ÖNorm und 1.35 lt. EC) der Verkehrslasten günstig auf die α -Werte aus. Gegensätzliches Verhalten kann bei der Belastung durch das Lastmodell 3 festgestellt werden. Mit zunehmender Brückenlänge wird die Beanspruchung lt. EC größer. In Anlehnung an [1] wird es daher auch bei Auswertung dieser Parameterstudie als sinnvoll erachtet, andere Sonderfahrzeuge lt. Eurocode in die Untersuchung miteinzubeziehen.

Das Tragverhalten des statisch unbestimmten Systems wirkt sich auf die Beanspruchungen in Feldmitte des Überbaus positiv aus. Eine Verstärkung in Feldmitte wird bei der Integralisierung bestehender Plattenbalkenbrücken laut ausgewerteter Brückentragwerke nicht bzw. nur in geringem Ausmaß erforderlich. Jedoch entstehen durch die Rahmentragwirkung im Gegensatz zu Bestandsbrücken negative Momente im Rahmeneck. Eine Bewehrungsführung an der Oberseite des Fahrbahnüberbaus im Rahmeneck ist daher unerlässlich. Von einer Verstärkung des Tragwerkes aufgrund einer größeren Querkraftbeanspruchung sollte ebenfalls ausgegangen werden.

Im Bereich des Widerlagerkopfes entstehen durch die Rahmentragwirkung sowohl für vertikale Lasten, als auch für Temperaturbeanspruchung Querkraft, Normalkraft und Moment. Die auftretenden Zwänge sind maßgeblich von den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Über- und Unterbau und der Steifigkeit des angrenzenden Bodens abhängig. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass eine zunehmende Brückenlänge eine größere Biegebeanspruchung im Widerlagerkopf erzeugt.

Die Betrachtung des Widerlagerfußes zeigt, dass sich eine Integralisierung auf die äußere Bewehrungslage positiv auswirkt und bei den untersuchten Varianten von Verstärkungen abgesehen werden kann. Luftseitig ist der Querschnitt für alle untersuchten Längen überdrückt. Eine Verstärkung der Querkraftbewehrung im Widerlagerfuß ist nicht erforderlich.

Das Potenzial für den Umbau von konventionellen Brücken mit Plattenbalkenquerschnitt in integrale Tragwerke kann mit dieser Parameterstudie bestätigt werden. Eine Vertiefung der Forschung wird hinsichtlich des Einflusses weiterer Parameter ($L_{ÜB}/H_{ÜB}$, $B_{ÜB}$, S_{Boden} etc. lt. Tabelle 26) empfohlen. Das Aufbringen unterschiedlicher SFZ des LM3 und die Berücksichtigung des Zwangsabbaus in Anbetracht der eintretenden Rissbildung sollte ebenfalls einer genaueren Untersuchung unterzogen werden.

⁵ ohne Berücksichtigung des dynamischen Beiwertes

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Salginatobelbrücke.....	1
Abbildung 2: Darstellung der Bauwerksverschiebungen [2 S. 296]	4
Abbildung 3: Vergleich A) Stützensenkung und B) Längenänderung Überbau [6 S. 142].....	6
Abbildung 4: Tägliche und saisonale Dehnungen infolge des Temperatureinflusses [8].....	7
Abbildung 5: Ersatztemperaturverteilungen ΔT_N und ΔT_{MY} [7 S. 668]	8
Abbildung 6: Einwirkungen und Auswirkungen klimatischer Beanspruchungen [7 S. 663].....	8
Abbildung 7: Tragwerksreaktionen von Brückenquerschnitten [7 S. 664]	9
Abbildung 8: Modell des Überbaus [Wilson, 1988].....	9
Abbildung 9: Monitoring der Evansville Bridge [11 S. 3].....	10
Abbildung 10: Längsschnitt der Brücke [12 S. 2] und Verformung der Widerlagerwand [12 S. 5]	10
Abbildung 11: Finite Elemente Modell [13 S. 23].....	11
Abbildung 12: Statisches System – Sofistik	15
Abbildung 13: Quereinflusslinien in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisse zwischen Stab und Platte ..	16
Abbildung 14: Stabquerschnitte.....	16
Abbildung 15: Statisches System in Querrichtung	17
Abbildung 16: Gelenkiger (li) und biegesteifer (re) Anschluss zw. WL und Plattenbalken	17
Abbildung 17: Gelenkiger Anschluss des Plattenbalkens [23 S. 149].....	18
Abbildung 18: Biegesteifer Anschluss des Plattenbalkens	18
Abbildung 19: Anschluss Widerlagerwand und Plattenbalken	18
Abbildung 20: Fahrbahnquerschnitt - Lasten aus Randbalken, Tragwerk und Ausbau	21
Abbildung 21: Lastmodell 1: charakteristische Werte [18 S. 35]	24
Abbildung 22: Lastverteilung von Einzellasten durch Belag und Betonplatte [18 S. 38]	24
Abbildung 23: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 1 und 2.....	24
Abbildung 24: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 3 und 4.....	25
Abbildung 25: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 5 und 6.....	25
Abbildung 26: Beispielhafte Positionierung des Tandem-Systems	25
Abbildung 27: Lastmodell 3 - Anordnung der Achslasten (200 [KN]) [18 S. 127].....	26
Abbildung 28: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Varianten 1 und 2	27
Abbildung 29: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Variante 3	28
Abbildung 30: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Varianten 4 und 5	28
Abbildung 31: Diagramm zur Darstellung der einzelnen Anteile eines Temperaturprofils [29].....	30
Abbildung 32: Grenzzustände des aktiven und passiven Erddrucks [31 S. 10]	33
Abbildung 33: Erddruck unabhängig vom Verkehr	35

Abbildung 34: Erddruck zufolge Verkehr	36
Abbildung 35: Übersicht Stabschnitte.....	41
Abbildung 36: Übersicht Plattenschnitte im Über- und Unterbau.....	42
Abbildung 37: Querschnittswerte	44
Abbildung 38: Ermittlung der Stahlkraft am Plattenbalken – positive Momentenbeanspruchung.....	46
Abbildung 39: Maximales Biegemoment - Variante 2 - System 1, gelenkig.....	47
Abbildung 40: Zugehörige Normalkraft - Variante 2 - System 1, gelenkig	47
Abbildung 41: Maximales Feldmoment - Variante 2 - System 3a, biegesteif	47
Abbildung 42: Zugehörige Normalkraft - Variante 2 - System 3a, biegesteif.....	47
Abbildung 43: Maximale Querkraft - Variante 2 - System 1, gelenkig	48
Abbildung 44: Maximale Querkraft - Variante 2 – System 3a, biegesteif	48
Abbildung 45: Brückenlasten in Abhängigkeit der Brückenlänge ($B_{ÜB} = 14.50$ [m]) – charakteristische Werte	49
Abbildung 46: Vergleich Überbau – Feldmitte	50
Abbildung 47: Vergleich Überbau - Rahmeneck	52
Abbildung 48: Vergleich Unterbau - Widerlagerkopf.....	55
Abbildung 49: Vergleich Unterbau - Widerlagerfuß.....	57
Abbildung 50: Ausgewertete Stabschnitte.....	65
Abbildung 51: Ausgewertete Plattenschnitte	65

