

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Integralbrücken

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Pilotinitiative Verkehrsinfrastrukturforschung 2011
(VIF2011)

Rev. 01

Oktober 2014

Impressum:**Herausgeber und Programmverantwortung:**

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Renngasse 5
A - 1010 Wien



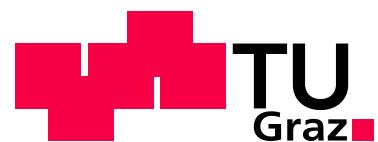
ÖBB-Infrastruktur AG
Praterstern 3
A - 1020 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
A - 1010 Wien

**Für den Inhalt verantwortlich:**

Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25
A-8010 Graz



Technische Universität Wien
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau
Karlsplatz 13
A-1040 Wien

**Programmmanagement:**

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Bereich Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien



Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 1

Literaturstudie Integrale Brücken

Rev. 01

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

INHALTSVERZEICHNIS

1	BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG	3
2	EINLEITUNG.....	4
3	GRUNDLAGEN DER INTEGRALEN BRÜCKENBAUWEISE	5
3.1	BEGRIFFSDEFINITIONEN.....	5
3.2	VOR- UND NACHTEILE INTEGRALER BRÜCKEN.....	9
3.3	WAHL DES AUSFÜHRUNGSTYPs	12
4	TRAGVERHALTEN VON INTEGRALEN BRÜCKEN	13
4.1	EINFLUSS DER BRÜCKENGEOMETRIE	13
4.2	ZWANGSBEANSPRUCHUNG	16
4.3	BODEN-BAUWERKSINTERAKTION	22
4.4	ÜBERGANG BRÜCKE – FREIE STRECKE.....	24
5	STAND DER TECHNIK	31
5.1	ÖSTERREICH.....	31
5.2	EUROPA	33
5.3	ERDDRUCKANSÄTZE FÜR INTEGRALE BRÜCKEN.....	33
5.4	AUSGEFÜHRTE INTEGRALE BRÜCKEN	36
6	STAND DER FORSCHUNG	44
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....	47
	TABELLENVERZEICHNIS	48
	LITERATURVERZEICHNIS	49

1 BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG

Ziele:

- 1) Literaturrecherche auf nationaler und internationaler Ebene unter zu Hilfenahme von
 - a. Normen
 - b. Richtlinien
 - c. Empfehlungen
 - d. Bücher, Zeitschriften, etc.
- 2) Auswertung und Analyse der Literatur zu den Themen
 - a. Tragwerkskonzept
 - b. Ausbildung der Details insbesondere der Rahmenecke und der Schleppplatte
 - c. Maßnahmen im Ertüchtigungsfall
- 3) Vergleich mit den Ergebnissen aus Arbeitspaket 2.

Beschreibung der Inhalte:

In diesem Arbeitspaket wird der Stand der Technik in Bezug auf den integralen Brückenbau zusammengestellt. Die wesentliche Literatur, Normen, Richtlinien und Empfehlungen werden hier auf internationaler und nationaler Ebene ausgewertet. Vor allem werden die Angaben aus den europäischen Ländern und den USA eingehend erfasst. Es werden die Unterschiede der jeweiligen Normen, etc. übersichtlich dargestellt. Das Hauptaugenmerk der Literaturstudie soll die Punkte Tragwerkskonzept, Ausbildung der Rahmenecke, Erfahrung über die Lebenszykluskosten und Dauerhaftigkeiten umfassen.

Weiters sollen die wesentlichen Ertüchtigungsmaßnahmen mit ihren Vor- und Nachteilen, sowie ihren Einsatzmöglichkeiten dargestellt werden.

Die Ergebnisse der Literaturrecherche werden mit dem Arbeitspaket 2 verglichen um deren Plausibilität zu überprüfen.

Methode:

Die Recherche erfolgt unter Einsatz von Datenbanken und Internet. Die Lizenzen zu diversen Literaturdatenbanken sind auf den Universitätsbibliotheken vorhanden.

Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

- Zwischenbericht zu den Inhalten aus AP 1 und AP 2
- Meilenstein Nr. 1: Zwischenbericht des AP 1 und 2

2 EINLEITUNG

Integrale Brücken verzeichnen international eine deutliche Zunahme an Beliebtheit, da sie im Vergleich zu konventionellen Brückenbauwerken geringere Lebenszykluskosten aufweisen. Dies resultiert aus der Tatsache, dass sich Integralbrücken in Bezug auf Konstruktion und Unterhaltung aufgrund der fehlenden Lager und Fahrbahnübergänge kostengünstiger verhalten. Aus der monolithischen Verbindung zwischen Überbau und Widerlager ergeben sich neben dem Aspekt der geringeren Kosten auch Vorteile aus statischer Sicht, da das Rahmensystem für Tragreserven sorgt. Weiters wird auch aufgrund der fehlenden Übergangskonstruktion ein höherer Fahrkomfort und eine geringere Lärmentwicklung gewährleistet. Diese Vorteile haben international dafür gesorgt, dass die integrale Bauweise bei Brücken erforscht und in Form von Richtlinien verankert wurde, welche sich jedoch meist auf Neubauten beziehen.



Abbildung 1: Beispiel einer integral ausgeführten Brücke (Sunnibergbrücke) [1]

In diesem Arbeitspaket wird eine Übersicht über den Stand der Technik in Bezug auf den integralen und semi-integralen Brückenbau gegeben. Die wesentliche Literatur, Normen, Richtlinien und Empfehlungen werden zusammengestellt und ausgewertet. Vor allem die Angaben aus den europäischen Ländern werden eingehend erfasst. Es werden die Unterschiede der jeweiligen Normen bzw. Richtlinien übersichtlich dargestellt. Das Hauptaugenmerk der Literaturstudie umfasst die Punkte Tragwerkskonzept, Ausbildung der Rahmenecke bzw. Schleppplatte, sowie den Ansatz des Erddruckes bei zyklischer Beanspruchung. Weiters wird das Tragverhalten, deren wesentliche Einflussgrößen und die Besonderheiten im integralen Brückenbau zusammenfassend dargestellt.

Die Zusammenstellung der Literaturstudie erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

3 GRUNDLAGEN DER INTEGRALEN BRÜCKENBAUWEISE

3.1 BEGRIFFSDEFINITIONEN

International treten im Bereich Brückenbau verschiedenen Bezeichnungen und Definitionen auf. Im Folgenden wird versucht die grundlegenden Begriffe zu erläutern und zusammenzufassen. Je nach Lager und Dilatationskonzept können verschiedene Brückentypen unterschieden werden. Eine Übersicht über die wichtigsten Lagerungs- und Dilatationskonzepte ist in Abbildung 2 nach [2 S. 9] dargestellt.

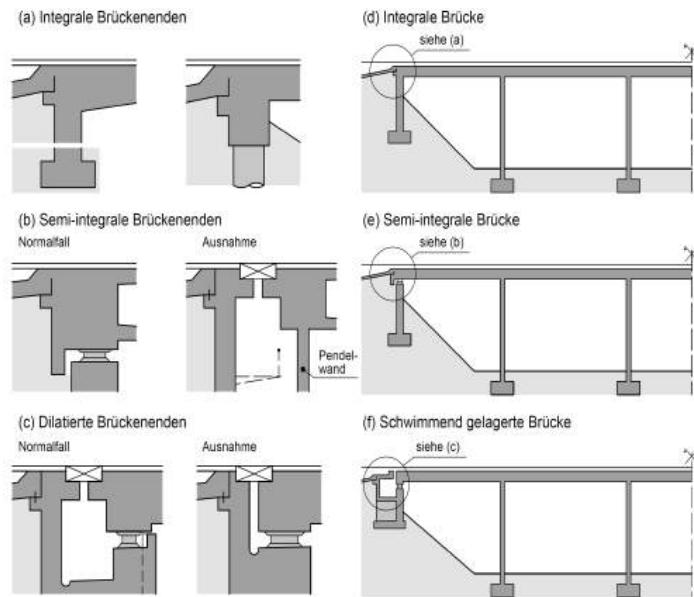


Abbildung 2 Lagerungs- und Dilatationskonzepte [2 S. 8]

Abbildung 3 zeigt zusammenfassend die Bezeichnungen verschiedener Brückentypen nach Lagerungskonzept.

Ausbildung des Überbaus und der Stützen	Überbau monolithisch		Überbau dilatiert (Gerbergelenk, Dilatation über Stütze etc.)
	Monolithische Stützen keine Stützen	Stütze mit Lager resp. Gelenk (oben / unten)	
Ausbildung der Brückenden	Beide Brückenden integral	integrale Brücke	
Ein Brückende semi-integral, das andere Brückende integral oder semi-integral		semi-integrale Brücke	
Mindestens ein Brückende dilatiert		schwimmend gelagerte Brücke ⁽¹⁾	dilatierte Brücke

⁽¹⁾ Beide Brückenden dilatiert und in Längsrichtung verschieblich gelagert.

Abbildung 3 Brückentypen nach Lagerungskonzept [2 S. 9]

3.1.1 KONVENTIONELLE BRÜCKENTRAGWERKE

Brücken mit konsequenter Trennung zwischen Über- und Unterbau gehören dieser Gruppe an. Für die konstruktive Ausbildung sind Verschleißbauteile wie Fahrbahnübergänge (Dehnfugen) und Lager erforderlich.

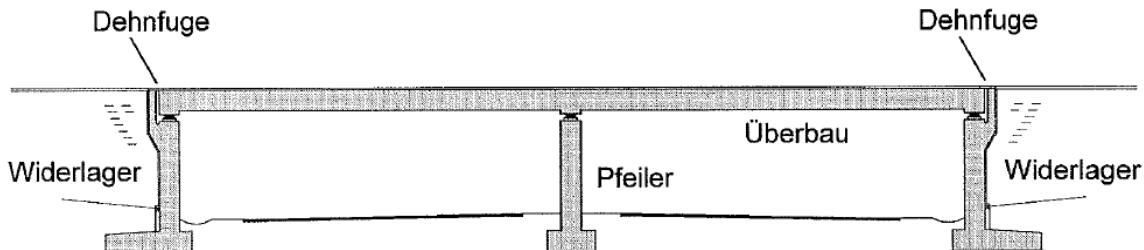


Abbildung 4 herkömmliche Brücke mit Lagern und Fugen [3 S. 2]

Die Lebensdauer der Verschleißbauteile ist in der Regel deutlich geringer als die des Brückentragwerks selbst. Weiterhin muss dafür gesorgt werden, dass die Integrität und Funktionstüchtigkeit der Verschleißbauteile jederzeit überprüft werden kann (z.B. im Zuge einer Brückeninspektion). Dies bestimmt oft die Abmessung der Pfeiler und Widerlager, so dass Mehrmaterialverbrauch entsteht.

Erfahrungen in der Vergangenheit haben gezeigt, dass trotz vieler Verbesserungen bezüglich der Herstellung und des Einbaus die Dichtheit der Dehnfugen in vielen Fällen nicht gewährleistet werden kann, so dass chloridhaltige Wässer zu den Lagern und Auflagerbänken gelangen. Korrosionsschäden in diesem Bereich sind die Folge (s. Abbildung 5).



Abbildung 5 typische Schäden an Brückenlagern

Bei konventionellen Brückentragwerken unterscheidet man weiters noch [4 S. 2] [2 S. 8]:

- monolithische Brücken weisen Lager und Fugen nur bei den Widerlagern auf; Stützen sind monolithisch mit dem Überbau verbunden. Dieser Typ entspricht einer semi-integralen Brücke.
- Semi-monolithische Brücken besitzen zusätzlich noch Lagerkonstruktionen über den Stützen oder sind monolithisch mit dem Widerlager und den Stützen verbunden, haben jedoch Querfugen im Überbau.
- Vollständig dilatierte Brücken werden auch als sogenannte Lagerbrücken bezeichnet.

3.1.2 INTEGRALE BRÜCKENTRAGWERKE

Eine Integrale Brücke wird durch ihren monolithischen Verbund zwischen Über- und Unterbau charakterisiert. Sie weist keine Lager und Dehnfugen auf [5 S. 3] [6 S. 100].

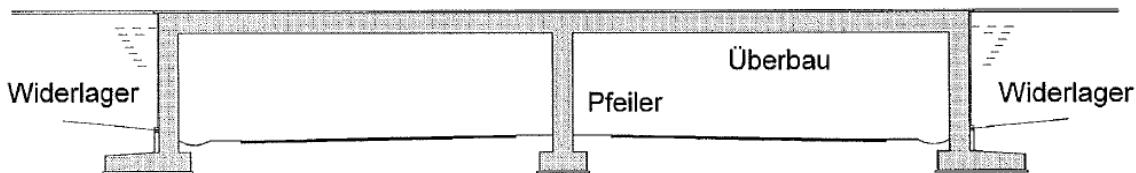


Abbildung 6 INTEGRALE BRÜCKE OHNE LAGER UND DEHNFUGEN [3 S. 2]

Durch den Entfall der Verschleißbauteile können mehrere Vorteile bezüglich des Tragverhaltens, der Unterhaltungskosten und des Fahrkomforts erzielt werden. Insgesamt können somit die Lebenszykluskosten gesenkt werden. Infolge des statisch unbestimmten Systems verfügt das Brückentragwerk über ein Umlagerungsvermögen. Die systemabhängigen Tragreserven können im erforderlichen Fall aktiviert werden, das Bauwerk ist somit redundant [7 S. 141]. Durch die monolithische Verbindung des Unter- und Überbaus entsteht eine ungestörte Übertragung von Normalkraft, Querkraft und Moment sowie eine verbesserte Lastabtragung [5 S. 4] [6 S. 100]. Weiters kann die Hinterfüllung zur Abtragung von planmäßig auftretenden Lasten herangezogen werden.

Durch den Entfall der Übergangskonstruktionen ergibt sich für den Betrieb ein verbesserter Fahrkomfort. Die Schallemission infolge stoßartiger Beanspruchung unter Verkehr kann ebenfalls vermindert werden. Die Lebensdauer dieser Brücken wird nicht durch die Untüchtigkeit der Verschleißbauteile negativ beeinflusst. Ein weiterer Vorteil ist, dass es zur Verringerung der Folgen von ungleichmäßigen Setzungen und Pfeilerschiefstellungen kommt. In der Erhaltung ergeben sich so längere Inspektionsintervalle und dadurch ein geringerer Überwachungsaufwand [5 S. 5].

Nachteile der Integralbrücken ergeben sich aus der Verformungsbehinderung. Um die tatsächlichen Zwangsbeanspruchungen während der Nutzungsdauer zu ermitteln, müssen die schwer zu quantifizierenden Parameter wie Bodenverhältnisse oder Temperaturschwankungen wirklichkeitsnah erfasst werden. Weiterhin ist die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk in diesem Zusammenhang von größter Bedeutung [5 S. 5-9,20] [4 S. 39-40].

Einer sinnvollen Anwendung von integralen Brücken ist somit eine Grenze gesetzt. Das Fehlen von konkreten Bemessungshilfen und Empfehlungen in den Normen und Richtlinien führen dazu, dass dieses vorteilhafte Konstruktionsprinzip nicht konsequent genutzt wird.

3.1.3 SEMI-INTEGRALE BRÜCKENTRAGWERKE

Der Begriff „semi-integral“ wird für Brücken verwendet, bei denen die Verformungen nur teilweise behindert werden ([8], [7]). Semi-integrale Brücken weisen entweder Fahrbahnübergangskonstruktionen oder Lager auf, jedoch nicht beides [4 S. 2]. Vor- und Nachteile von semi-integralen Brücken liegen zwischen den beiden oben genannten Brückentypen. Für Brücken mit mittlerer bzw. großer Spannweite kann die semi-integrale Brücke eine gute Lösung darstellen.

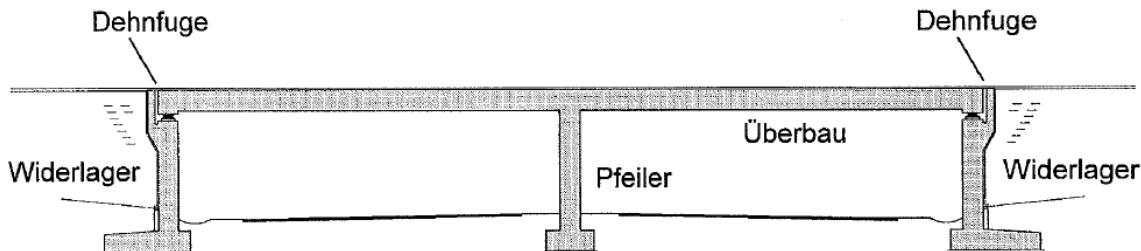


Abbildung 7 Semi-integrale Brücke, mit Lagern und Dehnfugen an den Widerlagern und monolithisch verbundenen Innenstützen [3 S. 3]

Für die semi-integralen Bauweise finden sich in der Literatur unterschiedliche Definitionen. Beispielhaft wird hier bei semi-integralen Brücken zwischen fugenlosen semi-integralen und lagerlosen semi-integralen Brücken unterschieden [5 S. 3] [6 S. 101]. [4] gibt eine andere Definition für semi-integrale Brücken an.

Bei fugenlosen semi-integralen Brücken handelt es sich um Brücken bei denen die Innenstützen mit dem Tragwerk und den zugehörigen Gründungen monolithisch verbunden werden. Die Relativverschiebungen zwischen dem Überbau und den Widerlagern werden durch vorgefertigte Lager oder ähnliches ermöglicht. Verschiebungen, Verdrehungen, Dehnungen (insbesondere aus Temperatur) werden nur von den Innenstützen in den Baugrund, in welchen die Struktur eingebettet ist, direkt übertragen. Der Übergang vom Überbau auf die Hinterfüllung erfolgt ohne Bewegungsfuge.

Semi-monolithische Brückentragwerke bzw. lagerlose semi-integrale Brücken sind Brücken bei denen auf die Anordnung von Lagern im Überbau sowie zwischen Überbau und Unterbau vollkommen verzichtet wird. Der Übergang zwischen Überbau und freier Strecke wird mit einer Bewegungsfuge ausgeführt. Es treten keine Relativverschiebungen zwischen Über- und Unterbau auf, auf Fahrbahnübergänge wird jedoch nicht verzichtet. Allgemeine Verschiebungen, Verdrehungen, Dehnungen werden auf den Baugrund und die Hinterfüllung, in welche die Struktur eingebettet ist, direkt übertragen.

3.2 VOR- UND NACHTEILE INTEGRALER BRÜCKEN

Zusammenfassend werden hier, die in der Literatur (vgl. z.B. [4 S. 37-39] [5 S. 5] [6 S. 129-131] [7 S. 10,141] [8 S. 5-8, 206-209]) definierten Vor- und Nachteile von integralen Brücken dargestellt.

3.2.1 VORTEILE

Durch den Entfall von Verschleißbauteilen, wie Lager und Fugen, sinken die Erstellungs-, Unterhalts- und Instandsetzungskosten. Bei konventionellen Brücken ergeben sich zusätzlich Verkehrsbehinderungen während der Instandsetzungsarbeiten. Weiters werden Fugen vermieden, dadurch wird das Eindringen von chloridhaltigen Wässern zu den korrosionsempfindlichen Konstruktionsteilen oder der Brückenkonstruktion verhindert (vgl. Abbildung 5). Durch diesen Umstand wird die Dauerhaftigkeit der Brücke erhöht und die Wartungsintensität reduziert. Da auf die Verschleißbauteile verzichtet wird, entsteht ein erhöhter Fahrkomfort für den Nutzer, eine sichere Überfahrt für den einspurigen Verkehr und eine geringere Lärmentwicklung, da Stoßbeanspruchungen im Bereich der Brückenenden vermieden werden. Die Bauausführung wird vereinfacht, da Toleranzen und die Einbaufolge von Lagern und Fahrbahnübergangskonstruktionen nicht berücksichtigt werden müssen. Die Abmessungen der Widerlager können auf das nötigste (statisch erforderliche) reduziert werden, da die Wartung von Fahrbahnübergangskonstruktionen und Lagern entfallen kann. Lt. [5 S. 2] müssen Hohlräume in Widerlagern zugänglich sein und eine Abmessung von mind. $b/h=60/120\text{cm}$ oder $b/h=180/60\text{cm}$ besitzen. Dies ist bei integralen Brücken nicht mehr notwendig.

Für die Bemessung eines integralen Tragwerks ergibt sich der Vorteil daraus, dass die Widerlager oben und unten elastisch eingespannt sind,¹ dadurch können horizontal angreifende Kräfte aus z.B. Anfahren, Bremsen und Wind durch die Hinterfüllung ausgeglichen werden. Der positive Effekt des Erddrucks auf das Tragwerk und die Möglichkeit der direkten Lastabtragung durch die Hinterfüllung wirkt sich weiters positiv auf die Momentenbeanspruchung der Gründung aus. Weiters werden durch den Entfall der Lager konzentrierte Einzelkräfte (u.a. Spaltkräfte) und deren Einleitung in das Tragwerk vermieden. Es entstehen keine lokalen Spannungskonzentrationen, der Bewehrungsgrad im Bereich des Widerlagers wird reduziert und der Spannungsverlauf ist kontinuierlicher. Eine integrale Brücke kann also als kraftflussorientiert bezeichnet werden. Durch die statische Unbestimmtheit besitzt das Tragwerk eine erhöhte Systemtragfähigkeit, es ist redundant bei außergewöhnlichen Einwirkungen und besitzt bei ausreichender Duktilität hohe Tragsicherheitsreserven, die durch plastische Schnittkraftumlagerungen aktiviert werden können.

Durch die Einspannung des Überbaus in das Widerlager entsteht eine Rahmentragwirkung, durch die die Überbauquerschnitte reduziert werden können. Auf Grund der reduzierten L/H Verhältnissen sind schlankere und damit auch ästhetischere Tragwerke als bei konventionellen Brücken möglich. Durch die geringeren Bauhöhen können Lichtraumprofile besser ausgenutzt und Erdmassenbewegungen verringert werden. Abhebende Kräfte aus ungünstigen Stützweitenverhältnisse können durch das Eigengewicht der Widerlager und Gründung, sowie der Mantelreibung kompensiert werden. Weiters können durch die „Anhebung“ des Feldmomentes aus der Einspannwirkung längere Randfelder realisiert werden. Die Möglichkeit von ungleichmäßigen Setzungen und Pfeilerschiefstellungen wird außerdem verringert.

Zusammengefasst bedeutet dies, dass fugenlose Brücken Vorteile in der Erhaltung, für die Nutzer und Anrainer, für den Entwurf und für die Errichtung aufweisen. Ein werkstoffgerechtes Konstruieren ist möglich, dadurch können ästhetische Tragwerke mit harmonischen und flüssigeren Übergängen entstehen.

¹ vgl. konventionelle Brücke: Tragwirkung der Widerlager als Kragarm

3.2.2 NACHTEILE

Nachteile von integralen Brücken beziehen sich primär auf ihre Bemessung. Vor allem das Fehlen von Bemessungsrichtlinien erschwert die Bemessung. Sind Richtlinien vorhanden, sind die angeführten Ansätze sehr konservativ und nur oberflächlich behandelt. Der Entwurfs-, Berechnungs- und Planungsaufwand ist für Ingenieure im Allgemeinen höher als bei konventionellen Brücken.

Bei der Modellierung und Bemessung des Brückentragwerks ist eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Boden-Bauwerksinteraktion, Langzeiteffekte des Betons und der Bauwerksreaktionen unumgänglich. Eine Gesamtbetrachtung der Konstruktion ist daher nötig. Aufgrund von Verformungsbehinderungen entstehen Zwänge aus Temperatur, Auflagerverschiebung, Vorspannung und Langzeiteffekte des Betons. Die Zwangsschnittgrößen sind abhängig von der Geometrie, den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Überbau und Unterbau, sowie den Baugrundverhältnissen. Die Parameter für die Ermittlung der Zwangsbeanspruchung unterliegen einer großen Streuung und die Berechnung muss daher mit einer oberen und unteren Grenzwertbetrachtung durchgeführt werden. Wird die Baugrundsteifigkeit in der Bemessung unterschätzt, kommt es zu einer Unterschätzung der Zwangsbeanspruchung im Tragwerk, da diese indirekt von der Baugrundsteifigkeit abhängt. Wird eine Pfahlgründung in einem schlechten Baugrund angeordnet, kann es auf Grund der zyklischen Beanspruchung zu einer verringerten Mantelreibung im Pfahlkopfbereich kommen, dadurch entstehen Setzungen im Widerlagerbereich. Generell können bei integralen Brücken entstandene Setzungen nicht durch Lager ausgleichen werden. Bei der Bemessung muss weiters eine Abminderung der Zwangskraft durch Zustand II berücksichtigt werden. Der Bauablauf hat Einfluss auf die Zwangsschnittkräfte und ihren zeitabhängigen Abbau.

Ein weiterer wichtiger Aspekt bei der Bemessung von integralen Brücken ist der Ansatz des Erddruckes auf die Widerlagerwand. Durch Widerlagerverschiebungen und zyklischen Bewegungen, hervorgerufen durch Temperatur, wird einerseits der Erdruhedruck abgebaut (negative Verschiebung) und andererseits kann es bis zum Aufbau des passiven Erddrucks (positive Verschiebung) kommen (s. Abbildung 8 bzw. Kap.4.3). Durch die zyklischen Bewegungen im Widerlagerbereich können größere Setzungen der Hinterfüllung entstehen. Einer guten konstruktiven Ausbildung des Widerlagerbereiches ist in der Planungsphase größtes Augenmerk zu schenken und trägt essentiell zur Robustheit bei. Bei Muldenbildung in diesem Bereich kann es auch zu erhöhten Lärmemission und zu einer Beeinträchtigung des Fahrkomforts kommen. Weiters ist eine Zusammenarbeit und Abstimmung zwischen Tragwerksplaner und Geotechniker unbedingt erforderlich [8 S. 209] [5 S. 19].

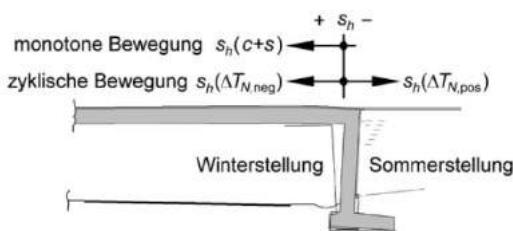


Abbildung 8 Darstellung der Bauwerksverschiebung aufgrund monotoner bzw. zyklischer Bewegungen [9 S. 296]

Bei langen, geraden Brücken ist davon auszugehen, dass der Querschnitt aufgrund der Zwangsbeanspruchung reißt, dadurch erhöht sich die Längsbewehrung im Querschnitt und eine eventuell vorhandene Vorspannung kann höher sein als bei konventionellen Brücken. Bei der Bemessung ist weiters zu beachten, dass ein Teil der Vorspannung in den Baugrund abfließt, weiters erhalten Pfeiler aufgrund der monolithischen Einspannung in den Überbau eine Momentenbeanspruchung aus horizontaler Belastung wie Bremsen, Anfahren, Wind oder feldweise aufgestellten Verkehrslasten. Bei einer Anordnung von Flügelmauern ist bei deren Bemessung die Steifigkeit, Lage und Richtung und der daraus resultierende erhöhte Erddruck zu berücksichtigen. Wirken sich die Flügelmauern auf den

Widerlagerbereich ungünstig aus, können diese von der Konstruktion getrennt werden. Dabei gehen jedoch die Vorteile einer monolithischen Bauweise verloren.

Der Ausbildung der Brückenenden kommt besondere Bedeutung hinzu. Einerseits sollten die Widerlager nicht zu steif ausgebildet werden, damit die Zwänge im Überbau beschränkt bleiben. Andererseits sind diese so auszubilden, dass horizontale Verschiebungen zwischen Widerlager und Dammkörper aufgenommen werden können.

Die Kosten des Überbaus sind bei integralen Brücken geringfügig höher als bei konventionellen Brücken, da eine höhere Bewehrung aufgrund der Zwangsschnittkräfte erforderlich ist. Bauverfahren, wie das Takschieben, sind bei integralen Brücken auch nicht möglich.

3.3 WAHL DES AUSFÜHRUNGSTYPS

In [2] wird eine Empfehlung für die Wahl des Ausführungstyps in Abhängigkeit der maximalen horizontalen Relativverschiebung Δ_h am Brückenende angegeben und ist in Abbildung 9 schematisch dargestellt. In [2] wird weiters noch ein vereinfachtes Verfahren für die Ermittlung der horizontalen Relativverschiebung Δ_h angegeben.

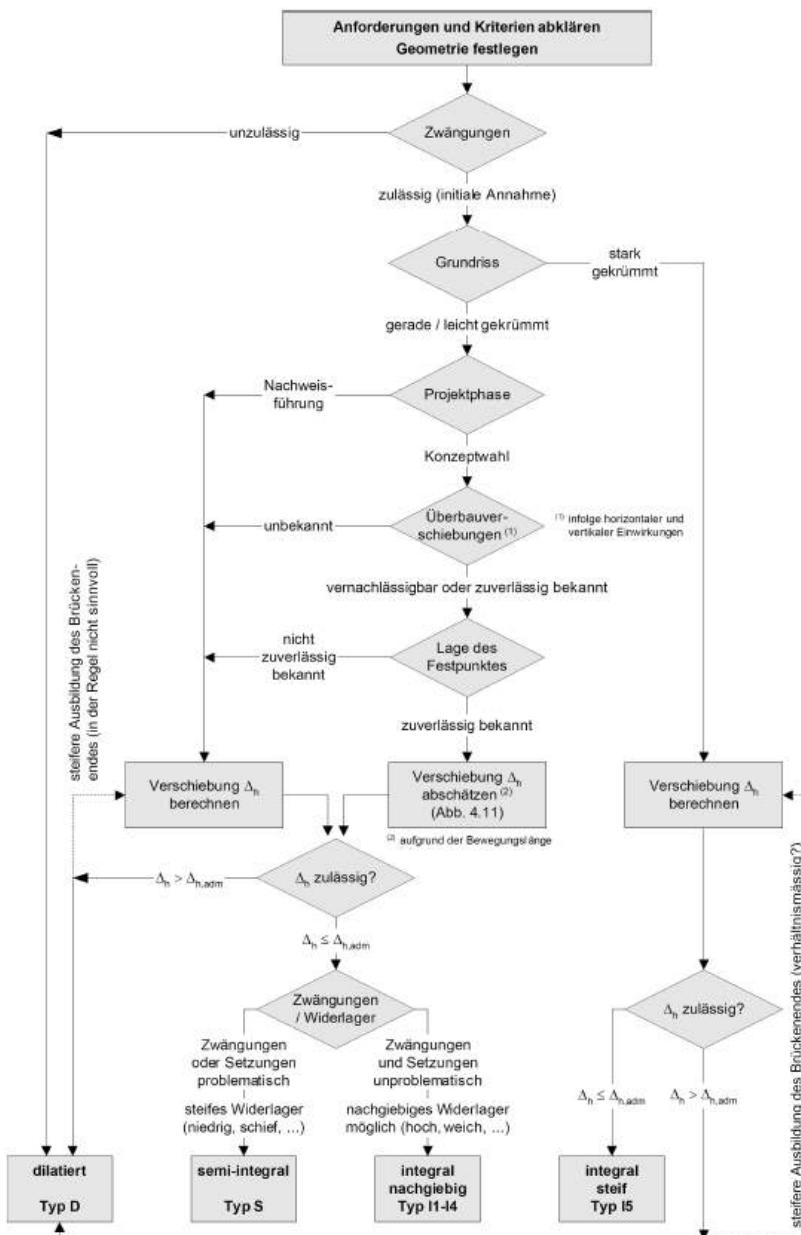


Abbildung 9 Vorgehen zur Wahl des Ausführungstyps [2 S. 23]

4 TRAGVERHALTEN VON INTEGRALEN BRÜCKEN

Die monolithische Verbindung von Über- und Unterbau, welche den integralen Brückenbau charakterisiert, hat einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten des Bauwerks. Dieses Tragverhalten ist im Gegensatz zu dem konventioneller Brückenbauwerke um einiges komplexer, da es sich um ein statisch unbestimmtes System handelt. Es ist eine genaue Betrachtung des Gesamtsystems notwendig und es ist unerlässlich, die vorhandenen Steifigkeiten realitätsnah abzubilden. [4 S. 1 ff.]

4.1 EINFLUSS DER BRÜCKENGEOMETRIE

Die Geometrie von integralen Brückenbauwerken in Grund- und Aufriss, deren Kreuzungswinkel, die Gründungsverhältnisse sowie die Geometrie der Widerlager und der Stützen beeinflussen deren Steifigkeit und somit die resultierenden Zwangsschnittgrößen maßgebend (s. Tabelle 1). Da es im Zuge des Tragwerkentwurfes ein Ziel ist, diese Zwangsbeanspruchungen zu reduzieren, wird im Folgenden auf die einzelnen Einflussgrößen näher eingegangen und deren Auswirkung beschrieben.

Tabelle 1: Einflussgrößen für das Verhalten integraler Brückentragwerke im Längsschnitt und im Grundriss [4 S. 7]

Längsschnitt	
Widerlager:	Überbau: <ul style="list-style-type: none">• Steifigkeit längs• Hinterfüllung (Erddruck)• Setzungen hinter Widerlagerwand• Fahrbahnübergänge
Stützen:	Fundament der Stützen und Widerlagerwand: <ul style="list-style-type: none">• Steifigkeit längs, ungerissen/gerissen• Lagerung (biegesteif/Betongelenk)
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	

4.1.1 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. [4 S. 13] Der Einfluss des Überbaus auf das Tragverhalten hängt von der Geometrie des Querschnitts, dem E-Modul und der Brückenzahl 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. Es empfiehlt sich daher, die Berechnung mit einem durch eine Werkstoffprüfung abgesicherten E-Modul durchzuführen. [10 S. 297]

Bei der Entstehung von Zwangsnormalkräften spielt die Geometrie im Grund- und Aufriss eine entscheidende Rolle. Während eine Verformungsbehinderung an geraden Tragwerken große Zwangskräfte hervorruft, können im Grundriss gekrümmte, monolithische Brücken zumindest einen Teil der Beanspruchungen durch radiale Verschiebungen aufnehmen (s. Abbildung 10). Im Gegensatz zu geraden Brücken können sich im Grundriss gekrümmte Brücken durch radiale Verschiebungen den Zwangseinwirkungen teilweise entziehen. Abhängig vom Öffnungswinkel im Grundriss² kann dies selbst bei steifen Bauwerken Abminderungen von über 90 % zur Folge haben. [6 S. 106]. Sollten Stützen, welche eine große Steifigkeit in Querrichtung aufweisen, vorhanden sein, ist die Betrachtung des Öffnungswinkels der Brücke über die gesamte Länge nicht ausreichend. Es ist dann notwendig die Öffnungswinkel auf die Stützweiten der einzelnen Felder zu beziehen. [4 S. 27] Weitere wichtige Einflussparameter für das Tragwerksverhalten von gekrümmten Brücken sind die Querbiegesteifigkeit des Überbaus sowie die Nachgiebigkeit des Brückenunterbaus. [6 S. 106]. Zu beachten gilt, dass behinderte Längenänderungen welche infolge von Schwinden und Temperaturänderungen resultieren, auch bei im Grundriss gekrümmten Brücken hohe Normalkräfte verursachen. [4 S. 27]

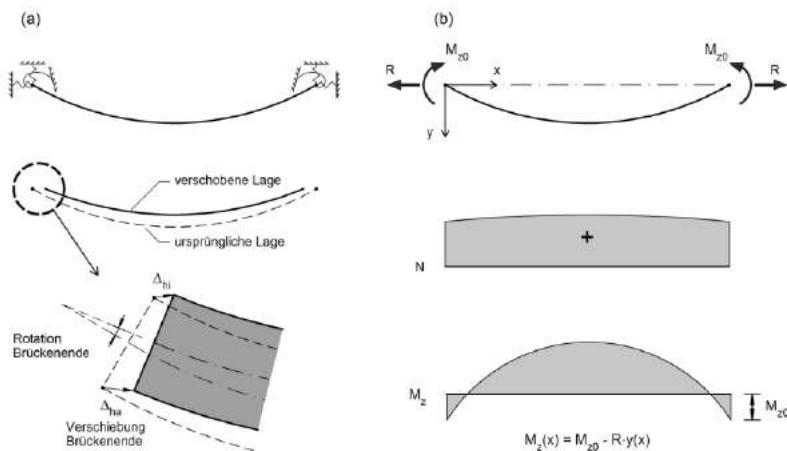


Abbildung 10 Verhalten von im Grundriss gekrümmten integralem Brücken; a) Verformungen b) Schnittkräfte und Reaktionen [2 S. 14]

Eine Krümmung im Aufriss hat ebenfalls eine abmindernde Wirkung auf entstehende Zwangsnormalkräfte. Da jedoch eine sehr große Ausrundung erforderlich ist, spielt die Reduktion der Zwangsnormalkräfte durch eine Krümmung im Aufriss nur eine untergeordnete Rolle. [4 S. 27]

Eine Schiefstellung der Fahrbahn im Grundriss erhöht die effektive Steifigkeit von integralen Widerlagern. Dieser Umstand erschwert eine zwängungsarme Durchbildung der Brückenenden. Vertikale Einwirkungen auf schiefe Rahmenbrücken verursachen horizontale Verschiebungen in Längs- und Querrichtung. Die maximalen Verschiebungen treten am Brückenkopf auf. [2 S. 15] Die in Längsrichtung des Tragwerks resultierenden Kräfte verursachen eine drehende Kraft, welche üblicherweise durch Reibungskräfte an den Widerlagerwänden und dem Erdwiderstand kompensiert werden. Auch haben Flügelwände eine starke rückhaltende Wirkung. [6 S. 138] Vorhandene Richtlinien (z.B. [2] [11] [12]) geben maximal zulässige Kreuzungswinkel für integrale Brücken an.

Nach [6 S. 136] hat die Längsneigung keinen relevanten Einfluss auf die Zwangsnormalkräfte sowie auf die auftretenden Verschiebungen. Zu beachten gilt lediglich, dass aus vertikalen Lasten Normalkräfte im Überbau entstehen.

² Dieser ergibt sich aus dem Verhältnis der Brücke Länge zum Krümmungsradius.

4.1.2 UNTERBAU

Das Verformungsvermögen der Widerlagerwände, welches von deren Steifigkeit und vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Überbau und Widerlager abhängig ist, hat markanten Einfluss auf die im Überbau resultierenden Schnittgrößen infolge von Zwang. Bei der Ausbildung eines weichen Widerlagers ist dessen Nachgiebigkeit maßgebend an den Zwangsschnittgrößen im Überbau beteiligt. Im Falle einer sehr steifen Ausführung kann das Verformungsverhalten des Widerlagers jedoch vernachlässigt werden, da die Steifigkeit der Gründung der bestimmende Faktor ist. Die Ausbildung der Widerlager ist an die Steifigkeit der Gründung gekoppelt. Eine elastische Ausbildung der Widerlager ermöglicht eine Reduktion der Zwangsschnittkräfte. Um ein nachgiebigeres Verhalten zu gewährleisten, können folgende Maßnahmen im Zuge des Brückenentwurfs getroffen werden [6 S. 111 ff.]:

- Verringerung der Steifigkeit des Widerlagers (z.B. geringere Flügelabmessungen)
- Reduktion der Widerlagerhöhe, sowie
- Widerlagersohle in Damm- bzw. Böschungsbereich verlegen

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 8) haben zur Folge, dass sich der Erdruhedruck E_0 auf den aktiven Erddruck E_A abbauen kann. Eine negative Wandverschiebung kann in den oberen Bodenschichten eine Erhöhung des Erdruhedrucks auf den passiven Erddruck E_P bewirken. Das Ausmaß der Zwangsbeanspruchungen hängt somit von dem durch die Widerlagerverschiebung geweckten Erddruck ab. [9 S. 297]

Die Ausbildung der Gründung und somit deren Steifigkeit hat maßgeblichen Einfluss auf die im Überbau entstehenden Zwangsschnittgrößen. Die Nachgiebigkeit der Gründung ist bei der Untersuchung von integralen Brückenbauwerken stets zu berücksichtigen, da es sich um ein statisch unbestimmtes System handelt. [6 S. 111] Das Verformungsvermögen der Widerlager wird bei Flachgründungen durch den Drehwiderstand der Gründungssohle beeinflusst. Bei Tiefgründungen hängt dies jedoch von der horizontalen Bettung ab. 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. Da auch auf hartem Untergrund positionierte Flachgründungen aufgrund der großen Längssteifigkeit des Überbaus hohe Reduktionen der Zwangsnormalkräfte ermöglichen, sollten sie stets in der Berechnung berücksichtigt werden. Die hierfür benötigten Federkonstanten können aus Setzungsberechnungen bzw. in der Literatur (z.B. in [13]) verankerten Näherungsformeln ermittelt werden. 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. [6 S. 116 f.] Wenn möglich sollte eine einzige Reihe von Pfählen angeordnet werden, damit wird neben der horizontalen Verformung auch eine Verdrehung im Pfeilerfuß bzw. Pfahlkopf möglich. [6 S. 117 f.]

Neben der Widerlagerwand und der Gründung 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. Zu berücksichtigen ist weiters, dass für die Tragsicherheit der Stützen von einer unteren Grenze, jedoch für die Zwänge im Überbau eine obere Grenze der Stützensteifigkeit angesetzt werden. [6 S. 111ff.] [4 S. 23] Hinsichtlich der Stützenanordnung in Längsrichtung gilt es zu beachten, dass eine Reduktion der Stützenanzahl mit einer Reduktion der Verformungsfähigkeit einhergeht. Dies lässt sich auf eine

überproportionale Zunahme der einzelnen Pfeilerabmessungen zurückführen. Dieser Umstand kann jedoch durch die Anordnung von Doppelpfeilern verbessert werden. Wie in [6 S. 114] erläutert, beeinflusst die Quersteifigkeit der Pfeiler, vor allem bei Brücken mit einer Krümmung im Grundriss, das Verhalten entscheidend. Ziel ist es, diese Quersteifigkeit gering zu halten, um die durch die Krümmung gewonnenen Vorteile hinsichtlich Zwang aufgrund der Verformbarkeit aufrecht zu erhalten. Dies kann durch die Auflösung eines einzelnen Pfeilers in mehrere nebeneinander angeordnete Pfeiler mit kleineren Querschnittsabmessungen gewährleistet werden [6 S. 114 f.]. Die Stützengestaltung hat jedoch auch für gerade Brücken großen Einfluss. Nicht nur die Querschnittsabmessungen und das Materialwahl sind von Bedeutung sondern auch die Knotenausbildung im Stützenkopf (z.B. Anordnung einer Voute) und die Stützenlänge. Die Dimensionierung von Pfeilern ist ein iterativer Prozess, da sie an das Verhalten des Überbaus gekoppelt sind. [6 S. 114 f.]

4.2 ZWANGSBEANSPRUCHUNG

Der Einfluss von Zwangsschnittgrößen, speziell im Grenzzustand der Tragfähigkeit, ist für konventionelle Brücken von untergeordneter Bedeutung. Dies resultiert aus der Tatsache, dass diese Tragwerke über ein ausreichendes Verformungsvermögen verfügen, welches einen Abbau der Zwangsschnittgrößen ermöglicht. [6 S. 119] Integrale Brückenbauwerke verhalten sich in dieser Hinsicht jedoch anders. Bei deren Bemessung müssen die Zwangsnormalkräfte in die Berechnung miteinbezogen werden. Ihr Verformungsvermögen ist nicht groß genug, um die Zwangsschnittgrößen ausreichend abzubauen. [4 S. 25] Auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit reichen die Verformungen meistens nicht aus, um einen vollständigen Abbau der Zwänge sicherzustellen. Zwangskräfte müssen daher bei der Bemessung von monolithischen Brücken sowohl im Gebrauchs- als auch im Tragfähigkeitszustand berücksichtigt werden. [6 S. 119] Als Beispiele für Zwangsbeanspruchungen können Temperatureinwirkungen, Einwirkungen aus Kriechen, Schwinden, Relaxation und Vorspannungen genannt werden. [4 S. 1 ff.] Konkrete Richtlinien und ausreichende Erfahrung zur Berücksichtigung der Zwangsnormalkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind im Moment jedoch noch nicht bzw. nur kaum normativ festgehalten. [6 S. 119]

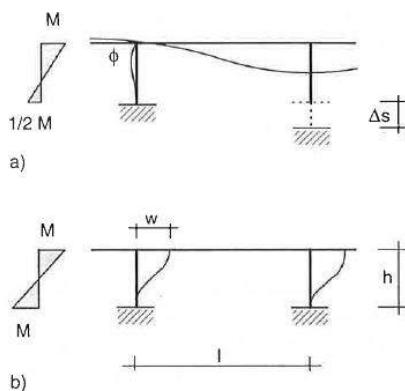


Abbildung 11: Vergleich a) Stützensenkung und b) Längenänderung Überbau [7 S. 142]

Das Ausmaß der entstehenden Zwangsbeanspruchungen im Brückentragwerk ist von verschiedenen, sich gegenseitig beeinflussenden Parametern abhängig. 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 (s. Kap. 4.1). Bei der Betrachtung von Zwangseinwirkungen auf ein Rahmentragwerk ist die Differenzierung von zwei Fällen sinnvoll. Unterschieden werden die Auswirkungen einer Stützensenkung (Abbildung 11a) oder einer ungleichmäßigen Temperaturbelastung (Abbildung 11b) im Überbau und eine Längsausdehnung des Überbaus. 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 z.B. als Resultat einer Temperaturänderung oder zufolge Schwindens wider. Im Gegensatz zu monolithischen Brückenbauwerken führen diese Einwirkungen bei horizontal verschieblich gelagerten Brücken zu keinen zusätzlichen Spannungen. [7 S. 142].

4.2.1 TEMPERATUR

Temperatureinwirkungen entstehen aus der sich ständig ändernden Temperaturganglinie. Wie sich die Temperatur über den Querschnitt verteilt, ist von einer Vielzahl an Faktoren abhängig. Als Beispiele können die Strahlungsintensität der Sonne, der Einstrahlungswinkel, die Querschnittsgeometrie, die Farbe des Tragwerks, die Art des Brückenbelages und dessen Eigenschaften etc. genannt werden.

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, nichtlineare 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. [14 S. 659 f.] Es erweist sich als zweckmäßig und ausreichend, die komplexe Temperaturverteilung in Bauteilquerschnitten vereinfacht als Kombination aus einer konstanten und einer linearen Verteilung im Rechenmodell abzubilden. Die konstante Temperaturänderung ruft bei Behinderung einen zentralen Zwang und somit Normalkräfte hervor. Ist eine freie Verformung möglich, kommt es zu einer unbehinderten Längenänderung. Eine behinderte lineare Temperaturänderung ruft Momente hervor, während es im unbehinderten Zustand zu Krümmungen kommt. [8 S. 10 f.] Eine Behinderung der Überbauverformungen durch Zwang stellt sich bei integralen Brücken mit üblichen Abmessungen nur in geringem Maße ein. Die auftretenden Verschiebungen und Verdrehungen wirken auf den angrenzenden Baugrund. Da es sich bei der Temperatureinwirkung um eine zyklische Einwirkung handelt, kommt es im Tragwerk zu sogenannten Pumpbewegungen (s. Abbildung 15). [6 S. 104]

Temperatureinwirkungen unterliegen sowohl täglichen als auch saisonalen Schwankungen. Diese haben stochastischen Charakter. Für die Bauwerksbemessungen werden saisonale Temperaturen angesetzt, die eine bestimmte Auftretenswahrscheinlichkeit³ überschreiten. Um der Realität entsprechende Temperatureinwirkungen ansetzen zu können, müssen Kenntnisse über die Bauwerksreaktionen vorhanden sein. In Abbildung 12 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. [14 S. 667 ff.]

³ charakteristischer Wert – im Mittel alle 50 Jahre

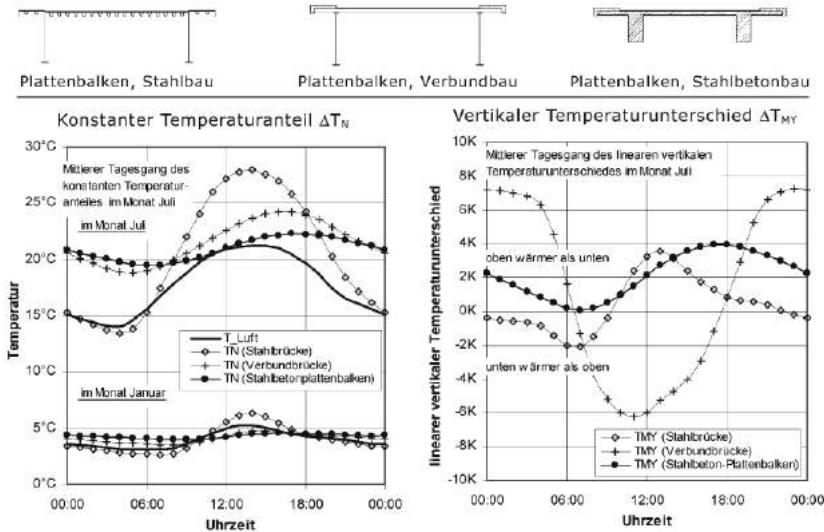


Abbildung 12: Ersatztemperaturverteilungen T_n und ΔT_{MY} [14 S. 668]

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 (s. Abbildung 13) 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 $1.4 \times 10^{-5}/K$. [15] Die Einwirkungen können die Lager, den Brückenüber- und Brückenunterbau betreffen und sind durch vorausschauende Planung zu vermeiden. [14 S. 667 ff.] Vollständigkeitshalber sollte erwähnt werden, dass eine Temperaturbeanspruchung des Brückentragwerks auch durch die Bildung von Hydratationswärme während des Abbindens von Beton oder durch den Heißeinbau eines Fahrbahnbelaages bei Straßenbrücken entstehen kann. [6 S. 104]

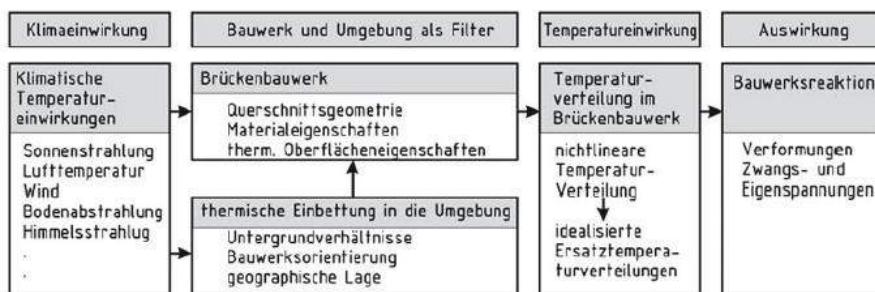


Abbildung 13: Einwirkungen und Auswirkungen klimatischer Beanspruchungen [14 S. 663]

Bauwerksreaktionen zufolge Temperaturbeanspruchungen können sich bei zwangsfrei gelagert, statisch bestimmten System frei einstellen. In Abbildung 14 sind die sich daraus ergebenden Verformungen dargestellt. Bei statisch unbestimmten Systemen werden die Verformungen aus zyklisch-aufgetretender Temperaturbelastung ΔT behindert und führen zu Zwangsnormalkräften und Zwangsmomenten im Tragwerk, welche von Materialeigenschaften beeinflusst werden. [15]

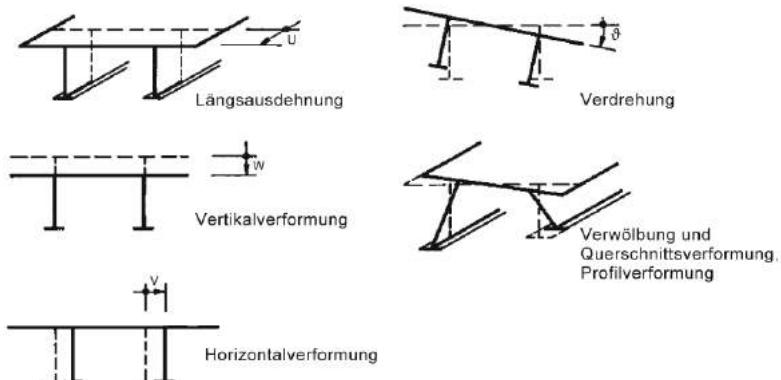


Abbildung 14: Tragwerksreaktionen von Brückenquerschnitten [14 S. 664]

4.2.2 KRIECHEN, SCHWINDEN UND RELAXATION

Durch die viskosen Eigenschaften von Beton, welche hauptsächlich durch die Zementmatrix geprägt sind, entsteht ein stark zeitabhängiges Verformungsverhalten. Dieses lässt sich zur einfacheren Betrachtung in Kriechen, Schwinden und Relaxation unterteilen. Die Verformungen aus Kriechen und Schwinden sind bei der Tragwerksplanung zu berücksichtigen und durch genügend große Bewegungsfreiheit oder durch eine ausreichende Tragkapazität sicherzustellen. Da sich bei integralen Brücken Verformungen nicht frei einstellen können, erzeugen Kriechen und Schwinden Zwangsbeanspruchungen im Tragwerk.

Bei monolithisch ausgeführten Bauwerken ruft Schwinden größtenteils zentrische Zwangsbeanspruchungen hervor. Die entstehenden Schwindverkürzungen werden durch die Bewehrung behindert, was zu Druckspannungen im Bewehrungsstahl und zu Zugspannungen im Beton führt. [8 S. 11] Grundsätzlich wird zwischen dem chemischen Schwinden (Hydratationsprozess) und dem Trocknungsschwinden unterschieden. Beim Trocknungsschwinden kommt es in trockener Umgebung zu einer Feuchtigkeitsabgabe (Volumenverkleinerung), hingegen in feuchterer Umgebung zu einer Feuchtigkeitszunahme (Volumenvergrößerung). Das Schwindmaß hängt vom w/z-Wert, von den Lagerungsbedingungen und vom verwendeten Zement ab (s. Tabelle 2). Schwindverformungen entwickeln sich häufig über viele Jahre. Durch Behinderung dieser Verformungen entstehen Zwangsbeanspruchungen im Tragwerk.

Tabelle 2: Parameter der Beeinflussung des Schwindens [4 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 Verformungszunahme mit zunehmender Zeitdauer der Beanspruchung des Tragwerkes wird als Kriechen bezeichnet. Die Kriechverformung setzt sich 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. 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. [4 S. 8 f.]

Tabelle 3: Parameter der Beeinflussung der Kriechzahl [4 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 erhartenden 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

Der Begriff Relaxation bezeichnet den zeitabhängigen Abbau der Spannungen bei vorhandener Dehnung. [16 S. II-19] Für die auftretenden Temperaturschwankungen ist der Effekt der Relaxation von Bedeutung. Die durch Erwärmung entstehenden Druckspannungen können durch Relaxation teilweise abgebaut werden und auch die durch Abkühlung auftretenden Zugspannungen werden abgemindert und erreichen somit möglicherweise nicht die Rissspannung. Zu bemerken ist, dass der Effekt der Relaxation mit zunehmendem Betonalter abnimmt. Da Schwinden im jungen Betonalter auftritt, ist hier der Einfluss der Relaxation größer als es beispielsweise für Temperaturschwankungen im späten Alter der Fall ist. [8 S. 89]

4.2.3 VORSPANNUNG

Eine Vorspannung in Längsrichtung führt dazu, dass das Bauwerk eine Stauchung erfährt. Das Ausmaß dieser Tragwerksverkürzung lässt sich sehr gut abschätzen, da sie hauptsächlich von der Steifigkeit des Überbaus abhängt. [4 S. 9] Bei integralen Brücken ist zu beachten, dass nicht die gesamte Vorspannkraft im Überbau wirkt, sondern teilweise direkt über den Unterbau in den Boden abgetragen wird. [9 S. 297]

4.2.4 ÜBERLAGERUNG DER ZWANGSSCHNITTGRÖßen

Die behinderten Überbauverformungen setzen sich, wie bereits angesprochen, aus einem zyklisch wirkenden Temperaturanteil, den Langzeitverformungen des Betons und einer möglichen Vorspannung zusammen. [6 S. 105] In [4 S. 11 f.] wird der Einfluss des Betonalters bei Fugenschluss auf Überbauverkürzungen dargestellt (s. Tabelle 4). Dabei werden typische Werte für vorgespannte Betonbrücken betrachtet. Für die Temperatur beim Betonieren werden $20 [^{\circ}\text{C}]$ und bei Fugenschluss $10 [^{\circ}\text{C}]$ angesetzt. Es zeigt sich, dass die auftretenden Verformungen um ca. 50% verringert werden können, wenn während der ersten 60 Tage nach der Herstellung zwängungsfreie Verformungen im

Überbau ermöglicht werden. Die längeren bis zum Fugenschluss untersuchten Zeitdauern sind jedoch für die Praxis weitestgehend irrelevant.

Tabelle 4: Wirksame Überbauverkürzungen - Einfluss des unterschiedlichen Betonalters beim Fugenschluss (in %) [4 S. 12]

Ursache		Zwängungsfreie Verkürzung während ... Tagen zugelassen (Betonalter bei Fugenschluss)			
		0 d	60 d	180 d	365 d
Temperatur ($10^{\circ}\text{C} \pm 20^{\circ}\text{C}$)	[10^{-6}]	-300 ⁽¹⁾	-200 ⁽¹⁾	-200 ⁽¹⁾	-200 ⁽¹⁾
Hydratationswärme	[10^{-6}]	-100	0	0	0
Vorspannung (elast. Anteil)	[10^{-6}]	-150	0	0	0
Kriechen	[10^{-6}]	-280	-195	-125	-105
Schwinden	[10^{-6}]	-200	-160	-105	-70
Total	[10^{-6}]	-1030	-555	-430	-375

4.2.5 ABBAU/REDUKTION VON ZWANGSSCHNITTGRÖßen

Wie in den vorigen Kapiteln erläutert, dient das Relaxationsverhalten des Betons dazu, Zwangsbeanspruchungen abzubauen. Eine genaue Modellierung dieses Verhaltens ist jedoch schwierig, da einerseits die kriecherzeugenden Spannungen und andererseits das Kriechvermögen des Betons Funktionen in Abhängigkeit der Zeit sind. Aufgrund dieser Tatsache ist es in der Praxis üblich das von Trost [17] entwickelte Verfahren anzuwenden. Dabei wird durch die Einführung des konstanten Relaxationsfaktors μ dem reduzierten Kriechvermögen des Betons im späteren Alter Rechnung getragen. Der Abbau der Zwängungen kann abhängig von deren Wirkungsbeginn und deren Wirkungsdauer in den günstigsten Fällen bis zu 80% betragen.

Saisonale Temperaturschwankungen erfahren jedoch eine geringe Reduktion durch die Relaxation. Ein noch geringerer Effekt ist aufgrund der sehr kurzen Wirkungsdauer bei täglichen Temperaturschwankungen festzustellen. [4 S. 12 f.]

4.3 BODEN-BAUWERKSINTERAKTION

Anhand von Kapitel 4.1 und 4.2 wurde erkenntlich, dass die vorhandenen Steifigkeiten des Bauwerks eine große Rolle im Entwurf und der anschließenden Bemessung spielen. Daraus lässt sich ableiten, dass auch der Übergang zwischen Bauwerk und dem anstehenden Boden von großer Bedeutung ist. [4 S. 13]

4.3.1 ERDDRUCK – THEORETISCHE GRUNDLAGEN

Eines der wichtigsten Verhältnisse eines integralen Brückenbauwerks ist das der Längssteifigkeit des Überbaus zur Unterbausteifigkeit. Für die meisten Fälle ist die Steifigkeit des Unterbaus so gering, dass die Verformungen im Überbau zum Großteil ermöglicht werden. Diese Verschiebungen müssen somit vom Unterbau und dem angrenzenden Erdreich aufgenommen werden. [4 S. 14] Die Erddrücke entstehen durch monotone und zyklische Bewegungen des Bauwerks. [9 S. 296]

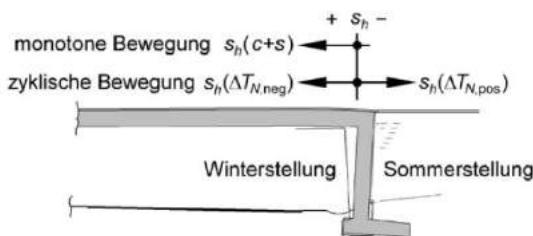


Abbildung 15: Darstellung der Bauwerksverschiebung aufgrund monotoner bzw. zyklischer Bewegungen [9 S. 296]

Eine Bewegung weg vom Erdreich ist schon in sehr geringem Maße (Promillebereich) ausreichend, um den aktiven Erddruck (E_a) zu mobilisieren. Eine Verschiebung hin zum Erdreich weckt Teile des passiven Erddrucks (E_p). Um diesen vollständig zu mobilisieren sind jedoch große Verschiebungen nötig. [18 S. 370] Diese Pumpbewegung ist in Abbildung 15 dargestellt. Der Zusammenhang zwischen Verschiebung und dem mobilisierten Erddruck wird qualitativ in Abbildung 16 für die Parallelverschiebung einer Wand dargestellt. In der Literatur finden sich hierzu verschiedene Ansätze und Mobilisierungsfunktionen. Deren Anwendbarkeit ist jedoch stark von den jeweiligen Randbedingungen abhängig (s.a. Kapitel 5.3)

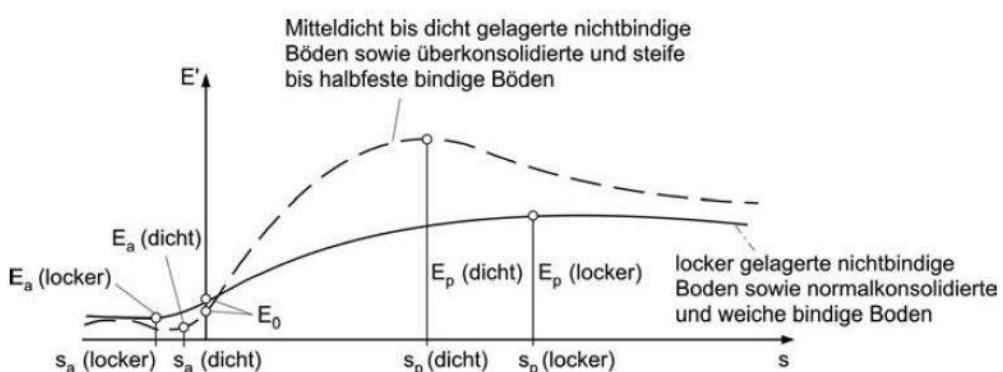


Abbildung 16: Qualitativer Zusammenhang zwischen Verschiebung und mobilisiertem Erddruck (Parallelverschiebung der Wand) [18 S. 371]

4.3.2 ERDDRUCK BEI MONOTONER BEANSPRUCHUNG

Unter die monotonen Beanspruchungen fallen Kriechen, Schwinden sowie die Vorspannung. Diese führen zu einer Tragwerksverkürzung und somit zu einer Abminderung des Erddruckes. In den Untersuchungen von Vogt [19] und England [20] werden diese Beanspruchungen jedoch nicht berücksichtigt. In der Literatur wird ihr Einfluss auf die Setzungen und somit auf die Gebrauchstauglichkeit (Fahrkomfort) erwähnt. [6 S. 109]

4.3.3 ERDDRUCK BEI ZYKLISCHER BEANSPRUCHUNG

Zyklische Beanspruchungen resultieren aus den Temperaturänderungen, dabei kommt es zu einer Tragwerksausdehnung und -verkürzung (Pumpbewegung – s. Abbildung 15). Bei einer negativen Verschiebung kommt es zu einer Nachverdichtung der Widerlagerhinterfüllung. Während dieser Phase führt dies zu erhöhten Erddräcken. Bei einer darauffolgenden positiven Verschiebung kommt es jedoch zu Setzungen hinter der Widerlagerwand. Die Größe des Erddruckes ist dabei von dem Ausmaß der Widerlagerverschiebung abhängig. [4 S. 14 ff.] Es ist jedoch noch nicht ausreichend geklärt, wie hoch der Einfluss der Lastspielzahl ist und welche Bedeutung die Richtung der ersten Bauwerksbewegung hat. [8 S. 24]

Weiters ist noch kein einheitlicher Ansatz für den Erddruck aus zyklischer Tragwerksausdehnung vorhanden und es unterscheiden sich die Ansätze in verschiedenen Ländern. In Finnland [21] ist beispielsweise der gesamte passive Erddruck bei einer Rotation von 2 Promille um den Fußpunkt anzusetzen. In der Schweiz [22] sowie in England [23] ist als obere Grenze der halbe passive Erddruck zu berücksichtigen. [4 S. 14 ff.] Abhängig von der Ausbildung der Hinterfüllung und des Widerlagers sind also Werte für den Erddruck im Bereich von 0 (bei speziellen Vorkehrungen) bis $E_p/2$ realitätsnah. Diese Annahmen sind jedoch aufgrund der unterschiedlichen Böden nicht zu generalisieren. Vielmehr ist es notwendig, eine enge Zusammenarbeit zwischen Bodengutachter und Tragwerksplaner anzustreben. Für die Abbildung der Bodenparameter kann eine Fallunterscheidung durch einen oberen und einen unteren Grenzwert sinnvoll sein. [6 S. 108 f.]

4.3.4 REIBUNGSKRÄFTE

Für integrale Brücken ergeben sich die Reibungskräfte aus Wand- und Sohlreibung. Die Wandreibung wirkt dabei in Ebenenrichtung der Widerlagerwand und ist abhängig von der Rauigkeit der Wand und dem horizontalen Erddruck. [6 S. 117] Die Wandreibungskräfte liegen jedoch in einer Größenordnung, welche für eine überschlägige Bemessung nicht relevant ist. [8 S. 25] Die Sohlreibung ist von der Rauigkeit der Sohle sowie von der vertikalen Auflast ableitbar. Dabei können die Reibungskräfte stets in beide Richtungen auftreten. Die Sohlreibung hindert die Überbauverformungen bei einer Flachgründung und verursacht somit Zwangskräfte. [6 S. 117]

4.4 ÜBERGANG BRÜCKE – FREIE STRECKE

Im hochrangigen Straßennetz wird das unterschiedliche Verhalten von Brückentragwerk und Dammkörper durch die Ausbildung einer geeigneten Übergangskonstruktion berücksichtigt. Einerseits tritt ein großer Steifigkeitssprung zwischen Tragwerk und Hinterfüllung auf, welcher durch die Anordnung einer Schleppplatte ausgeglichen wird. Andererseits müssen die Längenänderungen der Brücke aus thermischer Verformung bzw. Kriechen und Schwinden des Betons am Brückenende aufgenommen werden [2]. Eine Anordnung von Schleppplatten gemäß [5 S. 7] bietet folgende Vorteile:

- *Steifigkeitsübergang zwischen Tragwerk und umgebenden Boden und Ausgleich allfälliger Setzungen der Hinterfüllung*
- *Verlagerung der Bewegungskonzentration in einem Bereich hinter dem Tragwerk am Ende der Schleppplatte der Erhaltungstechnisch unkritisch ist*
- *Ableitung der Verformung in tiefere Schichten (fugenlose Fahrbahnausbildung möglich) und Verteilung der Dehnung im Fahrbahnbelag auf eine größere Länge*

4.4.1 ÜBERGANGSKONSTRUKTION BEI KONVENTIONELLEN BRÜCKEN

Bei konventionellen Brücken ist der Überbau vom Widerlager durch Lager und Übergangskonstruktionen getrennt. Folglich werden die horizontalen Verformungen des Brückentragwerks nicht auf die Hinterfüllung übertragen. Die Übergangskonstruktion sollte eine behinderungsfreie Längsverformung des Überbaus ermöglichen. In Abbildung 17 ist der Aufbau einer Übergangskonstruktion für konventionelle Brücken schematisch dargestellt.

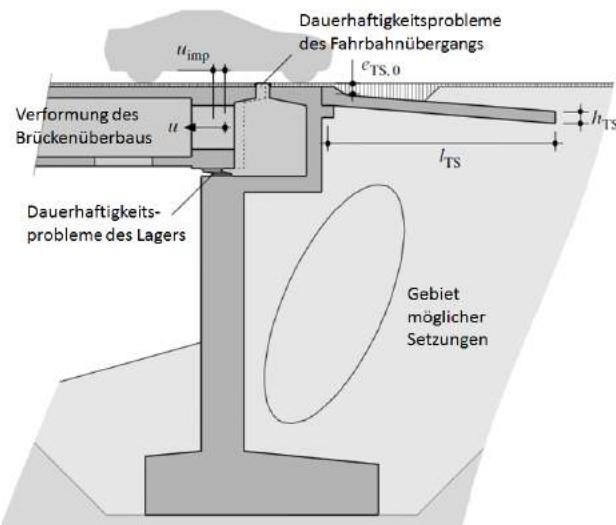


Abbildung 17: Ausführung und häufige Probleme der Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken [24]

Fahrbahnübergänge und Lager müssen zum Teil mehrmals während der Lebensdauer einer Brücke erneuert werden [2]. Durch schadhafte Fahrbahnübergangskonstruktionen kann vor allem im Winter salzhaltige Feuchtigkeit in den Widerlagerbereich eindringen. Dies verursacht Korrosion der Lager und beeinflusst die Dauerhaftigkeit negativ (s. Abbildung 5).

Durch die unterschiedliche Steifigkeit von Tragwerk und Dammkörper ist mit Setzungen hinter dem Widerlager zu rechnen, dies wirkt sich negativ auf den Fahrkomfort aus. Die Anordnung einer Schleppplatte kann die unterschiedlichen Setzungen nicht verhindern, schafft aber einen kontinuierlichen Übergang und verbessert somit den Fahrkomfort [25].

4.4.2 ÜBERGANGSKONSTRUKTION BEI INTEGRALEN BRÜCKEN

Mit dem Trend vor allem Brücken kleinerer und mittlerer Längen als integrale Brücken auszuführen, ergeben sich neue Anforderungen an die Übergangskonstruktion. Durch die monolithische Verbindung des Tragwerks mit dem Widerlager kommt es bei integralen Brücken aus Temperaturänderungen und Langzeitverformung durch Kriechen und Schwinden des Betons zu horizontalen Verschiebungen der Widerlagerwand und folglich der Schleppplatte (vgl. Kapitel 4). Diese muss somit nicht nur den vertikalen Setzungsunterschied ausgleichen, sondern ist auch horizontalen Verschiebungen unterworfen [26]. In Abbildung 18 ist die Ausführung einer Übergangskonstruktion für integrale Brücken schematisch dargestellt.

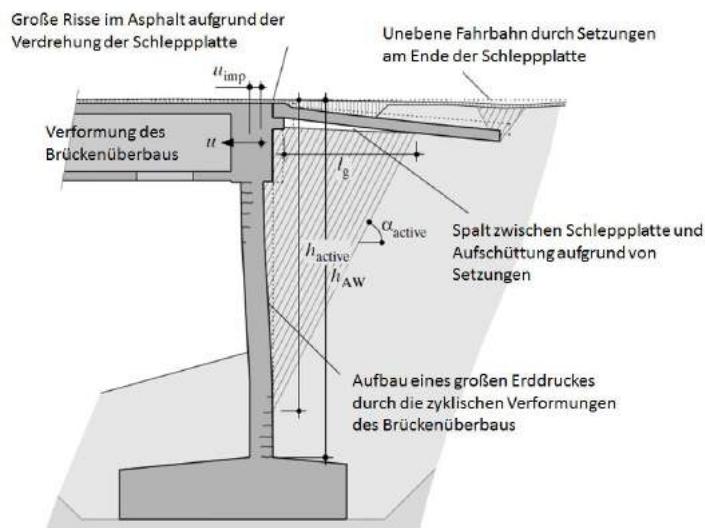


Abbildung 18: Ausführung und häufige Probleme der Übergangskonstruktion bei integralen Brücken [24]

Die häufigsten Probleme bei der Übergangskonstruktion von integralen Brücken sind folgende:

- Risse im bituminösen Belag beim Übergang zw. Tragwerk und Schleppplatte infolge Verdrehung der Schleppplatte
- Bildung eines Hohlraums unter der Schleppplatte aufgrund von Setzungen hinter der Widerlagerwand
- Unebene Fahrbahn aufgrund von Setzungen am Ende der Schleppplatte
- Hoher Erddruck auf Widerlagerwand, infolge zyklischer Verformungen des Brückenüberbaus
- Große Risse im bituminösen Belag am Ende der Brücke aufgrund der horizontalen Verformung des Überbaus

4.4.3 NORMATIVE AUSFÜHRUNGSFORMEN BEI INTEGRALEN BRÜCKEN

In Österreich regelt [27] die Verwendung und konstruktive Durchbildung von Schleppplatten. Ist im Bereich hinter den Widerlagern mit Setzungen zu rechnen, welche den Verkehr beeinträchtigen oder zu laufenden Instandhaltungsarbeiten führen, sind Schleppplatten anzuordnen. Die Länge der Schleppplatte sollte zwischen 3 – 5 m sein, die Mindestlängsneigung der Schleppplatte hat 3 % zu betragen [27]. Das Planungshandbuch der ASFINAG schlägt für integrale Brücken eine Ausführung der Schleppplatte gemäß Abbildung 19 vor [28].

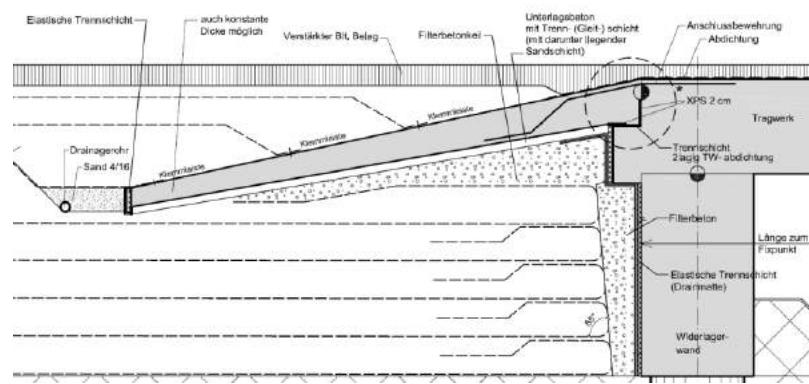


Abbildung 19: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [28]

In der Schweiz regelt die vom Bundesministerium für Straßen (ASTRA) herausgegebene Richtlinie [2] die Ausführung von Schleppplatten. Auf Hochleistungsstraßen sind grundsätzlich Schleppplatten anzuordnen. Die Dicke der Schleppplatte hat in der Regel 30 cm und die Länge 3 m zu betragen. Als Mindestneigung sind 10 % angegeben [2]. Abbildung 20 zeigt die Ausführung der Schleppplatte laut ASTRA.

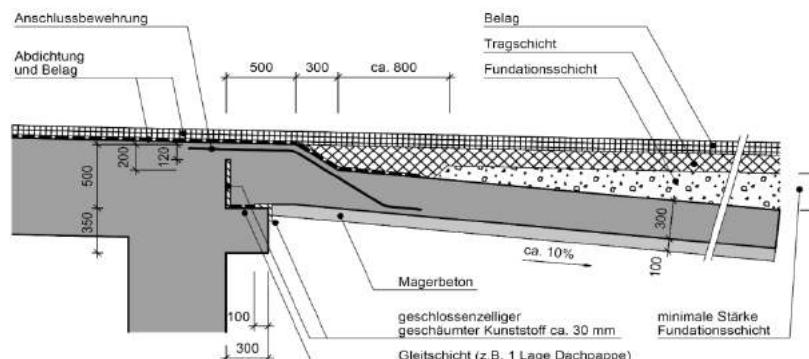


Abbildung 20: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [2 S. 30]

In Deutschland werden Schleppplatten in derzeit noch in Bearbeitung befindlichen Richtlinie [29] geregelt. Die Schleppplattendicke beträgt dabei konstant mindestens 40 cm oder veränderlich mindestens 30 cm. Die Oberflächenneigung hat dabei mind. 3% zu betragen (s.a. Abbildung 21). Die Richtlinie verweist dabei auf die ZTV-Ing 8.2.

Typ I: Tiefliegende Schleppplatte mit Lagerung am Widerlager

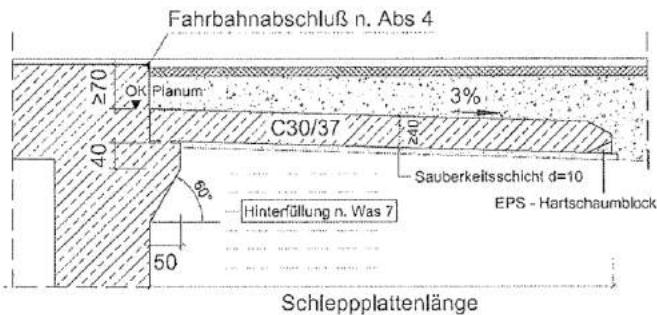


Abbildung 21: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [29 S. 17]

In den Vereinigten Staaten gibt es je nach Bundesstaat leicht unterschiedliche Ausführungsvarianten von Schleppplatten. In der Regel handelt es sich um obenliegende gerade Schleppplatten. In einigen Bundesstaaten ist eine Ausbildung eines Auflagerbalkens („Sleeper Beam“) vorgesehen. Die Länge variiert dabei von 6 – 16 m [30] und die Dicke variiert zw. 23 und 43 cm [25]. Abu-Hejleh et al. [31] schlägt als maximale Neigung 0,5 % vor. In Abbildung 22 ist beispielhaft das Schleppplattendetail vom Missouri Department of Transportation [32] dargestellt.

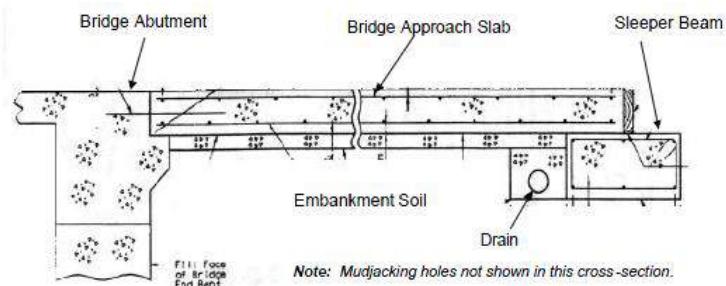


Abbildung 22: Schleppplattendetail laut [32]

In Kanada wird in der Regel eine obenliegende gerade Schleppplatte ausgeführt. Beispielhaft wird hier auf den Bridge Structures Design Criteria von Alberta [11] eingegangen. In diesem ist geregelt, dass die Schleppplatte mindestens 6 m lang und die Neigung kleiner als 0,5 % sein sollte. Die Dicke der Schleppplatte soll nicht weniger als 30 cm betragen. In Abbildung 23 ist die Ausführung der Schleppplatte dargestellt. Die Ausführung erfolgt mit Auflagerbalken, der Anschluss der Schleppplatte an den Oberbau der Brücke hat gelenkig zu erfolgen.

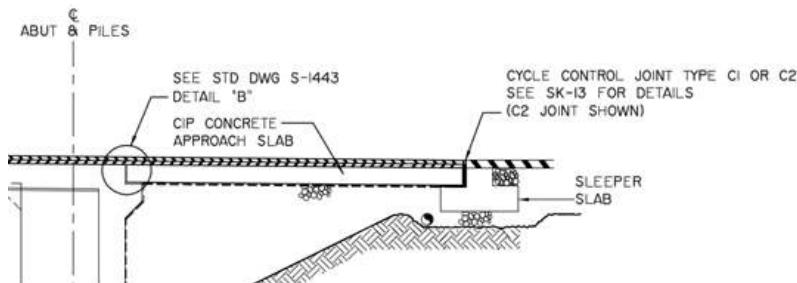


Abbildung 23: Schleppplattendetail laut [11]

4.4.4 INNOVATIVE AUSFÜHRUNGSFORMEN

VIADUKTE AUTOBAHN A73-SÜD - NIEDERLANDE

Auf der Autobahn A73-süd im Bereich Mitte Limburg, Niederlande, wurden von 2003 bis 2008 zwanzig integrale Brückentragwerke gebaut. Dabei wurde eine fugenlose Übergangskonstruktion von Tragwerk zu Hinterfüllung ausgeführt, siehe Abbildung 25. Bei dieser mehrschichtigen Konstruktion wird eine mind. 5 m lange Schleppplatte verwendet, welche auf einer Lage stabilisierten Sandes aufliegt. Als Unterschicht wird ein Thermifalt verwendet, darüber befinden sich einige Lagen polymermodifizierten Asphaltes. Zur Beschränkung der Rissbreiten und Aufnahme der Zugkräfte wird ein Glasfasergewebe angeordnet. Abschließend kommt eine Deckschicht aus dichtem oder sehr offenporigem Asphaltbeton [33]. Bei dieser Ausführung werden die Verformungen der Brücke in die tieferen Schichten der Gleitschicht eingeleitet. Der lagenweise Aufbau der Konstruktion begünstigt den Abbau der Verformungen durch Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Lagen. Die eingelegten Glasfasergewebe nehmen bei Verkürzung der Brücke Zugkräfte auf und beschränken so die Rissbreiten in den einzelnen Lagen.

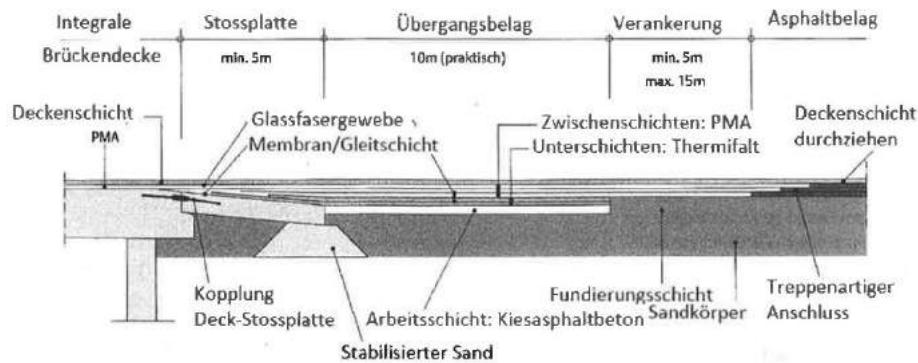


Abbildung 24: Schleppplattendetail der Viadukte Autobahn A73-süd Niederlande [33]

BRÜCKE OBERWART

Im Sommer 2011 wurde die Umfahrung Oberwart 2. Teil eröffnet, dabei handelt es sich um einen 1,1 Kilometer langen Lückenschluss zwischen der B63 und der B50 [34]. Im Zuge dieses Projektes wurde eine 90 m lange integrale Brücke mit steifen Widerlagern erbaut. Die Schleppplatte wurde in zwei Teilen ausgeführt. Der erste Teil ist biegesteif mit dem Tragwerk verbunden und auch konstruktiv in die Flügel eingespannt. Somit wird auch bei Setzungen hinter dem Widerlager ein guter Fahrkomfort gewährleistet. Der zweite Teil besteht aus einer dünnen Schleppplatte aus bewehrtem Gummibeton, welche die horizontalen Bewegungen des Tragwerks in den Untergrund einleitet, siehe Abbildung 25. Für die dünne Schleppplatte wurde ein Gummibeton G 70 mit 70 Vol.-% Gummigranulat (0,4/ 1,8 mm) und 30 Vol.-% Zement verwendet. Dieser hat einen E-Modul von ca. 0,343 GPa [35]. Im Zuge der Errichtungsarbeiten der Brücke wurden Extensometer in die Gummibetonschleppplatte eingelegt und mit der Bewehrung verbunden (s. Abbildung 25 (re)). Mit dieser Messkonfiguration werden die Verformungen in der Schleppplatte gemessen. Es wurde festgestellt, dass bei der Ausbildung eines steifen Widerlagers ca. 87 % der unbehinderten Temperaturausdehnung am Anfang der Gummibetonschleppplatte auftreten [36]. Um großen Zugspannungen im Winter entgegen zu wirken, wurde das Tragwerk bei kalter Witterung im November mit einem Beton der Wärmeentwicklungsklasse W 40 betoniert.

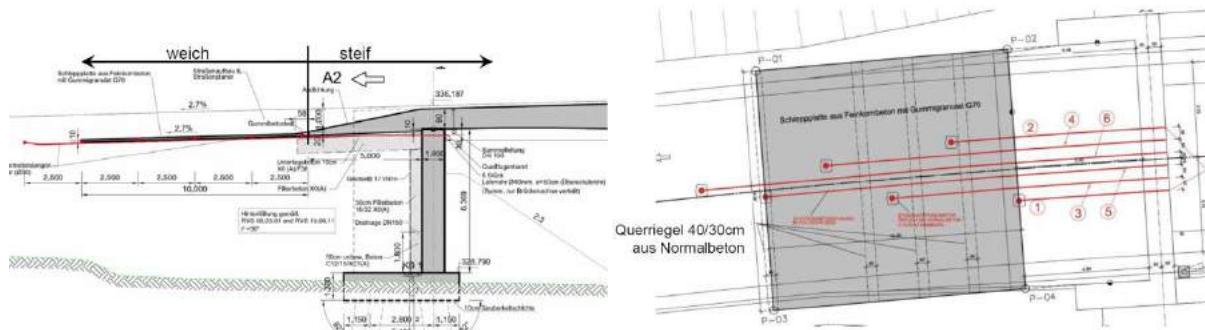


Abbildung 25: Schleppplatte Brücke Oberwart: Längsschnitt (li) und Grundriss (re) [36]

SEITENHAFENBRÜCKE WIEN

Die Seitenhafenbrücke in Wien verbindet den Hafen mit dem Hauptverkehrsnetz von Wien. Es handelt sich dabei um eine 130 m lange integrale Brücke mit flexiblen Widerlagern, siehe Abbildung 26. Das Widerlager ist durch eine 20 cm dicke kompressible EPS-Schicht von der Hinterfüllung entkoppelt, auch die Bohrpfähle sind durch eine Weicheinlage umgeben, dadurch wird eine möglichst zwängungsfreie Ausdehnung des Tragwerks ermöglicht. Zum Ausgleich der Relativverschiebungen zwischen Tragwerk und Schleppplatte ist eine elastische Belagsdehnfuge „Silent Joint 900“ angeordnet. Bei dieser Variante werden die Relativverschiebungen konzentriert zwischen Widerlagerwand und Schleppplatte mittels einer Dehnfuge abgebaut. Ein Nachteil dieser Konstruktion ist der größere konstruktive Aufwand zur Herstellung der Widerlagerwand. Des Weiteren ist die Dichtigkeit bzw. die Dauerhaftigkeit der elastischen Belagsdehnfuge zu hinterfragen [37].

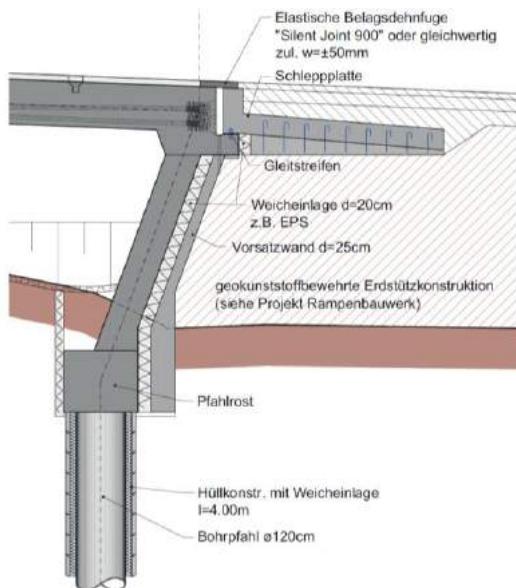


Abbildung 26: Widerlagerdetail Seitenhafenbrücke Wien [37]

5 STAND DER TECHNIK

Im Folgenden werden beispielhaft Regelwerke für integrale Brücken kurz dargestellt und die wesentlichen Inhalte erläutert.

5.1 ÖSTERREICH

In Österreich ist derzeit eine Richtlinie [5] in Bearbeitung, die auf den Ergebnissen von [6 S. 118] basiert. Die Inhalte in [5] können vorab wie folgt zusammengefasst werden.

5.1.1 ANWENDUNGSBEREICH

Die RVS 15.05.12 ist gültig bis zu einer Brückenzahl L < 150m [5 S. 3]

5.1.2 ÜBERGANGSBEREICH FREIE STRECKE - BRÜCKENTRAGWERK

Es sind geeignete Maßnahmen in Abhängigkeit der Nutzungsanforderungen im Übergangsbereich freie Strecke und Brückentragwerk zu treffen. Für Brücken mit geringer Tragwerklänge ($L < 40,0\text{ m}$) und Brücken im untergeordneten Straßennetz wird in [5] vorgeschlagen, den Fahrbahnbelag durchlaufen zu lassen und die Hinterfüllung konventionell auszubilden. Bei einer Brückenzahl von $L > 40,0\text{ m}$ sollen Maßnahmen im geringen Umfang (z.B. Belagstrennschnitte und eine Magerbetonhinterfüllung) oder Maßnahmen im höheren Umfang (z.B.: Anordnung einer Schleppplatte wie in Abbildung 27 dargestellt) ausgebildet werden. [5 S. 5-7,13]

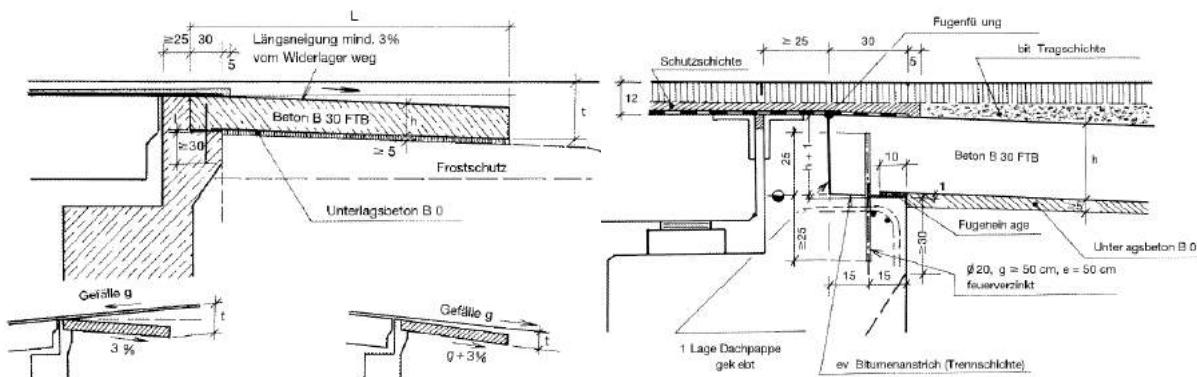


Abbildung 27 Schleppplattenausbildung bei konventionellen Brücken nach RVS 15.06.11

5.1.3 TRAGVERHALTEN

Zwänge zufolge der Behinderung der Längenänderung müssen bei der Bemessung berücksichtigt werden. Bei der Bemessung von vorgespannten integralen Brücken sollte bei der Ermittlung der Vorspannkraft beachtet werden, dass ein Teil dieser in den Baugrund bzw. Unterbau abfließt. Bei der Bemessung ist die Boden-Bauwerks-Interaktion zu berücksichtigen (vgl. Kapitel 4). Dabei sind lt. [5 S. 5-9,20] folgende Punkte näher zu betrachten:

- Nachgiebigkeit des Baugrundes und der Hinterfüllung
- durch die Widerlagerverschiebung mobilisierter Erddruck
- Steifigkeit der Widerlager und der Gründung
- Effekte aus der konstruktiven Ausbildung im Widerlagerbereich

5.1.4 AUSBILDUNG DES TRAGWERKES

Die Widerlagerausbildung soll im Hinblick auf das Interaktionsverhalten ausgebildet werden. Es gibt die Möglichkeiten einer steifen und einer flexiblen Widerlagerausbildung. Stützensteifigkeiten beeinflussen die Schnittgrößen und sind bei der Berechnung zu berücksichtigen. [5 S. 128] Die Widerlager integraler Brücken sollen senkrecht zur Hauptbewegungsrichtung angeordnet werden, bei einer schiefwinkeligen Anordnung müssen die Widerlager Rotationen aus Verformungen und Erddruckkräfte parallel und rechtwinkelig zur Widerlagerwand aufnehmen können. [5 S. 11] Je nach Ausführungsform der Gründung (weich oder steif) kann die Steifigkeit gesteuert werden. Es wird empfohlen steife Gründungen im Bereich des Bewegungsruhepunktes und weiche Gründungen an den Tragwerksenden anzutragen [5 S. 10,20]. Bei der Ausbildung von Flachgründungen sind folgende Grundsätze zu beachten [5 S. 20-21]:

- *klaffende Fugen im Untergrund sind zu vermeiden (abhebende Kräfte)*
- *steifere Widerlager können durch eine kastenförmige Ausführung erreicht werden*
- *weiche Widerlager können durch scheibenförmige Ausführung bzw. durch eine größere Widerlagerhöhe erzielt werden*

Bei der Ausbildung von Pfahlgründungen sind folgende Grundsätze zu beachten [5 S. 20-21]:

- *die Pfähle sind im statischen System mit realistischen Steifigkeiten zu berücksichtigen*
- *für ein flexibles Widerlager und Stützen eignet sich eine einzelne Pfahlreihe*
- *für ein weniger flexibles Widerlager bzw. weniger flexible Stützen eignen sich Pfahlgruppen, eventuell in geneigter Ausführung*
- *bei Berechnungen sind Grenzwertbetrachtungen durchzuführen*
- *wenn eine Reduktion der Steifigkeit im oberen Bereich eines Pfahles gewünscht wird, können entweder Weicheinlagen oder Auflockerungen mit einem Bagger durchgeführt werden*
- *die Mantelreibung der Pfähle darf nur in gesicherten Bereichen angesetzt werden (zyklische Beanspruchung im oberen Pfahlbereich)*
- *elastische Schichten im oberen Pfahlbereich erhöhen die Nachgiebigkeit der Gründung*

5.1.5 ERDDRUCKANSATZ

Es sind folgende Erddruckansätze zu berücksichtigen:

- reduzierter Erddruck in Folge Tragwerksverkürzung
- erhöhter Erddruck in Folge Tragwerksverlängerung

Der Ansatz des Erddruckes wird beeinflusst durch den Verschiebungsrührpunkt, der in Abhängigkeit der Steifigkeit und Geometrie des Tragwerkes, Gründung und Hinterfüllung bestimmt werden muss. Ab einer Tragwerkslänge von $L > 50$ m muss der Erddruckansatz in Abstimmung mit einem Bodengutachter erfolgen. Bei der Bemessung sind Grenzwertbetrachtungen der Bodenparameter durchzuführen. [5 S. 19,21] Der Erddruckansatz kann durch Einsatz folgender Maßnahmen reduziert werden [5 S. 20]

- Dauerhaft elastische Schichten
- Eigenstandsichere Hinterfüllung
- Einbau von Gleitschichten zwischen Hängeflügel und Hinterfüllung in Kombination mit einer Schleppplatte

5.1.6 BAUAUSFÜHRUNG

Um Zwangsschnittgrößen im Tragwerk zu reduzieren, eignen sich nachstehende Bauabläufe [5 S. 21-22]:

- Betonieren des Lückenschlusses bei kalter Temperatur
- Betonieren von beiden Widerlagern ausgehend, um die Einflüsse aus Schwinden im Überbau zu reduzieren

5.2 EUROPA

In Deutschland liegt derzeit keine Norm für die Bemessung und konstruktive Durchbildung von integralen Brücken vor. Eine Richtlinie für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten: Integrale Bauwerke ist derzeit in Bearbeitung (Stand 2011). Jedoch gibt es eine Vielzahl an Publikationen zum Thema „integrale Brücken“ wie z.B. [3] [7] [8] [9] [38] [39] [40] [41] [42] [43] [44] [45].

In Großbritannien werden konventionelle Brücken erst ab einer Länge von $L > 60$ m ausgeführt, seit 1996 stellen integrale Brücken die Regel dar (vgl. [20] [12]).

In der Schweiz werden integrale Brücken bzw. die Ausbildung von Brückenenden in [2], [4] und [46] behandelt.

5.3 ERDDRUCKANSÄTZE FÜR INTEGRALE BRÜCKEN

Im Folgenden werden die Erddruckansätze unterschiedlicher Länder miteinander verglichen.

5.3.1 RVS 15.02.12 (DERZEIT IN BEARBEITUNG)

Die RVS 15.02.12 [5] bietet für integrale Brücken mit einer Länge von weniger als 50 [m] unabhängig von sonstigen Einflüssen den Ansatz, einen oberen Grenzwert von $1,5 \cdot e_0$ oberhalb der Fundamentunterkante zu verwenden. Als unterer Grenzwert des Erddrucks wird der aktive Erddruck e_a bzw. 0 für eigenstandssichere Hinterfüllungen angegeben.

5.3.2 ASTRA 12 004 (2001) BZW. UK HIGHWAYS AGENCY DESIGN MANUAL FOR ROADS AND BRIDGES (2003)

Gemäß dem UK Highways Agency Design Manual for Roads and Bridges [23], auf welches auch die Richtlinie „Konstruktive Einzelheiten von Brücken“ des Schweizer Bundesamtes für Straßen [2] verweist, ist im ersten Schritt zwischen einer Rotation um einen Fußpunkt bzw. um einen fiktiven Drehpunkt und einer Translation der Widerlagerwand zu unterscheiden. Wo sich für den Fall der Rotation der Drehpunkt befindet und wie sich die Erddruckverteilung aufgrund der Nachverdichtung zusammensetzt ist schematisch in Abbildung 28 dargestellt.

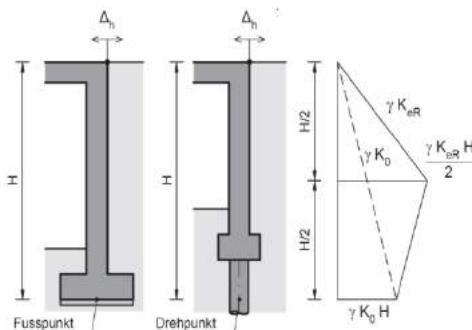


Abbildung 28: Erhöhter Erddruck aufgrund von Nachverdichtung lt. UK Highways Agency Design Manual for Roads and Bridges [2 S. 37]

Der erhöhte Erddruckbeiwert K_{eR} für eine Rotation um den Fußpunkt ergibt sich zu:

$$K_{eR} = K_0 + \left(33 \cdot \frac{\Delta h}{H} \right)^{0,6} \cdot K_p \leq K_p$$

K_0 ist dabei der Erdruhedruckbeiwert und K_p bezeichnet den passiven Erddruckbeiwert. Letzterer ist für einen Wandreibungswinkel von $\delta = -\varphi/2$ anzusetzen. Δh ergibt sich aus der Differenz der maximalen und der minimalen Kopfpunktverschiebung der Widerlagerwand unter der häufigen Lastfallkombination. Als H ist die Höhe zwischen Widerlagerwandkopf und deren Fußpunkt bzw. dem fiktiven Drehpunkt bei Pfahlfundierungen bezeichnet.

In der Schweizer Richtlinie wird weiters empfohlen, für Brücken mit einer Bewegungslänge $L < 15$ m den Erdruhedruck auf die Widerlagerwand anzusetzen.

Translatorische Verschiebungen treten bei Rahmensystemen ausschließlich bei sehr geringen Widerlagerwandhöhen oder bei Semi-integralen Brücken auf und rufen eine lineare Verteilung des Erddrucks hervor. Auf eine genaue Beschreibung wird an dieser Stelle verzichtet, dies kann [2 S. 37f] entnommen werden.

5.3.3 DIN 4085 (2011-05-01)

In der DIN 4085 [47] ist der wirkende Erddruck auf Stützkonstruktionen in Abhängigkeit von deren Nachgiebigkeit geregelt. In Ergänzung dazu ist auch der Erddruck, welcher aus Wandbewegungen entsteht, festgelegt. Es ist der volle aktive Erddruck als unterer Grenzwert anzusetzen. Der obere Grenzwert für den Erddruckansatz ergibt sich aus dem erhöhten aktiven Erddruck, welcher in Anhang A geregelt ist. Tabelle 5 bietet eine Übersicht über die verschiedenen Ansatzweisen des erhöhten aktiven Erddrucks in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion.

Tabelle 5: Erddruckansatz auf Stützkonstruktionen in Abhängigkeit derer Nachgiebigkeit [47 S. 42]

Zeile	Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion	Konstruktion (Beispiele)	Erddruckansatz
1	nachgiebig	Stützwände, die während ihrer gesamten Nutzungsdauer 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 Nutzungsdauer 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 Erdruhedruck

Der Erddruck, welcher aus einer Wandbewegung entsteht, ist abhängig von der Art dieser Bewegung (Drehung um Wandfuß bzw. Parallelverschiebung). Im ersten Schritt werden die für den aktiven Erddruck nötigen Wandverschiebungen in Verhältnis zur Wandhöhe festgelegt. Die Werte sind zudem noch

abhängig von der vorhandenen Lagerung. Die sich daraus ergebende Erddruckverteilungen sind Tabelle 6 zu entnehmen.

Tabelle 6: Anhaltswerte zur erforderlichen Wandbewegung zur Erzeugung des aktiven Erddrucks [47 S. 44]

Art der Wandbewegung	Erddruckkraft E_{agh}		
	bezogene Wandbewegung s_{agh}/h		vereinfachte Erddruckverteilung
	lockere Lagerung	dichte Lagerung	
a) Drehung um den Wandfuß	0,004 bis 0,005	0,001 bis 0,002	
b) Parallel Bewegung	0,002 bis 0,003	0,0005 bis 0,001	

Für die Erddruckverteilung ergibt sich:

$$e_{agh} = \gamma \cdot h \cdot K_{agh}$$

K_{agh} ist der Erddruckbeiwert für den aktiven Erddruck.

Im nächsten Schritt muss kontrolliert werden, ob Teile des passiven Erddrucks aktiviert werden. Die Größe der Einwirkung kann mit Hilfe von Tabelle 7 ermittelt werden.

Tabelle 7: Anhaltswerte zur erforderlichen Wandbewegung zur Erzeugung des passiven Erddrucks [47 S. 46]

Art der Wandbewegung	bezogene Wandbewegungen s_p/h in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte D für $D > 0,3$	Erddruckkraft E_{pgh} vereinfachte Verteilung des passiven Erddrucks und Näherung für die Größe der Erddruckkraft ^a	
		$\frac{1}{2} \cdot E_{pgh}^b \leq E_{pgh}^a \leq \frac{2}{3} \cdot E_{pgh}^b$	$E_{pgv}^a = E_{pgh}^a \cdot \tan \delta_{p,mittel}^a$ $\delta_{p,mittel}^a = \frac{3}{4} \cdot \delta_{p,min}^a$
a) Drehung um den Wandfuß 	$s_p/h = -0,08 \cdot D + 0,12$ Die angegebene Gleichung gilt näherungsweise, wenn im negativen Bereich für δ_p der Betrag nach $\delta_p \leq \phi/2$ ist und liefert Mittelwerte. Abweichungen von bis zu $\pm 20\%$ sollten berücksichtigt werden. Innerhalb des Streubereiches nehmen die Werte mit der Wandhöhe etwas zu. Wenn im negativen Bereich für δ_p der Betrag nach $\delta_p > \phi/2$ ist, können größere Beträge für s_p/h auftreten.		$E_{pgv}^a = E_{pgh}^a \cdot \tan \delta_{p,mittel}^a$ $\delta_{p,mittel}^a = \frac{3}{4} \cdot \delta_{p,min}^a$
b) Parallel Bewegung 	$s_p/h = 0,5$ Die angegebene Gleichung gilt näherungsweise, wenn im negativen Bereich für δ_p der Betrag nach $\delta_p \leq \phi/2$ ist und liefert Mittelwerte. Abweichungen von bis zu $\pm 20\%$ sollten berücksichtigt werden. Innerhalb des Streubereiches nehmen die Werte mit der Wandhöhe etwas zu. Wenn im negativen Bereich für δ_p der Betrag nach $\delta_p > \phi/2$ ist, können größere Beträge für s_p/h auftreten.		$E_{pgv}^a = E_{pgh}^a \cdot \tan \delta_{p,mittel}^a$ $\delta_{p,mittel}^a = \frac{3}{4} \cdot \delta_{p,min}^a$

Für die passive Erddruckverteilung ergibt sich:

$$e_{pgh} = \gamma \cdot h \cdot K_{pgh}$$

K_{pgh} ist der Erddruckbeiwert für den passiven Erddruck.

Für die Wandverschiebungsart a) (Verdrehung um Fußpunkt) zeigt sich, dass die Erddruckresultierende durch die Resultierende der Verschiebungsart b) begrenzt wird. Es kann somit abhängig von den vorhandenen Verschiebungen der wirkende Erddruck ermittelt werden. [47]

5.3.4 ZTV-ING TEIL 5: TUNNELBAU, ABSCHNITT 2: OFFENE BAUWEISE (2012-03-01)

Die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-Ing) Teil 5, Abschnitt 2 [48 S. 7] sind für die Betrachtung des Erddrucks auf integrale Brückenbauwerke von Bedeutung. In den ZTV-Ing sind die Lastfälle „Kleinster Erddruck“ und „Größter Erddruck“ festgelegt. Der Lastfall „Kleinster Erddruck“ ist mit $0,5 \cdot e_a$ anzusetzen. Für den Fall „Größter Erddruck“ wird hingegen der Erdruhedruck e_0 angenommen.

5.3.5 RE-ING – INGENIEURBAU ABSCHNITT INTEGRALE BRÜCKEN (ENTWURF VOM 15.04.2011)

In der Richtlinie [29 S. 4] wird empfohlen den Erddruckansatz nach Vogt [19] zu berücksichtigen. Der mobilisierte passive Erddruck ergibt sich danach zu:

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{v(z)/z}{a + v(z)/z}$$

Dabei ist K_0 der Erdruhedruckbeiwert und K_{ph} der Beiwert für den horizontalen Anteil des passiven Erddrucks. $v(z)$ ist die horizontale Verschiebung in der Tiefe z , a ist ein von der Hinterfüllung abhängiger Beiwert. Für Widerlager darf in der Regel eine Fußpunktverdrehung angenommen werden, wobei im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Kopfverschiebung auf den Betrag von 1 % der widerlagerwandhöhe zu begrenzen ist. Für die mobilisierte passive Erddruckverteilung ergibt sich:

$$e_{ph,mob} = \gamma \cdot z \cdot K_{ph,mob}(z)$$

5.4 AUSGEFÜHRTE INTEGRALE BRÜCKEN

Beispielhaft werden hier einige ausgeführte integrale Brücken dargestellt. Aus [49 S. 16] geht hervor, dass die meisten Integralbrücken in den USA errichtet werden, es liegen folgende Informationen zum Bestand von integralen Brücken vor (Stand 2009):

Tabelle 8: Anzahl an Integralen Brücken [49 S. 16]

Land	Anzahl Brücken	
	Integrale Tragwerke	Semi-Integrale Tragwerke
Österreich	k.A.	k.A.
USA	9.000	4.000
Großbritannien	seit 2004 über 60% der Neubauten werden als integrale Brücken ausgeführt	
Finnland	790	k.A.
Schweiz	1.650	k.A.

Auf lager- und fugenlose Brücken trifft man vor allem in Großbritannien, Skandinavien und Schweden an.

5.4.1 INTERNATIONAL

Vor allem in den USA ist die integrale Bauweise bereits „Standard“. Momentan werden 13.000 lager- und fugenlose Brücken gezählt, davon 9000 integrale und 4000 semi- integrale.

Unterschiedlich sind allerdings die Anzahl integraler Brücken in den verschiedenen Bundesstaaten, sowie die Richtlinien, wie z.B. die maximal zulässigen Spannweiten und Gesamtlängen. So sind beispielsweise 50 integrale Tragwerke in 59% und rund 1000 integrale Brücken in 15% der Bundesstaaten in Betrieb.