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Einflussgrößen für das Verhalten integraler Brückentragwerke im Längsschnitt [3 S. 7]	3
Tabelle 2: Einflussgrößen für das Verhalten integraler Brückentragwerke im Grundriss [3 S. 7].....	3
Tabelle 3: Einflussfaktoren - Kriechzahl [3 S. 9]	12
Tabelle 4: Einflussfaktoren - Schwinden [3 S. 9]	13
Tabelle 5: Verwendete Betonfestigkeitsklassen	15
Tabelle 6: Beispielhafte Ermittlung der Drehfederkonstante K	20
Tabelle 7: Lastfälle - Ständige Einwirkungen.....	21
Tabelle 8: Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrstreifen [18 S. 31].....	23
Tabelle 9: Lastfälle – Verkehrslasten lt. ÖNorm EN 1991-2	26
Tabelle 10: Belastung lt. ÖNorm B 4200 (1970-12-1) [17]	27
Tabelle 11: Lastfälle – Verkehrslasten ÖNorm B 4200 (1970-12-01)	29
Tabelle 12: Lastfälle – Temperatur lt. Eurocode	30
Tabelle 13: Lastfälle - Temperatur lt. ÖNorm B 4200	30
Tabelle 14: $\Delta T_{M,heat}$ und $\Delta T_{M,cool}$ [29 S. 20]	32
Tabelle 15: Lastfälle – Erddruck	33
Tabelle 16: Erddruckansatz in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion [31 S. 42]	34
Tabelle 17: Für die Erzeugung der aktiven Erddruckkraft erforderlichen Wandbewegungen [31 S. 44].....	35
Tabelle 18: Teilsicherheits- und Kombinationswerte lt. Eurocode [35]	37
Tabelle 19: Lastfallkombinationen Verkehr LM 1 lt. Eurocode	38
Tabelle 20: Lastfallkombinationen Verkehr LM 3 lt. Eurocode	38
Tabelle 21: Teilsicherheits- und Kombinationswerte lt. ÖNorm.....	39
Tabelle 22: Lastfallkombinationen Verkehr lt. ÖNorm – Achs- und Flächenlast	39
Tabelle 23: Lastfallkombinationen Verkehr lt. ÖNorm - Raupenfahrzeug.....	39
Tabelle 24: Stabschnitte Sofistik	40
Tabelle 25: Plattenschnitte SOFISTIK	41
Tabelle 26: Parameter der Studie	43
Tabelle 27: Steifzahl S des Bodens [25 S. 912]	44
Tabelle 28: Verhältnswert α -ÖN/LM1	49
Tabelle 29: System 1 - ÖNorm, gelenkig	66
Tabelle 30: System 2 - Eurocode, gelenkig.....	68
Tabelle 31: System 3a - Eurocode, biegesteif.....	70
Tabelle 32: System 3b - Eurocode, biegesteif	75

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Oberwalder, Stefan. Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückenbauwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken. Graz : TU Graz, 2013.
- [2] Berger, Dieter, et al. Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau*. 1999, Heft 4.
- [3] Kaufmann, Walter. *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*. Greifensee : Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK - Bundesamt für Strassen, 2008.
- [4] Besler, Detlef. *Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden*. Dortmund : Universität Dortmund Fakultät Bauwesen, 1998.
- [5] Geier, Roman. *Heft 596: Planung integraler Brücken*. Wien : Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Straßenforschung, 2011.
- [6] Pötzl, Michael. *Robuste Brücken - Vorschläge zur Erhöhung der ganzheitlichen Qualität*. Wiesbaden : Vieweg, 1996.
- [7] Mehlhorn, Gerhard. *Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. Heidelberg : Springer, 2007.
- [8] Dreier, D., Burdet, O. und Muttoni, A. *Transition Slabs of Integral Abutment Bridges*. Lausanne : Structural Engineering International, 2011.
- [9] Weigler, Helmut. *Beton - Arten - Herstellung - Eigenschaften*. Berlin : Ernst & Sohn, 1989.
- [10] Arockiasamy, Madasamy und Sivakumar, Munuswamy. *Time-Dependent Behavior of Continuous Composite Integral Abutment Bridges*. s.l. : ASCE, 2005.
- [11] Shoukry, Samir N., William, Georgis W. und Riad, Mourad Y. *Response of an Integral Abutment Bridge on Temperature Variations*. Structures Congress : ASCE, 2008.
- [12] Breña, Sergio F., et al. *Evaluation of Seasonal and Yearly Behavior of an Integral Abutment Bridge*. s.l. : ASCE, 2007.
- [13] Holloway, Kurt Patrick. *Illinois Integral Abutment Bridges: Behavior under extreme thermal Loading and Design Recommendations*. Urbana, Illinois : s.n., 2012.
- [14] England, George L., Tsang, Neil C. M. und Bush, David I. *Integral Bridges: A fundamental approach to the time-temperature loading problem*. s.l. : American Society of Civil Engineers, 2000. 0727735411.
- [15] ÖNORM EN 1992-1-1 (2011-12-01) - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [16] G., König, V., Tue N. und G., Schenck. *Grundlagen des Stahlbetonbaus: Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1*. Wiesbaden : Vieweg + Teubner Verlag, 2008. 978-3-519-20216-5.
- [17] ÖNORM B 4002 (1970-12-01): Straßenbrücken - Allgemeine Grundlagen - Berechnung und Ausführung der Tragwerke. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [18] ÖNORM EN 1991-2 (2012-03-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.

- [19] ÖNORM B 1991-2 (2011-04-15) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen). Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [20] RVS 15.02.34: Berechnungs- und Bemessungshilfen, Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten. Wien : Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, 2011.
- [21] Hennecke, M. *Bemessungsbeispiel einer Straßenbrücke mit Plattenbalkenquerschnitt*. München : DIN Fachberichte im Brückenbau - Betonbrücken, 2003.
- [22] DIN 1045-1 Berichtigung 2:2005-06. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Berichtigungen zu DIN 1045-1:2001-07. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [23] Unterweger, Harald. Skriptum zur Vorlesung Brückenbau Grundlagen. Graz : s.n., 2012.
- [24] König, Heunisch und Partner - Beratende Ingenieure für Bauwesen. *Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken - Anlage 1 - Musterberechnung für eine integrale Fuß- und Radwegbrücke*. Frankfurt am Main : s.n., 2003.
- [25] Petersen, Christian. *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*. Braunschweig : Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1982.
- [26] ÖNORM EN 1991-1-1 (2011-09-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [27] ÖNORM B 1991-1-1 (2011-12-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen). Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [28] RVS 15.03.15: Fahrbahnaufbau auf Brücken. Wien : Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, 2001.
- [29] ÖNORM EN 1991-1-5 (2012-01-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [30] ÖNORM B 4200 Teil 4 (1984-08-01): Stahlbetontragwerke - Grundlagen der Berechnung. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [31] DIN 4085 (2011-05-01): Baugrund - Berechnung des Erddrucks. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [32] ZTV-ING Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 2: Offene Bauweise (2012-03-01). Bergisch Gladbach : Bundesamt für Straßenwesen, 2012.
- [33] Weyrauch siehe Kollbrunner, C. F. *Foundation und Konsolidation*. Zürich : Schweizer Druck- und Verlagshaus AG., 1952. Bd. III.
- [34] ÖNORM EN 1990 (2003-03-01) - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [35] ÖNORM EN 1990:2002/A1 (2005-12-01) - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.

ANHANG

Die nachfolgend angeführten Ergebnisse (Tabelle 29, Tabelle 30, Tabelle 31 und Tabelle 32) beruhen auf den Belastungsannahmen und Lastfallkombinationen, die in Kapitel 5 beschrieben sind. Die Abbildung 50 und Abbildung 51 zeigen in grafischer Form die in der Parameterstudie ausgewerteten Schnitte. Nachdem die Ergebniswerte der Plattenschnitte durch die Breite der Widerlagerwand dividiert werden, ergeben sich die Einheiten [kNm/lfm] für die Momente und [kN/lfm] für die Querkraft. Die Darstellung der Schnittgrößen für das LM1 und LM3 erfolgt getrennt.



Abbildung 50: Ausgewertete Stabschnitte

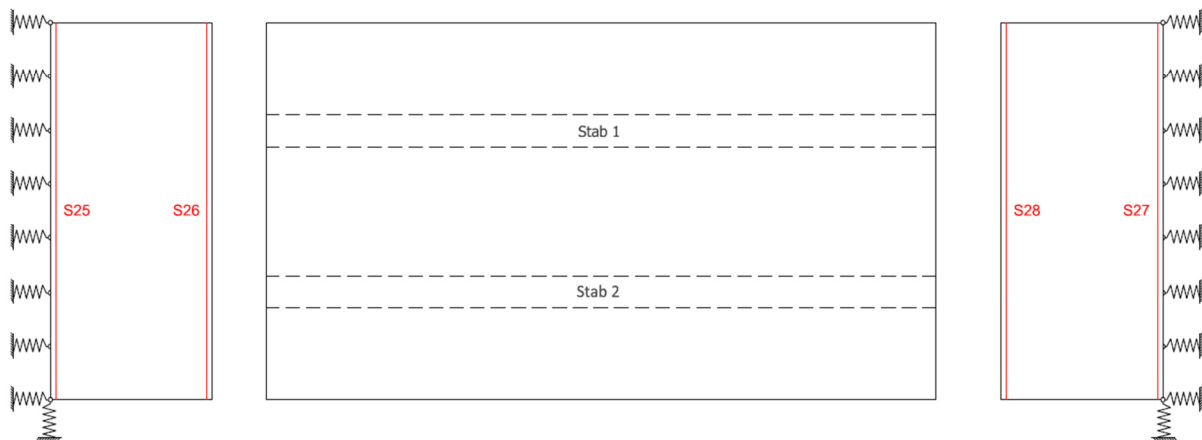


Abbildung 51: Ausgewertete Plattenschnitte

Tabelle 29: System 1 - ÖNorm, gelenkig

Schnitt	Schnittgröße	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4	Variante 5	Variante 6	Variante 7	Variante 8
11	Vz - max VK	1654	1909	2279	2505	2652	2888	3147	3484
11	Vz - max Raupe	1793	1950	2124	2310	2427	2639	2928	3190
11	Vz - min VK	532	641	752	873	969	1115	1274	1450
11	Vz - min Raupe	545	635	740	858	948	1091	1248	1422
12	My - max VK	8360	10345	12644	15237	18150	21422	25092	29199
12	Nzug	0	0	1	1	1	1	1	1
12	My - max Raupe	7885	9642	11680	13960	16501	19352	22553	26136
12	Nzug	1	1	1	2	2	2	3	3
12	My - min VK	2684	3471	4431	5572	6916	8493	10330	12463
12	Nzug	0	0	0	0	-1	-1	-1	-1
12	My - min Raupe	2688	3470	4420	5547	6875	8430	10246	12360
12	Nzug	0	0	0	0	-1	-1	-1	-1
13	Vz - max VK	-548	-643	-753	-873	-971	-1116	-1275	-1451
13	Vz - max Raupe	-545	-635	-740	-858	-948	-1091	-1248	-1422
13	Vz - min VK	-1715	-1910	-2316	-2558	-2699	-2932	-3185	-3475
13	Vz - min Raupe	-1792	-1944	-2099	-2269	-2373	-2575	-2928	-3190
16	Vz - max VK	1715	1910	2316	2558	2699	2932	3185	3475
16	Vz - max Raupe	1793	1950	2124	2310	2427	2639	2928	3190
16	Vz - min VK	548	643	753	873	971	1116	1275	1451
16	Vz - min Raupe	545	635	740	858	948	1091	1248	1422
17	My - max VK	8360	10345	12644	15237	18150	21422	25092	29199
17	Nzug	0	0	1	1	1	1	1	1
17	My - max Raupe	7885	9642	11680	13960	16501	19352	22553	26136
17	Nzug	1	1	1	2	2	2	3	3
17	My - min VK	2684	3470	4431	5572	6916	8492	10330	12463
17	Nzug	0	0	0	0	0	0	0	-1
17	My - min Raupe	2688	3470	4420	5547	6875	8430	10246	12360
17	Nzug	0	0	0	0	0	-1	-1	-1
18	Vz - max VK	-532	-641	-752	-873	-969	-1115	-1274	-1450
18	Vz - max Raupe	-545	-635	-740	-858	-948	-1091	-1248	-1422
18	Vz - min VK	-1654	-1909	-2279	-2505	-2652	-2888	-3147	-3484
18	Vz - min Raupe	-1792	-1944	-2099	-2269	-2373	-2575	-2928	-3190
25	My - max VK	-3362	-3362	-3362	-3362	-3363	-3363	-3363	-3364
25	Nzug	-2923	-3123	-3353	-3602	-3875	-4175	-4503	-4863
25	My - max Raupe	-3362	-3362	-3362	-3362	-3363	-3363	-3363	-3364
25	Nzug	-2927	-3127	-3356	-3606	-3878	-4177	-4505	-4865
25	My - min VK	-7848	-7848	-7849	-7850	-7850	-7851	-7851	-7852
25	Nzug	-5019	-5413	-5843	-6300	-6785	-7304	-7861	-8458
25	My - min Raupe	-6712	-6712	-6712	-6713	-6713	-6714	-6714	-6715
25	Nzug	-4142	-4435	-4765	-5123	-5512	-5937	-6399	-6905
25	N - max VK	-2923	-3123	-3353	-3602	-3875	-4174	-4503	-4863
25	Mzug	-6302	-6302	-6302	-6302	-6303	-6303	-6303	-6304
25	N - max Raupe	-2927	-3127	-3356	-3606	-3878	-4177	-4505	-4865
25	Mzug	-6711	-6711	-6711	-6712	-6712	-6712	-6713	-6713

25	N - min VK	-6074	-6466	-6892	-7344	-7824	-8338	-8887	-9478
25	Mzug	-6305	-6305	-6306	-6306	-6307	-6307	-6308	-6309
25	N - min Raupe	-5160	-5458	-5792	-6150	-6539	-6961	-7420	-7922
25	Mzug	-5674	-5674	-5674	-5675	-5675	-5676	-5676	-5677
25	Vz - max VK	3294	3294	3296	3297	3299	3301	3304	3306
25	Vz - max Raupe	2946	2947	2949	2950	2952	2954	2956	2959
25	Vz - min VK	1549	1549	1550	1551	1552	1553	1555	1556
25	Vz - min Raupe	1549	1549	1550	1551	1552	1553	1555	1556
27	My - max VK	-3361	-3362	-3362	-3362	-3362	-3363	-3363	-3363
27	Nzug	-2923	-3123	-3353	-3602	-3875	-4175	-4503	-4863
27	My - max Raupe	-3361	-3362	-3362	-3362	-3362	-3363	-3363	-3363
27	Nzug	-2927	-3127	-3356	-3606	-3878	-4177	-4505	-4865
27	My - min VK	-7847	-7848	-7848	-7849	-7849	-7850	-7850	-7851
27	Nzug	-5019	-5413	-5843	-6300	-6785	-7304	-7860	-8457
27	My - min Raupe	-6711	-6712	-6712	-6712	-6713	-6713	-6714	-6714
27	Nzug	-4142	-4434	-4765	-5123	-5512	-5936	-6399	-6905
27	N - max VK	-2923	-3123	-3352	-3602	-3875	-4174	-4503	-4862
27	Mzug	-6301	-6302	-6302	-6302	-6302	-6303	-6303	-6303
27	N - max Raupe	-2927	-3127	-3356	-3605	-3878	-4177	-4505	-4865
27	Mzug	-6711	-6711	-6711	-6711	-6712	-6712	-6712	-6713
27	N - min VK	-6074	-6466	-6892	-7344	-7824	-8338	-8887	-9478
27	Mzug	-6304	-6304	-6305	-6305	-6306	-6306	-6307	-6308
27	N - min Raupe	-5160	-5458	-5792	-6150	-6539	-6961	-7420	-7922
27	Mzug	-5673	-5673	-5674	-5674	-5675	-5675	-5675	-5676
27	Vz - max VK	-1549	-1549	-1550	-1551	-1552	-1553	-1555	-1556
27	Vz - max Raupe	-1549	-1549	-1550	-1551	-1552	-1553	-1555	-1556
27	Vz - min VK	-3294	-3294	-3296	-3297	-3299	-3301	-3304	-3306
27	Vz - min Raupe	-2946	-2947	-2949	-2950	-2952	-2954	-2956	-2959