Die erste integrale Brücke in den USA war die 1938 erbaute „Teens Run Bridge“ Nähe Ohio. Hingegen wurden erste integrale Tragwerke in Japan oder Südkorea, erst 1996 bzw. 2002 errichtet.

5.4.2 IN ÖSTERREICH

Bereits adaptierte Bestandsbrücken sind in der Arbeitspaketbeschreibung AP 2 „Erfahrungssammlung im integralen Brückenbau“ zu finden.

5.4.3 IN DER SCHWEIZ

SUNNIBERGBRÜCKE

Tabelle 9: Sunnibergbrücke

Nutzung	Straßenbrücke
Tragsystem	Überspannte Balkenbrücke/ fünffeldrig/ Grundrisskrümmung
Stützweite [m]	$L_i = 59,0 \text{ m} + 128,0 \text{ m} + 140,0 \text{ m} + 134,0 \text{ m} + 65,0 \text{ m}$; $L_{\max} = 140,0 \text{ m}; L_{\text{ges}} = 526,0 \text{ m}$
Breite [m]	$B_{\text{ges}} = 12,37 \text{ m}$
Fahrbahnquerschnitt	Plattenbalkenquerschnitt mit 2 Randträgern $h_K \approx 1,0 \text{ m}$
Material / Bauweise	Spannbeton
Gründung	Pfahlgründung an den Stützen/ Schachtgründung an den Widerlagern
Baujahr	1998

In einem weiten Bogen überbrückt die Sunnibergbrücke das Tal der Landquart, 62 Meter über dem Boden. 2005 wurde sie eröffnet und stellt seitdem eine Verbindung zwischen dem Dorf Bühl und dem Drostobel dar.



Abbildung 29 Sunnibergbrücke

SALGINATOBELBRÜCKE

Tabelle 10: Salginatobelbrücke

Nutzung	Straßenbrücke
Tragsystem	Bogenbrücke
Stützweite [m]	Lges = 132,30m
Breite [m]	Bges = 3,80m
Fahrbahnquerschnitt	k.A.
Material / Bauweise	Stahlbeton
Gründung	k.A.
Baujahr	1930

Das im Jahr 1930 erbaute Tragwerk von Robert Maillart, einer der bekanntesten Ingenieure des deutschsprachigen Raumes, ist wohl das Bekannteste seiner Bauwerke. In eleganter Form überbrückt es das Tal der Salgina und lässt seine Umgebung in vollem Glanz erstrahlen.



Abbildung 30 Salginatobelbrücke

SCHWANDBACHBRÜCKE

Tabelle 11: Schwandbachbrücke

Nutzung	Straßenbrücke
Tragsystem	Stabbogenbrücke
Stützweite [m]	Lges = 55,65m
Breite [m]	Bges = 4,90m
Fahrbahnquerschnitt	k.A.
Material / Bauweise	Stahlbeton
Gründung	k.A.
Baujahr	1933

Zwischen Hinterfultigen und Schönentannen findet man die Schwandbachbrücke, welche ihrem Namen nach den Schwandbach überbrückt. Zusammen mit der Salginatobel- und der Ziggengbachbrücke zählt sie zu den bekanntesten Tragwerken des 19. Jahrhunderts.



Abbildung 31 Schwandbachbrücke

5.4.4 IN DEUTSCHLAND

NESENBACHTALBRÜCKE

Tabelle 12: Nesenbachbrücke

Nutzung	Straßenbrücke und Fußgängerbrücke
Tragsystem	Fachwerkbrücke/ 6-feldrig/ Grundrisskrümmung/ Widerlagereinspannung (100%)
Stützweite [m]	Li= 8,25 m + 16,50 m + 24,75 m + 49,50 m + 35,75 m + 15,86 m; Lmax= 49,50 m; Lges= 150,61 m
Breite [m]	Bges= 11,50 m
Fahrbahnquerschnitt	Plattenquerschnitt auf darunterliegendem Raumfachwerk/ hK= 2,28 m
Material / Bauweise	Stahlbeton/ Stahl (Fachwerk und Stützen)
Gründung	Pfahlgründung bei Innenstützen ($\phi = 0,90 \text{ m}$)/ Flachgründung im Widerlagerbereich
Baujahr	1999

Die Balkenbrücke mit einer Länge von knappen 151 m, verbindet durch ihre geschwungene Konstruktion Österfeld mit Vaihingen. Fußgängern und Radfahrern bietet sie Lärmschutz, sowie einen einmaligen Blick ins Kaltental.

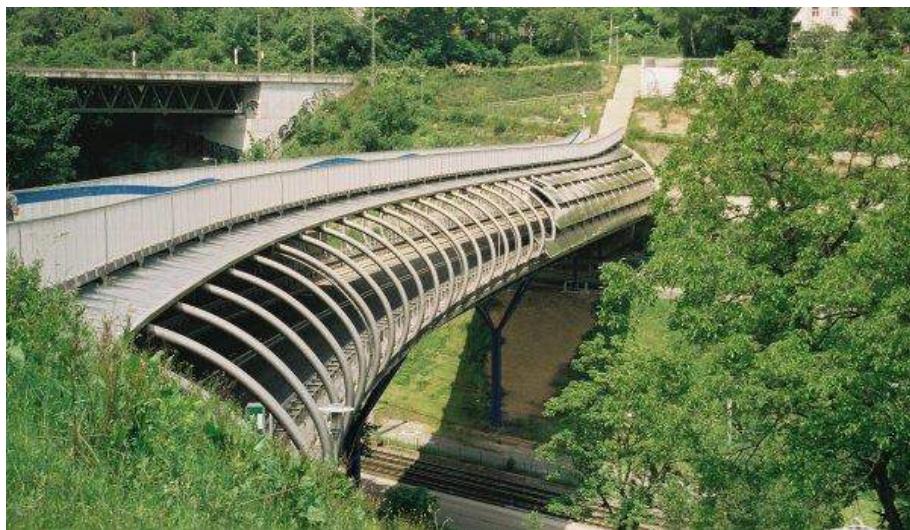


Abbildung 32 Nesenbachbrücke

LA- FERTÉ- STEG

Tabelle 13: La-Ferté – Steg

Nutzung	Fußgängerbrücke
Tragsystem	Balkenbrücke/ mehrfeldrig/ Grundrisskrümmung/ Widerlagerspannung (100%)
Stützweite [m]	Lmax= 28,5 m; Lges= 119,0 m
Breite [m]	bges= 3,50 m
Fahrbahnquerschnitt	Plattenbalkenquerschnitt hK= 0,75 m
Material / Bauweise	Stahlbeton/ Stahlstützen
Gründung	Pfahlgründung an den Widerlagern und Innenstützen
Baujahr	2001

Die Fuß- und Radwegbrücke, welche 2001 in Stuttgart- Zuffenhausen errichtet wurde, schafft durch ihre dynamische, schwungvolle Form eine harmonische und zugleich edle Atmosphäre. Mit einer Länge von 119 m und einem Radius von 53,70 m werden Wohngebiet, Festplatz und Hallenbad, durch eine Kreisbogenlinie, verbunden.



Abbildung 33 La-Ferté – Steg

BRÜCKE ÜBER DIE GAHLENSCHE STRASSE BOCHUM

Tabelle 14: Brücke

Nutzung	Fußgängerbrücke
Tragsystem	Hängebrücke/ eine Seilebene
Stützweite [m]	$L_i \approx 70,0 \text{ m}$ (Pylonabstand) $L_{ges} = 132,0 \text{ m}$
Breite [m]	$b_{ges} = 3,0 \text{ m}$
Fahrbahnquerschnitt	Plattenquerschnitt/ Verbundplatte $HK \approx 1,15 \text{ m}$
Material / Bauweise	Stahlbeton bei der Platte/ Stahl (Pylon, Seile, Querträger)
Gründung	Pfahlgründung an den Widerlagern und Pylonen/ $\phi = 1,20 \text{ m}$, $l_{pf} = 25,0 \text{ m}$
Baujahr	2003

Die im Jahr 2003 erbaute Fußgängerbrücke stellt eine der ersten doppelt gekrümmten, einseitig gestützten, Hängebrücken weltweit dar. Durch die Form ihrer S-Kurve werden zwei versetzt laufende Fußgängerwege miteinander verbunden. Dipl.-Ing. Kurt Göppert entwickelte diese Konstruktion im Rahmen eines Wettbewerbs und schaffte es diese auch kostengünstig umzusetzen.

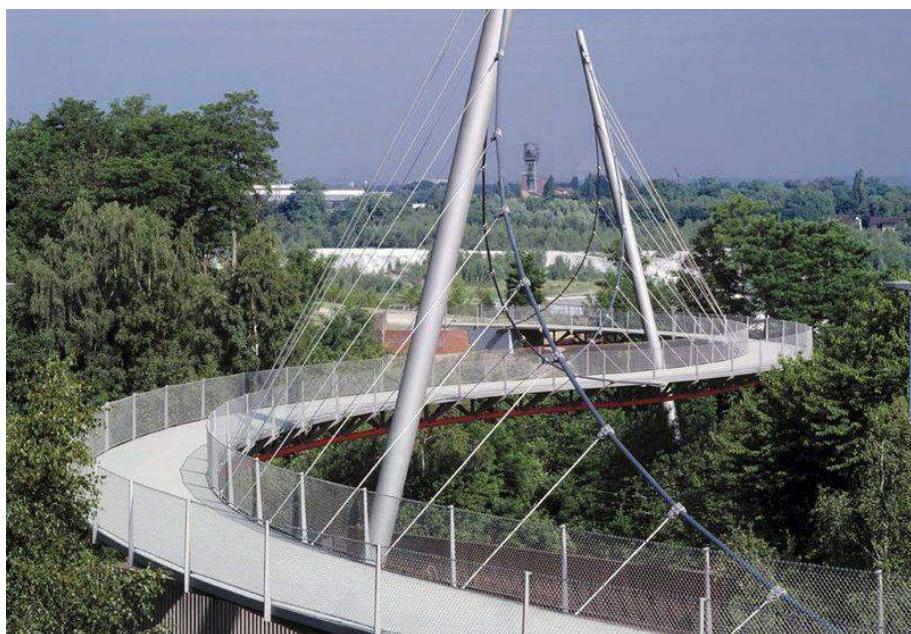


Abbildung 34 Brücke

6 STAND DER FORSCHUNG

Im Folgenden wird auf Forschungsarbeiten im Bereich Grundlagenforschung eingegangen. Die Zusammenstellung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Im Forschungsbericht *Time-Dependent Behaviour of Continuos Composite Integral Abutment Bridges* [50] 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 35) 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 Brückenträgerwerk. Die Auswirkungen am integralen Brückenträgerwerk 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.

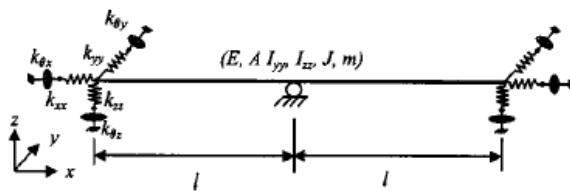


Abbildung 35: Modell des Überbaus [Wilson, 1988]

In der wissenschaftlichen Publikation *Response of an Integral Abutment Bridge to Temperature Variations* [51] 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 36). Die Ergebnisse veranschaulichen, dass die Behinderung der Ausdehnungen/Verkürzungen des Überbaus erhöhte Spannungen hervorrufen, die bei der Bemessung keinesfalls unberücksichtigt bleiben dürfen.

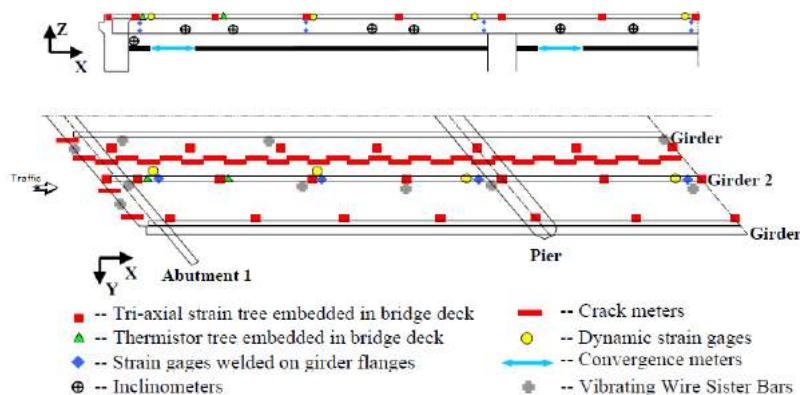


Abbildung 36: Monitoring der Evansville Bridge [51 S. 3]

Der wissenschaftliche Beitrag *Evaluation of Seasonal and Yearly Behavior of an Integral Abutment Bridge* [52] 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 37). 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.

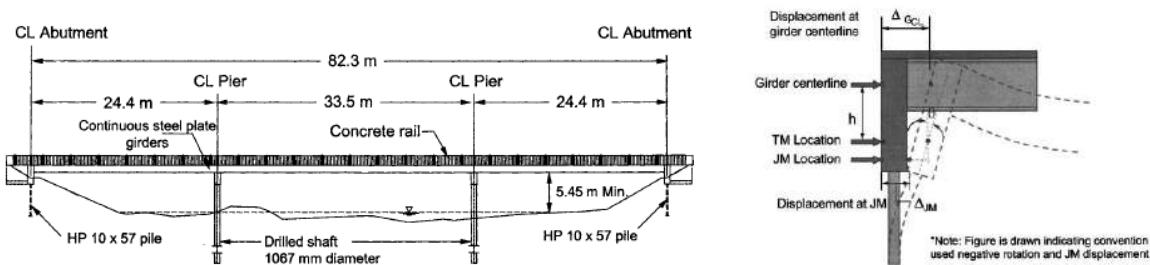


Abbildung 37: Längsschnitt der Brücke [52 S. 2] und Verformung der Widerlagerwand [52 S. 5]

Die Thesis *Illinois Integral Abutment Bridges: Behavior under extreme thermal Loading and Design Recommendations* [53] setzt sich mit der Interaktion zwischen dem Brückenüberbau, der Boden-Bauwerks-Beziehung und der Widerlagerwand und ihrer Gründung auseinander. Diese Arbeit baut auf einer Studie der University of Illinois auf, in der die Parameter beschrieben werden, die einen maßgeblichen Einfluss auf das Verhalten integraler Brücke haben. Die Modellierung (Abbildung 38) 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 Schieflage von integralen Brückentragwerken.

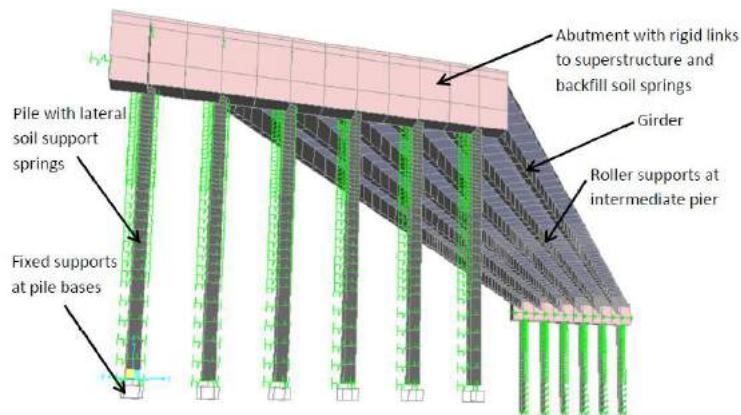


Abbildung 38: Finite Elemente Modell [53 S. 23]

Das Ziel des Buches *Integral Bridges: A fundamental approach to the time-temperature loading problem* [20] 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

Untersuchungen werden 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.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Beispiel einer integral ausgeführten Brücke (Sunnibergbrücke) [1]	4
Abbildung 2 Lagerungs- und Dilatationskonzepte [2 S. 8]	5
Abbildung 3 Brückentypen nach Lagerungskonzept [2 S. 9]	5
Abbildung 4 herkömmliche Brücke mit Lagern und Fugen [3 S. 2]	6
Abbildung 5 typische Schäden an Brückenlagern	6
Abbildung 6 INTEGRALE BRÜCKE OHNE LAGER UND DEHNFUGEN [3 S. 2]	7
Abbildung 7 Semi-integrale Brücke, mit Lagern und Dehnfugen an den Widerlagern und monolithisch verbundenen Innenstützen [3 S. 3]	8
Abbildung 8 Darstellung der Bauwerksverschiebung aufgrund monotoner bzw. zyklischer Bewegungen [9 S. 296].....	10
Abbildung 9 Vorgehen zur Wahl des Ausführungstyps [2 S. 23].....	12
Abbildung 10 Verhalten von im Grundriss gekrümmte integrale Brücken; a) Verformungen b) Schnittkräfte und Reaktionen [2 S. 14]	14
Abbildung 11: Vergleich a) Stützensenkung und b) Längenänderung Überbau [7 S. 142]	16
Abbildung 12: Ersatztemperaturverteilungen T_n und ΔT_{MY} [14 S. 668].....	18
Abbildung 13: Einwirkungen und Auswirkungen klimatischer Beanspruchungen [14 S. 663].....	18
Abbildung 14: Tragwerksreaktionen von Brückenquerschnitten [14 S. 664]	19
Abbildung 15: Darstellung der Bauwerksverschiebung aufgrund monotoner bzw. zyklischer Bewegungen [9 S. 296].....	22
Abbildung 16: Qualitativer Zusammenhang zwischen Verschiebung und mobilisiertem Erddruck (Parallelverschiebung der Wand) [18 S. 371].....	22
Abbildung 17: Ausführung und häufige Probleme der Übergangskonstruktion bei konventionellen Brücken [24]	24
Abbildung 18: Ausführung und häufige Probleme der Übergangskonstruktion bei integralen Brücken [24]	25
Abbildung 19: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [28]	26
Abbildung 20: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [2 S. 30].....	26
Abbildung 21: Schleppplattenausführung für integrale Brücken laut [29 S. 17].....	27
Abbildung 22: Schleppplattendetail laut [32]	27
Abbildung 23: Schleppplattendetail laut [11]	28
Abbildung 24: Schleppplattendetail der Viadukte Autobahn A73-süd Niederlande [33]	28
Abbildung 25: Schleppplatte Brücke Oberwart: Längsschnitt (li) und Grundriss (re) [36]	29
Abbildung 26: Widerlagerdetail Seitenhafenbrücke Wien [37]	30
Abbildung 27 Schleppplattenausbildung bei konventionellen Brücken nach RVS 15.06.11.....	31

Abbildung 28: Erhöhter Erddruck aufgrund von Nachverdichtung lt. UK Highways Agency Design Manual for Roads and Bridges [2 S. 37]	34
Abbildung 29 Sunnibergbrücke	38
Abbildung 30 Salginatobelbrücke.....	39
Abbildung 31 Schwandbachbrücke	40
Abbildung 32 Nesenbachbrücke	41
Abbildung 33 La-Ferté – Steg	42
Abbildung 34 Brücke	43
Abbildung 35: Modell des Überbaus [Wilson, 1988]	44
Abbildung 36: Monitoring der Evansville Bridge [51 S. 3]	44
Abbildung 37: Längsschnitt der Brücke [52 S. 2] und Verformung der Widerlagerwand [52 S. 5]	45
Abbildung 38: Finite Elemente Modell [53 S. 23].....	45

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Einflussgrößen für das Verhalten integraler Brückentragwerke im Längsschnitt und im Grundriss [4 S. 7].....	13
Tabelle 2: Parameter der Beeinflussung des Schwindens [4 S. 9].....	19
Tabelle 3: Parameter der Beeinflussung der Kriechzahl [4 S. 9]	20
Tabelle 4: Wirksame Überbauverkürzungen - Einfluss des unterschiedlichen Betonalters beim Fugenschluss (in %) [4 S. 12]	21
Tabelle 5: Erddruckansatz auf Stützkonstruktionen in Abhängigkeit derer Nachgiebigkeit [47 S. 42]	34
Tabelle 6: Anhaltswerte zur erforderlichen Wandbewegung zur Erzeugung des aktiven Erddrucks [47 S. 44]	35
Tabelle 7: Anhaltswerte zur erforderlichen Wandbewegung zur Erzeugung des passiven Erddrucks [47 S. 46]	35
Tabelle 8: Anzahl an Integralen Brücken [49 S. 16].....	36
Tabelle 9: Sunnibergbrücke.....	38
Tabelle 10: Salginatobelbrücke	39
Tabelle 11: Schwandbachbrücke	40
Tabelle 12: Nesenbachbrücke	41
Tabelle 13: La-Ferté – Steg	42
Tabelle 14: Brücke	43

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] TCS. [Online] [Zitat vom: 14. Mai 2013.] http://www.tcs.ch/de/der-club/meine-region/graubuenden/1media/bilder/panorama-startbilder/weblication/wThumbnails/sunniberg-bruecke-intro_768_300.jpg.
- [2] ASTRA, Bundesamt für Straßen. *Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3: Brückenende.*
- [3] KHP - Beratende Ingenieure für Bauwesen. *Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken - Anlage 1 - Musterberechnung für eine integrale Fuß- und Radwegbrücke.* Frankfurt am Main : s.n., 2003.
- [4] Kaufmann, Walter. *Integrale Brücken - Sachstandsbericht.* Greifensee : Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK - Bundesamt für Straßen, 2008.
- [5] RVS 15.02.12: Bemessung und Ausführung von integralen Brücken (in Bearbeitung). Wien : Österreichische Forschungsgesellschaft - Straße - Schiene - Verkehr, 2012.
- [6] Geier, Roman. *Heft 596: Planung integraler Brücken.* Wien : Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Straßenforschung, 2011.
- [7] Pötzl, Michael. *Robuste Brücken- Vorschläge zur Erhöhung der ganzheitlichen Qualität.* Wiesbaden : Vieweg, 1996.
- [8] Engelsmann, Stephan, Schlaich, Jörg und Schäfer, Kurt. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 496: Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager.* Berlin : Beuth, 1999.
- [9] Berger, Dieter, et al. Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau.* 1999, Heft 4.
- [10] Besler, Detlef. *Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden.* Dortmund : Universität Dortmund Fakultät Bauwesen, 1998.
- [11] Alberta Transportation. Bridge Structures Design Criteria v. 7.0 - Appendix D. Alberta, Kanada : s.n., 2012.
- [12] Bridges, Design Manual for Roads and. *The design of integral bridges.* s.l. : UK Highways Agency.
- [13] Petersen, Christian. *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen.* Braunschweig : Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1982.
- [14] Mehlhorn, Gerhard. *Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten.* Heidelberg : Springer, 2007.
- [15] Weigler, Helmut. *Beton - Arten - Herstellung - Eigenschaften.* Berlin : Ernst & Sohn, 1989.
- [16] Maydl, Peter und Tritthart, Josef. *Vorlesungsskriptum zu Baustofflehre GL.* Graz : Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie mit angeschlossener TVFA für Festigkeits- und Materialprüfung, 2007.
- [17] Trost, H und Mainz, B. *Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 65, Zur Auswirkung von Zwängungen in Spannbetontragwerken.* 1970.
- [18] Witt, Karl Josef. *Grundbau - Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen.* 7. Berlin : Ernst & Sohn, 2008.
- [19] Vogt, N. *Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand.* Stuttgart : Baugrundinstitut Stuttgart, 1984.

- [20] England, George L., Tsang, Neil C. M. und Bush, David I. *Integral bridges - A fundamental approach to the time-temperature loading problem*. London : s.n., 2000.
- [21] Kerokoski, Olli. *Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments*. Tampere : Tampere University of Technology, 2006.
- [22] SIA 261 - Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich : Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.
- [23] Design Manual for Roads and Bridges, Vol. 1, Sect. 3, Part 12, BA 42/96, amendment No. 1: "The Design of Integral Bridges". s.l. : UK Highways Agency, 2003.
- [24] Dreier, D., Burdet, O. und Muttoni, A. Transition Slabs for Integral Abutment Bridges. *Structural Engineering International*, Vol. 21 n° 2. 2011, S. 144-150.
- [25] Hoppe, Edward J. *Guidlines for the Use, Design and Construction for Bridge Approach Slabs*. Charlottesville Virginia, USA : Virginia Transportation Research Council, 1999. VTRC 00-R4.
- [26] Romeijn, Arie. Auswirkungen von Temperatur, Schwinden und Kriechen auf Integralbrücken. *Stahlbau 75 - Heft 3*. 2006, S. 231-237.
- [27] Österreichische Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr. RVS 15.06.11 Schleppplatten. Wien : FSV, 1999.
- [28] ASFINAG. *Planungshandbuch - Regelpläne Brücke*. Wien : s.n., 2011.
- [29] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. *Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten: Integrale Bauwerke*. Entwurf vom 15.04.2011.
- [30] Wahls, H. E. *NCHRP Synthesis 159: Design and construction of bridge approaches*. Washington D.C. : National Research Council, 1990.
- [31] Abu-Hejleh, N., et al. *Flowfill and MSE bridge approaches: Performace, cost and recommendations for improvements*. Denver, Colorado : Colorado Department of Transportation, 2006.
- [32] Missouri Department of Transportation. [Online] [Zitat vom: 19. 04 2013.] http://www.modot.org/business/standard_drawings2/documents/apn1_la_i.pdf.
- [33] Walraven, Joost. Grundlagen des integralen Bauens in Betonbauweise. [Buchverf.] Peter Maydl, Bernhard Freytag Nguyen Viet Tue. 1. *Grazer Betonkolloquium - Die Vielseitigkeit eines Baustoffes*. Graz : Verlag der Technischen Universität Graz, 2012.
- [34] Pekovics, Michael. BVZ-Ausgaben. [Online] 20. Juli 2011. [Zitat vom: 11. März 2013.] <http://admin.bvz.at/lokales/bvz-ausgaben/oberwart/aktuell/art5638,307216>.
- [35] Gasser, Daniel. *Ersatz von Zuschlägen durch Styroporkugeln und Gummigranulat in Feinkornbeton*. Innsbruck : s.n., 2003.
- [36] Hartl, Helmut. *Neuerrichtung und Bewegungen einer 90 m langen mit steifen Widerlagern ohne Lager und ohne Fahrbahnübergänge bei Oberwart*. Burgenland : Amt der Burgenländischen Landesregierung, 2011.
- [37] Kral, Helmut, et al. Die Seitenhafenbrücke in Wien. *Beton- und Stahlbetonbau* 107. 2012, Heft 3.
- [38] Pötzl, Michael, Schlaich, Jörg und Schäfer, Kurt. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 461: Grundlagen für dne Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken*. Berlin : Beuth, 1996.

- [39] KHP - Beratende Ingenieure für Bauwesen. *Grundlagen für integrale Spannbetonbrücken in Fertigteilbauweise*. Wiesbaden : Hessisches Verkehrsamt für Straßen- und Verkehrswesen, 2008.
- [40] University, RWTH Aachen, et al. *Handbuch INTAB - wirtschaftliche und dauerhafte Bemessung von Verbundbrücken mit Integralen Widerlagern*. Aachen : s.n., 2010. ISBN 978-3-00-032871-8.
- [41] Fuchs Walthari, Fuchs Maximilian, Danzl Vitus, Dannhorn Thomas. Vorgespannte integrale Brücken - Erfahrungen aus der Praxis.
- [42] Zink, Berger. *Fugenloses Bauen*. s.l. : Hessisches Landesamt für Straßen- Verkehrsbaden.
- [43] M., Schüller. Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von integralen Betonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2004, Bd. Vol. 99, Heft 10.
- [44] Engelmann, Stephan. *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Universität Stuttgart : s.n., 1998.
- [45] Pötzl, Naumann. Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlager. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2005, Bd. Vol. 100, Heft 8.
- [46] Kaufmann, Alvarez. Swiss Federal Roads Office Guidelines for Integral Bridges. *Structural Engineering International*. 2011.
- [47] DIN 4085 (2011-05-01): Baugrund - Berechnung des Erddrucks. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [48] ZTV-ING Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 2: Offene Bauweise (2012-03-01). Bergisch Gladbach : Bundesamt für Straßenwesen, 2012.
- [49] Lukas, Seehauser. *Integrale Brücken - Anwendungsbeispiele und Berechnungshinweise*. Graz : TU Graz, 2009.
- [50] Arockiasamy, Madasamy und Sivakumar, Munuswamy. *Time-Dependent Behavior of Continuous Composite Integral Abutment Bridges*. s.l. : ASCE, 2005.
- [51] Shoukry, Samir N., William, Georgis W. und Riad, Mourad Y. *Response of an Integral Abutment Bridge on Temperature Variations*. Structures Congress : ASCE, 2008.
- [52] Breña, Sergio F., et al. *Evaluation of Seasonal and Yearly Behavior of an Integral Abutment Bridge*. s.l. : ASCE, 2007.
- [53] Holloway, Kurt Patrick. *Illinois Integral Abutment Bridges: Behavior under extreme thermal Loading and Design Recommendations*. Urbana, Illinois : s.n., 2012.

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 2

Erfahrungssammlung im integralen Brückenbau

Rev. 01

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Thomas Hofer

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

INHALTSVERZEICHNIS

1	BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG	3
2	EINLEITUNG.....	4
3	GEGENÜBERSTELLUNG DER TRAGWERKE.....	5
3.1	OBJEKT 06006, BRÜCKE ÜBER DIE B51 BEI NEUSIEDL/SEE (BGLD)	5
3.2	OBJEKT 16017, RABNITZBRÜCKE BEI KLOSTERMARIENBERG (BGLD)	6
3.3	OBJEKT 16021, BRÜCKE ÜBER DEN GÜNSBACH IN RATTERSDORF (BGLD)	7
3.4	OBJEKT 18001, BRÜCKE ÜBER DIE ÖBB UND DIE B63 IN OBERWART (BGLD).....	8
3.5	OBJEKT 18060, TAUCHENBACHBRÜCKE BEI WEIGERSDORF (BGLD)	9
3.6	OBJEKT 18071, ZICKENBACHBRÜCKE BEI ST. MARTIN IN DER WART (BGLD)	10
3.7	OBJEKT 5661, LASSNITZBRÜCKE DER B76 BEI DEUTSCHLANDSBERG (STMK).....	12
3.8	OBJEKT 5641, G63c, BRÜCKE ÜBER DIE KAINACH (STMK).....	13
4	ZUSAMMENFASSUNG	14
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	16
	TABELLENVERZEICHNIS	16
	LITERATURVERZEICHNIS.....	16

1 BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG

Ziele:

- 1) Erstellung eines Fragenkataloges unter Berücksichtigung der Erkenntnisse des AP 1 zu den Inhalten:
 - a. Tragwerkskonzepte im Bestandsnetz
 - b. Ausbildung der Rahmenecke bei Integralbrücken
 - c. Erfahrung über Unterhaltskosten und Dauerhaftigkeit der Konstruktion
 - d. Angewandte Ertüchtigungsmaßnahmen im Sanierungsfall
 - e. Vor- und Nachteile der im Land gültigen Norm, Richtlinie, etc.
- 2) Auswertung der Ergebnisse der Umfrage bzw. Gespräche
- 3) Vergleich mit den Ergebnissen aus Arbeitspaket 1
- 4) Zwischenbericht mit den Inhalten aus AP 1 und AP 2

Beschreibung der Inhalte:

Aufbauend auf den Ergebnissen der Literaturstudie wird ein Fragenkatalog zu den in Punkt 1) aufgelisteten Inhalten erstellt. Der Fragenkatalog wird an nationale und internationale Straßenbauämter sowie Tragwerksplaner verschickt, um ein breites Spektrum an Erfahrungswerten zu sammeln. Durch die guten Kontakte der beiden Antragssteller ist eine Umfrage in diesem Umfang möglich und sinnvoll.

Die Umfrage beschränkt sich auf jene Länder, in denen ähnliche klimatische Bedingungen vorherrschen wie in Österreich. Dies betrifft die Länder: Deutschland, Italien (Südtirol), Schweiz und Tschechien.

Im Anschluss werden die Ergebnisse der Umfrage ausgewertet und mit denen des Arbeitspaketes 1 verglichen. Etwaige auftretende Fragestellungen im Zuge des Vorhabens werden mit integriert.

Im Zuge eines Zwischenberichtes werden die gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungswerte im integralen Brückenbau aus Arbeitspaket 1 und 2 veröffentlicht.

Methode:

- Umfrage mit ausgewählten Schwerpunkten

Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

- Zwischenbericht zu den Ergebnissen aus AP 1 und AP 2 soll den Stand der Anwendung der Integralbrücken und die Adaptierung von konventionellen Tragwerken wiedergeben.
- Meilenstein Nr. 1: Bericht zu AP 1 und 2

2 EINLEITUNG

Aufbauend auf der Literaturrecherche (AP1) und der Potenzialanalyse des österreichischen Brückenbestandsnetzes (AP7) wurde eine Erfahrungssammlung von bereits integralisierten Brücken erstellt. Im Zuge der Erstellung wurden jene Brückenbaubetreiber kontaktiert, die bereits integralisierte Brücken in ihren Bestand haben. Im Zeitraum von August 2012 bis Jänner 2013 wurden dem Institut für Betonbau von den Infrastrukturbetreibern vollständige Brückendaten (Statik und Pläne) für die Auswertung zu folgenden Inhalten übermittelt:

- a. Tragwerkskonzepte im Bestandsnetz
 - i. Stützweite, Kreuzungswinkel, Breite, Querschnitt, Widerlagerausbildung, Fahrbahnaufbau, Norm
- b. Angewandte Ertüchtigungsmaßnahmen im Sanierungsfall
 - i. Sanierungsjahr, Fahrbahnaufbau, Temperaturansatz, Erddruckeinsatz, Sonderfahrzeuge nach EC, Widerlager- und Stützenausbildung, Rahmeneck und Schleppplattenausbildung
- c. Ausbildung der Rahmenecke bei Integralbrücken

Daten zu Unterhalts- und Sanierungskosten wurden nicht übermittelt. In nachstehender Tabelle sind die einzelnen Tragwerke zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 1 Überblick Tragwerke

Objekt Nr.	Kreuzungs-winkel [gon]	Stützweite senkrecht [m]	Länge in HT-Achse [m]	Breite [m]	QS-Gestaltung	QS-Höhe [m]	Material QS	WL Ausbildung	WL Höhe/Dicke [m]	Norm B4002
Bgid 06006	86.1104	11,45 + 16,90 + 15,40	44.81	15.50	Platten-balken	0,60/1,25	C25/30	aufgelöst auf Flach-gründung	6,37/1,20	1970
Bgid 16017	81.6134	7,085 + 10,63 + 7,085	28.49	9.10	Platte	0.50	C40/50	aufgelöst auf Flach-gründung	1,70/0,80	1964 & 1970
Bgid 16021	95.4110	16.00	16.00	10.00	Platte	0.68	C45/55	Flach-gründung	4,00/1,00	1970
Bgid 18001	84.0000	14,85 + 17,00 + 23,75	55.60	10.90	Platte mit Hohl-körper	1.10	C30/37	Flach-gründung	8,90 bzw. 8,10/1,05	1970
Bgid 18060	73.2500	16.30	17.85	9.80	Platte	0.81	C35/45	Tiefgründung (3DM90, L=19m)	1,50/1,10	1970
Bgid 18071	41.1700	10.00	16.60	8.80	Platten-balken	1,10/1,40	C45/55	Flach-gründung	3,30/0,90	1970
Bgid 23039	93.5000	5.80	5.83	11.30	Platte	0.35	C45/55	Flach-gründung	4,90/0,60	k.A.
Stmk 5661	100.0000	10,00 + 14,00 + 10,00	35.40	14.55	Platte	0.55	C30/37	Flach-gründung	4,65 bzw. 4,25/1,00	1970.
Stmk 5641	100.0000	34.80	34.80	16.00	Hohl-kasten	1,10/1,55	C30/37	Tiefgründung (5xSchlitz-wand)	3,25/1,00	1970

3 GEGENÜBERSTELLUNG DER TRAGWERKE

3.1 OBJEKT 06006, BRÜCKE ÜBER DIE B51 BEI NEUSIEDL/SEE (BG LD)

3.1.1 BESTAND

Kreuzungswinkel	86,1104 gon
Stützweite senkrecht:	11,45 + 16,90 + 15,40 m
Länge in HT-Achse:	44,81 m
Breite:	15,50 m
Querschnitt:	Plattenbalken ($H = 0,60$ m (Steg) bzw. 1,25 m (gesamt)), C25/30 (lt. Prüfung)
Widerlager:	aufgelöst auf Flachgründ., $H = 6,37$ m, $d = 1,20$ m, bewehrt, C25/30 (lt. Prüfung)
Fahrbahnaufbau:	10 cm
Norm:	B4002:1970

3.1.2 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr:	2012
Temperaturansatz:	nur konstant +/- 30°K
Erddruckansatz:	Passiver Erddruck
Sonderfahrzeuge:	LM3 [3000/200, 5 km/h] mit häufigem LM1
Widerlager:	geschlossen und biegesteifes Rahmeneck
Stützen:	zu Scheibe geschlossen und beiderseits Stecker
Aufbeton:	8-15 cm, Dübel über Stützen und in Entw. Achse, sowie Überkronung Kragarm
Schleppplatte:	biegesteif verbunden, aber in Berechnung nicht berücksichtigt
Fahrbahnaufbau:	14 cm

3.1.3 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE

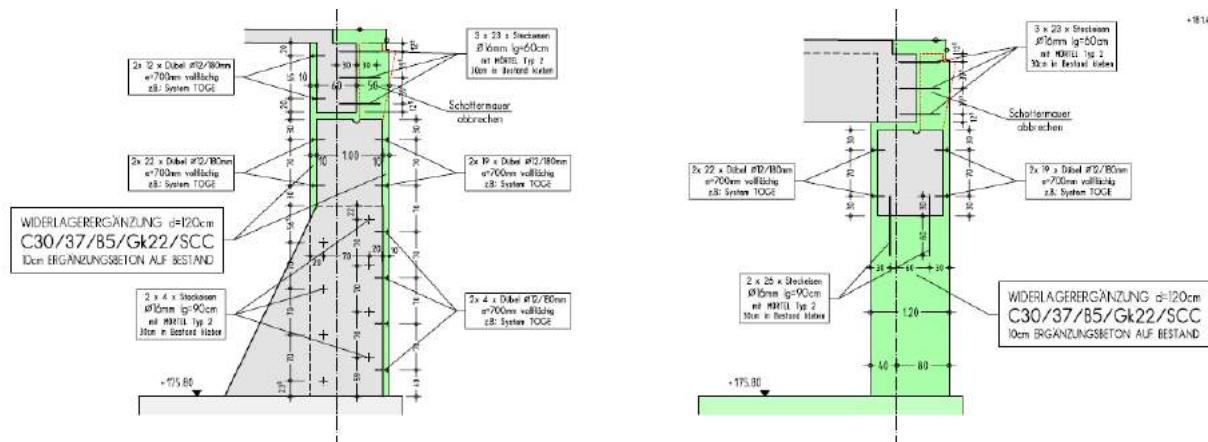


Abbildung 1: Rahmenecke Objekt 06006 [1]

3.2 OBJEKT 16017, RABNITZBRÜCKE BEI KLOSTERMARIENBERG (BG LD)

3.2.1 BESTAND

Kreuzungswinkel	81,6134 gon
Stützweite senkrecht:	7,085 + 10,63 + 7,085 m
Länge in HT-Achse:	28,49 m
Breite:	9,10 m
Querschnitt:	Platte ($H = 0,50$), C40/50 (lt. Prüfung)
Widerlager:	aufgelöst auf Flachgründung, $H = 1,70$ m, $d = 0,80$ m, bewehrt, C16/20
Fahrbahnaufbau:	10 cm
Norm:	B4002:1964&1970

3.2.2 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr:	2011
Temperaturansatz:	k.A.
Erddruckansatz:	k.A.
Sonderfahrzeuge:	LM3 [3000/200, 5 km/h] mit häufigem LM1
Widerlager:	Stecker beiderseits
Stützen:	Stecker beiderseits
Aufbeton:	10 cm, Überkronung Kragarm
Schleppplatte:	biegesteif verbunden
Fahrbahnaufbau:	14 cm

3.2.3 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE

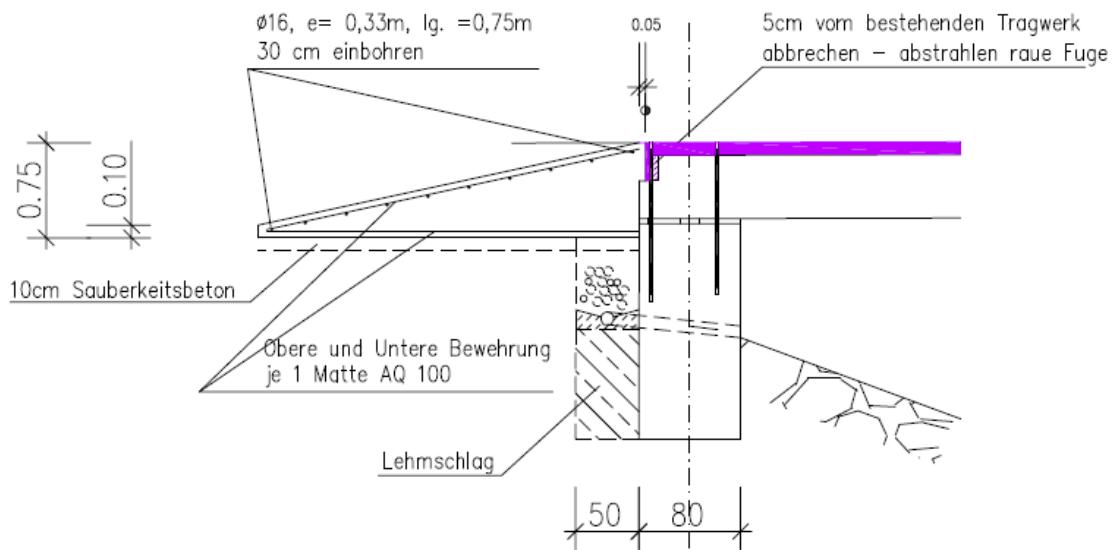


Abbildung 2: Rahmenecke Objekt 16017 [2]

3.3 OBJEKT 16021, BRÜCKE ÜBER DEN GÜNSBACH IN RATTERSDORF (BGLD)

3.3.1 BESTAND

Kreuzungswinkel	95,4110 gon
Stützweite senkrecht:	16,00 m
Länge in HT-Achse:	16,00 m
Breite:	10,00 m
Querschnitt:	Platte ($H = 0,68$), C45/55 (lt. Prüfung)
Widerlager:	Flachgründung, $H = 4,00$ m, $d = 1,00$ m, bewehrt, C16/20
Fahrbahnaufbau:	12 cm
Norm:	B4002:1970

3.3.2 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr:	2012
Temperaturansatz:	k.A.
Erddruckansatz:	k.A.
Sonderfahrzeuge:	LM3 [3000/200, 5 km/h] mit häufigem LM1
Widerlager:	Stecker luftseitig + 10 cm Rucksack
Stützen:	keine vorhanden
Aufbeton:	8-16 cm, Dübel nur in Entw. Achse
Schleppplatte:	biegesteif verbunden
Fahrbahnaufbau:	14 cm

3.3.3 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE

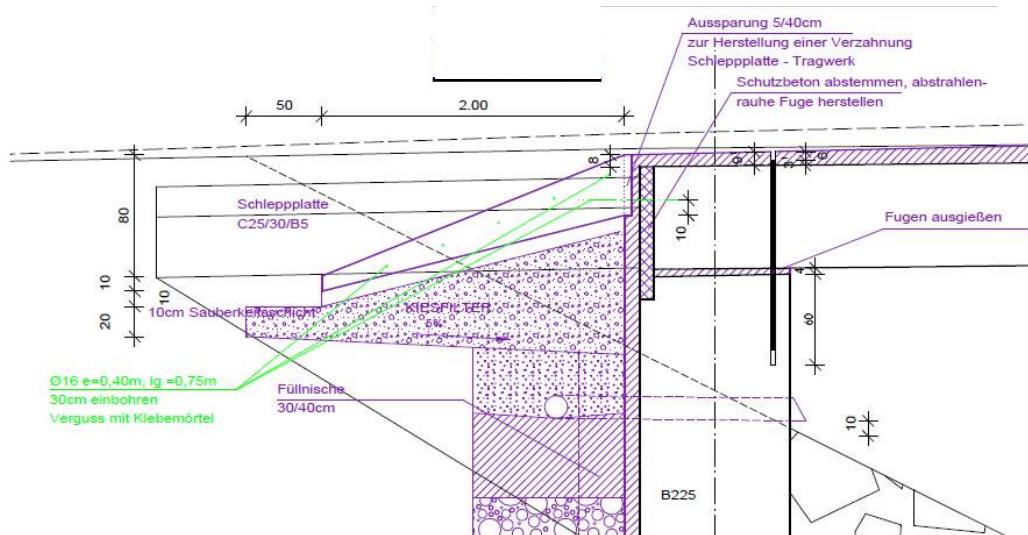


Abbildung 3: Rahmenecke Objekt 16021 [3]

3.4 OBJEKT 18001, BRÜCKE ÜBER DIE ÖBB UND DIE B63 IN OBERWART (BGLD)

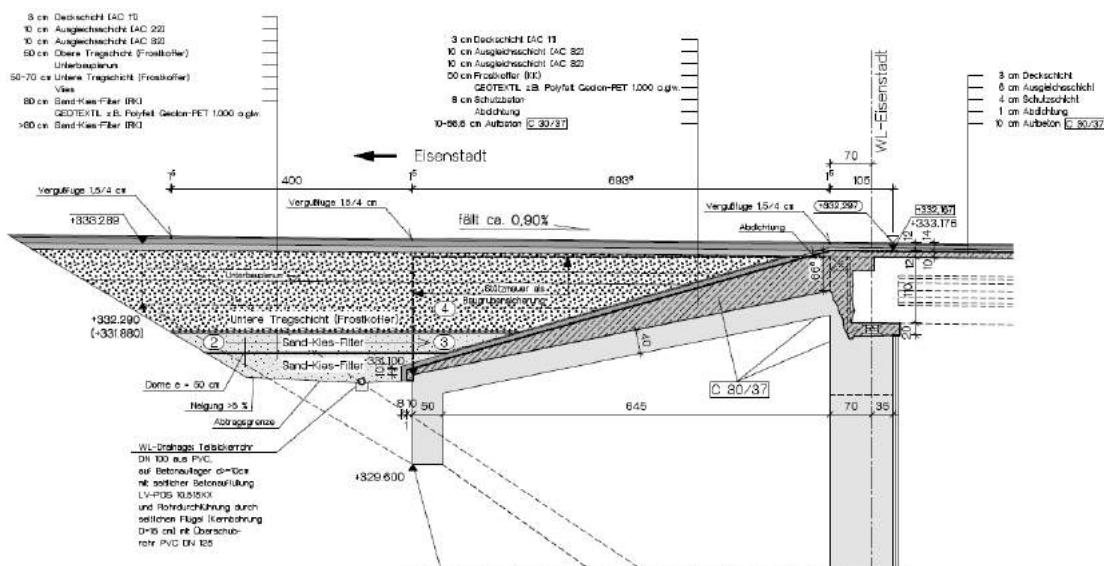
3.4.1 BESTAND

Kreuzungswinkel	84,0000 gon
Stützweite senkrecht:	14,85 + 17,00 + 23,75 m
Länge in HT-Achse:	55,60 m
Breite:	10,90 m
Querschnitt:	Platte mit Hohlkörpern (H = 1,10), C30/37
Widerlager:	Flachgründung, H = 8,50 m, d = 1,05 m, bewehrt, C25/30
Fahrbahnaufbau:	10 cm
Norm:	B4002:1970

3.4.2 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr:	2008
Temperaturansatz:	konstant +/- 20°K, Gradient +5°K bzw. +10°K
Erddruckansatz:	$\Delta K (= K_a - K_0)$
Sonderfahrzeuge:	nach RVS 15.02.23 (200t im Alleingang und 150t im Gegenverkehr)
Widerlager:	Lager ausbetoniert
Stützen:	Manschette am Fuß und Lager ausbetoniert
Aufbeton:	10 cm, Überkronung Kragarm, sowie örtliche Dübel
Schleppplatte:	biegesteif verbunden
Fahrbahnaufbau:	14 cm

3.4.3 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE



3.5 OBJEKT 18060, TAUCHENBACHBRÜCKE BEI WEIGERSDORF (BG LD)

3.5.1 BESTAND

Kreuzungswinkel	73,2500 gon
Stützweite senkrecht:	16,30 m
Länge in HT-Achse:	17,85 m
Breite:	9,80 m
Querschnitt:	Platte ($H = 0,81$), C35/45 (lt. Prüfung)
Widerlager:	Rost ($H = 1,50$ m, $d = 1,10$ m, C16/20) auf 3 Pfählen (DM 90 cm, L = 19 m, C25/30)
Fahrbahnaufbau:	12 cm
Norm:	B4002:1970

3.5.2 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr:	2012
Temperaturansatz:	k.A.
Erddruckansatz:	k.A.
Sonderfahrzeuge:	LM3 [3000/200] (ohne nähere Angabe)
Widerlager:	einbetonieren der Lager und eingeschlitzte Rahmeneckbewehrung
Stützen:	keine vorhanden
Aufbeton:	keiner vorgesehen
Schleppplatte:	verbunden
Fahrbahnaufbau:	14 cm

3.5.3 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE

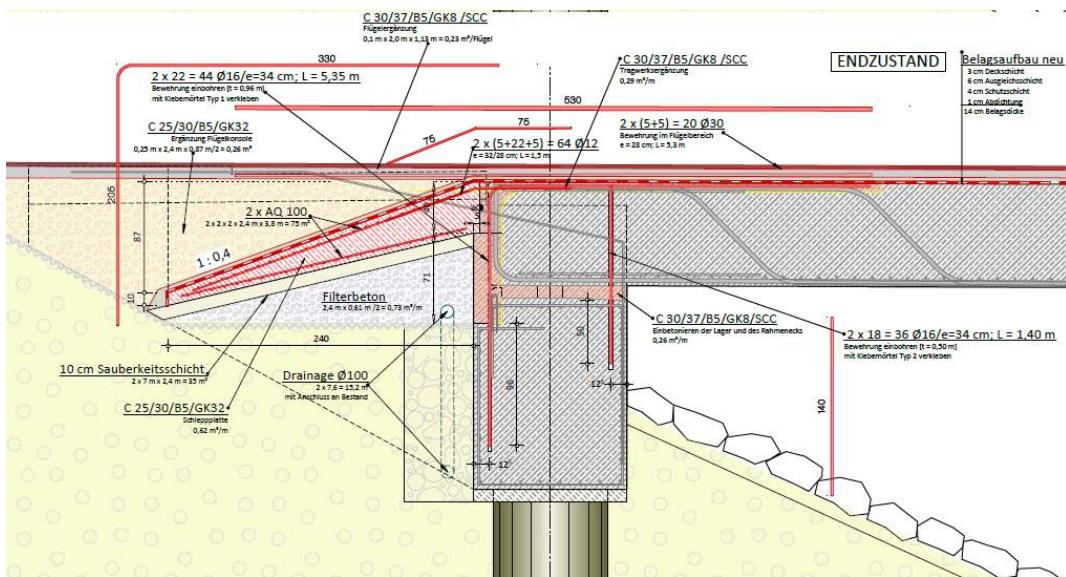


Abbildung 5: Rahmenecke Objekt 18060 [5]

3.6 OBJEKT 18071, ZICKENBACHBRÜCKE BEI ST. MARTIN IN DER WART (BG LD)

3.6.1 BESTAND

Kreuzungswinkel	41,1700 gon
Stützweite senkrecht:	10,00 m
Länge in HT-Achse:	16,60 m
Breite:	8,80 m
Querschnitt:	Plattenbalken (H = 1,10 m (Steg) bzw. 1,40 m (gesamt)), C45/55 (lt. Prüfung)
Widerlager:	Flachgründung, H = 3,30 m, d = 0,90 m, bewehrt, C40/50 (lt. Prüfung)
Fahrbahnaufbau:	10 cm
Norm:	B4002:1970

3.6.2 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr:	2011
Temperaturansatz:	konstant +37°/-28°K, Gradient +15°/-10°K
Erddruckansatz:	Erdruhedruck
Sonderfahrzeuge:	LM3 [3000/200, 5 km/h] mit häufigem LM1
Widerlager:	biegesteifes Rahmeneck
Stützen:	keine vorhanden
Aufbeton:	10 cm, Überkronung Kragarm und Dübel in Entw. Achse
Schleppplatte:	biegesteif verbunden, aber nicht berücksichtigt
Fahrbahnaufbau:	14 cm

3.6.3 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE

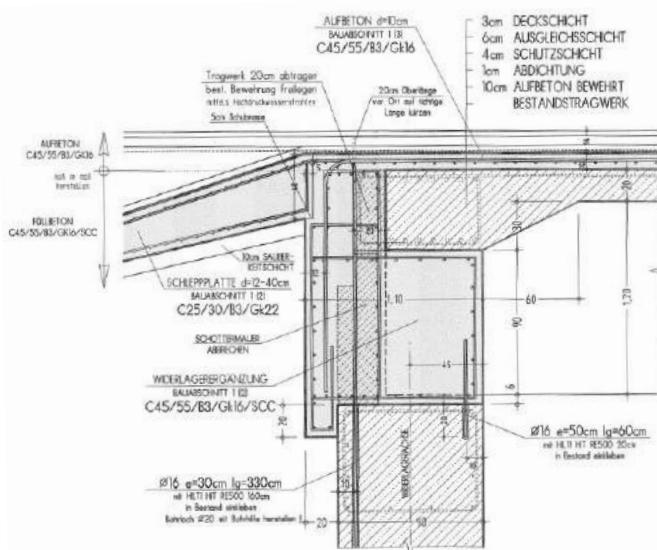


Abbildung 6: Rahmenecke Objekt 18071 [6]

3.6.4 BESTAND

Kreuzungswinkel	93,5000 gon
Stützweite senkrecht:	5,80 m
Länge in HT-Achse:	5,83 m
Breite:	11,30 m
Querschnitt:	Platten ($H = 0,35$ m), C45/55 (lt. Prüfung)
Widerlager:	Flachgründung, $H = 4,90$ m, $d = 0,60$ m, bewehrt
Fahrbahnaufbau:	10 cm
Norm:	k.A.

3.6.5 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr:	2013
Temperaturansatz:	k.A.
Erddruckansatz:	k.A.
Sonderfahrzeuge:	LM3 [3000/200, 5 km/h] mit häufigem LM1
Widerlager:	Stecker beiderseits
Stützen:	keine vorhanden
Aufbeton:	10 cm, Überkronung Kragarm und Dübel in Entw. Achse
Schleppplatte:	verbunden
Fahrbahnaufbau:	14 cm

3.6.6 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE

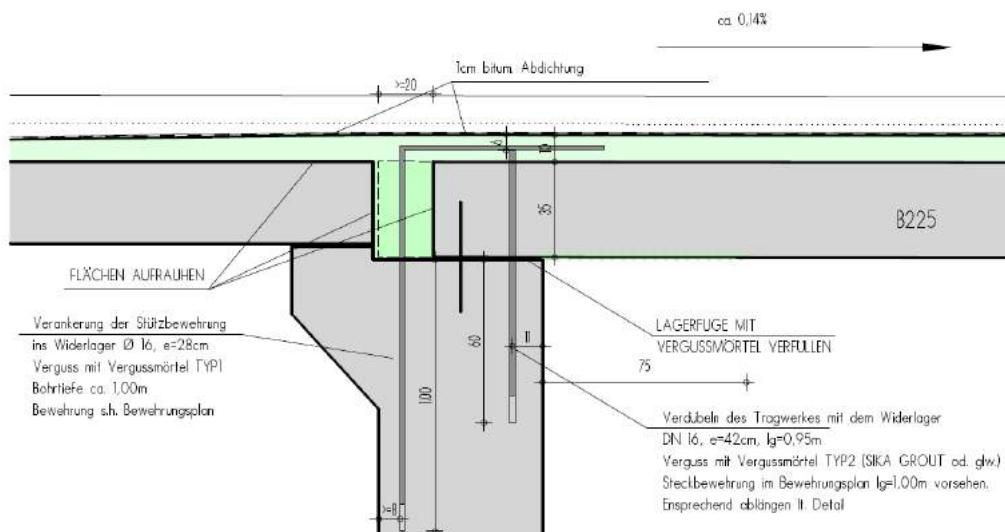


Abbildung 7: Rahmenecke Objekt 23039 [7]

3.7 OBJEKT 5661, LASSNITZBRÜCKE DER B76 BEI DEUTSCHLANDSBERG (STMK)

3.7.1 BESTAND

Kreuzungswinkel	100,0000 gon
Stützweite senkrecht:	10,00 + 14,00 + 10,00 m
Länge in HT-Achse:	35,40 m
Breite:	14,55 m
Querschnitt:	Platte ($H = 0,55$ m), C30/37
Widerlager:	Flachgründung, $H = 4,45$ m, $d = 1,00$ m, bewehrt, C16/20
Fahrbahnaufbau:	k.A.
Norm:	B4002:1970

3.7.2 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr:	2013
Temperaturansatz:	konstant +/- 29°K, Gradient +9°/-8°K
Erddruckansatz:	k.A.
Sonderfahrzeuge:	LM3 [1800/150, 30 km/h] im Verkehr und [2400/240, 5 km/h] im Alleingang
Widerlager:	Stecker luftseitig, Vorsatzschale und Rucksack
Stützen:	keine Maßnahmen
Aufbeton:	12 cm, Überkronung Kragarm
Schleppplatte:	gelenkig (konventionell)
Fahrbahnaufbau:	12 cm

3.7.3 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE

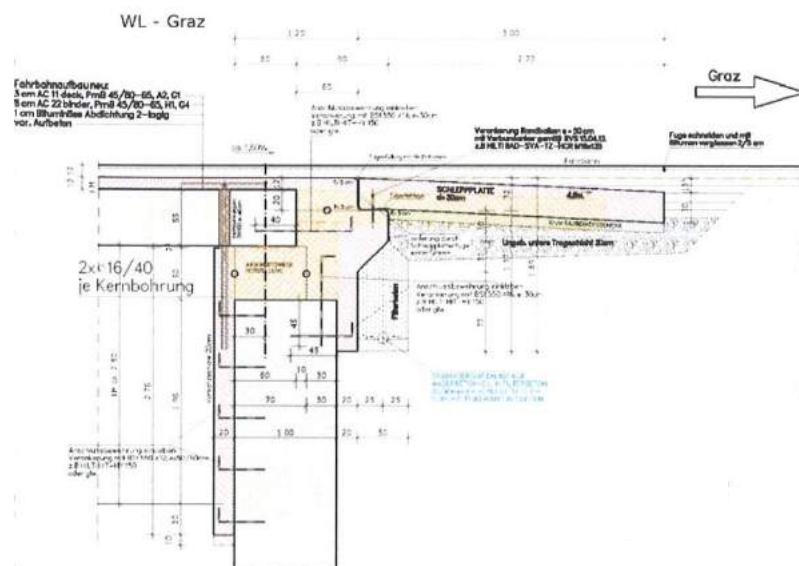


Abbildung 8: Rahmenecke Lassnitzbrücke

3.8 OBJEKT 5641, G63c, BRÜCKE ÜBER DIE KAINACH (STMK)

3.8.1 BESTAND

Kreuzungswinkel 100,0000 gon

Stützweite senkrecht: 34.80 m

Länge in HT-Achse: 34,80 m

Breite: 16.00 m

Querschnitt: Hohlkasten, 2-zellig, vorgespannt ($H = 1.55$ m (gesamt)), C30/37

Widerlager: Tiefgründung (5 Schlitzwände), H = 3,25 m, d = 1,00 m, bewehrt, C25/30

Fahrhahnaufbau: 7 cm

Norm: B4002:1970

3.8.2 INTEGRALISIERUNG

Sanierungsjahr: 2013

Temperaturansatz: k.A.

Erddruckansatz: $k A$

Sonderfahrzeuge: k.A.

Widerlager: Stecker und Rucksack

Stützen: keine vorhanden

Aufbeton: 17 cm. Überkronung Kragarm

Schleppplatte: gelenkig (konventionell)

Fahrhahnaufbau: 12 cm

3.8.3 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG DER RAHMENECKE

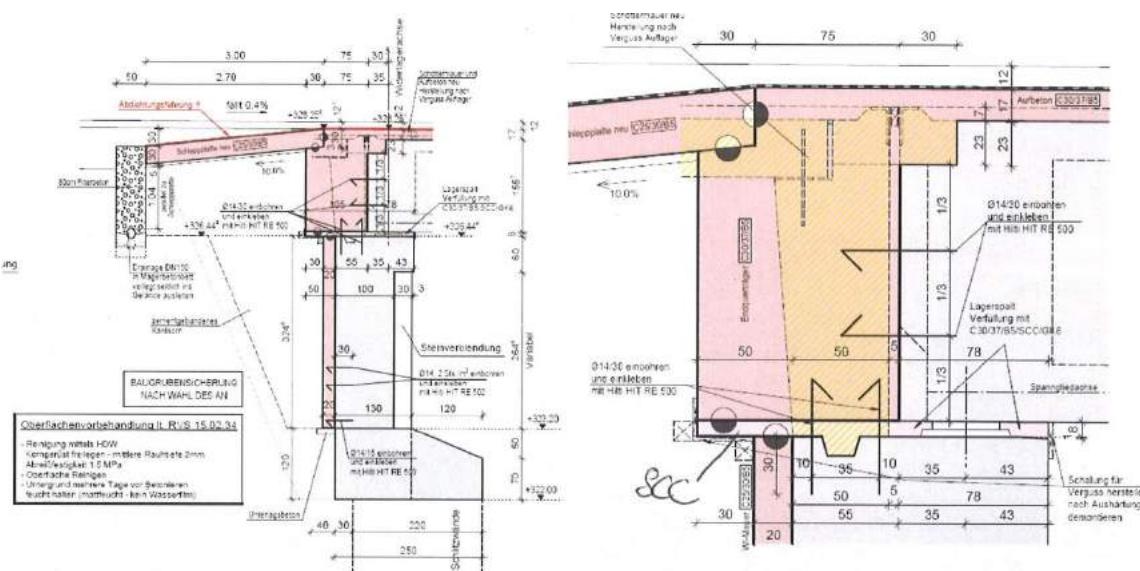


Abbildung 9: Bahmenecke Objekt G63c

4 ZUSAMMENFASSUNG

In nachstehender Tabelle sind die einzelnen Sanierungsmaßnahmen der Tragwerke zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 2 Überblick der Integralisierungsmaßnahmen

Objekt Nr.	San. Jahr	Temperatur-ansatz	Erddruck-ansatz	SFZ (LM3)	Ausführung	Aufbeton-höhe [cm]
Bgld 06006	2012	konst. +/- 30°	Passiver Erddruck	3000kN, e=1,50m, v=5km/h, FS1	<u>WL:</u> geschlossen und biegesteif <u>Rahmeneck</u> <u>Stützen:</u> nur ummantelt <u>Schleppplatte:</u> biegesteif verbunden, aber nicht berücksichtigt <u>Aufbeton:</u> Dübel über Stützen und in Entwässerungssachse, sowie Überkronung Kragarm	8-15
Bgld 16017	2011	k.A.	k.A.	3000kN, e=1,50m, v=5km/h und LM1 häufig	<u>WL:</u> Stecker beiderseits <u>Stützen:</u> (Wandscheiben) Stecker beiderseits <u>Schleppplatte:</u> biegesteif verbunden <u>Aufbeton:</u> Überkronung Kragarm	10
Bgld 16021	2012	k.A.	k.A.	3000kN, e=1,50m, v=5km/h und LM1 häufig	<u>WL:</u> luftseitige Stecker und 10cm Rucksack <u>Stützen:</u> keine vorhanden <u>Schleppplatte:</u> biegesteif verbunden <u>Aufbeton:</u> Dübel nur in Entwässerungssachse	8-16
Bgld 18001	2008	konst. +/- 20° Gradient +5°/+10°	ΔK (=K _a - K ₀)	nach RVS 15.02.23 (200t i. A. und 150t i.V.)	<u>WL:</u> Lager ausbetoniert <u>Stützen:</u> Manschette am Fuß und Lager ausbetoniert <u>Schleppplatte:</u> biegesteif verbunden <u>Aufbeton:</u> Überkronung Kragarm, sowie örtliche Dübel	10
Bgld 18060	2012	k.A.	k.A.	[3000/200]	<u>WL:</u> Rahmeneckbewehrung <u>Stützen:</u> keine vorhanden <u>Schleppplatte:</u> verbunden <u>Aufbeton:</u> keiner	0
Bgld 18071	2011	konst. +37°/-28° Gradient +15°/-8°	Erdruhe-druck	3000kN, e=1,50m, v=5km/h und LM1 häufig	<u>WL:</u> biegesteifes Rahmeneck <u>Stützen:</u> keine vorhanden <u>Schleppplatte:</u> verbunden, aber nicht berücksichtigt <u>Aufbeton:</u> Überkronung Kragarm und Dübel in Entwässerungssachse	10
Bgld 23039	2013	k.A.	k.A.	3000kN, e=1,50m, v=5km/h und LM1 häufig	<u>WL:</u> Stecker beiderseits <u>Stützen:</u> keine vorhanden <u>Schleppplatte:</u> verbunden <u>Aufbeton:</u> Überkronung Kragarm und Dübel in Entwässerungssachse	10
Stmk 5661	2013	konst. +/- 29 Gradient +9°/-8°	k.A.	[1800/150] i.V. und [2400/240] i.A.	<u>WL:</u> Stecker luftseitig, Vorsatzschale und kurzer Rucksack <u>Stützen:</u> keine Maßnahmen <u>Schleppplatte:</u> gelenkig (konventionell) <u>Aufbeton:</u> Überkronung Kragarm	12
Stmk 5641	2013	k.A.	k.A.	k.A.	<u>WL:</u> div. Stecker und Rucksack <u>Stützen:</u> keine vorhanden <u>Schleppplatte:</u> gelenkig (konventionell) <u>Aufbeton:</u> Überkronung Kragarm	17

Aus den übermittelten Statiken konnte im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine Abminderung der Schnittgrößen infolge Zwang unter Voraussetzung der Rissbildung mit den 0,6-fachen Steifigkeiten des ungerissenen Zustandes festgestellt werden. Es zeigt sich weiters, dass die Temperaturansätze Großteils lt. ÖNorm EN 1991-1-5 und ÖNorm B1991-1-5 auf das integrale System aufgebracht wurden. Dabei gliedert sich die Temperatureinwirkung in einen konstanten und in einen linear veränderlichen Anteil.

Beim Vergleich der einzelnen Tragwerke zeigt sich unter anderem, dass verschiedene Ansätze der Erddruckverteilung verwendet wurden.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Rahmenecke Objekt 06006 [1]	5
Abbildung 2: Rahmenecke Objekt 16017 [2]	6
Abbildung 3: Rahmenecke Objekt 16021 [3]	7
Abbildung 4: Rahmenecke Objekt 18001 [4]	8
Abbildung 5: Rahmenecke Objekt 18060 [5]	9
Abbildung 6: Rahmenecke Objekt 18071 [6] Objekt 23039, Brücke über einen Feldweg bei Welten (Bgld)	10
Abbildung 7: Rahmenecke Objekt 23039 [7]	11
Abbildung 8: Rahmenecke Lassnitzbrücke	12
Abbildung 9: Rahmenecke Objekt G63c.....	13

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1 Überblick Tragwerke.....	4
Tabelle 2 Überblick der Integralisierungsmaßnahmen	14

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Woschitz Engineering. Sanierungsprojekt Objekt 06006. *Schalungsplan WL Jois.* 2012.
- [2] Dipl.Ing. Franz Putz ZT GmbH. Detailprojekt Objekt 16017. *Details Schalung.* 2011.
- [3] Woschitz Engineering. Sanierungsprojekt Objekt 16021. *Details - Schalung.* 2012.
- [4] dorr - schober & partner. Sanierung und Ertüchtigung Objekt 18/1. *WL - Eisenstadt.* 2008.
- [5] —. Instandsetzung Objekt 18060. *Widerlagerdetail.* 2012.
- [6] Woschitz Engineering. Sanierungsprojekt Objekt 18071. *Schnitte und Details.* 2011.
- [7] —. Ertüchtigungsprojekt Objekt 23039. *Schalung Grundriss - Schnitte Sanierung.* 2013.

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 3

Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückentragwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken

Rev. 01

Teil 1

Berechnungsannahmen

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

INHALTSVERZEICHNIS

1	BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG	4
2	MODELLIERUNG DES SYSTEMS	6
2.1	UNTERScheidung DER GRUNDSYSTEME	6
2.2	PLATTENTRAGWERK – 1 FELD.....	7
2.3	PLATTENTRAGWERK – 2 FELD.....	9
2.4	PLATTENBALKEN – 1 FELD	9
2.5	PLATTENTRAGWERK – 1 FELD, SCHIEFWINKELIG.....	13
2.6	VERWENDETE MATERIALIEN	13
2.7	MODELLIERUNG BODEN.....	13
3	WAHL DER PARAMETER.....	16
3.1	PLATTENTRAGWERK – 1 FELD.....	16
3.2	PLATTENTRAGWERK – 2 FELD.....	17
3.3	PLATTENTRAGWERK – 1 FELD, SCHIEFWINKELIG.....	17
3.4	PLATTENBALKEN – 1 FELD	18
4	STÄNDIGE LASTEN	19
4.1	ÖNORM B 4002 (1970-12-01)	19
4.2	ÖNORM EN 1991-1-1 (2011-09-01) UND ÖNORM B 1991-1-1 (2011-12-01)	20
5	EINWIRKUNGEN AUS STRAßENVERKEHR	21
5.1	ÖNORM B 4002 (1970-12-01)	21
5.2	ÖNORM EN 1991-2 (2012-03-01) UND ÖNORM B 1991-2 (2011-04-15).....	26
5.3	ERGÄNZUNGEN 2-FELDTRÄGERSYSTEM	30
6	TEMPERATURLASTEN.....	31
6.1	ÖNORM B 4200 TEIL 4 (1984-08-01)	31
6.2	ÖNORM EN 1991-1-5 (2012-01-01) UND ÖNORM B 1991-1-5 (2012-01-01)	31
7	ERDDRUCKVERTEILUNG	33
7.1	VERWENDETE NORMEN	33
7.2	ERDDRUCK AUF BESTANDSTRAGWERK - SYSTEM 1 UND 2.....	34
7.3	ANSATZ ERDDRUCK INTEGRALISIERTES SYSTEM - SYSTEM 3 UND 4	37
8	SONSTIGE LASTEN.....	38
9	LASTFALLKOMBINATIONEN.....	39
9.1	ZUSAMMENSTELLUNG DER LASTEN – PLATTENTRAGWERK 1 FELD	39
9.2	ZUSAMMENSTELLUNG DER LASTEN – PLATTENTRAGWERK 2 FELD	41
9.3	ZUSAMMENSTELLUNG DER LASTEN – PLATTENBALKEN 1 FELD.....	43

9.4	ZUSAMMENSTELLUNG DER LASTEN – PLATTENTRAGWERK 1 FELD, SCHIEFWINKELIG	44
9.5	LASTFALLKOMBINATIONEN.....	45
9.6	AUSWERTUNG DER ERGEBNISSE, SCHNITTE.....	48
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	52
	TABELLENVERZEICHNIS	53
	LITERATURVERZEICHNIS.....	54

1 BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG

Ziele:

- 1) Definieren der Parameter für die Studie
- 2) Zusammenstellen der Bemessungsgrundlagen wie Lastannahmen, Querschnitten, etc.
- 3) Verifizieren eines geeigneten Rechenmodells (Scheibe/Stabsystem) mit Plausibilitätskontrolle
- 4) Durchführung der Parameterstudie
- 5) Auswertung der statisch-konstruktiven Untersuchung
- 6) Erstellung einer Dokumentation

Beschreibung der Inhalte:

Die zu erarbeitende Handlungsanweisung basiert u.a. auf einer statisch-konstruktiven Untersuchung (Parameterstudie) zur Machbarkeit von integralen Brücken im Neubaufall, sowie der Umrüstung von Bestandsbrücken auf integrale oder semi-integrale Tragwerke. Durch die Abbildung eines räumlichen Stab- bzw. Scheibenmodells soll die Boden-Bauwerksinteraktion ausreichend genau dargestellt werden. Nach Wahl eines geeigneten Rechenmodells wird die Parameterstudie mit nachstehenden Einflussgrößen durchgeführt werden. Etwaige auftretende Fragenstellungen im Zuge der Studie werden mit integriert. Die Untersuchung soll folgende Parameter umfassen:

- Statisches System:
 - Einfeld- und Zweifeldträger
 - Berücksichtigung der Bauzustände bei Systemänderung
- Geometrie und Anlageverhältnisse des Bauwerks:
 - Kreuzungswinkel
 - verschiedene Steigungen
 - Krümmung im Grundriss
 - Stützweite
- Überbau:
 - Platte und Plattenbalken
- Unterbau:
 - Einfluss der Höhe und des Querschnittes der Widerlagerwand
 - Einfluss von Flügelmauern, etc.
- Fundierung und Untergrund:
 - Elastizität der Gründung sowie des Untergrundes
 - Flachgründung, Tiefgründung insbesondere Länge, Anordnung und Winkel der Bohrpfähle

Folgende Lasten werden dabei auf das Rechenmodell aufgebracht:

- Ständige Lasten:
 - Eigengewicht des Tragwerkes und Aufbaus (neu und alt)
 - Last der Hinterfüllung auf die Gründung und Widerlagerwand

- Sekundärspannungen
 - Schwinden
 - Kriechen
- Unterschiedliche Setzungen bei Widerlager und Stützen
- Verkehrslasten nach Eurocode, RVS und ÖNorm B4002:
 - Auf die Hinterfüllung
 - Auf der Brücke
 - Aus Bremsen, Beschleunigen, Ermüdung; Anprall, etc.
- Temperatur:
 - Konstante und lineare Temperaturveränderungen auf das Tragwerk
 - Erddruck infolge konstanter Temperaturänderungen
- Windlast:
 - auf Bauwerk ohne/mit Verkehr

Wesentliches Ziel der Parameterstudie ist die Feststellung des Ertüchtigungsausmaßes infolge einer Systemänderung.

Methode:

Für die numerischen Untersuchungen stehen die Programme SOFISTIK und INFOGRAPH zur Verfügung. Es werden weitgehende Parameterstudien durchgeführt. Die Ergebnisse der Parameterstudie dienen der Herleitung der Bemessungsmodelle für AP 5.

- Verifikation der Ergebnisse mit Ingenieurmodell

Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

- Feststellung des Umfangs der erforderlichen Verstärkungsmaßnahmen infolge einer Systemänderung in Abhängigkeit der wesentlichen Parameter
- Ermittlung der Eingangsparameter (Schnittgrößen und deren Verläufe) für die Ausbildung von konstruktiven Details
- Ermittlung der erwarteten Verformung als Grundlage für die Entwicklung der verformbaren Schleppplatte
- Wissenschaftlich-technische Grundlagen für das AP6

2 MODELLIERUNG DES SYSTEMS

An dieser Stelle wird auf die angewandten statischen Systeme und speziell auf deren Unterschiede eingegangen.

2.1 UNTERScheidung DER GRUNDSYSTEME

Für die Berechnungen werden je Variante die vier Systeme unterschieden. Diese Systeme dienen dazu, die Einwirkungen gemäß alter und neuer Normen, sowie die Änderung des statischen Systems durch die Integralisierung der Bestandsbrücke abzubilden. 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 wird in der Berechnung berücksichtigt.

2.1.1 SYSTEM 1: ÖNORM, GELENKIG

Hierbei handelt es sich um das Bestandstragwerk. Dieses Ausgangssystem ist als Einfeldträgersystem zu betrachten auf welchem die Belastungen lt. ÖNorm B 4002 (1970) [1] aufgebracht werden. Der Anschluss der Fahrbahn an die Widerlagerwände erfolgt mittels Federn (gelenkig). Es werden die in der Eingabemaske angegebenen Bodenkennwerte für die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit im Fußpunkt der Widerlagerwände verwendet.

2.1.2 SYSTEM 2: EUROCODE, GELENKIG

Dieses System ist identisch wie System 1. Die Belastungen werden jedoch gemäß ÖNorm EN 1991-2 (2012-03-01) [2] bzw. ÖNorm B 1991-2 (2011-04-15) [3] angenommen. Aus diesen Ergebnissen ist es somit möglich abzuschätzen, ob das bestehende Tragwerk auch unter Eurocode-Lasten als ausreichend tragfähig einzustufen ist bzw. um welchen Prozentsatz die Eurocode-Lasten verringert werden müssten, um eine ausreichende Tragfähigkeit zu gewährleisten.

2.1.3 SYSTEM 3: EUROCODE, RAHMEN, MINIMALE BODENKENNWERTE

Wie in System 2 werden auch hier die Belastungen laut Eurocode [2] [3] angenommen. Der Anschluss der Fahrbahn an die Widerlagerwände erfolgt mittels Federn (gelenkig) bzw. Kopplungen (biegesteifer Rahmen). Das System 1 mit gelenkig gelagerter Fahrbahnplatte kommt bei der Einwirkung aus Eigengewicht zur Anwendung. Hierbei handelt es sich um das Eigengewicht des Tragwerks und eines eventuellen Aufbetons auf der Fahrbahnplatte, wie sie vor Umbau des Systems auftreten (Bauzustand 1). Die Ausbaulasten (Asphalt, Randbalken, Geländer) werden auf das Rahmensystem mit biegesteifen Ecken, welches durch den Umbau entsteht, aufgebracht (Bauzustand 2 = Endzustand). Dadurch werden die Bauzustände berücksichtigt. Es werden die in der Eingabemaske angegebenen Bodenkennwerte für die Drehfeder im Fußpunkt der Widerlagerwände verwendet.

2.1.4 SYSTEM 4: EUROCODE, RAHMEN, MAXIMALE BODENKENNWERTE

Das System 4 ist identisch wie System 3 hinsichtlich des statischen Systems und der Belastungsannahmen. Lediglich für die Bodenfedern wird als oberer Grenzwert die 5-fache Bodensteifigkeit angesetzt. Die Unterscheidung in minimale (vom Benutzer angegebene) und maximale (5-facher Wert) Bodenkennwerte lässt eine Betrachtung von zwei Grenzwerten zu. Dies ist notwendig, da es sich speziell bei den Bodenparametern um eine Abschätzung handelt und deren Einfluss auf das Gesamtsystem nicht zu vernachlässigen ist. [4 S. V.1 1]

2.2 PLATTENTRAGWERK – 1 FELD

Für das statische Modell des Plattentragwerkes, welches in Abbildung 1 dargestellt ist, werden durchgehend Flächenelemente (QUADS) verwendet. Um das System abhängig von den gewünschten Parametern zu generieren, wird hierfür eine Eingabemaske erstellt. Einer der Werte, welche in dieser Eingabemaske festgelegt werden kann, ist die maximale Elementlänge bzw. Elementbreite. Für die Parameterstudie wird eine maximale Elementabmessung von 0,4 [m] verwendet. Somit wird die Fahrbahnplatte, welche eine minimale Länge von 8 [m] aufweist, mit mindestens 20 Elementen in Längsrichtung abgebildet. Für die Widerlagerwand, welche eine maximale Höhe von 4 [m] besitzt, werden mindestens zehn Elemente zur Modellierung verwendet.

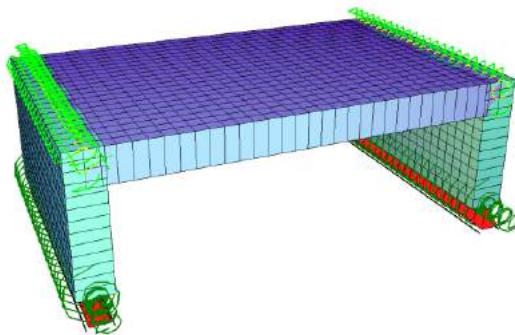


Abbildung 1: Modell des statischen Systems (1-feldrige Platte) in SOFiSTiK

2.2.1 ÜBERGANG ZWISCHEN FAHRBAHN UND WIDERLAGERWAND

Für den Übergang zwischen Fahrbahn und Widerlagerwand werden die zwei nachstehenden Fälle unterschieden.

Fall 1: Gelenkiger Anschluss

Der Anschluss erfolgt mittels Federn als Linienlager an der auf den Widerlagerwänden aufliegenden Kanten der Fahrbahnplatte. Dabei werden die Federn in z-Richtung als sehr steif modelliert während die Federn in x- und y-Richtung auf einer Seite des Tragwerks als sehr weich und auf der anderen Seite mit einer Steifigkeit von 0 [kN/m] abgebildet werden. Der so entstehende gelenkige Anschluss zwischen Fahrbahn und Widerlagerwand ermöglicht eine zwängungsfreie Lagerung und kommt in den Grundsystemen 1 und 2 für alle Lasten zur Anwendung. In den Systemen 3 und 4 wird nur für das Eigengewicht des Tragwerks (Bauabschnitt 1) ein gelenkiger Anschluss verwendet. Abbildung 2 stellt die Lage der Federn sowie das statische System der Fahrbahnplatte dar.

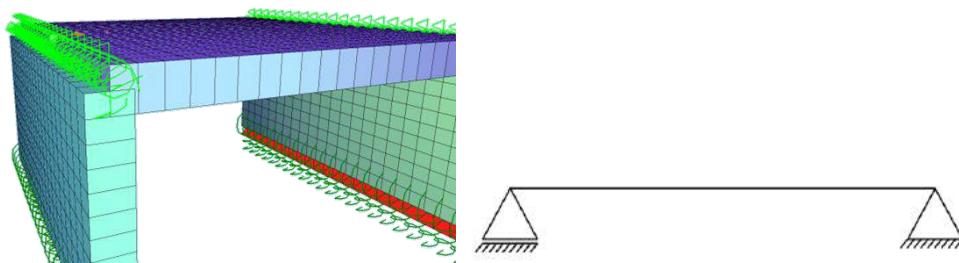


Abbildung 2: Gelenkige Modellierung des Anschlusses zwischen Fahrbahnplatte und Widerlagerwand in SOFiSTiK

Fall 2: Biegesteifer Anschluss

Um die Rahmentragwirkung der Brücke im integralen Zustand zu modellieren, kommen Kopplungen zum Einsatz. Die auftretenden Momente können so über die Rahmenecke übertragen werden. Dieser Anschluss kommt bei den Grundsystemen 3 und 4 im Bauabschnitt 2 zum Einsatz (s. Abbildung 3).

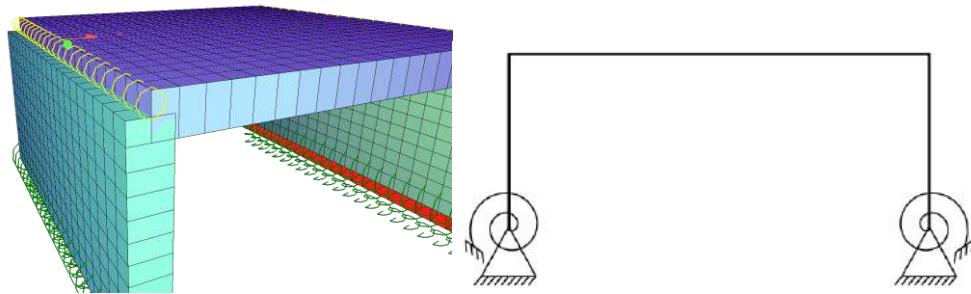


Abbildung 3: Biegesteife Modellierung des Überganges zwischen Fahrbahnplatte und Widerlagerwand mittels Kopplungen in SOFiSTiK

Da die Knotenebene für die Elemente der Fahrbahnplatte oben liegt bedarf es für die Kopplungen einer genaueren Betrachtung. Abbildung 4 zeigt die Lage der Kopplungen zwischen Fahrbahn und Widerlagerwand. Für die Lasten aus Erddruck wird die vollständige Widerlagerwand modelliert, um den auftretenden Erddruck über die gesamte Höhe in der Berechnung abbilden zu können. Damit es möglich wird, den Übergang zwischen Fahrbahnplatte und Widerlagerwand gelenkig mit Federn (Grundsysteme 1 und 2) sowie biegesteif mittels Kopplungen (Grundsysteme 3 und 4) zu modellieren, müssen für beide Bauteile getrennte Knoten vorhanden sein. Wie in Abbildung 4 ersichtlich, wird der obenliegende Eckknoten der Fahrbahn mit der Widerlagerwand in der Höhe der Schwerachse der Fahrbahn mit Federn bzw. Kopplungen verbunden. Dieser Eckknoten der Fahrbahn ist im Abstand von 2 [mm] vom Knoten im Widerlagerwandkopf positioniert. Der Abstand ist größer als die im Programm definierte Toleranz (1 [mm]). Durch den Abstand von 2 [mm] wird dafür gesorgt, dass die beiden Knoten stets als getrennte Knoten vorhanden bleiben. Liegen die Knoten innerhalb der Toleranz, kommt es automatisch zu einem Zusammenfassen dieser und damit zu einer biegesteifen Verbindung von Fahrbahnplatte und Widerlagerwand.

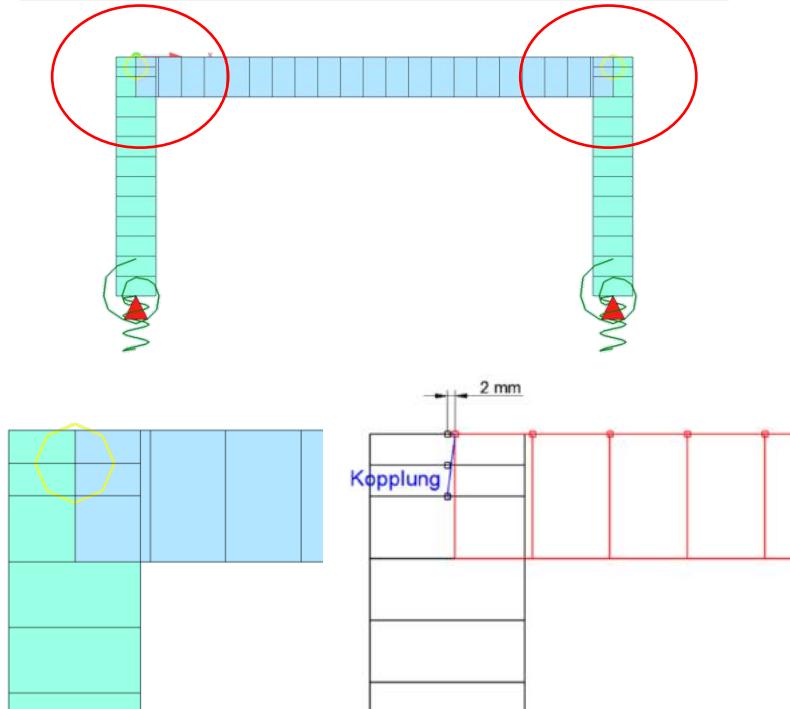


Abbildung 4: Lage (oben) und Detailansicht (unten) der Kopplungen

2.2.2 ABBILDUNG AUFBETON

Da eine Abbildung eines möglichen Aufbetons angedacht ist, ist es notwendig, die Knotenebene der Fahrbahn obenliegend zu wählen. So können an diese Knoten die Fahrbahnplatte als untenliegende und der Aufbeton als obenliegende Flächenelemente implementiert werden.



Abbildung 5: Lage der Knoten in der Fahrbahnplatte

2.3 PLATTENTRAGWERK – 2 FELD

Die Modellierung des 2-feldrigen Plattentragwerks erfolgt analog zum 1-feldrigen System laut 2.2 und ist in Abbildung 6 dargestellt. Für die durchgeführten Berechnungen wird von 2 gleichen Stützweiten ausgegangen. Die Dicke des Pfeilers wird mit der Hälfte der Widerlagerwanddicke angenommen. Zu beachten gilt, dass der Anschluss des Pfeilers im Ausgangszustand sowie am integralisierten Tragwerk mit einer Feder in vertikaler Richtung abgebildet wird, wodurch lediglich Normalkräfte im Pfeiler auftreten.

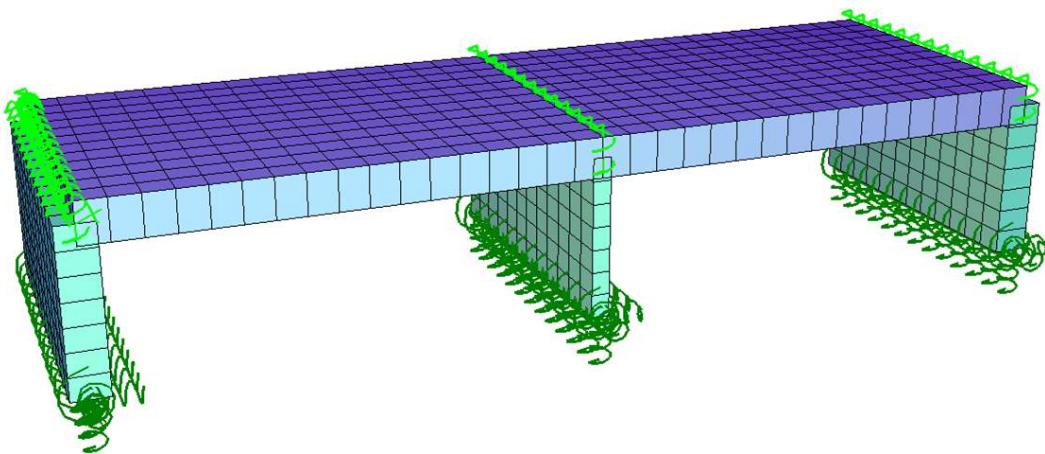


Abbildung 6: Modell des statischen Systems (2-feldrige Platte) in SOFiSTiK

2.4 PLATTENBALKEN – 1 FELD

Ein Abwagen 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. Der Einsatz von Flächenelementen (QUADS) ist für die Durchführung der Parameterstudie zweckmäßig, auf die Verwendung von Volumenselementen (BRICs) wird auch beim Plattenbalken verzichtet. 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 0,4 [m].

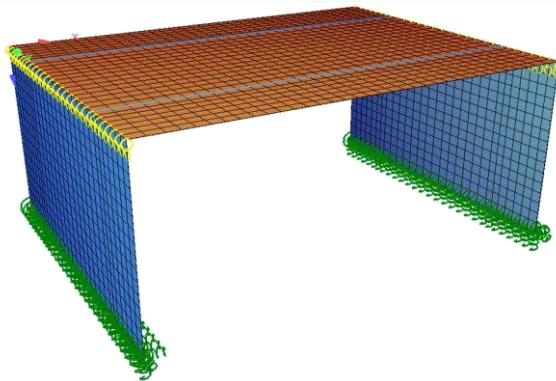


Abbildung 7: Statisches System – Sofistik

2.4.1 ÜBERBAU

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. [5 S. 183] Die Knotenebene befindet sich an der Oberseite (Abbildung 9), 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 Normalkraftsteifigkeit der Platte auf 1/1000 des Ausgangswertes, um die Gesamtbelastung in Längsrichtung nur über die Stabschnittgrößen abzutragen. [6 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 8. [5 S. 473 f.]

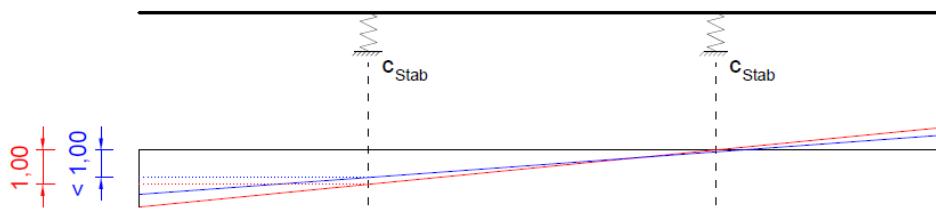


Abbildung 8: Quereinflusslinien in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisse zwischen Stab und Platte

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 [5] 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 I_0 aufgrund der mitwirkenden Breite b_{eff} lt. ÖNorm EN 1992-1-1 [7] ermittelt.

Nach DIN 1045-1 [8] 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. [8]

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 3 und 4 wird für das Eigengewicht des Tragwerkes (Bauzustand 1) ebenfalls der Abstand l_0 mit der Brückenlänge l festgelegt, jedoch für alle weiteren Lasten (Bauzustand 2 = Endzustand) wird der Abstand der Momentennullpunkte auf das 0.6-fache der Überbaulänge reduziert.

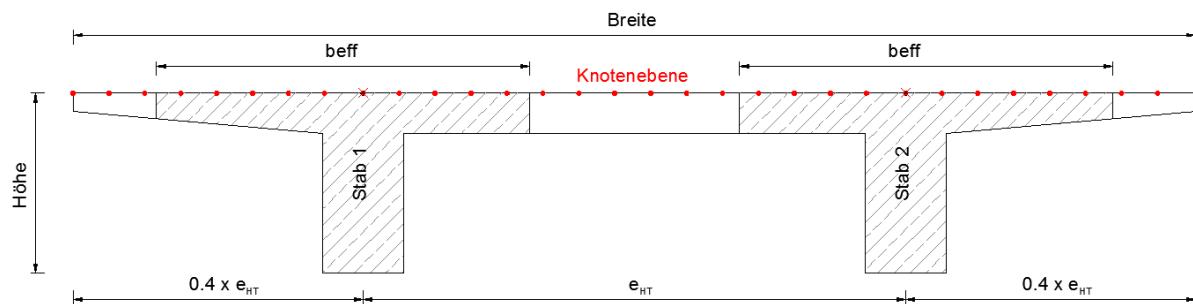


Abbildung 9: Stabquerschnitte

Die Schnittkraftverteilung in der Platte hängt nicht nur von der Biegesteifigkeit sondern auch von der Torsionssteifigkeit der Stege ab. Aus Abbildung 10 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. Dies ist notwendig, da nur der Steg des Stabes eine Verdrehung der Platte verhindert, jedoch nicht der Plattenanteil des Stabes (b_{eff}).

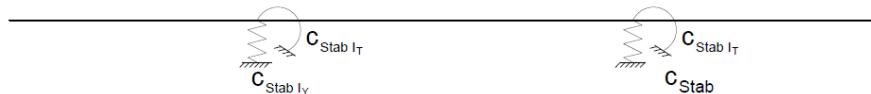


Abbildung 10: Statisches System in Querrichtung

2.4.2 WIDERLAGERWAND

Die Modellierung der Widerlagerwand erfolgt ebenfalls mit Flächenelementen. Das Hauptaugenmerk muss dabei vor allem auf die Übergangsbedingungen zwischen Über- und Unterbau gelegt werden.

2.4.3 ÜBERGANG ZWISCHEN FAHRBAHN UND WIDERLAGERWAND

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, Fall 2 die Ausbildung eines biegesteifen Rahmenecks.

Fall 1: 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 sehr 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. In Abbildung 11 ist eine schematische Darstellung der Lagerung des Überbaus ersichtlich.

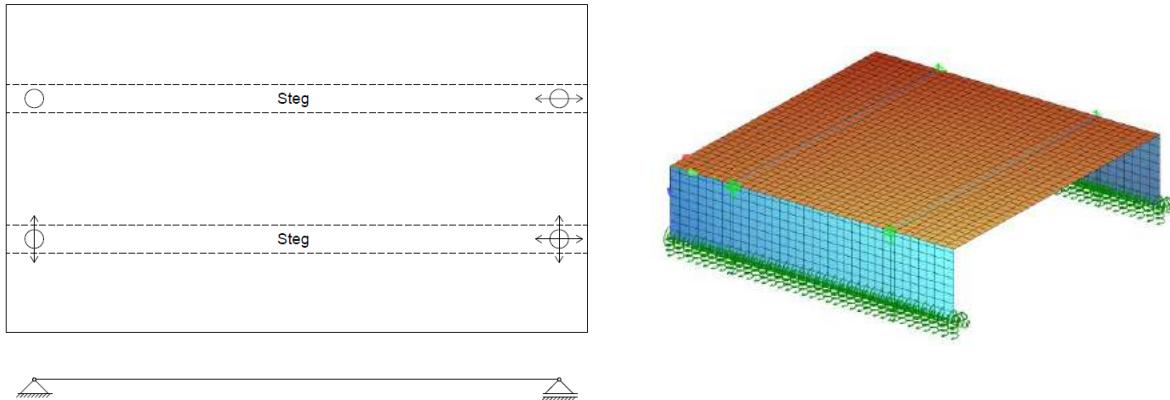


Abbildung 11: Gelenkiger Anschluss des Plattenbalkens [9 S. 149]

Fall 2: 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.

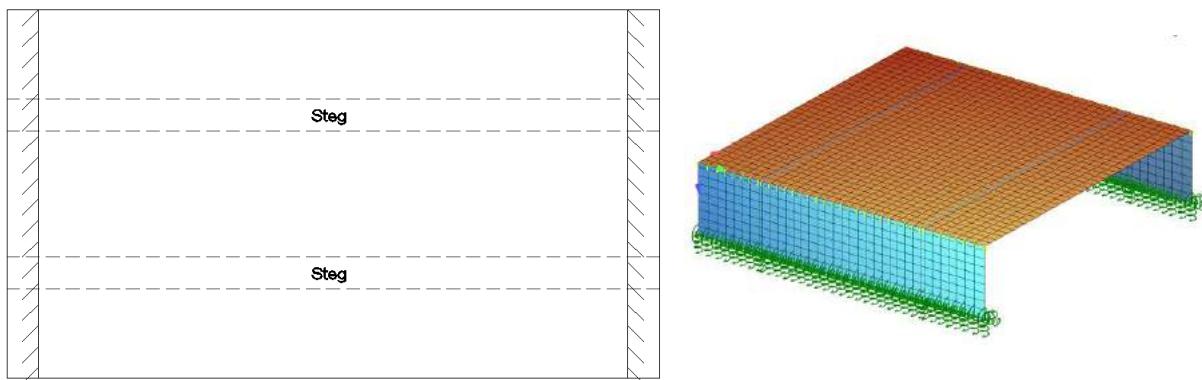


Abbildung 12: Biegesteifer Anschluss des Plattenbalkens

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 (Berücksichtigung der Toleranz; s.a. Kapitel 2.2.1). Die Kopplung des Plattenbalkens und der Widerlagerwand erfolgt auf Höhe der Schwerachse des Plattenbalkens (s. Abbildung 13).

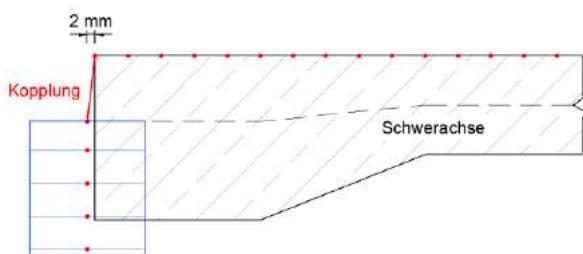


Abbildung 13: Anschluss Widerlagerwand und Plattenbalken

2.4.4 ABBILDUNG AUFBETON

Die Abbildung eines Aufbetons erfolgt analog zu Kapitel 2.4.4.

2.5 PLATTENTRAGWERK – 1 FELD, SCHIEFWINKELIG

Die Modellierung des 1-feldrigen, schiefwinkeligen Plattentragwerks erfolgt analog zum 1-feldrigen System laut 2.2 und ist in Abbildung 14 Abbildung 6 dargestellt. Im Gegensatz zum geraden Tragwerk wird hier auf die explizite Eingabe von Laststellungen der Verkehrslasten verzichtet. Stattdessen kommen 25 Laststellungen je Fahrspur über die Länge zum Einsatz.

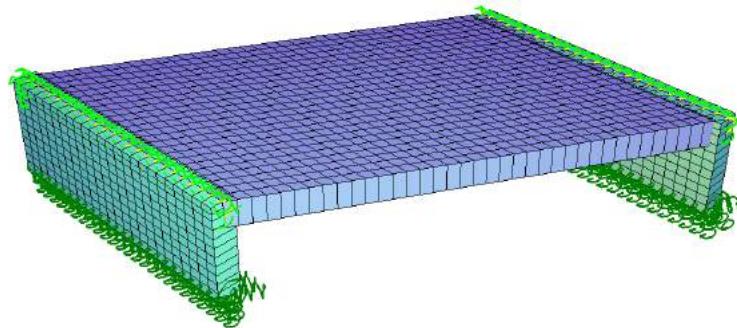


Abbildung 14: Modell des statischen Systems (1-feldrige, schiefwinkelige Platte) in SOFiSTiK

2.6 VERWENDETE MATERIALIEN

Für die einzelnen Bauteile werden die in Tabelle 1 aufgelisteten Betonfestigkeitsklassen und -eigenschaften verwendet.

Tabelle 1: Verwendete Betonfestigkeitsklassen

Bauteil	Betonfestigkeitsklasse
Fahrbahnplatte und Längsträger	C25/30
Aufbeton	C30/37 [10]
Widerlagerwand	C20/25

2.7 MODELLIERUNG BODEN

2.7.1 BODENFEDERN

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 in Querrichtung der Brücke 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. Die Ermittlung der Bodenfedern wird nachstehend beispielhaft nach [4 S. 4] verdeutlicht.

Abmessungen Fundament: (siehe Abbildung 15)

$b = 3 \text{ [m]}$ (*Fundamentbreite, fixer Wert*)

$a = 8 \text{ [m]}$ (*Fundamentlänge, lt. Eingabemaske*)

max. Bodenpressung:

$$\sigma_{zul} = 350 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

(Bodenpressung, lt. Eingabemaske)

$$s_{max} = 0,005 \text{ [m]}$$

(max. Bodensetzung, lt. Eingabemaske)

$$s_{min} = 0,001 \text{ [m]}$$

(min. Bodensetzung, lt. Eingabemaske)

Die Vertikalfedern werden unter der Annahme abgebildet, dass eine Ausnutzung der zulässigen Sohlnormalspannung auf der gesamten Gründungsfläche eine Setzung von s_{max} möglich ist. Damit ergeben sich folgende Vertikalfedern:

Oberer Grenzwert:

$$c_{z,max} = \frac{a \cdot b \cdot \sigma_{zul}}{s_{max}} = \frac{8 \cdot 3 \cdot 350}{0,005} = 1,68 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 2,1 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{lfdm}$$

Unterer Grenzwert

$$c_{z,min} = \frac{a \cdot b \cdot \sigma_{zul}}{s_{min}} = \frac{8 \cdot 3 \cdot 350}{0,001} = 8,4 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1,05 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{lfdm}$$

In Brückenlängsrichtung wird überschlagsmäßig die Hälfte, in Brückenquerrichtung 10% der vertikalen Federsteifigkeit angesetzt. Auch hier erfolgt eine Grenzwertbetrachtung.

$$c_{x,max} = \frac{c_{z,max}}{2} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2} = 1,05 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{lfdm} \quad c_{x,min} = \frac{c_{z,min}}{2} = \frac{1,05 \cdot 10^6}{2} = 5,25 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{lfdm}$$

$$c_{y,max} = \frac{c_{z,max}}{10} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{10} = 2,1 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{lfdm} \quad c_{y,min} = \frac{c_{z,min}}{10} = \frac{1,05 \cdot 10^6}{10} \\ = 1,05 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / \text{lfdm}$$

2.7.2 DREHFEDERKONSTANTE K

Die Ermittlung der Drehfederkonstante K für den Boden wird gemäß Petersen [11 S. 912] durchgeführt. Als Eingangswerte dienen die Steifezahl S und die Breite b der Flachgründung (= Breite des Tragwerks). Mittels der Querdehnungszahl μ und der Steifezahl S lässt sich der E-Modul des Bodens errechnen. Der Wert i (abhängig von t , b und μ) wird mit 4,64 angenommen (siehe Abbildung 15), da bei der Gründung von einem bindigen Boden ($\mu = 0,3$) und von $t \geq 3b$ ausgegangen wird. Der Wert k wird aus dem b/a -Verhältnis aus den gegebenen Werten linear interpoliert. Aus den ermittelten Werten ergibt sich abhängig von der gewählten Steifezahl eine Drehfederkonstante K . Die Ermittlung der Federkonstante wird nachstehend beispielhaft verdeutlicht [4 S. 3f]:

Bodenart: Schotter scharfkantig

$$S = 300000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

(Steifezahl, lt. Eingabemaske)

$$\mu = 0,3 [-]$$

(Querdehnungszahl, fixer Wert)

Abmessungen Fundament: (siehe Abbildung 15)

$$b = 3 \text{ [m]}$$

(Fundamentbreite, fixer Wert)

$$a = 8 \text{ [m]}$$

(Fundamentlänge, lt. Eingabemaske)

Elastizitätsmodul:

$$E = \frac{1-\mu-2\mu^2}{1-\mu} \cdot S = \frac{1-0,3-2 \cdot 0,3^2}{1-0,3} \cdot 300000 = 222857 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Annahme: $t/b \geq 3 \rightarrow i = 4,64$

$$b/a = 3/8 = 0,375 \rightarrow k = 0,91 \text{ (linear interpoliert)}$$

$$K = 8 \cdot 3^2 \cdot \frac{222857}{4,64 \cdot 0,91} = 3800140,8 [kNm] \triangleq 475017,6 [kNm/lfm]$$

Dieser Wert wird dann in weiterer Folge für die Berechnung in SOFiSTiK als *unterer Grenzwert der Drehfederkonstante K* herangezogen.

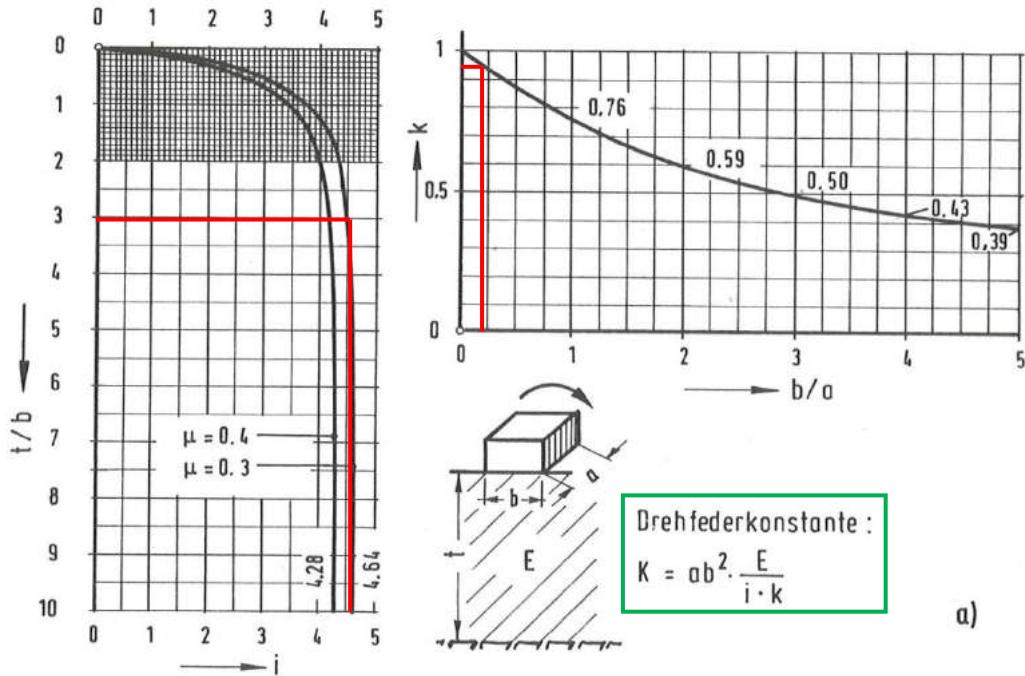


Abbildung 15: Ermittlung Drehfedersteifigkeit lt. Petersen [11 S. 912]

3 WAHL DER PARAMETER

In Anlehnung an Arbeitspaketbeschreibung 7 werden folgende Parameter gewählt.