Tabelle 30: System 2 - Eurocode, gelenkig

Schnitt	Schnittgröße	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4	Variante 5	Variante 6	Variante 7	Variante 8
11	Vz - max LM1	2176	2376	2596	2830	2974	3236	3517	3818
11	Vz - max LM3	1461	1689	1940	2204	2293	2624	2849	3166
11	Vz - min LM1	570	666	777	898	989	1134	1295	1472
11	Vz - min LM3	601	705	823	952	1042	1194	1360	1542
12	My - max LM1	9794	11998	14536	17370	20522	24037	27958	32315
12	Nzug	1	1	1	2	2	3	3	4
12	My - max LM3	6751	8622	10875	13445	16364	19600	23195	27192
12	Nzug	0	0	0	0	0	0	0	0
12	My - min LM1	2815	3631	4624	5800	7185	8805	10689	12872
12	Nzug	0	0	0	0	0	0	0	0
12	My - min LM3	2852	3686	4707	5911	7322	8970	10883	13094
12	Nzug	0	0	0	0	0	0	0	0
13	Vz - max LM1	-570	-666	-777	-898	-989	-1134	-1295	-1472
13	Vz - max LM3	-601	-705	-823	-952	-1042	-1194	-1360	-1542
13	Vz - min LM1	-2176	-2376	-2596	-2830	-2974	-3236	-3517	-3818
13	Vz - min LM3	-1461	-1689	-1940	-2204	-2293	-2624	-2849	-3166
16	Vz - max LM1	2176	2376	2596	2830	2974	3236	3517	3818
16	Vz - max LM3	1461	1689	1940	2204	2293	2624	2849	3166
16	Vz - min LM1	570	666	777	898	989	1134	1295	1472
16	Vz - min LM3	601	705	823	952	1042	1194	1360	1542
17	My - max LM1	9794	11998	14536	17370	20522	24037	27958	32315
17	Nzug	1	1	1	2	2	3	3	4
17	My - max LM3	6751	8622	10875	13445	16364	19600	23195	27192
17	Nzug	0	0	0	0	0	0	0	0
17	My - min LM1	2815	3631	4624	5800	7185	8805	10689	12872
17	Nzug	0	0	0	0	0	0	0	0
17	My - min LM3	2852	3686	4707	5911	7322	8970	10883	13094
17	Nzug	0	0	0	0	0	0	0	0
18	Vz - max LM1	-570	-666	-777	-898	-989	-1134	-1295	-1472
18	Vz - max LM3	-601	-705	-823	-952	-1042	-1194	-1360	-1542
18	Vz - min LM1	-2176	-2376	-2596	-2830	-2974	-3236	-3517	-3818
18	Vz - min LM3	-1461	-1689	-1940	-2204	-2293	-2624	-2849	-3166
25	My - max LM1	-3362	-3362	-3362	-3362	-3363	-3363	-3363	-3364
25	Nzug	-2975	-3181	-3416	-3672	-3950	-4255	-4589	-4955
25	My - max LM3	-3362	-3362	-3362	-3362	-3363	-3363	-3363	-3364
25	Nzug	-2975	-3181	-3416	-3672	-3950	-4255	-4589	-4955
25	My - min LM1	-7357	-7357	-7358	-7358	-7359	-7359	-7360	-7361
25	Nzug	-4619	-4972	-5364	-5784	-6236	-6723	-7249	-7818
25	My - min LM3	-6446	-6447	-6447	-6447	-6448	-6448	-6449	-6449
25	Nzug	-4017	-4295	-4612	-4957	-5333	-5744	-6195	-6689
25	N - max LM1	-2975	-3181	-3416	-3671	-3950	-4255	-4589	-4955
25	Mzug	-7355	-7356	-7356	-7356	-7356	-7357	-7357	-7357
25	N - max LM3	-2975	-3181	-3416	-3672	-3950	-4255	-4589	-4955
25	Mzug	-6445	-6446	-6446	-6446	-6447	-6447	-6447	-6448

25	N - min LM1	-6140	-6504	-6905	-7333	-7790	-8282	-8813	-9385
25	Mzug	-6194	-6195	-6195	-6196	-6196	-6197	-6198	-6198
25	N - min LM3	-5502	-5928	-6455	-6982	-7476	-8024	-8646	-9186
25	Mzug	-5674	-5674	-5675	-5676	-5676	-5677	-5677	-5678
25	Vz - max LM1	3152	3153	3155	3157	3159	3161	3163	3166
25	Vz - max LM3	2861	2862	2864	2865	2867	2869	2871	2874
25	Vz - min LM1	1549	1549	1550	1551	1552	1553	1555	1556
25	Vz - min LM3	1549	1549	1550	1551	1552	1553	1555	1556
27	My - max LM1	-3361	-3362	-3362	-3362	-3362	-3363	-3363	-3363
27	Nzug	-2975	-3181	-3416	-3672	-3950	-4255	-4589	-4955
27	My - max LM3	-3361	-3362	-3362	-3362	-3362	-3363	-3363	-3363
27	Nzug	-2975	-3181	-3416	-3672	-3950	-4255	-4589	-4955
27	My - min LM1	-7356	-7357	-7357	-7357	-7358	-7358	-7359	-7360
27	Nzug	-4619	-4972	-5364	-5784	-6236	-6723	-7249	-7818
27	My - min LM3	-6446	-6446	-6446	-6447	-6447	-6448	-6448	-6449
27	Nzug	-4017	-4295	-4612	-4957	-5333	-5744	-6195	-6689
27	N - max LM1	-2975	-3181	-3416	-3671	-3950	-4255	-4589	-4955
27	Mzug	-7355	-7355	-7356	-7356	-7356	-7356	-7357	-7357
27	N - max LM3	-2975	-3181	-3416	-3671	-3950	-4255	-4589	-4955
27	Mzug	-6445	-6446	-6446	-6446	-6446	-6447	-6447	-6447
27	N - min LM1	-6140	-6504	-6905	-7333	-7790	-8282	-8813	-9385
27	Mzug	-6194	-6194	-6195	-6195	-6196	-6196	-6197	-6197
27	N - min LM3	-5502	-5928	-6455	-6982	-7476	-8024	-8646	-9186
27	Mzug	-5673	-5674	-5674	-5675	-5675	-5676	-5677	-5677
27	Vz - max LM1	-1549	-1549	-1550	-1551	-1552	-1553	-1555	-1556
27	Vz - max LM3	-1549	-1549	-1550	-1551	-1552	-1553	-1555	-1556
27	Vz - min LM1	-3152	-3153	-3155	-3157	-3159	-3161	-3163	-3166
27	Vz - min LM3	-2861	-2862	-2864	-2865	-2867	-2869	-2871	-2874