3.1 PLATTENTRAGWERK – 1 FELD

Um einen Großteil der möglichen Brückenbauwerke in der Parameterstudie abbilden zu können, werden folgende Parameter zur Beschreibung der Tragwerke herangezogen.

Tabelle 2: Parameter für Parameterstudie am 1-feldrigen Plattentragwerk

	Aufbeton [m]	Stützweite [m]	Höhe Querschnitt L/h	Fahrbahn- breite b [m]	Höhe WL-Wand [m]	Dicke WL-Wand [m]	Steifezahl Boden [kN/m ²]
1	0,00	8	10	5	4	0,8	10.000
2	0,07	10	12	9	6	1,0	100.000
3	0,10	12	15	12	8	1,2	1.000.000
4		14		16		1,4	10.000.000
5		16					100.000.000
6		18					
7		20					
8		22					
9		24					
10		26					

Die Fahrbahnbreiten beschreiben dabei einen 1, 2, 3 und 4 spurige Fahrbahn. Am Tragwerk wird weiters ein Randbalken von 1,25 m Breite angeordnet (siehe nachstehende Abbildung). Die Steifezahl zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit des Bodens variiert von „Sand, rundkörnig, lockere Lagerung“ bis „Fels“ nach [11 S. 912].

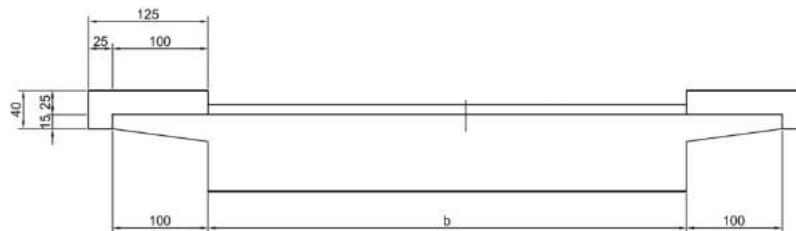


Abbildung 16: Fahrbahnquerschnitt - Plattentragwerk

3.2 PLATTENTRAGWERK – 2 FELD

Für das 2-feldrige Plattentragwerk werden die Parameter, wie in Tabelle 3 dargestellt, gewählt.

Tabelle 3: Parameter für Parameterstudie am 2-feldrigen Plattentragwerk

	Stützweite (je Feld) [m]	Höhe Querschnitt L/h	Fahrbahn- breite b [m]	Höhe WL-Wand [m]	Dicke WL-Wand [m]	Steifezahl Boden [kN/m ²]
1	14	15	5	4	0,8	10.000
2	16	17	9	6	1,0	100.000
3	18	20	12	8	1,2	1.000.000
4	20		16		1,4	10.000.000
5	22					100.000.000
6	24					
7	26					

3.3 PLATTENTRAGWERK – 1 FELD, SCHIEFWINKELIG

Für das 1-feldrige, schiefwinkelige Plattentragwerk werden die Parameter, wie Tabelle 4 in dargestellt, gewählt. Auf eine Betrachtung der Kreuzungswinkel unter 20° wird gemäß Leonhardt Teil 6 S. 117 verzichtet.

Tabelle 4: Parameter für Parameterstudie am 1-feldrigen, schiefwinkeligen Plattentragwerk

	Stützweite (je Feld) [m]	Kreuzungswinkel α [°]	Höhe Querschnitt L/h	Fahrbahn- breite b [m]	Höhe WL-Wand [m]	Dicke WL-Wand [m]	Steifezahl Boden [kN/m ²]
1	8	20	15	5	6	1,2	10.000
2	10	25		9			100.000
3	12	30		12			1.000.000
4	14	35		16			10.000.000
5	16	40					100.000.000
6	18	45					
7	20	50					
8	22						
9	24						
10	26						

3.4 PLATTENBALKEN – 1 FELD

Um einen Großteil der möglichen Brückenbauwerke in der Parameterstudie abbilden zu können, werden folgende Parameter zur Beschreibung der Tragwerke herangezogen.

Tabelle 5: Parameter für Parameterstudie

	Stützweite [m]	Höhe Querschnitt L/h	Fahrbahn- breite b [m]	Höhe WL-Wand [m]	Dicke WL-Wand [m]	Steifezahl Boden [kN/m ²]
1	16	15	5	6	0.8	10.000
2	18		9	8	1.0	100.000
3	20		12		1.2	1.000.000
4	22		16			10.000.000
5	24					
6	26					
7	28					
8	30					

Die Fahrbahnbreiten beschreiben dabei einen 1, 2, 3 und 4 spurige Fahrbahn. Am Tragwerk wird weiters ein Randbalken von 1,25 m Breite angeordnet (Abbildung 17). Die Steifezahl zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit des Bodens variiert von „Sand, rundkörnig, lockere Lagerung“ bis „Fels“ nach [11 S. 912].

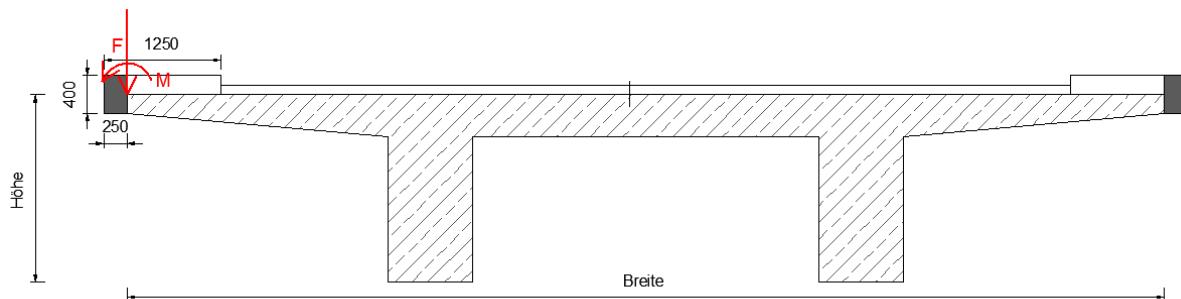


Abbildung 17: Fahrbahnquerschnitt - Plattenbalken

4 STÄNDIGE LASTEN

4.1 ÖNORM B 4002 (1970-12-01)

Gemäß ÖNorm B 4002 [1] sind die ständigen Lasten als gleichmäßig verteilt anzunehmen. Die ständigen Lasten umfassen das Gewicht vom Tragwerk, der Fahrbahndecke, der Leitungen, der Gehsteige etc. Für die Ermittlung des Gewichts der einzelnen Teile wird auf die ÖNorm B 4002, 2. Teil verwiesen.

4.1.1 PLATTENTRAGWERK

Die ständigen Lasten bestehen einerseits aus dem Eigengewicht des Tragwerks, welches automatisch vom Programm über das Volumen der einzelnen Bauteile und das jeweilige Material ermittelt wird (Lastfall 1001). Eine Auskragung des Querschnittes wird mittels einer Linienlast sowie mit einem Linienmoment auf beiden Längsseiten des Tragwerks berücksichtigt. Weiters ist das Eigengewicht des Randbalkens und eines Geländers (Lastfall 1002) und der Ausbaulast (Lastfall 1003) zu berücksichtigen. Das Eigengewicht des Randbalkens wird vereinfacht als Linienlast/-moment auf den Längsseiten des Tragwerks angebracht. Abbildung 18 zeigt einen Fahrbahnquerschnitt sowie die Umrechnung der Randbalkenlast in eine Linienlast und in ein Linienmoment.

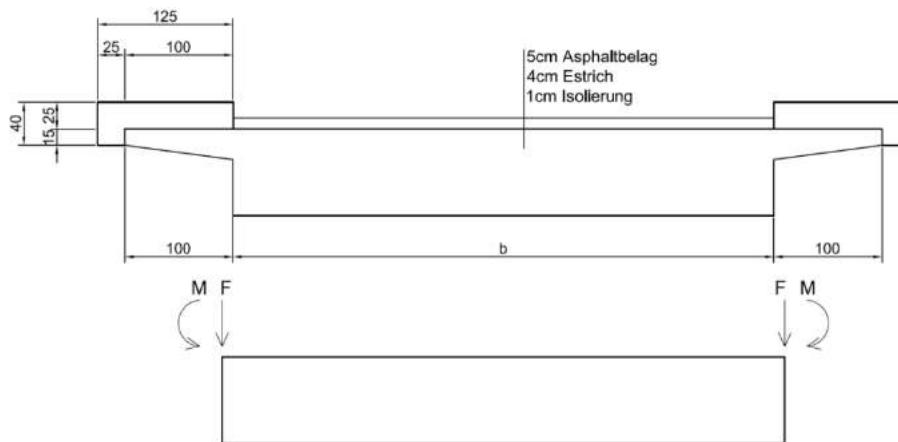


Abbildung 18: Fahrbahnquerschnitt - Last aus Randbalken

Lastfall 1002 – Randbalken

$$F = 25 \cdot (1,0 \cdot 0,25 + 0,25 \cdot 0,40) = 8,75 \text{ [kN/lfm]}$$

$$M = 25 \cdot (1,0 \cdot 0,25 \cdot 1,0/2 + 0,25 \cdot 0,40 \cdot (1 + 0,25/2)) = 5,94 \text{ [kNm/lfm]}$$

Lastfall 1003 - Ausbaulast:

Die folgende Ausbaulast wird für das Bestandstragwerk angenommen:

3 [cm]	Deckschicht	$0,03 \text{ [m]} \cdot 24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	=	0,72 [kN/m ²]
6 [cm]	Tragschicht	$0,06 \text{ [m]} \cdot 24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	=	1,44 [kN/m ²]
1 [cm]	Schutzschicht	$0,01 \text{ [m]} \cdot 24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	=	0,24 [kN/m ²]
				2,40 [kN/m ²]

4.1.2 PLATTENBALKEN

Der schraffierte Bereich in Abbildung 19 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 19 dargestellte weiße Anteil des Randbalkens geht in Form einer gleichmäßigen Flächenlast und der grau schraffierte Bereich durch das Aufbringen einer Linienlast mit zugehörigen Moment in die Berechnung ein und wird in Lastfall 1002 gespeichert. Die Ausbaulast wird analog zu Kapitel 4.1.1 auf das System aufgebracht.

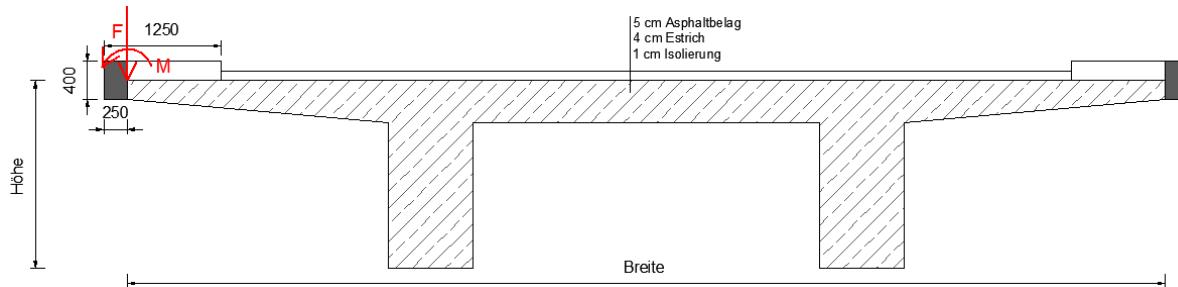


Abbildung 19: Fahrbahnquerschnitt - Lasten aus Randbalken, Tragwerk und Ausbau

4.2 ÖNORM EN 1991-1-1 (2011-09-01) UND ÖNORM B 1991-1-1 (2011-12-01)

Gemäß ÖNorm EN 1991-1-1 [12] und ÖNorm B 1991-1-1 [13] fallen unter die ständigen Lasten die Eigengewichte aus tragenden und nicht tragenden Bauteilen. Somit sind einerseits das Tragwerk selbst aber auch Fahrbahnbeläge, Beschichtungen, Bordsteine, Geländer, Kabelrohre, Versorgungsleitungen, etc. in die Berechnung als ständige Lasten miteinzubeziehen. Zu beachten gilt hierbei aber, dass beispielsweise das Eigengewicht einer Flüssigkeit in einer Versorgungsleitung als veränderliche Einwirkung (Nutzlast) zu betrachten ist. Das Eigengewicht ergibt sich somit aus den Bauteilabmessungen und den Wichten der verwendeten Materialien. Sollten bei diesen Parametern Unsicherheiten auftreten, kann es zweckmäßig sein, Grenzwertbetrachtungen anzustellen. [9 S. 22 ff.] Speziell bei Straßenbrücken kann es notwendig werden, eine Ausgleichsgradienten herzustellen, was bereits im Vorhinein durch eine Zusatzlast berücksichtigt werden sollte. [14 S. 16 f.]

4.2.1 PLATTENTRAGWERK

Lastfall 1001 und Lastfall 1002 wird analog zu Kapitel 4.1.1 auf das System aufgebracht, es ändert sich lediglich die Ausbaulast (Lastfall 1003)

Lastfall 1003 - Ausbaulast:

Für die Systeme nach Eurocode wird die Ausbaulast gemäß RVS 15.03.15 [15] angenommen und ergibt sich zu:

$$\begin{array}{lllll}
 3 \text{ [cm]} & \text{Deckschicht} & 0,03 \text{ [m]} \cdot 24 \text{ [kN/m}^3\text{]} & = & 0,72 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\
 8 \text{ [cm]} & \text{Tragschicht} & 0,08 \text{ [m]} \cdot 24 \text{ [kN/m}^3\text{]} & = & 1,92 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\
 1 \text{ [cm]} & \text{Schutzschicht} & 0,01 \text{ [m]} \cdot 24 \text{ [kN/m}^3\text{]} & = & 0,24 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\
 & & & & \sim 2,90 \text{ [kN/m}^2\text{]}
 \end{array}$$

4.2.2 PLATTENBALKEN

Die Lasten werden analog zu Kapitel 4.1.2 und 4.2.1 auf das System aufgebracht.

5 EINWIRKUNGEN AUS STRÄßenVERKEHR

Für beide Normen werden die Verkehrslasten als Flächenlasten, abhängig von der normativen Radaufstandsfläche, auf das System aufgebracht. Dabei wird die lastverteilende Wirkung in der Platte bis auf die Querschnittsmitte berücksichtigt (Abbildung 20). Auf eine günstig wirkende Lastverteilung durch den Belag wurde verzichtet. Sollte sich daraus eine neue Einwirkungsfläche ergeben, welche über die jeweilige Fahrspur hinausreicht, wird diese auf Grund programminterner Verarbeitung mit der Fahrspurbreite begrenzt. Die Berücksichtigung eines eventuell aufgebrachten Aufbetons wird bei der Ermittlung der Radaufstandsfläche berücksichtigt.

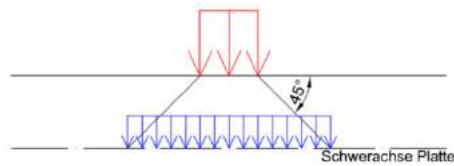


Abbildung 20: Lastausbreitung der Achslasten

5.1 ÖNORM B 4002 (1970-12-01)

5.1.1 VERTIKALE LASTEN LT. ÖNORM B 4002 (1970-12-01)

Laut ÖNorm B 4002 (2.2) [1] ist das Tragwerk in 2,5 [m] breite Fahrstreifen zu unterteilen, auf welche als Belastung LKWs (Regelverkehr) aufzubringen sind. Dabei sind für Brücken der Klasse I auf zwei benachbarten Fahrstreifen je ein 25 [to] und auf alle verbleibenden Fahrstreifen je ein 16 [to] Fahrzeug anzunehmen. Eine Aufstellung der einzelnen Lasten bietet Tabelle 6. Dabei ist die ungünstigste Laststellung in Längs- und Querrichtung zu finden. Eine Quer- bzw. Schrägstellung der Fahrzeuge ist dabei jedoch nicht zu betrachten. In das Berechnungsfile wurden die ÖNorm B 4002 (-1970, -1964, -1958) implementiert.

Tabelle 6: Verkehrslasten gemäß ÖNorm B 4002 (1970) [1 S. 6]

Maße in m		Brückenklassen			I	II
Lastkraftwagen	Gesamtgewicht			25	16	16
Vorderrad	t			4	2,5	2,5
Hinterrad				8,5	5,5	5,5
Ersatzlast	t/m ²			1,67	1,07	1,07
Raupenfahrzeug	Gesamtgewicht			t	60	—
Raupenlast					17,14	—
Ersatzlast	t/m ²				7,33	—
Gleichlast	auf Brücken mit einer Fahrbahnbreite $B < 10 \text{ m}$ je Tragwerk und einer Stützweite l von		$l \leq 50$		500	400
			$50 \leq l < 70$	kg/m ²	750 — 5 l	600 — 4 l
			$70 < l$		400	320
	auf Brücken mit einer Fahrbahnbreite $B \geq 10 \text{ m}$ je Tragwerk und einer Stützweite l von		$l \leq 30$		500	400
			$30 < l < 70$	kg/m ²	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.						

Zusätzlich ist eine Gleichlast abhängig von der Brückenlänge und -breite aufzubringen, welche maximal 5 [kN/m²] beträgt und unter Einhaltung bestimmter Kriterien abgemindert werden kann (siehe Tabelle 6). Neben dem Regelverkehr, der über die Belastung aus LKWs und die Gleichlast abgedeckt ist, muss das Tragwerk auch einem 60 [to] schweren Raupenfahrzeug im Alleingang genügen. Um dynamische Effekte abzubilden, ist der abhängig von der Brückengeometrie und vom Material des Bauwerks (s. Abbildung 21) ermittelte dynamische Beiwert φ mit den obigen Lasten zu multiplizieren. [1]

Längsträger	Abstand der Querträger												
Querträger ohne Trägerrostwirkung	Abstand der Hauptträger												
Querträger mit Trägerrostwirkung	Stützweite der Hauptträger												
Querträgerkragarm	wie Querträger												
Konsolen an Endquerträgern	min l_φ												
Hauptträger (Balken, Bogen) auf 2 Stützen	Stützweite des Trägers												
Hauptträger, Durchlaufträger über n Öffnungen mit $l_m = \frac{1}{n} (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$	<table border="1"> <tr> <td>n =</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>5 u.mehr</td> <td>Öffnungen</td> </tr> <tr> <td>$l_\varphi =$</td> <td>1,2</td> <td>1,3</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> <td>$\times l_m$ *)</td> </tr> </table>	n =	2	3	4	5 u.mehr	Öffnungen	$l_\varphi =$	1,2	1,3	1,4	1,5	$\times l_m$ *)
n =	2	3	4	5 u.mehr	Öffnungen								
$l_\varphi =$	1,2	1,3	1,4	1,5	$\times l_m$ *)								
Hauptträger (Gelenkträger mit Kragarm)	Stützweite des Trägers												
Hauptträger (Einhängeträger)	Stützweite des Einhängeträgers												

*) Ist l_φ ein kleinerer Wert als $\max l$, so ist $\max l$ zu nehmen.

l_φ in mm	0	10	30	50	70
Fahrbahnträger, unmittelbar belastete Hauptträger, Plattentragwerke	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
mittelbar belastete Hauptträger (z. B. Trogbrücken, Bogenbrücken mit aufgeständerter Fahrbahn)	1,40	1,25	1,10	1,00	1,00
Bogenbrücken und Gewölbe mit voller Überschüttung oder Aufmauerung	1,15	1,08	1,04	1,00	1,00
Fahrbahnplatten, Hängestangen, Stützen				1,40	

Abbildung 21 maßgebende Länge l_φ (oben) und dynamische Beiwerte für Bauteile aus Beton und Stahlbeton [1 S. 4]

5.1.1.1 PLATTENTRAGWERK

Regelverkehr

Es werden verschiedene Varianten der Fahrspurpositionierung erstellt und untersucht. Die Flächenlast ist für alle Fahrspuren gleich groß und wird analog zur Vorgehensweise lt. Eurocodesystem (s. Kapitel 5.2) für jede Spur in einem getrennten Lastfall aufgebracht. Variante 1 und Variante 2 (Abbildung 22) positionieren die maßgebenden zwei Fahrspuren jeweils am Rand der Fahrbahnplatte.

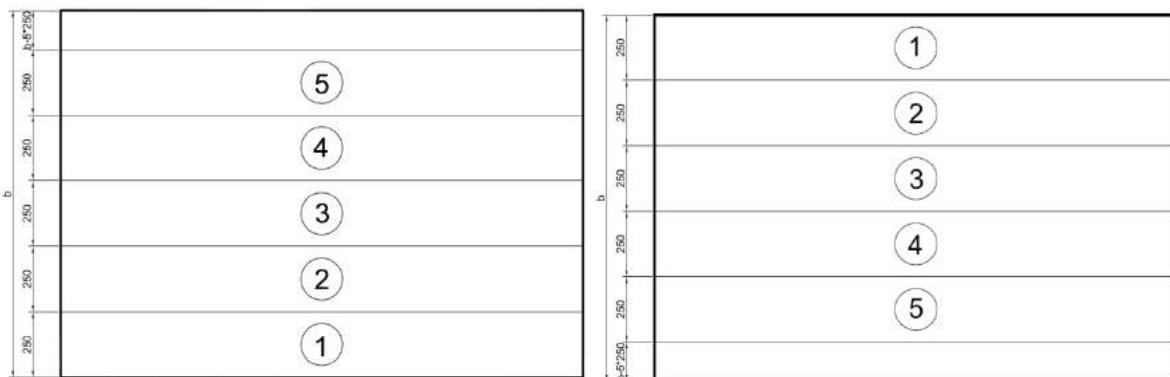


Abbildung 22: Spuren Für Verkehrslasten lt. ÖNorm – Variante 1 (links) und Variante 2 (rechts)

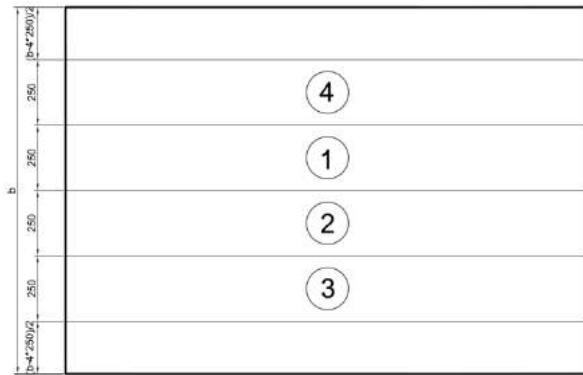


Abbildung 23: Spuren Für Verkehrslasten lt. ÖNorm – Variante 3

Die Laststellung der Fahrzeuge in Längsrichtung kann Abbildung 34 entnommen werden. Es ändern sich lediglich die Radaufstandsflächen, -abstände sowie die Lastgrößen. Da im Bereich der Fahrzeuge die gleichmäßige Flächenlast nicht anzusetzen ist, diese jedoch in einem eigenständigen Lastfall über die gesamte Fahrbahn aufgebracht wird, muss sie in diesem Bereich wieder aufgehoben werden. Dies erfolgt gleichzeitig mit dem Lastfall des Fahrzeuges in Form einer negativ wirkenden Flächenlast und ist in Abbildung 24 dargestellt.

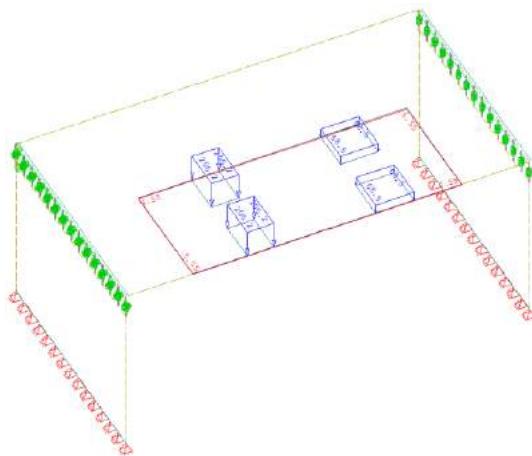


Abbildung 24: Negative Flächenlast im Bereich des Fahrzeugs

SONDERFAHRZEUG

Die Lastfälle 14998 und 14999 decken die als belastet anzunehmenden Gehsteige in Kombination mit dem Raupenfahrzeug ab. Die Laststellungen des Sonderfahrzeugs in Querrichtung werden gemäß ÖNorm B 4002 (1970) gewählt. Diese sind nicht spurgebunden und werden über die gesamte Breite angesetzt. [1]

5.1.1.2 PLATTENBALKEN

Regelverkehr

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 25.

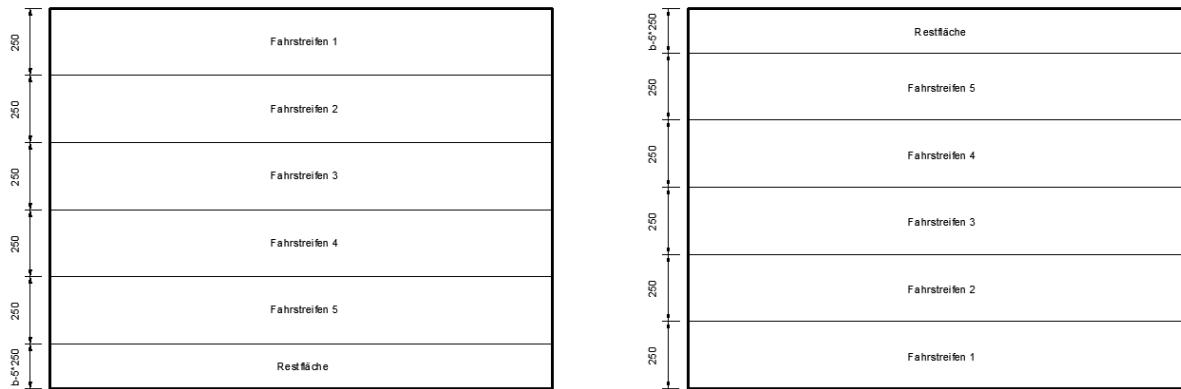


Abbildung 25: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Varianten 1 und 2

Die Variante 3 geht von einer Anordnung der maßgebenden Fahrspuren links und rechts von der Fahrbahnachse aus Abbildung 26. Eine Änderung der Positionierung der Fahrstreifen 1 und 2 für die Betrachtung einer schiefwinkligen Brücke ist nicht notwendig, da diese derselben Belastung ausgesetzt sind.

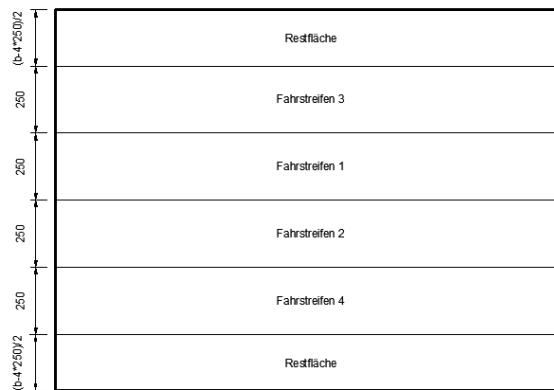


Abbildung 26: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Variante 3

Bei den letzten beiden Varianten 4 und 5 erfolgt die Positionierung der maßgebenden Fahrspur direkt über dem Steg des Plattenbalkens (Abbildung 27).

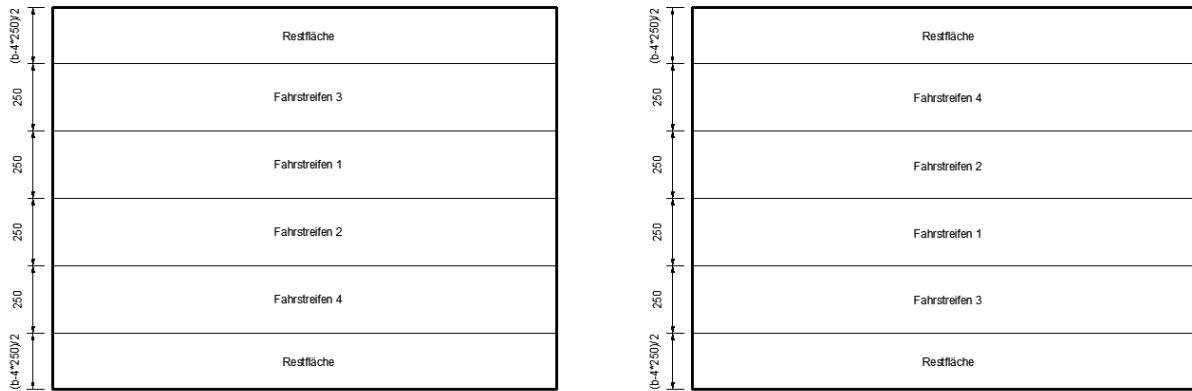


Abbildung 27: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Varianten 4 und 5

Die Positionierung der Wanderlasten erfolgt affin zu Kapitel 5.2.2.1. Eine Änderung der Abstände der Anordnung der Achslasten ist auch in diesem Fall möglich.

SONDERFAHRZEUG

Die Lastfälle 5998 und 5999 beinhalten die mit Fußgängern belasteten Gehsteige im Zusammenhang mit dem Raupenfahrzeug (Sonderfahrzeug). Die Laststellungen des Sonderfahrzeugs in Querrichtung werden gemäß ÖNorm B 4002 (1970) gewählt. Diese sind nicht spurgebunden und werden über die gesamte Breite angesetzt. [1]

5.1.2 HORIZONTALE LASTEN LT. ÖNORM B 4002 (1970-12-01)

Als horizontale Einwirkungen sind Bremskräfte, Reibungswiderstände und Rückstellkräfte in der Berechnung zu berücksichtigen. Horizontale Einwirkungen wurden bei der Berechnung jedoch vernachlässigt.

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

Die Verkehrslasten gemäß ÖNorm EN 1991-2 [2] bzw. ÖNorm B 1991-2 [3] decken die Einwirkungen aus Personenkraftwagen, Lastkraftwagen sowie Sonderfahrzeugen ab. Zusätzlich kann es projektabhängig notwendig sein, nicht in den Regelwerken erfasste Fahrzeuge in die Berechnung miteinzubeziehen.

5.2.1 RECHNERISCHE FAHRSTREIFEN

Im ersten Schritt wird die Fahrbahn, abhängig von der gesamten Fahrbahnbreite w , in einzelne rechnerische Fahrstreifen unterteilt. Dabei ergibt sich w aus dem Abstand zwischen den Innenkanten des Rückhaltesystems bzw. der Schrammborde. Die Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrstreifen und die Breite eines möglichen Reststreifens sind somit von der Gesamtfahrbahnbreite abhängig und errechnen sich gemäß folgender Tabelle 7. Die Fahrstreifen sind so anzutragen, dass sich die jeweils ungünstigste Einwirkung ergibt. Die Nummer 1 trägt der Fahrstreifen, der die ungünstigste Wirkung hervorruft, gefolgt von dem am zweitungünstigsten wirkenden Fahrstreifen. Dies setzt sich über alle vorhandenen Fahrstreifen fort.

Tabelle 7: Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrstreifen [2 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 PLATTENTRAGWERK

Es werden vier verschiedene Varianten der Fahrbahn in Fahrspuren vorgenommen, um den Rechenaufwand zu reduzieren. Die Lage der einzelnen Spuren hat zwar bei einer geraden Brücke auf die resultierenden Schnittgrößen über die gesamte Breite keinen Einfluss, jedoch hat dies bei einer schiefwinkeligen Brücke einen großen Einfluss, weshalb die unterschiedlichen Varianten implementiert sind. Die folgenden Abbildungen stellen die vier Varianten dar. Die einzelnen Fahrspuren sind dabei mit eingekreisten Nummern versehen. Der Buchstabe ‚R‘ steht hierbei für die Restfläche. Variante 1 und Variante 2 (Abbildung 28) positionieren die maßgebende Spur 1 jeweils am Längsrand des Tragwerks. In Variante 3 und Variante 4 (Abbildung 29) befindet sich diese jedoch in der Mitte. Hier wird lediglich die Position der folgenden Spuren 2 und 3 verändert. Auf die somit generierten Fahrspuren, werden nun die vorgeschriebenen Flächenlasten sowie die Achslasten der Fahrzeuge aufgebracht.

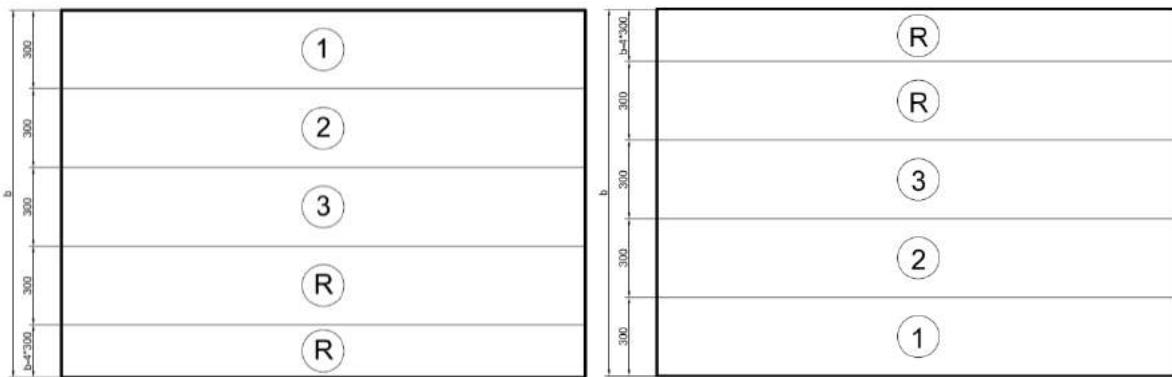


Abbildung 28: Spuren für Verkehrslasten lt. Eurocode - Variante 1 (links) und Variante 2 (rechts)

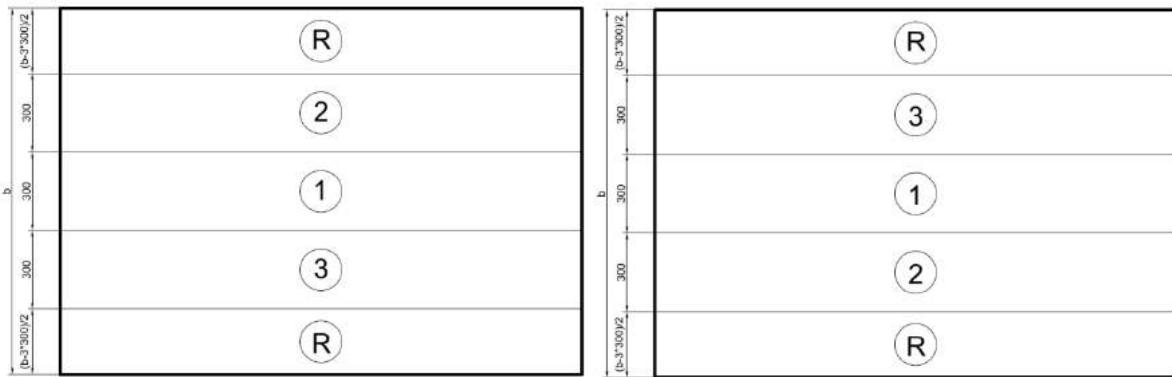


Abbildung 29: Spuren für Verkehrslasten lt. Eurocode - Variante 3 (links) und Variante 4 (rechts)

5.2.1.2 PLATTENBALKEN

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 30). Die Erstellung der Variante 2 ist notwendig, um auch eine Untersuchung von schiefwinkligen Brückentragwerken durchführen zu können.

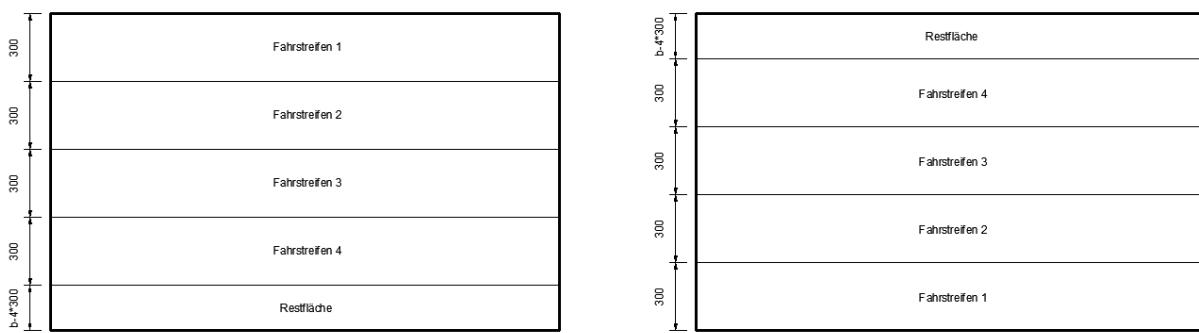


Abbildung 30: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 1 und 2

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 auf der Möglichkeit der Untersuchung der Auswirkungen der Schiefwinkligkeit (Abbildung 31). Die Positionierung der maßgebenden Fahrspur der Varianten 5 und 6 erfolgt direkt über den Steg des Plattenbalkens (Abbildung 32).

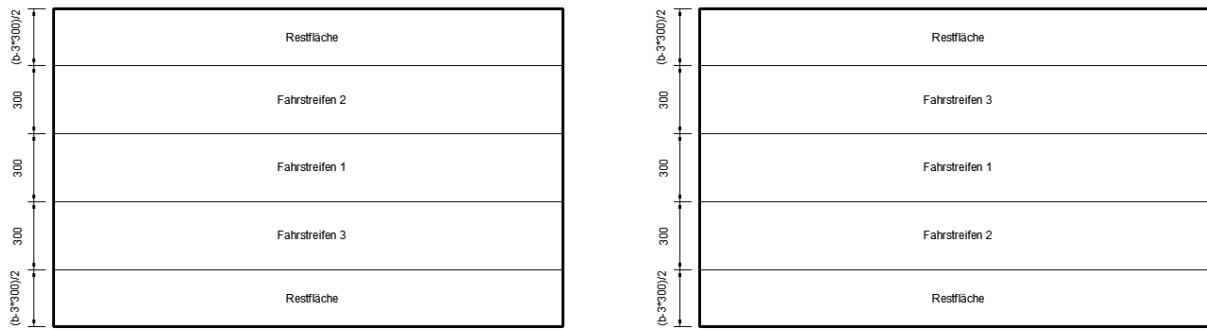


Abbildung 31: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 3 und 4

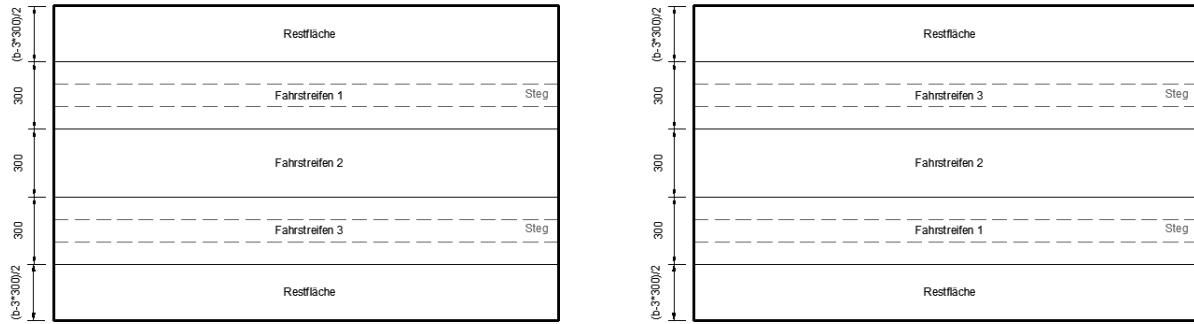


Abbildung 32: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 5 und 6

5.2.2 LASTMODELL 1

Das Lastmodell 1 gliedert sich in zwei Teile. Der erste Teil ist eine Doppelachse (TS), welche in jedem rechnerischen Fahrstreifen nur einmal in der ungünstigsten Stellung zu positionieren ist. Die aufzubringende Achslast beträgt $\alpha_Q \cdot Q_k$ und ist mit einer Radaufstandsfläche von 0,40 [m] Seitenlänge zu berücksichtigen. Der zweite Teil ist eine verteilte Gleichlast (UDL) und beträgt $\alpha_q \cdot q_k$. In beiden Fällen handelt es sich bei dem α -Wert um einen Anpassungsfaktor. Die aufzubringenden Lasten sind von der Nummer i des jeweiligen Fahrstreifens abhängig (Abbildung 33).

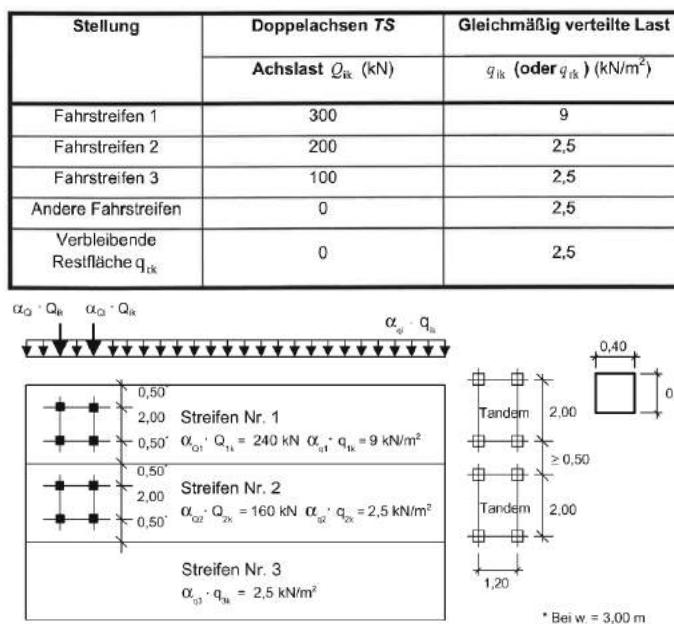


Abbildung 33: Lastmodell 1 - Lasten auf den einzelnen Fahrstreifen [5 S. 460] [2 S. 35]

5.2.2.1 PLATTENTRAGWERK

Bei den Achslasten handelt es sich um eine Wanderlast. Die Anzahl der Laststellungen, und somit der Abstand zwischen diesen, ist vom Benutzer selbst definierbar (dzt. L/10). Zusätzlich werden für jedes Fahrzeug auf jeder Spur 5 konkrete Laststellungen vorgegeben (siehe Abbildung 34). Für zwei Laststellungen werden einmal die Vorder- und einmal die Hinterachse direkt am Auflager positioniert (blau). Dabei befinden sich alle Achsen immer am Tragwerk. Die zwei rot gekennzeichneten Lasten befinden sich im Abstand $d = h_{Fahrbanquerschnitt} - 0,05 [m]$ vom Widerlager entfernt. Die 5. Laststellung nimmt die schwerere der beiden Achsen (maßgebend bei ÖNorm B4002) genau in Feldmitte an (grün). Durch diese Positionierungen werden in weiterer Folge für die definierten Schnitte die maßgebenden Ergebnisse erlangt. Abbildung 34 zeigt die Positionierung der Tandemachsen beispielhaft an einer Fahrspur. Die Lastfälle 14998 und 14999 decken die beiden mit Fußgängern ($2,5 [kN/m^2]$) belastet anzunehmenden Gehsteige mit ab.



Abbildung 34: Beispielhafte Positionierung Tandemsystem lt. Eurocode

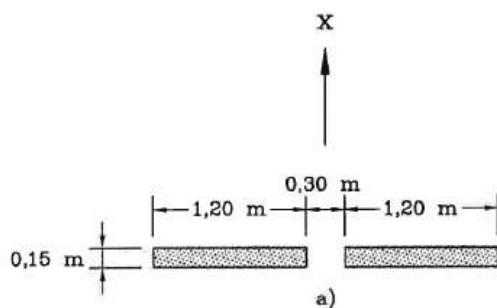
5.2.2.2 PLATTENBALKEN

Bei den Achslasten handelt es sich auch hier um Wanderlasten, deren Abstand vom Anwender frei gewählt werden kann. Zusätzlich zu den so generierten Laststellungen gibt es fünf voreingestellte Positionierungen des Tandem-Systems (s. a. Abbildung 34).

5.2.3 LASTMODELL 3

Das Lastmodell 3 berücksichtigt die Belastung des Tragwerkes durch Sonderfahrzeuge (SFZ). Diese dürfen im Nationalen Anhang definiert werden oder es dürfen Standardmodelle dem Anhang A der ÖNorm EN 1991-2 [2] entnommen werden. Im Berechnungsfile sind alle angeführten Sonderfahrzeuge laut Nationalen Anwendungsdokument implementiert.

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. Auf eine gleichzeitige Belastung der Gehsteige (Randbalken) wurde verzichtet. Eine weitere Annahme beruht in der Überquerung des SFZ in Brückenmitte und in der Geschwindigkeit des Sonderfahrzeugs. 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. Die Positionierung des SFZ erfolgt nach Abbildung 34. Weiters kann vom Benutzer noch eine „Überfahrt“ generiert werden. Die Anzahl der Laststellungen, und somit der Abstand zwischen diesen, ist vom Benutzer selbst definierbar (dzt. L/10).



Legende

- x Richtung der Brückenachse
- a) Achsen mit 100 bis 200 kN

Abbildung 35: Lastmodell 3 - Anordnung der Achslasten [2 S. 127]

5.2.4 HORIZONTALE EINWIRKUNGEN

Als horizontale Verkehrslasten treten Bremsen und Anfahren bzw. die Einwirkung aus Fliehkraft auf. Horizontale Einwirkungen wurden bei der Berechnung vernachlässigt.

5.3 ERGÄNZUNGEN 2-FELDTRÄGERSYSTEM

Die Ermittlung der Lasten aus Straßenverkehr erfolgt für die 2-feldrigen Systeme analog zu den 1-feldrigen Tragwerken. Für 2-feldrige Systeme gilt es jedoch zu beachten, dass die Flächenlasten aus Verkehr als feldweise wirkend anzusetzen sind. Zusätzlich dazu werden die expliziten Laststellungen der Fahrzeuge auf das zweite Feld erweitert. Für die Ermittlung des maximalen Feldmomentes wird das Fahrzeug nicht in Feldmitte sondern bei $0,4 l_{Feld1}$ bzw. bei $0,6 l_{Feld2}$ positioniert.

6 TEMPERATURLASTEN

Für beide Normen werden die Schnittgrößen auf ULS-Niveau ermittelt. Hier befindet sich der Querschnitt im gerissenen Zustand und weist somit eine erheblich geringere Steifigkeit auf. Da die Temperaturlasten speziell am biegesteifen Rahmensystem (System 3 und 4) einen sehr großen Einfluss auf die Schnittgrößen haben, ist es zweckmäßig, diese Tragwerkssteifigkeiten um ein realistisches Maß zu reduzieren. Als ein in der Praxis üblicher Wert wird eine Reduktion der Steifigkeit auf 60 % gewählt (vgl. DIN Handbuch Brücken). Da die gesamte Berechnung auf linear-elastischem Materialgesetz beruht, kann alternativ die auftretende Temperaturlast mit dem Faktor 0,6 multipliziert werden. Die im Folgenden angegebenen Werte enthalten diese Verringerung der Einwirkung noch nicht. Beim Plattenbalkensystem wurden am Überbau nur die Stäbe belastet.

6.1 ÖNORM B 4200 TEIL 4 (1984-08-01)

Die Temperaturlasten sind in ÖNORM B 4200 Teil 4 (5.2(1)) [16] geregelt. Die Temperaturlasten werden gemäß ÖNORM B 4200 Teil 4 (5.2(1)) [16] auf die Fahrbahnplatte aufgebracht. Es sind hierfür gleichmäßige Temperaturänderungen von $\pm 20 [^{\circ}\text{C}]$ anzunehmen. Die Belastung wird auf das Grundsystem 1 aufgebracht (Lastfall 1201 bzw. 1202).

6.2 ÖNORM EN 1991-1-5 (2012-01-01) UND ÖNORM B 1991-1-5 (2012-01-01)

Die Temperatureinwirkungen gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 [17] bzw. ÖNORM B 1991-1-5 [18] werden in einen konstanten (ΔT_N) und einen linear veränderlichen (ΔT_M) Anteil gegliedert. Die Belastung wird auf das Grundsystem 1, 2, 3 und 4 aufgebracht.

6.2.1 KONSTANTER ANTEIL ΔT_N

Im ersten Schritt sind die maximale und minimale Außenlufttemperatur (T_{max}, T_{min}) für das Bauwerk zu ermitteln, diese sind im nationalen Anhang festgelegt. In Abhängigkeit vom Brückentyp werden diese Werte korrigiert (daraus ergeben sich $T_{e,max}, T_{e,min}$). Unter Verwendung der Einbautemperatur T_0 können nun die auf das System aufzubringenden konstanten Temperaturanteile $\Delta T_{N,con}$ (maximale negative Änderung – Verkürzung) und $\Delta T_{N,exp}$ (maximale positive Änderung – Ausdehnung) errechnet werden. [17]

Für den Eingangswert der Seehöhe wird der Mittelwert der Seehöhen in Österreich (495 [m]) herangezogen. Weiters wurde in der Berechnung die Zone mit „Wald- und Mühlviertel“, sowie der Brückentyp mit „Typ 3: Betonkonstruktion“ angegeben. Hierfür ergeben sich die Werte zu:

Fahrbahnplatte:

$$\Delta T_{N,con,Platte} = -34,0 [^{\circ}\text{C}] \quad \text{maximale negative Änderung Platte (Verkürzung)}$$

$$\Delta T_{N,exp,Platte} = 28,0 [^{\circ}\text{C}] \quad \text{maximale positive Änderung Platte (Ausdehnung)}$$

Für die Temperaturlast in der Widerlagerwand wird eine Differenz zur Temperatur des Überbaus von 10 [$^{\circ}\text{C}$] unterstellt. [18] (6.1.6) Diese wird stets gleichzeitig mit der gleichmäßigen Temperaturlast in der Fahrbahnplatte angenommen. Dabei wird entweder Ausdehnung (exp) bzw. Verkürzung (con) in beiden Bauteilen zusammen betrachtet. Eine Kombination von Ausdehnung in einem und Verkürzung im Bauteil ist nicht vorgesehen.

Widerlagerwand:

$$\Delta T_{N,con,WL} = -24,0 \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

maximale negative Änderung Widerlager (Verkürzung)

$$\Delta T_{N,exp,WL} = 18,0 \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

maximale positive Änderung Widerlager (Ausdehnung)

6.2.2 LINEAR VERÄNDERLICHER ANTEIL ΔT_M

An dieser Stelle wird ausschließlich das in der ÖNorm EN 1991-1-5 (6.1.4.1) [17] angeführte Verfahren 1 näher ausgeführt, das über den Querschnitt linear veränderliche Anteile betrachtet. Für die linear veränderlichen Temperaturlasten werden direkt die benötigten Werte $\Delta T_M, heat$ (Erwärmung – wärmere Oberseite) und $\Delta T_M, cool$ (Abkühlung – wärmere Unterseite) in der Norm bzw. im nationalen Anhang angegeben. Die Belagsstärke wurde mit 10,0 mm in der Berechnung berücksichtigt. Für das Plattentragwerk (Typ 3: Betonkonstruktion – Platte) und den Plattenbalken (Typ 3: Betonkonstruktion – Träger) ergeben sich folgende Werte:

$$\Delta T_{M,heat,Platte} = 10,5 \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

max. ΔT infolge Erwärmung (oben wärmer)

$$\Delta T_{M,cool,Platte} = 5,0 \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

max. ΔT infolge Abkühlung (unten wärmer)

6.2.3 TEMPERATUR AUF PFEILER

Auf den Pfeiler wird, wie auf die Widerlagerwände, lediglich der konstante Temperaturanteil $\Delta T_{N,con,Pfeiler}$ bzw. $\Delta T_{N,exp,Pfeiler}$ aufgebracht. Die Größe der Temperaturänderung wird wie in der Fahrbahnplatte angenommen und nicht, wie in der Widerlagerwand, abgemindert.

$$\Delta T_{N,con,Pfeiler} = -34,0 \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

maximale negative Änderung Pfeiler (Verkürzung)

$$\Delta T_{N,exp,Pfeiler} = 28,0 \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

maximale positive Änderung Pfeiler (Ausdehnung)

6.2.4 KOMBINATION VON KONSTANTEM UND LINEAR VERÄNDERLICHEN ANTEIL

Es entstehen aus konstantem und linear veränderlichem Anteil in Summe vier Lastfälle. Um eine mögliche Überlagerung der zwei Anteile zu berücksichtigen, sind gemäß ÖNorm EN 1991-1-5 (6.1.5) [17] zusätzlich noch die folgenden acht Kombinationen zu erstellen. Aus den vier Grundlastfällen und den acht Kombinationen ist stets der ungünstigste Fall zu wählen. [17]

$$\Delta T_{M,heat} + 0,35 \cdot \Delta T_{N,exp}$$

$$0,75 \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$$

$$\Delta T_{M,cool} + 0,35 \cdot \Delta T_{N,con}$$

$$0,75 \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$$

$$\Delta T_{M,heat} + 0,35 \cdot \Delta T_{N,con}$$

$$0,75 \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$$

$$\Delta T_{M,cool} + 0,35 \cdot \Delta T_{N,exp}$$

$$0,75 \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$$

7 ERDDRUCKVERTEILUNG

Nach ausgiebiger Recherche und diverser Vergleichsrechnungen verschiedener internationaler Normen (ÖNorm, Eurocode, DIN, British Standard, ZTV-ING, RVS) ergeben sich die in diesem Kapitel dargestellten Lasten infolge von Erddruck. Als Bodenkennwerte eine Wichte von $\gamma = 20 [kN/m^3]$ und ein Reibungswinkel von $\varphi = 30 [^\circ]$ verwendet.

7.1 VERWENDETE NORMEN

Die ÖNorm 4434 und die DIN 4085 unterscheiden sich nicht bzw. nur geringfügig voneinander. Zur besseren Veranschaulichung werden die Tabellen und Diagramme der DIN gezeigt.

7.1.1 ON B 4434 (1993-01-01) UND DIN 4085

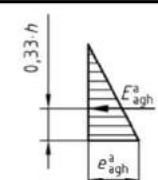
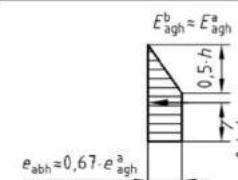
In der ON B 4434 [19] und in der DIN 4085 [20] ist der wirkende Erddruck auf Stützkonstruktionen in Abhängigkeit von deren Nachgiebigkeit geregelt. In Ergänzung dazu ist auch der Erddruck, welcher aus einer Wandbewegung entsteht, festgelegt. Es ist der volle aktive Erddruck als unterer Grenzwert anzusetzen. Der obere Grenzwert für den Erddruckansatz ergibt sich aus dem erhöhten aktiven Erddruck. Tabelle 8 bietet eine Übersicht über die verschiedenen Ansatzweisen des erhöhten aktiven Erddrucks in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion, analog dazu sind diese auch in der ÖNorm [19 S. 10] zu finden.

Tabelle 8: Erddruckansatz auf Stützkonstruktionen in Abhängigkeit derer Nachgiebigkeit [20 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 Erdruhedruck

Der Erddruck, welcher aus einer Wandbewegung entsteht, ist abhängig von der Art dieser Bewegung (Drehung um Wandfuß bzw. Parallelverschiebung). Im ersten Schritt werden die für den aktiven Erddruck nötigen Wandverschiebungen in Verhältnis zur Wandhöhe festgelegt. Die Werte sind zudem noch abhängig von der vorhandenen Lagerung. Die sich daraus ergebende Erddruckverteilungen sind Tabelle 9 zu entnehmen, analog dazu sind diese auch in der ÖNorm [19 S. 7] zu finden.

Tabelle 9: Anhaltswerte zur erforderlichen Wandbewegung zur Erzeugung des aktiven Erddrucks [20 S. 44]

Art der Wandbewegung	Erddruckkraft E_{agh}		vereinfachte Erddruckverteilung	
	bezogene Wandbewegung s_a/h			
	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	0,0005 bis 0,001		

7.1.2 ZTV-ING TEIL 5: TUNNELBAU, ABSCHNITT 2: OFFENE BAUWEISE (2012-03-01)

Die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-Ing) Teil 5, Abschnitt 2 [21] sind für die Betrachtung des Erddrucks auf integrale Brückenbauwerke von Bedeutung. In den ZTV-Ing sind die Lastfälle „Kleinster Erddruck“ und „Größter Erddruck“ festgelegt. Der Lastfall „Kleinster Erddruck“ ist mit $0,5 \cdot e_a$ anzusetzen. Für den Fall „Größter Erddruck“ wird hingegen der Erdruhedruck e_0 angenommen.

7.2 ERDDRUCK AUF BESTANDSTRAGWERK - SYSTEM 1 UND 2

Grundsätzlich wird in Erddrücke, die vom Verkehr unabhängig auftreten und Erddrücke die aufgrund der Verkehrslast entstehen, unterschieden.

7.2.1 ERDDRUCK UNABHÄNGIG VOM VERKEHR

Die Erddrucklasten, welche unabhängig vom Verkehr auftreten, werden, um die Lastfallkombinationen zu erleichtern, in einen ständigen und einen veränderlichen Teil gegliedert. Abbildung 36 stellt diese Lasten dar. Anzumerken gilt, dass der ständige Anteil stets auf beiden Seiten des Tragwerks wirkt. Die Einwirkung je Seite wird in einem getrennten Lastfall gespeichert. Die veränderliche Einwirkung kann jedoch auch nur einseitig auftreten und ist bereits um den Anteil des ständig wirkenden Erddrucks abgemindert.



Abbildung 36: Einwirkungen infolge Erddruck unabhängig Verkehr – schematische Darstellung

Für Bestandstragwerke (gelenkig gelagerter Überbau) wird der Erdruck gemäß ÖNORM B 4434 [19] angesetzt (siehe Kapitel 7.1.1). Als ständig wirkend angenommen wird der aktive Erdruck e_a für die Berechnung herangezogen. Der veränderliche Anteil ergibt sich aus dem halben Erdruhedruck e_0 zuzüglich

des halben aktiven Erddrucks e_a (siehe Tabelle 8, Zeile 3). Die Wahl dieses Ansatzes beruht auf der Annahme, dass die Baugrundsetzungen bereits vollständig abgeschlossen sind und so ein annähernd unnachgiebiges System vorausgesetzt werden kann (siehe auch [19 S. 9]). Somit ergibt sich auf der sicheren Seite liegend für die Berechnung des Erddruckes:

$$e_{st\ddot{a}ndig} = e_a$$

$$e_{ver\ddot{a}nderlich} = (0,5 \cdot e_0 + 0,5 \cdot e_a) - e_{st\ddot{a}ndig} = 0,5 \cdot e_0 - 0,5 \cdot e_a$$

7.2.2 ERDDRUCK AUS VERKEHRSLAST

Die Erddrücke, die sich aus den Verkehrslasten ergeben, sind in Einwirkungen aus Flächenlast und Einwirkungen aus Achslasten zu gliedern. Da die Verkehrslasten über die Breite der Fahrbahn unterschiedlich sind (verschiedene Achslasten bzw. Flächenlasten lt. Norm), muss dies bei der Berechnung beachtet werden. Es wird hierfür jeweils die resultierende Erddruckkraft ermittelt und über die gesamte Breite der Widerlagerwand verschmiert. Zu beachten gilt weiters, dass Erddrücke zufolge von Flächenlasten aufgrund ihrer theoretisch unendlichen Wirkungslänge über die gesamte Höhe der Widerlagerwand anzubringen sind. Auch können sie aufgrund dieser Tatsache gleichzeitig auf beiden Seiten wirken. Die Erddrücke welche aus einer Auflast durch eine Achslast (reguläres Fahrzeug bzw. Sonderfahrzeug) entstehen, können jedoch nur einseitig auftreten, da sich das Fahrzeug entweder am linken oder am rechten Rand des Bauwerks befindet. Die Höhe über welche der Erddruck aus einer Achslast wirkt, ist abhängig von der Länge des Fahrzeuges sowie vom Gleitflächenwinkel $\vartheta = 60^\circ$. Für Systeme die mit Eurocodelasten berechnet werden, wird eine Fahrzeulgänge von 5 [m] angenommen und die Achslasten werden mit dem Faktor 0,8 abgemindert. [3 S. 10] Abbildung 37 zeigt die Einwirkungen auf das Tragwerk aus den Verkehrslasten.

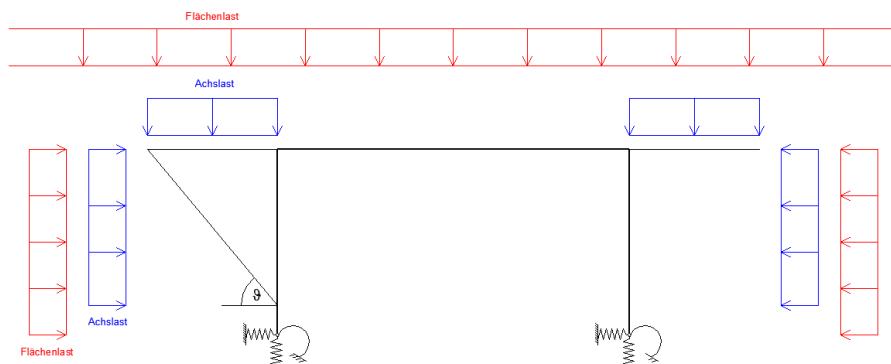


Abbildung 37: Einwirkungen infolge Erddruck aus Verkehrslasten

Beispielhaft erfolgt hier die Berechnung für die Verkehrslasten nach Eurocode:

Gesamtbreite Fahrfläche: $3,0 + 3,0 + 3,0 + 1,2 = 10,20 \text{ m}$

Fläche der Fahrzeuge: $A_{eq} = 5,00 \times 3 \text{ m} = 15,00 \text{ m}^2$

Fahrstreifen	$q_{k,i}$	$2 \times Q_{k,i}$	$q_{eq,i}$
1	9,0 kN/m ²	$2 \times 300 = 600 \text{ KN}$	$600 / 15 = 40,00 \text{ kN/m}^2$
2	2,5 kN/m ²	$2 \times 200 = 400 \text{ KN}$	$400 / 15 = 26,66 \text{ kN/m}^2$
3	2,5 kN/m ²	$2 \times 100 = 200 \text{ KN}$	$200 / 15 = 13,33 \text{ kN/m}^2$
R	2,5 kN/m ²	0	0

Berechnung des Mittelwertes für Gleichlast $q_{k,m}$:

$$q_{k,m} = (9,00 \times 3,00 + 7,20 \times 2,50) / 10,20 = 4,4 \text{ kN/m}^2$$

Berechnung des Mittelwertes für Gleichlast $q_{eq,m}$:

$$q_{eq,m} = (40,00 + 26,66 + 13,33) \times 3 / 10,20 = 23,56 \text{ kN/m}^2$$

Gleitflächenneigung: $\vartheta = 60^\circ$

Einflusshöhe aus TS: $\tan \vartheta = h_1 / 5,00$

$$h_1 = 5,00 \times \tan \vartheta = 5,00 \times \tan 60^\circ =$$

$$h_1 = 8,66 \text{ m}$$

Ansatz der Erddrücke:

$$e_{p,UDL} = q_{k,m} \times K_{a\gamma h} = 4,4 \times 0,279 = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{p,TS} = q_{eq,m} \times K_{a\gamma h} = 23,56 \times 0,279 = 6,57 \text{ kN/m}^2$$

7.3 ANSATZ ERDDRUCK INTEGRALISIERTES SYSTEM - SYSTEM 3 UND 4

7.3.1 ERDDRUCK UNABHÄNGIG VOM VERKEHR

Für die Berechnung der integralen Systeme wird der ständig wirkende Erddruck $e_{st\ddot{a}ndig}$ auf den Bauzustand 1 (gelenkiges System) aufgebracht. Für die Systeme welche als Rahmen wirken (BA 2), wird der Erddruck laut ZTV-ING Teil 5 Abschnitt 2 [21] „Größter Erddruck“ herangezogen (siehe 7.1.2). Die Laststellung erfolgt analog zu Kapitel 7.2.1, sowie Abbildung 36. Daraus ergibt sich folgender Erddruckansatz:

$$e_{st\ddot{a}ndig} = e_a$$

Bauzustand 1

$$e_{veränderlich} = e_0 - e_{st\ddot{a}ndig} = e_0 - e_a$$

Bauzustand 2

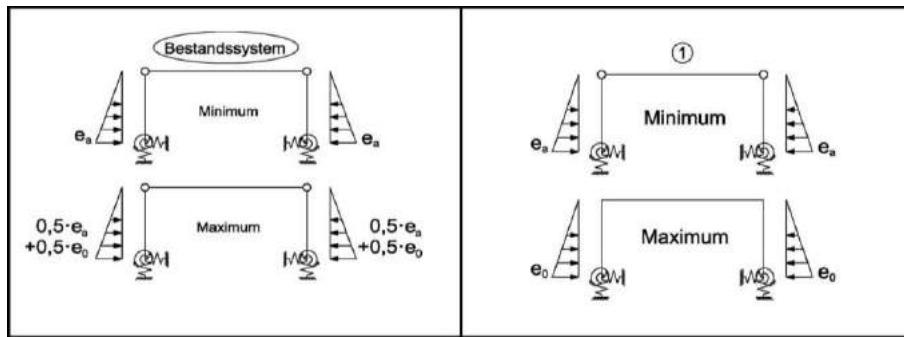


Abbildung 38: Erddruckansatz Bestandsystem (li) und Integralsystem (re)

7.3.2 ERDDRUCK AUS VERKEHRSLAST

Die Erddruckermittlung wird analog zu 7.2.2 durchgeführt.

8 SONSTIGE LASTEN

Ein Ansatz von „sonstigen Lasten“ erfolgte bei der Berechnung nicht.

Kriechen und Schwinden

Das Kriechen und Schwinden des Aufbetons wurde vernachlässigt, da diese nur einen Eigenspannungszustand darstellen. Die angegebenen Ergebnisse berücksichtigen nicht die Berechnung der Mindestbewehrung (z.B. aus Kriechen und Schwinden), diese ist separat zu bestimmen.

Windlasten

Der aktuellen Berechnung der Windlasten liegen die ÖNorm EN 1991-1-4 [22] bzw. ÖNorm EN 1991-1-4 [23] zugrunde. Die Ermittlung gemäß veralteter Norm erfolgt laut ÖNorm B 4002 [1].

Schneelasten

Die Schneelasten für Tragwerke sind in den Normen ÖNorm EN 1991-1-3 [24] bzw. ÖNorm B 1991-1-3 [25] geregelt. Weiters finden sich die Schneelasten in der Norm ÖNorm B 4002 [1]. Diese sind jedoch nur für überdachte Bauwerke zu berücksichtigen.

Baugrubenbewegungen

Auf einen Ansatz von Baugrubenbewegungen wurde auf Grund der Konsolidierung des Bodens bei Bestandstragwerken verzichtet.

Einwirkungen während der Bauausführung

Gemäß ÖNorm EN 1991-1-6 [26] bzw. ÖNorm B 1991-1-6 [27] sind Lasten während der Bauausführung als veränderliche Lasten anzusehen.

Außergewöhnliche Einwirkungen

Auch lt. ÖNorm B 4002 [1] ist ein Anprall von Straßenfahrzeugen an Stützen und Pfeiler zu berücksichtigen. Sie gibt ein einfaches Modell vor, bei dem alle Stützen und Rahmenstiele, bei denen die Möglichkeit eines Anpralls besteht, zu beladen sind. Dies erfolgt über eine in 1,20 [m] Höhe anzubringenden Ersatzlast, welche mit 100 [to] parallel zur Straßenachse bzw. mit 50 [to] orthogonal zur Straßenachse zu berücksichtigen ist. Die beiden Varianten schließen sich gegenseitig aus und sind somit nicht zu überlagern. Als zusätzlicher Lastfall ist am Überbau ein abgeirrter LKW in ungünstiger Stellung anzunehmen. Hierbei sind keine weiteren Verkehrslasten in Rechnung zu stellen.

Die außergewöhnlichen Einwirkungen sind in ÖNorm EN 1991-1-7 [28] bzw. ÖNorm B 1991-1-7 [29] definiert. Es gilt zu beachten, dass die einzelnen außergewöhnlichen Einwirkungen sich gegenseitig ausschließen und somit nicht zu überlagern sind. [9 S. 11] Aus Straßenverkehr möglicherweise auftretende außergewöhnliche Einwirkungen sind festgelegt in [9 S. 10]

9 LASTFALLKOMBINATIONEN

9.1 ZUSAMMENSTELLUNG DER LASTEN – PLATTENTRAGWERK 1 FELD

Um eine Übersicht zu bieten, werden an dieser Stelle die vorkommenden Lastfälle mit ihrer Nummer und einer kurzen Beschreibung gegliedert nach angewandter Norm angeführt.

9.1.1 LASTFÄLLE FÜR SYSTEM 1

In Tabelle 10 sind die Lastfälle gemäß ÖNorm, wie sie in den Berechnungen vorkommen, aufgelistet.

Tabelle 10: Lastfälle für 1-feldrige Plattentragwerke laut ÖNorm

Lastfallnummer	Beschreibung
Ständige Lasten	
1001	Eigengewicht des Tragwerks
1002	Eigengewicht Randbalken, Geländer
1003	Ausbau last
Temperaturlasten	
1201, 1202	Temperaturlasten (gleichmäßige Ausdehnung/Verkürzung)
Verkehrslasten	
1501-1503	Flächenlast Verkehr, Flächenlast Randstreifen links/rechts
2001+, 2101+, ...	Verkehrslasten Variante 1
4001+, 4101+, ...	Verkehrslasten Variante 2
6001+, 6101+, ...	Verkehrslasten Variante 3
10001+	Verkehrslasten Variante Sonderfahrzeug
14998, 14999	Belasteter Randstreifen links/rechts
Erddruck	
1101, 1102	Erddruck – ständiger Anteil links/rechts
1103, 1104	Erddruck – veränderlicher Anteil links/rechts
1111-1114	Erddruck aus Verkehr (Flächenlast bzw. Achslasten) links/rechts
1115, 1116	Erddruck aus Sonderfahrzeug links/rechts

9.1.2 LASTFÄLLE FÜR SYSTEME 2, 3 UND 4

Tabelle 11 bietet eine Übersicht über die auf das System aufgebrachten Lastfälle gemäß Eurocode.

Tabelle 11: Lastfälle für 1-feldrige Plattentragwerke laut Eurocode

Lastfallnummer	Beschreibung
Ständige Lasten	
1001	Eigengewicht des Tragwerks
1002	Eigengewicht Randbalken, Geländer
1003	Ausbau last
Temperaturlasten	
1201, 1202	Temperaturlasten (gleichmäßige Ausdehnung/Verkürzung)
1203, 1204	Temperaturlasten (veränderliche Last über Querschnitt)
1205-1212	Vorgeschriebene Kombinationen für Temperaturlasten
Verkehrslasten	
1501+, 1601+, 1701+, 1801+	Flächenlasten aus Verkehr für die einzelnen Varianten
2001+, 2101+, 2201+	Verkehrslasten Variante 1
4001+, 4101+, 4201+	Verkehrslasten Variante 2
6001+, 6101+, 6201+	Verkehrslasten Variante 3
8001+, 8101+, 8201+	Verkehrslasten Variante 4
10001+	Verkehrslasten Variante Sonderfahrzeug
14998, 14999	Belasteter Randstreifen links/rechts
Erddruck	
1101, 1102	Erddruck – ständiger Anteil links/rechts
1103, 1104	Erddruck – veränderlicher Anteil links/rechts
1111-1114	Erddruck aus Verkehr (Flächenlast bzw. Achslasten) links/rechts
1115, 1116	Erddruck aus Sonderfahrzeug links/rechts

9.2 ZUSAMMENSTELLUNG DER LASTEN – PLATTENTRAGWERK 2 FELD

9.2.1 LASTFÄLLE FÜR SYSTEM 1

In Tabelle 12 sind die Lastfälle gemäß ÖNorm, wie sie in den Berechnungen der 2-feldrigen Plattentragwerke vorkommen, aufgelistet.

Tabelle 12: Lastfälle für 2-feldrige Plattentragwerke laut ÖNorm

Lastfallnummer	Beschreibung
Ständige Lasten	
1001	Eigengewicht des Tragwerks
1002	Eigengewicht Randbalken, Geländer
1003	Ausbau last
Temperaturlasten	
1201, 1202	Temperaturlasten (gleichmäßige Ausdehnung/Verkürzung)
Verkehrslasten	
1501-1506	Flächenlast Verkehr, Flächenlast Randstreifen links/rechts, jeweils für Feld 1 bzw. Feld 2
2001+, 2101+, ... 2051+, 2151+, ...	Verkehrslasten Variante 1 – Feld 1 Verkehrslasten Variante 1 – Feld 2
4001+, 4101+, ... 4051+, 4151+, ...	Verkehrslasten Variante 2 – Feld 1 Verkehrslasten Variante 2 – Feld 2
6001+, 6101+, ... 6051+, 6151+, ...	Verkehrslasten Variante 3 – Feld 1 Verkehrslasten Variante 3 – Feld 2
10001+ 10201+	Verkehrslasten Variante Sonderfahrzeug – Feld 1 Verkehrslasten Variante Sonderfahrzeug – Feld 2
14998, 14999	Belasteter Randstreifen links/rechts
Erddruck	
1101, 1102	Erddruck – ständiger Anteil links/rechts
1103, 1104	Erddruck – veränderlicher Anteil links/rechts
1111-1114	Erddruck aus Verkehr (Flächenlast bzw. Achslasten) links/rechts
1115, 1116	Erddruck aus Sonderfahrzeug links/rechts

9.2.2 LASTFÄLLE FÜR SYSTEME 2, 3 UND 4

In Tabelle 13 sind die Lastfälle gemäß Eurocode, wie sie in den Berechnungen der 2-feldrigen Plattentragwerke vorkommen, aufgelistet.

Tabelle 13: Lastfälle für 2-feldrige Plattentragwerke laut Eurocode

Lastfallnummer	Beschreibung
Ständige Lasten	
1001	Eigengewicht des Tragwerks
1002	Eigengewicht Randbalken, Geländer
1003	Ausbau last
Temperaturlasten	
1201, 1202	Temperaturlasten (gleichmäßige Ausdehnung/Verkürzung)
1203, 1204	Temperaturlasten (veränderliche Last über Querschnitt)
1205-1212	Vorgeschriebene Kombinationen für Temperaturlasten
Verkehrslasten	
1501+, 1601+, 1701+, 1801+ 1551+, 1651+, 1751+, 1851+	Flächenlasten aus Verkehr für die einzelnen Varianten – Feld 1 Flächenlasten aus Verkehr für die einzelnen Varianten – Feld 2
2001+, 2101+, 2201+ 2051+, 2151+, 2251+	Verkehrslasten Variante 1 – Feld 1 Verkehrslasten Variante 1 – Feld 2
4001+, 4101+, 4201+ 4051+, 4151+, 4251+	Verkehrslasten Variante 2 – Feld 1 Verkehrslasten Variante 2 – Feld 2
6001+, 6101+, 6201+ 6051+, 6151+, 6251+	Verkehrslasten Variante 3 – Feld 1 Verkehrslasten Variante 3 – Feld 2
8001+, 8101+, 8201+ 8051+, 8151+, 8251+	Verkehrslasten Variante 4 – Feld 1 Verkehrslasten Variante 4 – Feld 2
10001+ 10501+	Verkehrslasten Variante Sonderfahrzeug – Feld 1 Verkehrslasten Variante Sonderfahrzeug – Feld 2
14998, 14999	Belasteter Randstreifen links/rechts
Erddruck	
1101, 1102	Erddruck – ständiger Anteil links/rechts
1103, 1104	Erddruck – veränderlicher Anteil links/rechts
1111-1114	Erddruck aus Verkehr (Flächenlast bzw. Achslasten) links/rechts
1115, 1116	Erddruck aus Sonderfahrzeug links/rechts

9.3 ZUSAMMENSTELLUNG DER LASTEN – PLATTENBALKEN 1 FELD

9.3.1 LASTFÄLLE FÜR SYSTEM 1

In Tabelle 10 sind die Lastfälle gemäß ÖNorm, wie sie in den Berechnungen vorkommen, aufgelistet.

Tabelle 14: Lastfälle für Systeme laut ÖNorm

Lastfallnummer	Beschreibung
Ständige Lasten	
1001	Eigengewicht des Tragwerks
1002	Eigengewicht Randbalken, Geländer
1003	Ausbau last
Temperaturlasten	
1201, 1202	Temperaturlasten (gleichmäßige Ausdehnung/Verkürzung)
Verkehrslasten	
1500-1999	Gleichmäßig verteilte Lasten
2000-2499	Verkehrslasten Variante 1
2500-2999	Verkehrslasten Variante 2
3000-3499	Verkehrslasten Variante 3
3500-3999	Verkehrslasten Variante 4
4000-4499	Verkehrslasten Variante 5
4500-4999	Verkehrslasten Variante 6
5000+	Verkehrslasten Variante Sonderfahrzeug
5998, 5999	Belasteter Randstreifen links/rechts
Erddruck	
1101, 1102, 1151, 1152	Erddruck – ständiger Anteil links/rechts
1103, 1104, 1153, 1154	Erddruck – veränderlicher Anteil links/rechts
1111-1114, 1161-1164	Erddruck aus Verkehr (Flächenlast bzw. Achslasten) links/rechts
1115, 1116, 1165, 1166	Erddruck aus Sonderfahrzeug links/rechts

9.3.2 LASTFÄLLE FÜR SYSTEME 2, 3 UND 4

Tabelle 11 bietet eine Übersicht über die auf das System aufgebrachten Lastfälle gemäß Eurocode.

Tabelle 15: Lastfälle für Systeme laut Eurocode

Lastfallnummer	Beschreibung
Ständige Lasten	
1001	Eigengewicht des Tragwerks
1002	Eigengewicht Randbalken, Geländer
1003	Ausbau last
Temperaturlasten	
1201-1212	Temperaturlasten (konstant, veränderlich und deren Kombinationen)
Verkehrslasten	
1500-1999	Gleichmäßig verteilte Lasten
2000-2499	Verkehrslasten Variante 1
2500-2999	Verkehrslasten Variante 2
3000-3499	Verkehrslasten Variante 3
3500-3999	Verkehrslasten Variante 4
4000-4499	Verkehrslasten Variante 5
4500-4999	Verkehrslasten Variante 6
5000+	Verkehrslasten Variante Sonderfahrzeug
5998, 5999	Belasteter Randstreifen links/rechts
Erddruck	
1101, 1102, 1151, 1152	Erddruck – ständiger Anteil links/rechts
1103, 1104, 1153, 1154	Erddruck – veränderlicher Anteil links/rechts
1111-1114, 1161-1164	Erddruck aus Verkehr (Flächenlast bzw. Achslasten) links/rechts
1115, 1116, 1165, 1166	Erddruck aus Sonderfahrzeug links/rechts

9.4 ZUSAMMENSTELLUNG DER LASTEN – PLATTENTRAGWERK 1 FELD, SCHIEFWINKELIG

Die Lastfälle für das 1-feldrige, schiefwinkelige Plattentragwerk sind analog zu Kapitel 9.1.

9.5 LASTFALLKOMBINATIONEN

Bevor die Lastfallkombinationen erstellt werden können, werden die resultierenden Schnittkräfte in den maßgebenden Schnitten (siehe 9.6) für jeden Lastfall ermittelt. Somit ist es möglich, für jeden Schnitt die Schnittgrößen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erhalten. Im Folgenden wird auf die vorgenommenen Lastfallkombinationen eingegangen. Dies soll in erster Linie dazu dienen, einen nachvollziehbaren Überblick über die angewandte Denkweise zu bieten.

9.5.1 NACH ÖNORM EN 1990 (2003-03-01) bzw. ÖNORM EN 1990:2002/A1:2005

Die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte bzw. Kombinationsbeiwerte stammen aus ÖNorm EN 1990 [30] bzw. ÖNorm EN 1990:2002/A1:2005 Tabelle A.2.1 bzw. Tabelle A.2.4(B) [31].

Tabelle 16: Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für Systeme lt. Eurocode [31]

Lastart	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Bezeichnung
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 UDL
L_T	1,35	0,00	0,75	0,75	0,00	Verkehr TS
L_S	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	Verkehr LM 3
R_S	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck ständiger Anteil
R_V	1,35	0,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck veränderlicher Anteil
R_U	1,50	0,00	0,40	0,40	0,00	Erddruck aus UDL
R_T	1,50	0,00	0,75	0,75	0,00	Erddruck aus TS

Da es sich um ein Brückentragwerk handelt, wird für die Teilsicherheitsbeiwerte aus veränderlicher Verkehrslast der Faktor 1,35 anstatt der sonst im Hochbau üblichen 1,50 verwendet [31 S. 16]. Abbildung 39 bietet einen Überblick über die Vorgehensweise zur Bildung der Lastfallkombination gemäß Eurocode.

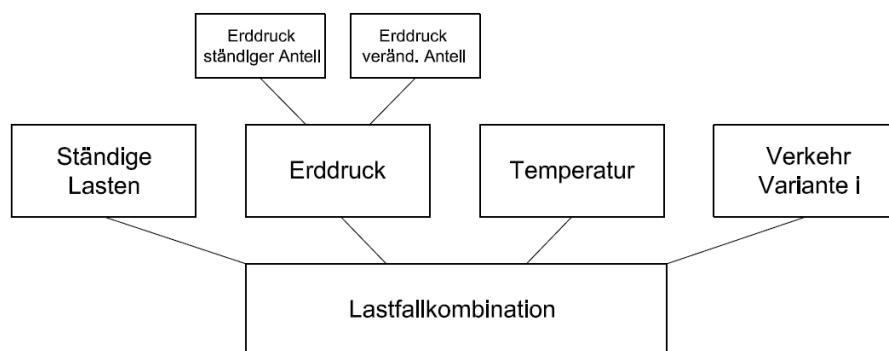


Abbildung 39: Übersicht über Lastfallkombinationen

Die ständigen Lasten werden der Lastfallart „G“ zugeordnet. Somit erhalten sie als ständige Lasten einen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma = 1,35$ bzw. $\gamma = 1,00$. Der aufgebrachte Erddruck, welcher unabhängig von den Verkehrslasten auftritt, wird der Lastfallart „R_S“ (ständiger Anteil) bzw. „R_V“ (veränderlicher Anteil)

zugeordnet. Somit ist eine günstige Wirkung des veränderlichen Anteils ausgeschlossen und wird vom Programm in der Kombination nicht berücksichtigt. Die Temperaturlastfälle gehören der Lastart „T“ an und schließen einander gegenseitig aus. Dies bedeutet, dass nur der ungünstigste Lastfall zur jeweiligen Kombination herangezogen wird. Wie bereits erwähnt, kommen mehrere Varianten für die Ermittlung der maximalen Einwirkung aus Verkehr zur Anwendung, welche in der folgenden Tabelle beschrieben werden.

Tabelle 17: Variantenübersicht der Verkehrslasten lt. Eurocode

Variante	Beschreibung
1	Fahrspurenanordnung wie in Abbildung 28 (links). Am Tragwerk wirken Lasten aus TS und UDL. Erddruck aus UDL ist auf beide Widerlangerwände möglich.
2	Fahrspurenanordnung wie in Abbildung 28 (rechts). Ansonsten wie Variante 1.
3	Fahrspurenanordnung wie in Abbildung 29 (links). Ansonsten wie Variante 1.
4	Fahrspurenanordnung wie in Abbildung 29 (rechts). Ansonsten wie Variante 1.
5	Fahrspurenanordnung wie in Varianten 1-4. Am Tragwerk wirken nur Lasten aus UDL. Erddruck aus UDL ist auf beide Widerlangerwände möglich. Zusätzlich ist Erddruck aus TS auf eine der beiden Widerlagerwände möglich, da das TS nur auf einer Seite des Tragwerks stehen kann.
6	Am Tragwerk wirkt nur das Sonderfahrzeug. Erddruck aus Sonderfahrzeug wird nur einseitig angesetzt (ungünstige Laststellung) Kein Erddruck aus UDL, da das Sonderfahrzeug das Tragwerk im Alleingang überquert.

Es muss hierbei erwähnt werden, dass für jede Variante und für jeden Fahrstreifen die Einwirkung aus UDL getrennt in einem Lastfall gespeichert werden. Dies gilt auch für jede Laststellung der einzelnen Fahrzeuge auf jeder Fahrspur. Es ist dem Programm somit möglich, für jede Variante die ungünstigsten Laststellungen auf den einzelnen Streifen zu ermitteln und zu verwenden. Auch sind alle Erddrücke aus Verkehrslasten in getrennten Lastfällen zu finden, um auch hier nur jene Lasten zu verwenden, welche eine ungünstige Wirkung aufweisen.

Daraus ergibt sich nun für jede der sechs Varianten aus Tabelle 17 die ungünstigste Kombination in Verbindung mit den übrigen Einwirkungen, wie Abbildung 39 zeigt. Aus diesen sechs Lastfallkombinationen werden in einem weiteren Schritt für alle maßgebenden Schnitte die maximalen und minimalen, sowie deren zugehörigen Schnittgrößen (Normalkraft, Querkraft und Biegemoment) ermittelt. Die Auswertung erfolgt getrennt für die Einwirkungen aus Lastmodell 1 (Varianten 1-5) und Lastmodell 3 (Variante 6), um in weiterer Folge für die Auswertung klar gegliederte Ergebnisse zu erhalten. Dadurch kann im Zuge der Auswertung nachvollzogen werden, welche Last den maßgebenden Anteil geliefert hat.

9.5.2 ÖNORM – SYSTEM 1

Die Kombination gemäß ÖNorm wird nach Vorschrift des Eurocodes geführt, da sich dies durch die programminternen Kombinationsmöglichkeiten als zweckmäßig herausstellt. Hierfür werden die folgenden Kombinationsbeiwerte und Teilsicherheitsbeiwerte herangezogen.

Tabelle 18: Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für Systeme lt. ÖNorm

Lastart	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Bezeichnung
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 Flächenlast
L_T	1,50	0,00	0,90	0,80	0,30	Verkehr Achslast / LKW
L_S	1,50	0,00	0,90	0,80	0,30	Verkehr Raupe
R_S	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck ständiger Anteil
R_V	1,35	0,00	1,00	1,00	1,00	Erddruck veränderlicher Anteil
R_U	1,50	0,00	0,90	0,80	0,30	Erddruck aus Flächenlast
R_T	1,50	0,00	0,90	0,80	0,30	Erddruck aus Achslast / LKW

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der ungünstigsten Kombination und der daraus resultierenden maximale und minimalen Schnittgrößen erfolgt, bis auf kleine Unterschiede, wie bei den Systemen welche gemäß Eurocode berechnet werden (siehe 9.5.1). Diese Unterschiede finden sich lediglich in den Varianten der Verkehrslasten, welche in Tabelle 19 nochmals explizit angeführt sind. Die Vorgehensweise der Lastfallkombination der einzelnen Varianten deckt sich mit der, der bereits angeführten Eurocode-Systeme. Auch hier werden getrennte Kombinationen für den Regelverkehr (Varianten 1-4) und das Raupenfahrzeug (Variante 5) gebildet, um eine nachträgliche Übersicht über den Einfluss der einzelnen Verkehrslasten zu gewähren.

Tabelle 19: Variantenübersicht der Verkehrslasten lt. ÖNorm

Variante	Beschreibung
1	Fahrspurenanordnung wie in Abbildung 22 (links). Am Tragwerk wirken Lasten aus Achslasten und Flächenlast. Erddruck aus Flächenlast ist auf beide Widerlangerwände möglich.
2	Fahrspurenanordnung wie in Abbildung 22 (rechts). Ansonsten wie Variante 1.
3	Fahrspurenanordnung wie in Abbildung 23. Ansonsten wie Variante 1.
4	Fahrspurenanordnung wie in Varianten 1-3. Am Tragwerk wirken nur Lasten aus Flächenlast. Erddruck aus Flächenlast ist auf beide Widerlangerwände möglich. Zusätzlich ist Erddruck aus Achslast auf eine der beiden Widerlagerwände möglich.
5	Am Tragwerk wirkt nur das Raupenfahrzeug. Erddruck aus Raupenfahrzeug ist nur einseitig möglich. Kein Erddruck aus Flächenlast, da das Sonderfahrzeug das Tragwerk im Alleingang überquert.

9.6 AUSWERTUNG DER ERGEBNISSE, SCHNITTE

9.6.1 PLATTENTRAGWERK – 1 FELD

Um die Ergebnisse an den maßgebenden Stellen auswerten zu können, werden Schnitte über das System verteilt angeordnet (siehe Abbildung 40). Es ist notwendig, diese bereits vor Beginn der Lastfallkombination zu definieren und die einzelnen Ergebnisse für jeden Lastfall zu ermitteln. Werden die Schnitte erst nach den Lastfallkombinationen generiert, verfälscht dies das Ergebnis. Dies resultiert aus der Tatsache, dass vom Programm für jeden Knoten der Wert aus der ungünstigsten Kombination ermittelt wird und diese als Verlauf über den Schnitt dargestellt werden. Es ist aber nicht korrekt, über diesen Verlauf zu integrieren, da es dies zu einer Addition von unterschiedlichen Kombinationen führt. Diese über die Breite integrierten Schnittgrößen werden direkt in der Berechnung durch die Breite dividiert, um alle Ergebnisse in der Einheit $[kN/lfm]$ bzw. $[kNm/lfm]$ zu erhalten. Die einzelnen Ergebnisse der Schnitte werden gesammelt in einer Textdatei in der zugehörigen Systemvariante abgelegt und kann in weiterer Folge mittels Microsoft Excel eingelesen und weiterverarbeitet werden. Somit ist es möglich, die Ergebnisse auf Tabellenkalkulationsbasis miteinander zu vergleichen und übersichtlich in Diagrammen darzustellen.

Die Lage der im System definierten Schnitte ist Abbildung 40 zu entnehmen. Die Schnitte Nr. 10, 14, 20, 21, 30, 31 werden jeweils im Abstand von 1 [cm] von den Eckpunkten bzw. Auflagerpunkten definiert, um nicht direkt mit den Knoten im Endbereich und somit mit numerischen Problemzonen zu kollidieren. Die Schnitte Nr. 11 und 13 liegen im Abstand $d = h_{Fahrbahnquerschnitt} - 0,05 [m]$ vom Rahmeneck. Schnitt Nr. 12 befindet sich in Feldmitte der Fahrbahnplatte.

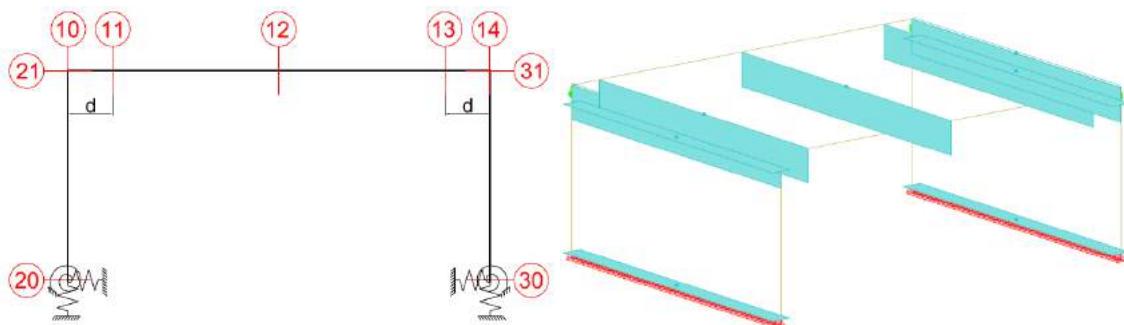


Abbildung 40: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung (1-feldriges Plättentragwerk) – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts)

9.6.2 PLATTENTRAGWERK – 2 FELD

Die Auswertung der 2-feldrigen Plattentragwerke erfolgt gemäß 9.6.1. Die Lage sowie die Nummerierung der Schnitte ist in Abbildung 41 dargestellt.

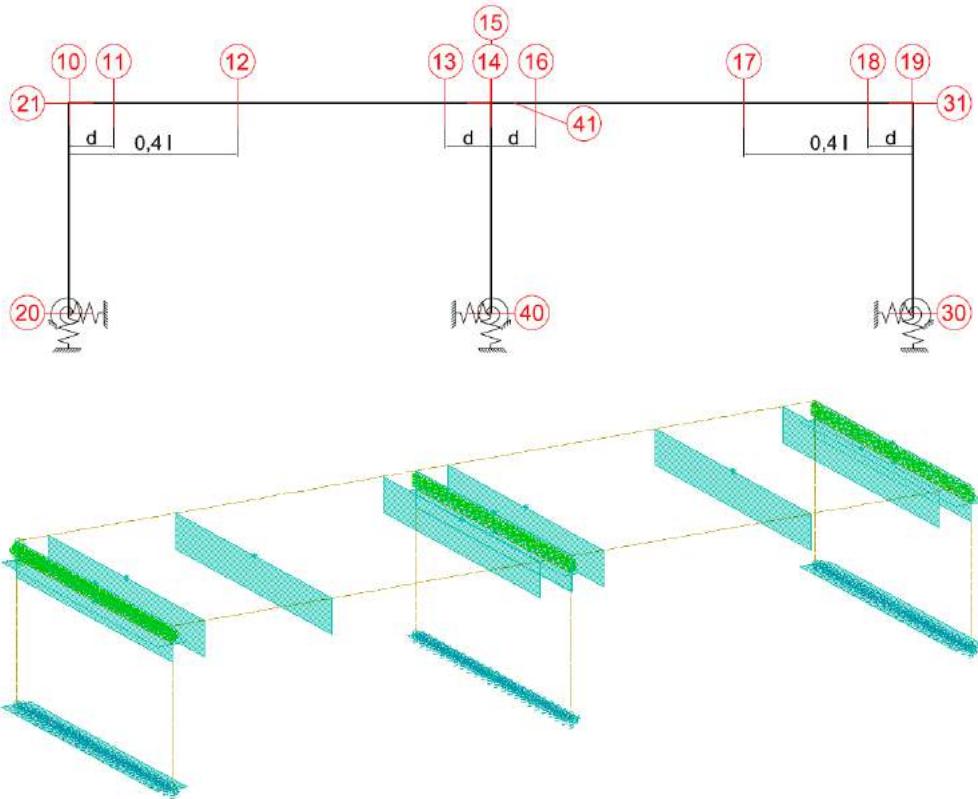


Abbildung 41: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung (2-feldiges Plattentragwerk) – Seitenansicht (oben), 3D-Ansicht (unten)

9.6.3 PLATTENTRAGWERK – 1 FELD, SCHIEFWINKELIG

Die Auswertung der Ergebnisse der 1-feldrigen, schiefwinkeligen Platte erfolgt analog zu Kapitel 9.6. Die Anordnung der Schnitte erfolgt gemäß Abbildung 42. Die Schnitte in der Fahrbahnplatte (Schnitte 10 bis 16) weisen eine Länge von 0,2m auf während die Schnitte in den Widerlagerwänden (20, 21 bzw. 30, 31) über die gesamte Breite geführt werden. Die Ausrichtung der Schnitte in der Fahrbahnplatte erfolgt gemäß Leonhardt [32 S. 127ff] (siehe Abbildung 43). Für einen Kreuzungswinkel bis 30° wird die Längsbewehrung parallel zum Brückenlängsrund verlegt (links) während für einen Kreuzungswinkel >30° die Bewehrung orthogonal zur Widerlagerwand verlegt wird (rechts). Demnach werden auch die Schnitte angeordnet.

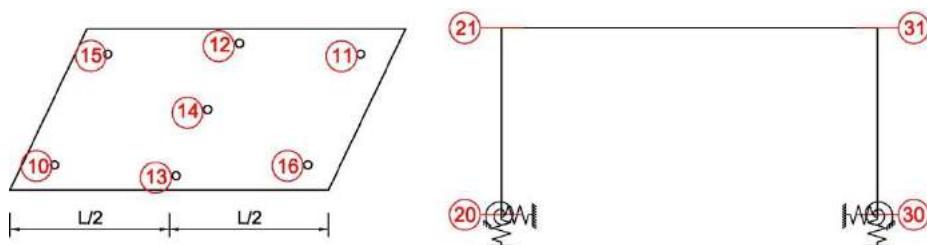


Abbildung 42: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung (1-feldriges, schiefwinkeliges Plattentragwerk)

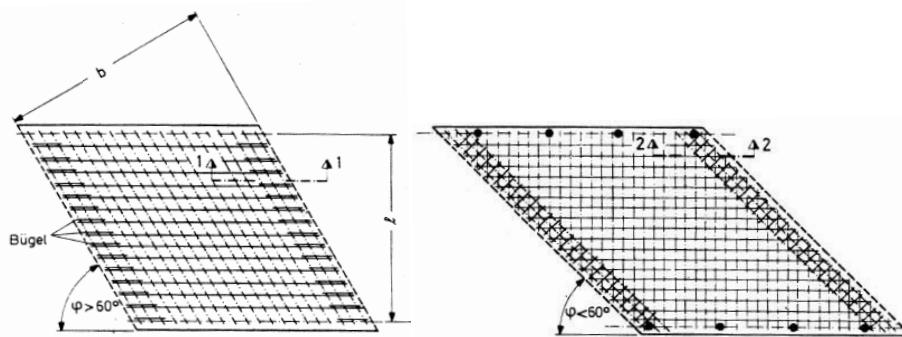


Abbildung 43: Längsbewehrungsanordnung parallel zum Längsrand (li. – bis 30° Kreuzungswinkel) und orthogonal zum Widerlager (re. – ab 30° Kreuzungswinkel)

9.6.4 PLATTENBALKEN – 1 FELD

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt analog zu Kapitel 9.6. In Abhängigkeit der Steganzahl werden automatisch die Stab- und Plattenschnitte gesetzt. In Tabelle 20 und Abbildung 44 erfolgt eine Darstellung und eine Beschreibung der definierten Stabschnitte für einen zweistegigen Plattenbalken. 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 ($h_{\text{Fahrbanquerschnitt}} - 0,05$ [m]) vom Auflagerbereich, welche für die Auswertung der Querkräfte angewendet werden. Die Schnitte S12 und S17 liegen in Feldmitte.

Tabelle 20: Stabschnitte Sofistik

Stabschnitt			
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 44: Übersicht Stabschnitte

In weiterer Folge wird in Tabelle 21 und Abbildung 45 eine Übersicht von den definierten Plattenschnitten des Brückentragwerks gegeben. Auch hier werden in Abhängigkeit der Steganzahl automatisch die entsprechenden Plattenschnitte gesetzt. 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 21: 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		

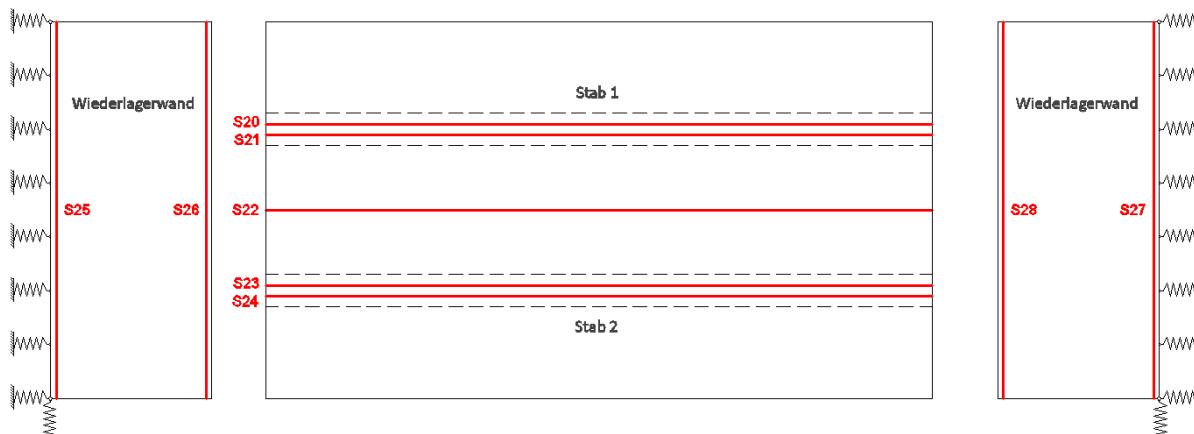


Abbildung 45: Übersicht Plattenschnitte

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Modell des statischen Systems (1-feldrige Platte) in SOFiSTiK	7
Abbildung 2: Gelenkige Modellierung des Anschlusses zwischen Fahrbahnplatte und Widerlagerwand in SOFiSTiK.....	7
Abbildung 3: Biegesteife Modellierung des Überganges zwischen Fahrbahnplatte und Widerlagerwand mittels Kopplungen in SOFiSTiK	8
Abbildung 4: Lage (oben) und Detailansicht (unten) der Kopplungen.....	8
Abbildung 5: Lage der Knoten in der Fahrbahnplatte	9
Abbildung 6: Modell des statischen Systems (2-feldrige Platte) in SOFiSTiK	9
Abbildung 7: Statisches System – Sofistik	10
Abbildung 8: Quereinflusslinien in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisse zwischen Stab und Platte	10
Abbildung 9: Stabquerschnitte.....	11
Abbildung 10: Statisches System in Querrichtung	11
Abbildung 11: Gelenkiger Anschluss des Plattenbalkens [9 S. 149]	12
Abbildung 12: Biegesteifer Anschluss des Plattenbalkens	12
Abbildung 13: Anschluss Widerlagerwand und Plattenbalken	12
Abbildung 14: Modell des statischen Systems (1-feldrige, schiefwinkelige Platte) in SOFiSTiK	13
Abbildung 15: Ermittlung Drehfedersteifigkeit lt. Petersen [11 S. 912].....	15
Abbildung 16: Fahrbahnquerschnitt - Plattentragwerk	16
Abbildung 17: Fahrbahnquerschnitt - Plattenbalken	18
Abbildung 18: Fahrbahnquerschnitt - Last aus Randbalken.....	19
Abbildung 19: Fahrbahnquerschnitt - Lasten aus Randbalken, Tragwerk und Ausbau	20
Abbildung 20: Lastausbreitung der Achslasten	21
Abbildung 21 maßgebende Länge $L\varphi$ (oben) und dynamische Beiwerte für Bauteile aus Beton und Stahlbeton [1 S. 4]	22
Abbildung 22: Spuren Für Verkehrslasten lt. ÖNorm – Variante 1 (links) und Variante 2 (rechts).....	22
Abbildung 23: Spuren Für Verkehrslasten lt. ÖNorm – Variante 3	23
Abbildung 24: Negative Flächenlast im Bereich des Fahrzeuges	23
Abbildung 25: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Varianten 1 und 2	24
Abbildung 26: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Variante 3	24
Abbildung 27: Fahrstreifenanordnung lt. ÖNorm - Varianten 4 und 5	25
Abbildung 28: Spuren für Verkehrslasten lt. Eurocode - Variante 1 (links) und Variante 2 (rechts)	27
Abbildung 29: Spuren für Verkehrslasten lt. Eurocode - Variante 3 (links) und Variante 4 (rechts)	27
Abbildung 30: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 1 und 2.....	27

Abbildung 31: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 3 und 4.....	28
Abbildung 32: Fahrstreifenanordnung lt. Eurocode - Varianten 5 und 6.....	28
Abbildung 33: Lastmodell 1 - Lasten auf den einzelnen Fahrstreifen [5 S. 460] [2 S. 35]	28
Abbildung 34: Beispielhafte Positionierung Tandemsystem lt. Eurocode	29
Abbildung 35: Lastmodell 3 - Anordnung der Achslasten [2 S. 127]	30
Abbildung 36: Einwirkungen infolge Erddruck unabhängig Verkehr – schematische Darstellung	34
Abbildung 37: Einwirkungen infolge Erddruck aus Verkehrslasten	35
Abbildung 38: Erddruckansatz Bestandsystem (li) und Integralsystem (re)	37
Abbildung 39: Übersicht über Lastfallkombinationen	45
Abbildung 40: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung (1-feldriges Plattentragwerk) – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts).....	48
Abbildung 41: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung (2-feldriges Plattentragwerk) – Seitenansicht (oben), 3D-Ansicht (unten)	49
Abbildung 42: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung (1-feldriges, schiefwinkeliges Plattentragwerk).....	49
Abbildung 43: Längsbewehrungsanordnung parallel zum Längsrand (li. – bis 30° Kreuzungswinkel) und orthogonal zum Widerlager (re. – ab 30° Kreuzungswinkel)	50
Abbildung 44: Übersicht Stabschnitte	50
Abbildung 45: Übersicht Plattschnitte	51

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Verwendete Betonfestigkeitsklassen	13
Tabelle 2: Parameter für Parameterstudie am 1-feldrigen Plattentragwerk	16
Tabelle 3: Parameter für Parameterstudie am 2-feldrigen Plattentragwerk	17
Tabelle 4: Parameter für Parameterstudie am 1-feldrigen, schiefwinkeligen Plattentragwerk	17
Tabelle 5: Parameter für Parameterstudie	18
Tabelle 6: Verkehrslasten gemäß ÖNorm B 4002 (1970) [1 S. 6]	21
Tabelle 7: Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrstreifen [2 S. 31].....	26
Tabelle 8: Erddruckansatz auf Stützkonstruktionen in Abhängigkeit derer Nachgiebigkeit [20 S. 42]	33
Tabelle 9: Anhaltswerte zur erforderlichen Wandbewegung zur Erzeugung des aktiven Erddrucks [20 S. 44]	34
Tabelle 10: Lastfälle für 1-feldrige Plattentragwerke laut ÖNorm.....	39
Tabelle 11: Lastfälle für 1-feldrige Plattentragwerke laut Eurocode	40
Tabelle 12: Lastfälle für 2-feldrige Plattentragwerke laut ÖNorm.....	41
Tabelle 13: Lastfälle für 2-feldrige Plattentragwerke laut Eurocode	42
Tabelle 14: Lastfälle für Systeme laut ÖNorm.....	43

Tabelle 15: Lastfälle für Systeme laut Eurocode	44
Tabelle 16: Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für Systeme lt. Eurocode [31].....	45
Tabelle 17: Variantenübersicht der Verkehrslasten lt. Eurocode	46
Tabelle 18: Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für Systeme lt. ÖNorm.....	47
Tabelle 19: Variantenübersicht der Verkehrslasten lt. ÖNorm.....	47
Tabelle 20: Stabschnitte Sofistik	50
Tabelle 21: Plattenschnitte SOFISTIK	51

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] ÖNORM B 4002 (1970-12-01): Straßenbrücken - Allgemeine Grundlagen - Berechnung und Ausführung der Tragwerke. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [2] ÖNORM EN 1991-2 (2012-03-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [3] 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.
- [4] 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.
- [5] Mehlhorn, Gerhard. *Handbuch Brücken - Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. Heidelberg : Springer, 2007.
- [6] Hennecke, M. *Bemessungsbeispiel einer Straßenbrücke mit Plattenbalkenquerschnitt*. München : DIN Fachberichte im Brückenbau - Betonbrücken, 2003.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [9] Unterweger, Harald. Skriptum zur Vorlesung Brückenbau Grundlagen. Graz : s.n., 2012.
- [10] RVS 15.02.34: Berechnungs- und Bemessungshilfen, Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten. Wien : Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, 2011.
- [11] Petersen, Christian. *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*. Braunschweig : Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1982.
- [12] 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.