Tabelle 31: System 3a - Eurocode, biegesteif

Schnitt	Schnittgröße	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4	Variante 5	Variante 6	Variante 7	Variante 8
10	My - max LM1	544	541	604	679	764	855	948	1047
10	Nzug	-214	-218	-158	-147	-134	-120	-104	-87
10	My - max LM3	416	436	498	572	656	748	840	940
10	Nzug	-146	-145	-137	-125	-112	-97	-81	-64
10	My - min LM1	-3686	-3969	-4114	-4129	-4156	-4154	-4070	-4036
10	Nzug	-676	-729	-766	-773	-784	-791	-782	-784
10	My - min LM3	-2448	-2768	-3021	-3165	-3296	-3367	-3346	-3347
10	Nzug	-452	-508	-555	-585	-613	-632	-635	-642
10	N - max LM1	-15	-12	-1	12	27	44	63	83
10	Mzug	-102	-93	-41	24	101	203	281	382
10	N - max LM3	-18	-15	-5	9	25	43	62	82
10	Mzug	-139	-126	-69	5	90	183	278	379
10	N - min LM1	-809	-864	-896	-905	-919	-928	-922	-927
10	Mzug	-3128	-3406	-3549	-3563	-3589	-3598	-3516	-3483
10	N - min LM3	-554	-612	-661	-693	-723	-744	-749	-760
10	Mzug	-2006	-2321	-2571	-2715	-2847	-2919	-2900	-2903
11	Vz - max LM1	2258	2438	2639	2852	2989	3234	3499	3785
11	Vz - max LM3	1519	1742	1989	2249	2334	2663	2885	3200
11	Vz - min LM1	497	609	734	869	965	1121	1292	1478
11	Vz - min LM3	523	634	758	892	986	1142	1311	1496
12	My - max LM1	7081	9042	11478	14314	17472	21013	25013	29415
12	Nzug	-507	-545	-554	-540	-527	-509	-478	-454
12	My - max LM3	5013	6652	8762	11293	14196	17478	21194	25302
12	Nzug	-299	-341	-367	-376	-382	-376	-357	-340
12	My - min LM1	2247	2957	3854	4956	6260	7805	9641	11762
12	Nzug	-363	-386	-411	-433	-456	-480	-500	-523
12	My - min LM3	2254	2966	3867	4971	6278	7825	9663	11784
12	Nzug	-332	-355	-380	-401	-424	-447	-467	-490
12	N - max LM1	-15	-12	-1	11	27	44	63	83
12	Mzug	3454	4525	5883	7505	9292	11493	14044	16996
12	N - max LM3	-18	-15	-5	9	25	43	62	82
12	Mzug	3409	4468	5815	7416	9300	11500	14051	17002
12	N - min LM1	-808	-863	-896	-904	-917	-926	-920	-924
12	Mzug	6776	8648	10967	13686	16750	20169	24064	28348
12	N - min LM3	-554	-612	-661	-693	-723	-744	-749	-760
12	Mzug	4726	6281	8280	10703	13488	16650	20261	24252
13	Vz - max LM1	-497	-609	-734	-869	-965	-1121	-1292	-1478
13	Vz - max LM3	-524	-634	-758	-892	-986	-1142	-1311	-1496
13	Vz - min LM1	-2258	-2438	-2639	-2852	-2989	-3234	-3499	-3785
13	Vz - min LM3	-1519	-1742	-1989	-2249	-2334	-2663	-2885	-3200
14	My - max LM1	544	540	604	679	764	855	948	1047
14	Nzug	-214	-218	-158	-147	-134	-120	-104	-87
14	My - max LM3	416	436	498	572	656	748	840	939
14	Nzug	-146	-145	-137	-125	-112	-97	-81	-64

14	My - min LM1	-3685	-3967	-4109	-4121	-4145	-4143	-4060	-4026
14	Nzug	-674	-726	-756	-764	-775	-784	-776	-779
14	My - min LM3	-2448	-2768	-3021	-3166	-3296	-3367	-3346	-3347
14	Nzug	-452	-508	-555	-585	-613	-632	-635	-642
14	N - max LM1	-15	-12	-1	12	27	45	63	83
14	Mzug	-102	-93	-41	24	101	203	281	382
14	N - max LM3	-18	-15	-5	9	25	43	62	82
14	Mzug	-139	-126	-69	5	90	183	278	379
14	N - min LM1	-808	-863	-896	-905	-918	-927	-922	-926
14	Mzug	-3063	-3352	-3507	-3530	-3563	-3577	-3500	-3470
14	N - min LM3	-554	-612	-661	-693	-723	-744	-749	-760
14	Mzug	-2007	-2321	-2571	-2716	-2847	-2919	-2900	-2904
15	My - max LM1	544	541	604	679	764	855	948	1047
15	Nzug	-214	-218	-158	-147	-134	-120	-104	-87
15	My - max LM3	416	436	498	572	656	748	840	940
15	Nzug	-146	-145	-137	-125	-112	-97	-81	-64
15	My - min LM1	-3686	-3969	-4114	-4129	-4156	-4154	-4070	-4036
15	Nzug	-676	-729	-766	-773	-784	-790	-782	-784
15	My - min LM3	-2448	-2768	-3021	-3165	-3296	-3367	-3346	-3347
15	Nzug	-452	-508	-555	-585	-613	-632	-635	-642
15	N - max LM1	-15	-12	-1	12	27	45	63	83
15	Mzug	-102	-93	-41	24	101	203	281	382
15	N - max LM3	-18	-15	-5	9	25	43	62	82
15	Mzug	-139	-126	-69	5	90	183	278	379
15	N - min LM1	-809	-864	-896	-905	-919	-927	-922	-926
15	Mzug	-3129	-3406	-3549	-3563	-3589	-3598	-3516	-3483
15	N - min LM3	-554	-612	-661	-693	-723	-744	-749	-759
15	Mzug	-2007	-2321	-2571	-2715	-2847	-2919	-2900	-2904
16	Vz - max LM1	2258	2438	2639	2852	2989	3234	3499	3785
16	Vz - max LM3	1519	1742	1989	2249	2334	2663	2885	3200
16	Vz - min LM1	497	609	734	869	965	1121	1292	1478
16	Vz - min LM3	523	634	758	892	986	1142	1311	1496
17	My - max LM1	7081	9042	11478	14314	17472	21013	25013	29415
17	Nzug	-507	-545	-554	-540	-527	-509	-478	-454
17	My - max LM3	5013	6652	8762	11293	14196	17478	21194	25302
17	Nzug	-299	-341	-367	-376	-382	-376	-357	-340
17	My - min LM1	2247	2957	3854	4956	6260	7805	9641	11762
17	Nzug	-363	-386	-411	-433	-456	-480	-500	-523
17	My - min LM3	2254	2966	3867	4971	6278	7825	9663	11784
17	Nzug	-332	-355	-380	-401	-424	-447	-467	-490
17	N - max LM1	-15	-12	-1	11	27	44	63	83
17	Mzug	3454	4525	5883	7505	9292	11493	14044	16996
17	N - max LM3	-18	-15	-5	9	25	43	62	82
17	Mzug	3409	4468	5815	7416	9300	11500	14051	17002
17	N - min LM1	-808	-863	-895	-904	-917	-926	-920	-924
17	Mzug	6776	8648	10967	13686	16750	20169	24064	28348
17	N - min LM3	-554	-612	-661	-693	-723	-744	-749	-759

17	Mzug	4726	6281	8280	10703	13488	16649	20261	24252
18	Vz - max LM1	-497	-609	-734	-869	-965	-1121	-1292	-1478
18	Vz - max LM3	-523	-634	-758	-892	-986	-1142	-1311	-1496
18	Vz - min LM1	-2258	-2438	-2639	-2852	-2989	-3234	-3499	-3785
18	Vz - min LM3	-1519	-1742	-1989	-2249	-2334	-2663	-2885	-3200
19	My - max LM1	544	540	604	679	764	855	948	1047
19	Nzug	-214	-218	-158	-147	-134	-120	-104	-87
19	My - max LM3	416	436	498	572	656	748	840	939
19	Nzug	-146	-145	-137	-125	-112	-97	-81	-64
19	My - min LM1	-3685	-3967	-4109	-4121	-4145	-4143	-4060	-4026
19	Nzug	-674	-726	-756	-764	-775	-784	-776	-779
19	My - min LM3	-2448	-2768	-3021	-3166	-3296	-3367	-3346	-3347
19	Nzug	-452	-508	-555	-585	-613	-632	-635	-642
19	N - max LM1	-15	-12	-1	12	27	45	63	83
19	Mzug	-102	-93	-41	24	101	203	281	382
19	N - max LM3	-18	-15	-5	9	25	43	62	82
19	Mzug	-139	-126	-69	5	90	183	278	379
19	N - min LM1	-808	-863	-896	-905	-918	-927	-922	-926
19	Mzug	-3063	-3352	-3507	-3530	-3563	-3577	-3499	-3470
19	N - min LM3	-554	-612	-661	-693	-723	-744	-749	-759
19	Mzug	-2007	-2321	-2571	-2715	-2847	-2919	-2900	-2904
25	My - max LM1	-1061	-1114	-1164	-1194	-1214	-1225	-1230	-1234
25	Nzug	-4296	-4575	-4619	-4947	-4737	-5077	-5446	-5850
25	My - max LM3	-1140	-1178	-1213	-1232	-1247	-1257	-1260	-1263
25	Nzug	-3384	-3585	-3819	-4075	-4358	-4668	-5009	-5383
25	My - min LM1	-2882	-2827	-2782	-2762	-2745	-2735	-2733	-2732
25	Nzug	-3551	-3840	-4188	-4533	-4907	-5314	-5759	-6246
25	My - min LM3	-2820	-2782	-2747	-2730	-2716	-2708	-2708	-2708
25	Nzug	-3608	-3891	-4209	-4553	-4925	-5332	-5775	-6261
25	N - max LM1	-2656	-2891	-3149	-3425	-3722	-4042	-4390	-4768
25	Mzug	-2847	-2766	-2650	-2602	-2561	-2529	-2502	-2481
25	N - max LM3	-2703	-2934	-3188	-3462	-3755	-4074	-4419	-4795
25	Mzug	-2765	-2693	-2586	-2544	-2508	-2480	-2456	-2438
25	N - min LM1	-6404	-6744	-7125	-7534	-7977	-8456	-8975	-9537
25	Mzug	-1790	-1936	-1980	-1958	-1983	-2005	-2089	-2037
25	N - min LM3	-5734	-6140	-6649	-7161	-7642	-8179	-8792	-9324
25	Mzug	-1784	-1937	-1979	-1957	-1987	-2017	-2115	-2063
25	Vz - max LM1	3040	3029	3027	3032	3039	3049	3062	3087
25	Vz - max LM3	2829	2825	2840	2861	2885	2913	2943	2975
25	Vz - min LM1	-496	-587	-646	-673	-706	-733	-738	-759
25	Vz - min LM3	-333	-449	-547	-610	-670	-711	-721	-741
26	My - max LM1	1935	1941	2068	2213	2373	2545	2718	2902
26	Nzug	-1174	-1443	-1708	-1993	-2300	-2632	-2994	-3386
26	My - max LM3	1691	1739	1864	2008	2167	2339	2512	2697
26	Nzug	-1231	-1466	-1730	-2013	-2318	-2650	-3010	-3401
26	My - min LM1	-6819	-7349	-7673	-7797	-7934	-8024	-7978	-8008
26	Nzug	-3750	-4080	-4460	-4873	-5323	-5812	-6344	-6922

26	My - min LM3	-5912	-6590	-7139	-7462	-7754	-7924	-7904	-7932
26	Nzug	-3733	-4133	-4581	-5195	-5574	-5993	-6454	-6960
26	N - max LM1	-1174	-1415	-1682	-1969	-2278	-2612	-2974	-3368
26	Mzug	1644	1429	1340	1278	1417	1156	969	2433
26	N - max LM3	-1221	-1457	-1721	-2005	-2311	-2643	-3003	-3395
26	Mzug	1282	1062	968	904	1042	781	595	2060
26	N - min LM1	-4403	-4751	-5144	-5568	-6027	-6524	-7063	-7647
26	Mzug	-5024	-5230	-5270	-5023	-5015	-4967	-5876	-6557
26	N - min LM3	-3733	-4147	-4669	-5195	-5693	-6248	-6880	-7434
26	Mzug	-5835	-6256	-6564	-6463	-6472	-6338	-6871	-7575
26	Vz - max LM1	-29	-23	0	29	63	100	140	183
26	Vz - max LM3	-29	-23	0	29	63	100	140	183
26	Vz - min LM1	-1692	-1787	-1850	-1883	-1920	-1951	-1958	-1980
26	Vz - min LM3	-1496	-1617	-1720	-1788	-1853	-1899	-1912	-1934
27	My - max LM1	-1061	-1114	-1164	-1194	-1213	-1225	-1230	-1234
27	Nzug	-4296	-4575	-4619	-4947	-4737	-5077	-5446	-5850
27	My - max LM3	-1140	-1178	-1213	-1232	-1247	-1257	-1260	-1263
27	Nzug	-3384	-3585	-3819	-4075	-4358	-4668	-5009	-5383
27	My - min LM1	-2882	-2827	-2782	-2761	-2745	-2735	-2733	-2731
27	Nzug	-3551	-3840	-4188	-4533	-4907	-5314	-5759	-6246
27	My - min LM3	-2820	-2781	-2747	-2729	-2716	-2708	-2707	-2707
27	Nzug	-3608	-3891	-4209	-4553	-4925	-5332	-5775	-6261
27	N - max LM1	-2656	-2891	-3149	-3425	-3722	-4042	-4390	-4768
27	Mzug	-2879	-2826	-2650	-2603	-2563	-2532	-2556	-2477
27	N - max LM3	-2703	-2934	-3188	-3462	-3755	-4074	-4419	-4795
27	Mzug	-2798	-2754	-2586	-2545	-2509	-2482	-2509	-2434
27	N - min LM1	-6404	-6744	-7125	-7534	-7977	-8456	-8975	-9537
27	Mzug	-1790	-1857	-1931	-1958	-2038	-2010	-2020	-2037
27	N - min LM3	-5734	-6140	-6649	-7161	-7642	-8179	-8792	-9324
27	Mzug	-1784	-1859	-1930	-1957	-2043	-2022	-2047	-2063
27	Vz - max LM1	496	587	646	673	706	733	738	759
27	Vz - max LM3	333	449	547	610	670	711	721	741
27	Vz - min LM1	-3040	-3029	-3027	-3032	-3039	-3049	-3062	-3087
27	Vz - min LM3	-2829	-2825	-2840	-2861	-2885	-2913	-2943	-2975
28	My - max LM1	1935	1941	2068	2213	2373	2545	2718	2902
28	Nzug	-1174	-1443	-1708	-1993	-2300	-2632	-2994	-3386
28	My - max LM3	1691	1739	1864	2008	2167	2339	2512	2697
28	Nzug	-1231	-1466	-1730	-2013	-2318	-2650	-3010	-3401
28	My - min LM1	-6783	-7321	-7653	-7781	-7922	-8015	-7970	-8001
28	Nzug	-3624	-3969	-4361	-4783	-5241	-5737	-6274	-6857
28	My - min LM3	-5912	-6589	-7138	-7462	-7753	-7923	-7904	-7931
28	Nzug	-3733	-4133	-4581	-5195	-5575	-5993	-6454	-6960
28	N - max LM1	-1174	-1415	-1682	-1969	-2278	-2612	-2974	-3368
28	Mzug	1586	1429	1340	1277	1211	1155	1133	1097
28	N - max LM3	-1221	-1457	-1721	-2005	-2311	-2643	-3003	-3395
28	Mzug	1225	1062	968	904	837	781	758	723
28	N - min LM1	-4403	-4751	-5144	-5568	-6027	-6524	-7063	-7647

28	Mzug	-5023	-5230	-5026	-5023	-5014	-4967	-5225	-5945
28	N - min LM3	-3733	-4147	-4669	-5195	-5693	-6248	-6880	-7434
28	Mzug	-5835	-6256	-6320	-6462	-6471	-6338	-6221	-6964
28	Vz - max LM1	1692	1787	1850	1883	1920	1951	1958	1980
28	Vz - max LM3	1496	1617	1720	1788	1853	1899	1912	1934
28	Vz - min LM1	29	23	0	-29	-63	-100	-140	-183
28	Vz - min LM3	29	23	0	-29	-63	-100	-140	-183