- [13] 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.
- [14] ASFiNAG. Planungshandbuch Brücke - BAU - Technische Richtlinie (2011-08-31). Wien : ASFiNAG - Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, 2011.
- [15] RVS 15.03.15: Fahrbahnaufbau auf Brücken. Wien : Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr, 2001.
- [16] ÖNORM B 4200 Teil 4 (1984-08-01): Stahlbetontragwerke - Grundlagen der Berechnung. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [17] ÖNORM EN 1991-1-5 (2012-01-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [18] ÖNORM B 1991-1-5 (2012-01-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen). Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [19] ON B 4434 (1993-01-01) - Erddruckberechnungen. Wien : Österreichisches Normungsinstitut, 1993.
- [20] DIN 4085. s.l. : DIN Deutsches Normungsinstitut.
- [21] ZTV-ING Teil 5: Tunnelbau, Abschnitt 2: Offene Bauweise (2012-03-01). Bergisch Gladbach : Bundesamt für Straßenwesen, 2012.
- [22] ÖNORM EN 1991-1-4 (2011-05-15) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [23] ÖNORM B 1991-1-4 (2011-10-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen). Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [24] ÖNORM EN 1991-1-3 (2012-03-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [25] ÖNORM B 1991-1-3 (2006-04-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-3 und nationale Ergänzungen). Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [26] ÖNORM EN 1991-1-6 (2010-10-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen - Einwirkungen während der Bauausführung. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [27] ÖNORM B 1991-1-6 (2006-01-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen - Einwirkungen während der Bauausführung (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-6 und nationale Ergänzungen). Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [28] ÖNORM EN 1991-1-7 (2007-04-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [29] ÖNORM B 1991-1-7 (2007-04-01) - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-7 und nationale Ergänzungen). Wien : Österreichisches Normungsinstitut.

- [30] ÖNORM EN 1990 (2003-03-01) - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [31] ÖNORM EN 1990:2002/A1 (2005-12-01) - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Wien : Österreichisches Normungsinstitut.
- [32] Leonhardt, Fritz. *Vorlesungen über Massivbau - 6. Teil - Grundlagen des Massivbrückenbaus*. Berlin : Springer Verlag.

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 3

Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückentragwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken

Rev. 01

Teil 2

Auswertung charakteristischer Verkehr

1 – Feldträger - Platte

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

Graz, Oktober 2014

INHALTSVERZEICHNIS

ABBILDUNGSVERZEICHNIS	2
TABELLENVERZEICHNIS	2
1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG.....	3
1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTE	3
1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT.....	3
1.3 PARAMETER.....	4
1.4 DIAGRAMME.....	5
2 DATENBANK.....	6

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts).....	3
Abbildung 2: Auswertung charakteristische Verkehrslast für ÖNorm B4002-1958 / EC 1991-2 LM1	5
Abbildung 3: Auswertung charakteristische Verkehrslast für ÖNorm B4002-1958 / EC 1991-2 LM1	5
Abbildung 4: Auswahl- und Eingabemaske für die charakteristischen Verkehrslasten	6
Abbildung 5: Ausgabe Diagramm.....	6

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Parameter für charakteristischen Verkehr	4
---	---

1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG

Zur Auswertung der ermittelten Ergebnisse werden Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen dem ÖNorm- und dem Eurocode-System gebildet (s. Abbildung 1). Dabei ergibt sich ein α -Wert wie folgt, wobei E die resultierende Schnittgröße darstellt (Glg. 1).

$$\alpha_E = \frac{E_{\text{ÖNORM}}}{E_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 1}$$

Dieses Verhältnis gibt an, um wie viel die Eurocode-Last erhöht werden kann bzw. reduziert werden muss, damit bei vorliegender Brückengeometrie die Schnittgrößen gleich jener der ÖNorm-Lasten sind. Die Auswertung der charakteristischen Verkehrslast erfolgte nur am Überbau.

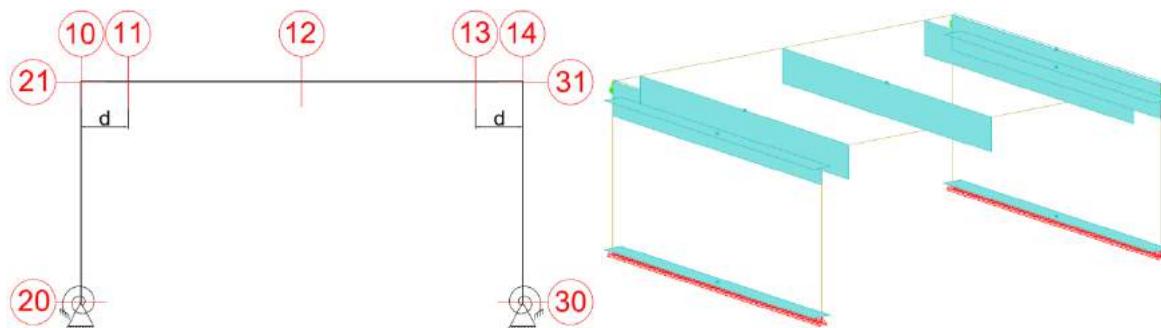


Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts)

1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTE

Für die Auswertung des Momentes in Feldmitte (Schnitt 12) wird, unter Verwendung der jeweils maximalen Momente, der α_M -Wert ermittelt. Dieser errechnet sich nach Glg. 2 zu:

$$\alpha_M = \frac{M_{\text{ÖNORM}}}{M_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 2}$$

1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT

Für die Betrachtung der Querkraft werden in der Fahrbahnplatte die Schnitte 10 und 14 ausgewertet. Da für die Auswertung der Querkraft das Vorzeichen der Schnittgröße irrelevant ist, werden für ÖNorm und Eurocode aus beiden Schnitten jeweils der betragsmäßig größte Wert herangezogen und gegenübergestellt. Der α_V -Wert ergibt sich nach Glg. 3 zu:

$$\alpha_V = \frac{V_{\text{ÖNORM}}}{V_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 3}$$

Auf den Einfluss der Längsspannung auf die Querkraft wurde verzichtet.

1.3 PARAMETER

Um einen Großteil der möglichen Brückenbauwerke abbilden zu können, werden folgende Parameter zur Beschreibung der Tragwerke herangezogen. Die Fahrbahnbreite beinhaltet bereits die Randbalken mit einer Breite von $b = 2 \cdot 1,25 \text{ m} = 1,50 \text{ m}$.

Tabelle 1: Parameter für charakteristischen Verkehr

	Belastung nach	Stützweite [m]	Fahrbahnbreite b [m]
1	ÖNorm B 4002 – 1958-03-08	8	7,5
2	ÖNorm B 4002 – 1964-11-01	10	8,5
3	ÖNorm B 4002 – 1970-12-01	12	9,5
4	EC 1991-2 LM1	14	10,5
5	EC 1991-2 LM3 600/150 i.A.	16	11,5
6	EC 1991-2 LM3 900/150 i.A	18	12,5
7	EC 1991-2 LM3 1200/150 i.A	20	14,5
8	EC 1991-2 LM3 1500/150 i.A	22	16,5
9	EC 1991-2 LM3 1800/150 i.A	24	18,5
10	EC 1991-2 LM3 2400/200 i.A	26	
11	EC 1991-2 LM3 3000/200 i.A		
12	EC 1991-2 LM3 3600/200 i.A		

1.4 DIAGRAMME

Nachstehende Abbildung zeigt die Auswertung der in Tabelle 1 angeführten Fahrbahnbreiten. Es ist erkennbar, dass einige Breiten ähnliche Verläufe und Werte auf Grund der Spuranordnung aufweisen. Diese Breiten wurden in weiterer Folge zusammengefasst (Minimumfunktion; siehe beispielhaft Abbildung 3).

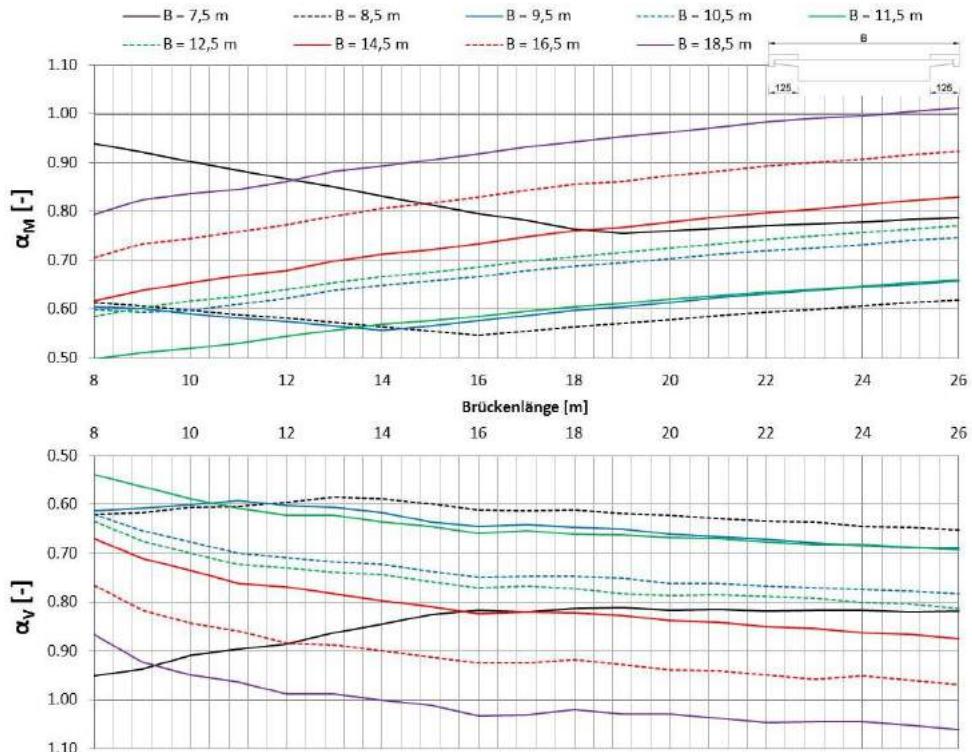


Abbildung 2: Auswertung charakteristische Verkehrslast für ÖNorm B4002-1958 / EC 1991-2 LM1

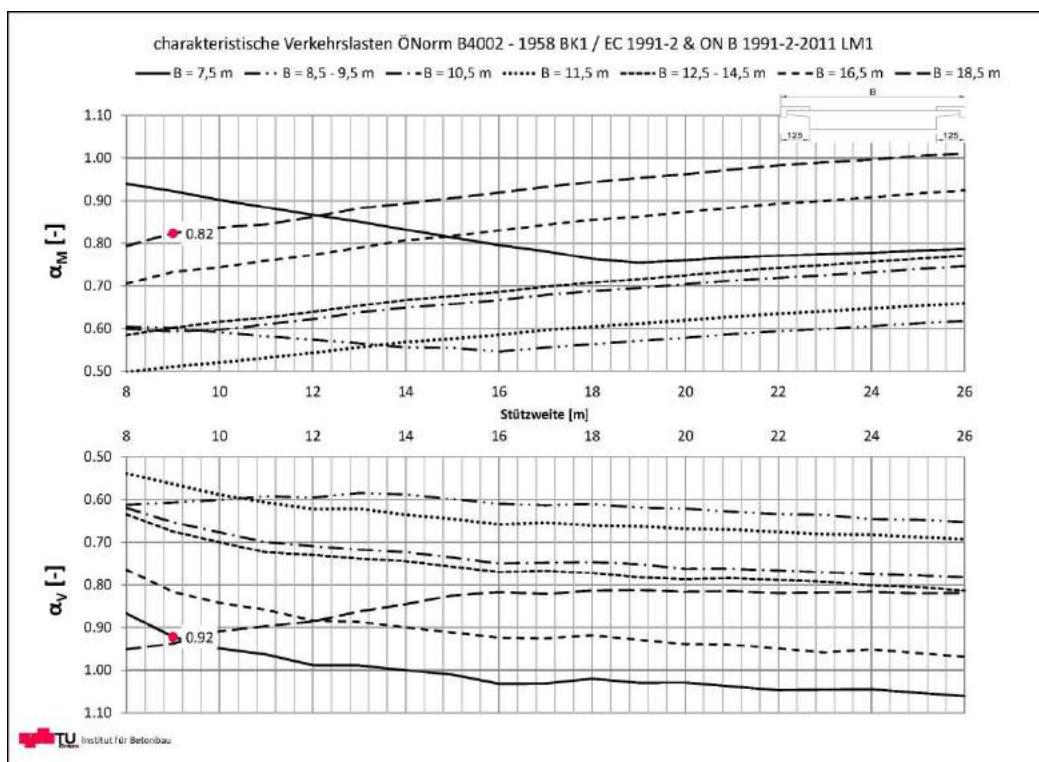


Abbildung 3: Auswertung charakteristische Verkehrslast für ÖNorm B4002-1958 / EC 1991-2 LM1

2 DATENBANK

In der Datenbank werden nur jene Diagramme mit den reduzierten Fahrspurbreiten (wie Abbildung 3) ausgegeben. Es ist möglich zwischen den einzelnen ÖNormen und den Eurocode Lastmodellen zu wählen. Weiters erlaubt die Datenbank eine Eingabe einer spezifischen Brücke, sowie die Auswahl der eingeschränkten Fahrspurbreiten und die Ausgabe der zugehörigen α_M - und α_V - Werte (s. Abbildung 4).

Breite B 15,5 - 16,5 [m]
 Länge L 19 [m]

Überbau

Eingabe spezifische Brücke

Verkehrslast nach Önorm B4002 BK1

ÖNORM B4002 - 1958
 ÖNORM B4002 - 1964
 ÖNORM B4002 - 1970

Verkehrslast nach Eurocode EC1991-2 & ON B 1991-2-2011

EC 1991-2 LM1
 EC 1991-2 LM3 - 600/150 i.A.
 EC 1991-2 LM3 - 900/150 i.A.
 EC 1991-2 LM3 - 1200/150 i.A.
 EC 1991-2 LM3 - 1500/150 i.A.

EC 1991-2 LM3 - 1800/150 i.A.
 EC 1991-2 LM3 - 2400/200 i.A.
 EC 1991-2 LM3 - 3000/200 i.A.
 EC 1991-2 LM3 - 3600/200 i.A.

Abbildung 4: Auswahl- und Eingabemaske für die charakteristischen Verkehrslasten

Mit den Button „Diagramm drucken“ wird das gewünschte Diagramm erstellt und gedruckt (s. Abbildung 5).

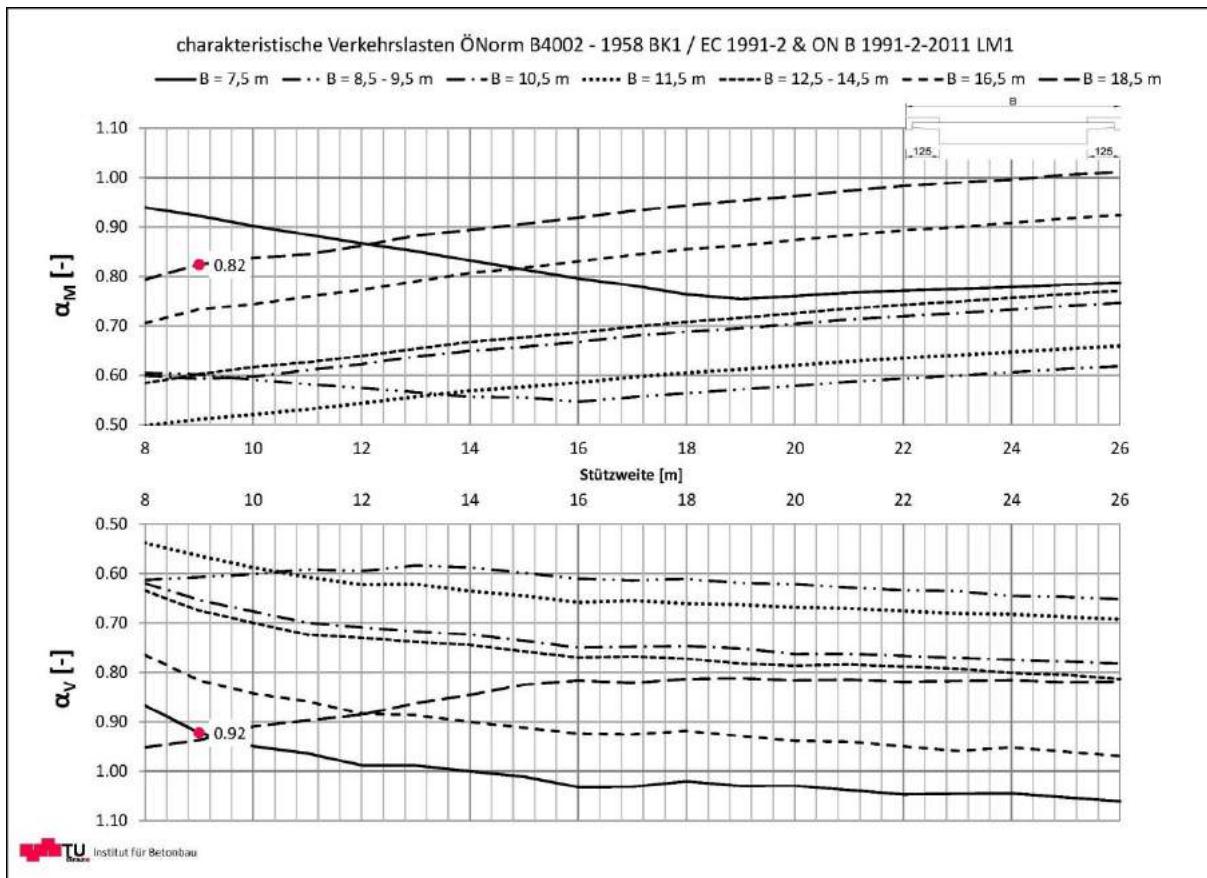


Abbildung 5: Ausgabe Diagramm

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 3

Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückentragwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken

Rev.01

Teil 3

Auswertung

1 – Feldträger - Platte

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

Graz, Oktober 2014

INHALTSVERZEICHNIS

ABBILDUNGSVERZEICHNIS	2
TABELLENVERZEICHNIS	2
1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG.....	3
1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG	3
1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT.....	5
1.3 PARAMETER.....	6
1.4 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG.....	6
2 DATENBANK.....	7
2.1 EINGABEMASKE	7
2.2 AUSGABE DIAGRAMME	8

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts).....	3
Abbildung 2: Ermittlung der resultierenden Stahlkraft für den Überbau	3
Abbildung 3: Eingabemaske Datenbank – 2-feldriges Plattentragwerk.....	7
Abbildung 4: Erddruckansatz Bestandsystem (li) und Integralsystem (re)	7
Abbildung 5: Allgemeiner Aufbau Diagramme.....	8
Abbildung 6: Übersichtstabelle Ausgabe β -Werte und erforderliche Bewehrung	9
Abbildung 7: Ausgabe Diagramm – Überbau genereller Vergleich– β_{M+N}	10
Abbildung 8: Ausgabe Diagramm – Unterbau genereller Vergleich– β_{M+N}	10
Abbildung 9: Ausgabe Diagramm – Über- & Unterbau genereller Vergleich – β_V	11
Abbildung 10: Ausgabe Diagramm – Bestandsystem – $\beta_{M+N} + \beta_V$	12
Abbildung 11: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_{M+N}	12
Abbildung 12: Ausgabe Diagramm – Unterbau – β_{M+N}	13
Abbildung 13: Ausgabe Diagramm – Über- & Unterbau genereller Vergleich – β_V	13

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Bezugsschnitte	6
---------------------------------	---

1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG

Zur Auswertung der ermittelten Ergebnisse werden Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen dem ÖNorm- und dem Eurocode-System gebildet (s. Abbildung 1). Dabei ergibt sich ein β -Wert wie folgt, wobei E die resultierende Schnittgröße darstellt (Glg. 1).

$$\beta_E = \frac{E_{\text{ÖNorm}}}{E_{\text{Eurocode}}}$$

Glg. 1

Dieses Verhältnis gibt an, um wie viel die Eurocode-Last erhöht werden kann bzw. reduziert werden muss, damit bei vorliegender Brückengeometrie die Schnittgrößen gleich jener der ÖNorm-Lasten sind. Die Auswertung der Bemessungslasten erfolgte in allen Schnitten nach Abbildung 1.

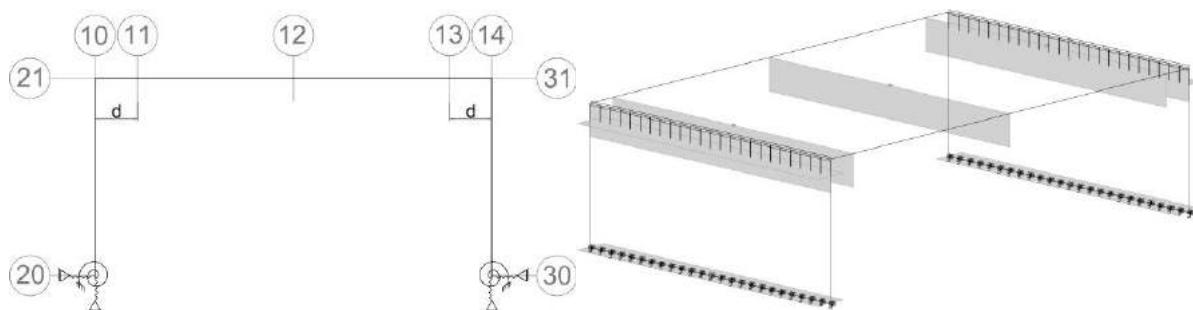


Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts)

1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG

Für Bauteile, welche unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung stehen, ist es nicht ausreichend, den Vergleich ausschließlich auf den Werten der Momente basieren zu lassen. Dies ist bei Brücken mit konventioneller Bauweise vor allem für die Widerlagerwände, bei integralen Brücken für den Über- und Unterbau relevant. Zur Ermittlung des Verhältniswertes β_{M+N} wird die vorhandene Stahlkraft 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} bzw. M_{Zug} berechnet. Die Normalkraft ist dabei vorzeichengerecht in den Formelapparat einzusetzen. Die resultierende Stahlkraft wird dabei wie folgt ermittelt.

1.1.1 BESTANDSSYSTEM BZW. INTEGRALES SYSTEM OHNE AUFBETON

Die einwirkende Normalkraft N_{Ed} wird rechnerisch in die Bewehrungsstahlachse verschoben (siehe Abbildung 2), dabei ist zu beachten, dass die errechneten Schnittkräfte für den Überbau auf Höhe der Knotenebene und nicht wie üblich in der Schwerachse des Querschnittes wirken. Daraus ergibt sich unter der Annahme eines Schwerpunktabstandes der Bewehrung von $c = 5 \text{ [cm]}$ das neue Moment $M_{sd,s}$ für den Überbau zu:

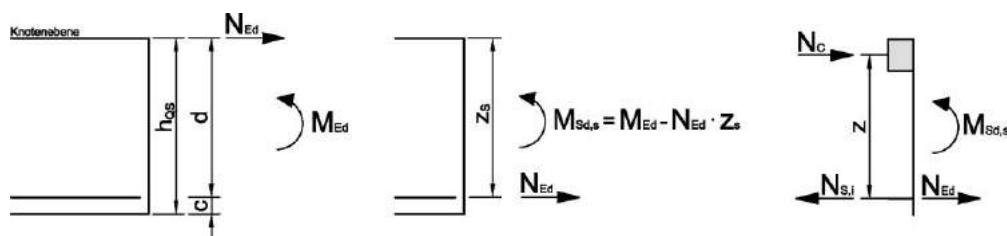


Abbildung 2: Ermittlung der resultierenden Stahlkraft für den Überbau

$$M_{sd,s} = |M_{Ed}| - N_{Ed} \cdot z_s \quad \text{mit} \quad z_s = h_{qs} - 0,05[m]$$

Aus dem Momentengleichgewicht um die Betondruckkraft lässt sich die Stahlkraft N_s ermitteln:

$$\Sigma M_C = 0 = M_{sd,s} - N_s \cdot z + N_{Ed} \cdot z \quad \text{mit} \quad z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

$$N_s = \frac{M_{sd,s}}{z} + N_{Ed}$$

Unter der Verwendung von $M_{sd,s}$ ergibt sich:

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

Für den Vergleich zwischen ÖNorm und Eurocode ergibt sich folgende Gleichung für die untere Bewehrungslage:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{s,\text{ÖNORM}}}{N_{s,\text{Eurocode}}} \quad \text{Gl. 2}$$

Mit:

$$N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z - z_{s,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau $z_{s,i}$ gilt:

$$z_{s,\text{ÜB}} = h_{qs} - 0,05[m]$$

Und für den Unterbau $z_{s,i}$:

$$z_{s,\text{UB}} = \frac{h_{qs}}{2} - 0,05[m]$$

Für den Vergleich zwischen ÖNorm und Eurocode ergibt sich folgende Gleichung für die obere Bewehrungslage:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{s,\text{ÖNORM}}}{N_{s,\text{Eurocode}}} \quad \text{Gl. 3}$$

Mit:

$$N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z + z_{s,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau $z_{s,i}$ gilt:

$$z_{s,\text{ÜB}} = 0,05[m]$$

1.1.2 INTEGRALES SYSTEM MIT AUFBETON

Bei der Auswertung mit Aufbeton werden die Schnittkräfte mit und ohne Eigengewicht berechnet. Die Differenz lässt eine Bestimmung des Eigengewichtes unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für das Eigengewicht im BA 1 (ungünstig/günstig) zu. Eine Differenzierung der Bauzustände ist nötig, da sich das statische System im Zuge der Integralisierung ändert. Im Anschluss werden die Schnittkräfte aufsummiert und miteinander verglichen (s. Glg. 4). Die Herleitung der Stahlkraft, sowie die Stahlkraft zufolge ÖNorm Belastung ist analog zu Kapitel 1.1.1. Folgende Gleichung ist für die untere Lage im Überbau gültig:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{S,\text{ÖNORM}}}{N_{S,\text{Eurocode},TOT}} \quad \text{Glg. 4}$$

Mit:

$$N_{S,i} = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z - z_{S,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{QS} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau $z_{S,i}$ gilt:

$$z_{S,\text{ÜB}} = h_{QS} - 0,05[m]$$

Und für den Unterbau $z_{S,i}$:

$$z_{S,UB} = \frac{h_{QS}}{2} - 0,05[m]$$

Für die obere Bewehrungslage ergibt sich folgende Gleichung:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{S,\text{ÖNORM}}}{N_{S,\text{Eurocode},TOT}} \quad \text{Glg. 5}$$

Mit:

$$N_S = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z + z_{S,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{QS} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau $z_{S,i}$ gilt:

$$z_{S,\text{ÜB}} = 0,05[m]$$

1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT

Da für die Auswertung der Querkraft das Vorzeichen der Schnittgröße irrelevant ist, werden für ÖNorm und Eurocode aus den maßgebenden Schnitten jeweils der betragsmäßig größte Wert herangezogen und gegenübergestellt. Der β_V -Wert ergibt sich nach Glg. 6 zu:

$$\beta_V = \frac{V_{\text{ÖNORM}}}{V_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 6}$$

Auf den Einfluss der Längsspannung, sowie auf den Einfluss durch die erhöhte Querschnittsfläche mit Aufbeton auf die Querkraft wurde verzichtet. Eine Bemessung wurde nicht durchgeführt, da das Bemessungsmodell von EC2 nicht geeignet für eine Nachrechnung ist, da sich die beiden Bemessungsmodelle (ÖNorm und EC) deutlich in ihrem Ansatz unterscheiden.

1.3 PARAMETER

Die berechneten Parameter sind in Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung Kapitel 3.1 Tabelle 2 zu finden und werden hier nicht mehr explizit angeführt.

1.4 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG

In Tabelle 1 sind die Bezugsschnitte für die einzelnen Auswertungspunkte dargestellt. Dabei bedeuten „+“ untere (Platte) bzw. erdseitige (Widerlager) Bewehrungslage und „-“ obere (Platte) bzw. luftseitige (Widerlager) Bewehrungslage. Die Zahlen stehen jeweils für die einzelnen Schnitte nach Spalte 1. Die Schnitte wurden bei der Auswertung nach Symmetrieverbedingungen zusammengefasst.

Tabelle 1: Bezugsschnitte

Schnittlege		Bestandssystem		Integralsystem	
		ÖNorm (BS)	Eurocode (BS)	ÖNorm (BS)	Eurocode (IS)
	β_{M+N} Schnitt 5 (Positiv)	+5	+5	+5	+5
	β_{M+N} Schnitt 5 (Negativ)			+5	-5
	β_{M+N} Schnitt 3 (Positiv)			+5	+3
	β_{M+N} Schnitt 3 (Negativ)			+5	-3
	β_{M+N} Schnitt 1 (Erdseitig)	+1	+1	+1	+1
	β_{M+N} Schnitt 1 (Luftseitig)			+1	-1
	β_{M+N} Schnitt 2 (Erdseitig)			+1	+2
	β_{M+N} Schnitt 2 (Luftseitig)			+1	-2
	β_v Schnitt 1	1	1	1	1
	β_v Schnitt 2			1	2
β_v Schnitt 3	3	3	3	3	3
	β_v Schnitt 4	4	4	4	4

2 DATENBANK

2.1 EINGABEMASKE

Die Eingabemaske der Datenbank ist in Abbildung 3 dargestellt und erlaubt die Auswahl der Bodensteifigkeit nach Petersen, sowie die Abmessungen des Tragwerkes (siehe Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung). Weiters erlaubt die Maske die Darstellung verschiedener Kurven in Abhängigkeit des Lastmodells (LM1 / LM3), sowie des statischen Systems (Bestandssystem / Integralsystem). Die Eingabe einer spezifischen Brückenlänge, sowie Bewehrungsangaben ist ebenfalls möglich. Im nächsten Schritt muss der Button „Diagramme erstellen“ gedrückt werden. Die erstellten Diagramm-Sheets lassen sich bearbeiten. Um die Diagramme zu drucken, steht ein eigener Button zur Verfügung.

Einfeldiges Plattentragwerk		
Boden		
Bodensteifigkeit S_{Boden}	10.000	[kN/m ²]
Überbau		
Querschnittshöhe $H_{ÜB}$	12	[cm]
Querschnittsbreite $B_{ÜB}$	7.5	[m]
Unterbau		
Dicke T	0.8	[m]
Höhe H_{UB}	6	[m]
Spezifisches System		
spezifische Stützweite L	20	[m]
Längsbewehrung Feldmitte	40.0	[cm ² /m]
Vertikale Bewehrung erdseitig im Widerlagerfuß	20.0	[cm ² /m]
Dargestellte Kurven		
Lastmodell 1 <ul style="list-style-type: none"> LM 1 - Bestandssystem <input checked="" type="checkbox"/> LM 1 - Integralsystem (ohne Aufbeton) <input checked="" type="checkbox"/> LM 1 - Integralsystem (7cm Aufbeton) <input checked="" type="checkbox"/> LM 1 - Integralsystem (7cm Aufbeton - ohne Belag) <input checked="" type="checkbox"/> LM 1 - Integralsystem (10cm Aufbeton) <input checked="" type="checkbox"/> LM 1 - Temperatur am Integralsystem (ohne Aufbeton) <input checked="" type="checkbox"/> 		
Lastmodell 3 3000/200 LA <ul style="list-style-type: none"> LM 3 - Bestandssystem <input checked="" type="checkbox"/> LM 3 - Integralsystem (ohne Aufbeton) <input checked="" type="checkbox"/> LM 3 - Integralsystem (7cm Aufbeton) <input checked="" type="checkbox"/> LM 3 - Integralsystem (7cm Aufbeton - ohne Belag) <input checked="" type="checkbox"/> LM 3 - Integralsystem (10cm Aufbeton) <input checked="" type="checkbox"/> LM 3 - Temperatur am Integralsystem (ohne Aufbeton) <input checked="" type="checkbox"/> 		
<input type="button" value="Diagramme erstellen"/> <input type="button" value="Diagramme drucken"/>		
Institut für Betonbau		

Abbildung 3: Eingabemaske Datenbank – 2-feldriges Plattentragwerk

In der Eingabemaske ist ebenfalls der Erddruckansatz für das Bestandssystem, sowie für das Integralsystem dargestellt (siehe Abbildung 4).

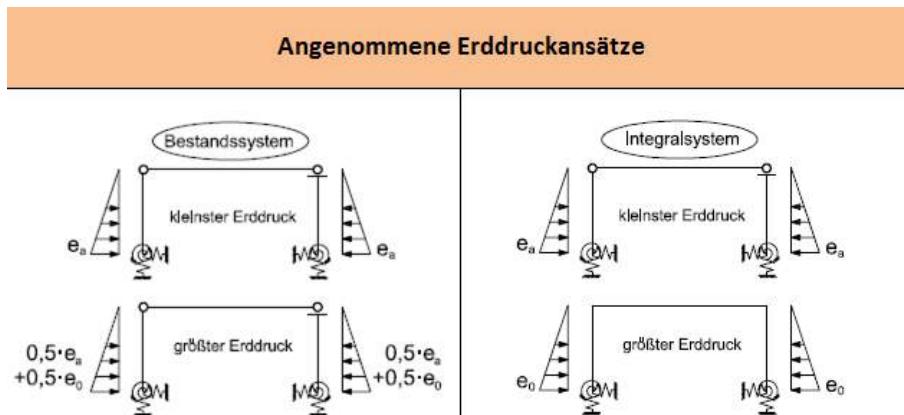


Abbildung 4: Erddruckansatz Bestandsystem (li) und Integralsystem (re)

2.2 AUSGABE DIAGRAMME

Die Datenbank kann insgesamt 19 Diagramme mit den entsprechenden β -Werten an diversen Stellen des Tragwerks ausgeben.

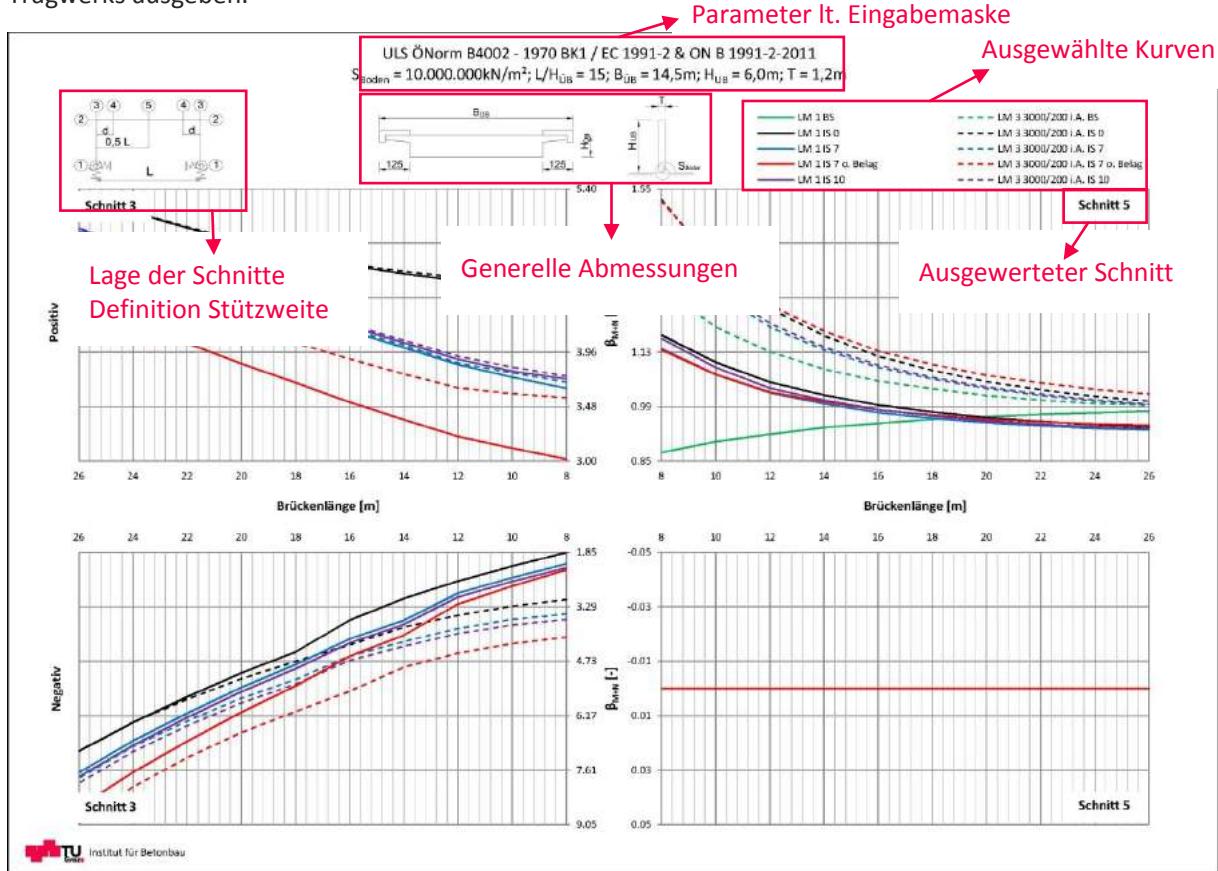
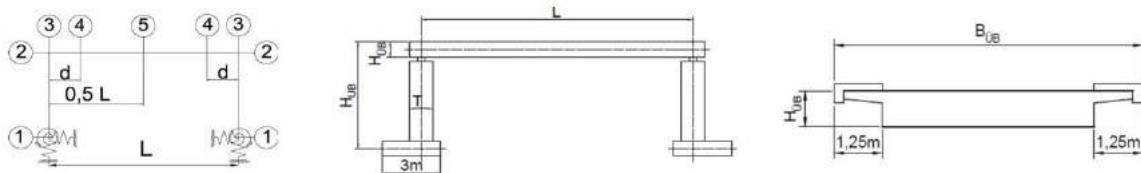


Abbildung 5: Allgemeiner Aufbau Diagramme

Weiters wird eine Übersichtstabelle mit den entsprechenden Beta-Werten, sowie den erforderlichen Bewehrungen an den jeweiligen Bemessungsstellen angegeben.

ULS ÖNorm B4002 - 1970 BK1 / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011									
$S_{\text{Boden}} = 10.000.000 \text{kN/m}^2$; $L/H_{\text{UB}} = 15$; $B_{\text{UB}} = 14,5 \text{m}$; $H_{\text{UB}} = 6,0 \text{m}$; $T = 1,2 \text{m}$ $L = 14,0 \text{m}$; $a_{\text{t,vorh,LM}} = 40,0 \text{cm}^2/\text{m}$; $a_{\text{t,vorh,WL-Fuß}} = 15,0 \text{cm}^2/\text{m}$									



Auswertung Momenten-Normalkraftbeanspruchung			Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton		Integrales System 7cm Aufbeton		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)		Integrales System 10cm Aufbeton	
Schnitt	Lage		LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1	erdseitig (außen)	$a_{\text{t,vorh}} [\text{cm}^2/\text{m}]$	17.9	14.9	52.0	51.3	51.8	51.2	53.2	52.1	51.8	51.1
	$\beta_{\text{M,ab}} [-]$	0.84	1.00	0.29	0.29	0.29	0.29	0.28	0.29	0.29	0.29	0.29
2	luftseitig (innen)	$a_{\text{t,vorh}} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	19.6	17.9	18.6	17.7	18.7	17.7	18.5	17.6
	$\beta_{\text{M,ab}} [-]$	-	-	0.77	0.84	0.81	0.85	0.80	0.85	0.81	0.85	0.85
3	erdseitig (außen)	$a_{\text{t,vorh}} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	16.7	12.3	16.6	12.5	14.8	10.2	16.3	12.3
	$\beta_{\text{M,ab}} [-]$	-	-	0.90	1.22	0.91	1.20	1.01	1.47	0.92	1.22	-
4	luftseitig (innen)	$a_{\text{t,vorh}} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	7.3	7.1	10.1	10.0	14.0	11.6	10.1	9.9
	$\beta_{\text{M,ab}} [-]$	-	-	2.07	2.10	1.48	1.51	1.07	1.29	1.49	1.51	-
5	unten (positiv)	$a_{\text{t,vorh}} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	8.6	8.6	10.0	9.9	11.9	10.6	9.9	9.8
	$\beta_{\text{M,ab}} [-]$	-	-	4.65	4.67	4.00	4.02	3.37	3.77	4.04	4.07	-
6	oben (negativ)	$a_{\text{t,vorh}} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	13.0	10.5	11.0	9.5	9.9	8.2	10.6	9.2
	$\beta_{\text{M,ab}} [-]$	-	-	3.07	3.83	3.65	4.21	4.04	4.89	3.76	4.33	-
7	unten (positiv)	$a_{\text{t,vorh}} [\text{cm}^2/\text{m}]$	42.2	36.3	39.2	34.1	40.1	35.2	39.9	33.8	39.7	35.0
	$\beta_{\text{M,ab}} [-]$	0.94	1.04	1.02	1.17	1.00	1.14	1.00	1.18	1.01	1.14	-
8	oben (negativ)	$a_{\text{t,vorh}} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	$\beta_{\text{M,ab}} [-]$	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-

Auswertung Querkraftbeanspruchung			Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton		Integrales System 7cm Aufbeton		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)		Integrales System 10cm Aufbeton	
Schnitt			LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1	$\beta_y [-]$	-	1.04	1.14	0.57	0.58	0.55	0.56	0.54	0.56	0.55	0.56
2	$\beta_y [-]$	-	-	-	0.98	1.17	0.96	1.13	1.00	1.15	0.96	1.13
3	$\beta_y [-]$	-	0.97	1.09	0.96	1.08	0.92	1.04	0.99	1.11	0.91	1.02
4	$\beta_y [-]$	-	0.91	1.05	0.89	1.05	0.86	1.00	0.91	1.08	0.85	0.98

Abbildung 6: Übersichtstabelle Ausgabe β -Werte und erforderliche Bewehrung

2.2.1 GENERELLER VERGLEICH

Für den generellen Vergleich der einzelnen statischen Systeme untereinander, werden insgesamt 3 Diagramme ausgegeben. Abbildung 7, Abbildung 8 und Abbildung 9 lässt einen direkten Vergleich der einzelnen Systeme untereinander zu.

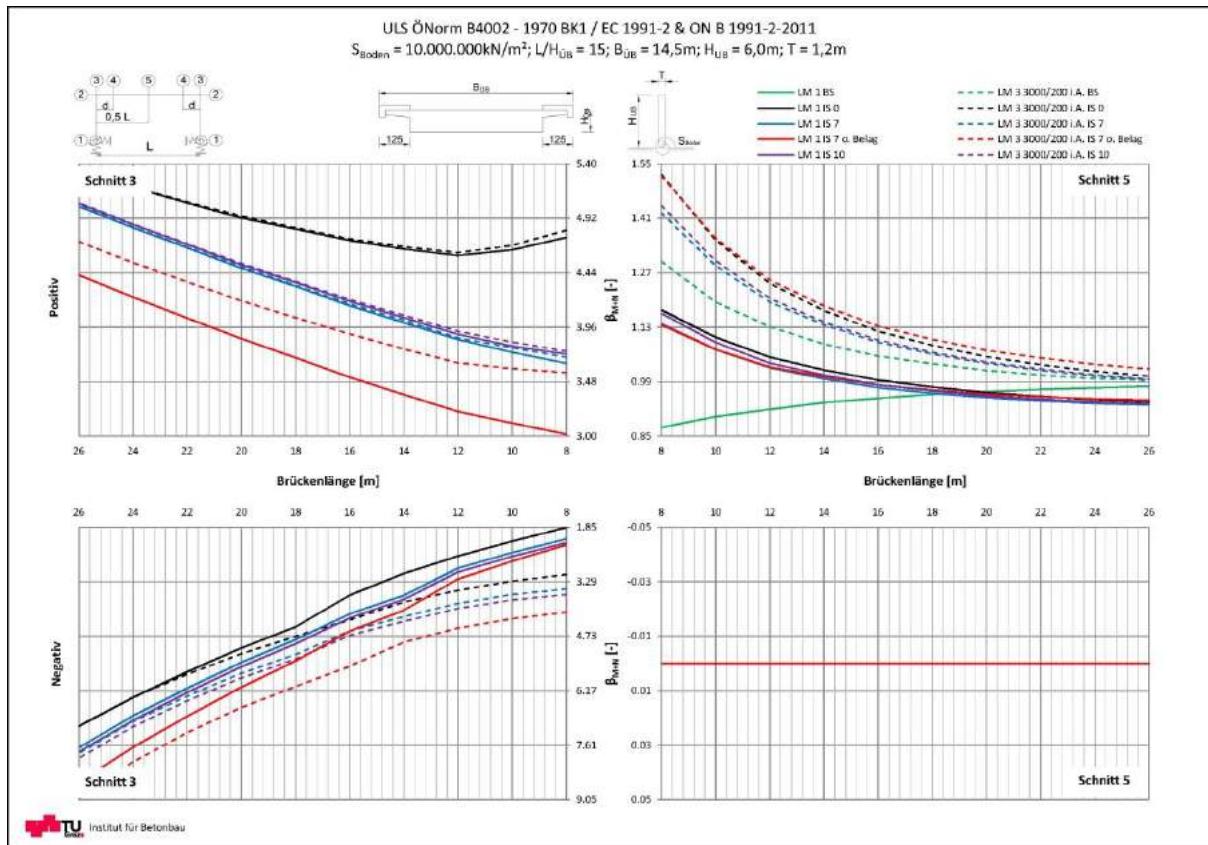


Abbildung 7: Ausgabe Diagramm – Überbau genereller Vergleich– β_{M+N}

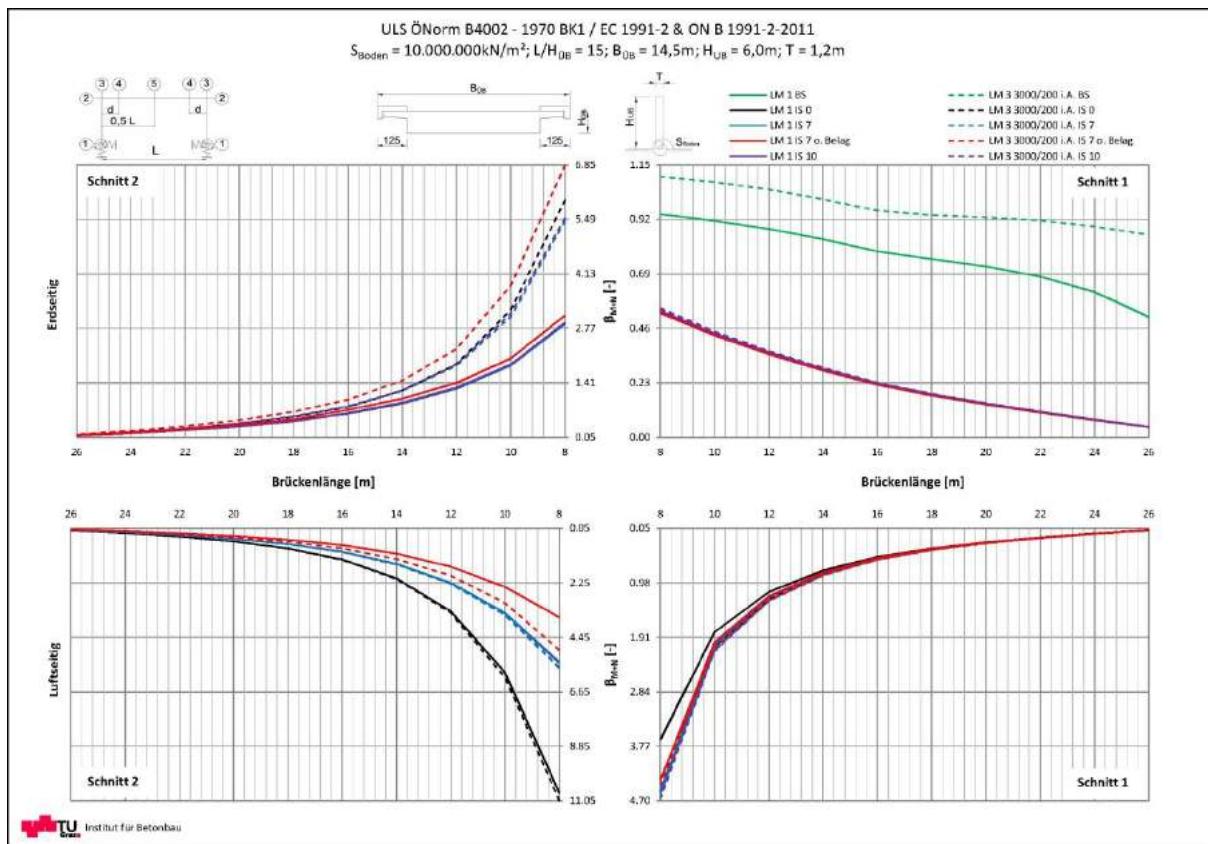


Abbildung 8: Ausgabe Diagramm – Unterbau genereller Vergleich– β_{M+N}

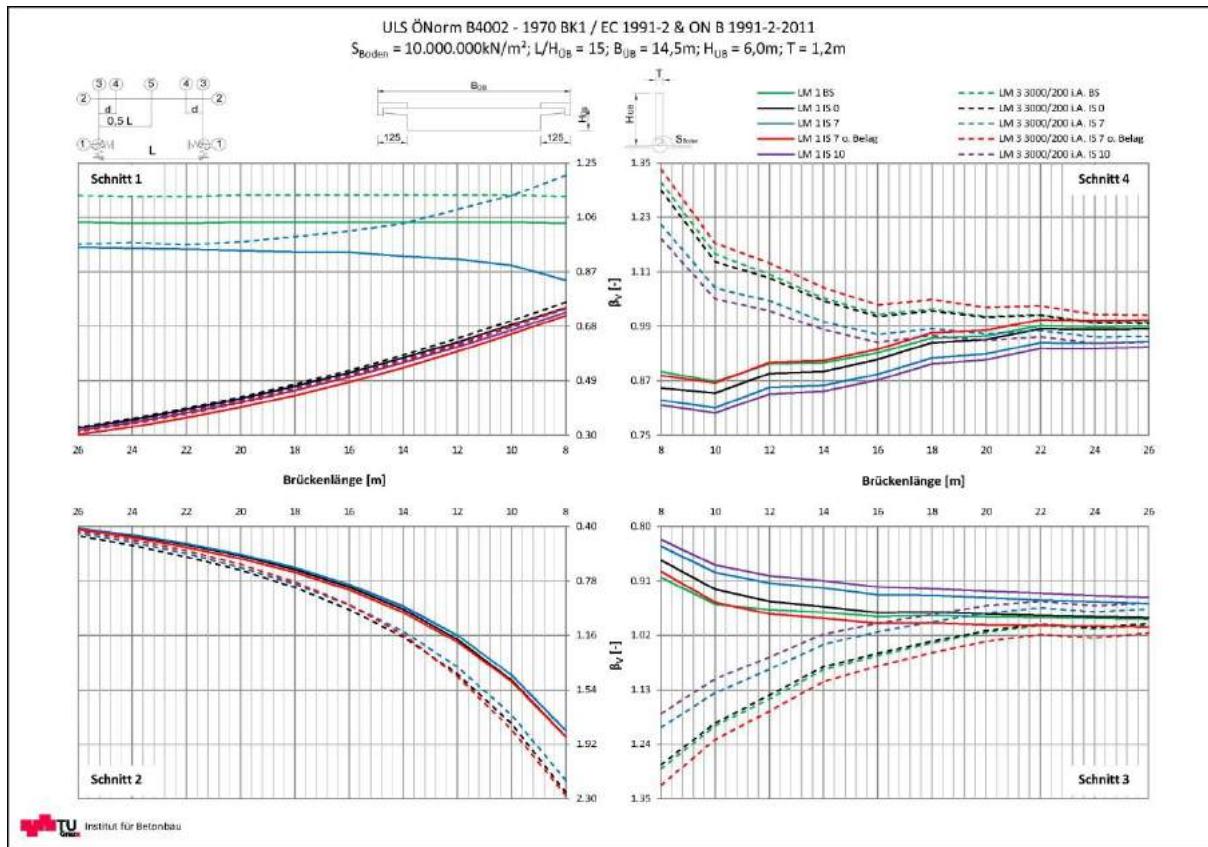


Abbildung 9: Ausgabe Diagramm – Über- & Unterbau genereller Vergleich – β_v

2.2.2 DETAILLIERTE BETRACHTUNG DER SYSTEME

Für eine detaillierte Betrachtung können die einzelnen Systeme in eigenen Diagrammen gedruckt bzw. angezeigt werden. Durch die Eingabe einer spezifischen Länge, werden die Werte direkt im Diagramm mittels roter Punkte angezeigt (Interpolation). Beispielhaft wird hier das Bestandssystem (Abbildung 10), sowie das integrale System ohne Aufbeton (Abbildung 11, Abbildung 12 und Abbildung 13) dargestellt.

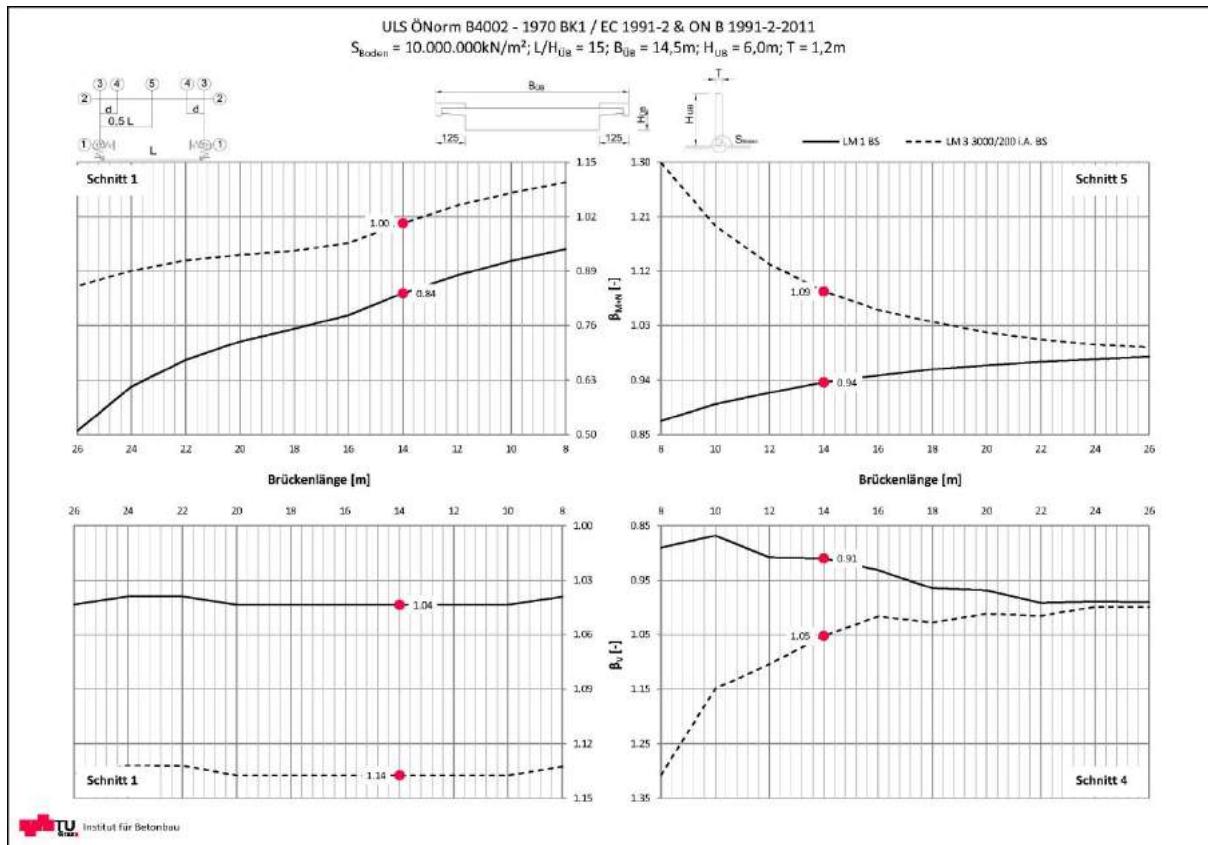


Abbildung 10: Ausgabe Diagramm – Bestandsystem – $\beta_{M+N} + \beta_V$

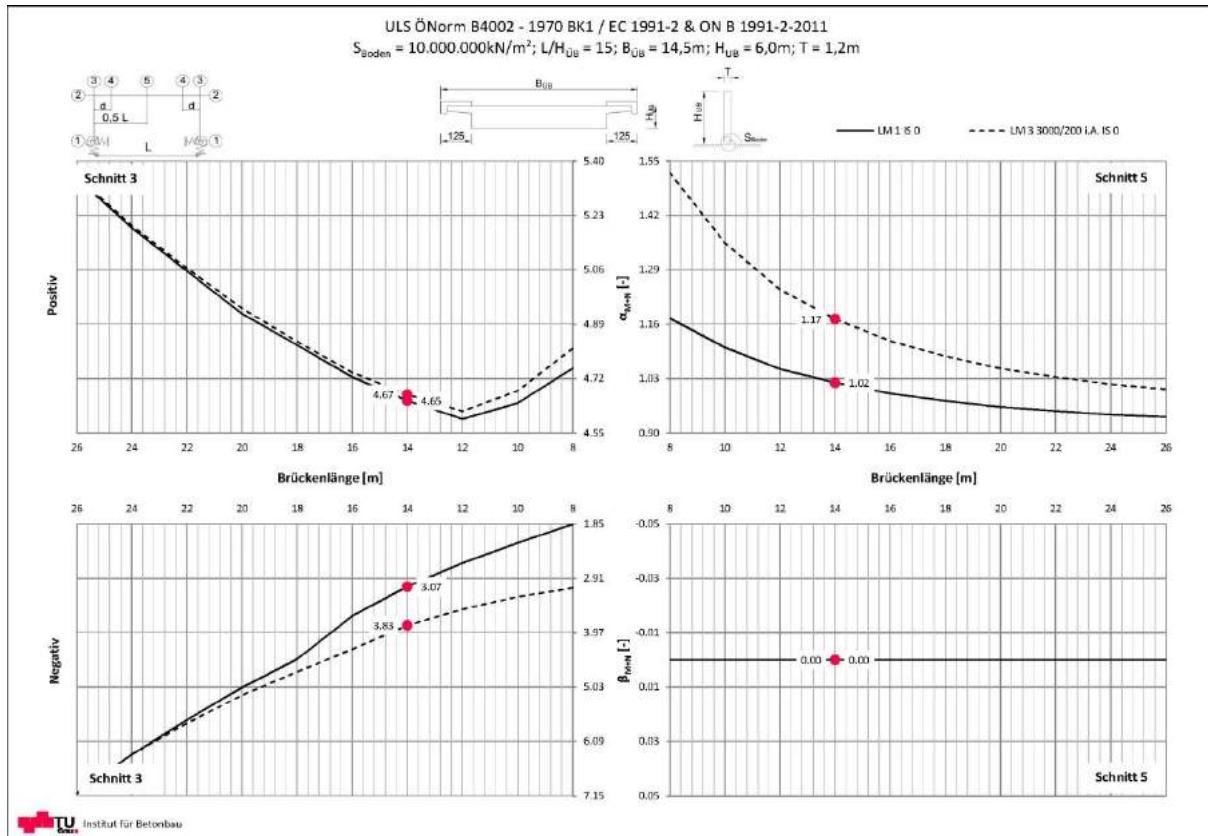


Abbildung 11: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_{M+N}

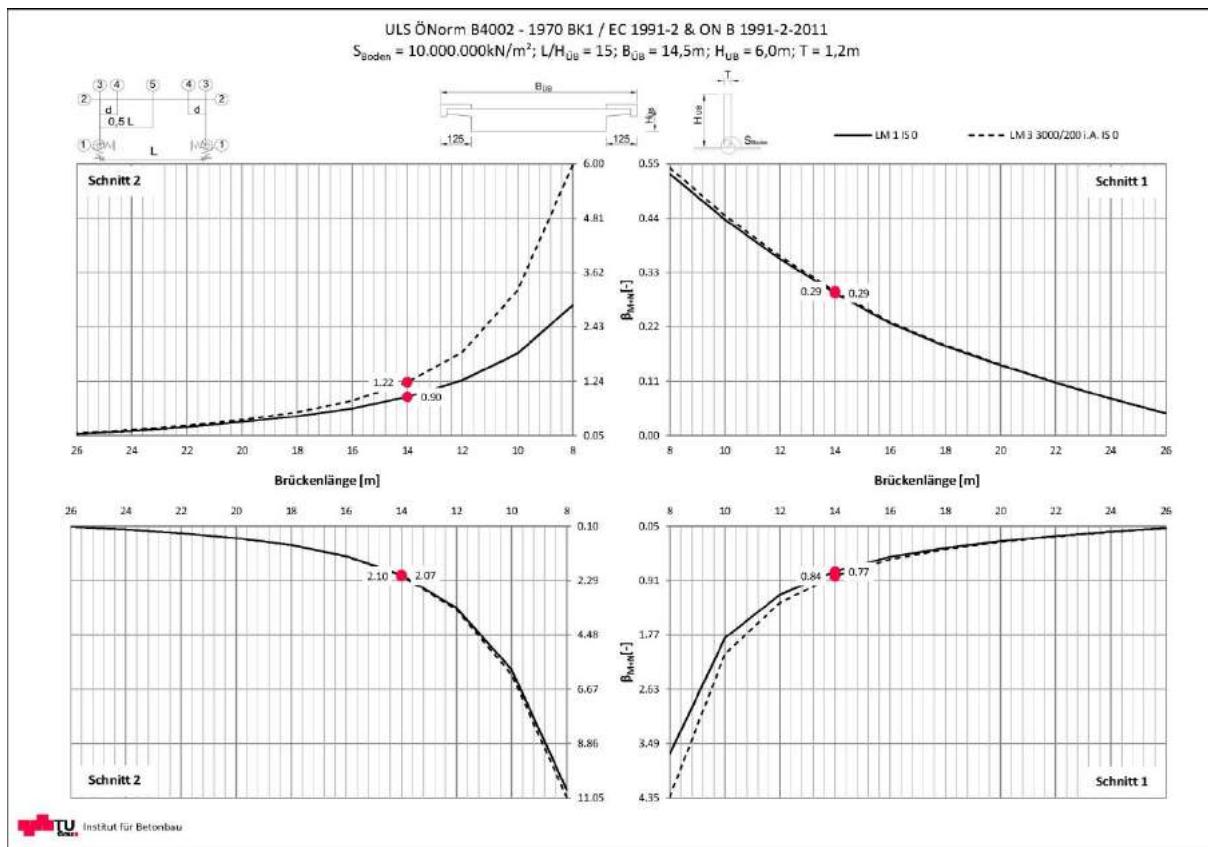


Abbildung 12: Ausgabe Diagramm – Unterbau – β_{M+N}

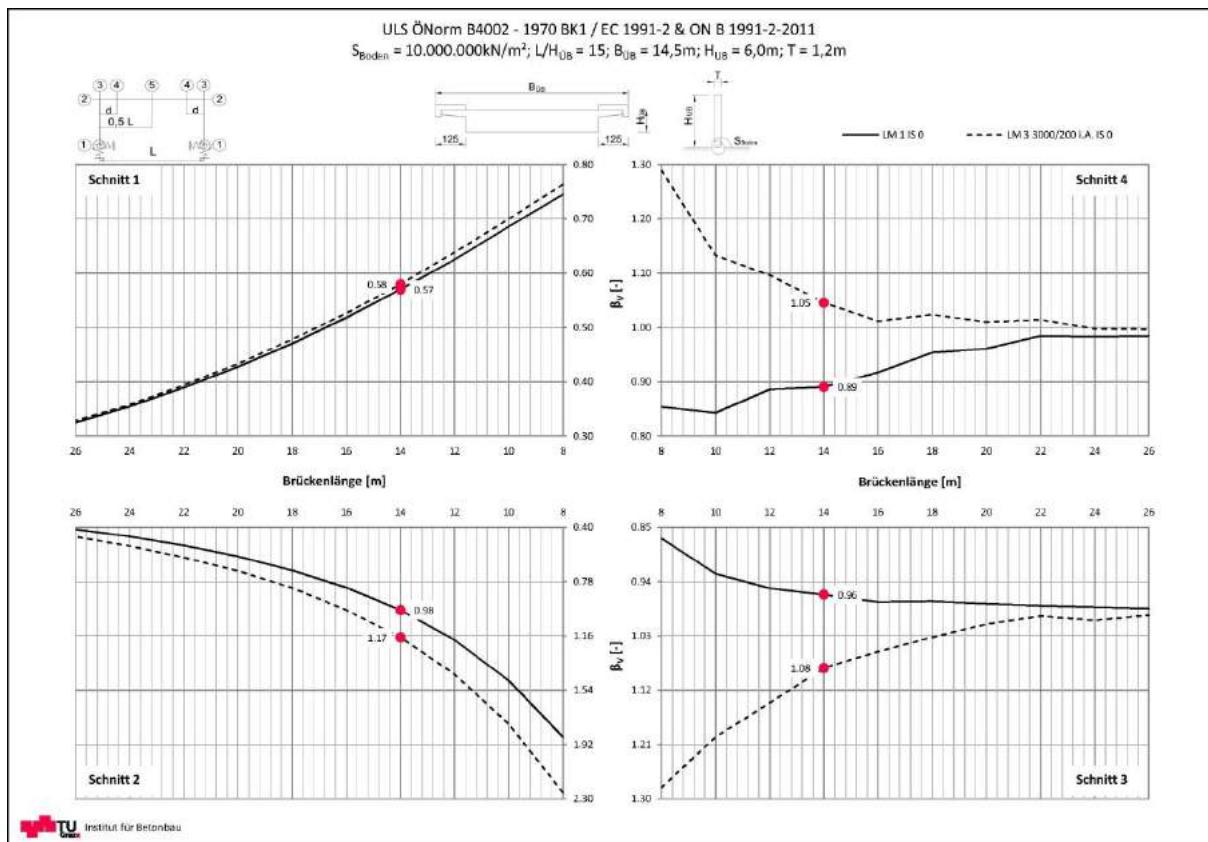


Abbildung 13: Ausgabe Diagramm – Über- & Unterbau genereller Vergleich – β_V

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 3

Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückentragwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken

Teil 3

Auswertung

2 – Feldträger - Platte

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

Graz, Oktober 2014

INHALTSVERZEICHNIS

ABILDUNGSVERZEICHNIS	2
TABELLENVERZEICHNIS	2
1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG.....	3
1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG	3
1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT.....	5
1.3 PARAMETER.....	5
1.4 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG.....	6
2 DATENBANK.....	7
2.1 EINGABEMASKE	7
2.2 AUSGABE DIAGRAMME	8

ABILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts).....	3
Abbildung 2: Ermittlung der resultierenden Stahlkraft für den Überbau	3
Abbildung 3: Eingabemaske Datenbank – 2-feldriges Plattentragwerk.....	7
Abbildung 5: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_{M+N}	8
Abbildung 6: Ausgabe Diagramm – Unterbau – β_{M+N}	9
Abbildung 7: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_V	9
Abbildung 8: Ausgabe Diagramm – Unterbau – β_V	10
Abbildung 9: Ausgabe Übersichtstabelle	10

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Bezugsschnitte	6
---------------------------------	---

1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG

Zur Auswertung der ermittelten Ergebnisse werden Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen dem ÖNorm- und dem Eurocode-System gebildet (s. Abbildung 1). Dabei ergibt sich ein β -Wert wie folgt, wobei E die resultierende Schnittgröße darstellt (Glg. 1).

$$\beta_E = \frac{E_{\text{ÖNorm}}}{E_{\text{Eurocode}}}$$

Glg. 1

Dieses Verhältnis gibt an, um wie viel die Eurocode-Last erhöht werden kann bzw. reduziert werden muss, damit bei vorliegender Brückengeometrie die Schnittgrößen gleich jener der ÖNorm-Lasten sind. Die Auswertung der Bemessungslasten erfolgte in allen Schnitten nach Abbildung 1.

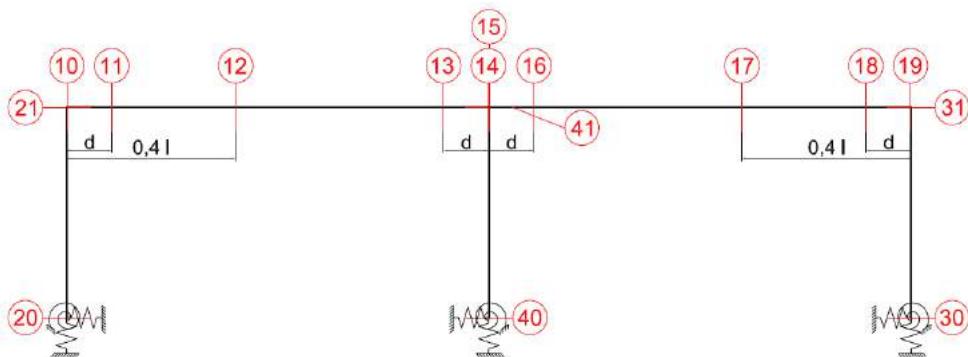


Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts)

1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG

Für Bauteile, welche unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung stehen, ist es nicht ausreichend, den Vergleich ausschließlich auf den Werten der Momente basieren zu lassen. Dies ist bei Brücken mit konventioneller Bauweise vor allem für die Widerlagerwände relevant. Zur Ermittlung des Verhältniswertes β_{M+N} wird die vorhandene Stahlkraft 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} bzw. M_{Zug} berechnet. Die Normalkraft ist vorzeichengerecht in den Formelapparat einzusetzen. Die resultierende Stahlkraft wird dabei wie folgt ermittelt.

Die einwirkende Normalkraft N_{Ed} wird rechnerisch in die Bewehrungsstahlachse verschoben (siehe Abbildung 2), dabei ist zu beachten, dass die errechneten Schnittkräfte für den Überbau auf Höhe der Knotenebene und nicht wie üblich in der Schwerachse des Querschnittes wirken. Daraus ergibt sich unter der Annahme eines Schwerpunktabstandes der Bewehrung von $c = 5 [cm]$ das neue Moment $M_{sd,s}$ für den Überbau zu:

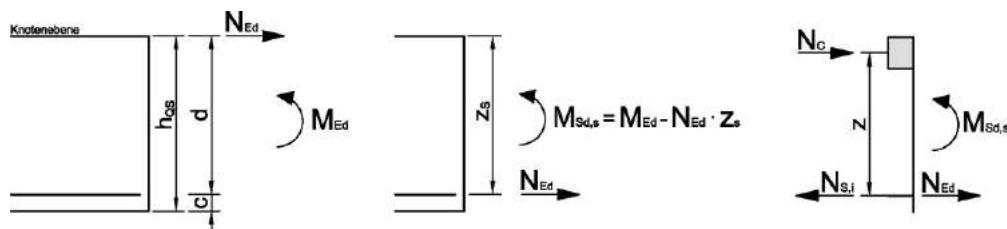


Abbildung 2: Ermittlung der resultierenden Stahlkraft für den Überbau

$$M_{sd,s} = |M_{Ed}| - N_{Ed} \cdot z_s \quad \text{mit} \quad z_s = h_{qs} - 0,05[m]$$

Aus dem Momentengleichgewicht um die Betondruckkraft lässt sich die Stahlkraft N_s ermitteln:

$$\Sigma M_C = 0 = M_{sd,s} - N_s \cdot z + N_{Ed} \cdot z \quad \text{mit} \quad z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

$$N_s = \frac{M_{sd,s}}{z} + N_{Ed}$$

Unter der Verwendung von $M_{sd,s}$ ergibt sich:

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

Für den Vergleich zwischen ÖNorm und Eurocode ergibt sich folgende Gleichung:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{s,\text{ÖNORM}}}{N_{s,\text{Eurocode}}} \quad \text{Gl. 2}$$

Mit:

$$N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z - z_{s,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau gilt:

$$z_{s,\text{ÜB}} = h_{qs} - 0,05[m]$$

Und für den Unterbau:

$$z_{s,\text{UB}} = \frac{h_{qs}}{2} - 0,05[m]$$

Für den Vergleich zwischen ÖNorm und Eurocode ergibt sich folgende Gleichung für die obere Bewehrungslage:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{s,\text{ÖNORM}}}{N_{s,\text{Eurocode}}} \quad \text{Gl. 3}$$

Mit:

$$N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z + z_{s,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau $z_{s,i}$ gilt:

$$z_{s,\text{ÜB}} = 0,05[m]$$

1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT

Da für die Auswertung der Querkraft das Vorzeichen der Schnittgröße irrelevant ist, werden für ÖNorm und Eurocode aus beiden Schnitten jeweils der betragsmäßig größte Wert herangezogen und gegenübergestellt. Der β_V -Wert ergibt sich nach Glg. 4 zu:

$$\beta_V = \frac{V_{\text{ÖNORM}}}{V_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 4}$$

Auf den Einfluss der Längsspannung auf die Querkraft wurde verzichtet. Eine Bemessung wurde nicht durchgeführt, da das Bemessungsmodell von EC2 nicht geeignet für eine Nachrechnung ist, da sich die beiden Bemessungsmodelle (ÖNorm und EC) deutlich in ihrem Ansatz unterscheiden.

1.3 PARAMETER

Die berechneten Parameter sind in Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung Kapitel 3.2 Tabelle 3 zu finden und werden hier nicht mehr explizit angeführt.

1.4 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG

In Tabelle 1 sind die Bezugsschnitte für die einzelnen Auswertungspunkte dargestellt. Dabei bedeuten „+“ untere (Platte) bzw. erdseitige (Widerlager) Bewehrungslage und „-“ obere (Platte) bzw. luftseitige (Widerlager) Bewehrungslage. Die Zahlen stehen jeweils für die einzelnen Schnitte nach Spalte 1. Die Schnitte wurden bei der Auswertung nach Symmetriebedingungen zusammengefasst.

Tabelle 1: Bezugsschnitte

Schnittlage		Bestandssystem		Integralsystem	
		ÖNorm (BS)	Eurocode (BS)	ÖNorm (BS)	Eurocode (IS)
	β_{M+N} Schnitt 5 (Positiv)	+5	+5	+5	+5
	β_{M+N} Schnitt 7 (Negativ)	-7	-7	-7	-7
	β_{M+N} Schnitt 3 (Positiv)			+5	+3
	β_{M+N} Schnitt 3 (Negativ)			+5	-3
	β_{M+N} Schnitt 1 (Erdseitig)	+1	+1	+1	+1
	β_{M+N} Schnitt 1 (Luftseitig)			+1	-1
	β_{M+N} Schnitt 2 (Erdseitig)			+1	+2
	β_{M+N} Schnitt 2 (Luftseitig)			+1	-2
	β_v Schnitt 1	1	1	1	1
	β_v Schnitt 2			1	2
	β_v Schnitt 3	3	3	3	3
	β_v Schnitt 4	4	4	4	4
	β_v Schnitt 6	6	6	6	6
	β_v Schnitt 7	7	7	7	7

2 DATENBANK

2.1 EINGABEMASKE

Die Eingabemaske der Datenbank ist in Abbildung 3 dargestellt und erlaubt die Auswahl der Bodensteifigkeit nach Petersen, sowie die Abmessungen des Tragwerkes (siehe. Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung). Weiters erlaubt die Maske die Darstellung verschiedener Kurven in Abhängigkeit des Lastmodells, sowie des statischen Systems. Im nächsten Schritt muss der Button „Diagramme erstellen“ gedrückt werden. Die erstellten Diagramm-Sheets lassen sich bearbeiten. Um die Diagramme zu drucken, steht ein eigener Button zur Verfügung.

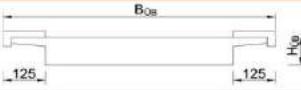
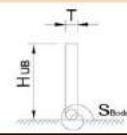
Zweifeldriges Plattentragwerk		
Boden		
Bodensteifigkeit S_{Boden}	1.000.000	[kN/m ²]
Überbau		
Konstruktionshöhe L/H_{UB}	20	[-]
Breite B_{UB}	14,5	[m]
		
Unterbau		
Dicke T	1,2	[m]
Höhe H_{UB}	4	[m]
		
Spezifisches System		
spezifische Stützweite L	15	[m]
Längsbewehrung Feldmitte	50,0	[cm ² /m]
Vertikale Bewehrung erdseitig im Widerlagerfuß	20,0	[cm ² /m]
Dargestellte Kurven		
Lastmodell 1		
LM 1 - Bestandssystem		<input checked="" type="checkbox"/>
LM 1 - Integralsystem (ohne Aufbeton)		<input checked="" type="checkbox"/>
Lastmodell 3 3000/200 I.A.		
LM 3 - Bestandssystem		<input checked="" type="checkbox"/>
LM 3 - Integralsystem (ohne Aufbeton)		<input checked="" type="checkbox"/>
 Institut für Betonbau		Diagramme erstellen
		Diagramme drucken

Abbildung 3: Eingabemaske Datenbank – 2-feldriges Plattentragwerk

In der Eingabemaske ist ebenfalls der Erddruckansatz für das Bestandssystem, sowie für das Integralsystem dargestellt.

2.2 AUSGABE DIAGRAMME

Die Datenbank gibt insgesamt 4 Diagramme mit den entsprechenden β -Werten an diversen Stellen des Tragwerks aus. Die angegebene Stützweite bezieht sich auf ein Feld (siehe auch Abbildung am Diagramm).

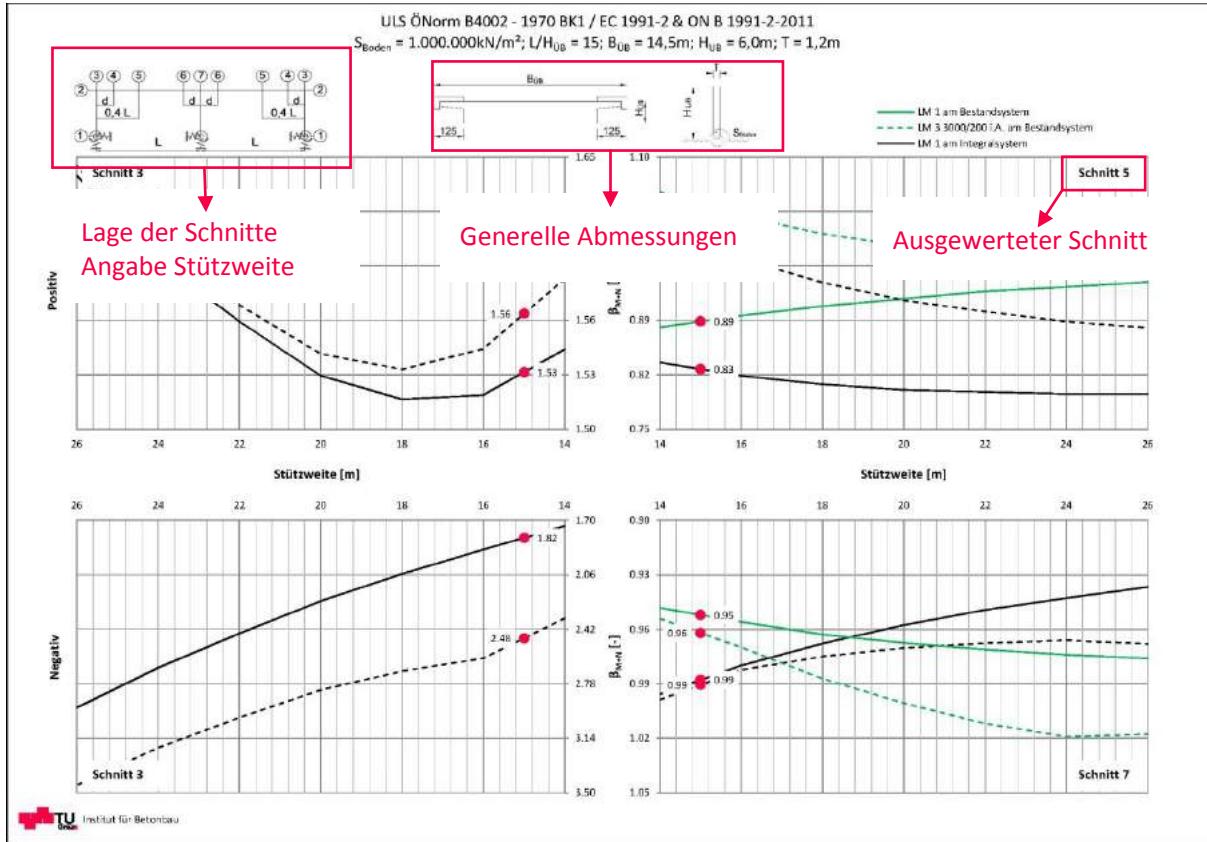


Abbildung 4: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_{M+N}

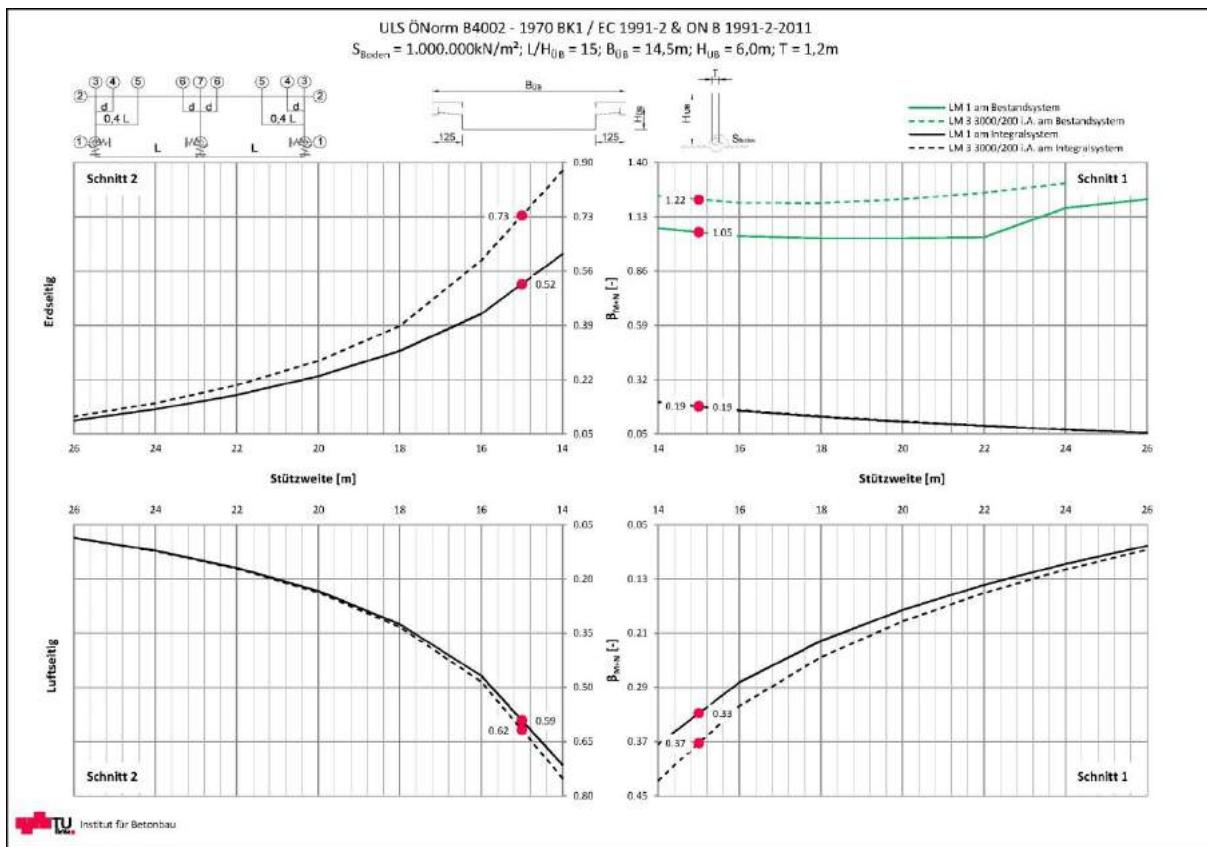


Abbildung 5: Ausgabe Diagramm – Unterbau – β_{M+N}

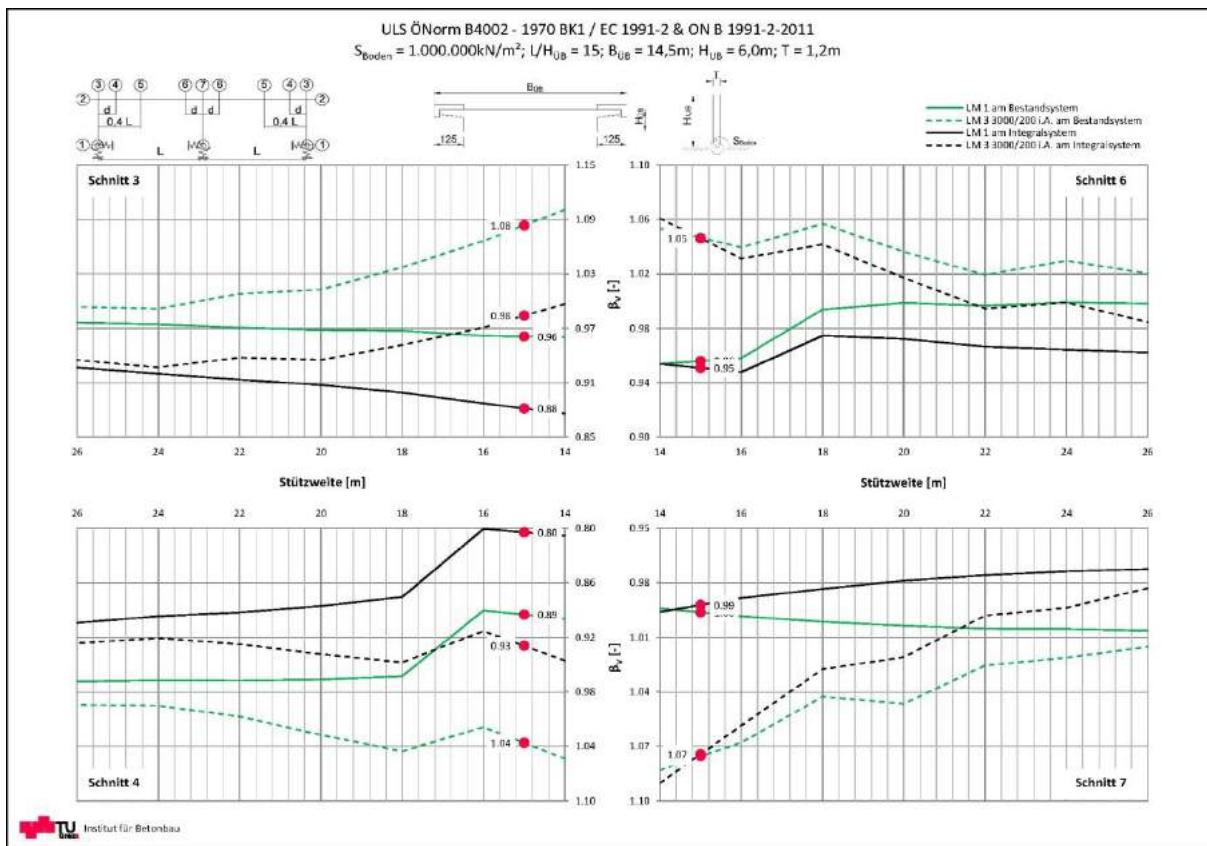


Abbildung 6: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_v

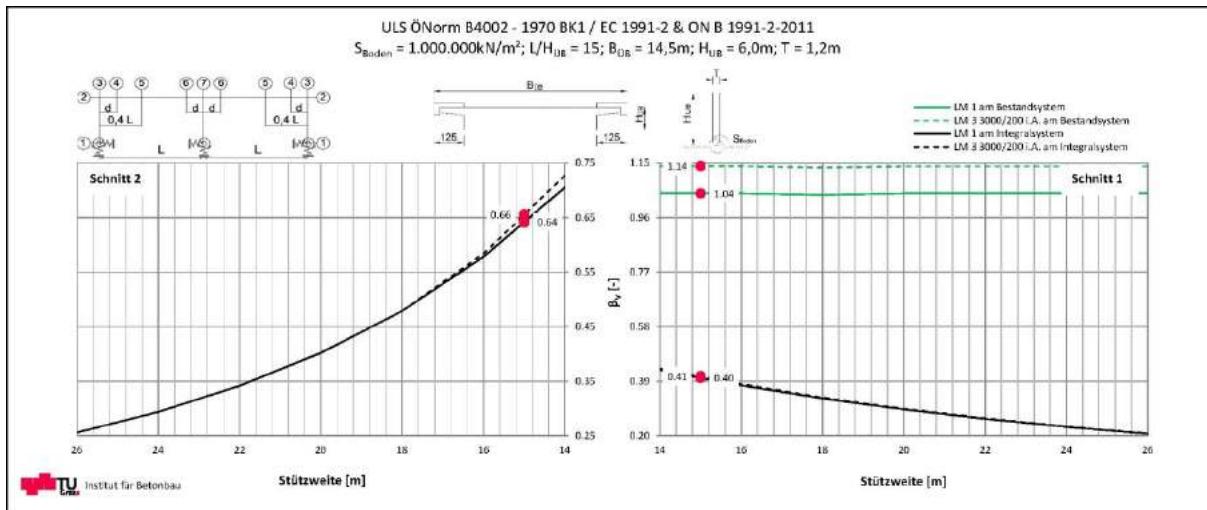
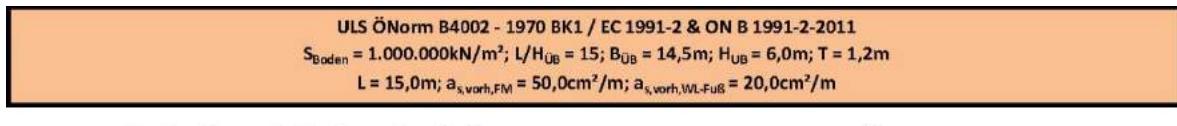


Abbildung 7: Ausgabe Diagramm – Unterbau – β_v



Auswertung Momenten-Normalkraftbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton		
Schnitt	Lage	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	
1	erdseitig (außen)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	19.0 1.05	16.4 1.22	107.9 0.19	106.0 0.19
	luftseitig (innen)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	- -	- -	60.9 0.33	53.7 0.37
2	erdseitig (außen)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	- -	- -	38.5 0.52	27.2 0.73
	luftseitig (innen)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	- -	- -	33.8 0.59	32.4 0.62
3	unten (positiv)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	- -	- -	32.6 1.53	32.0 1.56
	oben (negativ)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	- -	- -	27.5 1.82	20.2 2.48
5	unten (positiv)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	56.3 0.89	48.1 1.04	60.4 0.83	50.4 0.99
	oben (negativ)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	- -	- -	-12.8 -3.91	-26.8 -1.87
7	unten (positiv)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	- -	- -	0.00 0.00	0.00 0.00
	oben (negativ)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{M,N} [-]$	52.5 0.95	52.0 0.96	50.6 0.99	50.5 0.99

Auswertung Querkraftbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton	
Schnitt	$\beta_v [-]$	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1	$\beta_v [-]$	1.04	1.14	0.40	0.41
2	$\beta_v [-]$	-	-	0.64	0.66
3	$\beta_v [-]$	0.96	1.08	0.88	0.98
4	$\beta_v [-]$	0.89	1.04	0.80	0.93
6	$\beta_v [-]$	0.96	1.05	0.95	1.05
7	$\beta_v [-]$	1.00	1.08	0.99	1.07

Abbildung 8: Ausgabe Übersichtstabelle

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 3

Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückentragwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken

Rev.01

Teil 5

Auswertung

1 – Feldträger - Plattenbalken

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

Graz, Oktober 2014

INHALTSVERZEICHNIS

ABILDUNGSVERZEICHNIS	2
TABELLENVERZEICHNIS	2
1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG.....	3
1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG	3
1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT.....	5
1.3 PARAMETER.....	5
1.4 WEITERE ANMERKUNGEN	5
1.1 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG.....	6
2 DATENBANK.....	7
2.1 EINGABEMASKE	7
2.2 AUSGABE DIAGRAMME	8

ABILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung	3
Abbildung 2: Ermittlung der resultierenden Stahlkraft für den Überbau	3
Abbildung 3: Eingabemaske Datenbank – 2-feldriges Plattentragwerk.....	7
Abbildung 5: Ausgabe Diagramm – Überbau genereller Vergleich– β_{M+N}	8
Abbildung 6: Ausgabe Diagramm – Unterbau genereller Vergleich– β_{M+N}	9
Abbildung 7: Ausgabe Diagramm – Über- & Unterbau genereller Vergleich – β_V	9
Abbildung 8: Ausgabe Diagramm – Über- & Unterbau genereller Vergleich – $\beta_{Torsion}$	10
Abbildung 8: Übersichtstabelle	11

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Bezugsschnitte	6
---------------------------------	---

1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG

Zur Auswertung der ermittelten Ergebnisse werden Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen dem ÖNorm- und dem Eurocode-System gebildet (s. Abbildung 1). Dabei ergibt sich ein β -Wert wie folgt, wobei E die resultierende Schnittgröße darstellt (Glg. 1).

$$\beta_E = \frac{E_{\text{ÖNorm}}}{E_{\text{Eurocode}}}$$

Glg. 1

Dieses Verhältnis gibt an, um wie viel die Eurocode-Last erhöht werden kann bzw. reduziert werden muss, damit bei vorliegender Brückengeometrie die Schnittgrößen gleich jener der ÖNorm-Lasten sind. Die Auswertung der Bemessungslasten erfolgte in allen Schnitten nach Abbildung 1.



Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung

1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG

Für Bauteile, welche unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung stehen, ist es nicht ausreichend, den Vergleich ausschließlich auf den Werten der Momente basieren zu lassen. Dies ist bei Brücken mit konventioneller Bauweise vor allem für die Widerlagerwände, bei integralen Brücken für den Über- und Unterbau relevant. Zur Ermittlung des Verhältniswertes β_{M+N} wird die vorhandene Stahlkraft 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} bzw. M_{Zug} berechnet. Die Normalkraft ist dabei vorzeichengerecht in den Formelapparat einzusetzen. Die resultierende Stahlkraft wird dabei wie folgt ermittelt.

Die einwirkende Normalkraft N_{Ed} wird rechnerisch in die Bewehrungsstahlachse verschoben (siehe Abbildung 2), dabei ist zu beachten, dass die errechneten Schnittkräfte für den Überbau auf Höhe der Knotenebene und nicht wie üblich in der Schwerachse des Querschnittes wirken. Daraus ergibt sich unter der Annahme eines Schwerpunktabstandes der Bewehrung von $c = 5 \text{ [cm]}$ das neue Moment $M_{sd,s}$ für den Überbau zu:

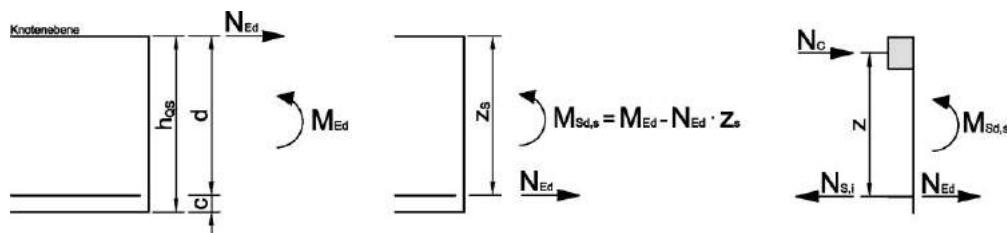


Abbildung 2: Ermittlung der resultierenden Stahlkraft für den Überbau

$$M_{sd,s} = |M_{Ed}| - N_{Ed} \cdot z_s \quad \text{mit} \quad z_s = h_{qs} - 0,05[m]$$

Aus dem Momentengleichgewicht um die Betondruckkraft lässt sich die Stahlkraft N_s ermitteln:

$$\Sigma M_C = 0 = M_{sd,s} - N_s \cdot z + N_{Ed} \cdot z \quad \text{mit} \quad z_{M+} = d - \frac{h_f}{2} \text{ bzw.}$$

$$z_{M-} = 0,85 \cdot d = 0,85 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

$$N_s = \frac{M_{sd,s}}{z} + N_{Ed}$$

Unter der Verwendung von $M_{sd,s}$ ergibt sich:

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

Für den Vergleich zwischen ÖNorm und Eurocode ergibt sich folgende Gleichung:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{s,\text{ÖNORM}}}{N_{s,\text{Eurocode}}}$$

Glg. 2

Mit:

$$N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z - z_{s,i})}{z}$$

Wobei für den Überbau gilt:

$$z_{M+} = d - \frac{h_f}{2} \quad (\text{positive Momente; z.B. Feldmitte})$$

$$z_{M-} = 0,85 \cdot (h_{qs} - 0,05[m]) \quad (\text{negative Momente; z.B. Rahmenecke})$$

$$z_{s,\text{ÜB}} = h_{qs} - 0,05[m]$$

Und für den Unterbau:

$$z = 0,9 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

$$z_{s,\text{UB}} = \frac{h_{qs}}{2} - 0,05[m]$$

Für den Vergleich zwischen ÖNorm und Eurocode ergibt sich folgende Gleichung für die obere Bewehrungslage:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{s,\text{ÖNORM}}}{N_{s,\text{Eurocode}}}$$

Glg. 3

Mit:

$$N_s = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z + z_{s,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{qs} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau $z_{s,i}$ gilt:

$$z_{s,\text{ÜB}} = 0,05[m]$$

1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT

Da für die Auswertung der Querkraft das Vorzeichen der Schnittgröße irrelevant ist, werden für ÖNorm und Eurocode aus den maßgebenden Schnitten jeweils der betragsmäßig größte Wert herangezogen und gegenübergestellt. Der β_V -Wert ergibt sich nach Glg. 4 zu:

$$\beta_V = \frac{V_{\text{ÖNORM}}}{V_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 4}$$

Auf den Einfluss der Längsspannung, sowie auf den Einfluss durch die erhöhte Querschnittsfläche mit Aufbeton auf die Querkraft wurde verzichtet. Eine Bemessung wurde nicht durchgeführt, da das Bemessungsmodell von EC2 nicht geeignet für eine Nachrechnung ist, da sich die beiden Bemessungsmodelle (ÖNorm und EC) deutlich in ihrem Ansatz unterscheiden.

1.3 PARAMETER

Die berechneten Parameter sind in Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung Kapitel 3.3 Tabelle 4 zu finden und werden hier nicht mehr explizit angeführt.

1.4 WEITERE ANMERKUNGEN

Auf Grund der Parametrisierung der Berechnung ergeben sich teils unübliche Querschnitte für die Berechnung. Dadurch zeigen die ermittelten Ergebnisse nur eine Sanierungstendenz und können daher nicht direkt für die Ermittlung des Sanierungsumfangen übernommen werden.

1.1 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG

In Tabelle 1 sind die Bezugsschnitte für die einzelnen Auswertungspunkte dargestellt. Dabei bedeuten „+“ untere (Platte) bzw. erdseitige (Widerlager) Bewehrungslage und „-“ obere (Platte) bzw. luftseitige (Widerlager) Bewehrungslage. Die Zahlen stehen jeweils für die einzelnen Schnitte nach Spalte 1. Die Schnitte wurden bei der Auswertung nach Symmetrieverbedingungen zusammengefasst. Für den Oberbau beziehen sich die Schnitte auf den Stabquerschnitt. Die Platte in Querrichtung wurde nicht ausgewertet.

Tabelle 1: Bezugsschnitte

Schnittlage		Bestandssystem		Integralssystem	
		ÖNorm (BS)	Eurocode (BS)	ÖNorm (BS)	Eurocode (IS)
	β_{M+N} Schnitt 5 (Positiv)	+5	+5	+5	+5
	β_{M+N} Schnitt 5 (Negativ)			+5	-5
	β_{M+N} Schnitt 3 (Positiv)			+5	+3
	β_{M+N} Schnitt 3 (Negativ)			+5	-3
	β_{M+N} Schnitt 1 (Erdseitig)	+1	+1	+1	+1
	β_{M+N} Schnitt 1 (Luftseitig)			+1	-1
	β_{M+N} Schnitt 2 (Erdseitig)			+1	+2
	β_{M+N} Schnitt 2 (Luftseitig)			+1	-2
	β_v Schnitt 1	1	1	1	1
	β_v Schnitt 2			1	2
	β_v Schnitt 3	3	3	3	3
	β_v Schnitt 4	4	4	4	4
$B_{Torsion}$		Vergleich des maximalen Torsionsmomentes			

2 DATENBANK

2.1 EINGABEMASKE

Die Eingabemaske der Datenbank ist in Abbildung 3 dargestellt und erlaubt die Auswahl der Bodensteifigkeit nach Petersen, sowie die Abmessungen des Tragwerkes (siehe. Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung). Weiters erlaubt die Maske die Darstellung verschiedener Kurven in Abhängigkeit des Lastmodells (LM1 / LM3), sowie des statischen Systems (Bestandssystem / Integralsystem). Im nächsten Schritt muss der Button „Diagramme erstellen“ gedrückt werden. Die erstellten Diagramm-Sheets lassen sich bearbeiten. Um die Diagramme zu drucken, steht ein eigener Button zur Verfügung.

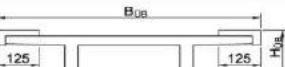
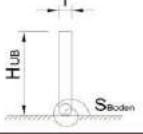
Einfeldriger Plattenbalken			
Boden			
Bodensteifigkeit S_{Boden}	10.000.000	[kN/m ²]	
Überbau			
Konstruktionshöhe L/H_{UB}	15	[-]	
Breite B_{UB}	5	[m]	
Unterbau			
Dicke T Widerlagerwand	1.2	[m]	
Höhe H_{UB} Widerlagerwand	8	[m]	
Spezifisches System			
spezifische Stützweite L	25	[m]	
Längsbewehrung Feldmitte	40	[cm ² /m]	
Vertikale Bewehrung erdseitig im Widerlagerfuß	20	[cm ² /m]	
Dargestellte Kurven			
Lastmodell 1			
LM 1 - Bestandssystem	<input checked="" type="checkbox"/>		
LM 1 - Integralsystem (ohne Aufbeton)	<input checked="" type="checkbox"/>		
Lastmodell 3 3000/200 i.A.			
LM 3 - Bestandssystem	<input checked="" type="checkbox"/>		
LM 3 - Integralsystem (ohne Aufbeton)	<input checked="" type="checkbox"/>		
 Institut für Betonbau		<input type="button" value="Diagramme erstellen"/>	<input type="button" value="Diagramme drucken"/>

Abbildung 3: Eingabemaske Datenbank – 2-feldriges Plattentragwerk

In der Eingabemaske ist ebenfalls der Erddruckansatz für das Bestandssystem, sowie für das Integralsystem dargestellt.

2.2 AUSGABE DIAGRAMME

Die Datenbank kann insgesamt 4 Diagramme mit den entsprechenden β -Werten an diversen Stellen des Tragwerks ausgeben (siehe nachstehende Abbildungen).