Tabelle 32: System 3b - Eurocode, biegesteif

Schnitt	Schnittgröße	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4	Variante 5	Variante 6	Variante 7	Variante 8
10	My - max LM1	556	555	623	703	793	891	990	1096
10	Nzug	-210	-214	-154	-142	-128	-112	-95	-77
10	My - max LM3	426	449	515	594	684	781	879	985
10	Nzug	-144	-142	-133	-121	-106	-90	-73	-54
10	My - min LM1	-3707	-3996	-4148	-4168	-4200	-4203	-4121	-4090
10	Nzug	-694	-749	-788	-796	-808	-815	-807	-809
10	My - min LM3	-2456	-2781	-3041	-3190	-3326	-3402	-3383	-3388
10	Nzug	-454	-511	-560	-590	-620	-639	-643	-651
10	N - max LM1	-7	-4	8	21	36	53	70	89
10	Mzug	-152	-142	-85	-14	68	158	250	383
10	N - max LM3	-19	-16	-5	9	26	44	63	84
10	Mzug	-140	-127	-69	6	93	188	286	391
10	N - min LM1	-826	-883	-917	-926	-940	-948	-941	-946
10	Mzug	-3137	-3419	-3565	-3581	-3609	-3608	-3524	-3490
10	N - min LM3	-553	-612	-662	-694	-725	-747	-752	-762
10	Mzug	-2005	-2322	-2575	-2721	-2855	-2930	-2910	-2914
11	Vz - max LM1	2260	2440	2640	2854	2990	3235	3500	3786
11	Vz - max LM3	1519	1742	1989	2249	2334	2663	2885	3200
11	Vz - min LM1	497	609	734	869	965	1121	1292	1478
11	Vz - min LM3	523	634	758	892	986	1142	1311	1496
12	My - max LM1	7058	9012	11440	14270	17423	20959	24959	29359
12	Nzug	-527	-567	-579	-565	-554	-536	-504	-481
12	My - max LM3	4998	6631	8734	11260	14157	17434	21149	25255
12	Nzug	-303	-346	-374	-384	-390	-386	-367	-350
12	My - min LM1	2264	2977	3878	4984	6291	7839	9678	11801
12	Nzug	-358	-381	-405	-427	-450	-473	-492	-515
12	My - min LM3	2269	2984	3888	4996	6305	7855	9695	11819
12	Nzug	-328	-351	-375	-396	-419	-441	-460	-483
12	N - max LM1	-8	-4	7	20	35	52	68	88
12	Mzug	3490	4565	5927	7557	9474	11707	14310	17233
12	N - max LM3	-19	-16	-5	9	26	44	63	84
12	Mzug	3408	4467	5814	7417	9302	11505	14059	17013
12	N - min LM1	-825	-882	-916	-925	-938	-947	-939	-943
12	Mzug	6773	8641	10957	13675	16704	20112	23995	28264
12	N - min LM3	-553	-612	-662	-694	-725	-747	-752	-762
12	Mzug	4728	6280	8276	10697	13479	16639	20251	24242
13	Vz - max LM1	-497	-609	-734	-869	-965	-1121	-1292	-1478
13	Vz - max LM3	-523	-634	-758	-892	-986	-1142	-1311	-1496
13	Vz - min LM1	-2260	-2440	-2640	-2854	-2990	-3235	-3500	-3786
13	Vz - min LM3	-1519	-1742	-1989	-2249	-2334	-2663	-2885	-3200
14	My - max LM1	556	555	623	703	793	891	990	1096
14	Nzug	-210	-214	-154	-142	-128	-112	-95	-77
14	My - max LM3	426	449	515	594	683	781	879	985
14	Nzug	-144	-142	-133	-121	-106	-90	-73	-54

14	My - min LM1	-3706	-3994	-4144	-4160	-4190	-4192	-4111	-4080
14	Nzug	-691	-746	-778	-786	-798	-809	-801	-803
14	My - min LM3	-2456	-2781	-3041	-3190	-3326	-3402	-3383	-3389
14	Nzug	-453	-511	-560	-590	-620	-639	-643	-651
14	N - max LM1	-7	-4	8	21	36	53	70	89
14	Mzug	-152	-142	-85	-14	68	158	250	383
14	N - max LM3	-19	-16	-5	9	26	44	63	84
14	Mzug	-140	-127	-69	6	93	188	286	391
14	N - min LM1	-825	-882	-916	-926	-939	-948	-941	-945
14	Mzug	-3069	-3363	-3522	-3547	-3582	-3586	-3506	-3475
14	N - min LM3	-553	-612	-662	-694	-725	-747	-752	-762
14	Mzug	-2005	-2322	-2575	-2722	-2855	-2930	-2910	-2914
15	My - max LM1	556	555	623	703	793	891	990	1096
15	Nzug	-210	-214	-154	-142	-128	-112	-95	-77
15	My - max LM3	426	449	515	594	684	781	879	985
15	Nzug	-144	-142	-133	-121	-106	-90	-73	-54
15	My - min LM1	-3707	-3996	-4148	-4168	-4200	-4203	-4121	-4090
15	Nzug	-694	-749	-788	-796	-808	-815	-807	-809
15	My - min LM3	-2456	-2781	-3041	-3190	-3326	-3402	-3383	-3388
15	Nzug	-453	-511	-560	-590	-620	-639	-643	-651
15	N - max LM1	-7	-4	8	21	36	53	70	89
15	Mzug	-152	-142	-85	-14	68	158	250	383
15	N - max LM3	-19	-16	-5	9	26	44	63	84
15	Mzug	-140	-127	-69	6	93	188	286	391
15	N - min LM1	-826	-883	-917	-926	-939	-948	-941	-945
15	Mzug	-3137	-3419	-3565	-3581	-3609	-3608	-3524	-3490
15	N - min LM3	-553	-612	-662	-694	-725	-747	-752	-762
15	Mzug	-2005	-2322	-2575	-2721	-2855	-2930	-2910	-2914
16	Vz - max LM1	2260	2440	2640	2854	2990	3235	3500	3786
16	Vz - max LM3	1519	1742	1989	2249	2334	2663	2885	3200
16	Vz - min LM1	497	609	734	869	965	1121	1292	1478
16	Vz - min LM3	523	634	758	892	986	1142	1311	1496
17	My - max LM1	7058	9012	11440	14270	17423	20959	24959	29359
17	Nzug	-527	-567	-579	-565	-554	-536	-504	-481
17	My - max LM3	4998	6631	8734	11260	14157	17434	21149	25255
17	Nzug	-303	-346	-374	-384	-390	-386	-367	-350
17	My - min LM1	2264	2977	3878	4984	6291	7839	9678	11801
17	Nzug	-358	-381	-405	-427	-450	-473	-492	-515
17	My - min LM3	2269	2984	3888	4996	6305	7855	9695	11819
17	Nzug	-328	-351	-375	-396	-419	-441	-460	-483
17	N - max LM1	-8	-4	7	20	35	52	68	88
17	Mzug	3490	4565	5927	7557	9474	11707	14310	17233
17	N - max LM3	-19	-16	-5	9	26	44	63	84
17	Mzug	3408	4467	5814	7417	9302	11505	14059	17013
17	N - min LM1	-825	-882	-916	-925	-938	-947	-939	-943
17	Mzug	6773	8641	10957	13675	16704	20112	23995	28264
17	N - min LM3	-553	-612	-662	-694	-725	-747	-752	-762