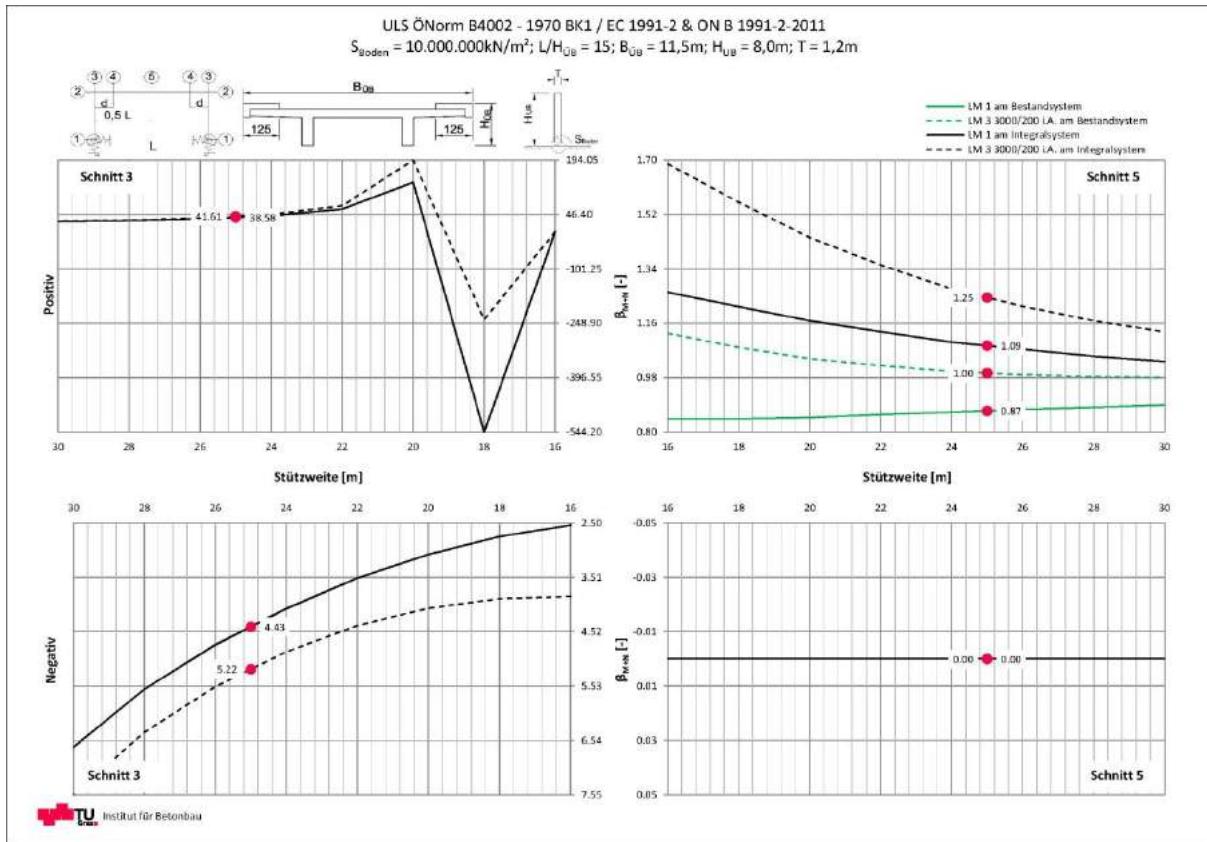


Abbildung 4: Ausgabe Diagramm – Überbau genereller Vergleich– β_{M+N}

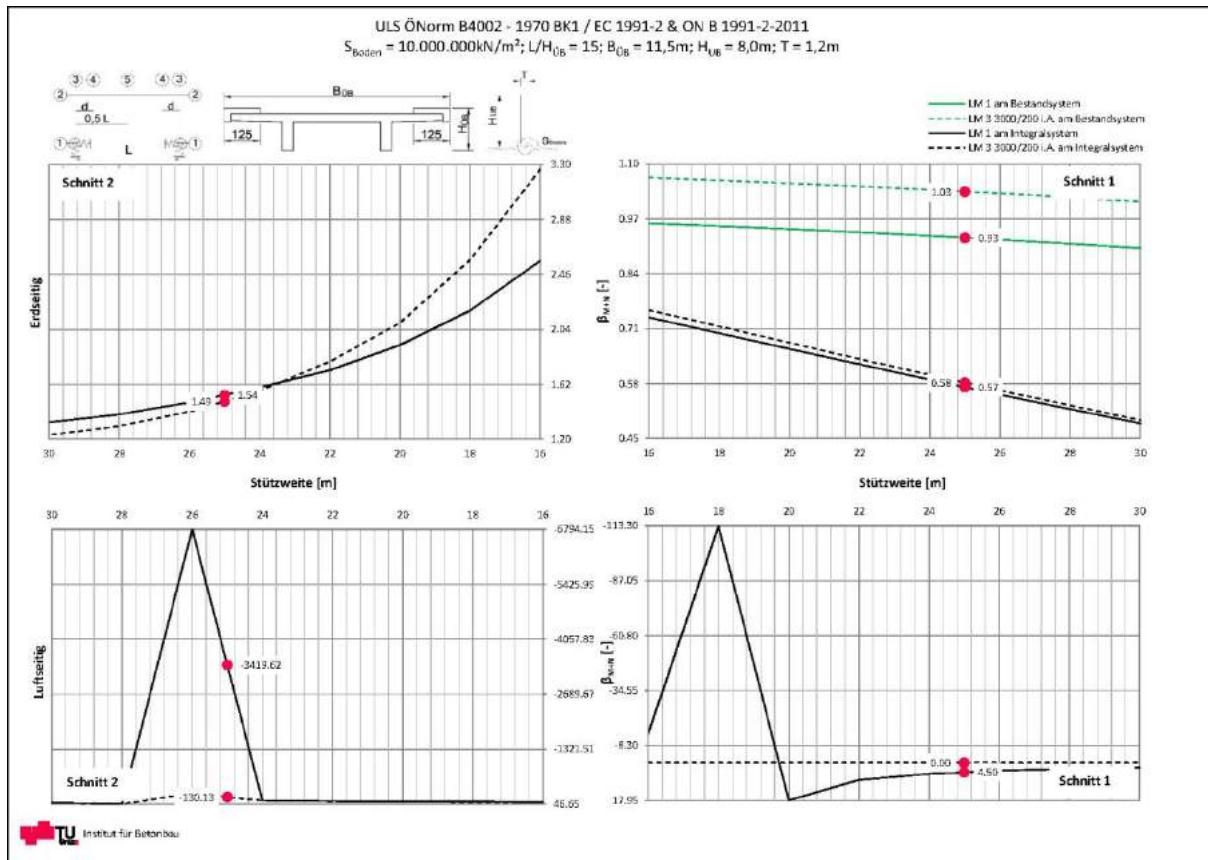


Abbildung 5: Ausgabe Diagramm – Unterbau genereller Vergleich – β_{M+N}

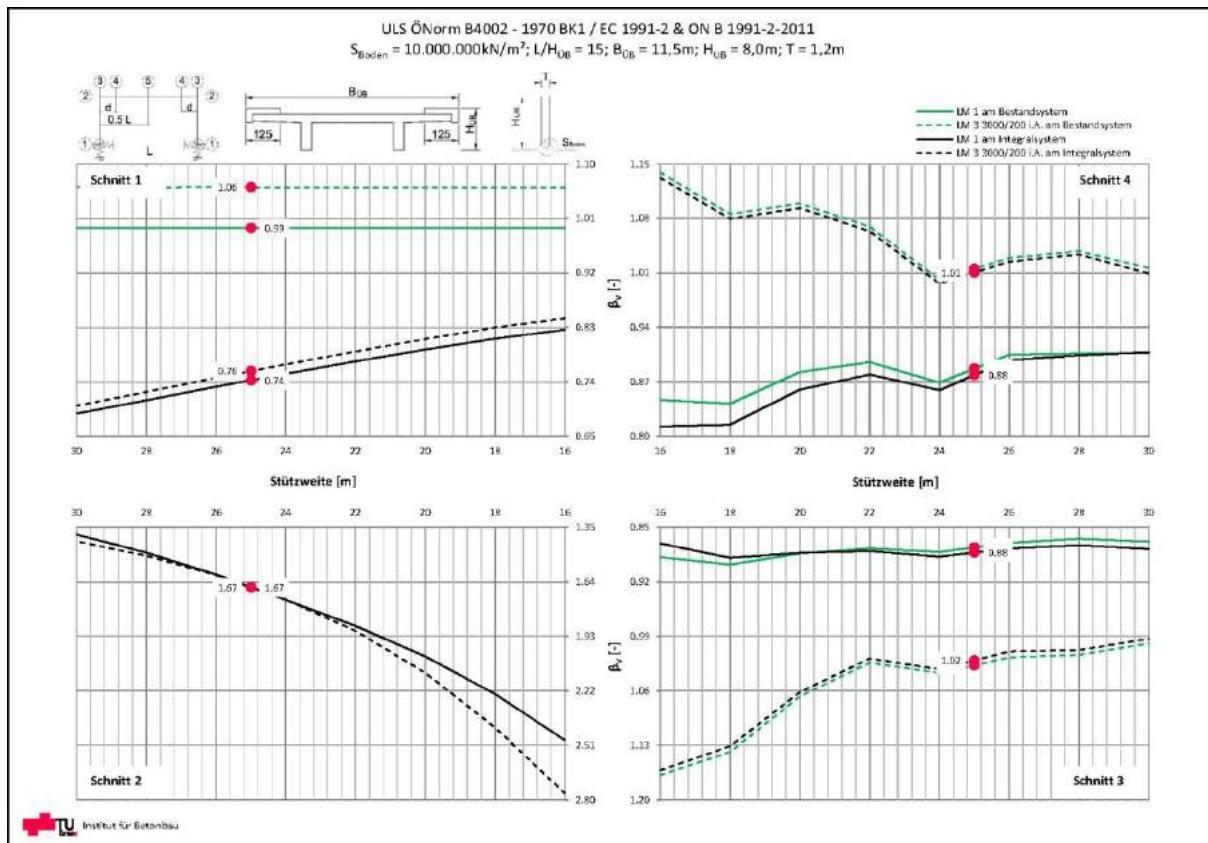


Abbildung 6: Ausgabe Diagramm – Über- & Unterbau genereller Vergleich – β_v

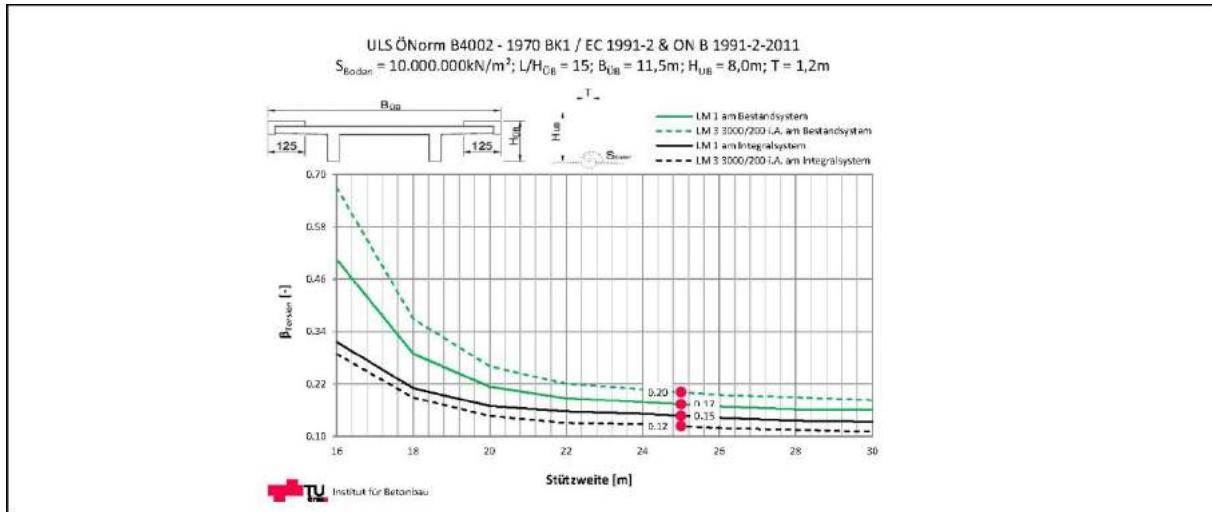
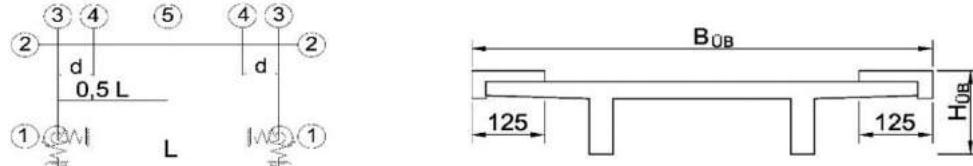


Abbildung 7: Ausgabe Diagramm – Über- & Unterbau genereller Vergleich – β_{Torsion}

Für den Plattenbalken kann ebenso eine Übersichtstabelle gedruckt werden.

ULS ÖNorm B4002 - 1970 BK1 / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011				
$S_{\text{Boden}} = 10.000.000 \text{kN/m}^2$; $L/H_{UB} = 15$; $B_{UB} = 11,5 \text{m}$; $H_{UB} = 8,0 \text{m}$; $T = 1,2 \text{m}$				
$L = 25,0 \text{m}$; $a_{s,\text{vorh,FM}} = 40,5 \text{cm}^2/\text{m}$; $a_{s,\text{vorh,WL-Fuß}} = 20,0 \text{cm}^2/\text{m}$				



Auswertung Momenten-Normalkraftbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton	
Schnitt	Lage	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1	erdseitig (außen)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ 0.93	21.6 1.03	35.0 0.57	34.3 0.58
	luftseitig (innen)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ -	- -	4.4 4.50	- 0.00
2	erdseitig (außen)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ -	- -	13.0 1.54	13.4 1.49
	luftseitig (innen)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ -	- -	0.0 -3419.62	-0.2 -130.13
3	unten (positiv)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ -	- -	1.0 38.58	1.0 41.61
	oben (negativ)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ -	- -	9.1 4.43	7.8 5.22
5	unten (positiv)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ 0.87	46.5 1.00	37.3 1.09	32.5 1.25
	oben (negativ)	$a_{s,\text{eff}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ -	- -	- 0.00	- 0.00

Auswertung Querkraftbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton	
Schnitt	$\beta_v [-]$	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1	$\beta_v [-]$	0.99	1.06	0.74	0.76
2	$\beta_v [-]$	-	-	1.67	1.67
3	$\beta_v [-]$	0.88	1.03	0.88	1.02
4	$\beta_v [-]$	0.89	1.02	0.88	1.01

Auswertung Torsionsbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton	
Schnitt	$\beta_{\text{Torsion}} [-]$	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
3	$\beta_{\text{Torsion}} [-]$	0.17	0.20	0.15	0.12

Die dargestellten Ergebnisse dienen als Richtwerte und zeigen die Tendenz des Sanierungsausmaßes im Zuge einer Integralisierung. Durch die Parametrisierung der Berechnung entstehen für die Praxis unübliche Geometrien. Die Parameter können der Arbeitspaketbeschreibung AP3 entnommen werden.

Abbildung 8: Übersichtstabelle

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 3

Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückentragwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken

Rev.01

Teil 6

Auswertung

1 – Feldträger – schiefwinkelige Platte

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

Graz, Oktober 2014

INHALTSVERZEICHNIS

ABBILDUNGSVERZEICHNIS	2
TABELLENVERZEICHNIS	2
LITERATURVERZEICHNIS.....	2
1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG.....	3
1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG	3
1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT.....	5
1.3 PARAMETER.....	5
2 DATENBANK.....	6
2.1 EINGABEMASKE	6
2.2 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG.....	7
2.3 AUSGABE DIAGRAMME.....	8

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung	3
Abbildung 2: Abstände im Grundriss.....	3
Abbildung 3: Ermittlung der resultierenden Stahlkraft für den Überbau	4
Abbildung 3: Bewehrung schiefer Platten nach Leonhard Teil 6	5
Abbildung 4: Eingabemaske Datenbank – 1-feldriges schiefes Plattentragwerk – Ausgabe über Kreuzungswinkel	6
Abbildung 6: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_{M+N}	8
Abbildung 7: Ausgabe Diagramm – Unterbau – β_{M+N}	9
Abbildung 8: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_V	9

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Bezugsschnitte	7
---------------------------------	---

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] ASTRA, Bundesamt für Straßen. *Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3: Brückenende.*
- [2] Alberta Transportation. Bridge Structures Design Criteria v. 7.0 - Appendix D. Alberta, Kanada : s.n., 2012.
- [3] Bridges, Design Manual for Roads and. *The design of integral bridges.* s.l. : UK Highways Agency.

1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG

Zur Auswertung der ermittelten Ergebnisse werden Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen dem ÖNorm- und dem Eurocode-System gebildet (s. Abbildung 1). Dabei ergibt sich ein β -Wert wie folgt, wobei E die resultierende Schnittgröße darstellt (Glg. 1).

$$\beta_E = \frac{E_{\text{ÖNorm}}}{E_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 1}$$

Dieses Verhältnis gibt an, um wie viel die Eurocode-Last erhöht werden kann bzw. reduziert werden muss, damit bei vorliegender Brückengeometrie die Schnittgrößen gleich jener der ÖNorm-Lasten sind. Die Auswertung der Bemessungslasten erfolgte in allen Schnitten nach Abbildung 1.

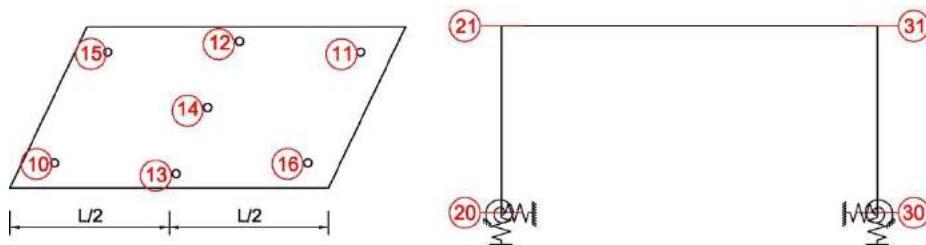


Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung

Die Abstände der Schnittpunkte im Grundriss wurden nach Leonhardt Teil 6 gewählt (Abbildung 2).

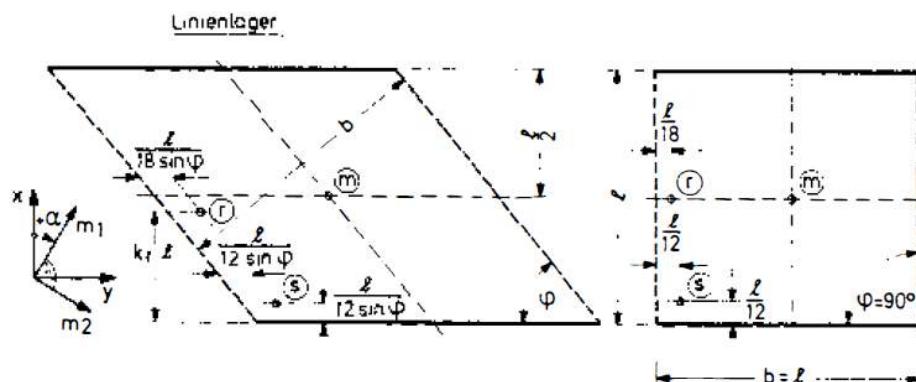


Abbildung 2: Abstände im Grundriss

1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG

Für Bauteile, welche unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung stehen, ist es nicht ausreichend, den Vergleich ausschließlich auf den Werten der Momente basieren zu lassen. Dies ist bei Brücken mit konventioneller Bauweise vor allem für die Widerlagerwände relevant. Zur Ermittlung des Verhältniswertes β_{M+N} wird die vorhandene Stahlkraft 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} bzw. M_{Zug} berechnet. Die Normalkraft ist vorzeichengerecht in den Formelapparat einzusetzen. Die resultierende Stahlkraft wird dabei wie folgt ermittelt. Die einwirkende Normalkraft N_{Ed} wird rechnerisch in die Bewehrungsstahlachse verschoben (siehe Abbildung 3), dabei ist zu beachten, dass die errechneten Schnittkräfte für den Überbau auf Höhe der Knotenebene und nicht wie üblich in der Schwerachse des Querschnittes wirken. Daraus ergibt sich unter der Annahme eines Schwerpunktabstandes der Bewehrung von $c = 5 \text{ [cm]}$ das neue Moment $M_{sd,s}$ für den Überbau zu:

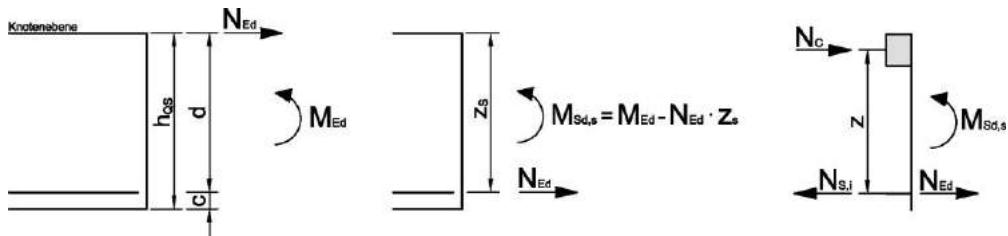


Abbildung 3: Ermittlung der resultierenden Stahlkraft für den Überbau

$$M_{sd,s} = |M_{Ed}| - N_{Ed} \cdot z_s \quad \text{mit} \quad z_s = h_{QS} - 0,05[m]$$

Aus dem Momentengleichgewicht um die Betondruckkraft lässt sich die Stahlkraft N_S ermitteln:

$$\sum M_C = 0 = M_{sd,s} - N_S \cdot z + N_{Ed} \cdot z \quad \text{mit} \quad z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (h_{QS} - 0,05[m])$$

$$N_S = \frac{M_{sd,s}}{z} + N_{Ed}$$

Unter der Verwendung von $M_{sd,s}$ ergibt sich:

$$N_S = \frac{|M_{Ed}| - N_{Ed} \cdot z_s}{z} + N_{Ed} \quad \text{bzw} \quad N_S = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z - z_s)}{z}$$

Für den Vergleich zwischen ÖNorm und Eurocode ergibt sich folgende Gleichung:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{S,\text{ÖNORM}}}{N_{S,\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 2}$$

Mit:

$$N_S = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z - z_{s,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{QS} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau gilt:

$$z_{s,\text{ÜB}} = h_{QS} - 0,05[m]$$

Und für den Unterbau:

$$z_{s,\text{UB}} = \frac{h_{QS}}{2} - 0,05[m]$$

Für den Vergleich zwischen ÖNorm und Eurocode ergibt sich folgende Gleichung für die obere Bewehrungslage:

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{S,\text{ÖNORM}}}{N_{S,\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 3}$$

Mit:

$$N_S = \frac{|M_{Ed}| + N_{Ed} \cdot (z + z_{s,i})}{z}$$

$$z = 0,9 \cdot (h_{QS} - 0,05[m])$$

Wobei für den Überbau $z_{s,i}$ gilt:

$$z_{s,\text{ÜB}} = 0,05[m]$$

Die Auswertung der β_{M+N} -Werte bezieht sich nachstehende Bewehrungsführungen bei schiefwinkeligen Platten nach Leonhardt. Eine Auffächerung der Bewehrung bei schmalen schiefwinkeligen Brücken mit $b:l = 1:2$ und $\varphi < 70^\circ$ wurde in der Berechnung nicht berücksichtigt.

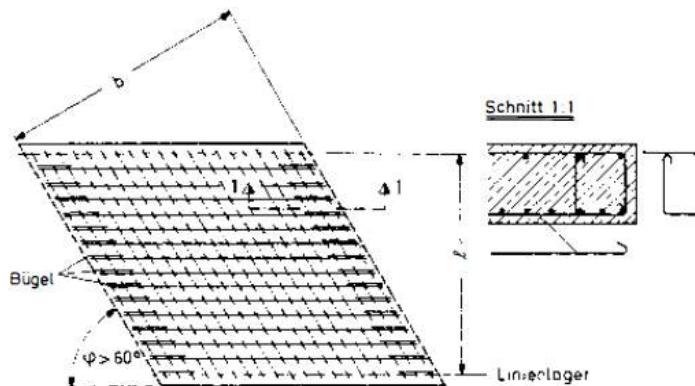


Bild 12.26 Richtungen der unteren und oberen Bewehrungen bei Kreuzungswinkeln $\varphi > 60^\circ$ (etwa- Richtwert!)

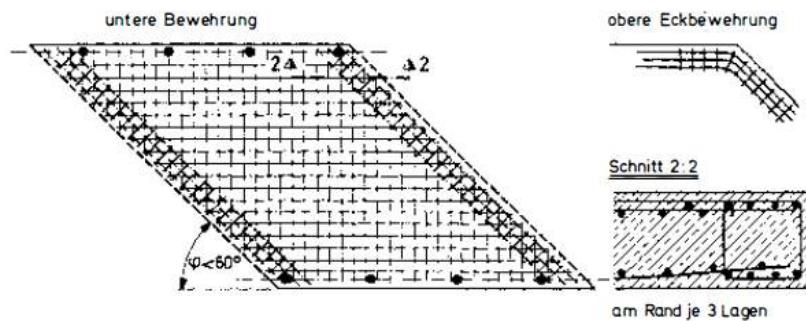


Bild 12.27 Richtungen der unteren und oberen Bewehrungen bei Kreuzungswinkeln $\varphi < 60^\circ$

Abbildung 4: Bewehrung schiefer Platten nach Leonhard Teil 6

1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT

Da für die Auswertung der Querkraft das Vorzeichen der Schnittgröße irrelevant ist, werden für ÖNorm und Eurocode aus beiden Schnitten jeweils der betragsmäßig größte Wert herangezogen und gegenübergestellt. Der β_V -Wert ergibt sich nach Glg. 4 zu:

$$\beta_V = \frac{V_{\text{ÖNORM}}}{V_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 4}$$

Auf den Einfluss der Längsspannung auf die Querkraft wurde verzichtet. Eine Bemessung wurde nicht durchgeführt, da das Bemessungsmodell von EC2 nicht geeignet für eine Nachrechnung ist, da sich die beiden Bemessungsmodelle (ÖNorm und EC) deutlich in ihrem Ansatz unterscheiden.

1.3 PARAMETER

Die berechneten Parameter sind in Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung Kapitel 3.2 Tabelle 3 zu finden und werden hier nicht mehr explizit angeführt. Vorhandene Richtlinien (z.B. [1] [2] [3]) geben maximal zulässige Kreuzungswinkel für integrale Brücken an.

2 DATENBANK

2.1 EINGABEMASKE

Die Eingabemaske der Datenbank ist in Abbildung 5 dargestellt und erlaubt die Auswahl der Bodensteifigkeit nach Petersen, sowie die Abmessungen des Tragwerkes (siehe. Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung). Weiters erlaubt die Maske die Darstellung verschiedener Kurven in Abhängigkeit des Lastmodells, sowie des statischen Systems. Im nächsten Schritt muss der Button „Diagramme erstellen“ gedrückt werden. Die erstellten Diagramm-Sheets lassen sich bearbeiten. Um die Diagramme zu drucken, steht ein eigener Button zur Verfügung. Für die schiefwinkeligen Brücken wurden zwei Datenbanken erstellt. Eine, bei der die Alpha-Werte in Abhängigkeit des Kreuzungswinkels ausgegeben werden, und eine in Abhängigkeit der Stützweite L (hier dargestellt). Weiters lässt sich eine spezifische Länge bzw. ein spezifischer Kreuzungswinkel in die Datenbank eingeben.

Einfeldiges Plattentragwerk		
Boden		
Bodensteifigkeit S_{Boden}	10.000	[kN/m ²]
Überbau		
Stützweite L	26	[m]
Querschnittshöhe H_{QH}	15	[m]
Querschnittsbreite B_{QH}	18.5	[m]
Unterbau		
Dicke T	1.2	[m]
Höhe H_{UB}	6	[m]
Spezifisches System		
spezifischer Kreuzungswinkel α	30	[°]
Längsbewehrung Feldmitte	40	[cm ² /m]
Vertikale Bewehrung erdseitig im Widerlagerfuß	25	[cm ² /m]
Dargestellte Kurven		
Lastmodell 1		
LM 1 - Bestandsystem	<input checked="" type="checkbox"/>	LM 1 BS
LM 1 - Integralsystem (ohne Aufbeton)	<input checked="" type="checkbox"/>	LM 1 IS 0
Lastmodell 3 3000/200 LA.		
LM 3 - Bestandsystem	<input checked="" type="checkbox"/>	LM 3 3000/200 LA. 95
LM 3 - Integralsystem (ohne Aufbeton)	<input checked="" type="checkbox"/>	LM 3 3000/200 LA. IS 0
<input type="button" value="Diagramme erstellen"/> <input type="button" value="Diagramme drucken"/>		
Institut für Betonbau		

Abbildung 5: Eingabemaske Datenbank – 1-feldriges schiefes Plattentragwerk – Ausgabe über Kreuzungswinkel

In der Eingabemaske ist ebenfalls der Erddruckansatz für das Bestandssystem, sowie für das Integralssystem dargestellt.

2.2 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG

In Tabelle 1 sind die Bezugsschnitte für die einzelnen Auswertungspunkte dargestellt. Dabei bedeuten „+“ untere (Platte) bzw. erdseitige (Widerlager) Bewehrungslage und „-“ obere (Platte) bzw. luftseitige (Widerlager) Bewehrungslage. Die Zahlen stehen jeweils für die einzelnen Schnitte nach Spalte 1. Die Schnitte wurden bei der Auswertung nach Symmetrieverbedingungen zusammengefasst.

Tabelle 1: Bezugsschnitte

Schnittlage		Bestandssystem		Integralssystem	
		ÖNorm (BS)	Eurocode (BS)	ÖNorm (BS)	Eurocode (IS)
	β_{M+N} Schnitt 5 (Positiv)	+5	+5	+5	+5
	β_{M+N} Schnitt 5 (Negativ)			+5	-5
	β_{M+N} Schnitt 3 (Positiv)			+5	+3
	β_{M+N} Schnitt 3 (Negativ)			+5	-3
	β_{M+N} Schnitt 1 (Erdseitig)	+1	+1	+1	+1
	β_{M+N} Schnitt 1 (Luftseitig)			+1	-1
	β_{M+N} Schnitt 2 (Erdseitig)			+1	+2
	β_{M+N} Schnitt 2 (Luftseitig)			+1	-2
	β_v Schnitt 1	1	1	1	1
	β_v Schnitt 2			1	2
	β_v Schnitt 3	3	3	3	3

2.3 AUSGABE DIAGRAMME

Die Datenbank gibt insgesamt 3 Diagramme mit den entsprechenden β -Werten an diversen Stellen des Tragwerks aus. Die angegebene Stützweite bezieht sich auf ein Feld (siehe auch Abbildung am Diagramm).

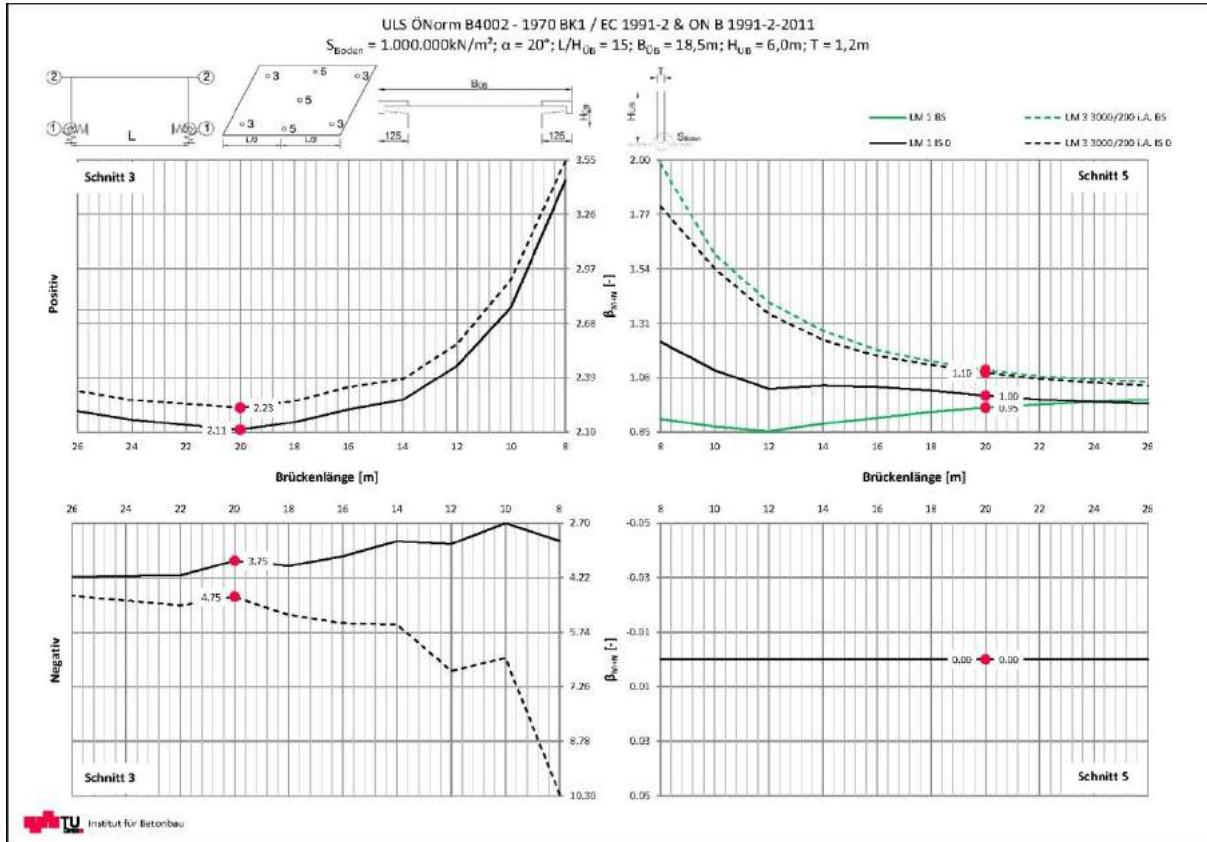


Abbildung 6: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_{M+N}

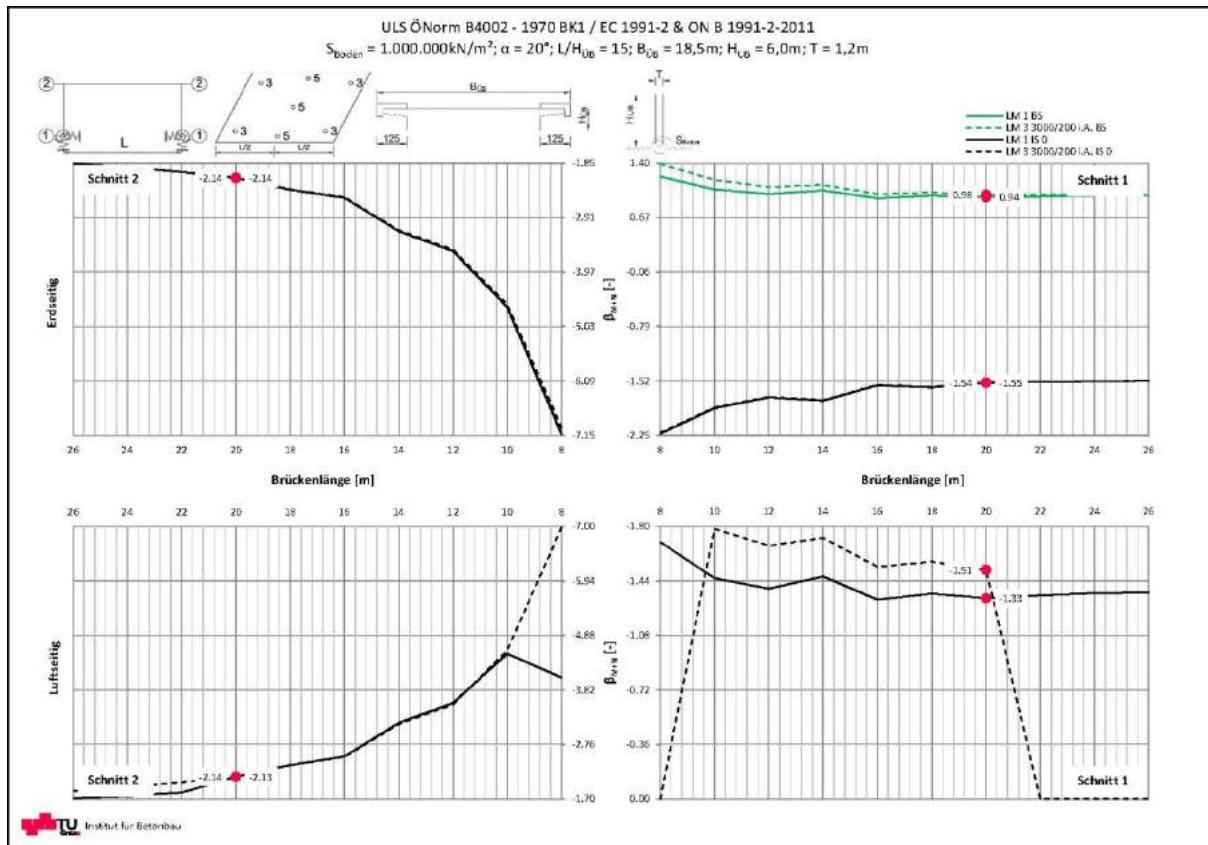


Abbildung 7: Ausgabe Diagramm – Unterbau – β_{M+N}

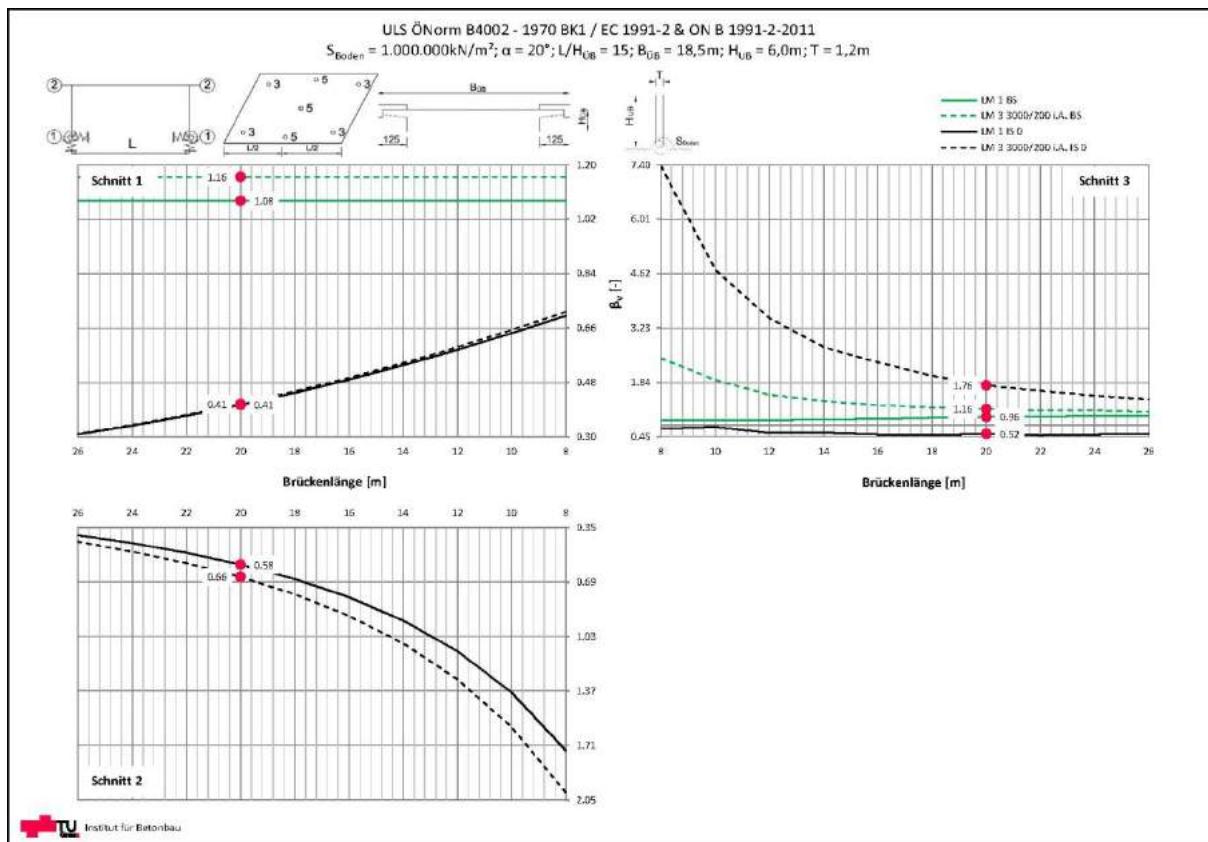


Abbildung 8: Ausgabe Diagramm – Überbau – β_V

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 3

Statische Untersuchung mittels FE-Simulation konventioneller Brückentragwerke nach Systemänderung zu integralen Tragwerken

Teil 7

Auswertung

1 – Feldträger – Platte; verschiedene Erddruckansätze

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

Graz, Oktober 2014

INHALTSVERZEICHNIS

ABBILDUNGSVERZEICHNIS	2
1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG.....	3
1.1 AUSWERTUNG.....	3
1.2 PARAMETER.....	3
1.3 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG.....	3
2 DATENBANK.....	4
2.1 EINGABEMASKE	4
2.2 AUSGABE DIAGRAMME	5

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts).....	3
Abbildung 2: Erddruckansatz Bestandsystem (li) und Integralsystem (re)	4

1 ALLGEMEINES ZUR AUSWERTUNG

Zur Auswertung der ermittelten Ergebnisse werden Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen dem ÖNorm- und dem Eurocode-System gebildet (s. Abbildung 1). Dabei ergibt sich ein β -Wert wie folgt, wobei E die resultierende Schnittgröße darstellt (Glg. 1).

$$\beta_E = \frac{E_{\text{ÖNorm}}}{E_{\text{Eurocode}}}$$

Glg. 1

Dieses Verhältnis gibt an, um wie viel die Eurocode-Last erhöht werden kann bzw. reduziert werden muss, damit bei vorliegender Brückengeometrie die Schnittgrößen gleich jener der ÖNorm-Lasten sind. Die Auswertung der Bemessungslasten erfolgte in allen Schnitten nach Abbildung 1.

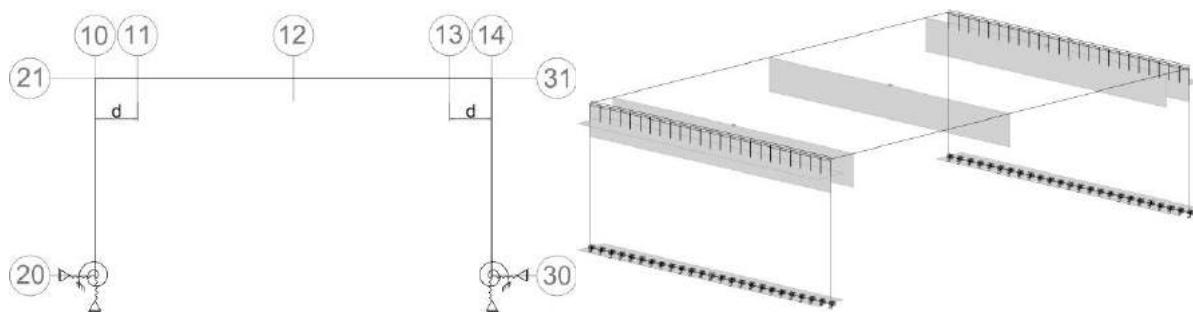


Abbildung 1: Schnitte zur Schnittgrößenermittlung – Seitenansicht (links), 3D-Ansicht (rechts)

1.1 AUSWERTUNG

Die Auswertung erfolgte analog zum Teil 3 dieser Arbeitspaketbeschreibung.

1.2 PARAMETER

Die berechneten Parameter sind in Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung Kapitel 3.1 Tabelle 2 zu finden und werden hier nicht mehr explizit angeführt. Das System wurde ohne Aufbeton berechnet.

1.3 BEZUGSSCHNITTE BEI DER AUSWERTUNG

Die Auswertung erfolgte analog zum Teil 3 dieser Arbeitspaketbeschreibung.

2 DATENBANK

2.1 EINGABEMASKE

Die Eingabemaske der Datenbank erlaubt die Auswahl der Bodensteifigkeit nach Petersen, sowie die Abmessungen des Tragwerkes (siehe Teil 1 dieser Arbeitspaketbeschreibung). Weiters erlaubt die Maske die Darstellung verschiedener Kurven in Abhängigkeit des Lastmodells (LM1 / LM3), sowie des statischen Systems (Bestandssystem / Integralsystem). Die Eingabe einer spezifischen Brückenlänge ist ebenfalls möglich. Im nächsten Schritt muss der Button „Diagramme erstellen“ gedrückt werden. Die erstellten Diagramm-Sheets lassen sich bearbeiten. Um die Diagramme zu drucken, steht ein eigener Button zur Verfügung.

In der Eingabemaske ist ebenfalls der Erddruckansatz für das Bestandssystem, sowie für das Integralsystem dargestellt. Es wurden insgesamt 3 unterschiedliche Erddruckansätze auf das Integralsystem aufgebracht (siehe Abbildung 2). Die Erddruckansätze wurden aus verschiedenen Normen gewählt. Erddruckansatz 2 bezieht sich auf die ZTV-Ing, Erddruckansatz 3 wurde in Anlehnung auf an AP 2 „Erfahrungssammlung im integralen Brückenbau“ gewählt. Der Ansatz des Bestandssystems, sowie Erddruckansatz 1 wurden in Teil 3 dieser Arbeitspaketbeschreibung erläutert und werden hier nicht mehr explizit beschrieben.

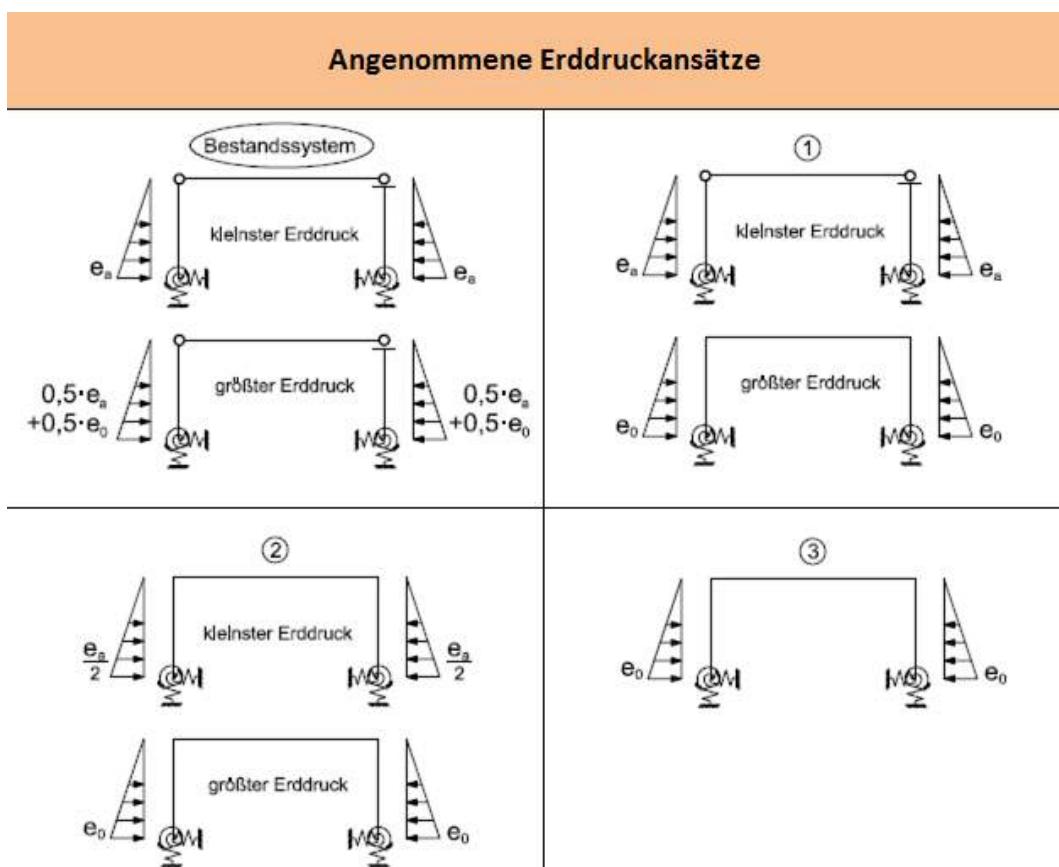


Abbildung 2: Erddruckansatz Bestandsystem (li) und Integralsystem (re)

2.2 AUSGABE DIAGRAMME

2.2.1 GENERELLER VERGLEICH

Für den generellen Vergleich der einzelnen statischen Systeme untereinander, werden insgesamt 3 Diagramme ausgegeben.

2.2.2 DETAILLIERTE BETRACHTUNG DER SYSTEME

Für eine detaillierte Betrachtung können die einzelnen Systeme in eigenen Diagrammen gedruckt bzw. angezeigt werden. Durch die Eingabe einer spezifischen Länge, werden die Werte direkt im Diagramm mittels roter Punkte angezeigt (Interpolation).

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 4

Konstruktive Durchbildung der Rahmenecke und des Betongelenks einschließlich deren Bemessungsmodelle

Rev. 01

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dr.-Ing. Nguyen Duc Tung

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

INHALTSVERZEICHNIS

1	BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG	3
2	GESCHICHTLICHE ENTWICKLUNG.....	4
2.1	HARDTURM-VIADUKT DER SBB IN ZÜRICH	5
2.2	ELBEBRÜCKE MÜHLBERG.....	8
3	BEMESSUNG VON BETONGELENKEN	11
4	BETONGELENKE BEI DER INTEGRALISIERUNG.....	12
4.1	RANDBEDINGUNGEN	12
4.2	GELENKE UND ZWANGSBEANSPRUCHUNG	12
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	14
	TABELLENVERZEICHNIS	14
	LITERATURVERZEICHNIS.....	14

1 BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG

Ziele:

- 1) Formulierung der konstruktiven Anforderungen der Rahmenecke und des Betongelenks
- 2) Erstellung von Vorschlägen für die Umsetzung der Verstärkungsmaßnahmen unter Berücksichtigung der Bauzustände und Sicherstellung des Verkehrs
- 3) Entwicklung von Lösungsvorschlägen für die Rahmenecke und des Betongelenks bei Variation der Betongüte zum Erzielen einer optimalen Lösung in Bezug auf die Begrenzung des Verstärkungsumfangs und Dauerhaftigkeit
- 4) Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für die Details

Beschreibung der Inhalte:

Basierend auf den Ergebnissen der vorangegangenen Arbeitspakete werden die wesentlichen Details und deren Bemessungsmodelle für die Adaptierung einer konventionellen in eine integrale Brücke entwickelt. Es wird untersucht ob die Anwendung von Hochleistungswerkstoffen für die Ausbildung der Rahmenecke bzw. des Betongelenkes Vorteile im Bezug auf Kosten und Dauerhaftigkeit bietet. Hierbei stehen die Begrenzung des Verstärkungsumfangs und die dauerhafte Integrität der Details im Vordergrund. Bei den Betongelenken ist geplant, dass die Erdseite zerstörungsfrei (z. B. durch eine Videokamera, ähnlich der Prüfung von Abwasserrohren oder mit einem Endoskop) im Bedarfsfall kontrolliert werden kann.

Mit Modellrechnungen werden geeignete Bemessungskonzepte für die Details entwickelt.

Methode:

- Beschreibung des Kraftflusses mit Ingenieurmodellen (Stabwerkmodelle)

Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

- Festlegen von Materialeigenschaften der Details
- Detailvorschläge
- Bemessungskonzept

2 GESCHICHTLICHE ENTWICKLUNG

Die ersten Anwendungsfälle von Betongelenken datieren auf das späte 19. beziehungsweise auf das frühe 20. Jahrhundert. Unter führender Mitwirkung von Eugène Freyssinet [1] und Augustin Mesnager [2] wurde in Frankreich eine Vielzahl an Bogentragwerken im Brückenbau und Dreigelenkbögen in Hallenkonstruktionen mit Betongelenken hergestellt. Das Tragverhalten des Betongelenks wurde jedoch von beiden sehr unterschiedlich interpretiert. Während Freyssinet die Tragfähigkeit allein dem Beton zuschreibt, waren es bei Mesnager hauptsächlich die Stahleinlagen für die Standsicherheit verantwortlich; der Beton dient lediglich dem Korrosionsschutz der Bewehrung. Hieraus entstand auch der Begriff Betonfedergelenk.

Auch in Deutschland, den USA, Großbritannien und vor allem in der Schweiz erfuhr diese wirtschaftliche Bauweise in den 60- und 70-Jahren des letzten Jahrhunderts große Beliebtheit. Grundlagen für die neueren Anwendungen waren die theoretischen und experimentellen Arbeiten vor allem von Fritz Leonhardt [3], Johannes Dix [4] und G.D. Base [5] [6]. Die genannten Arbeiten bilden bis heute weiterhin die wesentlichen Grundlagen für das Verständnis des Materialverhaltens in einem Betongelenk hinsichtlich des mehrachsigen Spannungszustandes und der Ermüdungsfestigkeit. Die bekannten Bemessungs- und Konstruktionsregeln für die Betongelenke entstanden ebenfalls aus dieser Zeit.

Durch die Einführung neuer Herstellungsmethoden von Brücken wie das Takschiebeverfahren, die Weiterentwicklung von Elastomerlagern in den 70er und 80er Jahren wurden die Betongelenke mehr und mehr aus dem Markt gedrängt. Aufgrund der komplexen Spannungszustände und der schwierigen Ermittlung der Verformungen bei Betongelenken wurde oft Bedenken über die Dauerhaftigkeit der Konstruktion geäußert. Den Verfassern dieses Berichts ist jedoch nicht bekannt, dass nennenswerte Schäden aufgetreten sind. In Abbildung 1 ist die bekannte Salginatobelbrücke, die nach dem Prinzip von Mesnager konstruiert ist, dargestellt. Das Bauwerk ist seit 1930 Jahren im Betrieb und weiterhin in einem sehr guten Zustand.

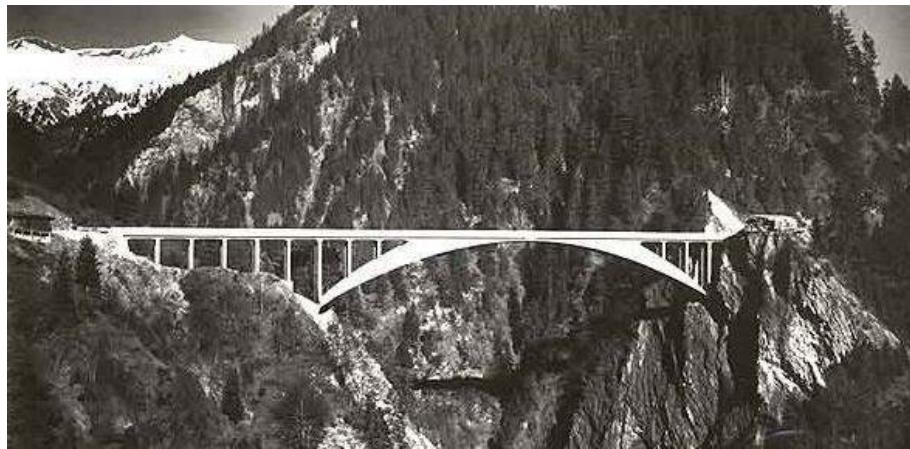


Abbildung 1 Salginatobelbrücke [7]

Zur Verdeutlichung der Leistungsfähigkeit und dem Konstruktionsprinzip von Brückenbauwerken mit Betongelenken werden in folgenden Abschnitt zwei Bauwerke näher beschrieben.

2.1 HARDTURM-VIADUKT DER SBB IN ZÜRICH

2.1.1 ALLGEMEINES

Der Hardturm-Viadukt ist ein Teil der im Jahre 1969 in Betrieb genommenen SBB-Bahnlinie zwischen den Zürcher Stadtteilen Altstetten und Oerlikon. Das komplette Viadukt erstreckt sich in einem Bogen über eine gesamte Länge von 1125,6 m und unterteilt sich in fünf Spannbetonbrücken mit je sieben Feldern. Einzelne Brückenlängen variieren von 209,1 (min) bis 255,8 (max) Meter. Zwischen den Brückenbauwerken wurden vier wiederlagerähnliche Bauwerke zur Aufnahme der horizontalen Kräfte aus Anfahren und Bremsen angeordnet (Bremsblöcke). Zu den Anforderungen gehörten unter anderem eine erhöhte Belastungsannahme als in der damals aktuellen SIA Norm, Stützenbewegungen, Vorspannkriterien, Entwässerungsprobleme und der begrenzten Räume zwischen den Schienen. Das gesamte Bauwerk weist eine Längsneigung von 1,2 % auf um über die Länge des Viadukts einen Höhenunterschied von ca. 14 m zu überwinden und an den Käferbergtunnel anschließen zu können. Im eingleisigen Bereich besitzen die Tragwerke Stützweiten von 20 bis 38 m. Bei den darauffolgenden zweigleisigen Brücken liegen die Stützweiten zwischen 30,5 und 43 m. Der durchgehende Trägerquerschnitt ist als Hohlkasten konzipiert, der im eingleisigen Bereich einzellig ist und im mehrgleisigen Bereich zwei Zellen besitzt. Höhentechnisch wächst der Oberbau in Richtung der wachsenden Anzahl an Gleisen an. [8]

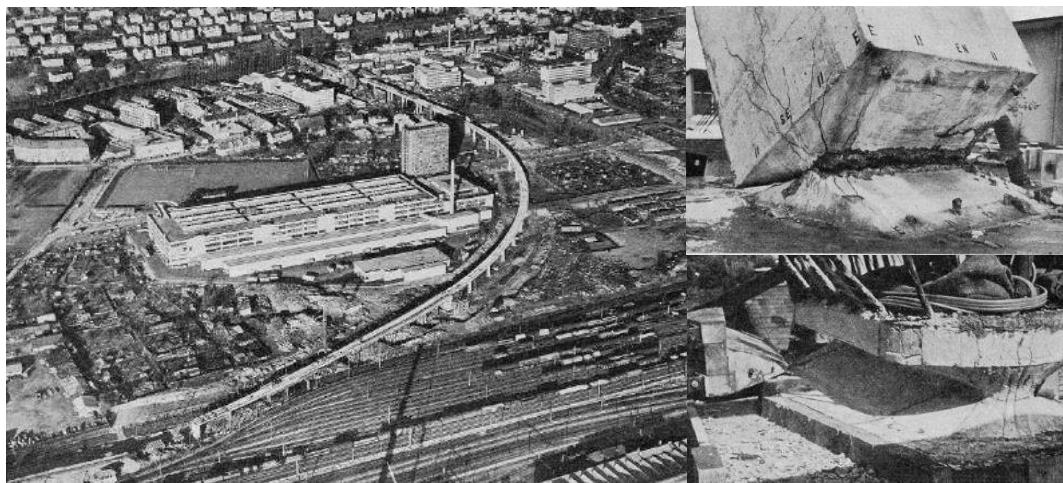


Abbildung 2 Hardturm Viadukt Luftbild (re); Versuchsbilder (li) [8]

2.1.2 STATISCHES SYSTEM

Die fünf Brücken sind als durchlaufende Rahmenbauwerke konzipiert, die im Allgemeinen je über sieben Felder laufen. Dazugehörige Stützen wurden bis auf eine Ausnahme unten eingespannt und oben bis auf zwei Ausnahmen jeweils mittels einem Betongelenk an den Überbau angeschlossen. Der eingleisige Bereich weist einen variablen Radius von 400 ÷ 900 m auf, wofür eine torsionssteife Verbindung zwischen Überbau und Stützen erforderlich macht. Wegen der geringen Krümmung kann dieser Bereich dennoch weiterhin als ebener Rahmen betrachtet werden. Bei den geraden Brücken wurden konventionelle Lager an den sog. Bremsblöcke angeordnet, bei denen die horizontale Bewegung im Endzustand gesperrt wurde. Da die Pfeiler schlank gewählt wurden und relativ hoch sind, wurde die horizontalen Kräfte aus Bremsen und Anfahren annähernd allein vom zugehörigen Bremsblock aufgenommen. [8] Das statische System für die Brücke im Endzustand ist in Abbildung 3 dargestellt. Die geringen horizontalen Kräfte infolge der Stützenkopfverschiebung wurden, analog zu den Rückstellkräften der Lager, für die Bemessung des Überbaus nicht berücksichtigt.

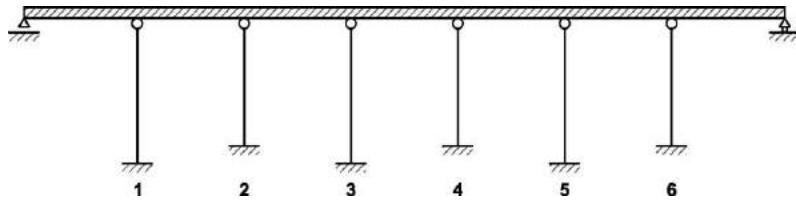


Abbildung 3 Engültiges System [8]

2.1.3 BETONGELENK

Für die Bemessung der Betongelenke wurden folgende Größen berücksichtigt:

- Winkelverdrehung
- Normalkraft
- Querkraft

Die gesamt Verdrehung betrug ca. 8 %, wobei die Längsverformung zu einer Verdrehung von ca. 7 % führt. Unter Ausnutzung der positiven Effekte zufolge des Kriechens wurden die langsam entstehende Verdrehung (Kriechen, Schwinden und Temperatur) und die Normalraft aus ständiger Last weniger streng beurteilt als die kurzzeitige Effekte aus Verkehr. Für die Bemessung wurde zum Beispiel die die Winkeländerungen infolge Längsverformung nur 50% berücksichtigt. Für die Bestätigung der Bemessungsansätze, insbesondere in Bezug auf die Ermüdung, wurde eine Versuchsreihe mit drei gleichen Versuchskörpern im Maßstab 1:2 durchgeführt, wobei die Breite des Gelenkhals der Wirklichkeit entsprach und nur die Gelenklänge mit dem Faktor 0,5 reduziert wurde. Die Versuche ergaben sehr positive Ergebnisse, so dass die Bemessungsansätze insgesamt als Ansätze auf der sicheren Seiten liegend betrachtet werden konnten. Zum Beispiel versagte der Versuchskörper Nr. 2 nach 37 Mio. Lastspielen mit steigenden Amplituden und Auslenkung von $\pm 24\%$ erst nach Erhöhung der Auslenkung auf 14%. Umgerechnet entspräche die angebrachte Belastung einer Lebensdauer von 500 Jahren. Die sehr starke Einschnürung im Verhältnis von mehr als 1:5 im Bereich des Gelenkhalses führte aufgrund des mehrachsigen Spannungszustandes zu hohen aufnehmbaren Spannungen. Unter maximaler Last betrug die Druckspannung im Gelenkhals ca. 125MPa, welche ca. dem 4-Fachen der Druckfestigkeit entsprach. In Abbildung 4 ist die Geometrie der Betongelenke des Hardturm-Viadukts dargestellt.

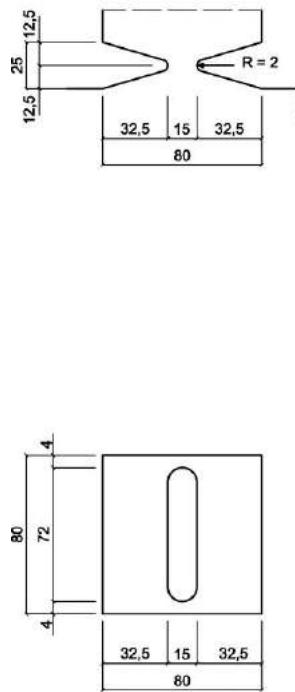
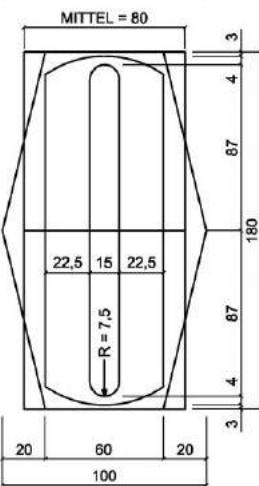
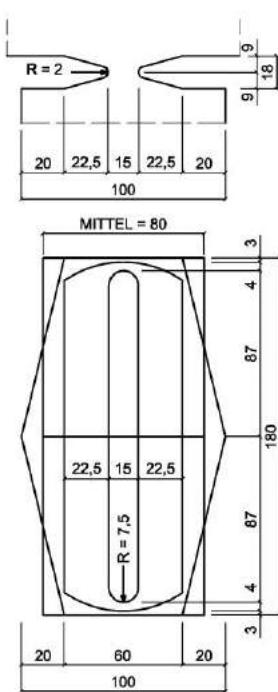
VERSUCH

WIRKLICHKEIT


Abbildung 4 Gelenksausbildung [9]

2.2 ELBEBRÜCKE MÜHLBERG

2.2.1 ALLGEMEINES

Die im Jahr 2008 dem Verkehr frei gegebenen Elbebrücke Mühlberg verbindet die Staatstraße 21 in Sachsen und die Landesstraße L66 in Brandenburg, Deutschland. Das Bauwerk erstreckt sich über eine Länge von insgesamt 690,5 m, wobei die Vorlandbrücke aus Spannbeton mit acht Feldern zu je 35 m Regelspannweite und die vierfeldrige Verbundbrücke mit den Spannweiten 84,5 m + 144,0 m + 120,0 m + 62,0 m sind. Die Verbindung zwischen Vorland- und Flussbrücke wurde über großen Querträger realisiert. Als Querschnitt für die Vorlandbrücke wurde eine Spannbetonplatte verwendet, während für die Flussbrücke ein Stahlhohlkasten mit Betonfahrbahnplatte zur Anwendung kam. Abbildung 5 gibt einen Überblick über das Bauwerk.



Abbildung 5 Überblick Elbebrücke

2.2.2 GELENKSBeschreibung UND STATISCHES VERHALTEN

Die Besonderheit des Bauwerks besteht in der Auflösung des biegesteif angeschlossenen Pfeilers in Achse 2 in zwei Stiele, die mit einem Winkel von ungefähr 36° zueinander geneigt sind. Über den Schrägstielen bildet ein mit verbundlosen externen Spanngliedern vorgespannter Hohlkasten (Riegel) den Abschluss der Konstruktion. Im Fußbereich verbinden die beiden Betongelenke die Fundamente mit den mit Stahlmanteln umhüllten Schrägstützen. Aufgrund hoher Lasten und starker Bewehrungskonzentration wurde für die Schrägstützen ein selbstverdichtender hochfester Beton C55/65 gewählt. Im Anschlussbereich des Fundaments wurde eine Abstufung der Betonqualität von C35/45 auf C25/30 vorgenommen. Abbildung 6 zeigt den Schnitt im Gelenkbereich.

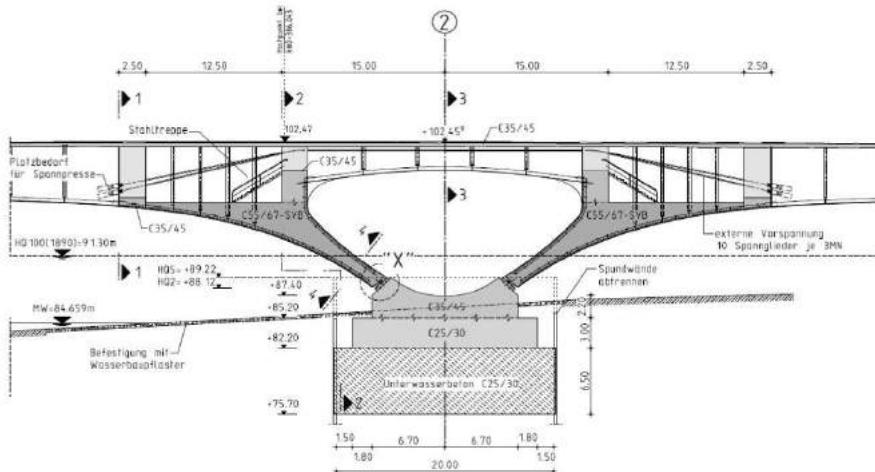


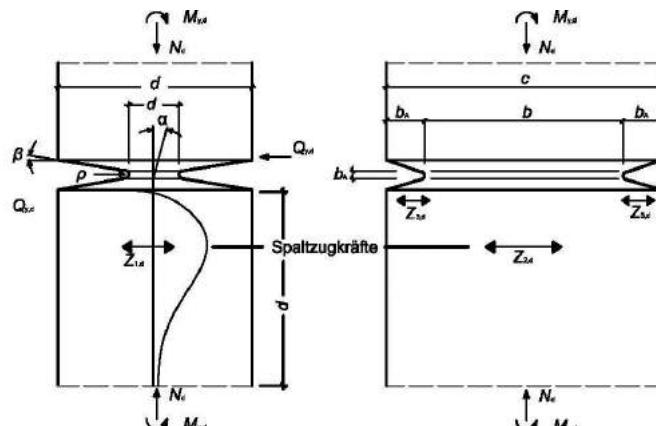
Abbildung 6 Schnitt des Pfeilers [10]

Wegen der Bauwerksgeometrie und unterschiedlicher Verformungseinwirkungen müssen die beiden Gelenke neben der Drucknormalkraft sehr hohes Querbiegemoment und Torsionsmoment aufnehmen. Zum einen wäre sehr hoher Bewehrungsgrad die Folge. Zum anderen kann das Verhältnis zwischen Querkraft und Normalkraft infolge hoher Torsionsbeanspruchung nicht auf den Wert 0,25 begrenzt werden, welcher als zulässige Grenze gemäß den Bemessungsregeln nach Leonhard [3] angegeben ist. Um die Herstellbarkeit der Gelenke sicherzustellen, wurden auf Grundlage einer Stellungnahme drei Maßnahmen eingeführt:

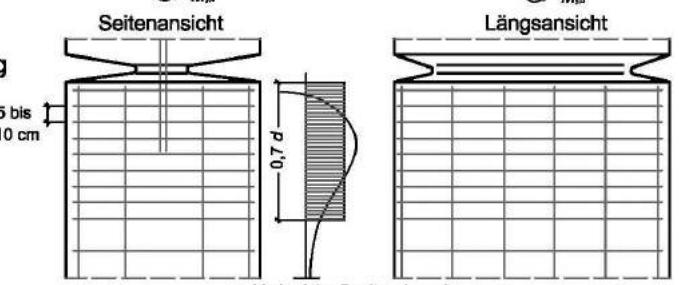
- Verwendung von selbstverdichtendem Beton C55/67
- Modifizierung der Bemessungsregel bezüglich des Verhältnisses V/N, zulässiger Spannung in Spaltzugbewehrung und der Spannung in Dübeln
- Durchführung eines Herstellungsversuchs

In Abbildung 7 sind die endgültige Geometrie der Betongelenke für das Bauwerk und die zugehörige Dübeln im Gelenkhals. Ein Messprogramm wurde installiert, um die Dauerhaftigkeit der Gelenke zu verfolgen.

**Geometrie
und Belastung**



**Anordnung der
Spaltzugbewehrung**



**"Panzerung"
von Betongelenken
bei großen
Quermomenten**

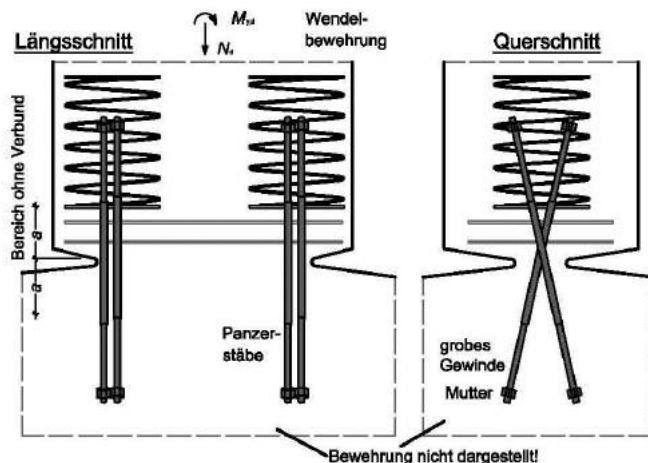


Abbildung 7 Abmessung der Gelenke und zugehörige Dübel im Gelenkhals

3 BEMESSUNG VON BETONGELENKEN

Die derzeit verwendeten Bemessungsregeln für die Betongelenke sind vorwiegend Ableitungen aus Versuchsergebnissen gepaart mit pragmatischen Überlegungen und wurden in den 60-zigen Jahren des letzten Jahrhunderts meist von Prof. Leonhard und seinen Mitarbeitern entwickelt. Den mechanischen Zusammenhängen wurde in diesen Zusammenhängen wenige Aufmerksamkeit geschenkt.

Der Nachweis umfasst im Wesentlichen folgende Punkte:

- Teilflächenbelastung
- Begrenzung des Verhältnisses V/N auf 0,25
- Begrenzung der Spannung in Spaltzugbewehrung auf 180 MPa
- Begrenzung der Spannung in den Dübeln auf 80 MPa bei V/N größer als 0,125
- Begrenzung der Verdrehung auf 1,5 %
- Panzerung der Gelenke bei hohem Querbiegemoment
- Konstruktive Regeln zur der Abmessung der Gelenke

Aus heutiger Sicht können mit diesen Regeln mit hoher Wahrscheinlichkeit dauerhafte Betongelenke hergestellt werden, da keine nennenswerten Schäden der gebauten Gelenke bekannt sind. Da die zahlreichen Restriktionen in den Bemessungsregeln zum Teil unbegründet sind, sollten diese für die weitere Verwendung überprüft werden. Zum Beispiel ist die Begrenzung des Verhältnisses zwischen Querkraft und Normalkraft auf 0,25 allein auf eine pragmatische Überlegung von Dix [4] zurückzuführen. In seiner Erläuterung ging Dix davon aus, dass im ungünstigsten Fall ein Reibungsbeiwert 0,6 für den Gelenkhals angenommen werden. Mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von 2,5, der für die Querkraftbeanspruchung ohne Bewehrung als angemessen angesehen wurde, wurde die besagte Grenze festgelegt ($0,6/2,5 = 0,24$). Neben den wirtschaftlichen Vorteilen können die Modifizierungen der Bemessungsregeln zu besseren Anwendungsmöglichkeiten führen. Aus zeitlichen und finanziellen Gründen können im Rahmen dieses Vorhabens die erforderlichen Modifizierungen eingehend untersucht werden.

In folgenden wird gezeigt, dass die Anwendung von Betongelenken bei der Integralisierung von Brücken bis zu ca. 30 m, welche der Schwerpunkt dieses Vorhaben ist, eine Ausnahme ist. Dies ist zum einen durch die geringe Spannungsabnahme im Vergleich mit der vollen Rahmenwirkung und zum anderen durch die schwierige Realisierung der Gelenke bei bestehenden Bauwerken zurückzuführen.

4 BETONGELENKE BEI DER INTEGRALISIERUNG

4.1 RANDBEDINGUNGEN

Zuerst kann festgestellt werden, dass die Anordnung eines Betongelenks an den Widerlagern einer bestehenden konventionellen Brücke mit Lagern deutlich aufwendiger als die Integralisierung mittels einer Rahmeneckausbildung ist.

Für die Bildung einer Rahmenecke im Widerlagerbereich einer bestehenden Brücke muss im Allgemeinen lediglich die Möglichkeit zur Verankerung der Zugbewehrung sichergestellt werden. Nach dem Abbau der Kammerwände kann dies entweder durch Bohrung in die vorhandene Widerlagerwand oder durch die Herstellung eines Rucksacks hinter der Widerlagerwand relativ einfach realisiert werden (siehe Arbeitspaketbeschreibung Nr. 6). Die vorhandenen Lager können weiterhin im Bauwerk gelassen werden. Der Umfang des Umbaus kann somit klein gehalten werden.

Für die Ausbildung eines Betongelenks muss zum einen die Geometrie für die konstruktive Ausbildung vorhanden sein. Oft ist dies bei bestehenden kleinen Brückenbauwerken nicht der Fall, da die Breite und Höhe der vorhandenen Lager sehr begrenzt ist. Weiterhin ist ein Abbau der vorhandenen Lager erforderlich, um den gewünschten Kraftfluss im Widerlagerbereich sicherzustellen. Um die Spaltzugbewehrung und Dübelstäbe einzubauen, ist darüber hinaus ein starkes Eingreifen in die vorhandene Struktur erforderlich, da im Allgemeinen ausgegangen werden muss, dass die Spaltzugbewehrung in den Widerlagerwänden bzw. Endbereich des Überbaus nicht ausreichend bzw. an falscher Stelle liegt.

Unter Berücksichtigung der genannten Randbedingungen ist eine Integralisierung der vorhandenen Brücken mit Betongelenken nur dann zweckmäßig, wenn hierdurch wesentliche Vorteile in andern Bereichen erzielt werden.

4.2 GELENKE UND ZWANGSBEANSPRUCHUNG

Um die Frage zu beantworten, ob ohne ein Gelenk die Schnittgrößen infolge Temperatureinflüsse noch in beherrschbarer Größenordnung liegen, wurden analog zu Arbeitspaket Nr. 3 zwei unterschiedliche Systeme untersucht. Beim ersten System wurden die Feldlänge von 15 m und eine Bauteilhöhe von 1m zugrunde gelegt. Für das zweite System wurden eine Feldlänge von 25 m und eine Bauteilhöhe von 1,67 m gewählt. Als Belastung wurde eine Zwangsbeanspruchung infolge einer konstanten Temperaturbelastung von 27,0° aufgebracht. In der Tabelle 1 und Tabelle 2 sind die Ergebnisse zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 1 Ergebnisse des Systems 1 L = 15 m

maximale Brücken-länge [m]	Spannung aus Normalkraft N		Spannung aus Moment M	
	mit Gelenk	ohne Gelenk	ohne Gelenk	ohne Gelenk
	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
15	0.031	0.071	0.687	0.758
30	0.062	0.189	2.741	2.931
45	0.092	0.261	3.636	3.897
60	0.122	0.351	4.946	5.297
75	0.152	0.432	6.068	6.500
90	0.182	0.513	7.222	7.735
105	0.212	0.593	8.334	8.927

Tabelle 2 Ergebnisse des Systems 2 L = 25 m

maximale Brücken-länge	Spannung aus Normalkraft N		Spannung aus Moment M	Spannung N+M
	mit Gelenk	ohne Gelenk	ohne Gelenk	ohne Gelenk
	[m]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
25	0.031	0.109	1.001	1.110
50	0.062	0.268	2.661	2.929
75	0.092	0.376	3.676	4.052
100	0.122	0.501	4.916	5.418

Die Ergebnisse zeigen den erwarteten großen Einfluss der Gelenke auf die Spannungen im Bereich der Rahmenecke. Hierbei ist der Anteil der Normalkraft relativ klein im Vergleich zu dem Anteil infolge Biegung. Bis einer Spannweite von ca. 30 m bleibt die Spannung unterhalb der Zugfestigkeit des Betons und somit gut beherrschbar.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass die Anwendung von Betongelenken bei der Integralisierung von kleineren Brückenbauwerken bis ca. 30 m nicht zu empfehlen ist, da die Nachteile eines umfangreichen Umbaus dominierend sind.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1 Salginatobelbrücke [7]	4
Abbildung 2 Hardturm Viadukt Luftbild (re); Versuchsbilder (li) [8]	5
Abbildung 3 Engültiges System [8]	6
Abbildung 4 Gelenksausbildung [9]	7
Abbildung 5 Überblick Elbebrücke	8
Abbildung 6 Schnitt des Pfeilers [10]	9
Abbildung 7 Abmessung der Gelenke und zugehörige Dübel im Gelenkhals	10

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1 Ergebnisse des Systems 1 L = 15 m.....	12
Tabelle 2 Ergebnisse des Systems 2 L = 25 m.....	13

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Freyssinet, E. *Un amour sans limite*. 1993. ISBN 2-910342-00-X.
- [2] Mesnager, M. Experiences sur une semi-articulation pour voûtes en béton armé. *Annales des ponts et chaussées*. Bd. 19.
- [3] Leonhardt, F. und Reimann, H. Betongelenke: Versuchsbericht, Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. 1965, 175.
- [4] Dix, J. Betongelenke. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. 1962, 150.
- [5] Base, G.D. Tests on reinforced concrete hingewith a largedesign rotation. *Cement and Concrete Association*. 1962.
- [6] —. Tests on four prototype reinforced concrete hinges. *Cement and Concrete Association*. 1965, 17.
- [7] ETH History. [Online] [Zitat vom: 30.. April 2013.] <http://www.ethistory.ethz.ch/rueckblicke/departemente/dbaug/bilder/MaillardBrueckeSalgina.jpg>.
- [8] Bänzinger, J. Der Hardturm-Viadukt der SBB in Zürich. *Schweizerische Bauzeitung*. 1965, Bd. 85, 33.
- [9] Fessler, E.O. Die EMPA-Versuche an armierten Betongelenken für den Hardturm-Viadukt. 1967, Bd. 85, 34.
- [10] König und Heunisch Planungsgesellschaft . *Elbebrücke Mühlberg Stellungnahme zum Betongelenk für die Zustimmung im Einzelfall*. Leipzig : s.n., 2012. 18311.

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 5

Lösungsvorschlag für einen flexibel verformbaren Fahrbahnübergang/Schleppplatte für integrale Brücken

Rev. 01

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Thomas Hofer

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

Graz, Oktober 2014

INHALTSVERZEICHNIS

1	BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG	3
2	EINLEITUNG	4
3	KONSTRUKTIVE ANFORDERUNGEN AN DEN FAHRBAHNÜBERGANG	5
3.1	UNTERSCHIEDE BEI KONVENTIONELLEN UND INTEGRALEN BRÜCKENBAUWERKEN.....	5
3.2	VERHALTEN DER KONSTRUKTION IM ÜBERGANGSBEREICH	5
3.3	LÄNGSVERFORMUNG EINES BRÜCKENTRAGWERKS	7
3.4	AUSFÜHRUNG DES BRÜCKENENDES.....	8
4	ENTWICKLUNG EINES BETONS MIT GERINGEM E-MODUL	9
4.1	GUMMIGRANULAT	9
4.2	REZEPTUR	10
4.3	BESONDERHEITEN DES GUMMIBETONS	10
4.4	ERGEBNIS	12
5	LÖSUNGSVORSCHLAG FÜR EINEN FLEXIBEL VERFORMBAREN FAHRBAHNÜBERGANG	13
6	ZUSAMMENFASSUNG	15
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	16
	LITERATURVERZEICHNIS	16

1 BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG

Ziele:

- 1) Formulierung der konstruktiven Anforderungen an den neu zu entwickelnden Fahrbahnübergang
- 2) Entwicklung einer geeigneten Betonrezeptur
- 3) Untersuchung zur Beschreibung der Eigenschaften des verwendeten Betons
- 4) Entwicklung von Lösungsvorschlägen für einen flexibel verformbaren Fahrbahnübergang/Schleppplatten für integrale Brücken

Beschreibung der Inhalte:

Der Übergang Integralbrücke/Straße wird eingehend untersucht. Hierzu werden die im AP 3 ermittelten Verformungen herangezogen.

Es werden Überlegungen zu flexiblen Schleppplatten durch konstruktive Ausbildung bzw. baustoffliche Verbesserung mit Modellrechnungen und baustofflichen Untersuchungen durchgeführt. Im Bezug auf die baustoffliche Untersuchung ist vorgesehen, einen Beton mit Zugabe von Gummigranulat aus z.B. alten Autoreifen zu entwickeln. Mit einem geringen E-Modul kann die Verformbarkeit der Schleppplatte erhöht werden. Die Ergebnisse der beiden ersten genannten Untersuchungspunkte bilden die Grundlagen für die Formulierung der Werkstoffeigenschaften des zu entwickelten Betons.

Als Abschluss sollen Lösungsvorschläge für einen flexibel verformbaren Fahrbahnübergang für integrale Brücken entwickelt werden. Diese sollten vor allem die entstehenden Dehnwege und Setzungen aufnehmen können, um typische Schäden wie Risse im Asphalt zu verhindern.

Methode:

- Ingenieurmodelle
- Laboruntersuchung zum Beton mit geringem E-Modul

Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

- Formulierung der Anforderungen an Werkstoffeigenschaften für den geeigneten Beton mit geringem E-Modul
- Vorschlag für die konstruktive Ausbildung der Übergangskonstruktion für Integralbrücke

2 EINLEITUNG

Bei integralen Brücken kommt es durch Temperaturänderungen bzw. Kriechen und Schwinden des Betons zu Längsverformungen der Widerlagerwand und folglich der Schleppplatte. Dadurch entstehen bei derzeitigen Konstruktionen häufig große Risse in der bituminösen Verschleißschicht, welche die Dauerhaftigkeit beeinflussen.

Nach der Analyse bisheriger Ausführungen von Schleppplatten und der Recherche der Materialkennwerte der bituminösen Verschleißschicht, wurden Untersuchungen mit FEM-Programm Sofistik durchgeführt, mit dem Ziel ein neues Schleppplattendetail für integrale Brücken zu entwickeln. Dieses soll in der Lage sein, die Rissbreiten in der bituminösen Verschleißschicht im Winter zu begrenzen. Es wurde ein neues Schleppplattendetail entwickelt, welches im Winter die Rissbreiten in der bituminösen Verschleißschicht begrenzen kann und im Sommer die Verformungen des Oberbaus tief in den Boden ableitet. Dazu wird ein Beton mit geringem E-Modul, durch Zugabe von Gummigranulat, verwendet.

3 KONSTRUKTIVE ANFORDERUNGEN AN DEN FAHRBAHNÜBERGANG

Im hochrangigen Straßennetz wird das unterschiedliche Verhalten von Brückentragwerk und Dammkörper durch die Ausbildung einer geeigneten Übergangskonstruktion berücksichtigt. Einerseits tritt ein großer Steifigkeitssprung zwischen Tragwerk und Hinterfüllung auf, welcher durch die Anordnung einer Schleppplatte ausgeglichen wird. Andererseits müssen die Längenänderungen der Brücke aus thermischer Verformung bzw. Kriechen und Schwinden des Betons am Brückenende aufgenommen werden [1].

3.1 UNTERSCHIEDE BEI KONVENTIONELLEN UND INTEGRALEN BRÜCKENBAUWERKEN

Die grundlegenden Konstruktionsformen und häufigen Probleme von Fahrbahnübergängen bei konventionellen und integralen Brücken wurden bereits in Arbeitspaket 1 aufgezeigt und sind in Abbildung 1 noch einmal gegenübergestellt.

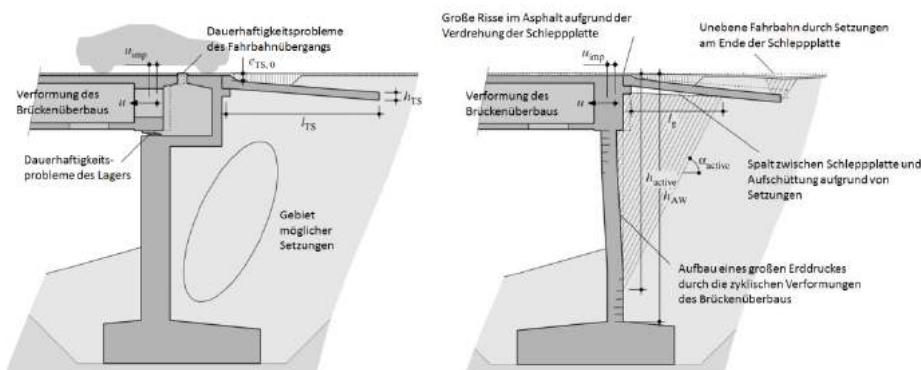


Abbildung 1: Übergangskonstruktionen bei konventionellen (l) und integralen (r) Brücken [2]

3.2 VERHALTEN DER KONSTRUKTION IM ÜBERGANGSBEREICH

3.2.1 VERHALTEN UNTER VERTIKALEN LASTEN

Für vertikale Lasten verhält sich die Schleppplattenkonstruktion bei integralen Brücken gleich wie bei konventionellen Brücken. Im Laufe der Zeit ist unter vertikaler Belastung mit Setzungen hinter dem Widerlager zu rechnen, da das Tragwerk eine viel höhere Steifigkeit als die Hinterfüllung hat. Die Schleppplatte wird deshalb ausgeführt, um den Steifigkeitssprung ausgleichen und einen besseren Fahrkomfort gewährleisten zu können.

3.2.2 VERHALTEN UNTER HORIZONTALEN VERFORMUNGEN

Durch Längenänderungen aus Temperaturlast bzw. Verformungen aus Kriechen und Schwinden des Betons verformt sich die Widerlagerwand bei integralen Brücken, siehe Abbildung 2.

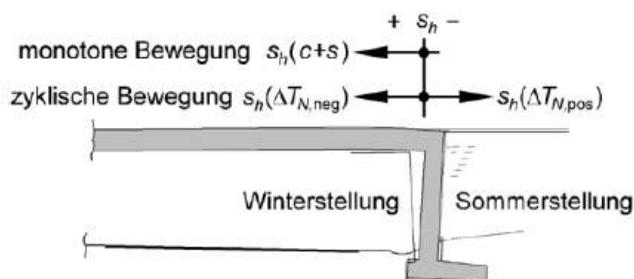


Abbildung 2: Bewegung der Widerlagerwand bei integralen Brücken [3]

3.2.2.1 SOMMER

Im Sommer dehnt sich das Brückentragwerk aus und drückt die Widerlagerwand gegen das Erdreich. Der sich aufbauende Erddruck kann bis zum Passiven ansteigen. Der bituminöse Belag wird auf Druck beansprucht, wobei seine Steifigkeit im Sommer sehr gering ist (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1: Wahrscheinliche Grenzwerte der Belags-E-Moduli bei unterschiedlichen Temperaturen [4]

T [°C]	-20	-10	0	10	20	30	40	50
E _{min} – E _{max} [N/mm ²]	15000-25000	10000-20000	6000-14000	3500-9000	1700-5000	700-2500	250-1000	60 - 300

3.2.2.2 WINTER

Im Winter zieht sich das Brückentragwerk infolge der Temperaturabnahme, Kriechen und Schwinden des Tragwerks zusammen. Der Erddruck kann bis zum Aktiven abfallen und es kann zu Setzungen hinter dem Widerlager kommen. Der bituminöse Belag hat bei tiefen Temperaturen eine sehr geringe Bruchdehnung, bei hoher Steifigkeit. Durch die Verkürzung der Brücke wird der bituminöse Belag auf Zug belastet und es kann zu großen Rissen kommen (vgl. Tabelle 1 und Tabelle 2).

Tabelle 2: Mittelwerte der Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen von Asphaltbeton 0/11 S bei unterschiedlichen Temperaturen [5]

Prüftemperatur [°C]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]
+20	0,4	8,4
+5	2,1	3,9
-10	4,6	0,5
-25	4	0,16

Durch die so entstehenden zyklischen Bewegungen der Widerlagerwand infolge Temperaturänderungen kann es zu einer Verdichtung der Hinterfüllung mit Setzungen und einer Erhöhung des Erddruckes kommen. [3]

In [2] wurde eine numerische Studie über die Auswirkungen der zyklischen horizontalen Verformungen auf die Schleppplatte durchgeführt. Mit der Zeit bilden sich lokale Setzungen am Ende der Schleppplatte aus, diese führen zu Unebenheiten in der Fahrbahn, siehe Abbildung 3. Aus dieser Parameterstudie geht hervor, dass je größer die Überschüttungshöhe ist, desto geringere Setzungen ergeben sich.

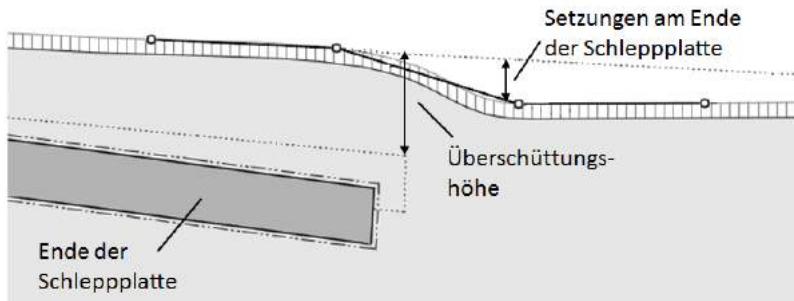


Abbildung 3: Unebenheit in der Fahrbahn durch Setzungen am Ende der Schleppplatte infolge zyklischer Verformungen der Schleppplatte [2]

3.3 LÄNGSVERFORMUNG EINES BRÜCKENTRAGWERKS

Die horizontalen Verformungen eines Brückentragwerks aus Stahlbeton ergeben sich aus den thermischen Verformungen und jenen resultierend aus dem Kriechen und Schwinden des Betons. Die Verkürzungen infolge Kriechen und Schwinden sind kurz nach der Errichtung einer Brücke am größten und nehmen im Laufe der Zeit ab. Die Verformungen aus Temperaturlast unterliegen jahreszeitlichen und täglichen Schwankungen. Der Verlauf der Verformungen der Widerlagerwand einer Stahlbetonbrücke ist in Abbildung 4 dargestellt [2].

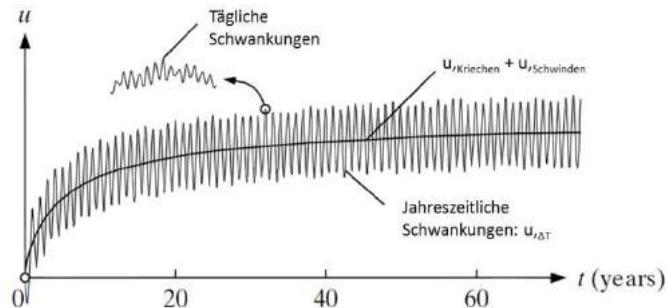


Abbildung 4: Verlauf der Verformung einer Widerlagerwand über die Zeit [2]

Nach [6] ergeben sich die zu erwartenden Verformungen für Stahlbetonbrücken überschlagsmäßig wie in Tabelle 3 angeführt (Vorzeichenkonvention nach Abbildung 2). Dabei wird von einem Einbau der Hinterfüllung und des Straßenoberbaus ca. 60 Tage nach Herstellung des Bauwerks ausgegangen.

Tabelle 3: Dehnungen für Überbauten bei üblichen Verhältnissen (nach [6])

Einwirkung	char. Dehnung Tragwerk [%]	Teilsicherheits-beiwerte, Zeitlicher Einfluss konstanter Temperaturanteil	Dehnung für Bauwerksende ohne ÜKO [%]	Dehnung für Bauwerksende mit ÜKO [%]
Abfließende Hydratationswärme	0,10	0	0	0
Autogenes Schwinden	0,08	0	0	0
Trocknungsschwinden	0,30	(1,35 x) 0,95	0,28	0,38
Bremsen	~ 0	1	0	0
Temperatur pos.	0,01 x ΔT	27 K (37 K)	- 0,27	- 0,37
Temperatur neg.	0,01 x ΔT	- 27 K (- 37 K)	0,27	0,37
Summe Verlängerung			- 0,27	- 0,37
Summe Verkürzung			0,55	0,75
Gesamtdehnung			0,82	1,12

In der zweiten Spalte sind die charakteristischen Dehnungen für das Tragwerk angegeben, diese sind für die Ermittlung der Schnittgrößen zu verwenden. Für die Ermittlung der Verschiebewege von Lagern und Dehnfugen sind die Werte aus der fünften Spalte zu verwenden. Im Falle einer integralen Brücke entfallen diese Bauteile, das heißt die Verschiebung der Schleppplatte ist mit den Werten der vierten Spalte zu ermitteln.

Die Dehnungen aus Trocknungsschwinden des Betons in Tabelle 3 treten über die Dauer von 100 Jahren auf. Für die Ermittlung der Schnittkräfte sind diese Werte zu verwenden. Für die Ermittlung der Rissbreiten im bituminösen Belag ist allerdings nur die Verkürzung des Tragwerks aus Schwinden im Laufe eines Winters zu berücksichtigen, da im Sommer die Steifigkeit des bituminösen Belags sehr gering ist (siehe Tabelle 1) und daher etwaige Zugspannungen vom letzten Winter abgebaut werden können.

In [7] wurden Untersuchungen zum Schwindverhalten anhand eines 1 m breiten Betonstreifens durchgeführt. Es zeigt sich, dass die maximale Schwinddehnung im ersten halben Jahr mit etwa einem Drittel des Gesamtschwindmaßes für 100 Jahre auftritt und das Restschwindmaß für die letzten 60 Jahre ca. 0,04 beträgt.

Damit ergibt sich für den Neubau einer integralen Brücke (bzw. die nachträgliche Integralisierung nach ca. 40 Jahren) mit 52 m Länge (vgl. Arbeitspaket 3) und dem Bewegungsnulnpunkt in Tragwerksmitte für die Ermittlung der Schnittgrößen eine Verkürzung von 14,3 mm (bzw. 8,06 mm) und für den Rissbreitennachweis des bituminösen Belags ein Wert der Verkürzung von 9,45 mm (bzw. 7,04 mm). Die Werte für die Ausdehnung der Brücke sind nur von der Temperatur abhängig und somit für alle Fälle mit 7,02 mm gleich.

3.4 AUSFÜHRUNG DES BRÜCKENENDES

Je nach Gesamtverformung des Brückentragwerks ist ein unterschiedlicher hoher Aufwand in der Konstruktion von Fahrbahnübergangskonstruktion und Schleppplatte nötig. Tabelle 4 gibt einen Überblick über die in Deutschland angedachten Ausbildungsformen für Brücken im hochrangigen Straßennetz.

Tabelle 4: Anwendungsbereiche für verschiedene Übergänge in Abhängigkeit von der Gesamtverschiebung (nach [6])

Übergang Bauwerk-Hinterfüllung	Ausbildung (nach RIZ-ING bzw. Anhang)	Gesamtverschiebung am Brückenende [mm]
ohne Schleppplatte	Abs 4; Abs 5	≤ 10
Tiefliegende Schleppplatte	Typ I	10 bis 20
	Typ II	≤ 37,5 ¹⁾
	Typ III	≤ 70

¹⁾ Zusätzlich ist nachzuweisen, dass die Bedingungen Dehnweg ≤25 mm, sowie Stauchweg ≤12,5 mm eingehalten sind.

Da die Gesamtverschiebungen einer Brücke mit einer Spannweite bis 52 m, ausgenommen beim Neubau, 20 mm nicht überschreiten ist keine Fahrbahnübergangskonstruktion nötig (siehe Abbildung 5 nach Tabelle 4). Erst für größere integrale Bauwerke ist die Ausbildung einer flexibel verformbaren Schleppplattenkonstruktion anstatt eines Fahrbahnübergangs, wie bei Typ II und III gefordert, zweckmäßig und der Aufwand dafür gerechtfertigt.

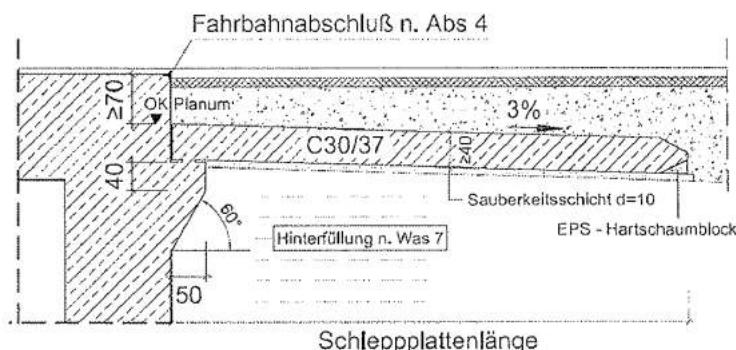


Abbildung 5: Tiefliegende Schleppplatte (Typ I) [6]

4 ENTWICKLUNG EINES BETONS MIT GERINGEM E-MODUL

Für die flexibel verformbare Schleppplatte wird ein „Gummibeton“ mit geringem E-Modul vorgeschlagen. Normalbeton hat einen E-Modul von ca. 30 000 – 35 000 N/mm². Der entwickelte „Gummibeton“ soll einen E-Modul von 10 000 -12 000 N/mm² aufweisen. Die Reduktion des E-Moduls erfolgt durch Ersetzen eines Teils des Zuschlags mit Gummigranulat.

Im Herbst 2004 wurden am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Betonbau der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck zwei Diplomarbeiten zum Thema Gummigranulat-Beton verfasst. Es wurden die Eigenschaften von Normalbeton durch Zugabe von Gummigranulat-Ersatz als Zuschlagvolumen untersucht. Steger [8] variierte dabei den Gummigranulatgehalt von 5 – 25 Volumsprozent, Pallua [9] von 30 – 50 Volumsprozent. Bei den Versuchen an der Leopold-Franzens Universität in Innsbruck wurde die Gesteinskörnung unabhängig von der Korngruppe prozentual durch Gummigranulat ersetzt. Allerdings beeinflusst im Wesentlichen die grobe Gesteinskörnung den E-Modul. In Folge dessen wird bei den Versuchen an der TU Graz nur die grobe Gesteinskörnung durch Gummigranulat ersetzt.

4.1 GUMMIGRANULAT

Verwendet wurde Gummigranulat der Fa. FS-ZM GmbH. Es wird aus alten PKW- bzw. LKW-Reifen, welche gemahlen werden hergestellt. Hauptbestandteil ist Styrol-Butadien (SBR). Die Rohdichte des Materials beträgt 1,12 kg/dm³. Abbildung 6 zeigt das verwendete Gummigranulat.

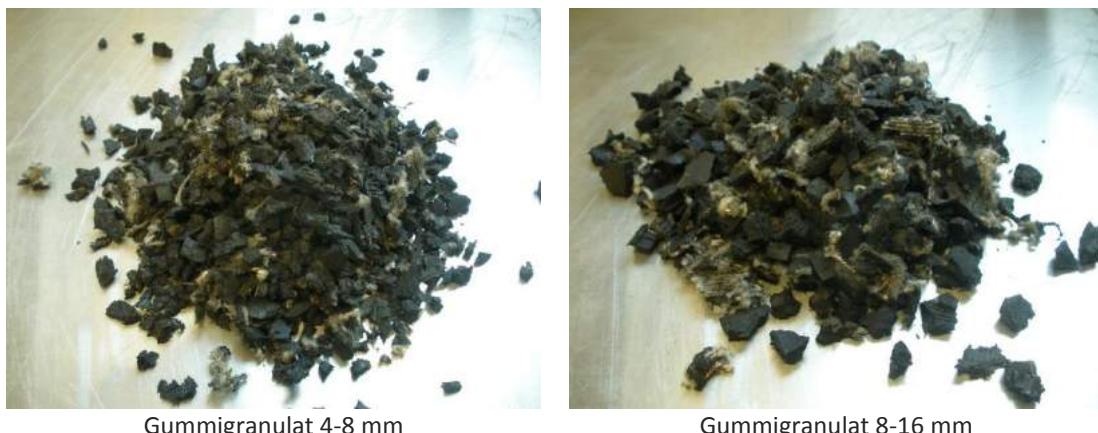


Abbildung 6: Gummigranulat [7]

4.2 REZEPTUR

In Tabelle 5 ist die endgültige Rezeptur dargestellt. Aufgrund der besseren Frischbetoneigenschaften wurde entschieden als Fließmittel Sika Viscocrete 20 Gold zu verwenden.

Tabelle 5: endgültige Mischungsrezeptur [7]

Bezeichnung	Zement	Wasser		Zuschlag			Gummigranulat		Fließmittel/Z
	CEM II 52,5 R	W/B	Menge	0-4 mm	4-8 mm	8-16 mm	4-8 mm	8-16 mm	
	[kg/m³]	[-]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	
W/B=0,35 75%-75 %	600	0,35	210,0	662	105	120	134	149	1,18

4.2.1 FRISCHBETONEIGENSCHAFTEN

Als Konsistenzklasse ergab sich F2. Der Luftporengehalt wurde mit 2,1 Volumenprozent bestimmt und die Dichte der Mischung betrug 2,01 kg/dm³.

4.2.2 FESTBETONEIGENSCHAFTEN

Die Druck-, Spaltzugfestigkeit und der E-Modul wurden nach 7 und nach 28 Tagen ermittelt. Der Beton kann, bei einem E-Modul von rd. 11 000 N/mm², mit C 12/15 klassifiziert werden. Bei den Versuchsergebnissen des E-Moduls ist ein Abfall der Werte von 7 auf 28 Tage festzustellen. Dies lässt sich auf zwei Hypothesen zurückführen: Durch die Luftlagerung der Probekörper zwischen dem 7. und den 28. Tag kann es beim Verbund zwischen Zement und Gummigranulat zu Mikrorissen kommen, welche die Ursache für den Abfall des E-Moduls erklären könnten. Des Weiteren betrug die Zylinderdruckfestigkeit nur etwa die Hälfte der Würfeldruckfestigkeit. Die Ober- bzw. Vorlast des E-Modulversuchs wurde aber mit der Druckfestigkeit der Würfeln festgelegt. Daher wurden die Zylinder schon mit etwa 64 % der Zylinderdruckfestigkeit während des Versuches belastet, dies führte vermutlich zu einer Schädigung der Probekörper.

4.3 BESONDERHEITEN DES GUMMIBETONS

Bei den Versuchen zeigten sich einige Besonderheiten beim Gummibeton, welche beim Normalbeton nicht auftreten oder nicht so stark ausgeprägt sind.

4.3.1 GROßer UNTERSCHIED ZWISCHEN WÜRFEL- UND ZYLINDERDRUCKFESTIGKEIT

Durch die größere Behinderung der Querdehnung beim Druckversuch mit Würfeln im Vergleich zu Zylindern ergeben sich bei Gummibeton deutlich geringere Festigkeitswerte bei Zylindern als bei Würfeln. Bei Normalbeton beträgt die Zylinderdruckfestigkeit ca. 90 % der Würfeldruckfestigkeit. Beim Gummibeton betrug die Zylinderdruckfestigkeit rund 70 % der Würfeldruckfestigkeit und wies wesentlich stärkere Streuungen auf. Bei den Versuchen der Endrezeptur nach 28 Tagen betrug die Zylinderdruckfestigkeit zum Teil nur 46 % der durchschnittlichen Würfeldruckfestigkeit.

4.3.2 BRUCHBILD

In Abbildung 7 sind die Bruchbilder an Würfeln von Normalbeton und Gummibeton dargestellt. Beim Gummibeton hält das Gummigranulat den Körper zusammen, sodass der Probekörper nicht mehr zerbricht, sondern nur große Risse bekommt. Bei den Zylindern entstehen beim Gummibeton ebenfalls nur große Risse und es kommt zu keinem Trennbruch infolge Schubversagens wie bei Normalbeton.



Bruchbild Normalbeton



Bruchbild Gummibeton

Abbildung 7: Bruchbild von Normalbeton und Gummibeton [7]

4.3.3 VERARBEITBARKEIT

Durch die Zugabe von Gummigranulat verschlechtert sich die Verarbeitbarkeit des Betons, daher wurde im Laufe der Entwicklungsarbeiten der Zementgehalt auf 600 kg/m³ erhöht. Gummibeton hat die Eigenschaft sich nach kurzer Lagerungszeit im Mischer zu verdichten und lockert sich erst wieder durch neuerliches Durchmischen auf. Um den möglichen Einbau auf der Baustelle zu testen wurde mit der Endrezeptur eine Platte von 40x60x15 cm betoniert und mit einem Oberflächenrüttler verdichtet. Mit diesem ließ sich der Gummibeton gut verdichten und mit einer Maurerkelle konnte die Oberfläche nivelliert werden. In Abbildung 8 ist die ausgeschalte Platte dargestellt.



Abbildung 8: Ausgeschalte Gummibetonplatte [7]

4.4 ERGEBNIS

Der entwickelte Gummibeton kann, bei einem E-Modul von rd. 11 000 N/mm², mit C 12/15 klassifiziert werden. Damit entspricht der E-Modul der gewünschten Bandbreite von 10 000 – 12 000 N/mm². Die gewonnenen Erkenntnisse dieses Vorhabens können im erforderlichen Fall für die Optimierung einer Betonrezeptur mit hoher Verformungsfähigkeit unter Druckbeanspruchung verwendet werden. Eine Dauerhaftigkeitsuntersuchung wurde im Zuge dieses Forschungsvorhabens nicht durchgeführt. Bei Verwendung des entwickelten Betons ist vorab die Dauerhaftigkeit zufolge zyklischer Belastung infolge Längenausdehnung zufolge der jahreszeitlichen Temperaturänderung detailliert zu untersuchen.

5 LÖSUNGSVORSCHLAG FÜR EINEN FLEXIBEL VERFORMBAREN FAHRBAHNÜBERGANG

Aufgrund der großen Zwangskräfte im Winter sind aufwendige Konstruktionen notwendig, um diese zu verankern. Die Zwangskraft hängt vom Querschnitt und von der aufgebrachten Dehnung ab. Diese wiederum hängt vom Verhältnis der Länge der Brücke (und den daraus zu erwartenden Verformungen) zur Länge der Schleppplatte ab. Der Querschnitt ergibt sich aus der erforderlichen Überspannung des Arbeitsraums hinter dem Widerlager (Setzungen der Hinterfüllung) und der Beschränkung der Rissbreiten im bituminösen Belag.

Das vorgeschlagene Schleppplattendetail sieht die Trennung der Schleppplatte in zwei Teile vor. Mittels einer gevouteten Platte werden die Flügelmauern verbunden, wodurch ein Rahmen in Brückenquerichtung entsteht. Die Stahlfaserbewehrte UHPC Schleppplatte liegt auf dem Querrahmen auf, ist jedoch durch eine Zwischenschicht vom diesem getrennt. Die Schleppplatte ist mit dem Tragwerk bzw. der Widerlagermauer monolithisch verbunden. Somit werden die Verformungen des Tragwerks auf die Schleppplatte übertragen, jedoch nicht auf den Querrahmen. Die UHPC-Schleppplatte begrenzt die Rissbreiten im bituminösen Belag im Winter und die entstehende Zwangskraft kann über den Rahmen in den Boden abgeleitet werden. Am hinteren Ende der UHPC-Schleppplatte schließt eine geneigte Gummibetonschleppplatte an, diese leitet im Sommer die Verformungen des Tragwerks tief in den Boden ab. (siehe Abbildung 9).

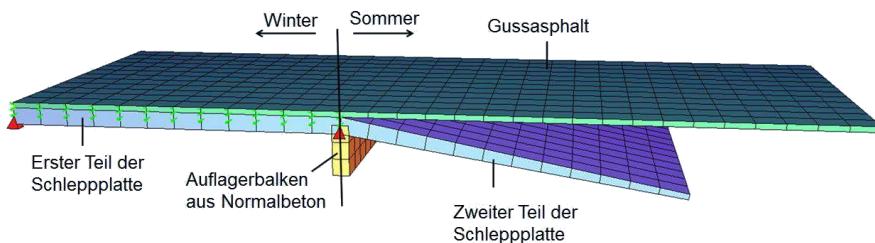


Abbildung 9: Trennung der Schleppplatte in zwei Teile [7]

Der Querrahmen muss die Lasten aus dem Lastmodell 1 des EC 1991-2 aufnehmen. In Abbildung 10 und Abbildung 11 sind der Längs- und Querschnitt des vorgeschlagenen Schleppplattendetails schematisch dargestellt.

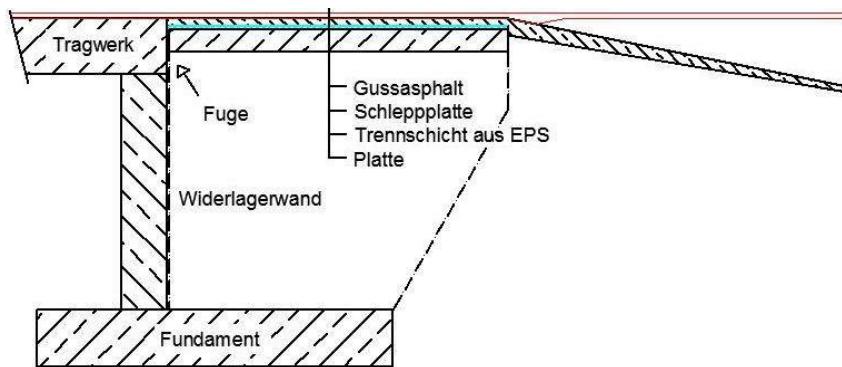
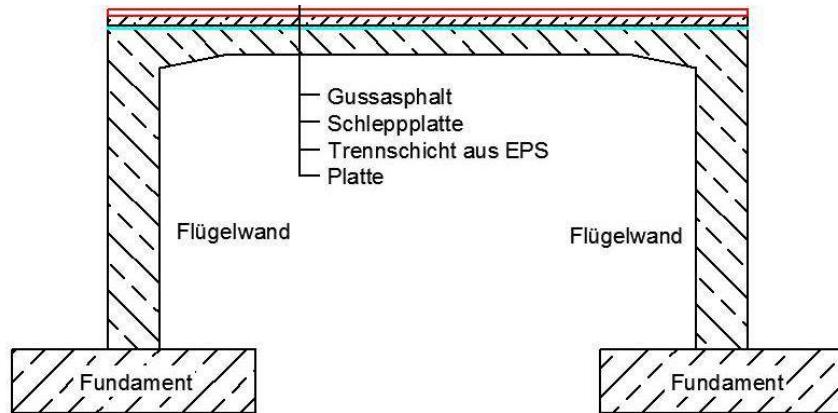


Abbildung 10: Längsschnitt der Variante mit Flügelrahmen [7]



Durch eine Trennung von Flügel und Widerlagerwand mitsamt Verbindung der beiden Flügelwände als Rahmen ergeben sich folgende Vorteile:

- Der Querschnitt der Schleppplatte kann schlank ausgeführt werden, da die Schleppplatte auf dem Rahmen aufliegt und somit nicht mehr auf Biegung beansprucht wird. Folglich ergeben sich geringere Zwangskräfte.
- Die auftretenden Zwangskräfte können über Scheibenwirkung des Rahmens in den Baugrund abgeleitet werden.

6 ZUSAMMENFASSUNG

Bei integralen Brücken kommt es, durch die monolithische Verbindung von Oberbau und Widerlagerwand, zu Längsverschiebung der Schleppplatte infolge von Temperaturänderungen bzw. Kriechen und Schwinden des Betons. Daraus resultieren bei vorhandenen Konstruktionen für Schleppplatten häufig große Risse im Asphaltbelag. Als Ursachen können zum einen die hohe Steifigkeit des Asphaltbelags im Winter und zum anderen das begrenzte Vermögen der Rissverteilung der gewöhnlichen Schleppplatten aus Stahlbeton genannt werden.

Durch die Analyse der zu erwartenden Verformungen kann festgestellt werden, dass bei Integralisierung von Brückenbauwerken bis zu 30 Meter Länge keine besondere Lösung für die Schleppplatte erforderlich ist. Aus diesem Grund wird die Thematik der Schleppplatte nicht weiter verfolgt. Im Rahmen des derzeit laufenden Folgevorhabens (VIF2012 – lange integrale Brücken), ebenfalls an unseren beiden Instituten, für Brücken mit mehr als 70 Meter Länge wird dieses Problem eingehend untersucht.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Übergangskonstruktionen bei konventionellen (l) und integralen (r) Brücken [2].....	5
Abbildung 2: Bewegung der Widerlagerwand bei integralen Brücken [3].....	5
Abbildung 3: Unebenheit in der Fahrbahn durch Setzungen am Ende der Schleppplatte infolge zyklischer Verformungen der Schleppplatte [2]	6
Abbildung 4: Verlauf der Verformung einer Widerlagerwand über die Zeit [2]	7
Abbildung 5: Tiefliegende Schleppplatte (Typ I) [6]	8
Abbildung 6: Gummigranulat [7]	9
Abbildung 7: Bruchbild von Normalbeton und Gummibeton [7].....	11
Abbildung 8: Ausgeschaltete Gummibetonplatte [7]	11
Abbildung 9: Trennung der Schleppplatte in zwei Teile [7]	13
Abbildung 10: Längsschnitt der Variante mit Flügelrahmen [7]	13
Abbildung 11: Querschnitt der Variante mit Flügelrahmen [7]	14
Tabellenverzeichnis	
 Tabelle 1: Wahrscheinliche Grenzwerte der Belags-E-Moduli bei unterschiedlichen Temperaturen [4].....	6
Tabelle 2: Mittelwerte der Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen von Asphaltbeton 0/11 S bei unterschiedlichen Temperaturen [5].....	6
Tabelle 3: Dehnungen für Überbauten bei üblichen Verhältnissen (nach [6])	7
Tabelle 4: Anwendungsbereiche für verschiedene Übergänge in Abhängigkeit von der Gesamtverschiebung (nach [6])	8
Tabelle 5: endgültige Mischungsrezeptur [7].....	10

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Bundesamt für Straßen ASTRA. ASTRA 12 004 - Konstruktive Einzelheiten von Brücken. *K03 Brückenende*. Bern, Schweiz : s.n., 2011.
- [2] Dreier, D., Burdet, O. und Muttoni, A. Transition Slabs for Integral Abutment Bridges. *Structural Engineering International*, Vol. 21 n° 2. 2011, S. 144-150.
- [3] Berger, D., et al. Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung Integraler Brücken. *Beton und Stahlbetonbau Heft* 4. 1999, S. 295-303.
- [4] Sedlacek, Gerhard, et al. *Leitfaden zum DIN Fachbericht 103, Stahlbrücken*. Berlin : Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG, 2003. ISBN 3-433-01689-5.
- [5] Arand, Wolfgang. Was passiert mit Asphalt im Wärmeschrank? *Bitumen Heft* 4. 1999, S. 148-158.
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten. *Integrale Bauwerke (Entwurf)*. 15. 04 2011.
- [7] Fischer, Christian. *Entwicklung einer flexibel verformbaren Schleppplatte für integrale Brücken*. Graz : Technische Universität Graz, Institut für Betonbau, 2013.
- [8] Steger, David. *Eigenschaften von Normalbeton bei Zugabe von Gummigranulat-Ersatz des Zuschlagvolumens im Bereich 5-25 Vol.%*. Innsbruck : s.n., 2004.
- [9] Pallua, Matthias. *Eigenschaften von Normalbeton bei Zugabe von Gummigranulat-Ersatz des Zuschlagvolumens im Bereich 30 bis 50 Volumsprozent*. Innsbruck : s.n., 2004.

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 6

**Ausarbeitung einer Handlungsanweisung für die Realisierung von
Integralbrücken unter Berücksichtigung der Spannweite, des
Querschnittstyps und der Baugrundverhältnisse**

Rev.01

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Dipl.-Ing. Thomas Hofer

Dipl.-Ing. Stefan Oberwalder

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

INHALTSVERZEICHNIS

1	BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG	4
2	ALLGEMEINES.....	5
2.1	GRUNDSÄTZE FÜR DIE NACHRECHNUNG BESTEHENDER BRÜCKEN.....	6
2.2	BERECHNUNGSVORGEHEN	7
3	BESONDERHEITEN VON INTEGRALEN BRÜCKEN	8
3.1	ALLGEMEINES.....	8
3.2	BODEN – BAUWERKS – INTERAKTION	9
4	BEISPIELBRÜCKE	10
4.1	OBJEKTBESCHREIBUNG.....	10
4.2	UMBAUMAßNAHMEN.....	12
4.3	VERWENDETE NORMEN.....	13
4.4	BELASTUNGSANSÄTZE	15
5	VERGLEICH DER CHARAKTERISTISCHEN VERKEHRSLASTEN AM BESTANDSSYSTEM	17
5.1	ALLGEMEINES.....	17
5.2	AUSGABE.....	17
5.3	ÖNORM B4002-1970 BK I / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011 LM1	18
5.4	ÖNORM B4002-1970 BK I / EC 1991-2 LM3 3000/200 I.A.....	19
6	VERGLEICH DER BEMESSUNGSKRÄFTE AM BESTANDSSYSTEM.....	20
6.1	ALLGEMEINES.....	20
6.2	ERGEBNIS	21
7	VERGLEICH DER BEMESSUNGSKRÄFTE AM INTEGRALSYSTEM MIT 10 CM AUFBETON.....	24
7.1	ALLGEMEINES.....	24
7.2	MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – ÜBERBAU	26
7.3	MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – UNTERBAU	27
7.4	QUERKRAFT-BEANSPRUCHUNG	29
7.5	EINFLUSS DER TEMPERATUR.....	30
8	VERGLEICH DER BEMESSUNGSKRÄFTE AM INTEGRALSYSTEM MIT 7 CM UHPC-AUFBETON, DIREKT BEFAHREN.....	33
8.1	ALLGEMEINES.....	33
8.2	MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – ÜBERBAU	34
8.3	MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – UNTERBAU	35
8.4	QUERKRAFT-BEANSPRUCHUNG	36
9	VERGLEICH DER ERGEBNISSE.....	37

9.1	MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – ÜBERBAU	38
9.2	MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – UNTERBAU	39
9.3	QUERKRAFT-BEANSPRUCHUNG	40
9.4	AUSBILDUNG FLIEßGELENK AM WIDERLAGERFUß.....	41
10	DETAILBEMESSUNG UND KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG	45
10.1	AUFBETON.....	45
10.2	RAHMENECKE.....	45
10.3	ZUGZONE – ÜBERBAU.....	48
10.4	WIDERLAGER	48
10.5	SCHLEPPPLATTE	49
10.6	FAHRBAHNÜBERGANG	49
11	CONCLUSIO	50
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	51
	TABELLENVERZEICHNIS	52
	LITERATURVERZEICHNIS.....	52

1 BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG

Ziele:

- 1) Festlegung der wesentlichen Maßnahmen zum Erreichen eines Integralsystems in Abhängigkeit von AP 3

Beschreibung der Inhalte:

Aufbauend auf den gewonnen Erkenntnissen des AP1, AP2, AP3, AP4 und AP5 werden die Maßnahmen zum sinnvollen Erreichen eines Integralsystems im Standardfall festgelegt. Neben der Bauwerkslänge werden die Baugrundverhältnisse und Querschnittstypen die Hauptparameter sein. Die Verkehrssicherung während der Bauphase wird hierbei ebenfalls berücksichtigt. Mit der Handlungsanweisung soll die Hilfestellung für eine frühzeitige Beantwortung der beiden wesentlichen Fragen im Rahmen der Vorbereitung und Planung beantwortet werden:

- 1) Kommt eine Adaptierung der Integralbrücke bei dem betrachteten Bauwerk in Frage?
- 2) Wenn ja, welche konstruktive Details sind hierfür besonders zu beachten?

Weiterhin sollte in diesem Zusammenhang die Empfehlung für den verwendeten Werkstoff ausarbeitet werden. da je nach Aufgaben der Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahme die Verwendung von Normal-, Hochleistungs- und Ultrahochleistungsbeton oder mit Fasern verstärktem Beton sinnvoll sein könnte. Auch im Interesse einer geringen Verkehrsstörung kann die Verwendung von hochfesten und schnell erhärtenden Betone interessant sein.

Für die konstruktiven Details werden neben biegesteifen Rahmenecken auch Betongelenke aufgenommen, um die erforderlichen Ertüchtigungsmaßnahmen zu reduzieren, insbesondere bei längeren Bauwerken.

Methode:

- Zusammenstellung und Auswertung der Ergebnisse der anderen AP unter Berücksichtigung der technischen und ökonomischen Zusammenhänge

Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

- Empfehlungshandbuch für die Realisierung von Integralbrücken unter Berücksichtigung der Bauwerkslänge, des Querschnittstyps und der Baugrundverhältnisse

2 ALLGEMEINES

Ein Brückentragwerk ist entsprechend geltendem Regelwerk auf eine Nutzungsdauer von mind. 100 Jahren auszulegen¹. In diesem Zeitraum stehen im Allgemeinen zwei große Sanierungen an, die erste nach ungefähr 30 bis 35 Jahren, die zweite nach ca. 70 Jahren Nutzungsdauer². Durch das zunehmende Alter der Brückentragwerke mit der gleichzeitigen Zunahme des Güterverkehrs mit immer größer werdenden Achslasten wird es in Zukunft erforderlich sein, dass nicht nur Instandsetzungsarbeiten durchgeführt werden, sondern dass diese auch mit Ertüchtigungsmaßnahmen gekoppelt sind. Bei der Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke wird, durch den nachträglichen monolithischen Verbund des Überbaus mit dem Unterbau, ein konventionelles Brückentragwerk in ein integrales- oder semi-integrales Brückentragwerk umgebaut. Integrale Brücken verzeichnen international eine deutliche Zunahme an Beliebtheit. Dies resultiert aus der Tatsache, dass sich Integralbrücken in Bezug auf Konstruktion und Unterhaltung aufgrund der fehlenden Lager und Fahrbahnübergänge kostengünstiger verhalten. Aus der monolithischen Verbindung zwischen Überbau und Widerlager ergeben sich neben dem Aspekt der geringeren Unterhaltungskosten auch Vorteile aus statischer Sicht, da das Rahmensystem Tragreserven durch die Umlagerung der Schnittgrößen aktivieren kann. Weiters wird auch aufgrund der fehlenden Übergangskonstruktion ein höherer Fahrkomfort und eine geringere Lärmentwicklung gewährleistet. Diese Vorteile haben international dafür gesorgt, dass die integrale Bauweise bei Brücken erforscht und in Form von Richtlinien verankert wurde, welche sich jedoch meist auf Neubauten beziehen. Ziel dieser Handlungsanweisung ist es, sowohl dem Entscheidungsträger als auch dem Tragwerksplaner eine Hilfestellung zum Finden der geeigneten Ertüchtigungsmaßnahme zu geben.

Durch die Änderung des statischen Systems einer konventionellen in eine integrale Brücke wird der Schnittkraftverlauf im Tragwerk erheblich beeinflusst, wobei die erhöhte Verkehrslast gemäß Eurocode gegenüber der ÖNorm B4002 (-1970; -1964; -1958; -1948) nicht zu vernachlässigen ist. Weiterhin sind nennenswerte Zwangsschnittgrößen infolge der Verformungsbehinderungen zu erwarten. Die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund ändert sich durch die Systemänderung ebenfalls. Dies könnte zu erforderlichen Verstärkungsmaßnahmen an verschiedenen Bauwerksstellen führen. Vor allem die Widerlagerbereiche (Kopf- und Fußpunkt) sind häufig davon betroffen (siehe Abbildung 1).

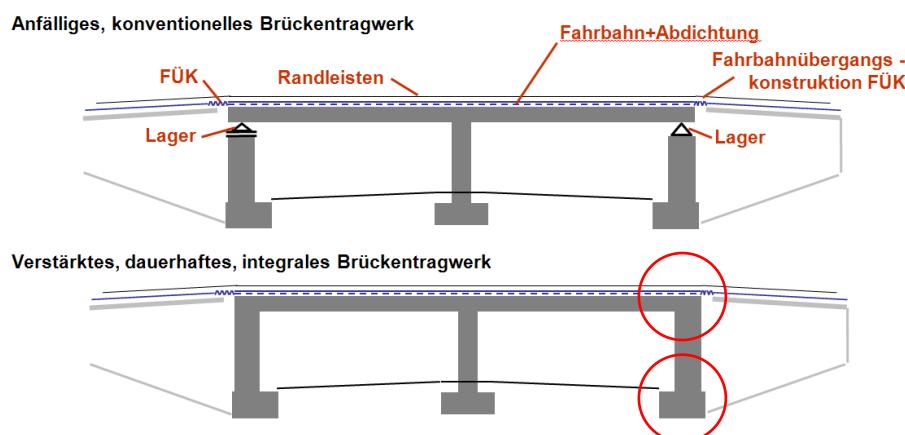


Abbildung 1 Adaptierung einer Bestandsbrücke in eine Integralbrücke (schematisch)

Ist im Zuge einer Ertüchtigung nun das gesamte Widerlager betroffen, steigen die Kosten an. Die Wirtschaftlichkeit der gewählten Maßnahme könnte gegenüber einem Neubau nicht mehr gegeben sein. Im Allgemeinen sollte eine Sanierung nicht teurer als der Neubau sein. Hierbei beeinflussen die

¹ Entsprechend [28] ÖNORM EN 1990: 2013:03:15, Tabelle 2.1 — Klassifizierung der Nutzungsdauer, S. 22

² Anmerkung der Autoren: Verschleißbauteile haben i. d. R. eine kürzere Lebensdauer.

vorliegenden Gegebenheiten einer Brücke (z.B. Brückenlänge, Querschnitt, Baugrund, etc.) die Machbarkeit einer sinnvollen Ertüchtigung entscheidend.

2.1 GRUNDSÄTZE FÜR DIE NACHRECHNUNG BESTEHENDER BRÜCKEN

Eine Neubewertung der Tragfähigkeit von Brücken ist erforderlich, wenn Instandsetzungen und Verstärkungsmaßnahmen vorgenommen werden oder wenn Bauschäden, welche in Form von Rissen, Korrosion, Verformungen etc. auftreten, festgestellt werden.

Im Zuge einer Bewertung der Tragfähigkeit kann vom Vertrauensgrundsatz nach ONR 24008 ausgegangen werden. Solange keine gegenteiligen Hinweise vorhanden sind, erlaubt dieser die Annahme, dass das Bauwerk nach den zum Zeitpunkt der Errichtung gültigen Regelwerken geplant und ausgeführt wurde. Durch die meist langjährige Bestandsdauer der Bauwerke und dem Ausmaß der bekannten Mängel lassen sich Rückschlüsse auf das reale Tragverhalten bzw. auf vorhandene Tragreserven ziehen.

Um Bestandsbrücken in der Nachrechnung realitätsnah abilden zu können sind die Ansprüche an die Genauigkeit der Modellierung, im Gegensatz zu einer Neuberechnung, um einiges höher. Genaue Kenntnisse der Materialtechnologie sowie des Normenwesens zum Zeitpunkt der Errichtung sind Voraussetzung. Zudem steigt meist auch der Rechenaufwand für die Nachweisführung um vorhandene Tragreserven aktivieren zu können, hierfür können nichtlineare Berechnungen erforderlich sein.

Es sollte jedoch immer beachtet werden, dass Verstärkungs- bzw. Instandsetzungsmaßnahmen an Bestandsbauwerken nicht mit einem Neubau vergleichbar sind. Durch Ertüchtigungsmaßnahmen ist es im Normalfall nicht möglich die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit von Bestandsobjekten auf das Niveau von Neubauten zu erhöhen, da die aktuellen Regelwerke viele Restriktionen bezüglich der konstruktiven Ausbildung und Mindestbewehrung in einem Umfang beinhalten, wie sie bei Errichtung der Bestandstragwerke noch nicht gegeben war. In den meisten Fällen ist die Übertragung der Restriktionen auf das betrachtete Bauwerk auch nicht notwendig, wenn das bestehende Bauwerk über seine Lebensdauer diesen Einwirkungen schadlos widerstanden hat.

Die häufigsten Abweichungen der Bestandsobjekte von den aktuellen Regelwerken umfassen die

- Mindestbewehrung,
- Plattenquerbewehrung,
- Mindestschubbewehrung,
- Betondeckung und
- Anforderung an Betonqualität entsprechend den Expositionsklassen.

Für die Berechnung von Bestandsbrücken kann die ONR 24008 „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken“ herangezogen werden.

2.2 BERECHNUNGSVORGEHEN

Für die Nachrechnung von bestehenden Brückenobjekten und Entwicklung von Lösungsvorschlägen für die Ertüchtigung wird folgendes Berechnungsvorgehen in Anlehnung an die ONR 24008 empfohlen:

1. Zusammenstellung der Bauwerksdaten
2. Feststellung des Istzustand des Bauwerks
 - a. Studie des aktuellen Brückenhauptprüfberichtes
 - b. Visuelle Begutachtung vor Ort
3. Nachrechnung des Bestandes (Ist-Zustand) nach den damals gültigen Normen
4. Nachrechnung des Bestandes (Ist-Zustand) nach den heutigen gültigen Normen
5. Vergleich der Bestandsnachrechnungen
6. Durchführung der Nachrechnung zur Festlegung des Sanierungs- und Verstärkungsumfangs
 - a. Umbau in ein (semi-) integrales Tragwerk mit und ohne Aufbeton
 - b. Einsatz eines Betongelenkes
 - c. sonstiges
7. Vergleich der Verstärkungsvarianten und Variantenentscheidung
 - a. Kostenermittlung für die Maßnahme einschließlich Vergleich mit einem Neubau
 - b. Wahl von konstruktiven Maßnahmen in Abhängigkeit der Randbedingungen
8. Detailbemessung und konstruktive Ausbildung

3 BESONDERHEITEN VON INTEGRALEN BRÜCKEN

3.1 ALLGEMEINES

Eine integrale Brücke wird durch ihren monolithischen Verbund zwischen Ober- und Unterbau charakterisiert. Sie weist keine Lager und Dehnfugen auf [1 S. 3] [2 S. 100].

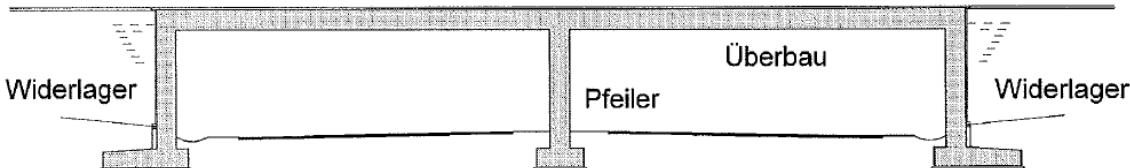


Abbildung 2 INTEGRALE BRÜCKE OHNE LAGER UND DEHNFUGEN [3 S. 2]

Zusammenfassend werden hier, die in der Literatur (vgl. z.B. [4 S. 37-39] [1 S. 5] [2 S. 129-131] [5 S. 10,141] [6 S. 5-8, 206-209]) definierten Vor- und Nachteile von integralen Brücken dargestellt.

Durch den Entfall der Verschleißbauteile können mehrere Vorteile bezüglich des Tragverhaltens, der Unterhaltungskosten und des Fahrkomforts erzielt werden. Insgesamt können somit die Lebenszykluskosten gesenkt werden. Infolge des statisch unbestimmten Systems verfügt das Brückentragwerk über ein Umlagerungsvermögen. Die systemabhängigen Tragreserven können im erforderlichen Fall aktiviert werden, das Bauwerk ist somit redundant [5 S. 141]. Durch die monolithische Verbindung des Unter- und Überbaus entstehen eine ungestörte Übertragung von Normalkraft, Querkraft und Moment sowie eine verbesserte Lastabtragung [1 S. 4] [2 S. 100]. Weiters kann die Hinterfüllung zur Abtragung von planmäßig auftretenden Lasten herangezogen werden.

Durch den Entfall der Übergangskonstruktionen ergibt sich für den Betrieb ein verbesserter Fahrkomfort. Die Schallemission infolge stoßartiger Beanspruchung unter Verkehr kann ebenfalls vermindert werden. Die Lebensdauer dieser Brücken wird nicht durch die Untüchtigkeit der Verschleißbauteile negativ beeinflusst. Ein weiterer Vorteil ist, dass es zur Verringerung der Folgen von ungleichmäßigen Setzungen und Pfeilerschiefstellungen kommt. In der Erhaltung ergeben sich so längere Inspektionsintervalle und dadurch ein geringerer Überwachungsaufwand [1 S. 5].

Zusammengefasst bedeutet dies, dass fugenlose Brücken Vorteile in der Erhaltung, für die Nutzer und Anrainer, für den Entwurf und für die Errichtung aufweisen. Ein werkstoffgerechtes Konstruieren ist möglich, dadurch können ästhetische Tragwerke mit harmonischen und flüssigeren Übergängen entstehen.

Nachteile der Integralbrücken ergeben sich aus der Verformungsbehinderung. Um die tatsächlichen Zwangsbeanspruchungen während der Nutzungsdauer zu ermitteln, müssen die schwer zu quantifizierenden Parameter wie Bodenverhältnisse oder Temperaturschwankungen wirklichkeitsnah erfasst werden. Weiterhin ist die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk in diesem Zusammenhang von größter Bedeutung [1 S. 5-9,20] [4 S. 39-40]. Nachteile von integralen Brücken beziehen sich primär auf ihre Bemessung. Vor allem das Fehlen von Bemessungsrichtlinien erschwert die Bemessung. Sind Richtlinien vorhanden, sind die angeführten Ansätze sehr konservativ und nur oberflächlich behandelt. Der Entwurfs-, Berechnungs- und Planungsaufwand ist für Ingenieure im Allgemeinen höher als bei konventionellen Brücken.

3.2 BODEN – BAUWERKS – INTERAKTION

Ein weiterer wichtiger Aspekt bei der Bemessung von integralen Brücken ist der Ansatz des Erddruckes auf die Widerlagerwand. Durch Widerlagerverschiebungen und zyklischen Bewegungen, hervorgerufen durch Temperatur, wird einerseits der Erdruhedruck abgebaut (negative Verschiebung) und andererseits kann es bis zum Aufbau des passiven Erddrucks (positive Verschiebung) kommen (s. Abbildung 3). Durch die zyklischen Bewegungen im Widerlagerbereich können größere Setzungen der Hinterfüllung entstehen. Einer guten konstruktiven Ausbildung des Widerlagerbereiches ist in der Planungsphase größtes Augenmerk zu schenken und trägt essentiell zur Robustheit des Bauwerks bei. Bei Muldenbildung in diesem Bereich kann es auch zu erhöhten Lärmemissionen und zu einer Beeinträchtigung des Fahrkomforts kommen (s.o.). Weiters ist eine Zusammenarbeit und Abstimmung zwischen Tragwerksplaner und Geotechniker unbedingt erforderlich [6 S. 209] [1 S. 19]. Weiterhin ist in diesem Zusammenhang die erhöhte Gefahr der Rissbildung in der bituminösen Deckschicht im Anschlussbereich Bauwerk/Damm bei Integralbrücken zu nennen. Bei entsprechenden Bauwerkslängen muss dies in der Planung eingehend untersucht werden.

Eines der wichtigsten Verhältnisse eines integralen Brückenbauwerks ist das der Längssteifigkeit des Überbaus zur Unterbausteifigkeit. Für die meisten Fälle ist die Steifigkeit des Unterbaus so gering, dass die Verformungen im Überbau zum Großteil ermöglicht werden. Diese Verschiebungen müssen somit vom Unterbau und dem angrenzenden Erdreich aufgenommen werden. [4 S. 14] Die Erddrücke entstehen durch monotone und zyklische Bewegungen des Bauwerks. [7 S. 296]

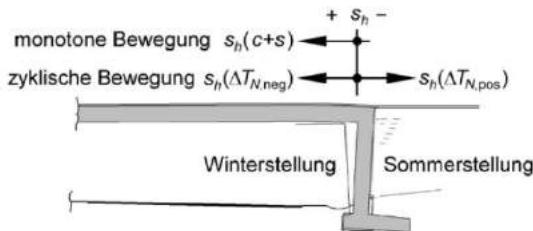


Abbildung 3: Darstellung der Bauwerksverschiebung aufgrund monotoner bzw. zyklischer Bewegungen [7 S. 296]

Unter die monotonen Beanspruchungen fallen Kriechen, Schwinden sowie die Vorspannung. Diese führen zu einer Tragwerksverkürzung und somit zu einer Abminderung des Erddruckes. In der Literatur wird ihr Einfluss auf die Setzungen und somit auf die Gebrauchstauglichkeit (Fahrkomfort) erwähnt. [2 S. 109]

Zyklische Beanspruchungen resultieren aus den Temperaturänderungen, dabei kommt es zu einer Tragwerksausdehnung und -verkürzung (Pumpbewegung; s. Abbildung 3). Eine Bewegung weg vom Erdreich ist schon in sehr geringem Maße (Promillebereich) ausreichend, um den aktiven Erddruck (E_a) zu mobilisieren. Eine Verschiebung hin zum Erdreich weckt Teile des passiven Erddrucks (E_p). Um diesen vollständig zu mobilisieren sind jedoch große Verschiebungen nötig. [8 S. 370] Die Größe des Erddruckes ist dabei von dem Ausmaß der Widerlagerverschiebung abhängig. [4 S. 14 ff.] Es ist jedoch noch nicht ausreichend geklärt, wie hoch der Einfluss der Lastspielzahl ist und welche Bedeutung die Richtung der ersten Bauwerksbewegung hat. [6 S. 24] In der Literatur finden sich hierzu verschiedene Ansätze und Mobilisierungsfunktionen (z.B. [4 S. 14 ff.], [9], [10], [11], [12], [13]). Deren Anwendbarkeit ist jedoch stark von den jeweiligen Randbedingungen abhängig. Vielmehr ist es notwendig, eine enge Zusammenarbeit zwischen Bodengutachter und Tragwerksplaner anzustreben. Für die Abbildung der Bodenparameter kann eine Fallunterscheidung durch einen oberen und einen unteren Grenzwert sinnvoll sein. [2 S. 108 f.]

4 BEISPIELBRÜCKE

Die Handlungsanweisung bzw. der Umgang mit den in Arbeitspaket 3 entwickelten Datenbanken wird anhand einer Beispielbrücke erläutert. Aufgabe ist es, abzuschätzen ob das bestehende Tragwerk für eine Integralisierung geeignet ist und an welchen Stellen das Tragwerk Kapazitäten bzw. Defizite im Hinblick auf die heutigen gültigen Normen besitzt. Auf diesen Ergebnissen basierend, soll ein Ertüchtigungsvorschlag erstellt werden.

4.1 OBJEKTBESCHREIBUNG

Das Objekt ist eine gerade einfeldrige Plattenbrücke mit nachstehenden Bestandsdaten und wurde lt. Datenblatt 1975 errichtet. Die Planung dieser Brücke stammt aus dem Jahr 1971. Die Dimensionierung erfolgte nach der damals gültigen ÖNorm B4002-1970 für die Brückenklasse I.

4.1.1 KONSTRUKTION

Das Tragwerk besteht aus einer schlaff bewehrten Platte, mit einer Dicke von 90,0 cm. Die Stützweite auf die Widerlagerachse bezogen beträgt 14,00 m. Das Tragwerk wurde aus Beton der Festigkeitsklasse B 300 und Rippentorstahl 50 errichtet. An den Widerlagern ist die Platte durchgängig auf unverankerten Elastomerlagern aufgelegt. Die Breite über die Randbalken gemessen beträgt 14,50 m, die Fahrbahnbreite somit 12,00 m (siehe Abbildung 4).

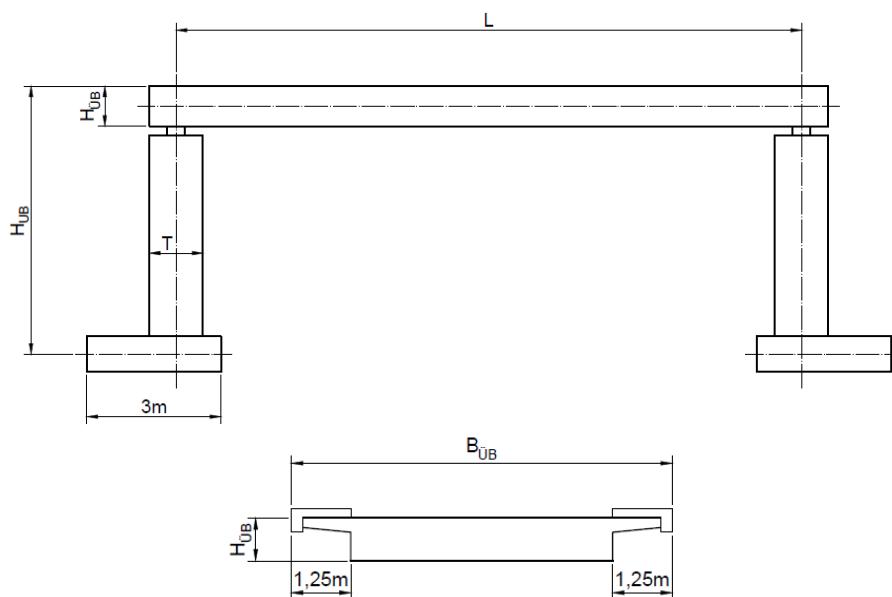


Abbildung 4: Skizze Bestandsobjekt

4.1.2 WIDERLAGER

Beide Widerlager sind als massive, flach gegründete Widerlagermauern ausgeführt. Die Flügelmauern sind als Standflügel ausgebildet und mit den Widerlagermauern monolithisch verbunden.

4.1.3 ÜBERPRÜFUNG DES BESTANDES

Aus dem letzten Brückeninspektionsbericht und einer visuellen Besichtigung vor Ort ohne Einsatz eines Inspektionsgerätes gehen folgende Informationen zum Tragwerk hervor:

Die Platte ist, mit Ausnahmen an den Endbereichen, in einem guten Zustand. Die festgestellten Biegerisse sind für schlaff bewehrte Tragwerke üblich und im vorliegenden Fall in einer nicht schädlichen Größenordnung. An den Tragwerksenden ist Sinter zu beobachten. Korrosion und Abplatzungen sind in diesen Bereichen zu erwarten. Beide Widerlager weisen Betonschäden, aufgrund undichter Übergangskonstruktionen auf.

4.1.4 ZUSAMMENSTELLUNG

<u>Material:</u>	Originalstatik (ONR 24008)	Bewehrungsschwerpunkt d_1
Widerlagerwand	B225 (C20/25)	5,0 cm
Fahrbahnplatte	B300 (C25/30)	5,0 cm
Betonstahl	Stahl 50 (BST500)	

Boden:

Steifezahl S_B	10.000.000 kN/m ² (nach Petersen [14 S. 912])
------------------	--

Überbau:

Kreuzungswinkel	gerades Tragwerk
Stützweite L	14,00 m
Breite Überbau $B_{ÜB}$	14,50 m
Randbalkenbreite	1,25 m
Fahrbahnbreite	12,00 m (=14,50 - 2·1,25)

Unterbau:

Höhe Platte	0,90 m ($L/H \approx 15$)
Höhe Widerlagerwand H_{WB}	6,00 m
Dicke Widerlagerwand T	1,20 m

Vorhandene Bewehrung – Fahrbahnplatte:

Feldmitte (100%)	40 cm ² /m
Auflagerbereich (25%)	10 cm ² /m

Vorhandene Bewehrung – Widerlagerwand:

Erdseitig unten (100%)	15 cm ² /m
Erdseitig oben (80%)	12 cm ² /m
Luftseitig unten (50%)	7,5 cm ² /m
Luftseitig oben (50%)	7,5 cm ² /m

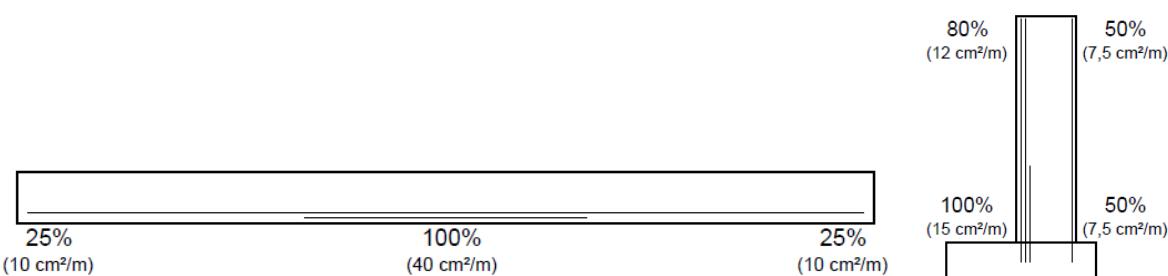


Abbildung 5: Skizze vorhandene Bewehrung am Bestandssystem – Fahrbahnplatte und Widerlagerwand

Belagsaufbau nach Originalstatik:

Schutzschicht	1,0 cm
Tragschicht	6,0 cm
Deckschicht	3,0 cm

Verkehrslasten lt. Originalstatik:

ÖNorm B 4002-1970 Brückenklasse I

4.2 UMBAUMAßNAHMEN

Das Tragwerk soll auf folgende Verkehrslasten nach ÖNORM EN 1991-2 und ÖNORM B 1991-2 ertüchtigt werden:

LM1 (mit $\alpha = 1,00$)

LM3 - Sonderfahrzeug (mit $\alpha = 1,00$) 3000/200 im Allleingang in Brückenmitte

Die Platte soll mit Aufbeton verstärkt werden. Dadurch wird einerseits die statische Nutzhöhe vergrößert, andererseits kann obere Bewehrung zur Abdeckung der Einspannmomente im Rahmeneck und auftretenden negativen Momenten in Feldmitte zugelegt werden. Auch die Schubtragfähigkeit wird durch die Vergrößerung des inneren Hebelarms verbessert. Es werden dabei folgende zwei Varianten untersucht:

- Aufbetonverstärkung mit 10,0 cm C30/37
- Aufbetonverstärkung mit 7,0 cm C150 (UHPC)

4.2.1 AUFBETONVERSTÄRKUNG MIT 10,0 CM C30/37

Material:

10,0 cm Aufbeton Fahrbahnplatte mind. C30/37 lt. RVS 15.02.34

Belagsaufbau nach Umbau:

Schutzschicht	1,0 cm
Tragschicht	8,0 cm
Deckschicht	3,0 cm

4.2.2 AUFBETONVERSTÄRKUNG MIT 7,0 CM C150

Material:

7,0 cm Aufbeton Fahrbahnplatte C150 (UHPC)

Belagsaufbau nach Umbau:

Das Tragwerk wird direkt befahren.

4.3 VERWENDETE NORMEN

In der jeweils gültigen Fassung werden folgende Normen für die Berechnungen herangezogen.

4.3.1 ALLGEMEINES

- ONR 24008 Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken
- ÖNorm B4002:1970 Straßenbrücken: Allgemeine Grundlagen; Berechnung und Ausführung der Tragwerke
- RVS Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr (fsv): Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau

4.3.2 GRUNDLAGEN DER TRAGWERKSPLANUNG

- EN 1990 Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung
- B 1990-1 Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 1: Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 Anhang A1:2003
- EN 1990/A1 Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung - Anhang A2: Anwendung bei Brücken
- B 1990-2 Eurocode 0 - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 2: Brückenbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990/A1:2004

4.3.3 EINWIRKUNGEN

- EN 1991-1-1 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- B 1991-1-1 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen
- EN 1991-1-3 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten
- B 1991-1-3 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen
- EN 1991-1-4 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
- B 1991-1-4 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen
- B 1991-1-4 Beiblatt 1 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Beiblatt 1: Berechnungsbeispiele

EN 1991-1-5	Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen
B 1991-1-5	Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5 und nationale Ergänzungen
EN 1991-1-6	Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen - Einwirkungen während der Bauausführung
B 1991-1-6	Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen - Einwirkungen während der Bauausführung - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-6 und nationale Ergänzungen
EN 1991-1-7	Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen
B 1991-1-7	Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-7 und nationale Ergänzungen
EN 1991-2	Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
B 1991-1-1	Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen

4.3.4 BETONBAU

EN 1992-1-1	Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
B 1992-1-1	Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen
EN 1992-2	Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln
B 1992-2	Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen

4.3.5 GEOTECHNIK

- EN 1997-1 Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
- B 1997-1-1 Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen
- EN 1997-2 Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
- B 4434 Erd- und Grundbau – Erddruckberechnung
- B 4435-1 Erd- und Grundbau – Flächengründungen – Teil 1: Berechnung der Tragfähigkeit bei einfachen Verhältnissen
- B 4435-2 Erd- und Grundbau – Flächengründungen – EUROCODE-nahe Berechnung der Tragfähigkeit

4.4 BELASTUNGSANSÄTZE

Im Folgenden wird auf die Belastungen, wie sie nach Originalstatik (ÖNorm) und laut aktueller Norm (Eurocode) für die Erstellung der Datenbanken angesetzt wurden, eingegangen. Zusätzlich ist zu erwähnen, dass für die Berechnungen am integralen System die Bauzustände berücksichtigt werden, während auf die Betrachtung der Ermüdung verzichtet wird.

4.4.1 STÄNDIGE LASTEN

Als ständige Lasten wird das Eigengewicht des Tragwerks mitsamt Randbalken, Geländer und Ausbaulast angesetzt. Die Ausbaulast für die Berechnung laut ÖNorm am Bestandssystem wird der Aufbau gemäß Kapitel 4.1.4 angesetzt. Daraus resultiert eine Last von 2,40 kN/m². Für die Berechnung nach Eurocode wird eine Erhöhung der Tragschicht auf 8 cm angenommen, was in einer Last von 2,90 kN/m² resultiert.

4.4.2 VERKEHRSLASTEN

Die Verkehrslasten laut ÖNorm B 4002:1970 werden für die Brückenklasse I angenommen. Diese umfassen die LKW-Lasten mit Gleichlast sowie ein Raupenfahrzeug, welches die Brücke im Alleingang überquert. Der dynamische Beiwert φ wird berücksichtigt.

Die Berechnungen am System mit Eurocodelasten umfasst das Lastmodell 1 und das Lastmodell 3 ($\alpha = 1,0$). Als Sonderfahrzeug (LM 3) wird das 300 t schwere und 15-achsige Fahrzeug verwendet unter der Annahme, dass dieses das Tragwerk im Alleingang und in Schrittgeschwindigkeit in Brückenzentrum überquert. Lediglich für den Vergleich der charakteristischen Verkehrslasten am Bestandssystem werden alle weiteren Sonderfahrzeuge, wie sie in der Norm vorkommen, betrachtet. Eine Betrachtung der Lastmodelle 2 und 4 wird nicht angestellt.

Auf horizontale Lasten, welche aus Verkehr resultieren, wird in beiden Fällen verzichtet.

4.4.3 ERDDRUCK

Für das bestehende Tragwerk wird der Erddruckansatz laut ÖNorm B 4344 gewählt. Hierbei wirkt als ständiger Anteil der aktive Erddruck e_a während sich der veränderliche Erddruck aus dem halben Erdruhedruck e_0 zuzüglich des halben aktiven Erddrucks e_a ergibt.

$$e_{\text{st\"andig}} = e_a$$

$$e_{\text{ver\"anderlich}} = 0,5 \cdot e_0 + 0,5 \cdot e_a$$

Die Erddruckannahmen für das integrale System beruhen auf der ZTV-ING Teil 5. Auf den Bauzustand 1 des integralen Systems wird als kleinster Erddruck ebenfalls der aktive Erddruck e_a angesetzt. Als größter Erddruck wirkt auf das integralisierte System (Bauzustand 2) der Erdruhedruck e_0 .

$$e_{\text{st\"andig}} = e_a$$

Bauzustand 1

$$e_{\text{ver\"anderlich}} = e_0$$

Bauzustand 2

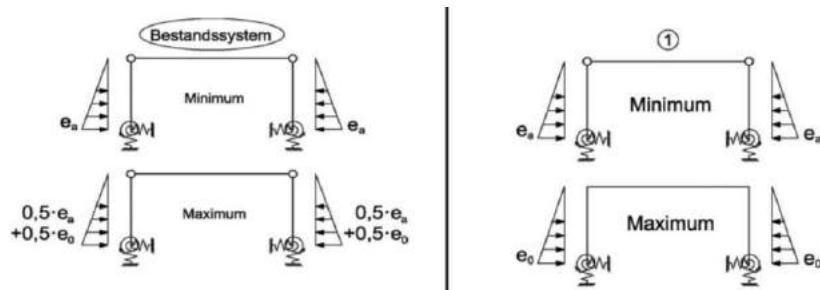


Abbildung 6: Erddruckansatz Bestandsystem (li) und Integralsystem (re)

Zusätzlich wird der Erddruck welcher aus Verkehrslasten entsteht berücksichtigt.

4.4.4 TEMPERATURLASTEN

Unter der Annahme, dass es auf ULS-Niveau zur Rissbildung im Tragwerk kommt wird gemäß DIN-FB eine Abminderung der Temperaturlasten auf 60 % vorgenommen. Laut ÖNorm B 4200 wird auf die Fahrbahnplatte eine konstante Temperaturlast aufgebracht während gemäß Eurocode einem konstanten sowie einem veränderlichen Anteil der Temperatureinwirkung Rechnung zu tragen ist. Auf die Widerlagerwände wird lediglich der konstante Temperaturanteil nach Eurocode angesetzt.

4.4.5 SONSTIGE LASTEN

Auf den Ansatz von Schnee- und Windlasten, Baugrubbewegungen, Einwirkungen während der Bauausführung sowie außergewöhnliche Einwirkungen wird im Zuge der Berechnungen verzichtet.

Weiters wurde das Kriechen und Schwinden des Aufbetons vernachlässigt, da diese nur einen Eigenspannungszustand darstellen. Die angegebenen Ergebnisse berücksichtigen nicht die Berechnung der Mindestbewehrung (z.B. aus Kriechen und Schwinden), diese ist separat zu bestimmen.

5 VERGLEICH DER CHARAKTERISTISCHEN VERKEHRSLASTEN AM BESTANDSSYSTEM

Im ersten Schritt kann eine Abschätzung des Bestandstragwerkes mit Hilfe der charakteristischen Lasten erfolgen. Dabei wird für das gegebene Beispiel die Verkehrslastnorm ÖNorm B4002-1970 BK I, die entsprechende Breite von $B = 14,50 \text{ m}$, sowie die gewünschten Lastmodelle nach Eurocode in der Datenbank ausgewählt. Die Eingabe der vorhandenen Stützweite von $L = 14,0 \text{ m}$ erleichtert das Ablesen der Ergebnisse durch die Darstellung eines roten Punktes mit den entsprechenden Ergebniswert.

5.1 ALLGEMEINES

Für die Auswertung der Ergebnisse werden Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen den charakteristischen ÖNorm- und Eurocode-Lasten gebildet. Dabei ergibt sich ein α -Wert wie folgt, wobei E die resultierende Schnittgröße an jeweiliger Stelle darstellt (Glg. 1).

$$\alpha_E = \frac{E_{\text{ÖNorm}}}{E_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 1}$$

Für die Auswertung des Momentes in Feldmitte wird, unter Verwendung der jeweils maximalen Momente, der α_M -Wert ermittelt. Für die Betrachtung der Querkraft an den Auflagern wird für ÖNorm und Eurocode jeweils der betragmäßig größte Wert herangezogen und gegenübergestellt. Der ausgegebene α -Wert gibt an, um wie viel die Eurocode-Last erhöht werden kann bzw. reduziert werden muss, damit bei vorliegender Brückengeometrie die charakteristischen Schnittgrößen gleich jener der ÖNorm-Lasten sind. Die Auswertung der charakteristischen Verkehrslast erfolgt nur am Überbau.

5.2 AUSGABE

Die Datenbank des charakteristischen Verkehrs lässt die in Abbildung 7 dargestellten Lastmodelle zu.

Breite B	15,5 - 16,5 [m]		Überbau
Länge L	19 [m]		
Verkehrslast nach Önorm B4002 BK1			
<input checked="" type="checkbox"/> ÖNORM B4002 - 1958 <input type="checkbox"/> ÖNORM B4002 - 1964 <input type="checkbox"/> ÖNORM B4002 - 1970		<input type="button" value="Diagramm drucken"/>	
Verkehrslast nach Eurocode EC1991-2 & ON B 1991-2-2011			
<input checked="" type="checkbox"/> EC 1991-2 LM1 <input type="checkbox"/> EC 1991-2 LM3 - 600/150 i.A. <input type="checkbox"/> EC 1991-2 LM3 - 900/150 i.A. <input type="checkbox"/> EC 1991-2 LM3 - 1200/150 i.A. <input type="checkbox"/> EC 1991-2 LM3 - 1500/150 i.A.		<input type="checkbox"/> EC 1991-2 LM3 - 1800/150 i.A. <input type="checkbox"/> EC 1991-2 LM3 - 2400/200 i.A. <input type="checkbox"/> EC 1991-2 LM3 - 3000/200 i.A. <input type="checkbox"/> EC 1991-2 LM3 - 3600/200 i.A.	

Abbildung 7: Auswahl- und Eingabemaske für die charakteristischen Verkehrslasten

5.3 ÖNORM B4002-1970 BK I / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011 LM1

In Abbildung 8 sind die Ergebnisse für die Verhältniswerte der charakteristischen Auswertung der ÖNorm B4002-1970 BK I zu EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011 LM1 dargestellt. Bei der Betrachtung des α_M -Wertes erkennt man, dass bei einer Brückenbreite von $B = 7,5$ m der α_M -Wert mit steigender Brückenzänge hin leicht abnimmt, wohingegen bei größeren Fahrbahnbreiten der α_M -Wert mit steigender Brückenzänge zunimmt. Dieses Verhalten lässt sich durch die Fahrspuranzahl am Tragwerk erklären. Bei einer Fahrbahnbreite von 5 m ($B_{FB} = 7,50$ m - 2 · 1,25 m) ergeben sich für die ÖNorm B4002-1970 BK I zwei Fahrspuren auf den Tragwerk, für den EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011 LM1 hingegen nur eine. Hier ist weiters anzumerken, dass die α -Werte der zusammengefassten Brückenzägen aus einer Minimumfunktion der entsprechenden Breiten erstellt wurden und somit auf der konservativen Seite liegen.

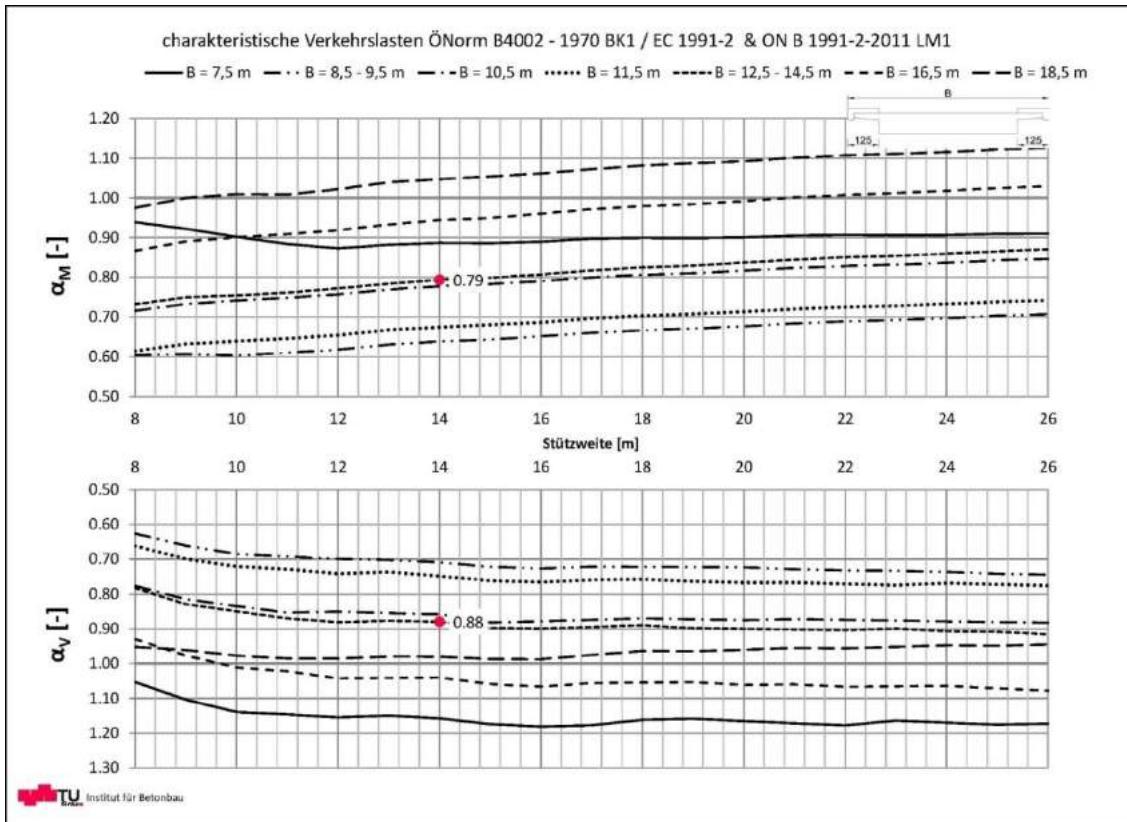


Abbildung 8: Vergleich ÖNorm B4002-1970 BK I / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011 LM1

Für das gewählte Beispiel ist erkennbar, dass das Momentenverhältnis einen α_M -Wert von 0,79 ergibt. Dies bedeutet, dass das LM 1 um 21 % reduziert werden muss, um einer charakteristischen Belastung nach ÖNorm B4002-1970 BK I zu entsprechen. Die Betrachtung der Querkraft zeigt, dass das Eurocode Lastmodell nur um 12% reduziert werden muss ($\alpha_V = 0,88$).

5.4 ÖNORM B4002-1970 BK I / EC 1991-2 LM3 3000/200 i.A.

In Abbildung 9 sind die Ergebnisse für die Verhältniswerte der charakteristischen Auswertung der ÖNorm B4002-1970 BK I zu EC 1991-2 LM3 3000/200 im Alleingang in Brückenmitte in Schrittgeschwindigkeit dargestellt. Bei der Betrachtung des α_M -Wertes erkennt man, dass bei allen Brückenbreiten der α_M -Wert mit steigender Brücke länge hin abnimmt. Größere Fahrbahnbreiten resultieren in einem höheren α_M -Wert. Weiters ist ein asymptotischer Verlauf mit steigender Länge erkennbar, der durch die begrenzte Länge des Sonderfahrzeugs mit 22 m erklärbar wird.

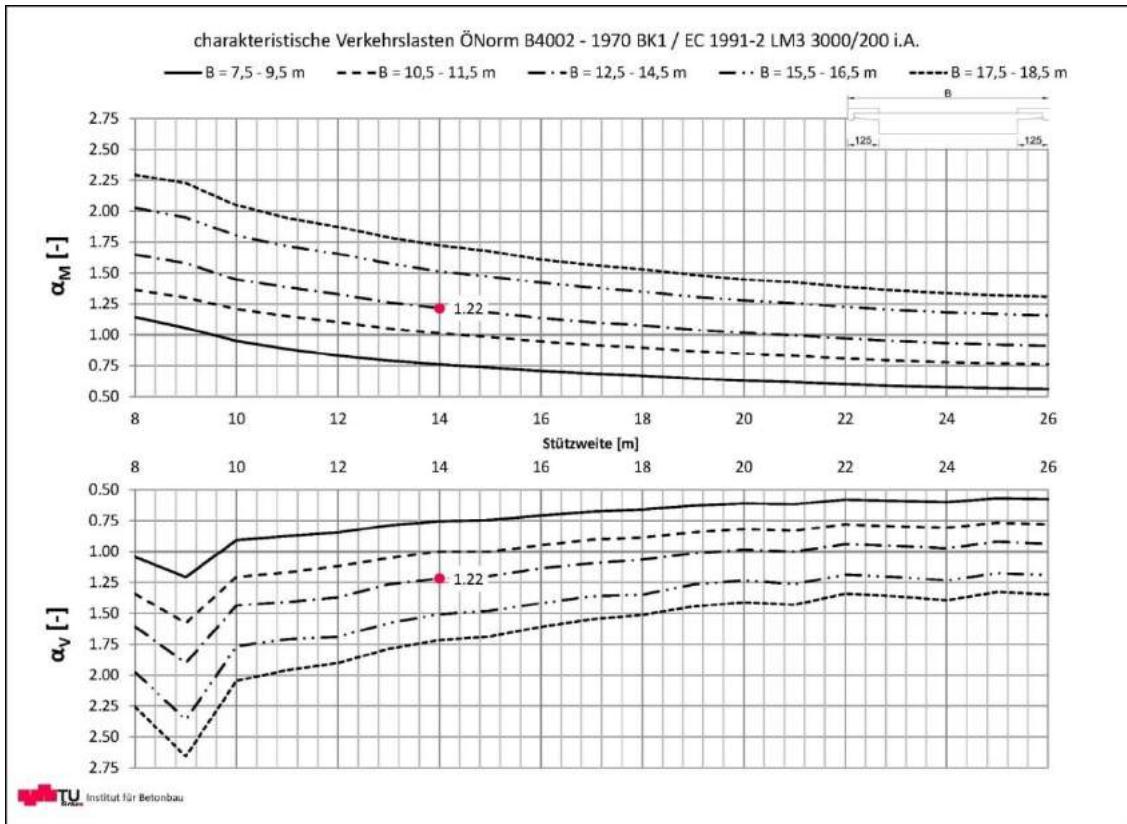


Abbildung 9: Vergleich ÖNorm B4002-1970 BK I / EC 1991-2 LM3 3000/200 i.A.

Für das gewählte Beispiel ergibt das Momentenverhältnis einen α_M -Wert von 1,22. Dies bedeutet, dass das LM 3 um 22 % erhöht werden kann, um einer charakteristischen Belastung nach ÖNorm B4002-1970 BK I zu entsprechen. Die Betrachtung der Querkraft ergibt ebenfalls einen $\alpha_V = 1,22$.

6 VERGLEICH DER BEMESSUNGSKRÄFTE AM BESTANDSSYSTEM

Im nächsten Schritt werden die Bemessungsergebnisse, die durch eine vereinfachte Abschätzung gewonnen wurden, am Bestandssystem miteinander verglichen. Mit Hilfe dieser Werte lässt sich abschätzen wie viel Reserven bzw. Defizite das System auf ULS Niveau besitzt. Die Anwendung der Datenbank setzt voraus, dass die Druckzone ausreichend groß ist und nicht versagt. Anzumerken ist hier, dass die angegebenen Ergebnisse die Berechnung der Mindestbewehrung (z.B. aus Kriechen und Schwinden) nicht berücksichtigt, diese ist separat zu bestimmen.

6.1 ALLGEMEINES

Zur Auswertung der ermittelten Ergebnisse werden Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen dem ÖNorm- und dem Eurocode-System gebildet. Dabei ergibt sich ein β -Wert wie folgt, wobei E die aufzunehmende Schnittgröße darstellt (Glg. 2).

$$\beta_E = \frac{E_{\text{ÖNorm}}}{E_{\text{Eurocode}}} \quad \text{Glg. 2}$$

Dieses Verhältnis gibt an, ob ein Defizit oder eine Reserve am betrachteten Schnitt für eine gegebene Brückengeometrie vorliegt. Bei Biegung mit Normalkraft lässt sich mit Hilfe des Kehrwert von β_{M+N} der Anteil der Bewehrung abschätzen, welcher in diesen Punkten vorhanden sein muss, um den Beanspruchungen nach Eurocode gerecht zu werden. Da das Querkraft-Bemessungsmodell nach EC2 nicht geeignet für eine Nachrechnung ist, werden die maximalen Querkräfte direkt miteinander verglichen. Der Einfluss der Normalkraft auf die Tragfähigkeit wurde somit nicht berücksichtigt.

6.1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG

Für Bauteile, welche unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung stehen, ist es nicht ausreichend den Vergleich ausschließlich auf den Werten der Momente basieren zu lassen. Dies ist bei Brücken mit konventioneller Bauweise vor allem für die Widerlagerwände relevant. Zur Ermittlung des Verhältniswertes β_{M+N} wird die aufzunehmende Stahlkraft herangezogen. In den Schnitten wird die maßgebende Stahlkraft N_s aufgrund von M_{Min} , M_{Max} , N_{Min} und N_{Max} und den dazugehörigen Schnittgrößen N_{Zug} bzw. M_{Zug} berechnet.

6.1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT

Da für die Auswertung der Querkraft das Vorzeichen der Schnittgröße irrelevant ist, werden für ÖNorm und Eurocode aus den maßgebenden Schnitten jeweils der betragsmäßig größte Wert herangezogen und gegenübergestellt. Eine Bemessung wurde nicht durchgeführt, da das Bemessungsmodell von EC2 nicht geeignet für eine Nachrechnung ist, da sich die beiden Bemessungsmodelle (ÖNorm und EC) deutlich in ihrem Ansatz unterscheiden.

6.1.3 BEZUGSSCHNITTE

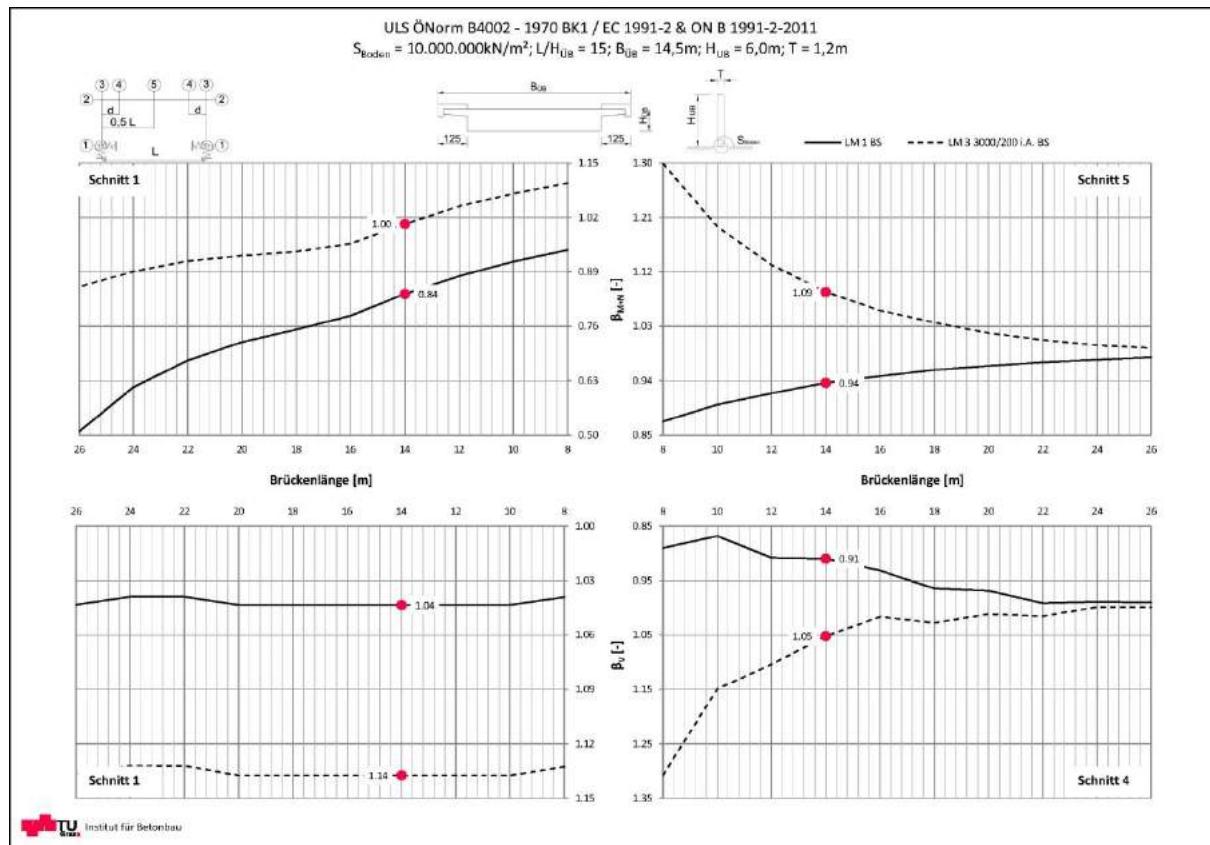
In Tabelle 1 sind die Bezugsschnitte für die einzelnen Auswertungspunkte dargestellt. Dabei bedeuten „+“ untere (positiv) bzw. außenliegende (erdseitige) Bewehrungslage der Platte bzw. Widerlagerwand. Die Zahlen stehen jeweils für die einzelnen Schnitte nach Spalte 1.

Tabelle 1: Bezugsschnitte des Bestandssystems

Schnittlage		ÖNorm (BS)	Eurocode (IS)
	β_{M+N} Schnitt 1 (erdseitig)	+1	+1
	β_{M+N} Schnitt 5 (positiv)	+5	+5
	β_v Schnitt 1	1	1
	β_v Schnitt 4	4	4

6.2 ERGEBNIS

In Abbildung 10 sind die Ergebnisse der Vergleichsrechnung für das Lastmodell 1 (LM 1) und Lastmodell 3 (LM 3) dargestellt. Das Diagramm ist in 4 Quadranten³ unterteilt. Wobei die Quadranten I und II die Verhältniswerte für die Momenten-Normalkraftbeanspruchung und die Quadranten III und IV die der Querkraftbeanspruchung darstellen. Das Diagramm wird für den Unterbau (Quadrant II und III) und den Überbau (Quadrant I und IV) geteilt. Im Quadranten I werden die Stahlkräfte in Feldmitte des Überbaus (Schnitt 5), im Quadranten II die Beanspruchungen am Widerlagerfuß (Schnitt 1) des Bestandssystems in Relation zu einander gesetzt. Quadrant III stellt die einwirkenden Querkräfte am Widerlagerfuß (Schnitt 1), Quadrant IV die des Überbaus im Abstand d vom Auflager wirkende Querkraft (Schnitt 4) gegenüber. Die Parameter für das gegebene Beispiel werden im Diagrammkopf dargestellt.



³ Die vier Quadranten werden in einem kartesischen Koordinatensystem mit I, II, III und IV gegen den Uhrzeigersinn bezeichnet.

Abbildung 10: Vergleich der Bemessungs Kräfte am Bestandssystem

6.2.1 ÜBERBAU

Die Auswertung des LM 1 im Schnitt 5 zeigt, dass mit zunehmender Brückenlänge der β_{M+N} -Wert steigt. Der angestrebte β_{M+N} -Wert von 1.00 lässt sich bei vorhandener Brückengeometrie erst bei größeren Längen erreichen (ab ca. 21,0 m). Der in Abbildung 10 dargestellte ansteigende Verlauf des β_{M+N} -Wertes ist durch das Ansteigen der Gleichstreckenlast bei zunehmender Brückenlänge zu erklären (s.a. Kapitel 5.3). Für das LM 3 zeigt sich, dass bei der Auswertung ein gegenläufiges Verhalten zu erkennen ist. Mit zunehmender Brückenlänge nehmen hier die β_{M+N} -Werte ab. Dieser Umstand ist auf das Sonderfahrzeug (LM3 3000/200; L=21,0 m) zurückzuführen, dessen Einfluss mit steigender Länge (bis 22,0 m) im Vergleich zur Belastung lt. ÖNorm B4002-1970 BK I zunimmt. Ab einer Länge von 21,0 m erreicht die Einwirkung durch das LM 3 mit 3000 kN seinen Maximalwert, wohingegen die Belastung lt. ÖNorm weiterhin zunimmt. Dies erklärt auch den asymptotischen Verlauf der Kurve ab dieser Brückenlänge. Die Zunahme der Ausbaulasten⁴ wirkt sich ebenfalls negativ auf den Verlauf des β_{M+N} -Wertes aus. Für alle untersuchten Varianten liegen die Beanspruchungen der Bestandsbrücken über den Einwirkungen des LM 3 lt. Eurocode. Der β_{M+N} -Wert bleibt daher immer über 1.00.

Die Querkraftbeanspruchung (Schnitt 4) des Bestandssystems zufolge des LM 1 zeigt einen mit zunehmender Länge steigenden Verhältniswert β_V auf. Dies ist wiederum auf die mit zunehmender Länge größer werdende Verkehrslast lt. ÖNorm in Relation zum Eurocode zurückzuführen. Der β_V -Wert liegt für alle dargestellten Brückenlängen unter 1.00 bzw. ab 22,0 nur knapp darüber. Die Knicke im Verlauf kann mit der unterschiedlichen Lage der Fahrzeugachsen erklärt werden. Für die Auswertung der Querkraft in Folge der Belastung durch das LM 3 kann ein analoger Verlauf zur Momenten-Normalkraftauswertung (Schnitt 5) festgestellt werden. Die Knicke im Kurvenverlauf werden mit der unterschiedlichen Lage der Achsen bei veränderter Brückenlänge des Sonderfahrzeugs begründet. Der β_V liegt für alle Varianten deutlich über 1.00.

Für das gewählte Beispiel ergibt sich für die Bewertung des Überbaus ein β_{M+N} -Wert von 0.94 für das LM 1 und 1.09 für das LM 3 (Schnitt 5). In der Zugzone müsste daher für das LM 1 eine Feldbewehrungsmenge von $a_{s,erf} = a_{s,vorh}/\beta_{M+N} = 40/0,94 = 42,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ vorhanden sein, dies bedeutet eine Zugzonenerstärkung von 4 %. Für das LM 3 ergibt sich analog zu dieser Vorgehensweise eine Bewehrungsmenge von $a_{s,erf} = 40/1,09 = 36,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ und somit eine Reserve von 9 %. Die Auswertung der Querkraft zeigt ein Defizit von 9 % bei LM 1, hingegen eine Reserve von 5 % bei LM 3 (Schnitt 4).

6.2.2 UNTERBAU

Der Verhältniswert β_{M+N} im Schnitt 1 nimmt für beide Lastmodelle mit zunehmender Länge ab. Dies lässt sich durch den höheren verkehrsabhängigen Erddruck nach EC-Belastung erklären. Dabei sei zu erwähnen, dass die rechnerische Fahrzeuglänge in der ÖNorm B4002-1970 mit 6,0 m und im Eurocode mit 5,0 m angegeben ist, dadurch entstehen unterschiedliche Erddrucklasten mit unterschiedlichen Hebelarmen. Das daraus resultierende Moment am Widerlagerfuß ist durch die Eurocodebelastung wesentlich höher als durch die ÖNorm-Belastung. Der β_{M+N} -Wert für das LM 3 bleibt für bis zur Brückenlänge von 14,0 m über 1.00, für das LM 1 ist dieser immer unter 1.00. Es kann weiters eine Erhöhung der Beanspruchung mit zunehmender Brückenlänge festgestellt werden.

⁴ Annahme für das Beispiel: 2.50 [kN/m²] lt. ÖNorm und 2.90 [kN/m²] lt. Eurocode

Abbildung 10 liefert den β_V -Wert für den Schnitt 1 einen nahezu konstanten Verlauf für die dargestellten Brückenlängen, da die Widerlagergeometrie und damit die Belastung aus Erddruck für alle Längen unverändert bleibt. Der Verhältniswert liegt für LM 1 und LM 3 am Bestandssystem über 1.00.

Für das gewählte Beispiel ergibt sich für die Bewertung des Unterbaus ein β_{M+N} -Wert von 0.84 für das LM 1 und 1.00 für das LM 3 (Schnitt 1). In der äußeren Bewehrungslage müsste daher für das LM 1 eine Bewehrungsmenge von $a_{s,erf} = a_{s,vorh}/\beta_{M+N} = 15/0,84 = 17,9\text{cm}^2/\text{m}$ vorhanden sein um den Beanspruchung gerecht zu werden. Dies bedeutet eine Verstärkung von 19 %. Für das LM 3 ergibt sich analog zu dieser Vorgehensweise eine Bewehrungsmenge von $a_{s,erf} = 15/1,00 = 15,0\text{cm}^2/\text{m}$. Die Auswertung der Querkraft zeigt für beide Lastmodelle eine Reserve (Schnitt 1). Die Auswertung der Querkraft zeigt im Widerlagerfuß eine Reserve von 4 % bei LM 1 und 14 % für das LM 3.

7 VERGLEICH DER BEMESSUNGSKRÄFTE AM INTEGRALSYSTEM MIT 10 CM AUFBETON

Im Folgenden werden die Bemessungskräfte des ÖNorm Bestandssystems mit jenen des integralisierten Systems mit Eurocode-Belastung verglichen. Durch diesen Vergleich lässt sich abschätzen an welchen Punkten des Tragwerkes sich Defizit bzw. Reserve ergeben. Hiermit kann mit Hilfe der β_{M+N} und β_V -Werte das Sanierungsausmaß an den jeweiligen Stellen abgeschätzt werden. Die Anwendung der Datenbank setzt voraus, dass die Druckzone ausreichende Tragfähigkeit besitzt und nicht versagt. Anzumerken ist hier, dass die angegebenen Ergebnisse die Berechnung der Mindestbewehrung (z.B. aus Kriechen und Schwinden) nicht berücksichtigt, diese ist separat zu bestimmen.

7.1 ALLGEMEINES

Zur Auswertung der ermittelten Ergebnisse werden analog zu Kapitel 6.1 Verhältniswerte an den maßgebenden Stellen des Tragwerks zwischen dem ÖNorm- und dem Eurocode-System gebildet. Auch hier werden β_{M+N} und β_V -Werte errechnet.

7.1.1 AUSWERTUNG DER MOMENTEN NORMALKRAFTBEANSPRUCHUNG

Bei der Auswertung mit Aufbeton werden die Bemessungsschnittkräfte für den Bauzustand 1 und Bauzustand 2 des integralen Systems zufolge der Eurocodebelastung berechnet. Bauzustand 1 spiegelt dabei die gelenkig gelagerte Fahrbahnplatte wider, bei der die Einwirkungen aus Eigengewicht zur berücksichtigen sind. Hierbei handelt es sich um das Eigengewicht des Tragwerks und des Aufbetons⁵ auf der Fahrbahnplatte. Die Ausbaulasten (Asphalt, Randbalken, Geländer, etc.) werden auf das Rahmensystem mit biegesteifen Ecken, welches durch den Umbau entsteht, aufgebracht (Bauzustand 2 = Endzustand). Durch dieses Vorgehen lassen sich die Stahlkräfte für den jeweiligen Bauzustand bestimmen. Eine Differenzierung der Bauzustände ist nötig, da sich der innere Hebelarm durch die Mitwirkung des Aufbetons und auch das statische System durch die Integralisierung ändert. Im Anschluss werden die Stahlkräfte aufsummiert und mit jenen der ÖNorm Belastung am Bestandssystem verglichen (s. Glg. 3).

$$\beta_{M+N} = \frac{N_{S,\text{ÖNORM}}}{N_{S,\text{Eurocode,BA1}} + N_{S,\text{Eurocode,BA2}}} \quad \text{Glg. 3}$$

7.1.2 AUSWERTUNG DER QUERKRAFT

Da für die Auswertung der Querkraft das Vorzeichen der Schnittgröße irrelevant ist, werden für ÖNorm und Eurocode aus den maßgebenden Schnitten jeweils der betragsmäßig größte Wert herangezogen und gegenübergestellt. Es wurden sämtliche Lasten unter Beachtung der Bauzustände berücksichtigt. Eine Bemessung wurde nicht durchgeführt, da das Bemessungsmodell von EC2 nicht geeignet für eine Nachrechnung ist, da sich die beiden Bemessungsmodelle (ÖNorm und EC) deutlich in ihrem Ansatz unterscheiden.

⁵ Hier muss das Frischbetoneigengewicht von $\gamma = 26,0 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt werden.

7.1.3 BEZUGSSCHNITTE

In Tabelle 2 sind die Bezugsschnitte für die einzelnen Auswertungspunkte dargestellt. Dabei bedeuten „+“ untere (Platte) bzw. erdseitige (Widerlager) Bewehrungslage und „-“ obere (Platte) bzw. luftseitige (Widerlager) Bewehrungslage. Die Zahlen stehen jeweils für die einzelnen Schnitte nach Spalte 1. Die Schnitte wurden bei der Auswertung nach Symmetriebedingungen zusammengefasst.

Tabelle 2: Bezugsschnitte für das Integralsystem

Schnittlage		ÖNorm (BS)	Eurocode (IS)
	β_{M+N} Schnitt 5 (Positiv)	+5	+5
	β_{M+N} Schnitt 5 (Negativ)	+5	-5
	β_{M+N} Schnitt 3 (Positiv)	+5	+3
	β_{M+N} Schnitt 3 (Negativ)	+5	-3
	β_{M+N} Schnitt 1 (Erdseitig)	+1	+1
	β_{M+N} Schnitt 1 (Luftseitig)	+1	-1
	β_{M+N} Schnitt 2 (Erdseitig)	+1	+2
	β_{M+N} Schnitt 2 (Luftseitig)	+1	-2
	β_v Schnitt 1	1	1
	β_v Schnitt 2	1	2
β_v Schnitt 3	3	3	
	4	4	

Durch den Bezug der Stahlkräfte des Integralsystems auf die Feldmitte bzw. den Widerlagerfuß des Bestandssystems lässt sich die erforderliche Bewehrung in Abhängigkeit der vorhandenen unteren Bewehrung abschätzen. Mit dem Kehrwert von β_{M+N} ($=1/\beta_{M+N}$) kann somit der Anteil der Bewehrung ermittelt werden, welcher in den Bemessungspunkten vorhanden sein muss, um den Beanspruchungen gerecht zu werden.

7.2 MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – ÜBERBAU

In Abbildung 11 sind die Ergebnisse der Vergleichsrechnung für die Momenten-Normalkraftbeanspruchung für das LM 1 und LM 3 für den Brückenüberbau dargestellt. Das Diagramm ist wiederrum in 4 Quadranten unterteilt. Weiters wird für die Feldmitte (Quadrant I und IV) und die Rahmenecke (Quadrant II und III) geteilt.

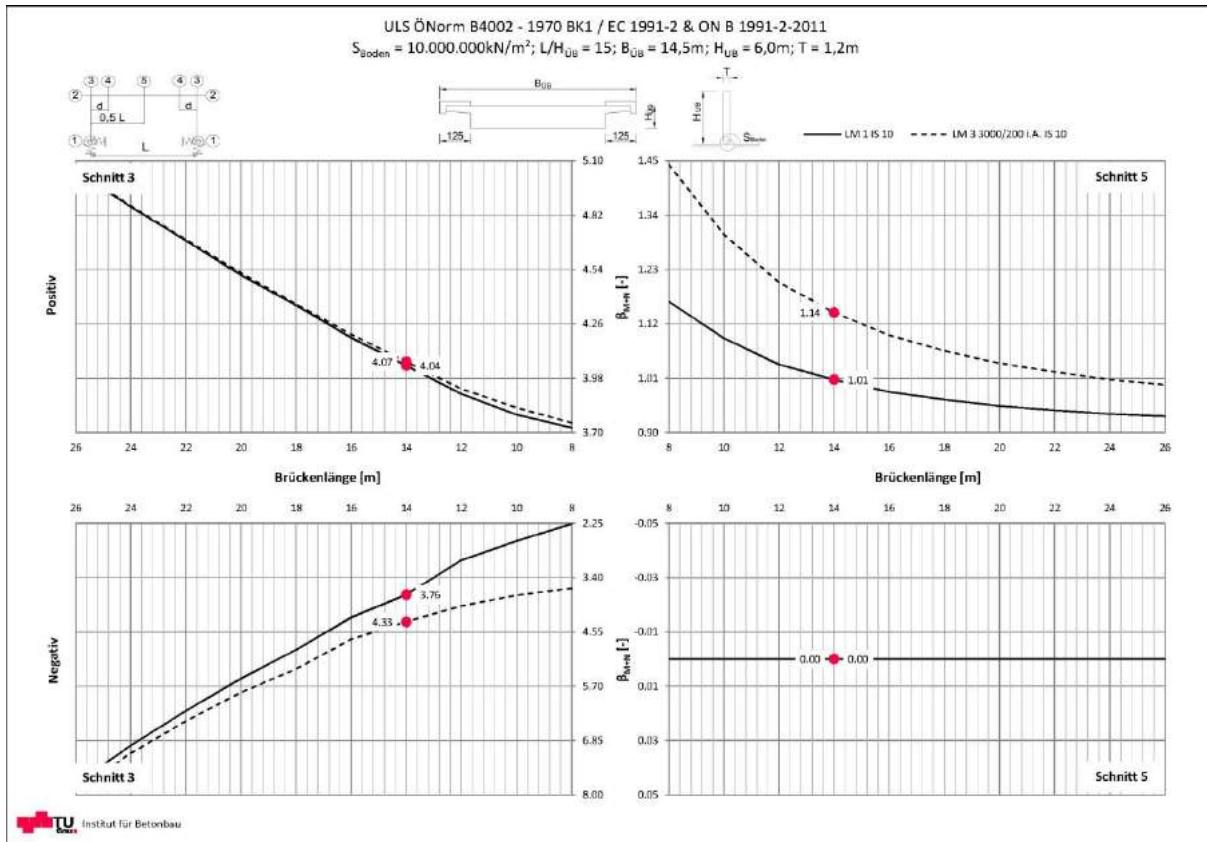


Abbildung 11: Vergleich der Bemessungskräfte am Überbau

7.2.1 FELDMITTE

Die Auswertung des LM 1 im Schnitt 5 zeigt, dass mit zunehmender Brücke Länge der β_{M+N} -Wert für die untere Stahllage (positiv) abnimmt (Quadrant I). Mit zunehmender Brücke Länge nimmt die Querschnittshöhe durch das konstante L/H-Verhältnis zu, dadurch vergrößert sich der Einfluss der Temperaturbelastung und die Höhe der Zwangsschnittgrößen im Überbau am integralen Tragwerk im Vergleich zu Abbildung 10 deutlich. Dadurch kann das Abfallen der Kurve mit größer werdender Länge erklärt werden. Der angestrebte β_{M+N} -Wert von 1.00 lässt sich bei vorhandener Brückengeometrie bis zu einer Brücke Länge von ca. 15,00m realisieren. Eine Verstärkung der Zugzone ist mit diesen Stützweiten nicht nötig. Bei größer werdenden Längen muss mit einer Zugzonerverstärkung (z.B. mit aufgeklebten CFK-Lamellen) gerechnet werden.

Quadrant IV zeigt die Auswertung der Stahlkräfte für die obere Bewehrungslage in Feldmitte. Hier sei nochmals anzumerken, dass die ÖN-Stahlkräfte der unteren Lage des Bestandssystems auf die EC-Stahlkräfte der oberen Lage des Integralsystems bezogen wurden (s.a. Tabelle 2). Durch diesen Vergleich lässt sich die erforderliche Stahlfläche in Abhängigkeit der vorhandenen unteren Feldbewehrung ermitteln ($1/\beta_{M+N}$). Am Verlauf des β_{M+N} -Wertes lässt sich erkennen, dass mit steigender Brücke Länge die Werte zunehmen und die erforderliche Bewehrung im Aufbeton abnimmt.

Für das gewählte Beispiel ergibt sich in Feldmitte ein $\beta_{M+N} = 1,01$ für das LM 1 und $\beta_{M+N} = 1,14$ für das LM 3. Die Zugzone müsste daher für das LM 1 eine Feldbewehrungsmenge von $a_{s,erf} = a_{s,vorh}/\beta_{M+N} = 40/1,01 = 39,7\text{cm}^2/\text{m}$ vorhanden sein, dies bedeutet eine Reserve von 2 %. Für das LM 3 ergibt sich analog zu dieser Vorgehensweise eine Bewehrungsmenge von $a_{s,erf} = 40/1,14 = 35,0\text{cm}^2/\text{m}$ und somit eine Reserve von 14 %.

Die erforderliche Bewehrung im Aufbeton zeigt sich, dass der Querschnitt um ULS in allen Fällen überdrückt ist („0-Verlauf“). Ergeben sich hier β_{M+N} -Werte erfolgt die Berechnung der Bewehrung analog zu oben. Anzumerken ist hier, dass die angegebene erforderliche Bewehrung die Mindestbewehrung aus z.B. Kriechen, Schwinden oder Rissbreiten nicht berücksichtigt, diese ist separat zu bestimmen.

7.2.2 RAHMENECKE

Für die Betrachtung der Rahmenecke ist es notwendig obere und untere Lage der Platte zu betrachten. Quadrant II zeigt die Auswertung für positive bzw. die untere Lage, Quadrant III die der negativen bzw. der oberen Lage am Plattenende bzw. Rahmeneck. In beiden Fällen wurde auch hier die ÖN-Stahlkraft der Feldmitte der unteren Lage des Bestandssystems auf die EC-Stahlkraft der Rahmenecke des Integralsystems bezogen (s.a. Tabelle 2). Für beide Quadranten lässt sich erkennen, dass der vorhandene β_{M+N} -Wert mit steigender Brückenlänge zunimmt und somit die erforderliche Bewehrung in oberer und unterer Lage im Rahmeneck abnimmt. Im Rahmeneck des integralen Tragwerkes muss bei diesen Parametern nur ein Bruchteil jener Bewehrung eingelegt werden, welche am bestehenden System in Feldmitte vorhanden ist. Dies ist mit dem positiven Verhalten der Rahmentragwirkung zu begründen. Hier sei anzumerken, dass die β_{M+N} -Werte nicht die Ergebnisse einer Ermüdberechnung beinhalten.

Für das gewählte Beispiel ergibt sich für die negative Rahmeneckbewehrung (obere Lage) eine erforderliche Bewehrungsmenge von $a_{s,erf} = a_{s,vorh,FM}/\beta_{M+N} = 40/3,76 = 10,6\text{cm}^2/\text{m}$ für das LM 1 bzw. $a_{s,erf} = 40/4,33 = 9,2\text{cm}^2/\text{m}$ für das LM 3. Dies entspricht etwa 27 % bzw. 23 % der Feldbewehrung.

Für die untere Lage der Rahmenecke ergibt sich ein $\beta_{M+N} = 4,04$ für das LM 1 und $\beta_{M+N} = 4,07$ für das LM 3. Beispieldhaft ergibt sich für das LM 1 eine nötige Bewehrung von $9,9\text{cm}^2/\text{m}$. Im vorliegenden Beispiel ist die vorhandene untere Bewehrung mit 25 % der Feldbewehrung gegeben, es ergibt sich daher in diesem Punkt eine Bewehrung von $a_{s,vorh} = 40 \cdot 0,25 = 10,0\text{cm}^2/\text{m}$. Somit ist für dieses Beispiel eine Reserve von 1 % ($10\text{cm}^2/\text{m}/9,9\text{cm}^2/\text{m}$) in unterer Bewehrungslage im Rahmeneck vorhanden. Auf den Nachweis der Verankerungslänge der unteren Bewehrung wird hier nicht eingegangen.

7.3 MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – UNTERBAU

In Abbildung 12 sind die Ergebnisse der Vergleichsrechnung für die Momenten-Normalkraftbeanspruchung für das LM 1 und LM 3 für den Brückenunterbau dargestellt. Der Aufbau des Diagrammes ist analog zu Kapitel 6.2.1. Das Diagramm wird auch hier für den Widerlagerfuß (Quadrant I und IV) und den Widerlagerkopf (Quadrant II und III) geteilt.

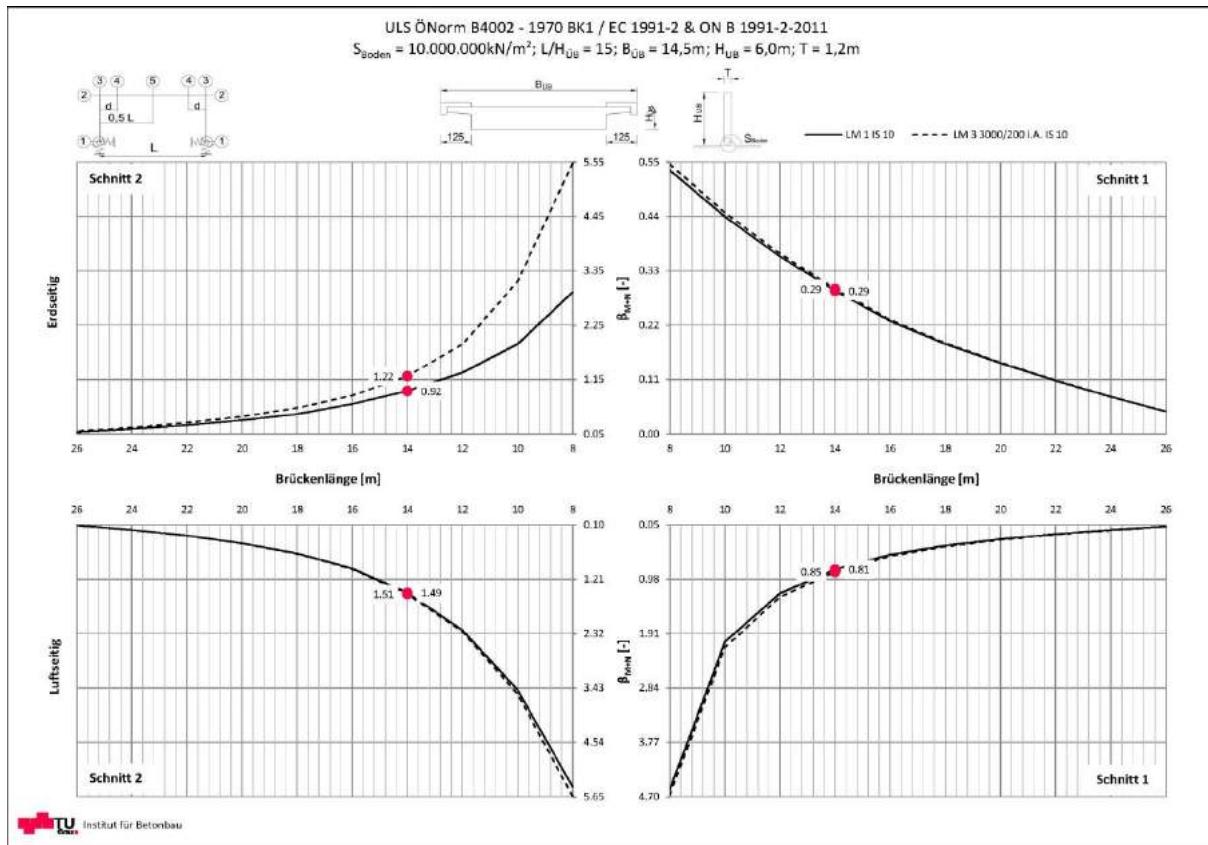


Abbildung 12: Vergleich der Bemessungskräfte am Unterbau

Quadrant I zeigt die Auswertung für den Widerlagerfuß (Schnitt 1) für die erdseitige, hingegen Quadrant IV die der luftseitigen Bewehrungslage. Quadrant II und III stellt die Auswertung des Widerlagerkopfes für die erd- und luftseitige Bewehrung dar. Bei allen vier Quadranten lässt sich eine Abnahme des β_{M+N} -Wertes mit steigender Brückenlänge feststellen.

Für das gewählte Beispiel ergibt sich für die erdseitige Bewehrung am Widerlagerfuß (Quadrant I) ein $\beta_{M+N} = 0,29$ für das LM 1 und das LM 3. Die Beanspruchung auf Grund der Integralisierung nimmt in diesen Punkt somit gegenüber der ÖNorm zu. Um dieser Beanspruchung gerecht zu werden müsste die vorhandene Widerlagerfußbewehrung in diesem Bereich $a_{s,vorh} = 15/0,29 = 51,8 \text{cm}^2/\text{m}$ umfassen. Es liegt somit ein Defizit von 290 % vor. Für die luftseitige Bewehrung ergibt sich ein $\beta_{M+N} = 0,81$ für das LM 1. Mit dem analogen Vorgehen lässt sich die Bewehrungsmenge in diesem Bereich in Abhängigkeit der erdseitigen Bewehrung bestimmten, dadurch ergibt sich $a_{s,erf} = a_{s,vorh}/\beta_{M+N} = 15/0,81 = 18,5 \text{cm}^2/\text{m}$. Da im vorliegenden Beispiel die luftseitige Bewehrung 50 % der erdseitigen beträgt ($7,5 \text{cm}^2/\text{m}$), liegt auch in diesem Bereich ein Defizit vor.

Für den Widerlagerkopf (Schnitt 2) ergibt sich beispielhaft für das LM 1 eine erdseitige Bewehrungsmenge von $a_{s,erf} = a_{s,vorh}/\beta_{M+N} = 15/0,92 = 16,3 \text{cm}^2/\text{m}$ bezogen auf die erdseitigen Widerlagerfußbewehrung. Laut Angabe ist in diesem Bereich eine Bewehrung von $a_{s,vorh} = 15 \cdot 0,80 = 12,0 \text{cm}^2/\text{m}$ vorhanden. Für die Innenseite ergibt sich eine erforderliche Bewehrung von $10,1 \text{cm}^2/\text{m}$. Vorhanden ist in diesem Bereich jedoch nur $7,5 \text{cm}^2/\text{m}$. Für die Sanierungsplanung wäre eine Modellierung des Rahmenfußes als plastisches Gelenk mit begrenzter Biegetragfähigkeit zu empfehlen.

7.4 QUERKRAFT-BEANSPRUCHUNG

In Abbildung 13 sind die Ergebnisse der Vergleichsrechnung für die Querkraftbeanspruchung für das LM 1 und LM 3 für das Brückentragwerk dargestellt. Der Aufbau des Diagrammes ist analog zu Kapitel 6.2.1. Das Diagramm wird hier in den Überbau (Quadrant I und IV) und den Unterbau (Quadrant II und III) geteilt.

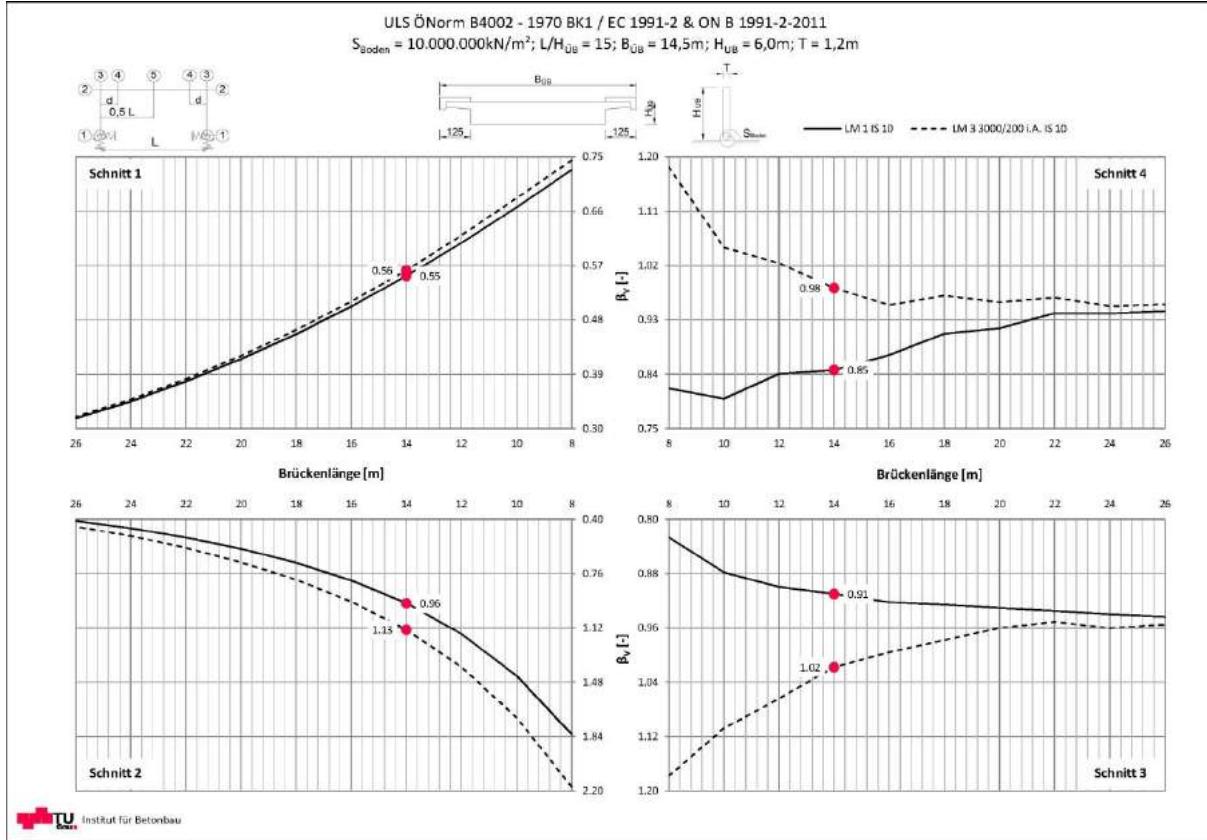


Abbildung 13: Vergleich der Bemessungskräfte am Über- und Unterbau - Querkraft

Im Schnitt 4 (Quadrant I) und Schnitt 3 (Quadrant IV) der Abbildung 13 zeigt sich, dass die Querkraftbeanspruchung für das LM 1 mit steigender Brückenlänge hin leicht abnimmt, hingegen für das LM 3 leicht zunimmt. Diese Tendenz wurde auch in Abbildung 10 festgestellt. Für den Unterbau (Quadrant II und III) sinkt der β_y -Wert mit steigender Brückenlänge, dieser Umstand lässt sich durch den Einfluss der Zwangskraft erklären. Im Überbau wirkt diese als Normalkraft und wird über die Rahmenecke als Schubkraft in den Unterbau eingeleitet.

Für das Beispiel zeigt sich, dass im Überbau für das LM 1 die Eurocode-Belastungen im Schnitt 4 um 17 % und im Schnitt 3 um 9 % gegenüber der ÖNorm-Belastung zunimmt. Im Widerlagerfuß nehmen die Belastungen um 81 % zu und im Widerlagerkopf (Schnitt 2) um 4 % bezogen auf den Widerlagerfuß ab.

Für das LM 3 ergibt sich für die Schnitt 2 eine Belastungsreduktion, in den restlichen Bereichen jedoch kommt es zu einer Laststeigerung gegenüber der ÖNorm.

7.5 EINFLUSS DER TEMPERATUR

Für die Abschätzung des Anteils der Temperatureinwirkung an der Gesamtbelastung am integralen System in den einzelnen Punkten können nachstehende Abbildungen verwendet werden. Dabei wird in Abbildung 14 und Abbildung 15 die Stahlkraft aus Temperaturbeanspruchung jener der Gesamtbelastung am Integralsystem gegenübergestellt (s. Glg. 4). Abbildung 16 zeigt die Auswertung der Querkraft (s. Glg. 5). Die Einteilung der Diagramme ist analog zu Kapitel 7.2, 7.3 und 7.4 und wird hier nicht mehr explizit erläutert.

$$\frac{N_{S,\Delta T}}{N_{S,tot}}$$

Glg. 4

$$\frac{V_{S,\Delta T}}{V_{S,tot}}$$

Glg. 5

Hier sollte angemerkt werden, dass die dargestellten Ergebnisse an einem integralen System mit 0,0 cm Aufbeton berechnet wurden und eine Reduzierung der Steifigkeit auf 60 % erfolgte. Die ausgegebenen Werte dienen daher nur zur Abschätzung und liefern Hinweise über das Ausmaß der Zwangsbeanspruchung in den jeweiligen Punkten. Eine Reduzierung der Zwangsbeanspruchung unter Berücksichtigung der Rissbildung ist z.B. in Feldmitte (Schnitt 5) möglich.

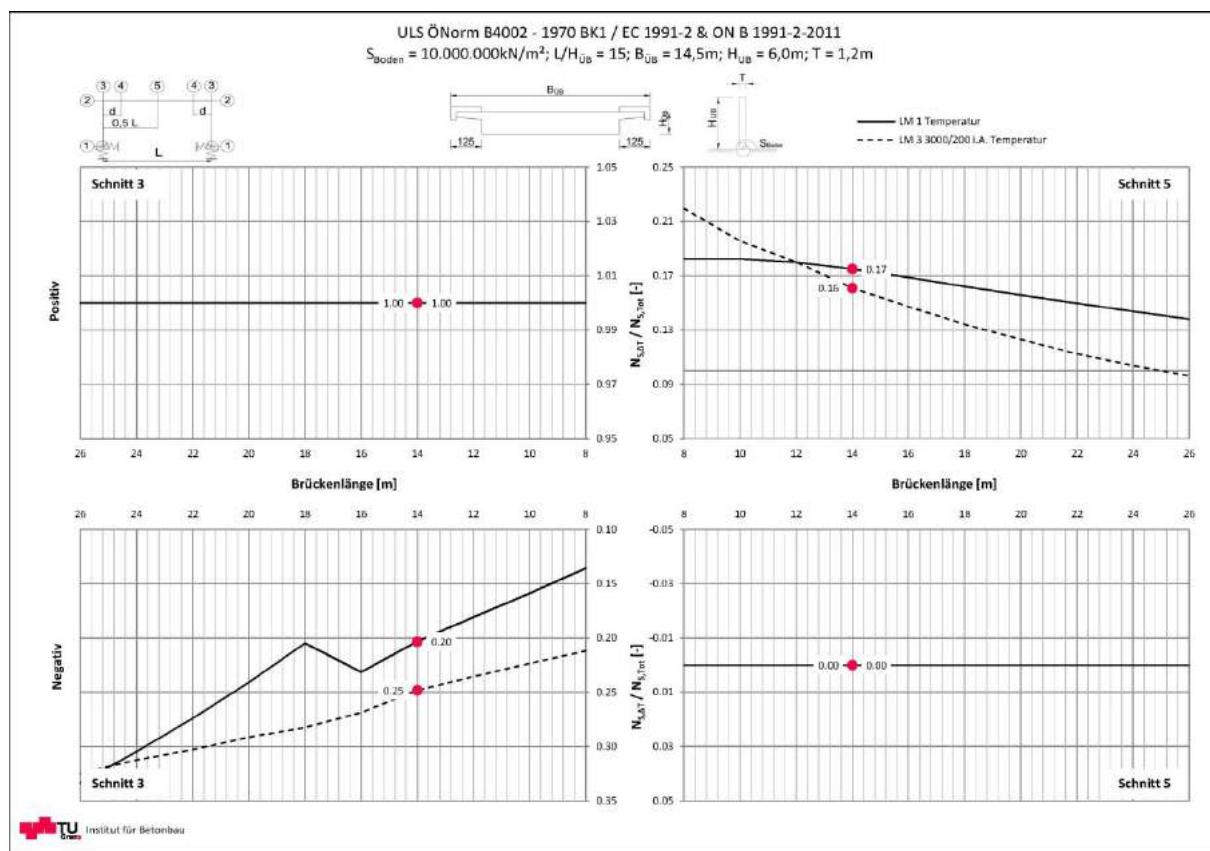


Abbildung 14: Vergleich der Bemessungskräfte am Überbau - Temperatur

Abbildung 14 zeigt die Auswertung des Überbaus. Im Quadranten I ist zu erkennen, dass die Höhe der Zwangskraft mit steigender Brücke abnimmt. Quadrant IV zeigt, dass in oberer Bewehrungslage keine Stahlkräfte auf Grund von Temperatur auftreten („0-Verlauf“). Der Querschnitt ist somit überdrückt. In Quadranten II wird deutlich, dass die Höhe der unteren Stahlkraft im Rahmeneck ausschließlich aus Temperatur entsteht („1-Verlauf“). Bei Betrachtung der oberen Bewehrungslage im Rahmeneck wird deutlich, dass die Stahlkraft zufolge Temperatur mit steigender Länge zunimmt (Schnitt 3).

Für das gewählte Beispiel beträgt der Anteil der Temperatur für die untere Bewehrungslage im Überbau für das LM 1 und das LM 3 zwischen 16 und 17 %. Für die obere Bewehrungslage im Aufbeton kann kein Rückschluss gezogen werden, da die Auswertung wie oben erwähnt ohne Berücksichtigung eines Aufbetons erfolgte. Im Rahmeneck ergeben sich für die negative Rahmeckbewehrung ein Anteil von 20 bzw. 25 %. Für die positive Seite ergibt sich ein Einfluss von 100 % („1-Verlauf“).

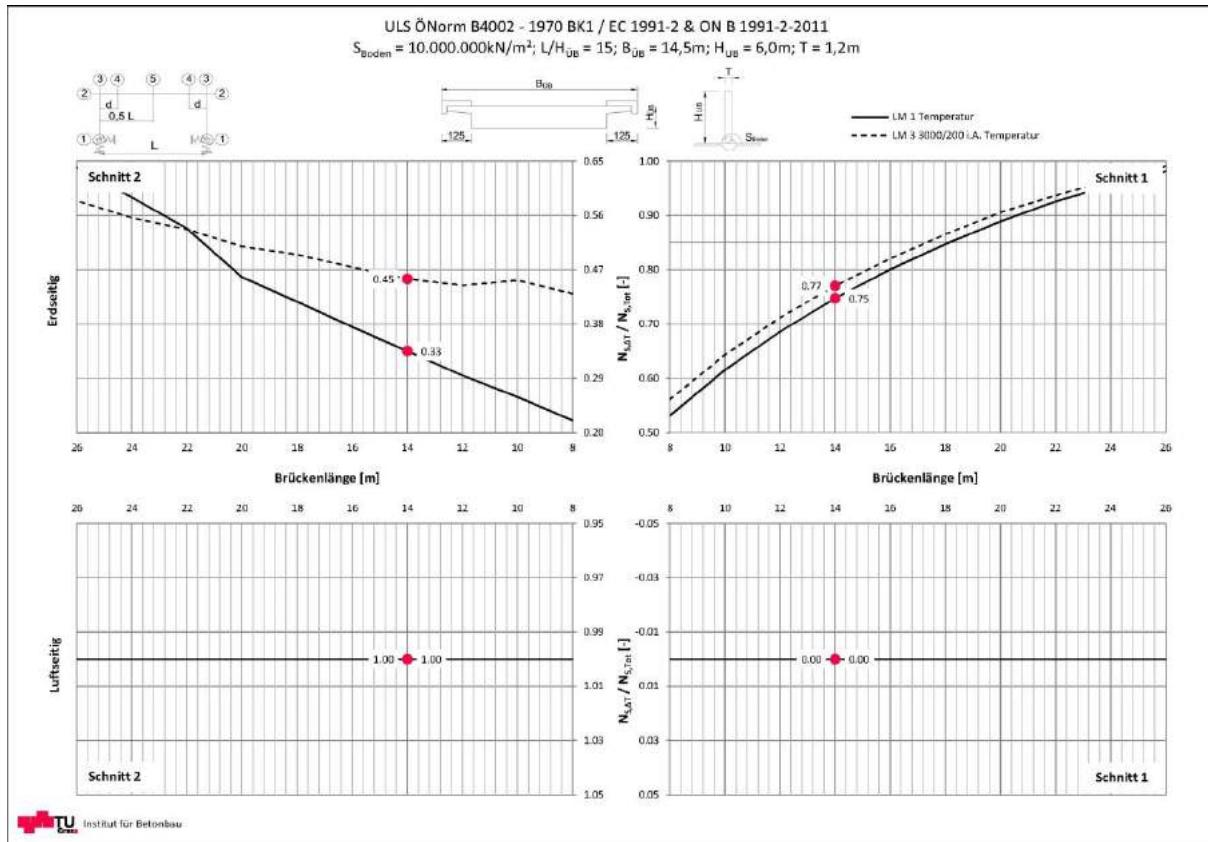


Abbildung 15: Vergleich der Bemessungskräfte am Unterbau - Temperatur

Bei der Betrachtung des Unterbaus ist für die erdseitige Bewehrungslage eine Zunahme der Stahlkraft auf Grund von Temperatur mit steigender Brückenlänge erkennbar (Abbildung 15). Die luftseitige Bewehrungslage im Widerlagerkopf ist hier konstant mit 1.00, dies bedeutet die Stahlkraft ausschließlich zufolge Temperaturbeanspruchung entsteht. Vergleicht man nun den Quadranten II aus Abbildung 14 mit Quadranten III aus Abbildung 15 erkennt man, dass beide Verläufe konstant 1.00 betragen. Dies lässt einen Rückschluss auf die Rahmentragwirkung zu.

Für das gewählte Beispiel beträgt der Anteil der Temperatur für den Widerlagerfuß auf der Erdseite für beide Lastmodelle rund 75 %, hingegen auf der Luftseite entsteht keine Beanspruchung aus Temperatur („0-Verlauf“). Für den Widerlagerkopf ergibt sich ein Anteil für das LM 1 bzw. für das LM 3 von 33 % bzw. 45 %. Luftseitig ergibt sich ein Einfluss von 100 %.