17	Mzug	4728	6280	8276	10697	13479	16639	20251	24242
18	Vz - max LM1	-497	-609	-734	-869	-965	-1121	-1292	-1478
18	Vz - max LM3	-523	-634	-758	-892	-986	-1142	-1311	-1496
18	Vz - min LM1	-2260	-2440	-2640	-2854	-2990	-3235	-3500	-3786
18	Vz - min LM3	-1519	-1742	-1989	-2249	-2334	-2663	-2885	-3200
19	My - max LM1	556	555	623	703	793	891	990	1096
19	Nzug	-210	-214	-154	-142	-128	-112	-95	-77
19	My - max LM3	426	449	515	594	683	781	879	985
19	Nzug	-144	-142	-133	-121	-106	-90	-73	-54
19	My - min LM1	-3706	-3994	-4144	-4160	-4190	-4192	-4111	-4080
19	Nzug	-691	-746	-778	-786	-798	-809	-801	-803
19	My - min LM3	-2456	-2781	-3041	-3190	-3326	-3402	-3383	-3389
19	Nzug	-453	-511	-560	-590	-620	-639	-643	-651
19	N - max LM1	-7	-4	8	21	36	53	70	89
19	Mzug	-152	-142	-85	-14	68	158	250	383
19	N - max LM3	-19	-16	-5	9	26	44	63	84
19	Mzug	-140	-127	-69	6	93	188	286	391
19	N - min LM1	-825	-882	-916	-926	-939	-948	-941	-945
19	Mzug	-3069	-3363	-3522	-3547	-3582	-3586	-3506	-3475
19	N - min LM3	-553	-612	-662	-694	-725	-747	-752	-762
19	Mzug	-2005	-2322	-2575	-2722	-2855	-2930	-2910	-2914
25	My - max LM1	-1062	-1113	-1165	-1199	-1220	-1231	-1235	-1238
25	Nzug	-4296	-4575	-4886	-5220	-4737	-5077	-5447	-5850
25	My - max LM3	-1152	-1189	-1223	-1241	-1255	-1264	-1266	-1268
25	Nzug	-3384	-3585	-3819	-4075	-4358	-4668	-5009	-5383
25	My - min LM1	-2895	-2840	-2797	-2777	-2761	-2752	-2751	-2751
25	Nzug	-3551	-3840	-4188	-4533	-4907	-5314	-5759	-6246
25	My - min LM3	-2833	-2795	-2761	-2744	-2731	-2725	-2725	-2726
25	Nzug	-3608	-3891	-4209	-4553	-4925	-5331	-5775	-6261
25	N - max LM1	-2656	-2891	-3149	-3425	-3722	-4042	-4390	-4768
25	Mzug	-2856	-2779	-2662	-2612	-2571	-2539	-2518	-2485
25	N - max LM3	-2703	-2933	-3188	-3461	-3755	-4073	-4419	-4795
25	Mzug	-2773	-2705	-2597	-2553	-2517	-2488	-2471	-2440
25	N - min LM1	-6405	-6744	-7125	-7534	-7977	-8456	-8975	-9538
25	Mzug	-1802	-1948	-1988	-1966	-1990	-2011	-2103	-2054
25	N - min LM3	-5734	-6141	-6650	-7161	-7643	-8180	-8792	-9324
25	Mzug	-1787	-1941	-1977	-1955	-1985	-2014	-2123	-2073
25	Vz - max LM1	3050	3040	3041	3049	3059	3072	3089	3120
25	Vz - max LM3	2838	2836	2854	2877	2905	2937	2970	3007
25	Vz - min LM1	-496	-588	-648	-676	-709	-737	-741	-761
25	Vz - min LM3	-333	-450	-549	-613	-674	-717	-726	-746
26	My - max LM1	1979	1994	2137	2297	2476	2667	2858	3063
26	Nzug	-1174	-1443	-1708	-1993	-2300	-2632	-2994	-3386
26	My - max LM3	1732	1789	1929	2088	2265	2456	2646	2851
26	Nzug	-1231	-1466	-1729	-2013	-2318	-2650	-3010	-3401
26	My - min LM1	-6822	-7355	-7683	-7808	-7947	-8038	-7988	-8018
26	Nzug	-3750	-4081	-4460	-4873	-5323	-5812	-6344	-6922

26	My - min LM3	-5911	-6593	-7148	-7475	-7772	-7946	-7925	-7953
26	Nzug	-3733	-4133	-4581	-5195	-5575	-5993	-6454	-6960
26	N - max LM1	-1174	-1414	-1682	-1969	-2277	-2612	-2974	-3368
26	Mzug	1684	1476	1398	1346	1500	1247	1066	2582
26	N - max LM3	-1221	-1457	-1721	-2005	-2311	-2643	-3003	-3395
26	Mzug	1319	1104	1020	965	1117	862	681	2197
26	N - min LM1	-4404	-4751	-5144	-5568	-6027	-6525	-7063	-7648
26	Mzug	-5092	-5217	-5249	-5279	-5459	-4916	-5840	-6331
26	N - min LM3	-3733	-4148	-4669	-5195	-5693	-6248	-6881	-7434
26	Mzug	-5911	-6256	-6564	-6746	-6950	-6324	-6869	-7387
26	Vz - max LM1	-30	-23	0	29	64	102	143	187
26	Vz - max LM3	-30	-23	0	29	64	102	143	187
26	Vz - min LM1	-1682	-1776	-1839	-1869	-1904	-1932	-1937	-1956
26	Vz - min LM3	-1486	-1607	-1709	-1775	-1839	-1883	-1894	-1914
27	My - max LM1	-1062	-1113	-1165	-1199	-1220	-1231	-1234	-1238
27	Nzug	-4296	-4575	-4886	-5220	-4737	-5077	-5447	-5850
27	My - max LM3	-1152	-1189	-1223	-1241	-1255	-1264	-1266	-1268
27	Nzug	-3384	-3585	-3819	-4075	-4358	-4668	-5009	-5383
27	My - min LM1	-2895	-2840	-2796	-2777	-2761	-2752	-2751	-2750
27	Nzug	-3551	-3839	-4188	-4533	-4907	-5314	-5759	-6246
27	My - min LM3	-2833	-2795	-2761	-2744	-2731	-2724	-2725	-2726
27	Nzug	-3608	-3891	-4209	-4553	-4925	-5331	-5775	-6261
27	N - max LM1	-2656	-2891	-3149	-3425	-3722	-4042	-4390	-4768
27	Mzug	-2891	-2837	-2657	-2617	-2571	-2539	-2566	-2487
27	N - max LM3	-2703	-2933	-3188	-3461	-3755	-4073	-4419	-4795
27	Mzug	-2809	-2764	-2592	-2558	-2517	-2488	-2518	-2442
27	N - min LM1	-6405	-6744	-7125	-7534	-7977	-8456	-8975	-9538
27	Mzug	-1804	-1868	-1946	-1973	-2049	-2020	-2036	-2053
27	N - min LM3	-5734	-6141	-6650	-7161	-7643	-8180	-8792	-9324
27	Mzug	-1789	-1861	-1935	-1962	-2044	-2023	-2056	-2072
27	Vz - max LM1	496	588	648	676	709	737	741	761
27	Vz - max LM3	333	450	549	613	674	717	726	746
27	Vz - min LM1	-3050	-3040	-3041	-3049	-3059	-3072	-3089	-3120
27	Vz - min LM3	-2838	-2836	-2854	-2877	-2905	-2937	-2970	-3007
28	My - max LM1	1979	1994	2137	2297	2476	2667	2858	3063
28	Nzug	-1174	-1443	-1708	-1993	-2300	-2632	-2994	-3386
28	My - max LM3	1732	1789	1929	2088	2265	2456	2646	2851
28	Nzug	-1231	-1466	-1729	-2013	-2318	-2650	-3010	-3401
28	My - min LM1	-6784	-7327	-7662	-7792	-7934	-8028	-7980	-8011
28	Nzug	-3624	-3970	-4361	-4783	-5241	-5737	-6274	-6857
28	My - min LM3	-5910	-6593	-7148	-7475	-7772	-7945	-7924	-7952
28	Nzug	-3733	-4133	-4581	-5195	-5575	-5993	-6454	-6960
28	N - max LM1	-1174	-1414	-1682	-1969	-2277	-2611	-2974	-3368
28	Mzug	1627	1476	1398	1346	1291	1246	1234	1209
28	N - max LM3	-1221	-1457	-1721	-2005	-2311	-2643	-3003	-3395
28	Mzug	1261	1104	1020	965	908	862	849	824
28	N - min LM1	-4404	-4751	-5144	-5568	-6027	-6525	-7063	-7648

28	Mzug	-5014	-5217	-5367	-4991	-5302	-4915	-5359	-5906
28	N - min LM3	-3733	-4148	-4669	-5195	-5693	-6248	-6881	-7434
28	Mzug	-5833	-6256	-6681	-6458	-6793	-6324	-6388	-6962
28	Vz - max LM1	1682	1776	1839	1869	1904	1932	1937	1956
28	Vz - max LM3	1486	1607	1709	1775	1839	1883	1894	1914
28	Vz - min LM1	30	23	0	-29	-64	-102	-143	-187
28	Vz - min LM3	30	23	0	-29	-64	-102	-143	-187