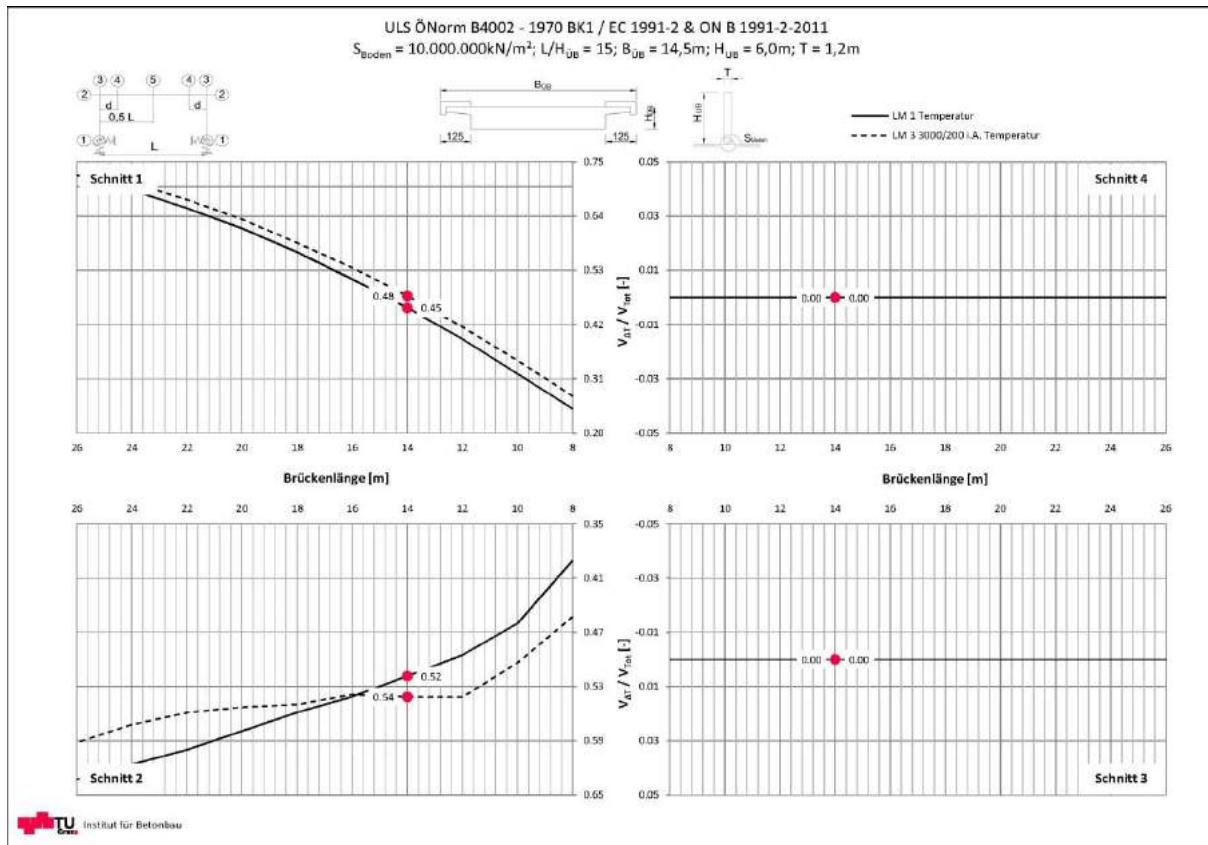


Abbildung 16: Vergleich der Querkraft am Über- und Unterbau - Temperatur

Aus Abbildung 16 erkennt man, dass zufolge Temperaturbeanspruchung keine Querkräfte im Überbau entstehen (Schnitt 3 und 4). Im Quadrant II und III erkennt man, dass mit steigender Brückenlänge auch die Zwangskraft im Unterbau steigt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass auf Grund des statisch unbestimmten Systems Normalkräfte im Überbau entstehen, die über die Rahmenecke als Schubkraft in den Unterbau eingeleitet werden.

Für das gewählte Beispiel beträgt der Anteil der Temperatur an der Querkraft für das LM 1 und das LM 3 zwischen 45 und 55 % für den Unterbau. Für den Überbau entstehen, wie oben schon erwähnt, keine Anteile der Temperatur an der Querkraft.

8 VERGLEICH DER BEMESSUNGSKRÄFTE AM INTEGRALSYSTEM MIT 7 CM UHPC-AUFBETON, DIREKT BEFAHREN

Die Anwendung der Datenbank setzt voraus, dass die Druckzone ausreichend groß ist und nicht versagt. Anzumerken ist hier, dass die angegebenen Ergebnisse die Berechnung der Mindestbewehrung (z.B. aus Kriechen und Schwinden) nicht berücksichtigt, diese ist separat zu bestimmen.

8.1 ALLGEMEINES

Als Alternative zur klassischen Aufbetonlösung mit einem Beton der Güte C30/37 lt. RVS 15.02.34 kann ein direkt befahrener, faserverstärkter UHPC dienen. UHPC weist eine Reihe von Vorteilen, Nachteilen und letztlich Besonderheiten gegenüber herkömmlichen Beton auf. Zusammenfassend sind folgende wesentliche Besonderheiten und für einen werkstoffgerechten Tragwerksentwurf zu beachtenden Eigenschaften gegenüber Normalbeton zu nennen:

- Hohe Druckfestigkeit
- Ansatz der Zugfestigkeit je nach Faserart, Fasergehalt und Faserorientierung
- Günstiges Verhältnis von Druckfestigkeit zu Gewicht
- Hohe Dauerhaftigkeit
- Nur geringfügig höherer E-Modul im Verhältnis zum Festigkeitszuwachs
- Geringere Verankerungslängen und Betondeckung
- reduzierte Aufbetonstärke und Wegfall des Belages, dadurch Reduzierung der Beanspruchung durch ständige Lasten
- Höhere Stoffkosten
- Änderung der Nivelette durch Wegfall des Belages
- Größere Sorgfalt und Aufwand bei Herstellung und Verarbeitung erforderlich

8.2 MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – ÜBERBAU

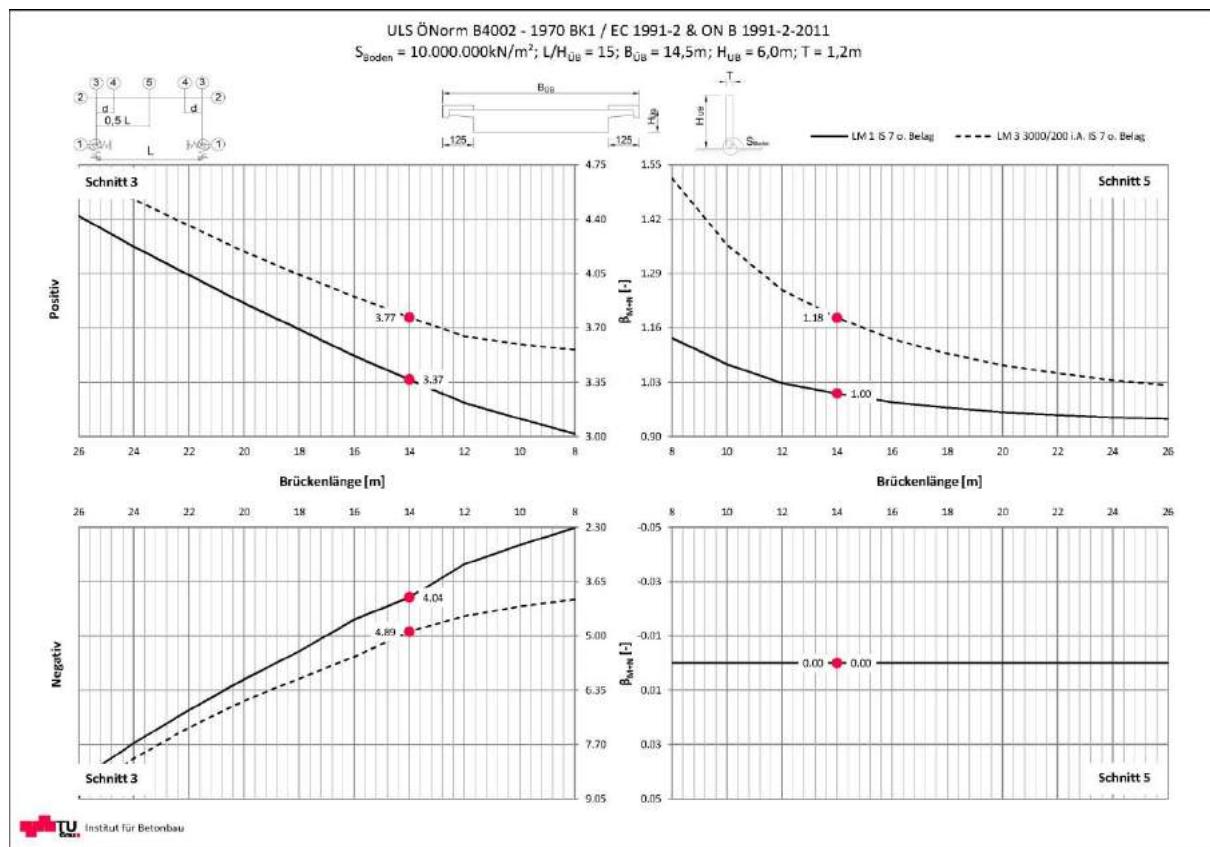


Abbildung 17: Vergleich der Bemessungskraft am Überbau

Der Aufbau der dargestellten Diagramme für 7,0 cm Aufbeton ist analog zu Kapitel 7. Auch wird auf eine Beschreibung der Kurvenverläufe verzichtet da sie analog zu Kapitel 7 sind.

Für das gewählte Beispiel ergibt sich in Feldmitte ein $\beta_{M+N} = 1,00$ für das LM 1 und $\beta_{M+N} = 1,18$ für das LM 3. Die vorhandene Zugzonenbewehrung von $a_{s,vorh} = 40,0 \text{cm}^2/\text{m}$ für das LM 1 und das LM 3 ist daher ausreichend. Auch in diesem Fall ist der Aufbeton im ULS überdrückt, lediglich eine Mindestbewehrung muss eingelegt werden.

Für die negative Rahmenbewehrung (obere Lage) ergibt sich eine erforderliche Bewehrungsmenge von $a_{s,erf} = a_{s,vorh,FM}/\beta_{M+N} = 40/4,04 = 9,9 \text{cm}^2/\text{m}$ für das LM 1. Dies entspricht 25 % der Feldbewehrung. Für die untere Lage der Rahmenecke ergibt sich ein $\beta_{M+N} = 3,37$ für das LM 1 und $\beta_{M+N} = 3,77$ für das LM 3. Beispielsweise ergibt sich für das LM 1 eine nötige Bewehrung von $11,9 \text{cm}^2/\text{m}$. Somit ist für dieses Beispiel ein Defizit in unterer Bewehrungslage im Rahmeneck vorhanden, da die vorhandene Bewehrung nur $a_{s,vorh} = 10,0 \text{cm}^2/\text{m}$ beträgt.

Ein Vergleich der Rahmenecke mit Kapitel 7.2.2 zeigt, dass bei Einsatz eines 7,0 cm dicken Aufbetons mehr Bewehrung in der Rahmenecke vorhanden ist als mit 10,0 cm. Grund dafür ist, dass durch die Reduzierung der Aufbetonstärke von 10,0 cm auf 7,0 cm der innere Hebelarm für die Berechnung der Stahlkraft verkleinert wird.

8.3 MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – UNTERBAU

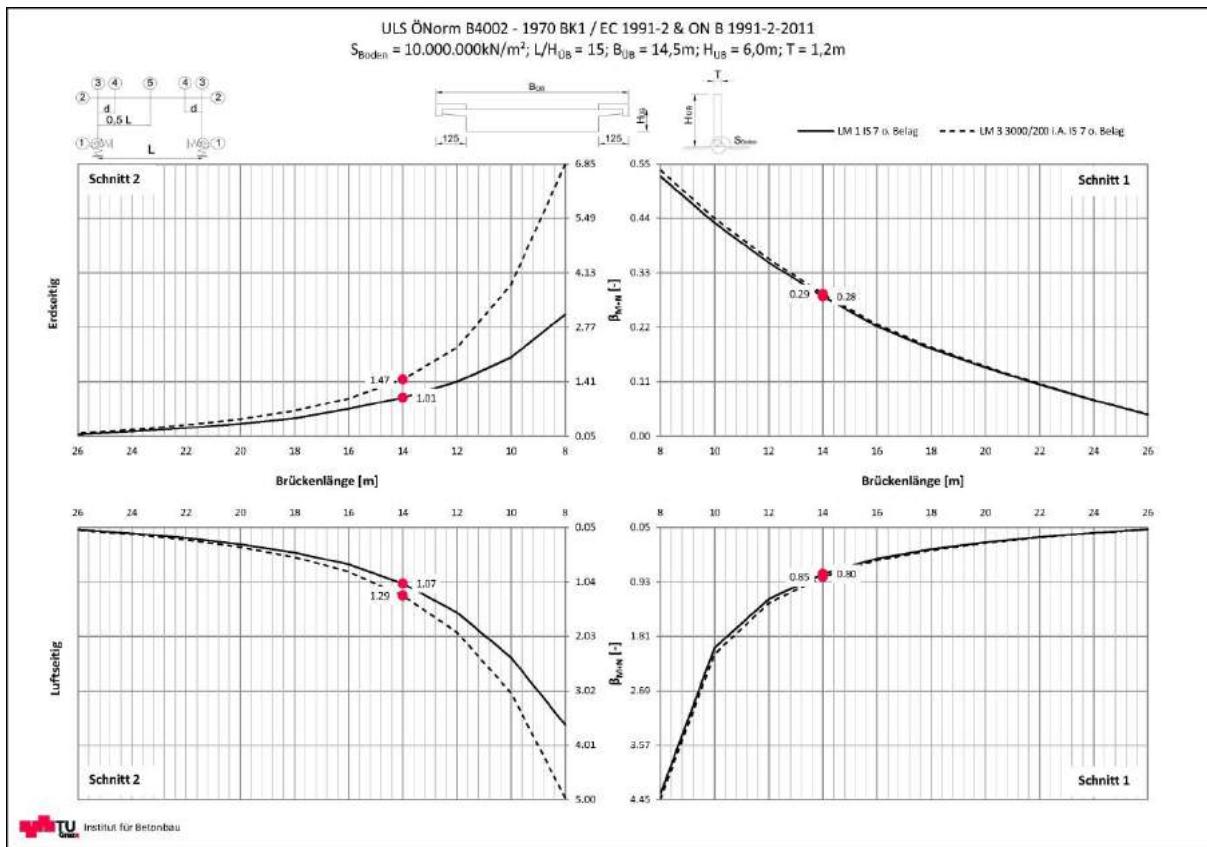


Abbildung 18: Vergleich der Bemessungskräfte am Unterbau

Für den Widerlagerfuß des gewählten Beispiels ergibt für die erdseitige Bewehrung (Quadrant I) ein $\beta_{M+N} = 0,28$ für das LM 1 und das LM 3. Um dieser Beanspruchung gerecht zu werden müsste die vorhandene Widerlagerfußbewehrung in diesem Bereich $a_{s,vorh} = 15/0,28 = 53,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ umfassen. Für die luftseitige Bewehrung ergibt sich ein $\beta_{M+N} = 0,80$ für das LM 1. Die vorhandene Bewehrung muss $a_{s,erf} = a_{s,vorh}/\beta_{M+N} = 15/0,80 = 18,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ betragen. Da im vorliegenden Beispiel die luftseitige Bewehrung 50 % der erdseitigen beträgt ($7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$), liegt auch in diesem Bereich ein Defizit vor.

Für den Widerlagerkopf ergibt sich beispielhaft für das LM 1 eine erdseitige Bewehrungsmenge von $a_{s,erf} = a_{s,vorh}/\beta_{M+N} = 15/1,01 = 14,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ bezogen auf die erdseitigen Widerlagerfußbewehrung. Laut Angabe ist in diesem Bereich eine Bewehrung von $a_{s,vorh} = 12,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ vorhanden. Für die Innenseite ergibt sich eine erforderliche Bewehrung von $14,0 \text{ cm}^2/\text{m}$, vorhanden ist in diesem Bereich jedoch nur $7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

8.4 QUERKRAFT-BEANSPRUCHUNG

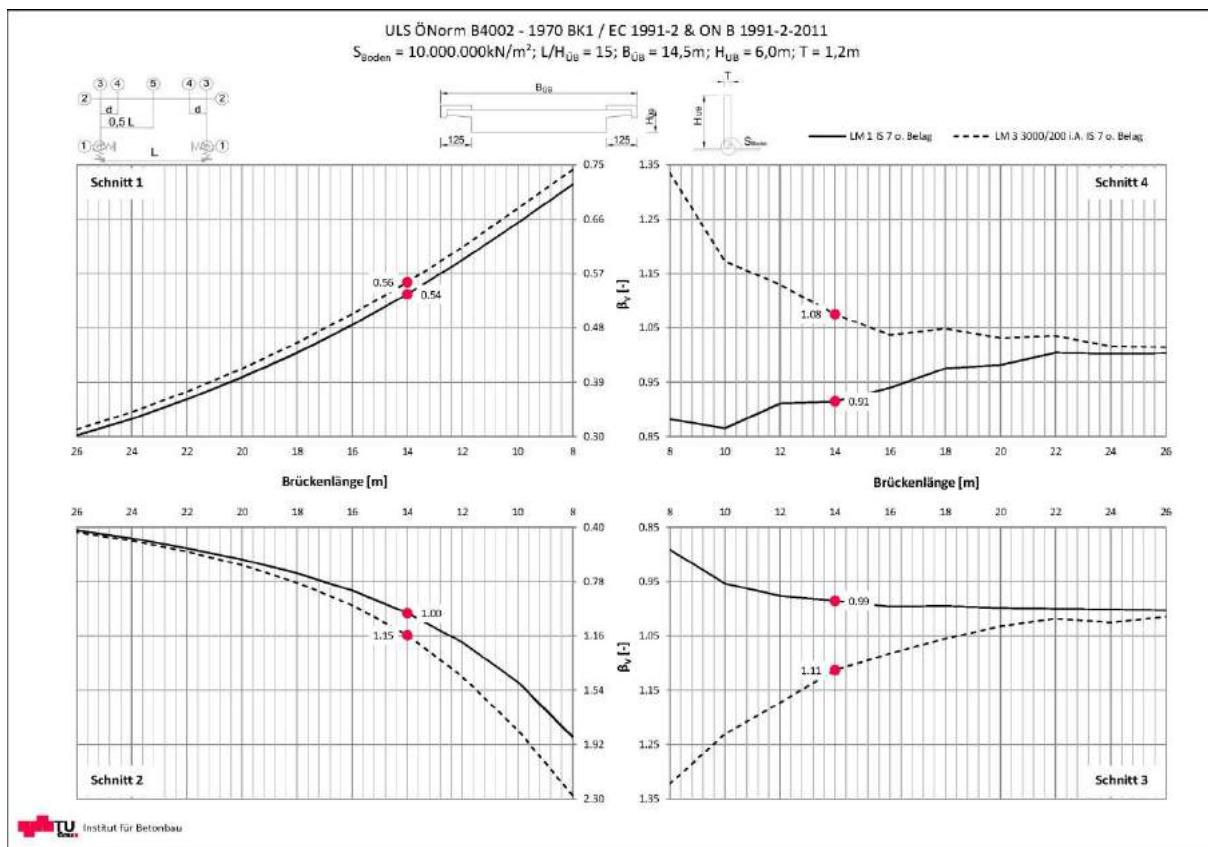


Abbildung 19: Vergleich der Querkraftbemessungslasten am Über- und Unterbau

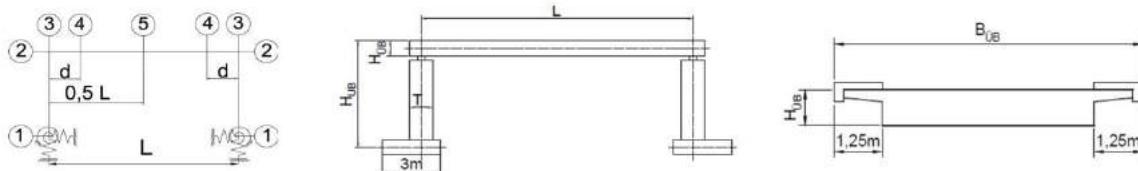
Für das Beispiel zeigt sich, dass im Überbau für das LM 1 die Eurocode-Belastungen im Schnitt 4 um 9% und im Schnitt 3 um 1% zunehmen. Im Widerlagerfuß (Schnitt 1) nehmen die Belastungen um 46% zu und im Widerlagerkopf (Schnitt 2) bleiben die Belastungen gleich.

Für das LM 3 ergeben sich für die Schnitt 2, 3 und 4 jeweils Belastungsreduktionen, lediglich im Widerlagerfuß kommt es zu einer Laststeigerung von 44% gegenüber der ÖNorm.

9 VERGLEICH DER ERGEBNISSE

Um die einzelnen Ergebnisse aus Kapitel 6, 7 und 8 gegenüberzustellen, erlaubt die Datenbank die Ausgabe von Vergleichsdiagrammen (s. Abbildung 21, Abbildung 22 und Abbildung 23). Der Aufbau der Diagramme ist analog zu jenen aus Kapitel 7.

UJS ÖNorm B4002 - 1970 BK1 / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011
 $s_{\text{Boden}} = 10.000.000 \text{ N/m}^2$; $L/H_{\text{UB}} = 15$; $B_{\text{UB}} = 14,5 \text{ m}$; $H_{\text{UB}} = 6,0 \text{ m}$; $T = 1,2 \text{ m}$
 $L = 14,0 \text{ m}$; $a_{\text{L,vorl,FM}} = 40,0 \text{ cm}^2/\text{m}$; $a_{\text{L,vorl,WL-Fuß}} = 15,0 \text{ cm}^2/\text{m}$



Auswertung Momenten-Normalkraftbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton		Integrales System 7cm Aufbeton		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)		Integrales System 10cm Aufbeton		
Schritt	Lage	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	
1	erdseitig (außen)	$a_{\text{auf}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{\text{M,N}} [-]$	17.9 0.84	14.9 1.00	52.0 0.29	51.3 0.29	51.8 0.29	51.2 0.29	53.2 0.28	52.1 0.29	51.8 0.29	51.1 0.29
	luftseitig (innen)	$a_{\text{auf}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{\text{M,N}} [-]$	- -	- -	19.6 0.77	17.9 0.84	18.6 0.81	17.7 0.85	18.7 0.80	17.7 0.85	18.5 0.81	17.6 0.85
2	erdseitig (außen)	$a_{\text{auf}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{\text{M,N}} [-]$	- -	- -	16.7 0.90	12.3 1.22	16.6 0.91	12.5 1.20	14.8 1.01	10.2 1.47	16.3 0.92	12.3 1.22
	luftseitig (innen)	$a_{\text{auf}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{\text{M,N}} [-]$	- -	- -	7.3 2.07	7.1 2.10	10.1 1.48	10.0 1.51	14.0 1.07	11.6 1.29	10.1 1.49	9.9 1.51
3	unten (positiv)	$a_{\text{auf}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{\text{M,N}} [-]$	- -	- -	8.6 4.65	8.6 4.67	10.0 4.00	9.9 4.02	11.9 3.37	10.6 3.77	9.9 4.04	9.8 4.07
	oben (negativ)	$a_{\text{auf}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{\text{M,N}} [-]$	- -	- -	13.0 3.07	10.5 3.83	11.0 3.65	9.5 4.21	9.9 4.04	8.2 4.04	10.6 4.89	9.2 3.76
	unten (negativ)	$a_{\text{auf}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{\text{M,N}} [-]$	42.7 0.94	36.8 1.09	39.2 1.02	34.1 1.17	40.1 1.00	35.2 1.14	39.9 1.00	33.8 1.18	39.7 1.01	35.0 1.14
5	(positiv)	$a_{\text{auf}} [\text{cm}^2/\text{m}]$ $\beta_{\text{M,N}} [-]$	- -	- -	- 0.00	- 0.00	- 0.00	- 0.00	- 0.00	- 0.00	- 0.00	

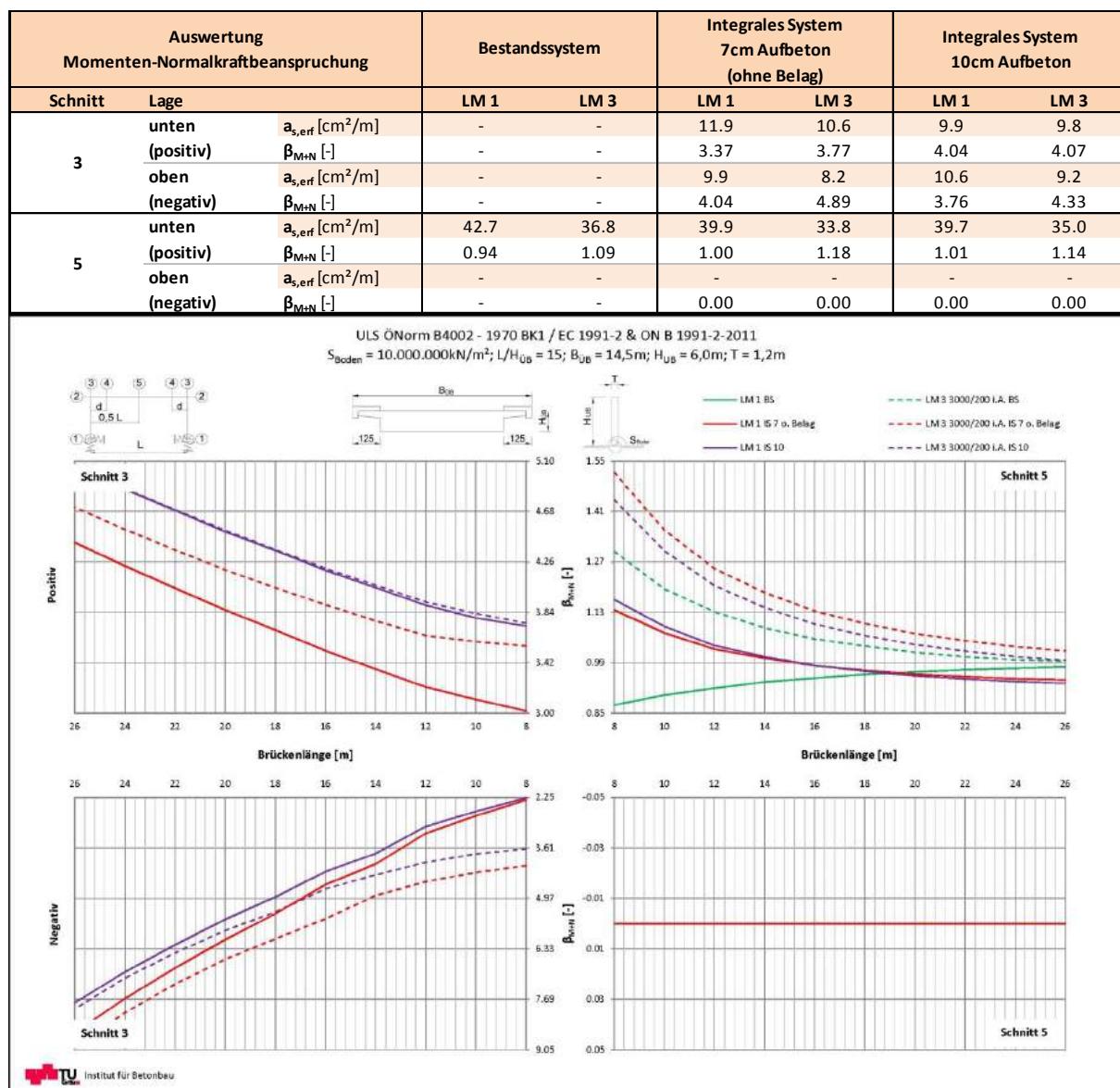
Auswertung Querkraftbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System ohne Aufbeton		Integrales System 7cm Aufbeton		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)		Integrales System 10cm Aufbeton	
Schritt	$\beta_V [-]$	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1	$\beta_V [-]$	1.04	1.14	0.57	0.58	0.55	0.56	0.54	0.56	0.55	0.56
2	$\beta_V [-]$	-	-	0.98	1.17	0.96	1.13	1.00	1.15	0.96	1.13
3	$\beta_V [-]$	0.97	1.09	0.96	1.08	0.92	1.04	0.99	1.11	0.91	1.02
4	$\beta_V [-]$	0.91	1.05	0.89	1.05	0.86	1.00	0.91	1.08	0.85	0.98

Abbildung 20: Übersichtstabelle Ausgabe β -Werte und erforderliche Bewehrung

In Abbildung 20 ist eine tabellarische Gegenüberstellung der Bestandsnachrechnung und unterschiedlicher Ertüchtigungsvarianten dargestellt. Es werden die berechneten β_{M+N} und β_V -Werte, sowie die erforderliche Bewehrung in den jeweiligen Punkten aufgelistet. Die Tabelle wurde mit den Ertüchtigungsvarianten „Integrales System ohne Aufbeton“ und „Integrales System 7 cm Aufbeton“ (mit Belag) ergänzt.

9.1 MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – ÜBERBAU

Die nachstehende Abbildung zeigt den Vergleich der Momenten-Normalkraft-Beanspruchung am Überbau. In Quadrant I ist zu erkennen, dass die Variante mit 7,0 cm Aufbeton günstigere β_{M+N} -Werte liefert, als das Integralsystem mit 10,0 cm. Dies ist durch den geringen Querschnitt und damit niedrigeren Zwangskraft resultierend aus Temperatur im Überbau erklärbar. Weiters zeigt der Quadrant, dass durch die Integralisierung eine Reduzierung der Beanspruchung in Feldmitte bis ca. 16,0 m möglich ist. Ein Vergleich der Rahmenecke und der obere Bewehrungslage in Feldmitte zeigt, dass bei Einsatz eines 7,0 cm dicken Aufbetons mehr Bewehrung in der Rahmenecke vorhanden sein muss als mit 10,0 cm. Grund dafür ist, dass durch die Reduzierung der Aufbetonstärke von 10,0 cm auf 7,0 cm der innere Hebelarm für die Berechnung der Stahlkraft verkleinert wird (Quadrant II, III und IV).



9.2 MOMENTEN-NORMALKRAFT-BEANSPRUCHUNG – UNTERBAU

Für den Vergleich der unterschiedlichen Ertüchtigungsvarianten am Unterbau dient Abbildung 22. Am Widerlagerfuß erdseitig (Quadrant I) erkennt man, dass es durch die Integralisierung zu einer Beanspruchungserhöhung gegenüber dem Bestandssystem kommt. Unterschiedliche Aufbetonstärken am Überbau haben weiters keinen Einfluss auf die Beanspruchung im Widerlagerfuß Luft- und Erdseitig (Quadrant I und IV). Am Widerlagerkopf (Quadrant II und III) erkennt man, dass mit 7,0 cm Aufbetonstärke eine geringfügige Reduzierung der Beanspruchung in diesem Bereich eintritt.

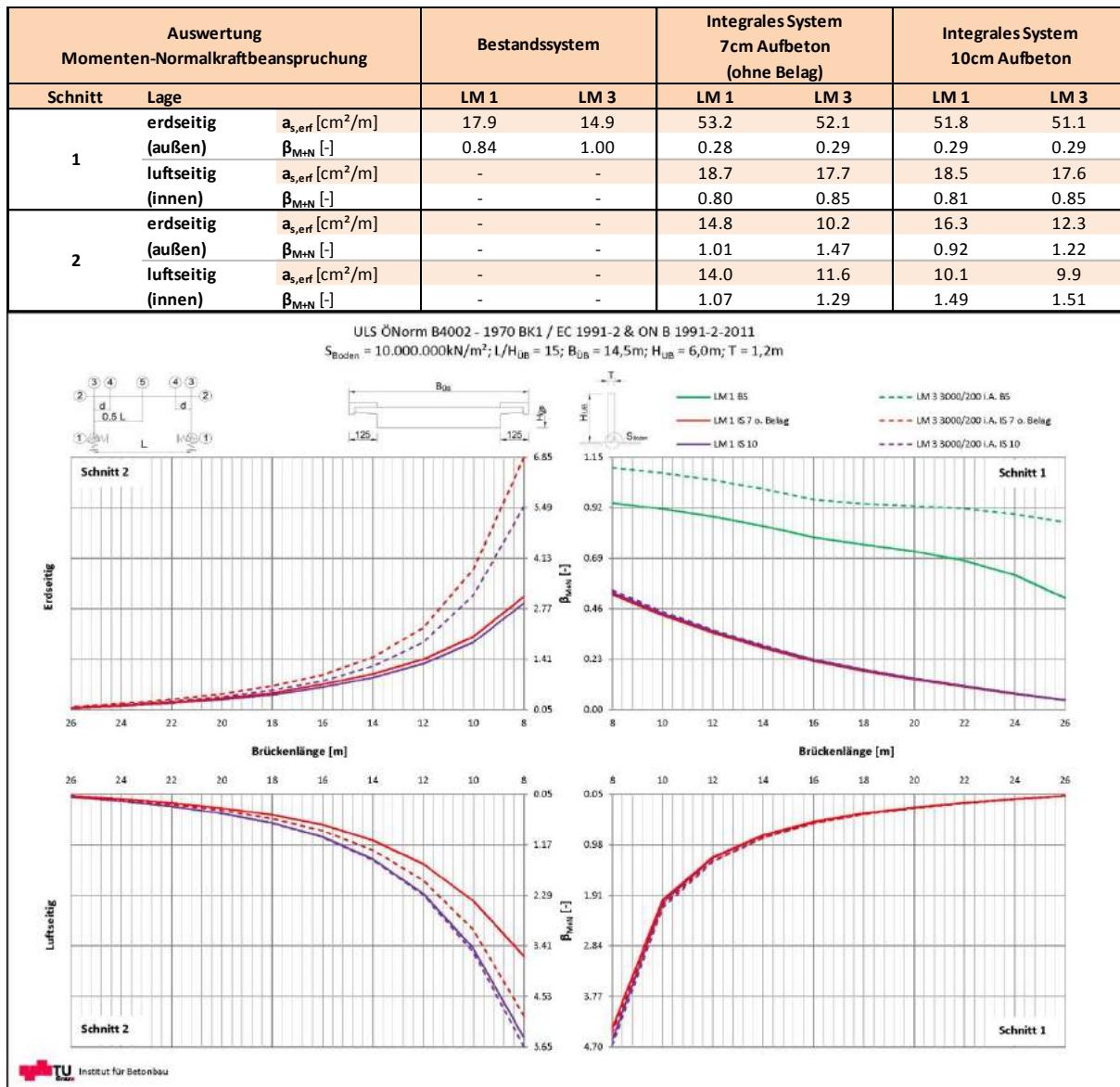


Abbildung 22: Vergleich der Bemessungskräfte am Unterbau

9.3 QUERKRAFT-BEANSPRUCHUNG

Durch die Integralisierung entstehen keine nennenswerten Beanspruchungen am Überbau (Quadrant I und IV). Die Querkraftserhöhung entsteht lediglich durch das Eigengewicht des Aufbetons. Im Widerlager ist der Einfluss der Zwangskraft jedoch deutlich zu erkennen. Im Überbau wirkt diese als Normalkraft und wird über die Rahmenecke als Schubkraft in den Unterbau eingeleitet. Durch diesen Umstand entsteht eine zusätzliche Beanspruchung im Widerlager. Unterschiedliche Aufbetonstärken am Überbau beeinflussen die Beanspruchung kaum.

Auswertung Querkraftbeanspruchung	Bestandssystem		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)		Integrales System 10cm Aufbeton	
Schnitt	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1 β_v [-]	1.04	1.14	0.54	0.56	0.55	0.56
2 β_v [-]	-	-	1.00	1.15	0.96	1.13
3 β_v [-]	0.97	1.09	0.99	1.11	0.91	1.02
4 β_v [-]	0.91	1.05	0.91	1.08	0.85	0.98

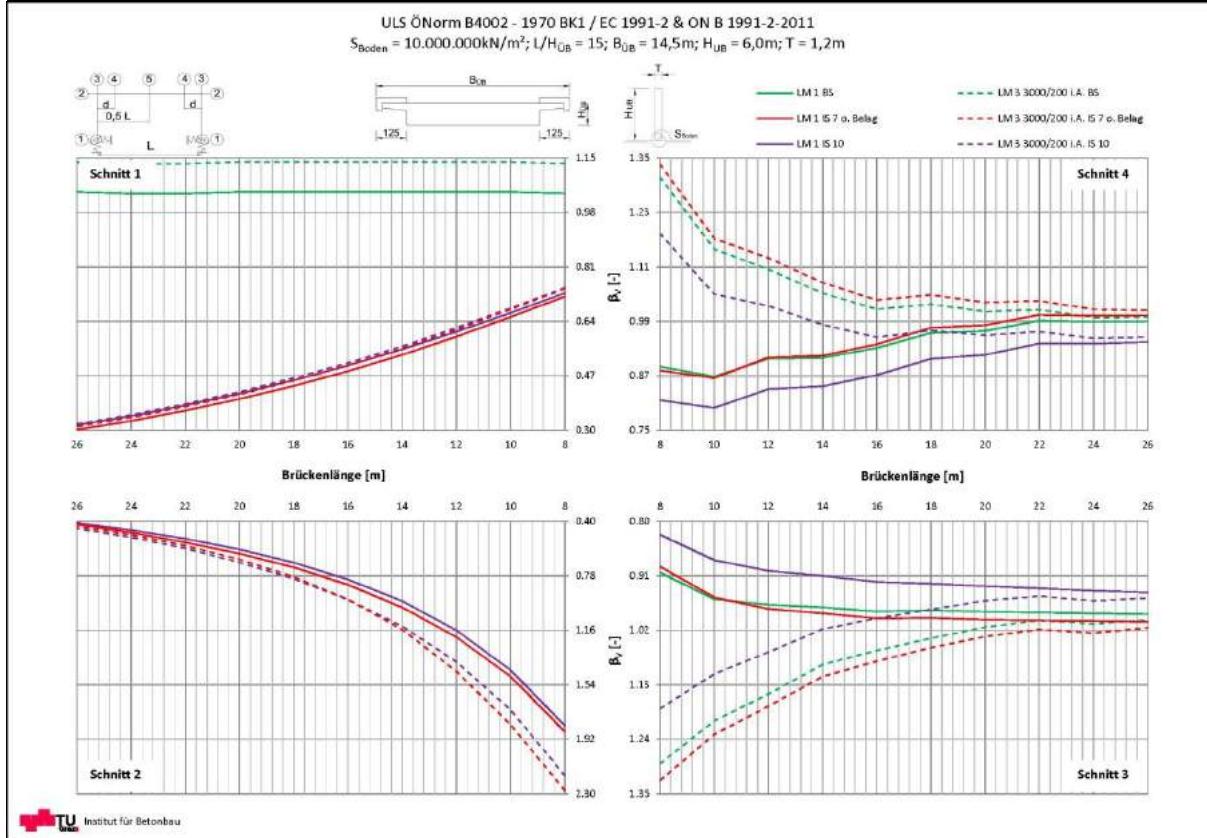


Abbildung 23: Vergleich der Querkraftbemessungskräfte am Über- und Unterbau

9.4 AUSBILDUNG FLIEßGELENK AM WIDERLAGERFUß

Wie aus Abbildung 21 bis Abbildung 23 erkennbar ist fallen die Ertüchtigungsmaßnahmen sehr hoch im Bereich des Widerlagers aus. Um diese zu reduzieren kann die Bildung eines Fließgelenks am Widerlagerwandfuß in Betracht gezogen werden. Bei dieser Variante wird der Widerlagerfuß nicht verstärkt. Voraussetzung dafür ist, dass die Betonqualität in diesem Bereich ausreichend ist. Abbildung 24 verdeutlicht schematisch die Bildung des Fließgelenks bei zunehmender Belastung. Da der Bewehrungsgehalt in diesem Bereich sehr gering ist kann im Allgemeinen von einer ausreichenden Rotationskapazität ausgegangen werden.

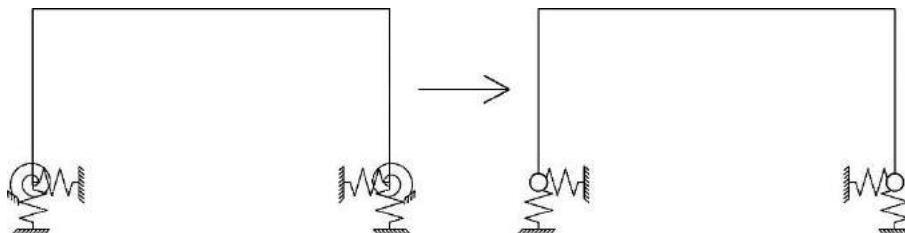


Abbildung 24: Ausbildung Fließgelenk (schematisch)

Zur Verdeutlichung der Steifigkeit des Wandfußes auf den Schnittgrößenverlauf sind in Abbildung 25 die Ergebnisse für eine Bodensteifigkeit von $S_{\text{Boden}} = 10.000 \text{ kN/m}^2$ dargestellt. In Wandfußbereich ist eine deutliche Beanspruchungsreduktion zu erkennen.

Auswertung Momenten-Normalkraftbeanspruchung		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)		Integrales System 10cm Aufbeton	
Schnitt	Lage	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1	erdseitig (außen) $a_{s,\text{eff}}$ [cm ² /m]	8.8	9.1	8.1	7.9
	β_{M+N} [-]	1.70	1.64	1.85	1.91
2	luftseitig (innen) $a_{s,\text{eff}}$ [cm ² /m]	-	-	-	-
	β_{M+N} [-]	0.00	0.00	0.00	0.00
3	erdseitig (außen) $a_{s,\text{eff}}$ [cm ² /m]	17.3	12.2	18.9	14.2
	β_{M+N} [-]	0.86	1.23	0.79	1.05
5	luftseitig (innen) $a_{s,\text{eff}}$ [cm ² /m]	17.3	14.3	13.3	12.6
	β_{M+N} [-]	0.87	1.05	1.13	1.19
3	unten (positiv) $a_{s,\text{eff}}$ [cm ² /m]	11.6	10.1	9.5	9.2
	β_{M+N} [-]	3.46	3.97	4.21	4.35
5	oben (negativ) $a_{s,\text{eff}}$ [cm ² /m]	12.6	10.1	13.3	11.1
	β_{M+N} [-]	3.17	3.97	3.00	3.61
5	unten (positiv) $a_{s,\text{eff}}$ [cm ² /m]	37.6	31.9	37.4	33.1
	β_{M+N} [-]	1.06	1.25	1.07	1.21
5	oben (negativ) $a_{s,\text{eff}}$ [cm ² /m]	-	-	-	-
	β_{M+N} [-]	0.00	0.00	0.00	0.00

Auswertung Querkraftbeanspruchung		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)		Integrales System 10cm Aufbeton	
Schnitt	β_V [-]	LM 1	LM 3	LM 1	LM 3
1	β_V [-]	0.81	0.85	0.85	0.87
2	β_V [-]	2.07	2.55	1.92	2.29
3	β_V [-]	0.96	1.09	0.89	1.00
4	β_V [-]	0.90	1.04	0.83	0.96

Abbildung 25: Ergebnisse $S_{\text{Boden,min}} = 10.000 \text{ kN/m}^2$

Vergleicht man nun die Ergebnisse am Überbau der einzelnen Berechnungen ($S_{b,min} = 10.000 \text{ kN/m}^2$ und $S_{b,max} = 10.000.000 \text{ kN/m}^2$) miteinander erkennt man, dass sich kaum nennenswerte Änderungen der Momenten-Normalkraftbeanspruchung im Überbau für das gewählte Beispiel ergeben (s. Abbildung 26 oben). Lediglich die obere Bewehrungslage in Feldmitte ändert sich. Betrachtet man die Verläufe über die Brückenlänge erkennt man deutliche Änderungen im Kurvenverlauf (s. Abbildung 26 unten).

Auswertung Momenten- Normalkraftbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)						Integrales System 10cm Aufbeton					
Schnitt	Lage	LM 1	LM 3	LM 1			LM 3			LM 1			LM 3		
				$S_{b,min}$	$S_{b,max}$	%	$S_{b,min}$	$S_{b,max}$	%	$S_{b,min}$	$S_{b,max}$	%	$S_{b,min}$	$S_{b,max}$	%
3	unten (positiv) $a_{s,eff} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	11.6	11.5	1.0	10.1	10.2	1.0	9.5	9.5	1.0	9.2	9.5	1.0
	$\beta_{M+N} [-]$	-	-	3.46	3.47	1.00	3.97	3.90	1.02	4.21	4.19	1.00	4.35	4.22	1.03
	oben (negativ) $a_{s,eff} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	12.6	10.4	1.2	10.1	8.3	1.2	13.3	11.1	1.2	11.1	9.4	1.2
	$\beta_{M+N} [-]$	-	-	3.17	3.83	0.83	3.97	4.79	0.83	3.00	3.59	0.84	3.61	4.25	0.85
5	unten (positiv) $a_{s,eff} [\text{cm}^2/\text{m}]$	42.7	38.3	37.6	39.4	1.0	31.9	33.3	1.0	37.4	39.3	1.0	33.1	34.5	1.0
	$\beta_{M+N} [-]$	0.94	1.09	1.06	1.01	1.05	1.25	1.20	1.04	1.07	1.02	1.05	1.21	1.16	1.04
	oben (negativ) $a_{s,eff} [\text{cm}^2/\text{m}]$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	$\beta_{M+N} [-]$	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-

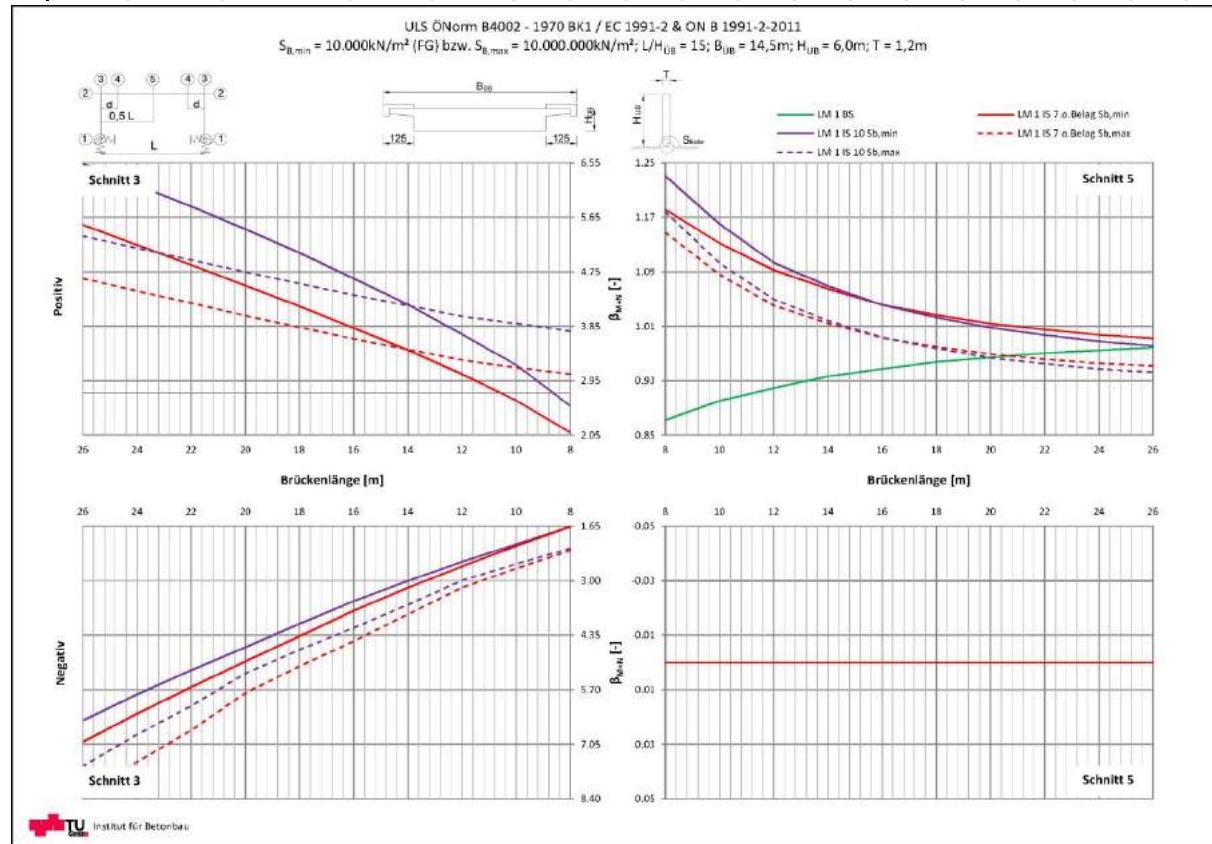


Abbildung 26: Ergebnisse Vergleich Überbau

Im Gegensatz zum Überbau erkennt man im Unterbau deutliche Veränderungen auf Grund der Reduktion der Bodensteifigkeit (s. Abbildung 27). Dieser verhält sich wesentlich günstiger als bei einem steifen Boden. Vor allem der Widerlagerfuß weist eine deutliche Reduktion der erforderlichen Verstärkungsmaßnahmen bzw. eine Entlastung auf (vgl. z.B. Schnitt 1 erdsseitig: von $\beta_{M+N} = 0,33$ auf $\beta_{M+N} = 1,70$). Dieser Umstand resultiert aus der Tatsache, dass sich auf Grund der geringeren

Bodensteifigkeit und damit Annäherung an einen gelenkig gelagerten Rahmen, kein positives Moment am Widerlagerfuß ausbildet und der Querschnitt luftseitig überdrückt bleibt (Quadrant IV). Der Widerlagerkopf hingegen (Schnitt 2) verhält sich für das gewählte Beispiel schlechter. Dieser erfährt durch die Reduzierung der Bodensteifigkeit deutlich niedrigere β_{M+N} -Werte und damit eine höhere erforderliche Bewehrung. Bei Betrachtung über die Brückenlänge kann generell gesagt werden, dass sich für kürzere Brücken bei geringerer Bodensteifigkeit der Widerlagerfuß günstiger, hingegen der Widerlagerkopf schlechter verhält.

Auswertung Momenten- Normalkraftbeanspruchung		Bestandssystem		Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)						Integrales System 10cm Aufbeton						
Schnitt	Lage	LM 1	LM 3	LM 1			LM 3			LM 1			LM 3			
				S _{b,min}	S _{b,max}	%	S _{b,min}	S _{b,max}	%	S _{b,min}	S _{b,max}	%	S _{b,min}	S _{b,max}	%	
1	erdseitig (außen)	a _{s,erf} [cm ² /m]	17.9	14.9	8.8	44.8	0.2	9.1	43.9	0.2	8.1	43.5	0.2	7.9	42.9	0.2
		β _{MHN} [-]	0.84	1.00	1.70	0.33	5.08	1.64	0.34	4.81	1.85	0.34	5.36	1.91	0.35	5.46
	luftseitig (innen)	a _{s,erf} [cm ² /m]	-	-	-	12.1	-	-	11.0	-	-	11.8	-	-	10.7	-
		β _{MHN} [-]	-	-	0.00	1.24	0.00	0.00	1.37	0.00	0.00	1.27	0.00	0.00	1.40	0.00
2	erdseitig (außen)	a _{s,erf} [cm ² /m]	-	-	17.3	14.8	1.2	12.2	10.2	1.2	18.9	16.4	1.2	14.2	12.3	1.2
		β _{MHN} [-]	-	-	0.86	1.02	0.85	1.23	1.47	0.84	0.79	0.92	0.87	1.05	1.22	0.86
	luftseitig (innen)	a _{s,erf} [cm ² /m]	-	-	17.3	14.1	1.2	14.3	11.6	1.2	13.3	10.1	1.3	12.6	9.9	1.3
		β _{MHN} [-]	-	-	0.87	1.07	0.81	1.05	1.29	0.81	1.13	1.48	0.76	1.19	1.51	0.79

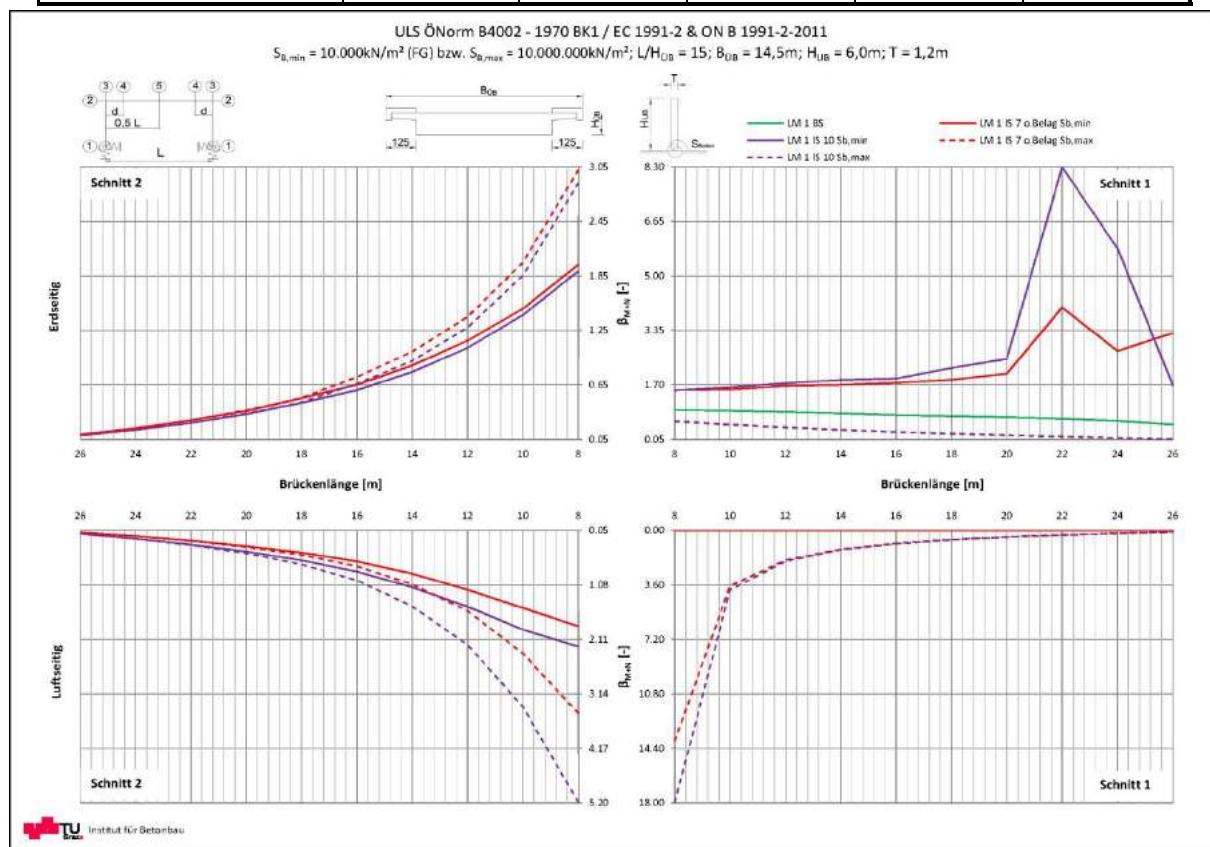


Abbildung 27: Ergebnisse Vergleich Unterbau

Ein Vergleich der Querkraft am Über- und Unterbau zeigt eine ähnliche Tendenz wie bei der Momenten-Normalkraftbeanspruchung. Hier tritt im Überbau keine nennenswerte Änderung auf, hingegen im Unterbau ist eine Reduktion der Querkraftbeanspruchung zu erkennen (s. Abbildung 28).

Auswertung Querkraftbeanspruchung	Bestandssystem	Integrales System 7cm Aufbeton (ohne Belag)						Integrales System 10cm Aufbeton							
		LM 1		LM 3		LM 1		LM 3		LM 1		LM 3			
		$S_{b,min}$	$S_{b,max}$	%	$S_{b,min}$	$S_{b,max}$	%	$S_{b,min}$	$S_{b,max}$	%	$S_{b,min}$	$S_{b,max}$	%		
1	$\beta_v [-]$	1.04	1.14	0.81	0.57	1.42	0.85	0.60	1.43	0.85	0.59	1.43	0.87	0.60	1.44
2	$\beta_v [-]$	-	-	2.07	1.12	1.85	2.55	1.34	1.90	1.92	1.07	1.80	2.29	1.28	1.79
3	$\beta_v [-]$	0.97	1.09	0.96	0.99	0.98	1.09	1.11	0.98	0.89	0.91	0.98	1.00	1.01	0.98
4	$\beta_v [-]$	0.91	1.05	0.90	0.91	0.98	1.04	1.07	0.98	0.83	0.85	0.98	0.96	0.98	0.98

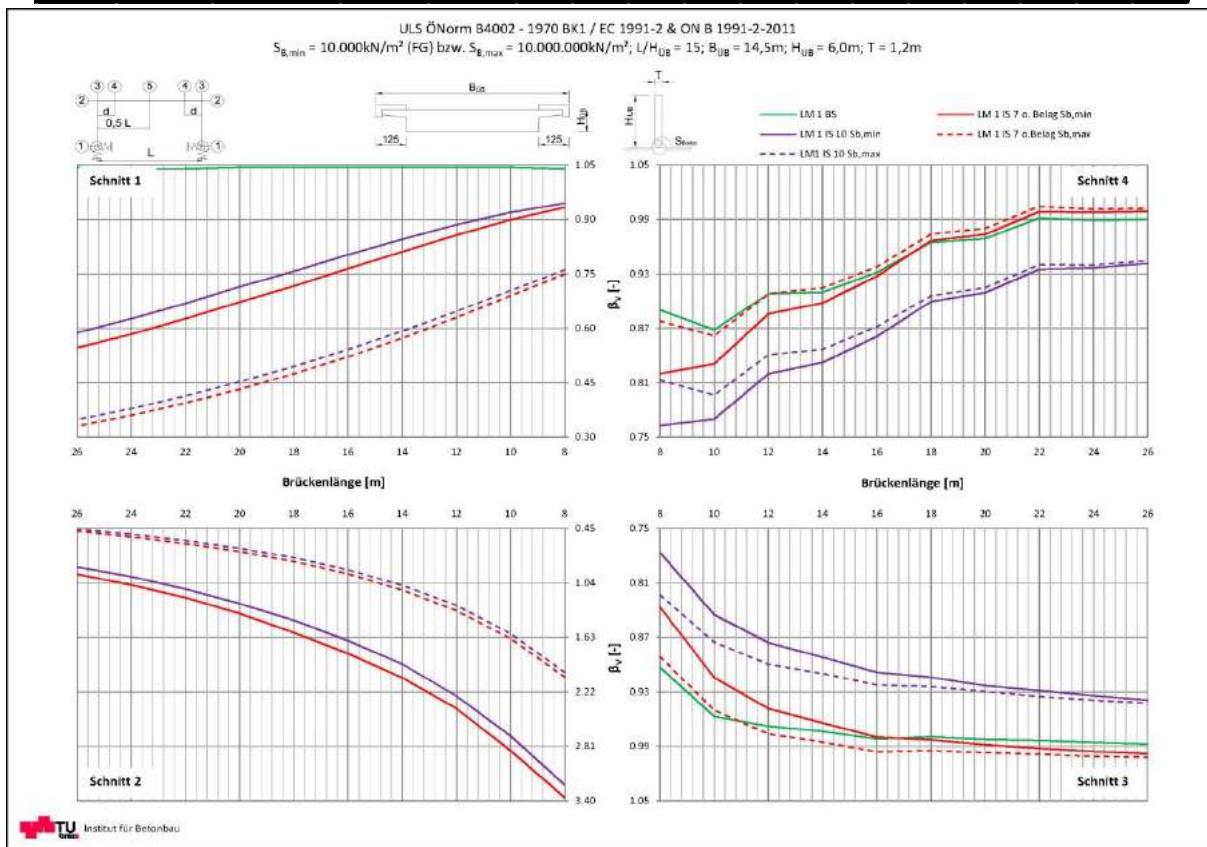


Abbildung 28: Ergebnisse Vergleich Querkraft

10 DETAILBEMESSUNG UND KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG

Im Folgenden werden die erforderlichen Details die im Zuge der Ertüchtigung bemessen werden müssen dargestellt und Vorschläge für deren konstruktive Durchbildung gegeben.

10.1 AUFBETON

Für die Bemessung des Aufbetons und der Verdübelung ist die RVS 15.02.34 [15] anzuwenden. Die RVS 15.02.34 gibt Anweisungen für die Fugenvorbereitung, die Rezeptur und den Einbau des Aufbetons und für die statische Bemessung der Schubfuge.

10.2 RAHMENECKE

Die konstruktive Ausbildung und Bemessung der Rahmenecke kann in Anlehnung an Leonhardt [16 S. 159ff] erfolgen. Die Rahmenecke ist nach Eurocode [17] ebenfalls auf Ermüdung zu bemessen. Die Rahmenecke muss sowohl positive als auch negative Momente aufnehmen können. Dazu ist eine Adaptierung der Bestandsbewehrung nötig. In der Regel müssen dafür die bestehenden Schottermauern bzw. Kammerwände abgetragen und daher auch die Schleppplatten abgebrochen und wiederhergestellt werden. Im Folgenden werden mögliche Ausführungsvarianten dargestellt.

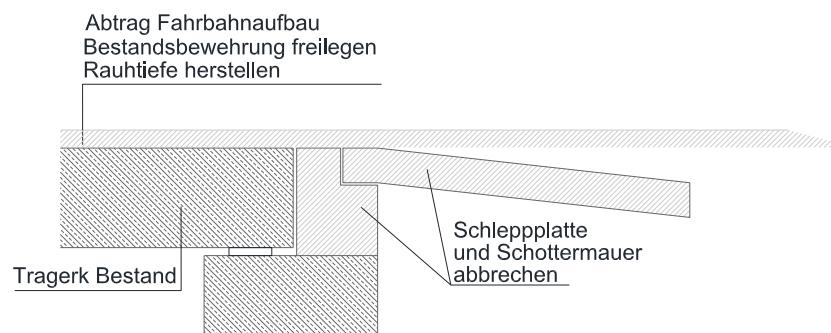


Abbildung 29: Nötiger Abbruch für die Ausbildung einer Rahmenecke

10.2.1 „RUCKSACK“ MIT AUFBETON AM TRAGWERK

Das negative Moment wird über Rahmeneckbewehrung, die im Aufbeton eingelegt und über eine „Rucksackkonstruktion“ in die Widerlagerwand eingeleitet. Zur Verbesserung des Verbunds zwischen Widerlagerwand und Rucksack die Anordnung von Verbundbewehrung zu empfehlen. Die Bemessung der Fugen kann gemäß EC2 durchgeführt werden. Für die Einleitung des positiven Momentes werden im Fall von offenen Fugen unter ungünstigster Einwirkungskombination an der Luftseite der Widerlagerwand Bewehrungsstäbe eingebohrt und eingeklebt (siehe Abbildung 30).

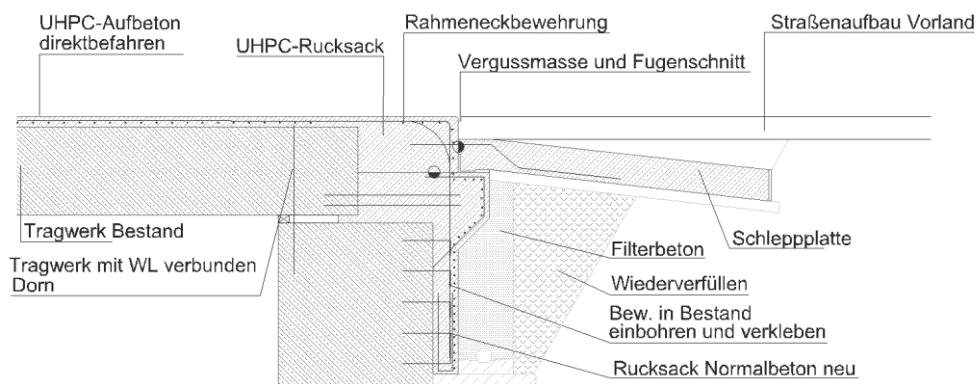


Abbildung 30: Konstruktive Durchbildung „Rucksack mit Aufbeton“; Darstellung eines direktbefahrenen Aufbetons

10.2.2 EINGEKLEBTE BEWEHRUNG UND AUFBETON AM TRAGWERK

Die Bewehrung für das negative Moment wird zwar auch hier im Aufbeton eingelegt, zur Verankerung an der Widerlagerrückseite wird diese allerdings eingebohrt und anschließend eingeklebt. Bei offener Fuge können zur Einleitung des positiven Momentes an der Luftseite der Widerlagerwand Bewehrungsstäbe eingebohrt und eingeklebt werden.

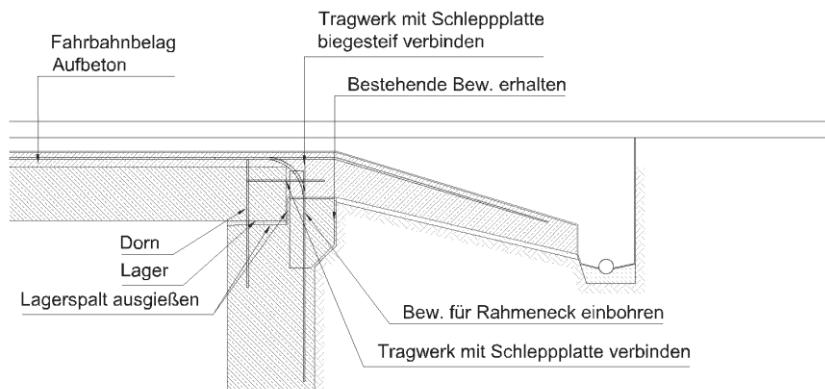


Abbildung 31: Konstruktive Durchbildung „Eingeklebte Bewehrung mit Aufbeton“

10.2.3 LÖSUNGEN OHNE AUFBETON

Die Bewehrung für das negative Moment muss in das Bestandstragwerk eingeschlitzt werden und kann wiederum über eine „Rucksackkonstruktion“ (Abbildung 32) oder mittels Bohrung und Klebung (Abbildung 33) verankert werden. Für die Einleitung des positiven Momentes werden an der Luftseite der Widerlagerwand Bewehrungsstäbe eingebohrt und eingeklebt.

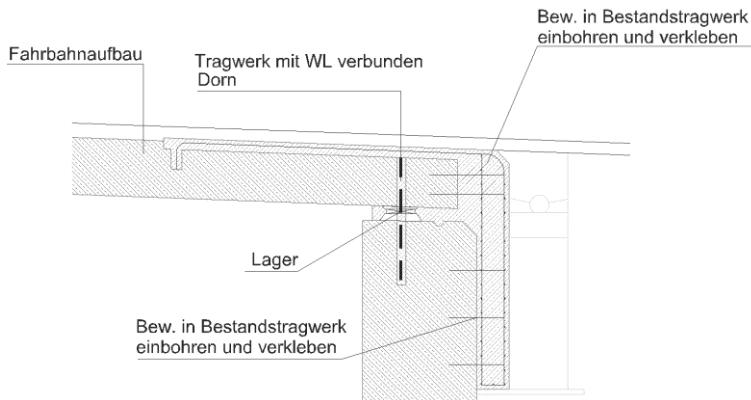


Abbildung 32: Konstruktive Durchbildung ohne Aufbeton – „Rucksack“

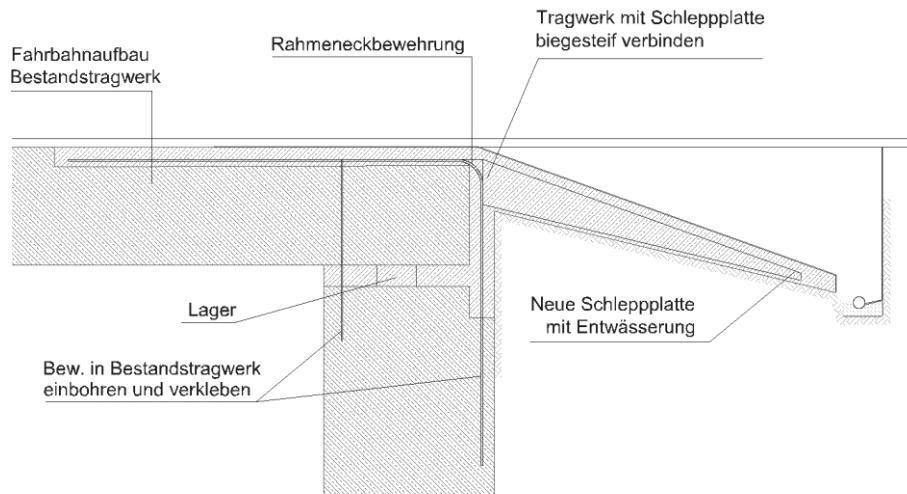


Abbildung 33: Konstruktive Durchbildung ohne Aufbeton – „Eingeklebt“

10.2.4 SEMI-INTEGRALE LÖSUNGEN

Im Falle einer unbewehrten bzw. sehr gering bewehrten Widerlagerwand kann bei sehr kleinen Brücken, wo die Zwangskraft durch Bildung von einzelnen Rissen weitestgehend abgebaut wird, die Ausbildung einer Semi-Integralen Brücke von Vorteil sein. Dabei wird die Schleppplatte monolithisch an den Überbau z.B. mit CFK-Lamellen (Abbildung 34) oder mittels Ankerstangen (Abbildung 35) angeschlossen. Voraussetzung für diese Bauart ist jedoch eine eingehende statische Untersuchung in Bezug auf den Zwangskraftabbau infolge der Bildung von einzelnen Rissen in der Widerlagerwand.

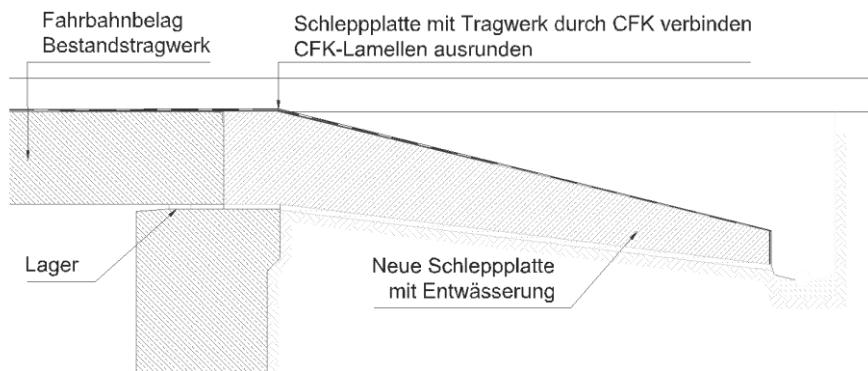


Abbildung 34: Konstruktive Durchbildung mit CFK-Lamellen am Beispiel einer niedrig bewehrten Widerlagerwand

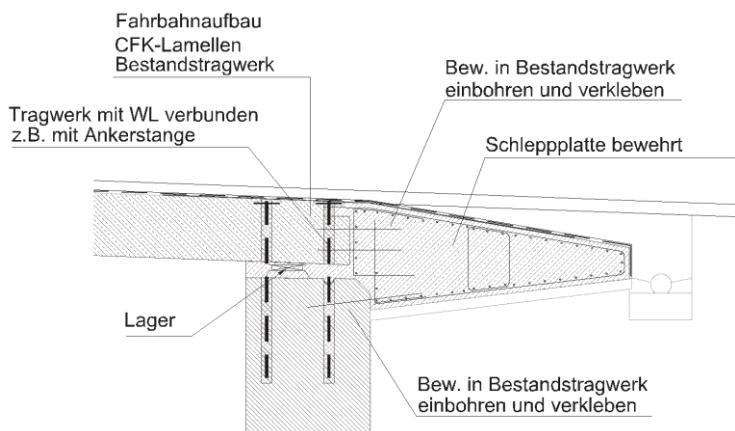


Abbildung 35: Konstruktive Durchbildung mit Ankerstangen am Beispiel eines unbewehrten Widerlagers

10.3 ZUGZONE – ÜBERBAU

Die nachstehenden Methoden bieten eine Übersicht über die Möglichkeiten der Überbauverstärkung. Die Liste erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Weitere Verstärkungsmöglichkeiten sind der einschlägigen Fachliteratur zu entnehmen.

10.3.1 CFK-LAMELLEN BZW. -MATTEN

Durch den Einsatz von CFK-Lamellen am Biegezugrand lässt sich auf einfache Weise die Feldmitte des Überbaus verstärken. Die Hersteller stellen auf ihren Webseiten Bemessungstools zum Download zur Verfügung⁶.

10.3.2 EINGESCHLITzte BEWEHRUNG

Eine weitere Möglichkeit die Biegezugzone des Überbaus zu verstärken ist das Einschlitzen von Bewehrung (s. z.B. Abbildung 36).

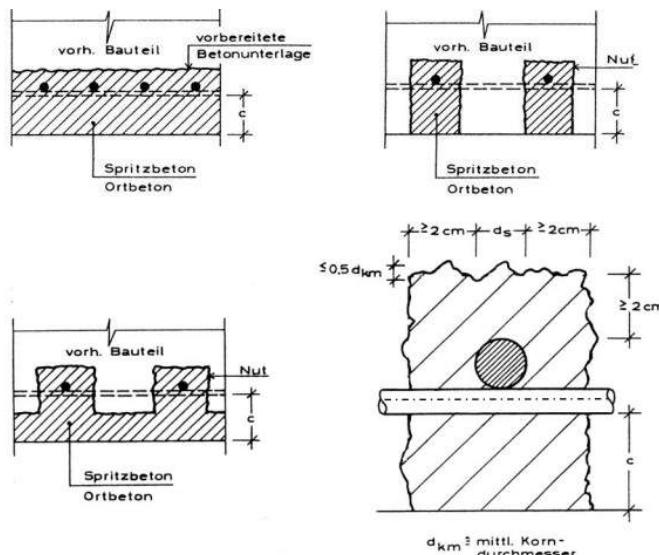


Abbildung 36: Beispiel eingeschlitzte Bewehrung [18]

10.4 WIDERLAGER

Um den Unterbau luft- und erdseitig zu verstärken, können Vorsatzschalen zum Einsatz kommen. Die erdseitige Vorsatzschale dient der Aufnahme des Einspannmomentes aus dem Überbau, die luftseitige dient zur Aufnahme des positiven Momentes und kann weiters zur Instandsetzung von stark geschädigten Oberflächen dienen. Die erdseitige Vorsatzschale könnte wahlweise bis zum Momentennullpunkt in der Widerlagerwand gezogen werden („Rucksack“-Lösung), wenn der Widerlagerfuß nicht verstärkt werden muss. Die Vorsatzschale wird mittels Schubverbindern bzw. Einbohreisen mit der Widerlagerwand (und je nach Tiefenausdehnung mit dem Fundament) kraftschlüssig verbunden.

Eine weitere Möglichkeit den Widerlagerkopf zu verstärken ist das Einbohren von Bewehrung. Vorteil dieser Konstruktion ist, dass auf einen Aushub des Erdreiches hinter der Widerlagerwand verzichtet werden kann. Nachteile ergeben sich jedoch im erhöhten Arbeitsaufwand, sowie in der Ungenauigkeit beim Einbohren der Bewehrung. Weiters ist eine zu enge Bestandsbewehrung hinderlich beim Bohren.

⁶ z.B. FRP Lamella oder CarboDur

Von einer Verstärkung des Widerlagerfußes/Fundamente sollte im Zuge einer Ertüchtigung abgesehen werden, da dies mit hohen Kosten verbunden ist. Dies ist mit entsprechender Modellierung im Rahmen der Planung zu berücksichtigen.

10.5 SCHLEPPPLATTE

Im Planungshandbuch der Asfinag [19] wird bei integralen Brücken eine Schleppplattenkonstruktion, wie in Abbildung 37 dargestellt, vorgeschlagen.

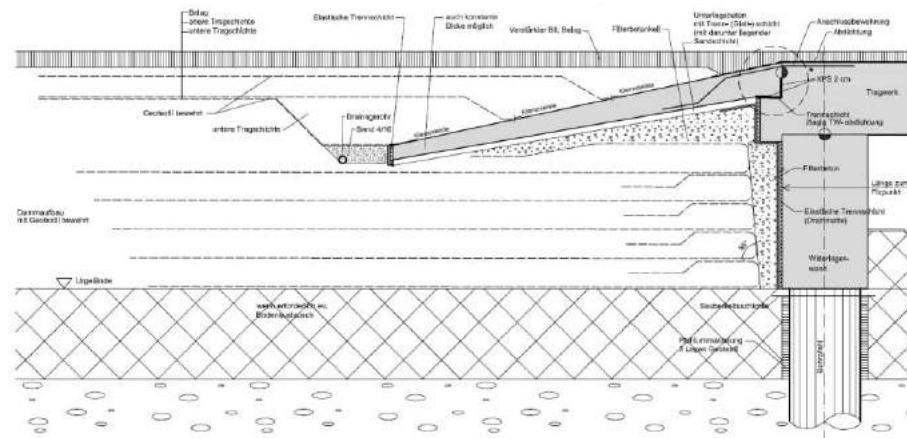


Abbildung 37 Integrale Brücken – Hinterfüllung [19]

Laut RVS 15.06.11 „Schleppplatten und Hinterfüllungen“ [20] ist bei Instandsetzungen im Widerlagerbereich, wie z.B. einer nachträglichen Integralisierung, keine Schleppplatte nötig, wenn allfällige Setzungen bereits abgeklungen sind (siehe Abbildung 38). Es ist lediglich die Brückenabdichtung bis zur Widerlagerrückseite zu verlängern.

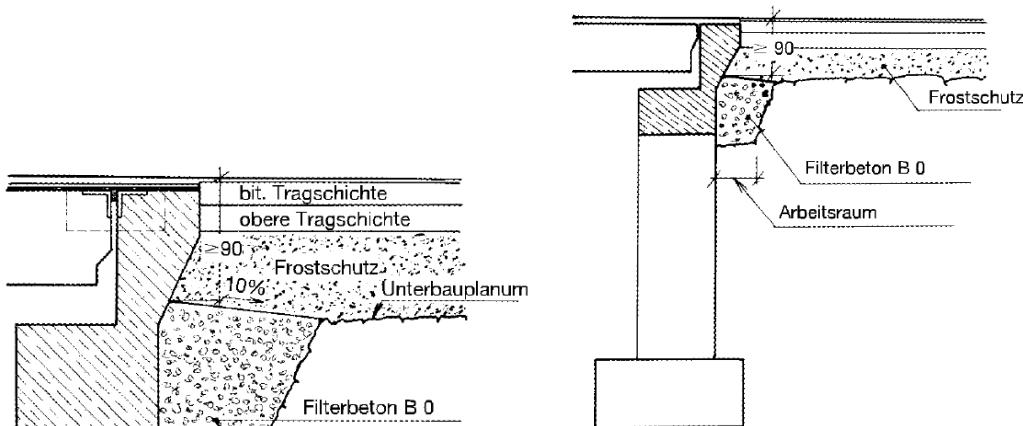


Abbildung 38 Brückenende bei Instandsetzung [20]

Das Planungshandbuch der Asfinag [19] spezifiziert diesen Punkt noch weiter und fordert ein Herunterführen der Abdichtung auf min. 50 cm an der Rückseite der Kammerwand bzw. das Abdichten des gesamten Tragwerksendes.

10.6 FAHRBAHNÜBERGANG

Wie in Arbeitspaket 5 festgehalten liegen bei Brücken mit einer Spannweite bis 50 m, die Horizontalverschiebungen unter 20 mm. Daher ist keine Fahrbahnübergangskonstruktion nötig. Erst für größere integrale Bauwerke ist die Ausbildung einer flexibel verformbaren Schleppplattenkonstruktion anstatt eines Fahrbahnübergangs zweckmäßig und der Aufwand dafür gerechtfertigt.

11 CONCLUSIO

Die wesentlichen Ergebnisse des Vorhabens „Integralbrücken“ der Verkehrsinfrastrukturforschung VIF 2011 wurden in dieser Arbeitspaketbeschreibung zusammengefasst. Wesentlich ist die Vorgehensweise bei der Bewertung des bestehenden Tragwerks bezüglich der Defizite bzw. Reserven für die sog. maßgebende Schnitte im Zusammenhang mit der Integralisierung. Es werden hiermit Grundlagen für die Beantwortung der Frage, ob eine Integralisierung beim betrachteten Bauwerk die sinnvollste Lösung aus technischer und wirtschaftlicher Sicht ist, geschaffen und dargestellt. Weiterhin wurden Regeldetails für die Rahmenecke unter Berücksichtigung des Bauverfahrens (mit und ohne Aufbeton) präsentiert. Eine Übergangskonstruktion mit einer aufwendigen Schleppplatte ist bei Integralisierung von bestehenden Bauwerken mit einer Länge bis zu 30 nicht erforderlich. Die Empfehlung des Planungshandbuch der ASFINAG [19] kann in diesem Fall verwendet werden.

Allgemein können folgende erforderliche Schritte für die Entscheidung zur Integralisierung eines bestehenden Bauwerks betrachtet werden:

1. Zusammenstellung der Bauwerksdaten
2. Feststellung des Ist-Zustand des Bauwerks
3. Durchführung der Nachrechnung zur Festlegung des Sanierungs- und Verstärkungsumfangs
4. Kostenermittlung für die Maßnahme einschließlich Vergleich mit einem Neubau
5. Wahl von konstruktiven Maßnahmen in Abhängigkeit der Randbedingungen

Die in diesem Vorhaben gewonnenen Ergebnisse können direkt in diesen Findungsprozess einfließen.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1 Adaptierung einer Bestandsbrücke in eine Integralbrücke (schematisch)	5
Abbildung 2 INTEGRALE BRÜCKE OHNE LAGER UND DEHNFUGEN [3 S. 2]	8
Abbildung 3: Darstellung der Bauwerksverschiebung aufgrund monotoner bzw. zyklischer Bewegungen [7 S. 296].....	9
Abbildung 4: Skizze Bestandsobjekt.....	10
Abbildung 5: Skizze vorhandene Bewehrung am Bestandssystem – Fahrbahnplatte und Widerlagerwand	11
Abbildung 6: Erddruckansatz Bestandssystem (li) und Integralsystem (re)	16
Abbildung 7: Auswahl- und Eingabemaske für die charakteristischen Verkehrslasten	17
Abbildung 8: Vergleich ÖNorm B4002-1970 BK I / EC 1991-2 & ON B 1991-2-2011 LM1	18
Abbildung 9: Vergleich ÖNorm B4002-1970 BK I / EC 1991-2 LM3 3000/200 i.A.....	19
Abbildung 10: Vergleich der Bemessungskräfte am Bestandssystem	22
Abbildung 11: Vergleich der Bemessungskräfte am Überbau	26
Abbildung 12: Vergleich der Bemessungskräfte am Unterbau	28
Abbildung 13: Vergleich der Bemessungskräfte am Über- und Unterbau - Querkraft.....	29
Abbildung 14: Vergleich der Bemessungskräfte am Überbau - Temperatur	30
Abbildung 15: Vergleich der Bemessungskräfte am Unterbau - Temperatur.....	31
Abbildung 16: Vergleich der Querkraft am Über- und Unterbau - Temperatur	32
Abbildung 17: Vergleich der Bemessungskraft am Überbau	34
Abbildung 18: Vergleich der Bemessungskräfte am Unterbau	35
Abbildung 19: Vergleich der Querkraftbemessungslasten am Über- und Unterbau	36
Abbildung 20: Übersichtstabelle Ausgabe β-Werte und erforderliche Bewehrung	37
Abbildung 21: Vergleich der Bemessungskräfte am Überbau	38
Abbildung 22: Vergleich der Bemessungskräfte am Unterbau	39
Abbildung 23: Vergleich der Querkraftbemessungskräfte am Über- und Unterbau	40
Abbildung 24: Ausbildung Fließgelenk (schematisch).....	41
Abbildung 25: Ergebnisse $S_{\text{Boden},\min} = 10.000 \text{kN/m}^2$	41
Abbildung 26: Ergebnisse Vergleich Überbau	42
Abbildung 27: Ergebnisse Vergleich Unterbau.....	43
Abbildung 28: Ergebnisse Vergleich Querkraft	44
Abbildung 29: Nötiger Abbruch für die Ausbildung einer Rahmenecke	45
Abbildung 30: Konstruktive Durchbildung „Rucksack mit Aufbeton“; Darstellung eines direktbefahrenen Aufbetons.....	45
Abbildung 31: Konstruktive Durchbildung „Eingeklebte Bewehrung mit Aufbeton“	46

Abbildung 32: Konstruktive Durchbildung ohne Aufbeton – „Rucksack“	46
Abbildung 33: Konstruktive Durchbildung ohne Aufbeton – „Eingeklebt“	47
Abbildung 34: Konstruktive Durchbildung mit CFK-Lamellen am Beispiel einer niedrig bewehrten Widerlagerwand.....	47
Abbildung 35: Konstruktive Durchbildung mit Ankerstangen am Beispiel eines unbewehrten Widerlagers	47
Abbildung 36: Beispiel eingeschlitzte Bewehrung [18]	48
Abbildung 37 Integrale Brücken – Hinterfüllung [19]	49
Abbildung 38 Brückenende bei Instandsetzung [20]	49

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Bezugsschnitte des Bestandssystems.....	21
Tabelle 2: Bezugsschnitte für das Integralsystem	25

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] RVS 15.02.12: Bemessung und Ausführung von integralen Brücken (in Bearbeitung). Wien : Österreichische Forschungsgesellschaft - Straße - Schiene - Verkehr, 2012.
- [2] Geier, Roman. *Heft 596: Planung integraler Brücken*. Wien : Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Straßenforschung, 2011.
- [3] KHP - Beratende Ingenieure für Bauwesen. *Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken - Anlage 1 - Musterberechnung für eine integrale Fuß- und Radwegbrücke*. Frankfurt am Main : s.n., 2003.
- [4] Kaufmann, Walter. *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*. Greifensee : Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK - Bundesamt für Strassen, 2008.
- [5] Pötzl, Michael. *Robuste Brücken- Vorschläge zur Erhöhung der ganzheitlichen Qualität*. Wiesbaden : Vieweg, 1996.
- [6] Engelsmann, Stephan, Schlaich, Jörg und Schäfer, Kurt. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 496: Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Berlin : Beuth, 1999.
- [7] Berger, Dieter, et al. Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau*. 1999, Heft 4.
- [8] Witt, Karl Josef. *Grundbau - Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. 7. Berlin : Ernst & Sohn, 2008.
- [9] Kerokoski, Olli. *Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments*. Tampere : Tampere University of Technology, 2006.
- [10] SIA 261 - Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich : Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.

- [11] Design Manual for Roads and Bridges, Vol. 1, Sect. 3, Part 12, BA 42/96, amendment No. 1: "The Design of Integral Bridges". s.l. : UK Highways Agency, 2003.
- [12] England, George L., Tsang, Neil C. M. und Bush, David I. *Integral bridges - A fundamental approach to the time-temperature loading problem*. London : s.n., 2000.
- [13] Vogt, N. *Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand*. Stuttgart : Baugrundinstitut Stuttgart, 1984.
- [14] Petersen, Christian. *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*. Braunschweig : Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1982.
- [15] RVS 15.02.34 *Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten*. Wien : FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse Schiene Verkehr.
- [16] Leonhardt, Fritz. *Vorlesungen über Massivbau - 6. Teil - Grundlagen des Massivbrückenbaus*. Berlin : Springer Verlag.
- [17] ÖNorm EN 1992-2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbeton Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Wien : Austrian Standards Institute.
- [18] Schäfer. *Verstärken von Betonbauteilen - Sachstandsbericht Heft 467*. s.l. : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1996.
- [19] Asfinag. Planungshandbuch Brücke - BAU. Wien : s.n., 31. 08 2011. 3.00.
- [20] FSV. RVS 15.06.11. *Schleppplatten und Hinterfüllungen*. Wien : s.n., Dezember 2012.

Handlungsanweisung und Konstruktionsdetails zur Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke

Arbeitspaket 7

Verdeutlichung des Potenzials für die Anwendung von Integralbrücken in Österreich

Rev.01

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

Dipl.-Ing. Regina della Pietra

Institut für Betonbau

Technische Universität Graz

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

Dipl.-Ing. Charlotte Schönweger

Institut für Tragkonstruktionen

Technische Universität Wien

INHALTSVERZEICHNIS

1	BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG	3
2	EINLEITUNG.....	4
3	DATENBANK.....	5
3.1	MATERIAL	5
3.2	QUERSCHNITSGESTALTUNG	6
3.3	LÄNGSSCHNITTGESTALTUNG.....	10
3.4	UNTERBAU	12
4	AUSWERTUNG DES DATENBESTANDES.....	14
5	ÖSTERREICHISCHER GESAMTBRÜCKENBESTAND.....	16
5.1	STUFE 1	16
5.2	STUFE 2	20
5.3	STUFE 3	23
6	POTENTIAL DES ÖSTERREICHISCHEN BRÜCKENBESTANDES	28
6.1	ERHALTUNGZUSTAND STUFE 3	28
6.2	INSTANDSETZUNGS- UND ERTÜCHTIGUNGSKOSTEN	29
6.3	ABSCHÄTZUNG DES WIRTSCHAFTLICHEN POTENZIALS.....	30
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	32
	TABELLENVERZEICHNIS	33
	LITERATURVERZEICHNIS.....	33
	ANHANG A	34
	ANHANG B	37

1 BESCHREIBUNG DES ARBEITSPAKETES LAUT ANTRAG

Ziele:

- 1) Bestands- und Zustandserhebung des Brückenbestandes in Österreich
- 2) Marktpotenzial des Empfehlungshandbuches
- 3) Anwendung an ausgewählten Tragwerken

Beschreibung der Inhalte:

Mit Hilfe vorhandener Brückendatenbanken und in Zusammenarbeit der ASFINAG und ÖBB werden detaillierte Informationen über den österreichischen Brückenbestand gesammelt. Anhand der gewonnen Erkenntnisse aus allen AP soll das Potential für die Adaptierung von Bestandsbrücken in integrale Brücken aufgezeigt werden.

Methode:

Die Bestands- und Zustandserhebung soll unter Zuhilfenahme von den vorhandenen Brückendatenbanken durchgeführt werden (Recherche).

Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

- Sammlung detaillierter Informationen über den Brückenbestand
- Aufzeigen des „Marktpotenzials“

2 EINLEITUNG

Ein Brückentragwerk ist entsprechend geltendem Regelwerk auf eine Nutzungsdauer von mind. 100 Jahren auszulegen¹. In diesen Zeitraum stehen im Allgemeinen zwei große Sanierungen an, die erste nach ungefähr 30 bis 35 Jahren, die zweite nach ca. 70 Jahren Nutzungsdauer. Durch das zunehmende Alter der Brückentragwerke mit der gleichzeitigen Zunahme des Güterverkehrs mit immer größer werdenden Achslasten ist es erforderlich, dass nicht nur Instandsetzungsarbeiten durchgeführt werden, sondern dass diese auch mit Ertüchtigungsmaßnahmen gekoppelt sind. Bei der Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke wird, durch den nachträglichen monolithischen Verbund des Überbaus mit dem Unterbau, ein konventionelles Brückentragwerk in ein Integrales- oder Semi-Integrales Brückentragwerk umgebaut. Das Ziel der Erhebung des Bauwerksbestandes ist das Aufzeigen des vorhandenen Potenzials der Anwendung der Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke als Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahme für die kommenden Jahre.

Zum Beginn der zweiten Jahreshälfte 2012 wurden die 11 österreichischen Brückenbauabteilungen² kontaktiert und um Mitarbeit zur Feststellung des Anwendungspotenzials der Adaptierung von konventionellen Brücken in Integralbrücken gebeten. Angelehnt an die Datenstruktur das verwendete Softwaresystem BAUT³ wurde eine Liste der benötigten Datensätzen⁴ erstellt, um möglichst einheitliche Bauwerksdaten vergleichen zu können. Dabei wurde auf eine Anonymisierung der Datensätze der einzelnen Brückenbauabteilungen geachtet.

Kapitel 3 definiert die, für die Auswertung der Datensätze notwendigen Begriffe und zeigt die getroffene Zuordnung der einzelnen Datensätze in Oberbegriffe auf. Die durchgeführte Auswertung wird im Kapitel 4 erläutert, dieses Kapitel zeigt auch eine Übersicht der grafischen Auswertungen. Die Analyse der Auswertung des österreichischen Gesamtbrückenbestandes erfolgt im Kapitel 5. Das mögliche Potenzial für die Anwendung der Adaptierung von Bestandsbrücken in Integralbauwerke zeigt Kapitel 6 auf.

¹ Entsprechend [28] ÖNORM EN 1990: 2013:03:15, Tabelle 2.1 — Klassifizierung der Nutzungsdauer, S. 22

² Siehe Anhang A

³ BAUT = Baudatenbank Austria, eine Anlagengüterverwaltungssystem, welches von 7 österreichischen Landesbrückenbauabteilungen und der ASFINAG zur Erfassung der baulichen Objekte auf den Autobahnen, Schnellstraßen, Bundes- und Landesstraßen in Österreich eingesetzt wird.

⁴ Siehe Anhang A

3 DATENBANK

Die einzelnen Datensätze wurden für ihre Auswertung den drei Gestaltungstypologien des Brückenbaues, (Material, Querschnittsgestaltung und Längsschnittsgestaltung) zugeordnet. Wobei die unterschiedlichen Bezeichnungen der einzelnen Bauwerksdatenbanken desselben Datensatzes, einem Oberbegriff zugewiesen wurden. Die Zuordnung ist, da die Datensätze als Excel⁵-Dateien zur Verfügung gestellt wurden, mittels der PivotTable-Gruppenauswahl⁶ durchgeführt worden. Im Folgenden werden wichtige Begriffe definiert, sowie ein Überblick auf die getroffene Zuordnungen gegeben. Die getroffene Zuordnung für jede einzelne Brückenbauabteilung findet sich im Anhang B wieder.

3.1 MATERIAL

In der Einteilung von Brückentragwerken über das Material des Überbaues, wird allgemein in Betonbrücken, Stahlbrücken, Holzbrücken, Steinbrücken und Verbundbrücken unterschieden. Tabelle 3.1 zeigt beispielhaft die getroffene Zuordnung für das Material Beton. Es ist erkennbar, dass für die Auswertung unter dem Materialbegriff Beton sämtliche Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton zusammengefasst worden sind.

Tabelle 3.1 PivotTable - Gruppenauswahl Material, Zuordnung Beton

Gruppenauswahl Material

Beton

Beton-bewehrt (ON B4200/3)

Spannbeton-FT-Tragwerk

Spannbeton-Ortbetontragwerk

Stahlbeton-FT mit Ortbeton

Stahlbeton-Normalbeton

⁵ microsoft Excel –Tabellenkalkulationsprogramm der Fa. microsoft Corporation.

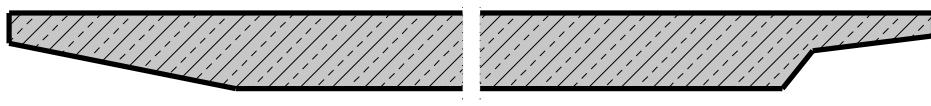
⁶ Bei einer PivotTable-Gruppenauswahl können benutzerdefiniert Feldelemente gruppiert werden, die über bestimmte gewünschte Eigenschaften verfügen, sich aber nicht automatisch sortieren oder filtern lassen.

3.2 QUERSCHNITSGESTALTUNG

In der Einteilung von Betonbrückentragwerke über die ausgeführten Querschnittsausbildung, wird allgemein in Plattenquerschnitte, Plattenbalkenquerschnitte, Hohlkastenquerschnitte sowie Verbundquerschnitte unterschieden.

3.2.1 PLATTENQUERSCHNITT

Der Plattenquerschnitt ist das bevorzugte Konstruktionselement für Tragwerke kleinerer Stützweiten. Abb. 3.1 zeigt mögliche Querschnittsausführungen von Platten [1]. Tabelle 3.2 gibt einen Überblick auf wirtschaftliche Stützweite, Konstruktionshöhen und dem statischen Tragsystem von Plattenbrücken. Die Zuordnung der einzelnen unterschiedlichen Datenbankeinträge, welche dem Querschnittstyp Platte zugeordnet werden können, zeigt beispielhaft Tabelle 3.3.



Platte mit Konsole

Platte mit Konsole

Abb. 3.1 mögliche Querschnittsausführungen von Platten

Tabelle 3.2: Einsatzkriterien – massive Platten bei Straßenbrücken [2 S. 148]

Wirtschaftliche Stützweite	Konstruktionshöhe	Statisches System
Stahlbeton		
bis 15,0 m	L/10 bis L/15	Einfeldträger
bis 20,0 m	L/15 bis L/20	Durchlaufträger, Rahmen
Spannbeton		
15,0 m bis 25,0 m	L/15 bis L/20	Einfeldträger
15,0 m bis 30,0 m	L/20 bis L/25	Durchlaufträger, Rahmen

Tabelle 3.3 PivotTable - Gruppenauswahl Querschnitt, Zuordnung Platte

Gruppenauswahl Querschnittsgestaltung

Platte

Mehrere Querschnitte-HT VollQS, Fahrbahn VollQS

Vollquerschnitt

Vollquerschnitt-voller Querschnitt

3.2.2 PLATTENBALKENQUERSCHNITT

Der Plattenbalkenquerschnitt gliedert sich in die Hauptträger, die schubfest verbundene obere Fahrbahnplatte sowie einer, im Einzelfall notwendigen, unteren Druckplatte. Abb. 3.2 zeigt einen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt mit unterschiedlicher Ausführung der Untersicht. [1] Wie aus Tabelle 3.4 ersichtlich, liegt die wirtschaftliche Stützweite für Stahlbetontragwerke mit Plattenbalkenquerschnitt bei 25,0 m, werden Spannbetontragwerke ausgeführt liegt die Spannweite bei ca. 45,0 m. Die Zuordnung der einzelnen unterschiedlichen Datenbankeinträge, welche dem Querschnittstyp Plattenbalken zugeordnet werden können, zeigt Tabelle 3.5.

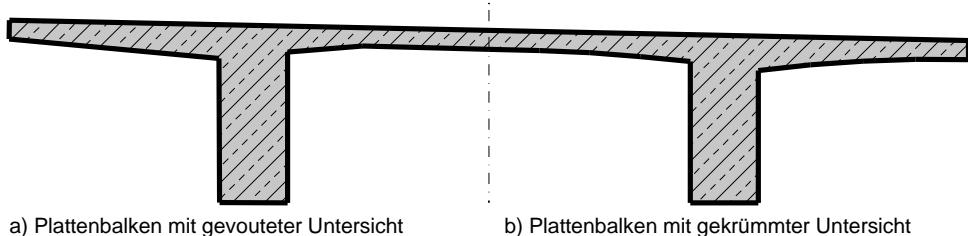


Abb. 3.2 Querschnitt Plattenbalken

Tabelle 3.4: Einsatzkriterien – Plattenbalken aus Stahlbeton und Spannbeton, parallelgurtig [2 S. 150]

Wirtschaftliche Stützweite	Konstruktionshöhe	Statisches System
Stahlbeton		
bis 20,0 m	L/10 bis L/15	Einfeldträger
Bis 25,0 m	L/15 bis L/20	Durchlaufträger, Rahmen
Spannbeton		
20,0 m bis 45,0 m	L/20 bis L/25	Einfeldträger
20,0 m bis 45,0 m	L/20 bis L/25	Durchlaufträger, Rahmen

Tabelle 3.5 PivotTable - Gruppenauswahl Querschnitt, Zuordnung Plattenbalken

Gruppenauswahl Querschnittsgestaltung

Plattenbalken

Mehrere Querschnitte-HT HohlQS, Fahrbahn Plattenbalken

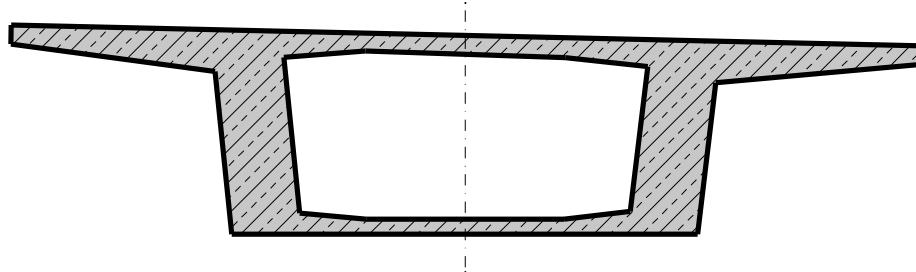
Plattenbalken

Plattenbalken-Plattenbalken mit FW-Stegen

Plattenbalken-Plattenbalken mit vollwandigen Stegen

3.2.3 HOHLKASTENQUERSCHNITT

Hohlkastenquerschnitte sind eine Weiterentwicklung des Plattenbalkens. Die untere Druckplatte verläuft über die gesamte Feldlänge. Die torsionssteife Hohlzelle ermöglicht es, exzentrische Belastungen gleichmäßig auf das Tragwerk aufzuteilen. [1] Abb. 3.3 zeigt eine typische Querschnittsausbildung eines einzelligen Hohlkastenquerschnittes. Tabelle 3.6 zeigt einen Überblick der Einsatzkriterien für Überbauten mit Hohlkastenquerschnitten. Wirtschaftlich sind Hohlkastenquerschnitte nur bei großen Stützweiten ($\geq 35,0$ m); sie sind der bevorzugte Querschnittstyp im Spannbetonbrückenbau. Je nach gewähltem Bauverfahren sind Stützweiten bis zu 200,0 m möglich.



a) Einzelliger Hohlkasten

Abb. 3.3 Querschnitt Hohlkasten

Tabelle 3.6: Einsatzkriterien – Hohlkastenquerschnitt [2 S. 153]

Wirtschaftliche Stützweite	Konstruktionshöhe	Bauverfahren
Spannbeton		
35,0 m bis 100,0 m	L/20 bis L/25	Lehrgerüst, Vorschubgerüst, Taktschiebeverfahren
35,0 m bis 60,0 m	L/15	Taktschiebeverfahren
bis 200,0 m	gevouteter Überbau bis L/18 (Stütze) bis L/40 (Feldmitte)	Freivorbau

3.2.4 SONSTIGE

Die Zuordnung der einzelnen unterschiedlichen Datenbankeinträge, welche dem Querschnittstyp Sonstige zugeordnet werden können, zeigt exemplarisch Tabelle 3.7.

Tabelle 3.7 PivotTable - Gruppenauswahl Querschnitt, Zuordnung Sonstige

Gruppenauswahl Querschnitt
Sonstige
Verbundquerschnitte
keine Angabe
Mehrere Querschnitte
Schalenkonstruktion
Schalenkonstruktion-vollwandiger Rohrquerschnitt
sonstiger Querschnitt
Trogquerschnitt
Trogquerschnitt-Trogquerschnitt mit FW-Stegen
Trogquerschnitt-Trogquerschnitt mit vollwandigen Stegen
Wellprofil
(Leer)

3.3 LÄNGSSCHNITTGESTALTUNG

Unter der Längsschnittgestaltung versteht man die Anordnung der lastabtragenden Bauteile und die Art der Lastabtragung in Längsrichtung. Allgemein wird dies auch als das statische System eines Brückentragwerkes bezeichnet. Die im Betonbau üblichen Tragwerksarten sind Platten-, Balken-, Rahmen- und Bogentragwerke.

3.3.1 PLATTEN- UND BALKENBRÜCKEN

Der ausgeführte Querschnitt ist nach der Form eines Balkens eingebaut und gelagert. Es gibt eine sichtbare Trennung des Überbaus vom Unterbau durch die Lagerebene. Zumeist werden Balkenbrücken mit den Überbaukonstruktionen Platte, Plattenbalken bzw. Hohlkastenquerschnitte ausgeführt. [2] Abb. 3.4 zeigt eine dreifeldrige Balkenbrücke mit ihrem statischen System, einem Durchlaufträger. Die Zuordnung der einzelnen unterschiedlichen Datenbankeinträge, welche alle der Längsschnittgestaltung Balken- und Plattentragwerke zugeordnet werden können, zeigt beispielhaft Tabelle 3.8.



a) Balkenbrücke - Ansicht



b) Statisches System

Abb. 3.4 System Platten- und Balkenbrücken

Tabelle 3.8 PivotTable - Gruppenauswahl Längsschnittgestaltung (Tragwerk), Zuordnung Balken- und Plattentragwerke

Gruppenauswahl Längsschnittgestaltung (Tragwerk)

Balken- und Plattentragwerke

Balken/Plattentragwerk

Balken/Plattentragwerk-durchlaufend

Balken/Plattentragwerk-freiaufliegend

Balken/Plattentragwerk-mit Gelenkausbildung

3.3.2 RAHMENBRÜCKEN UND INTEGRALE TRAGWERKE

Ist der Überbau mit dem Unterbau biegesteif verbunden, spricht man von Rahmenkonstruktionen. Bei Rahmenkonstruktionen wird in Integrale und Semi-Integrale Tragwerke unterschieden. [3] Weitere Beschreibung siehe Arbeitspaketbeschreibung 1

3.3.3 BOGENBRÜCKEN

Bogenbrücken sind eine klassische Konstruktionsform des Betonbrückenbaus. Der Bogen wirkt als Haupttragelement und trägt als Druckglied die aufgeständerte oder abgehängte Fahrbahn, wobei im Betonbrückenbau zumeist Bogenbrücken mit aufgeständerter Fahrbahn oder Stabbogenbrücken ausgebildet werden. [2]

3.3.4 FACHWERKSBRÜCKEN

Fachwerkbrücken werden, durch ihren hohen Schalungs- und Bewehrungsaufwand, nicht häufig im Betonbrückenbau eingesetzt. [1]

3.3.5 DURCHLÄSSE

Kleine Brückentragwerke mit einer lichten Weite unter 2,0 m werden als Durchlässe bezeichnet. [1]

3.4 UNTERBAU

Der Unterbau lagert den Überbau und leitet sämtliche aus dem Überbau stammende Kräfte in den Untergrund ab. Die Tragwerksteile Widerlager, Stützen, Pfeiler und die Gründung werden im Allgemeinen dem Unterbau zugeordnet.

3.4.1 GRÜNDUNG

Die vorherrschenden Baugrundverhältnisse bestimmen wesentlich den Entwurf eines Brückentragwerkes. Die Gründung muss alle Lasten dauerhaft und sicher in den Untergrund ableiten und die auftretenden Setzungen innerhalb zulässiger Grenzen halten. Unterschieden wird in Flachgründungen und Tiefgründungen. Bei einem tragfähigen Untergrund in geringer Tiefe können Flachgründungen, zumeist als Einzel- oder Plattenfundament, ausgeführt werden. Tiefgründungen kommen bei einem tragfähigen Baugrund in mäßiger bis großer Tiefe in Form von Brunnengründungen, Senkkastengründungen, Rammpfähle und Bohrpfähle zur Anwendung. [4] Die Zuordnung der einzelnen unterschiedlichen Datenbankeinträge, welche alle der Gründungsart Flachgründung zugeordnet werden können, zeigt Tabelle 3.9.

Tabelle 3.9 PivotTable - Gruppenauswahl Gründungsart, Zuordnung Flachgründungen

Gruppenauswahl Gründungsart

Flachgründung

Flachfundamente

Flachgründung

Flachgründung, Flachgründung

Flachgründung, Pfahlgründung

Flachgründung, Streifenfundamente für beide Widerlager

Fundamentplatte

Fundamentplatte je Widerlager

Fundamentplatte unter den Widerlagern

Fundamentplatten

Streifenfundament

3.4.2 WIDERLAGER

Als Widerlager wird das konstruktive Abschlussbauwerk am Ende eines Brückentragwerkes bezeichnet. Es ist das Endauflager des Überbaues und der Beginn des weiterführenden Dammkörpers. Vereinfachend besteht sie aus den einzelnen Bauteilen Widerlagerwand, Flügelwand und den Einbauten für Lager, Fahrbahnübergänge und Entwässerung. [1] Widerlager werden als einfache Widerlagerstützwand, kastenförmiges Widerlager, Spundwandwiderlager oder Bohrpfahlwand bzw. Sonderformen ausgeführt. [1 S. 587] Die Zuordnung der einzelnen unterschiedlichen Datenbankeinträge, welche der Gründungsart Flachgründung zugeordnet werden können, zeigt Tabelle 3.10.

Tabelle 3.10 PivotTable - Gruppenauswahl Baustoff Widerlager, Zuordnung Baustoff Widerlager Stahlbeton

Gruppenauswahl Baustoff Widerlager

Stahlbeton

aufgelöstes Widerlager/Stahlbeton - aufgelöstes Widerlager/keine Angabe

aufgelöstes Widerlager/Stahlbeton - aufgelöstes Widerlager/Stahlbeton

aufgelöstes Widerlager/Stahlbeton - sonstige Konstruktion/keine Angabe

Kastenwiderlager/Stahlbeton - Kastenwiderlager/Stahlbeton

Kastenwiderlager/Stahlbeton - sonstige Konstruktion/Stahlbeton

Scheinwiderlager/Stahlbeton - Scheinwiderlager/Stahlbeton

Schwergewichtswiderlager/Beton - Schwergewichtswiderlager/Stahlbeton

Schwergewichtswiderlager/Stahlbeton - Kastenwiderlager/Stahlbeton

Schwergewichtswiderlager/Stahlbeton - Scheinwiderlager/Stahlbeton

Schwergewichtswiderlager/Stahlbeton - Schwergewichtswiderlager/Beton

Schwergewichtswiderlager/Stahlbeton - sonstige Konstruktion/Stahlbeton

sonstige Konstruktion/keine Angabe - aufgelöstes Widerlager/Stahlbeton

sonstige Konstruktion/Stahlbeton - sonstige Konstruktion/keine Angabe

sonstige Konstruktion/Stahlbeton - sonstige Konstruktion/Stahlbeton - sonstige Konstruktion/Stahlbeton

4 AUSWERTUNG DES DATENBESTANDES

Die Auswertung des Datenbestandes der 11 teilnehmenden Brückenbauabteilungen erfolgte anonymisiert und wurde einerseits für die jeweilige Brückenbauabteilung und andererseits für den Gesamtbestand in drei Stufen durchgeführt. Alle Abbildungen wurden für jede teilnehmende Brückenbauabteilung, sowie für den Gesamtbestand erstellt. Folgende Stufen wurden dabei gewählt:

- Stufe 1: Vergleich des Gesamtbestand mit Stufe 2 und Stufe 3
- Stufe 2: Stahlbeton- und Spannbetonbrücken entsprechend den Filterkriterien gemäß Tabelle 4.1
- Stufe 3: Stahlbetonbrücken entsprechend den Filterkriterien gemäß Tabelle 4.1

Tabelle 4.1: Filterkriterien für Auswahl Stufe 2 und Stufe 3

Filterkriterien	Stufe 2	Stufe 3
	Stahlbeton- und Spannbetonbrücken	Stahlbetonbrücken
	Tragwerkslängen von 2,0 m bis 65,0 m	
	Baujahr von 1960 bis 1989	
	Platten- oder Balkentragwerk	

Für die Darstellung der vorgenommenen Auswertungen des Brückenbestandes und für deren Analyse wurden Säulendiagramme erstellt. Für die Stufe 1, dem Vergleich des Gesamtbestandes mit der Stufe 2 und der Stufe 3, zeigt Tabelle 4.2 die Übersicht der ausgearbeiteten Säulendiagramme.

Tabelle 4.2: Übersicht Auswertung Stufe 1

Stufe 1	Abb. Häufigkeitsverteilung Querschnittsausbildung
	Abb. Flächenverteilung Querschnittsausbildung
	Abb. Häufigkeitsverteilung Material
	Abb. Flächenverteilung Material
	Abb. Häufigkeitsverteilung Tragwerkssystem
	Abb. Flächenverteilung Tragwerkssystem
	Abb. Häufigkeitsverteilung Baujahr, 10 Jahresintervall
	Abb. Flächenverteilung Baujahr, 10 Jahresintervall

Für die Auswertung der Stufe 2 und der Stufe 3 wurde die Häufigkeitsverteilung mit einer Unterteilung in den ausgeführten Überbauquerschnitten durchgeführt. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf den beiden Querschnittstypen „Platte“ und „Plattenbalken“, sämtliche andere Querschnittstypen wurden in die Sammelkategorie „Sonstiges“ zusammengelegt. Die Auswertung der Stufe 3 wurde auf die Punkte „Gründungsart“, „Baustoff Widerlager“ und „Zustandsnote der Tragwerke“ ausgeweitet. Diese Erhebungen konnten nur mit einer geringeren Anzahl von Tragwerken durchgeführt werden, da die Datensätze nicht komplett vorhanden waren. Tabelle 4.3 zeigt die Übersicht der erstellten grafischen Säulendiagramme für die Stufe 2 und die Stufe 3.

Tabelle 4.3: Übersicht Auswertung Stufe 2 und Stufe 3

Stufe 2		Stufe 3
	Abb. Häufigkeitsverteilung der Tragwerke über das Baujahr (5 Jahresintervall)	
	Abb. Flächenverteilung der Tragwerke über das Baujahr (5 Jahresintervall)	
	Abb. Häufigkeitsverteilung der Tragwerke über die Tragwerkslänge (4,0 m Intervall)	
	Abb. Flächenverteilung der Tragwerke über die Tragwerkslänge (4,0 m Intervall)	
	Abb. Häufigkeitsverteilung der Tragwerke über die Feldanzahl	
	Abb. Flächenverteilung der Tragwerke über die Feldanzahl	
	Abb. Häufigkeitsverteilung der Tragwerke über die Fläche (Abstufungen in 25 m ² , 50 m ² - und 100 m ² Schritten)	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Länge, 1-feldrig	
	Abb. Flächenverteilung Länge, 1-feldrig	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Fläche, 1-feldrig	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Länge, 2-feldrig	
	Abb. Flächenverteilung Länge, 2-feldrig	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Fläche, 2-feldrig	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Länge, 3-feldrig	
	Abb. Flächenverteilung Länge, 3-feldrig	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Fläche, 3-feldrig	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Länge, 4-feldrig	
	Abb. Flächenverteilung Länge, 4-feldrig	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Fläche, 4-feldrig	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Zustandsnote	
	Abb. Flächenverteilung Zustandsnote	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Gründungsart	
	Abb. Häufigkeitsverteilung Baustoff Widerlager	

5 ÖSTERREICHISCHER GESAMTBRÜCKENBESTAND

Im Folgenden erfolgt eine Analyse und eine Interpretation der ausgewerteten Daten, des österreichischen Gesamtbrückenbestandes.

5.1 STUFE 1

5.1.1 BAUJAHR

Der überwiegende Anteil der Brückentragwerke in Österreich wurde, wie Abb. 5.1 und Abb. 5.2 zeigen, zwischen 1960 und 1980 errichtet. In diesen 30 Jahren sind 43 % der Brückentragwerke mit einem Anteil an der Gesamtfläche von 64 % zur Ausführung gekommen. Durch die Auswertung der Gesamtfläche (Abb. 5.2) wird deutlich, dass in diesem Zeitraum vor allem große Brückentragwerke errichtet wurden.

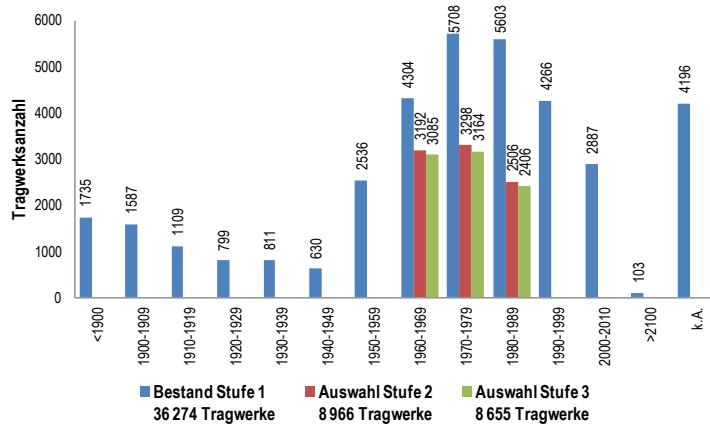


Abb. 5.1 Häufigkeitsverteilung Baujahr, Stufe 1

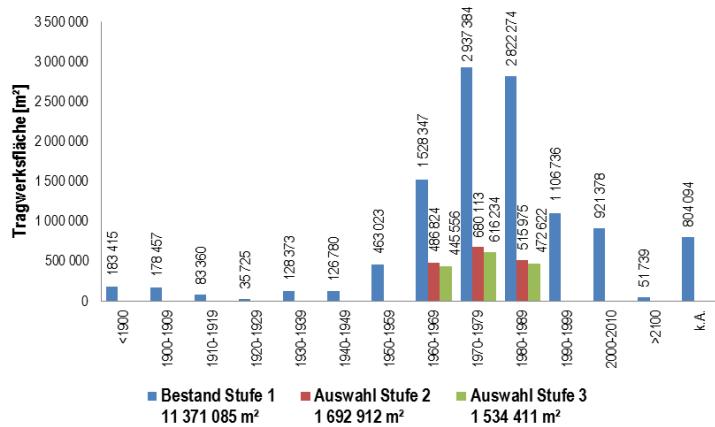


Abb. 5.2 Flächenverteilung Baujahr, Stufe 1

5.1.2 QUERSNITTAUSBILDUNG

Bei der Querschnittsausbildung zeigen Abb. 5.3 und Abb. 5.4, dass der Plattenquerschnitt die am häufigsten verwendete Querschnittsform ist. Mit einem Anteil von 50 % der Tragwerksanzahl und 32 % der Fläche, gefolgt vom Plattenbalken mit einem Anteil von 8 % in der Tragwerksanzahl und 26 % der Fläche und dem Hohlkasten mit dem Anteil von 3 % in der Anzahl und 22 % der Gesamtfläche. Der Vergleich des Gesamtbestandes mit Stufe 2 und Stufe 3 zeigt, dass bei Tragwerken mit L<65m der überwiegende Anteil als Platten und Plattenbalken ausgeführt wird. Hohlkastenquerschnitte kommen nur bei größeren Tragwerken zum Einsatz⁷.

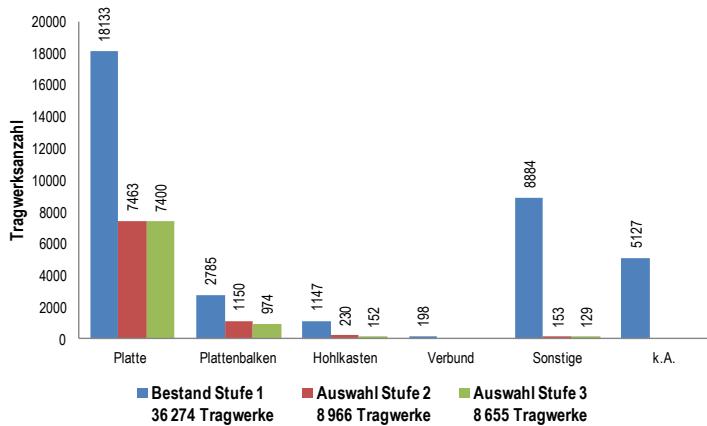


Abb. 5.3 Häufigkeitsverteilung Querschnitt, Stufe 1

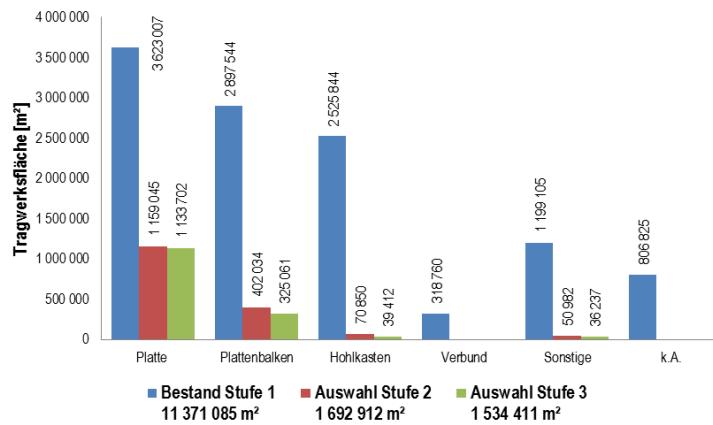


Abb. 5.4 Flächenverteilung Querschnitt, Stufe 1

⁷ entsprechend Tabelle 3.2, Tabelle 3.4 und Tabelle 3.6

5.1.3 MATERIAL

Aus den Abbildungen Abb. 5.5 und Abb. 5.6 wird deutlich, dass das Hauptkonstruktionsmaterial im Brückenbau Beton⁸ ist. Im österreichischen Bestand hat Beton einen Anteil von 74 % in der Tragwerksanzahl und 81 % in der Fläche.

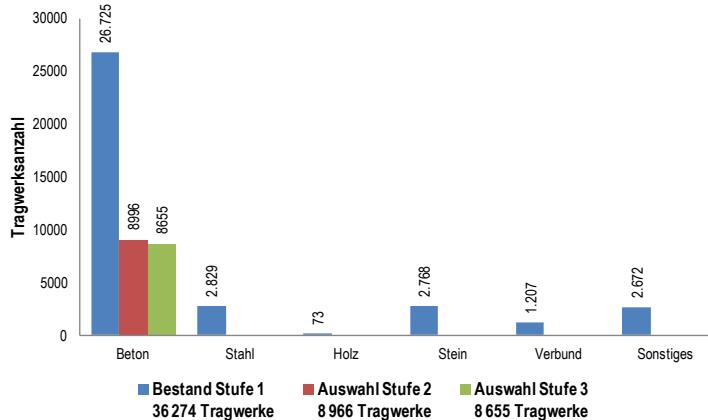


Abb. 5.5 Häufigkeitsverteilung Material, Stufe 1

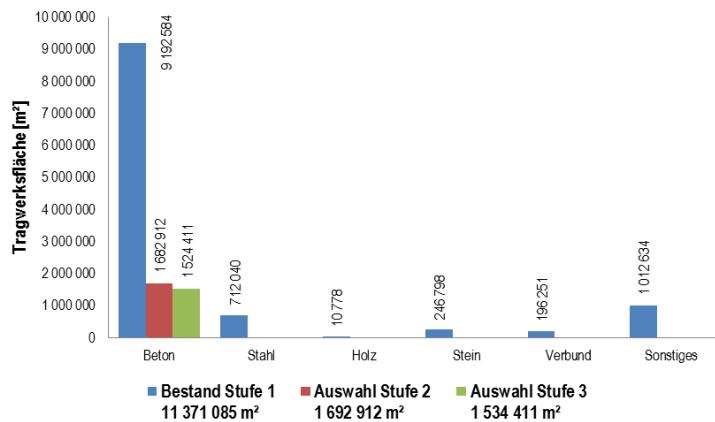


Abb. 5.6 Flächenverteilung Material, Stufe 1

⁸ Unter den Oberbegriff Beton sind sämtliche Beton-, Stahlbeton- und Spannbetontragwerke zusammengefasst (s. Kapitel 3.1).

5.1.4 TRAGWERKSSYSTEM

Abb. 5.7 und Abb. 5.8 zeigen die Häufigkeiten des verwendeten Tragwerkssystems. Als das meist genutzte Tragwerkssystem sind Platten- und Balkentragwerke mit einem Anteil von 57 % in der Anzahl und 65 % in der Fläche zu nennen, gefolgt von Rahmentragwerken mit einem Anteil von 17 % in der Anzahl und 19 % der Gesamtfläche. Es zeigt sich, dass in der Vergangenheit bevorzugt Brücken mit Lager ausgeführt wurden.

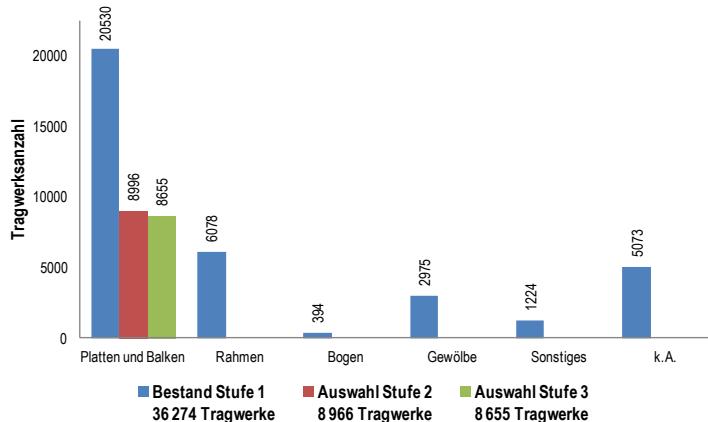


Abb. 5.7 Häufigkeitsverteilung Tragwerkssystem, Stufe 1

Ein Vergleich des Gesamtbestandes mit der Stufe 2 und Stufe 3 zeigt, dass die Tragwerke der Stufe 2 einen Anteil von 24,7 % in der Häufigkeitsverteilung, jedoch nur einen Anteil von 15 % in der Flächenverteilung aufweisen. Dies lässt sich durch die Filterung der Tragwerkslängen bis max. 65,0 m erklären. Für die Stufe 3, verringern sich, durch das Ausscheiden der Spannbetontragwerke, die Prozentsätze auf einen Anteil von 23,9 % in der Häufigkeitsverteilung und auf 13,5 % in der Fläche. Der geringe Unterschied in Anzahl und Fläche zwischen Stufe 2 und Stufe 3 lässt sich durch den wirtschaftlichen Einsatz von Spannbetontragwerken bei größeren Spannweiten erklären. Ihr Anteil ist bei der maximalen Gesamtlänge von 65,0 m nur sehr gering. Ein weiterer Grund dürfte auch die hohe Anzahl von 1-feldrigen Tragwerken sein(s. Abb. 5.14 und s. Abb. 5.20). Mit den hier üblichen Tragwerkslängen von unter 25,0 m, werden zumeist nur schlaff bewehrte Brückentragwerke ausgeführt.

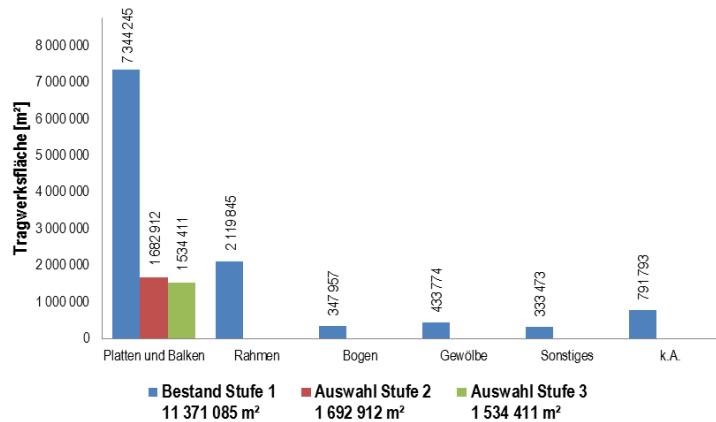


Abb. 5.8 Flächenverteilung Tragwerkssystem, Stufe 1

5.2 STUFE 2

5.2.1 BAUJAHR

Die vorherrschende Querschnittsform ist die Platte, mit 83,0 % in der Häufigkeit und 68,9 % in der Fläche, gefolgt vom Plattenbalken mit einem Anteil in der Häufigkeit von 12,8 % und einen Anteil von 23,9 % in der Flächenverteilung. Man erkennt, dass die Anzahl der errichteten Brücken in den Jahren zwischen 1960 bis 1979 konstant, jedoch ein Anstieg in der Fläche erkennbar ist. Dies lässt sich dadurch begründen, dass im Zeitraum von 1970 bis 1980 Tragwerke mit größeren Spannweiten errichtet wurden (s. Abb. 5.9 und Abb. 5.10).

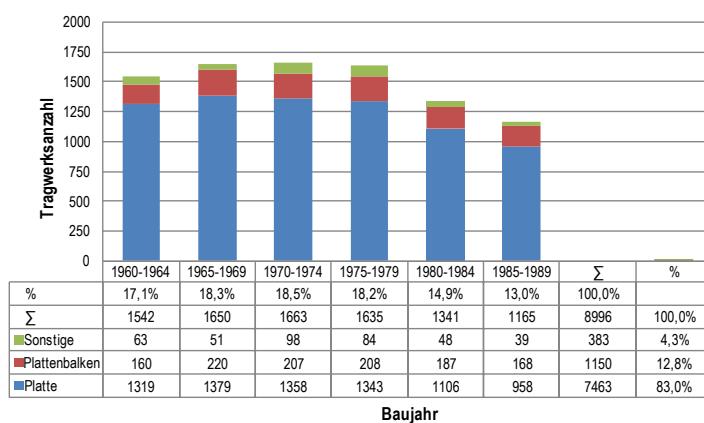


Abb. 5.9 Häufigkeitsverteilung Baujahr, Stufe 2

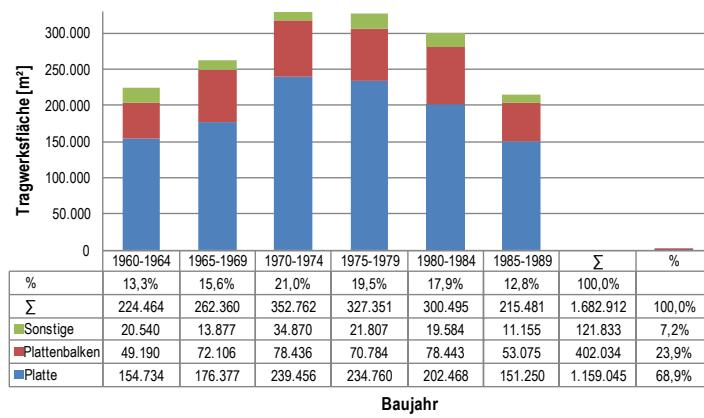


Abb. 5.10 Flächenverteilung Baujahr, Stufe 2

5.2.2 TRAGWERKSLÄNGE

Bei den Tragwerkslängen zeigt sich, dass die Mehrheit der Tragwerke eine Länge unter 30,0 m aufweisen (85,9 % der Tragwerksanzahl und 57,9 % der Tragwerksfläche). Auffallend ist, dass die Tragwerkslänge von 2,0 m bis 10,0 m, in ihrer Anzahl zwar einen Anteil von 52,0 % haben, jedoch in der Flächenverteilung, sinkt der Anteil auf 21,5 %. Ab einer Länge von 10,0 m steigt der Anteil von Plattenbalkenbrücken, in ihrem Anteil der Flächen stärker als in der Tragwerksanzahl. Dies lässt auf einen wirtschaftlichen Einsatz⁹ der Querschnittsformen schließen, da größere Spannweiten mit Plattenbalkenquerschnitte überspannt werden, diese größeren Spannweiten bilden sich durch einen Vergrößerung ihres Flächenanteiles ab (s. Abb. 5.11. und Abb. 5.12).

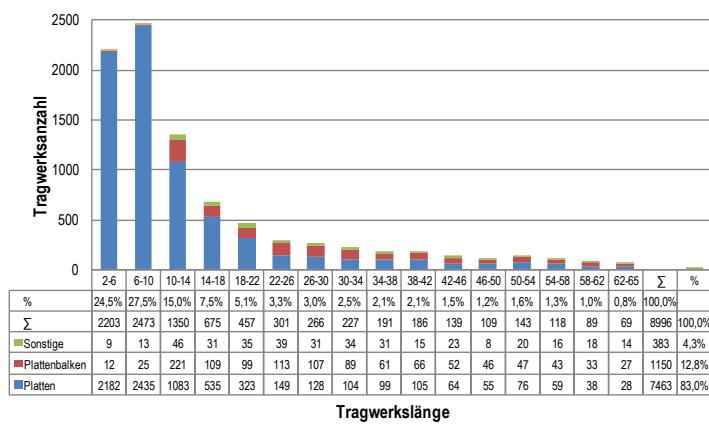


Abb. 5.11 Häufigkeitsverteilung Länge, Stufe 2

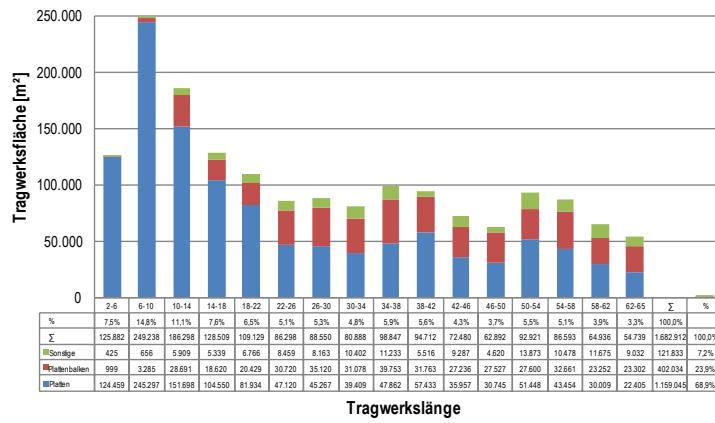


Abb. 5.12 Flächenverteilung Länge, Stufe 2

⁹ Siehe dazu auch Tabelle 3.2 und Tabelle 3.4.

5.2.3 FELDANZAHL

Die Verteilung der Tragwerke über die Feldanzahl zeigt Abb. 5.13 und Abb. 5.14. Es ist ersichtlich, dass bei der Häufigkeit der Feldanzahl die 1-feldrigen Tragwerke überwiegen mit 83,4 % in der Tragwerksanzahl und 59,7 % in der Tragwerksflächen; gefolgt von 3-feldrigen Tragwerken mit 7,9 % in der Tragwerksanzahl und 23,0 % in den Flächen. Der Anteil der 2-feldrigen Tragwerke liegt bei 3,7 % zu 9,1 %. Stark erkennbar ist die Zunahme bei den 3-feldrigen Tragwerken von der Häufigkeits- in die Flächenverteilung. Dies ist erklärbar mit den größeren Brückentragwerkslängen. Der Großteil der 3-feldrigen Brücken hat eine Länge über 30,0 m, gegenüber den 1-feldrigen Brücken, deren Brückenlängen mehrheitlich unter 30,0 m liegen¹⁰.

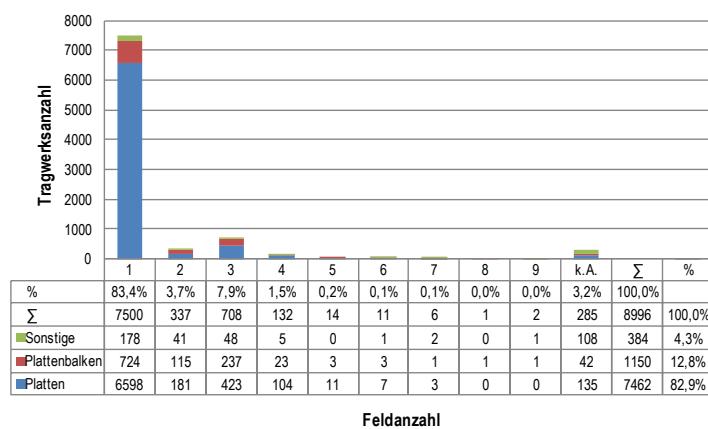


Abb. 5.13 Häufigkeitsverteilung Feldanzahl, Stufe 2

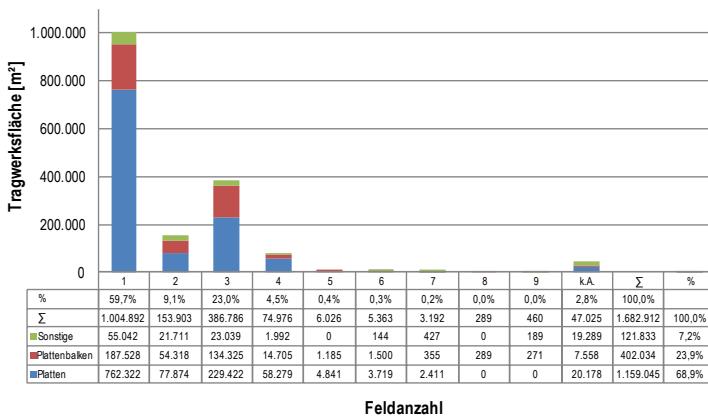


Abb. 5.14 Flächenverteilung Feldanzahl, Stufe 2

¹⁰ Häufigkeits- und Flächenverteilung in der Länge von 1- bis 4-feldrige Tragwerken der Stufe 2 entsprechend Anhang B.

5.3 STUFE 3

5.3.1 BAUJAHR

Wie Abb. 5.15 und Abb. 5.16 zeigen, ist die Platte, mit 85,5 % in der Häufigkeit und 73,9 % in der Fläche, die vorherrschende Querschnittsform, gefolgt vom Plattenbalken mit einem Anteil in der Häufigkeit von 11,3 % und einen Anteil von 21,2 % in der Flächenverteilung. Man erkennt, dass in den Jahren zwischen 1960 bis 1979 die Anzahl der errichteten Brücken konstant geblieben ist, es jedoch in der Flächenhäufigkeit bis Mitte der 1970er einen Anstieg gegeben hat, diese Zunahme lässt darauf schließen, dass in dieser Zeit Tragwerke mit größeren Spannweiten errichtet wurden (analog zu Kapitel 5.2).

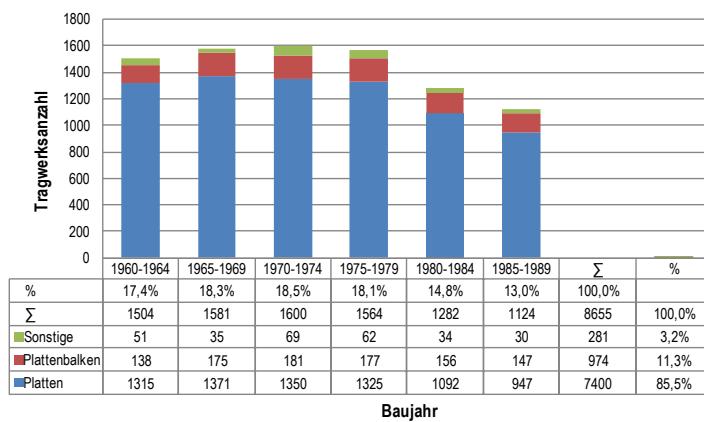


Abb. 5.15 Häufigkeitsverteilung Baujahr, Stufe 3

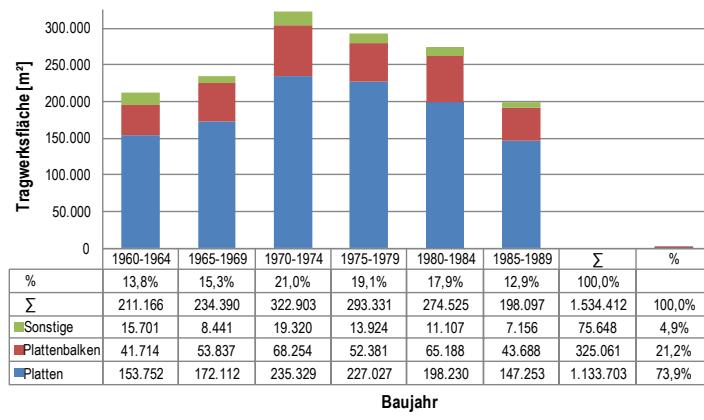


Abb. 5.16 Flächenverteilung Baujahr, Stufe 3

5.3.2 TRAGWERKSLÄNGE

Bei den Tragwerkslängen zeigt sich, dass die Mehrheit der Tragwerke eine Länge unter 30,0 m aufweisen, dies sind 87,8 % der Tragwerksanzahl und 61,4 % der Tragwerksflächen, wie aus Abb. 5.17 und Abb. 5.18 zu entnehmen ist. Auffallend ist, dass die Tragwerkslänge von 2,0 m bis 10,0 m, in ihrer Anzahl zwar den Anteil von 54,0 % ausmacht, sieht man sich aber die Flächenverteilung an, so sinkt der Anteil auf 24,4 %. Ab einer Länge von 10,0 m steigt der Anteil von Plattenbalkenbrücken, in ihrem Anteil der Flächen stärker als in der Tragwerksanzahl. Dies lässt auf einen wirtschaftlichen Einsatz¹¹ der Querschnittsformen schließen, dass größere Spannweiten mit Plattenbalkenquerschnitte überspannt werden, diese größeren Spannweiten bilden sich durch die Vergrößerung ihres Flächenanteiles ab.

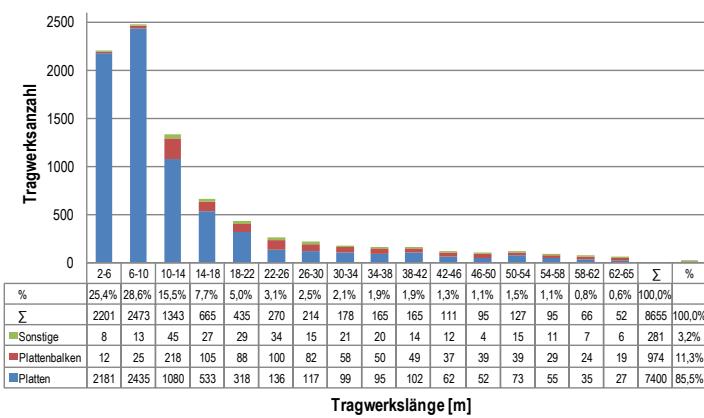


Abb. 5.17 Häufigkeitsverteilung Tragwerkslänge, Stufe 3

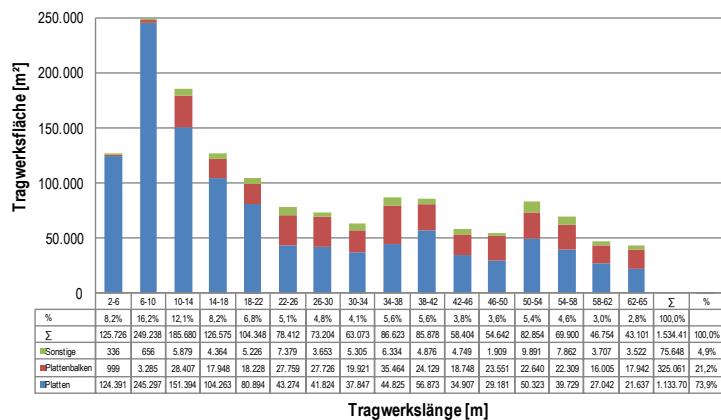


Abb. 5.18 Flächenverteilung Tragwerkslänge, Stufe 3

¹¹ Siehe dazu auch Tabelle 3.2 und Tabelle 3.4.

5.3.3 FELDANZAHL

Die Häufigkeits- und Flächenverteilung über die Feldanzahl ist aus den Abb. 5.19 und Abb. 5.20 ablesbar. Es überwiegen bei der Feldanzahl die 1-feldrigen Tragwerke mit 83,9 % der Tragwerksanzahl und 59,8 % der Tragwerksflächen, gefolgt von 3-feldrigen Tragwerken mit 7,6 % der Tragwerksanzahl und 22,9 % der Flächen. Der Anteil der 2-feldrigen Tragwerke liegt bei 3,5 % zu 8,8 %. Stark erkennbar ist der Sprung bei den 3-feldrigen Tragwerken von der Häufigkeits- in die Flächenverteilung, dies lässt sich durch die größeren Brückentragwerkslängen erklären. Der Großteil der 3-feldrigen Brücken hat eine Länge über 30,0 m, gegenüber den 1-feldrigen Brücken, deren Brückenlängen mehrheitlich unter 30,0 m liegen¹².

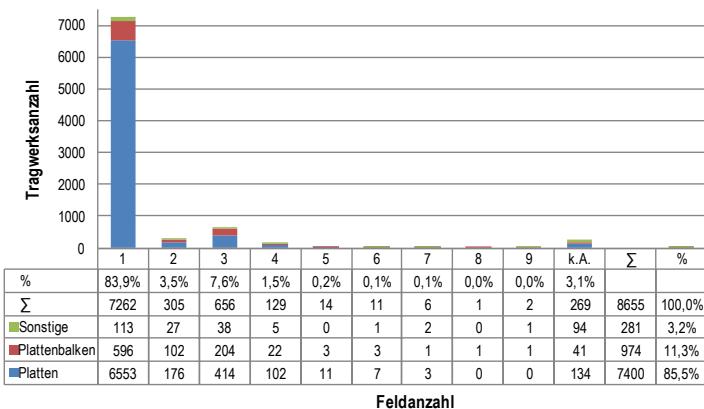


Abb. 5.19 Häufigkeitsverteilung Feldanzahl, Stufe 3

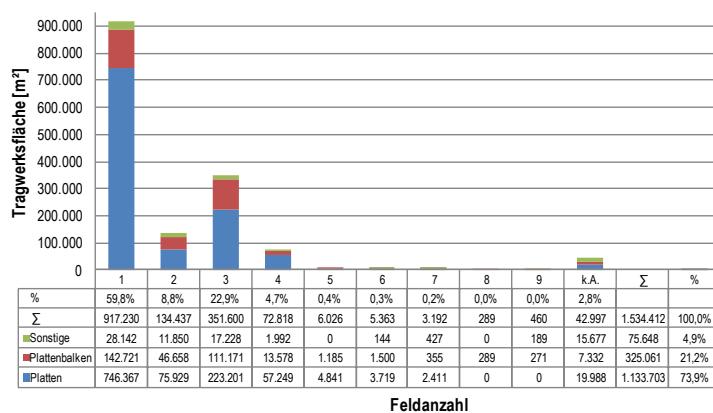


Abb. 5.20 Flächenverteilung Feldanzahl, Stufe 3

Für die Bearbeitung der weiteren Arbeitspakete wird auf Grund der vorliegenden Ergebnisse empfohlen folgende Tragwerke bis zu einer Spannweite von 30,0m zu betrachten:

- 1- und 2-feldrige Plattenbrücken
- 1-feldrige Plattenbalkenbrücken

¹² Häufigkeits- und Flächenverteilung in der Länge von 2- bis 4-feldrige Tragwerken der Stufe 3 entsprechend Anhang B.

5.3.4 1-FELDRIGE TRAGWERKE

Die Häufigkeits- und Flächenverteilung für 1-feldrige Brückentragwerke ist aus den Abb. 5.21 und Abb. 5.22 ablesbar. Deutlich erkennbar ist der hohe Anteil der Plattentragwerke für die Stützweiten bis 10,0 m. Weiters ist die Zunahme von Plattenbalkenbrücken bei größeren Stützweiten ablesbar. Dies schließt wiederum auf einen wirtschaftlichen Einsatz dieses Querschnittes. In den beiden Abbildungen sind weiters einfeldrige Tragwerke mit Stützweiten über 30 m zu finden. Unter Beachtung des Kapitels 3.2.1 und Kapitels 0 ist in diesen Fällen die Genauigkeit und Sauberkeit der Einträge in der BAUT in Frage zu stellen.

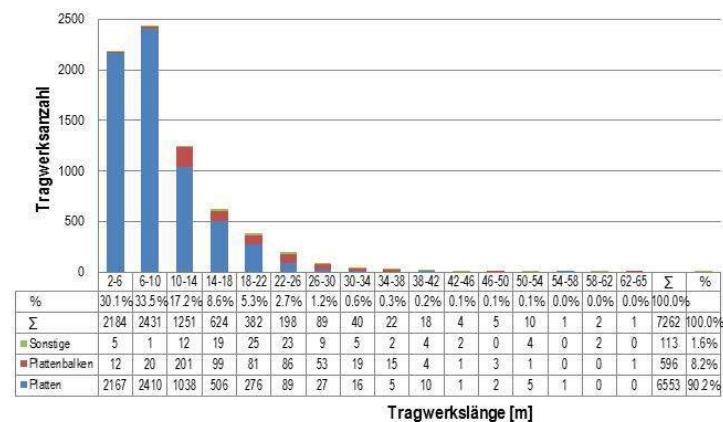


Abb. 5.21 Häufigkeitsverteilung Länge 1-feldrige Tragwerke, Stufe 3

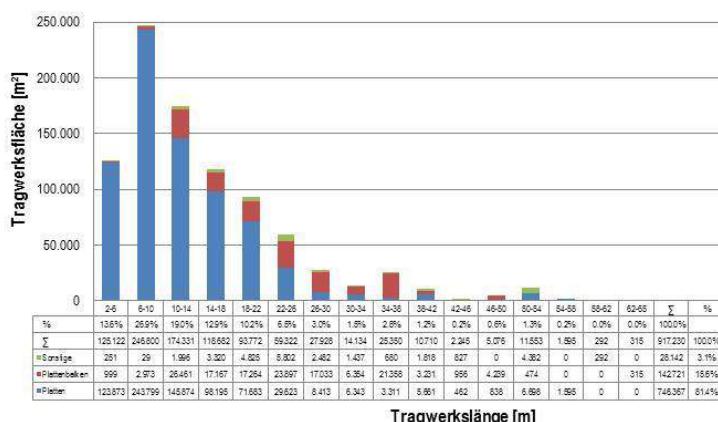


Abb. 5.22 Flächenverteilung Länge 1-feldrige Tragwerke, Stufe 3

5.3.5 GRÜNDUNG

Die in der Auswahl Stufe 3 durchgeführte Untersuchung der Widerlager und Gründungsart wurde mit einer kleineren Datenmenge durchgeführt, da die Angabe in den Datenbanken nicht vollständig vorhanden ist. Von den 8 655 Tragwerken in der Auswahl Stufe 3 liegen nur von 1 833 Tragwerken Angaben zur Gründungsart vor, wie aus Abb. 5.23 ersichtlich ist. Angaben zum Baustoff der Widerlager sind, nur von 2 879 Tragwerken vorhanden (Abb. 5.24). Die überwiegende Anzahl der Tragwerke wurde, wie aus Abb. 5.23 zu lesen, mit einem Anteil von 77,8 % flach gegründet. Als Baustoff für die Widerlager wurde Stahlbeton mit 54,3 %, gefolgt von Betonwiderlagern mit 44,7 % eingesetzt.

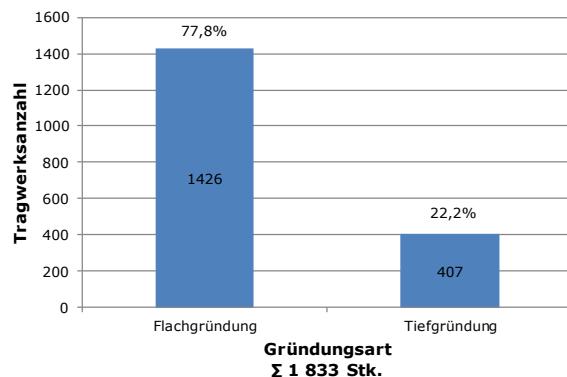


Abb. 5.23 Häufigkeitsverteilung Gründungsart, Stufe 3

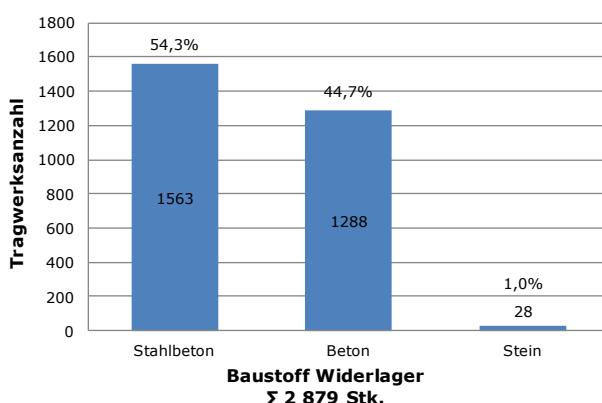


Abb. 5.24 Häufigkeitsverteilung Baustoff Widerlager, Stufe 3

6 POTENTIAL DES ÖSTERREICHISCHEN BRÜCKENBESTANDES

Für die Feststellung des Potenzials des österreichischen Brückenbestandes stehen Datenmengen von 11 Brückenbauabteilungen zu Verfügung. Angaben zur Prüfnote der einzelnen Brückentragwerke wurden nicht von allen Brückenbauabteilungen vorgelegt. Es stehen jedoch genügend Daten zur Verfügung, um Aussagen über das Potenzial, für die Adaptierung herkömmlicher Tragwerke in Integralbauwerke tätigen zu können.

6.1 ERHALTUNGSZUSTAND STUFE 3

Wie Abb. 6.1 und Abb. 6.2 zeigen, ist der Großteil (ca. 75 %) des österreichischen Brückenbestandes der Stufe 3 in einem guten (Prüfnote 2) bis ausreichendem Zustand (Prüfnote 3). Dies sind Tragwerke, bei denen lt. RVS 13.03.11 [5] Instandsetzungsmaßnahme bevorstehen. Betrachtet man bei den Platten- und Plattenbalkenbrücken aus Stahlbeton mit einer Tragwerkslänge zwischen 2,0 m und 65,0 m, den Anteil mit den Prüfnoten 3 bis 5 so liegt der Anteil bei 40,8 %, wie aus Abb. 6.2 zu entnehmen.

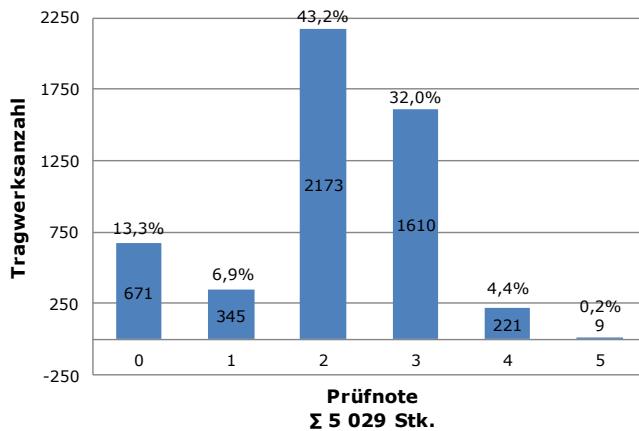


Abb. 6.1 Häufigkeitsverteilung Prüfnote, Stufe 3

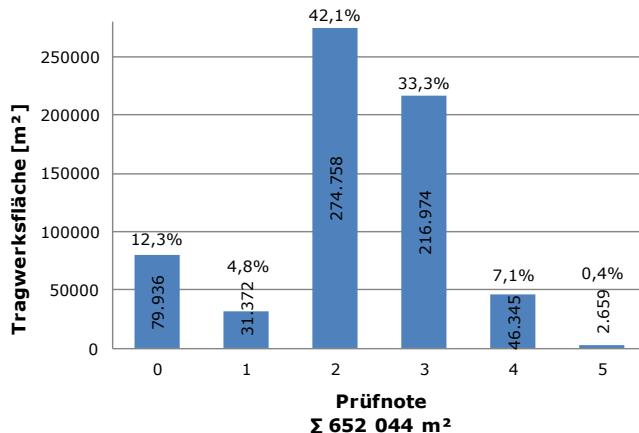


Abb. 6.2 Flächenverteilung Prüfnote, Stufe 3¹³

¹³ Bei der Datenauswertung der Tragwerke der Auswahl Stufe 3 findet man Brückentragwerke mit der Prüfnote 0. Die Prüfnote 0 wird im Allgemeinen für Tragwerke vergeben, die noch nicht geprüft worden sind. Da die untersuchten Tragwerke ein Alter zwischen 24 Jahren und 53 Jahren besitzen, kann davon ausgegangen werden, dass zum einen noch nicht geprüft wurde, zum anderen die Dokumentation der Prüfungen noch nicht in die Datenbanken eingeflossen ist.

Ein Vergleich mit einer Auswertung der Zustandsnoten im Netz der ASFINAG bestätigt die erhobenen Verteilungen. Abb. 6.3 zeigt, dass im Netz der ASFINAG der Anteil von Brücken mit Prüfnote 3 bis 5 im Jahre 2006 bei knapp über 40 % liegt. Bei der Zustandsentwicklung über diesen Zeitraum lässt sich ableSEN, dass sich der Zustand der Tragwerke generell verschlechtert.

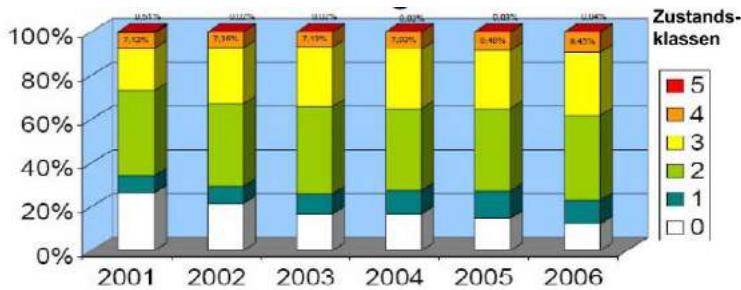


Abb. 6.3 Zustandsentwicklung der Brücken im Zeitraum 2001 bis 2006, [6 S. 26]

6.2 INSTANDSETZUNGS- UND ERTÜCHIGUNGSKOSTEN

Die Festlegung von Kosten für die Instandsetzung bzw. Ertüchtigung ist schwierig, da diese von mehreren Faktoren, wie Standort, Zugänglichkeit, Brückentyp, notwendige Aufrechterhaltung des Verkehrs, usw. abhängig sind. Zudem sind wenige Daten veröffentlicht worden. [6] gibt, für das Netz der ASFINAG, zwei mögliche Richtwerte für eine Abschätzung der Sanierungskosten an. Entsprechend Abb. 6.4 können für Sanierungskosten von Generalsanierungen im Netz der ASFINAG durchschnittlich 531 € / m² Brückenfläche angenommen werden.

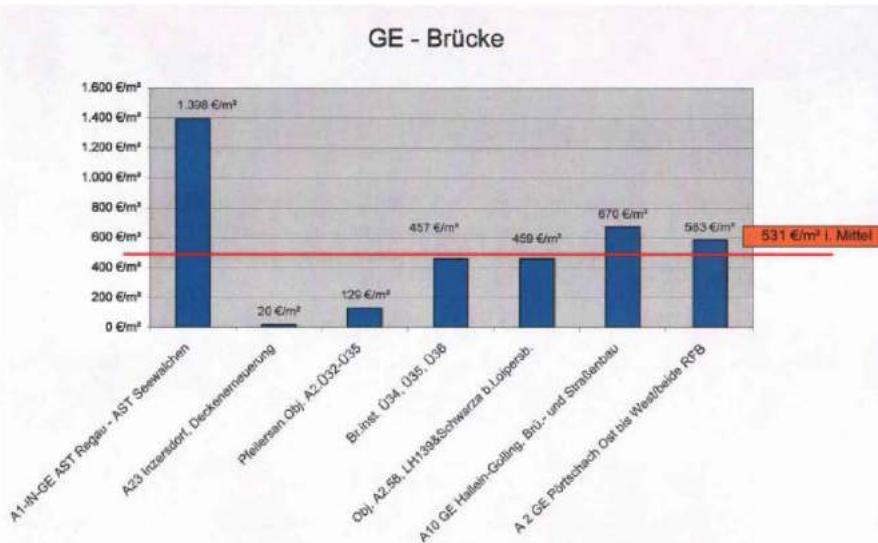


Abb. 6.4 Kosten Brückengeneralsanierungen am Bestandsnetz der ASFINAG, [6 S. 30]

Wie aus Abb. 6.5 entnommen werden kann, wird bei den Brückentragwerken der ASFINAG mit einem Anteil von 20 % der Lebenszykluskosten für tiefgreifende Sanierungen gerechnet. Umgerechnet auf die Kosten zum Zeitpunkt der Errichtung, entspricht dies einem Anteil von 34 %. Für eine erste Grobkostenschätzung können zurzeit bei Brückenneubauten, die Errichtungskosten von ca. 2 500 € / m² Brückenfläche angenommen werden. Damit liegen die Kosten entsprechend Abb. 6.5 für tiefgreifende Sanierungen bei ca. 850 € / m².

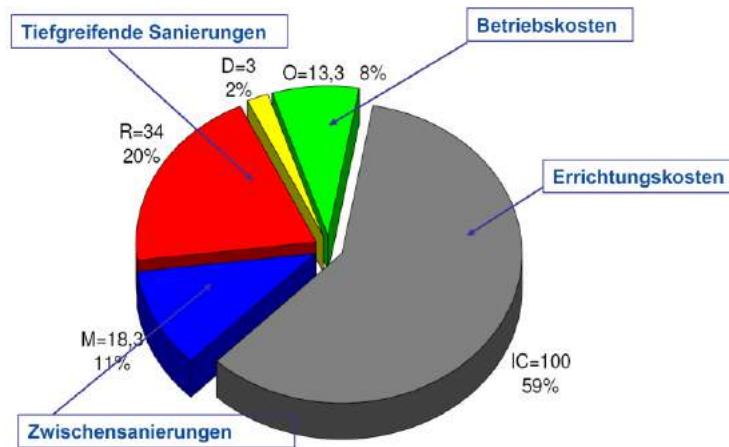


Abb. 6.5 Lebenszykluskosten von Brücken der ASFINAG, [6 S. 32]

[7] gibt als Richtwert für die Kosten einer umfassenden Instandsetzung 0,45 % des Neuwertes pro Jahr vor. Wenn die erste große Sanierungsmaßnahme nach 35 Jahren Nutzdauer stattfindet, entspricht dies einen Wert von 15,75 % (= 0,45 x 35) des Neuwertes. Wird die Instandsetzung nach 45 Jahren durchgeführt, liegt der Wert bei 20 % des Neuwertes. Mit den geschätzten Errichtungskosten von ca. 2 500 € / m² Brückenfläche entspricht dies 500 € / m² (20%) an Sanierungskosten.

Die Kosten für Ertüchtigungsmaßnahmen, also auch für die Adaptierung von herkömmlichen Tragwerken in Integrale bzw. Semi-Integrale Tragwerke, liegen sicher über den Kosten einer umfassenden Instandsetzung und können manchmal die Kosten einer Neuerrichtung erreichen, bzw. bei entsprechenden ungünstigen Randbedingungen diese sogar überschreiten.

6.3 ABSCHÄTZUNG DES WIRTSCHAFTLICHEN POTENZIALS

Entsprechend der RVS 13.03.11 [5] müssen in Österreich ab der Prüfnote 3 Instandsetzungsmaßnahmen mittelfristig, d.h. möglichst innerhalb von 6 Jahren, in Angriff genommen werden. Für die Prüfnote 4 sind Instandsetzungsarbeiten kurzfristig, also möglichst innerhalb von drei Jahren durchzuführen und für die Prüfnote 5 sind diese sofort einzuleiten. Der Anteil von Brückentragwerken mit Prüfnote 3 bis 5 der Stufe 3 beträgt 40,8 %. Die Gesamtfläche der Brückentragwerke der Stufe 3 wurde lt. Abb. 6.2 mit 1 534 412 m² (bzw. 8655 Stk.) ausgewertet, anteilig sind dies ca. 625 000 m² (bzw. 3531 Stk.)¹⁴. Das ist jene Brückenfläche, die, bei entsprechender Auslegung der RVS 13.03.11 [5], innerhalb der nächsten 6 Jahre instandgesetzt werden müssen.

Tabelle 6.1 versucht, das mögliche wirtschaftliche Potenzial von Adaptierungen von herkömmlichen Tragwerken in Integrale bzw. Semi-Integrale Tragwerke mit einer Tragwerkslänge kleiner 65 m abzuschätzen. Eine mögliche Bandbreite dieser Grenzwerte zeigt Spalte 2 in Tabelle 6.1 und gibt die Kosten je m² Brückenfläche an. Als untere Grenze können die Kosten einer umfangreichen Sanierung herangezogen werden, als obere Grenze sind die Kosten eines Ersatzneubaues realistisch. Wählt man als untere Grenze den Wert von 1100 € / m² Brückenfläche, entspricht dies einem wirtschaftlichen Potenzial von 687,5 Mio. €. Setzt man als obere Grenze den Wert von 2100 € / m² an, so kommt man auf 1,31 Mrd. € als mögliche obere Grenze für das wirtschaftliche Potenzial der Adaptierung von konventionellen Brücken in Integralbauwerke.

¹⁴ Eine Prüfnote 3 kann auch infolge einzelner schadhafter Bauteile entstehen. In diesem Fall ist keine Instandsetzung der gesamten Brücke erforderlich, sondern lediglich eine Instandsetzung oder Austausch des schadhaften Bauteiles im Zuge einer Kleinmaßnahme. Dieser Umstand führt zu einer Unschärfe in der Abschätzung. Die vorliegende Abschätzung der Brückenfläche stellt somit den Worst Case dar.

Tabelle 6.1 Abschätzung des wirtschaftlichen Potenzials für Brücken L < 65,0 m

Maßnahme	Kosten je m ²	Potenzial	Geschätzte Gesamtkosten
Sanierung	€ 300	625 000 m ²	€ 187.500.000
	€ 500		€ 312.500.000
	€ 700		€ 437.500.000
	€ 900		€ 562.500.000
	€ 1.100		€ 687.500.000
	€ 1.300		€ 812.500.000
	€ 1.500		€ 937.500.000
	€ 1.700		€ 1.062.500.000
	€ 1.900		€ 1.187.500.000
	€ 2.100		€ 1.312.500.000
	€ 2.300		€ 1.437.500.000
	€ 2.500		€ 1.562.500.000
Neubau	€ 2.700		€ 1.687.500.000

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 3.1 mögliche Querschnittsausführungen von Platten	6
Abb. 3.2 Querschnitt Plattenbalken	7
Abb. 3.3 Querschnitt Hohlkasten	8
Abb. 3.4 System Platten- und Balkenbrücken	10
Abb. 5.1 Häufigkeitsverteilung Baujahr, Stufe 1	16
Abb. 5.2 Flächenverteilung Baujahr, Stufe 1	16
Abb. 5.3 Häufigkeitsverteilung Querschnitt, Stufe 1	17
Abb. 5.4 Flächenverteilung Querschnitt, Stufe 1	17
Abb. 5.5 Häufigkeitsverteilung Material, Stufe 1	18
Abb. 5.6 Flächenverteilung Material, Stufe 1	18
Abb. 5.7 Häufigkeitsverteilung Tragwerkssystem, Stufe 1	19
Abb. 5.8 Flächenverteilung Tragwerkssystem, Stufe 1	19
Abb. 5.9 Häufigkeitsverteilung Baujahr, Stufe 2	20
Abb. 5.10 Flächenverteilung Baujahr, Stufe 2	20
Abb. 5.11 Häufigkeitsverteilung Länge, Stufe 2	21
Abb. 5.12 Flächenverteilung Länge, Stufe 2	21
Abb. 5.13 Häufigkeitsverteilung Feldanzahl, Stufe 2	22
Abb. 5.14 Flächenverteilung Feldanzahl, Stufe 2	22
Abb. 5.15 Häufigkeitsverteilung Baujahr, Stufe 3	23
Abb. 5.16 Flächenverteilung Baujahr, Stufe 3	23
Abb. 5.17 Häufigkeitsverteilung Tragwerkslänge, Stufe 3	24
Abb. 5.18 Flächenverteilung Tragwerkslänge, Stufe 3	24
Abb. 5.19 Häufigkeitsverteilung Feldanzahl, Stufe 3	25
Abb. 5.20 Flächenverteilung Feldanzahl, Stufe 3	25
Abb. 5.21 Häufigkeitsverteilung Länge 1-feldrige Tragwerke, Stufe 3	26
Abb. 5.22 Flächenverteilung Länge 1-feldrige Tragwerke, Stufe 3	26
Abb. 5.23 Häufigkeitsverteilung Gründungsart, Stufe 3	27
Abb. 5.24 Häufigkeitsverteilung Baustoff Widerlager, Stufe 3	27
Abb. 6.1 Häufigkeitsverteilung Prüfnote, Stufe 3	28
Abb. 6.2 Flächenverteilung Prüfnote, Stufe 3	28
Abb. 6.3 Zustandsentwicklung der Brücken im Zeitraum 2001 bis 2006, [6 S. 26]	29
Abb. 6.4 Kosten Brückengeneralsanierungen am Bestandsnetz der ASFINAG, [6 S. 30]	29
Abb. 6.5 Lebenszykluskosten von Brücken der ASFINAG, [6 S. 32]	30

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 3.1 PivotTable - Gruppenauswahl Material, Zuordnung Beton.....	5
Tabelle 3.2: Einsatzkriterien – massive Platten bei Straßenbrücken [2 S. 148]	6
Tabelle 3.3 PivotTable - Gruppenauswahl Querschnitt, Zuordnung Platte.....	6
Tabelle 3.4: Einsatzkriterien – Plattenbalken aus Stahlbeton und Spannbeton, parallelgurtig [2 S. 150].....	7
Tabelle 3.5 PivotTable - Gruppenauswahl Querschnitt, Zuordnung Plattenbalken.....	7
Tabelle 3.6: Einsatzkriterien – Hohlkastenquerschnitt [2 S. 153]	8
Tabelle 3.7 PivotTable - Gruppenauswahl Querschnitt, Zuordnung Sonstige	9
Tabelle 3.8 PivotTable - Gruppenauswahl Längsschnittgestaltung (Tragwerk), Zuordnung Balken- und Plattentragwerke.....	10
Tabelle 3.9 PivotTable - Gruppenauswahl Gründungsart, Zuordnung Flachgründungen.....	12
Tabelle 3.10 PivotTable - Gruppenauswahl Baustoff Widerlager, Zuordnung Baustoff Widerlager Stahlbeton.....	13
Tabelle 4.1: Filterkriterien für Auswahl Stufe 2 und Stufe 3	14
Tabelle 4.2: Übersicht Auswertung Stufe 1.....	14
Tabelle 4.3: Übersicht Auswertung Stufe 2 und Stufe 3	15
Tabelle 6.1 Abschätzung des wirtschaftlichen Potenzials für Brücken L < 65,0 m.....	31

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Holst, R. und Holst, K. H. *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton - Entwurf, Konstruktion und Berechnung*. 5. Auflage. Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2004.
- [2] Haveresch, K. und Maurer , R. Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken. *Betonkalender2010*.
- [3] Mehlhorn, G. *Handbuch Brücken*. Berlin : Springer-Verlag, 2007.
- [4] Freundt, Ursula. Unterbauten. [Hrsg.] Gerhard Mehlhorn. *Handbuch Brücken*. Berlin : Springer Verlag, 2007, 7.
- [5] *RVS 13.03.11: Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten - Straßenbrücken*. Wien : FSV, 2011.
- [6] *Asfinag Brückenmanagement, Vortrag beim Symposium "Brücken verbinden"*. Brandtner, Gernot. 2008.
- [7] Menn, Christian und Kollegger, Johann. Kapitel 3 Entwurf. [Hrsg.] Gerhard Mehlhorn. *Handbuch Brücken*. Berlin Heidelberg : Springer-Verlag , 2007.
- [8] *ÖNORM EN 1990: 2013-03-05, Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung*.

ANHANG A

ANHANG B

Anhang A

Tabelle A.1 Teilnehmende österreichische Brückenbauabteilungen

Asfinag	Asfinag Service Gesellschaft Fuchsenfeldweg 71, 8074 Graz-Raaba
Burgenland	Landesverwaltung, Abteilung 8 Straßen-, Maschinen- und Hochbau Hauptreferat Brückenbau und Bodenerkundung Europaplatz 1, 7000 Eisenstadt
Kärnten	Amt der Kärntner Landesregierung, Abteilung 9 Kompetenzzentrum Straßen und Brücken Abt. 17 Brückenbau Flatschacher Straße 70, 9020 Klagenfurt
Niederösterreich	Amt der NÖ Landesregierung, Gruppe Straße Abteilung Brückenbau Landhausplatz 1, Haus 17, 3109 St. Pölten
ÖBB	ÖBB Infrastruktur AG Praterstern 3, 1020 Wien
Oberösterreich	Amt der OÖ. Landesregierung, Direktion Straßenbau und Verkehr Abteilung Brücken- und Tunnelbau Bahnhofplatz 1, 4021 Linz
Salzburg	Abteilung 6: Landesbaudirektion Verkehrsinfrastruktur Referat 6/22 Brückenbau Michael-Pacher-Straße 36, 5020 Salzburg
Steiermark	Landesbaudirektion, Fachabteilung 18B Straßeninfrastruktur – Bau Referat Brückenbau Instandsetzung Landhausgasse 7, 8010 Graz
Tirol	Amt der Tiroler Landesregierung, Abteilung Straßenbau Sachgebiet Brücken und Tunnelbau Herrengasse 1-3, 6020 Innsbruck
Vorarlberg	Land Vorarlberg, Bauen, Straßenbau Objektmanagement Bauwerke, Landhaus 6901 Bregenz

Wien

Magistratsabteilung 29, Brückenbau und Grundbau

Wilhelminenstraße 93, 1160 Wien

Tabelle A.2 Angefragte Datensätze

Datensatz	Beschreibung
MObjName	Name des Brückentragwerkes, z. Bsp. Reichsbrücke
BezGem	Politische Gemeinde des Standortes, z. Bsp. Wien
LLNo	Straßennummer, z. Bsp. A23
LLName	Straßenname, z. Bsp. Südosttangente
LLUP	Querung, z. Bsp. Eisenbahn
BJ	Baujahr, z. Bsp. 1980
Material	Tragwerksmaterial, z. Bsp. Beton oder Spannbeton
Querschnitt	Regelquerschnitt, z. Bsp. Plattenbalken
Sys	Statisches System des Tragwerkes, z. Bsp. Balkenbrücke
FBBelag	Ausbildung Fahrbahnbelag, z. Bsp. Gußasphalt
Abdichtung	Ausbildung Abdichtungssystem, z.Bsp. Bitumenbahnen
Lager	Lagerkonstruktion, z. Bsp. Elastomerlager
Widerlager	Ausbildung der Widerlager
Gruendung	Gründungsart, z. Bsp. Flachgründung
Pfeiler	Ausführung Pfeiler, z. Bsp. Stahlbetonpfeiler
LE	Ausführung Leiteinrichtung, z. Bsp. Betonleitwand
FUEG	Ausführung Fahrbahnübergänge , z. Bsp. Fingerkonstruktion
LB	Lichte Breite
LH	Lichte Höhe
Länge	Länge des Brückentragwerkes
Breite	Breite des Brückentragwerkes
Fläche	Flächen des Brückentragwerkes
Norm	Gültige Brückennorm zum Zeitpunkt der Errichtung
BRKL	Brückenklasse lt. Norm

Lmax	maximale Einzelspannweite des Tragwerkes
LiWeite	Lichte Weite
numLi	Feldanzahl
SPW	Spannweiten
Zustandsnote	Zustandsnote des Brückentragwerkes
Querschnittshöhe FD	Höhe des Querschnittes im Feld
Querschnittshöhe AL	Höhe des Querschnittes im Auflagerbereich
Widerlager H	Höhe der Widerlager
Widerlager T	Dicke des Widerlagers
Schleppplatte	Ausführung Schleppplatte (Länge, Ausführung)
Durchgeführte Unterhaltsarbeiten	bisherige Instandsetzungsarbeiten und deren Kosten
Geplante Unterhaltsarbeiten	z. Bsp. Abriss, Sanierung, Ertüchtigung in den nächsten 10 Jahren

Anhang B

GESAMTBESTAND

STUFE 1

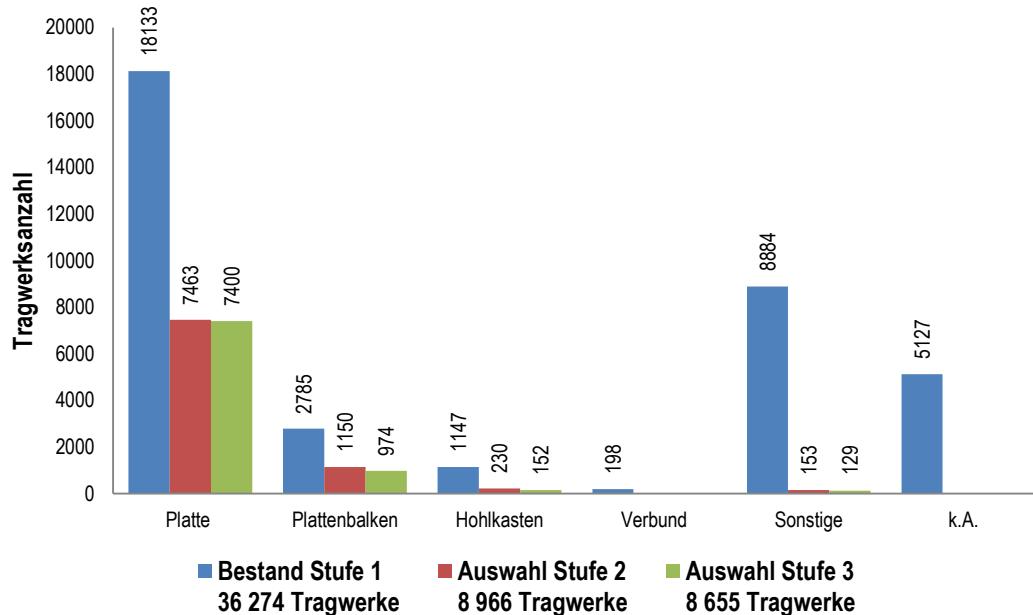


Abb. B.1 Häufigkeitsverteilung Querschnittsausbildung

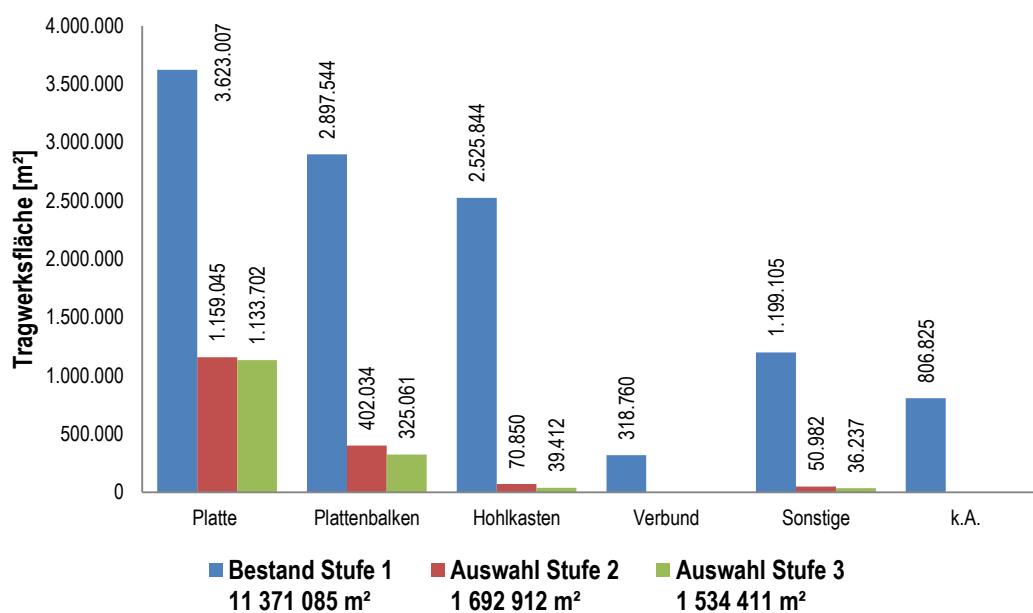


Abb. B.2 Flächenverteilung Querschnittsausbildung

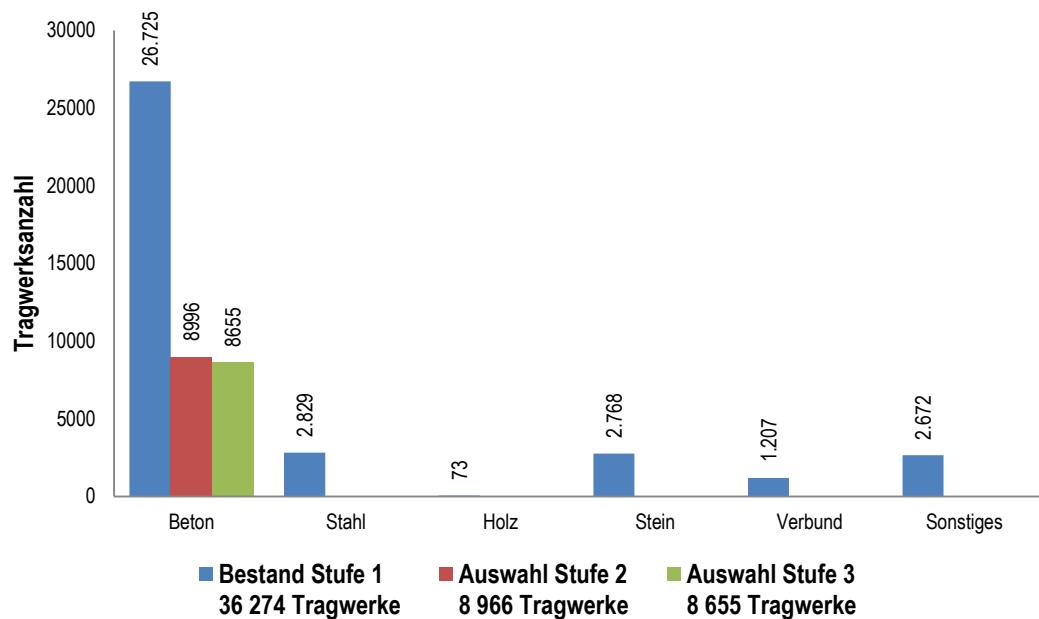


Abb. B.3 Häufigkeitsverteilung Material

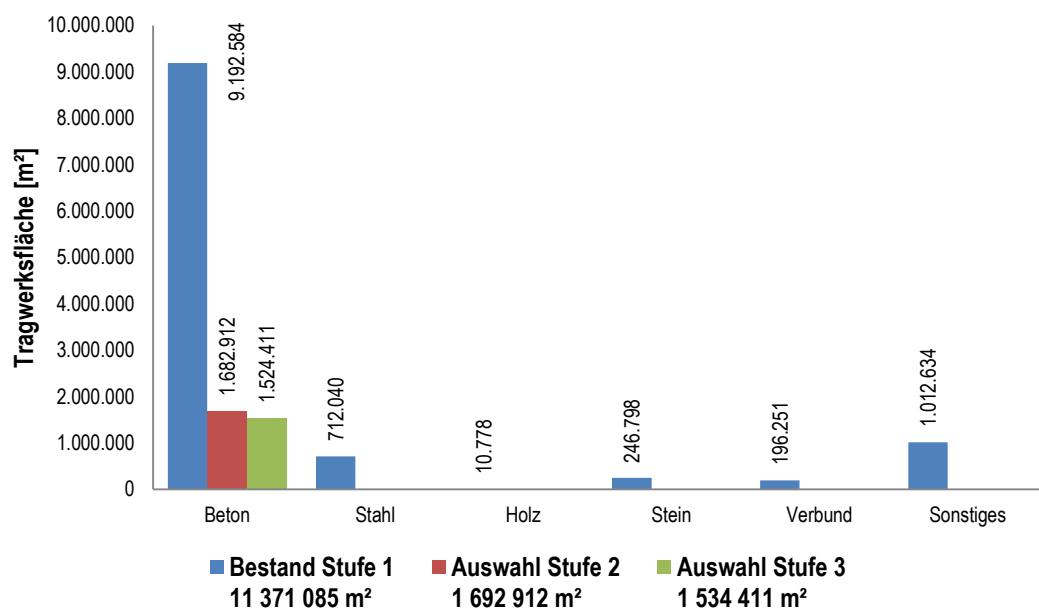


Abb. B.4 Flächenverteilung Material

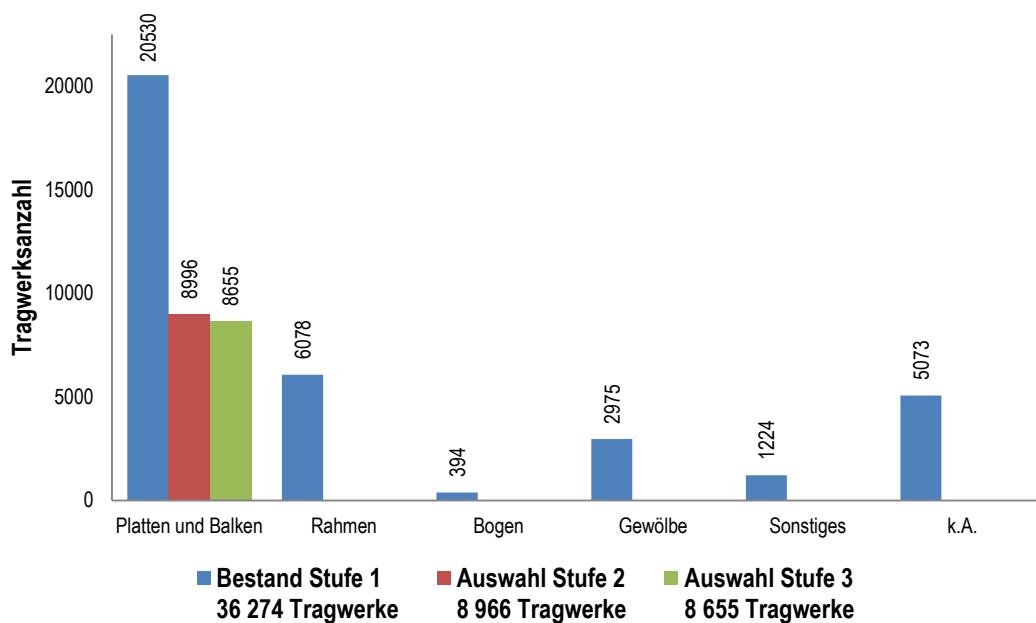


Abb. B.5 Häufigkeitsverteilung Tragwerkssystem

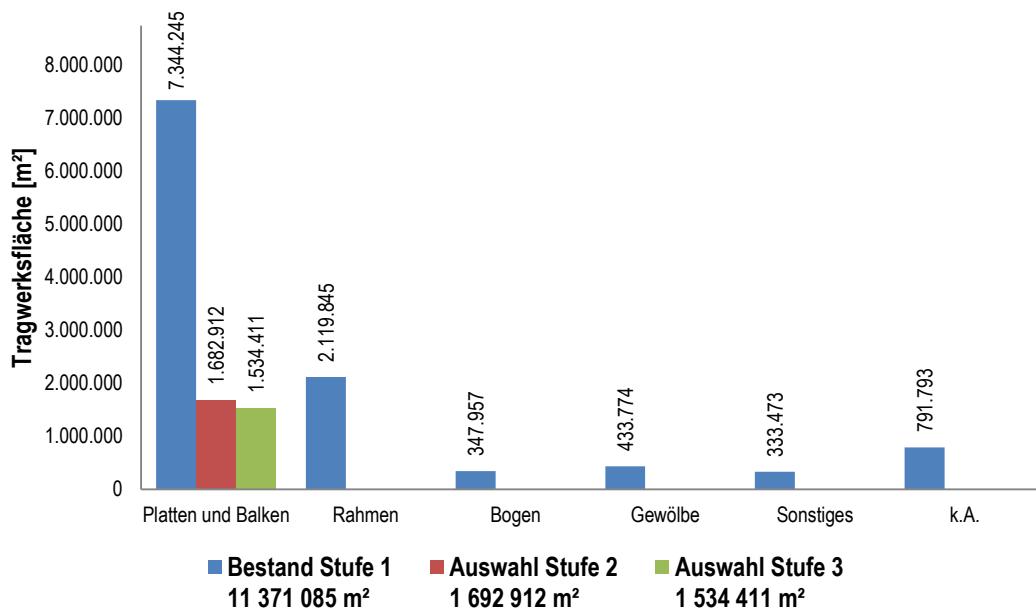


Abb. B.6 Flächenverteilung Tragwerkssystem

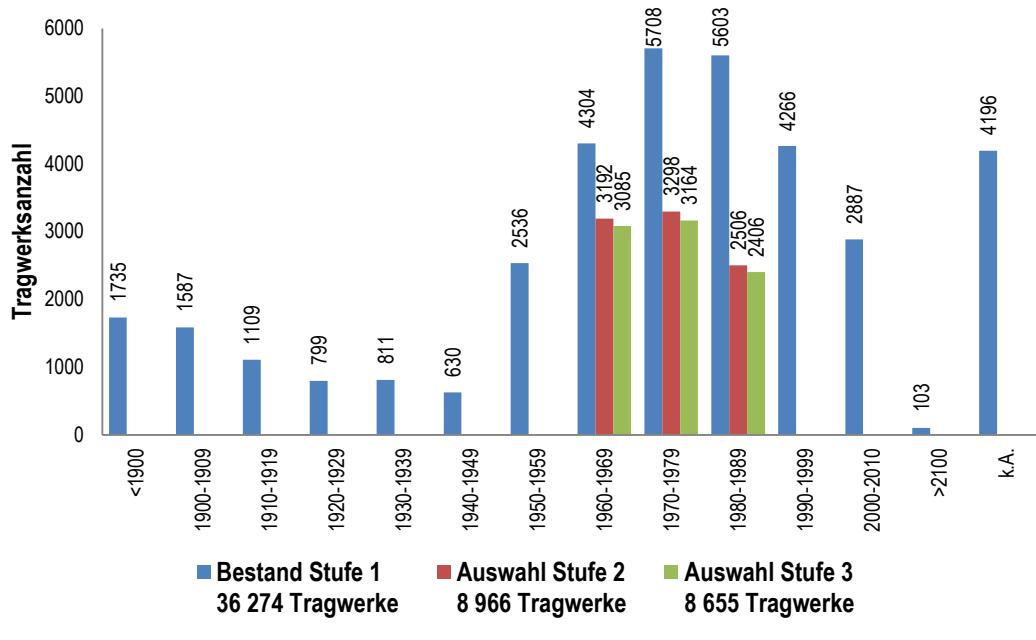


Abb. B.7 Häufigkeitsverteilung Baujahr, 10 Jahresintervall

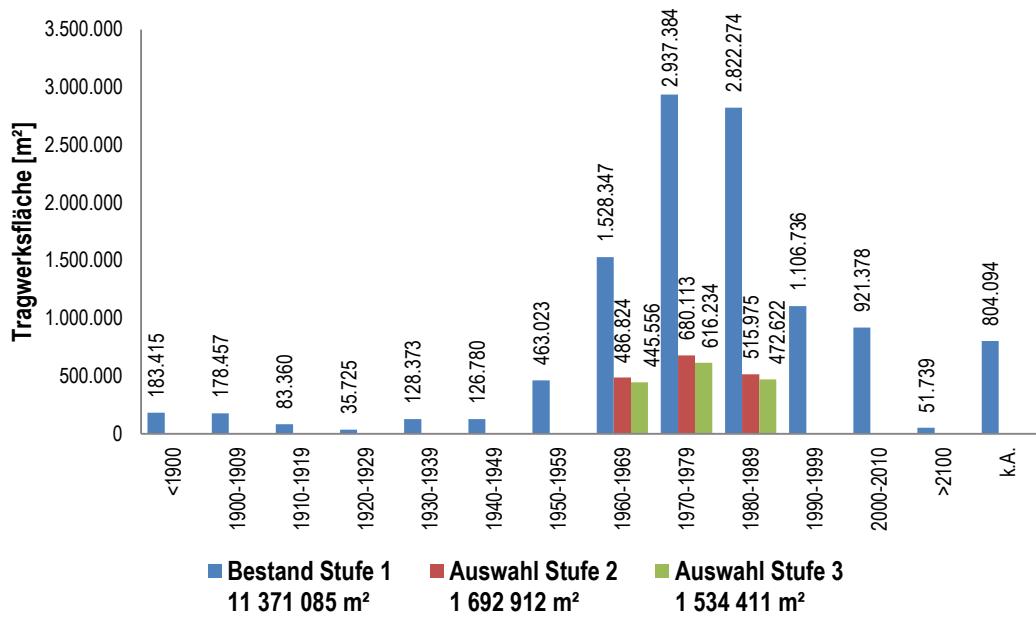


Abb. B.8 Flächenverteilung Baujahr, 10 Jahresintervall

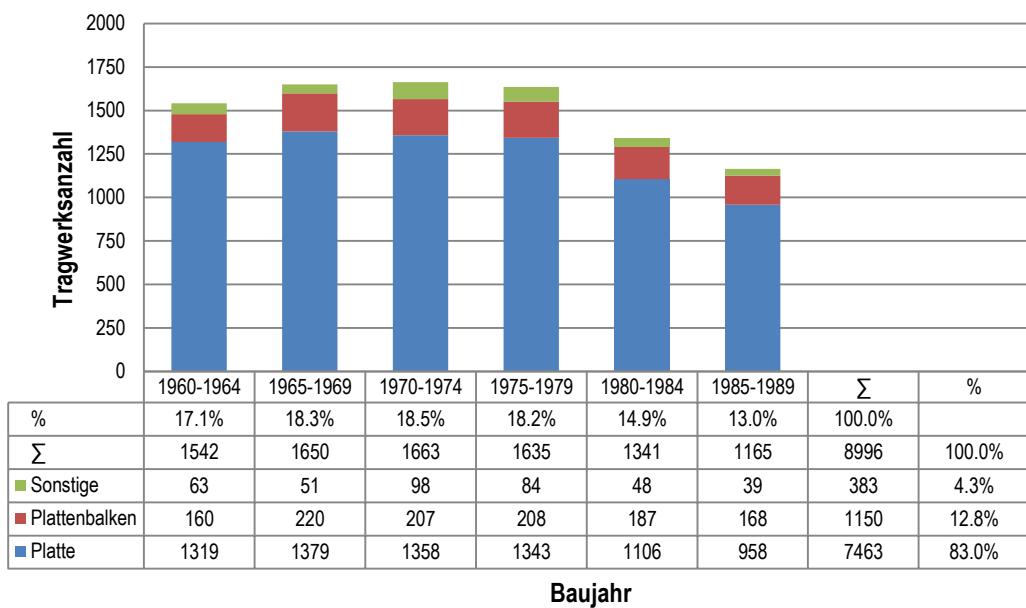
STUFE 2


Abb. B.9 Häufigkeitsverteilung Baujahr, 5 Jahresintervall, Stufe 2

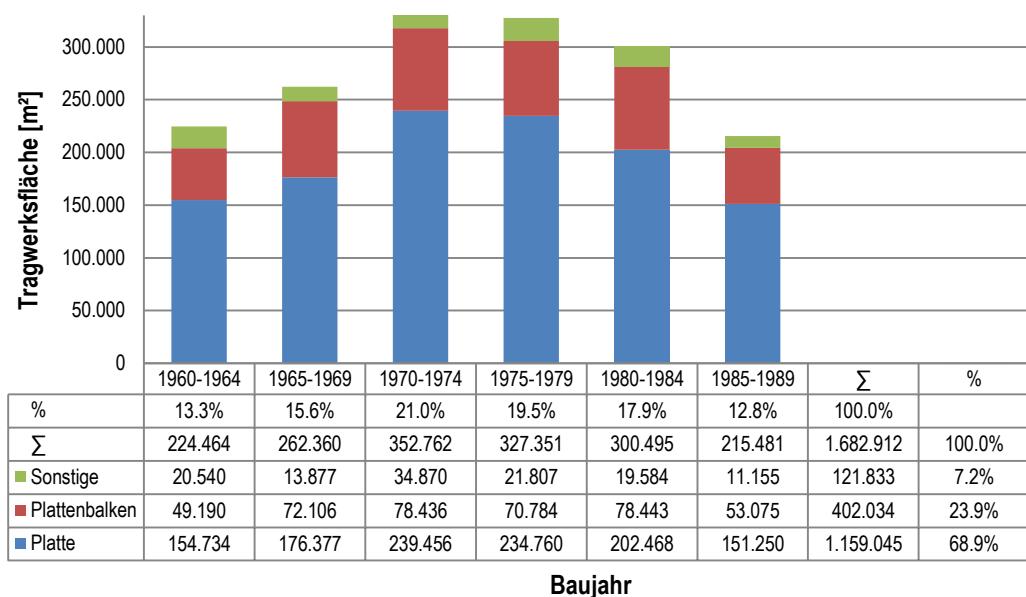


Abb. B.10 Flächenverteilung Baujahr, 5 Jahresintervall, Stufe 2

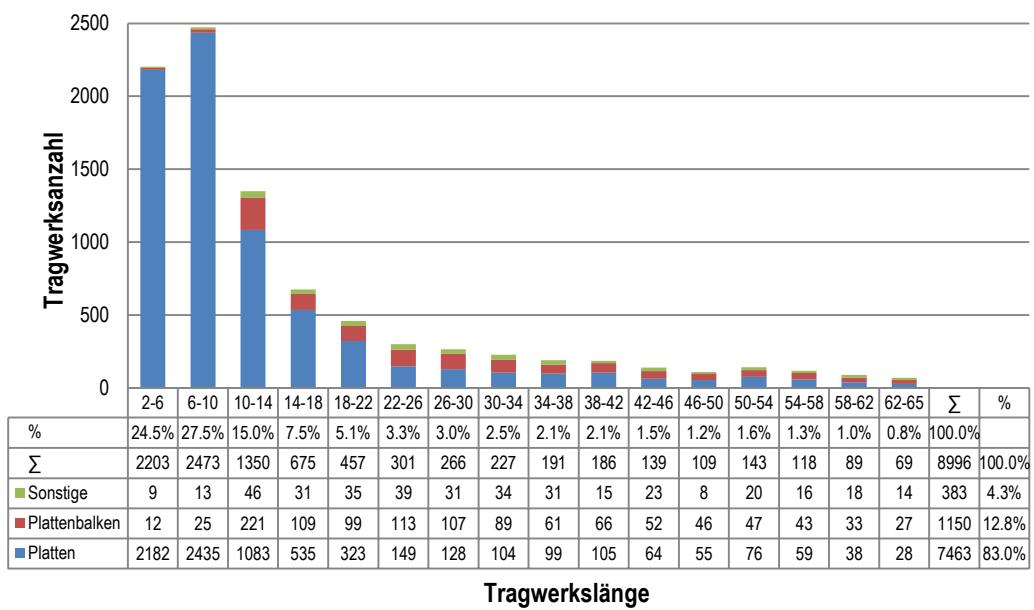


Abb. B.11 Häufigkeitsverteilung Tragwerkslänge, 4,0 m Intervall, Stufe 2

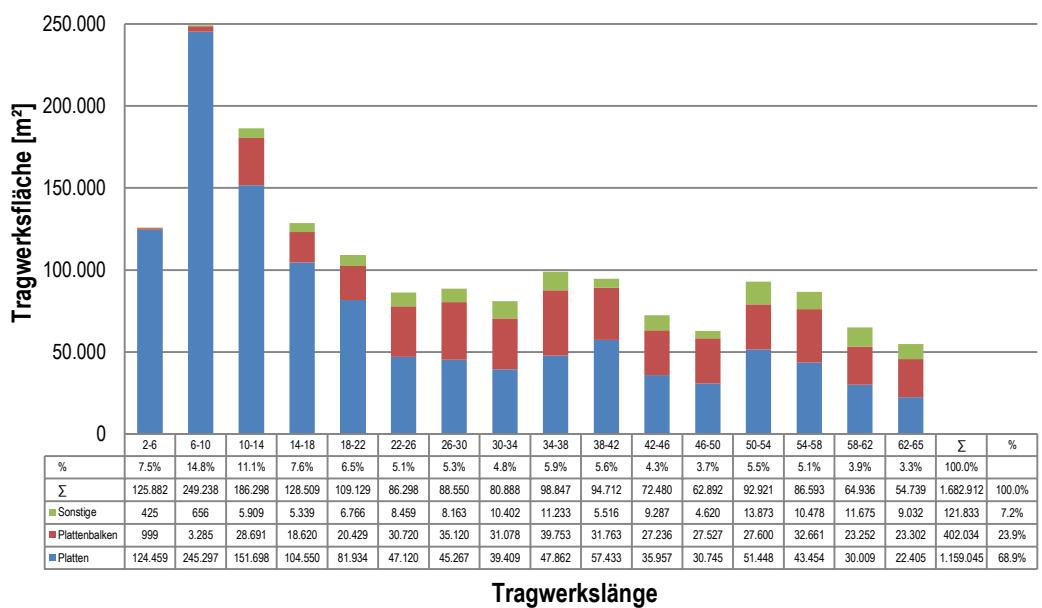


Abb. B.12 Flächenverteilung Tragwerkslänge, 4,0 m Intervall, Stufe 2

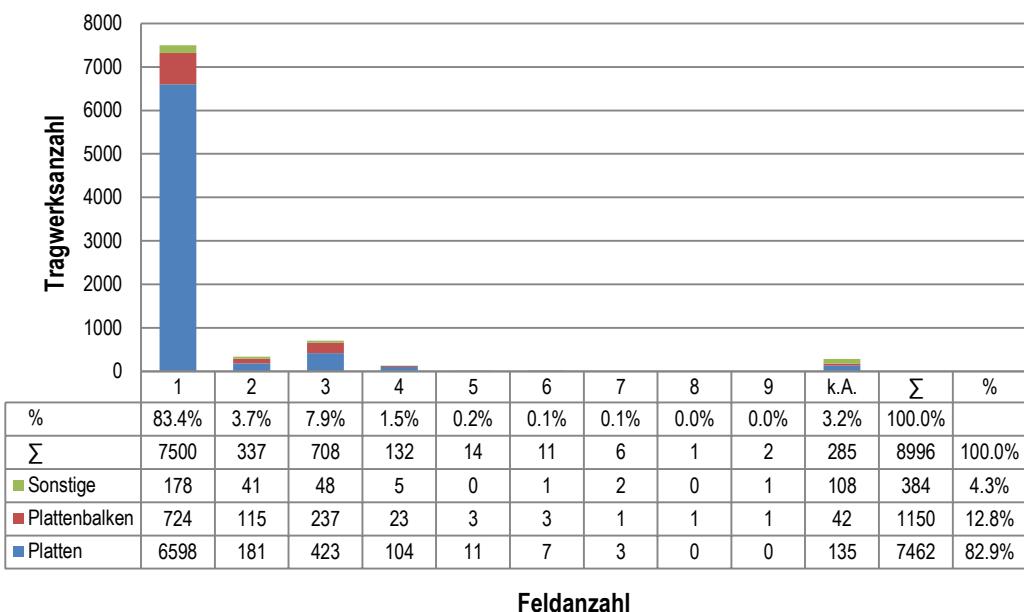


Abb. B.13 Häufigkeitsverteilung Feldanzahl, Stufe 2

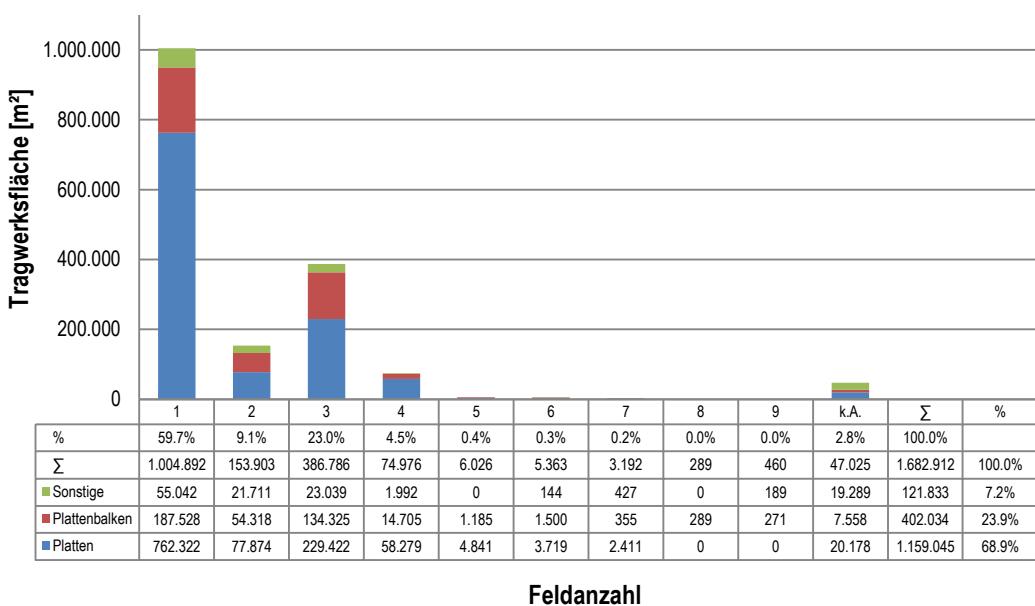


Abb. B.14 Flächenverteilung Feldanzahl, Stufe 2

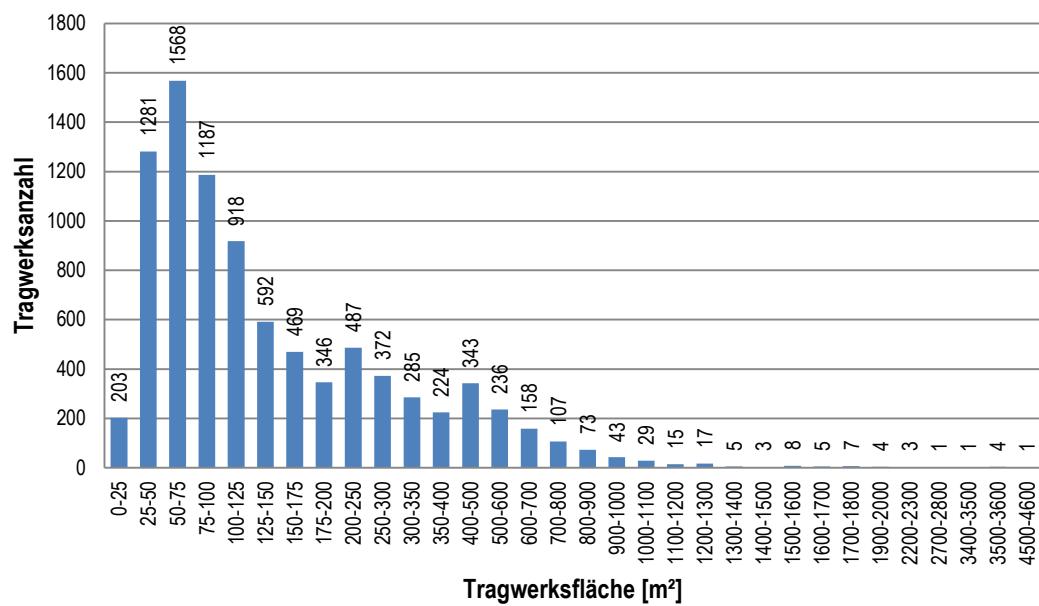


Abb. B.15 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stufe 2

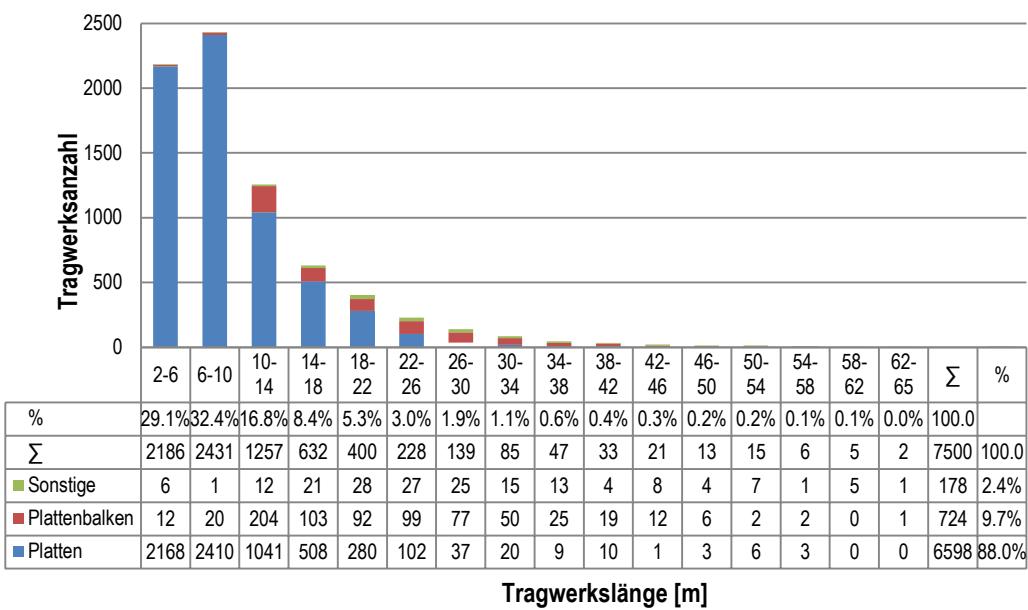


Abb. B.16 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 1-feldrig

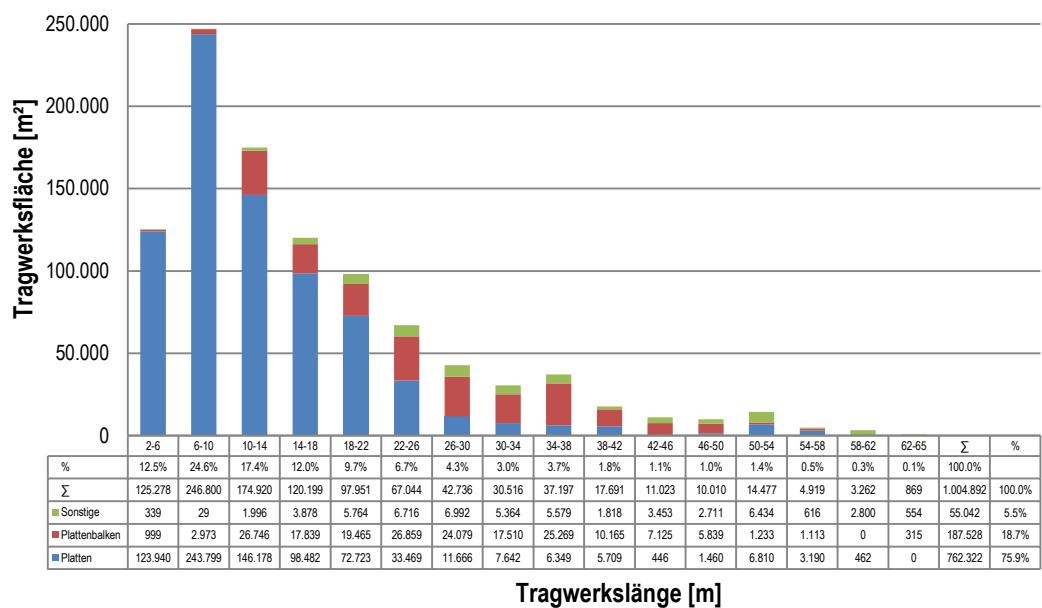


Abb. B.17 Flächenverteilung Länge, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 1-feldrig

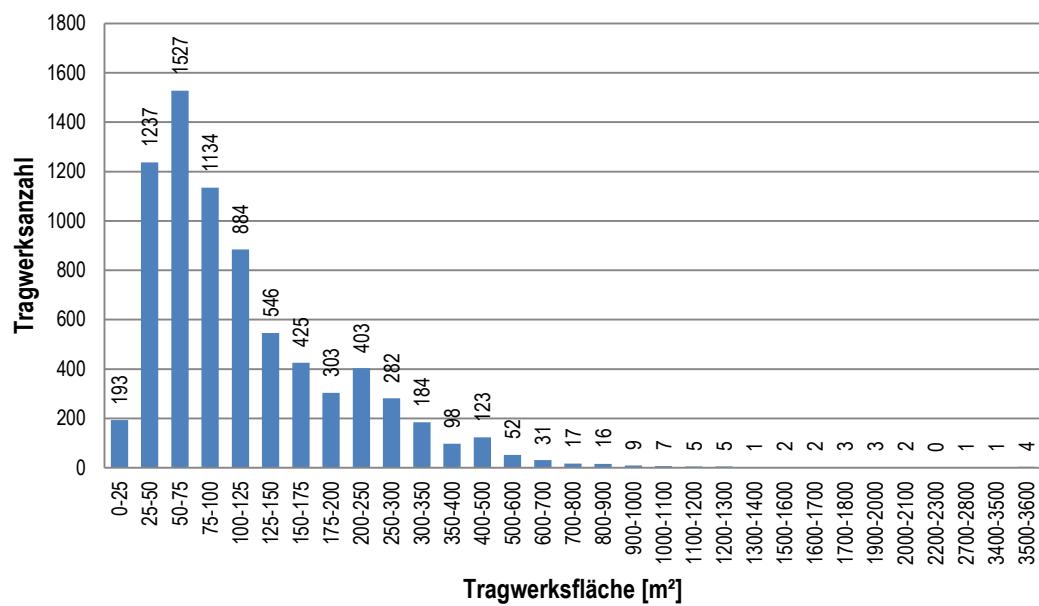


Abb. B.18 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 1-feldrig

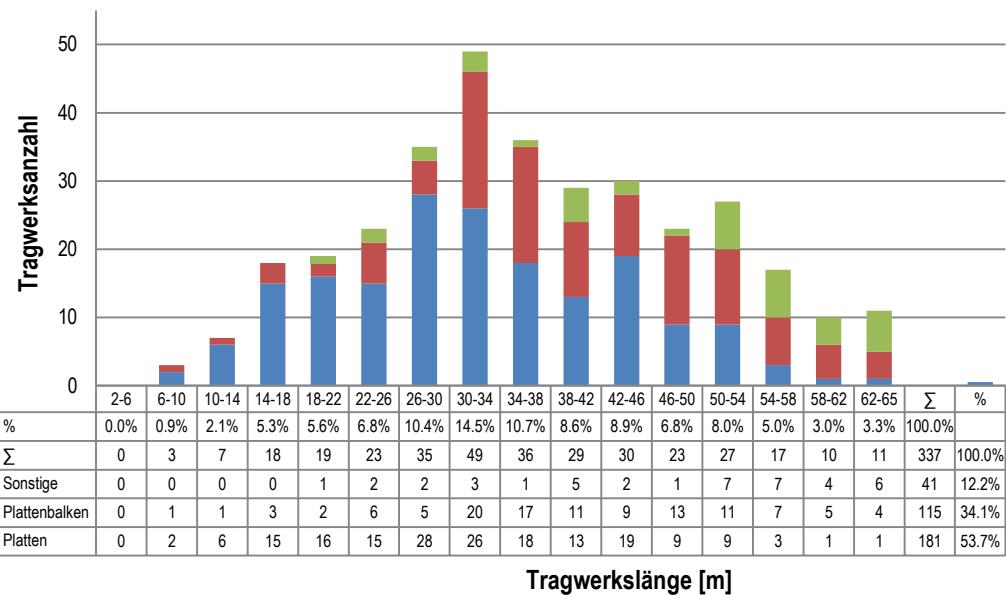


Abb. B.19 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 2-feldrig

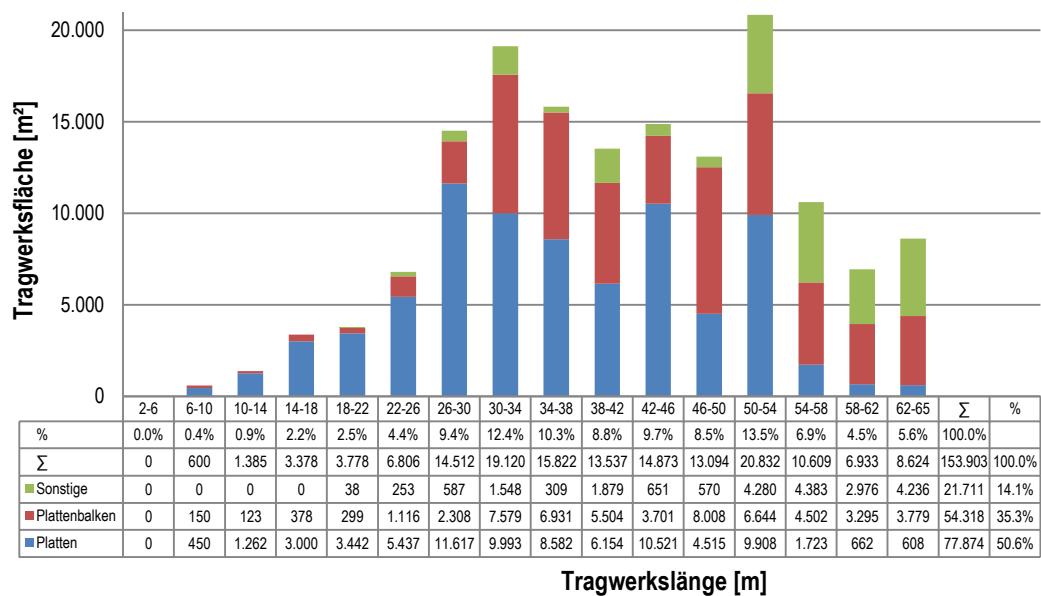


Abb. B.20 Flächenverteilung Länge, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 2-feldrig

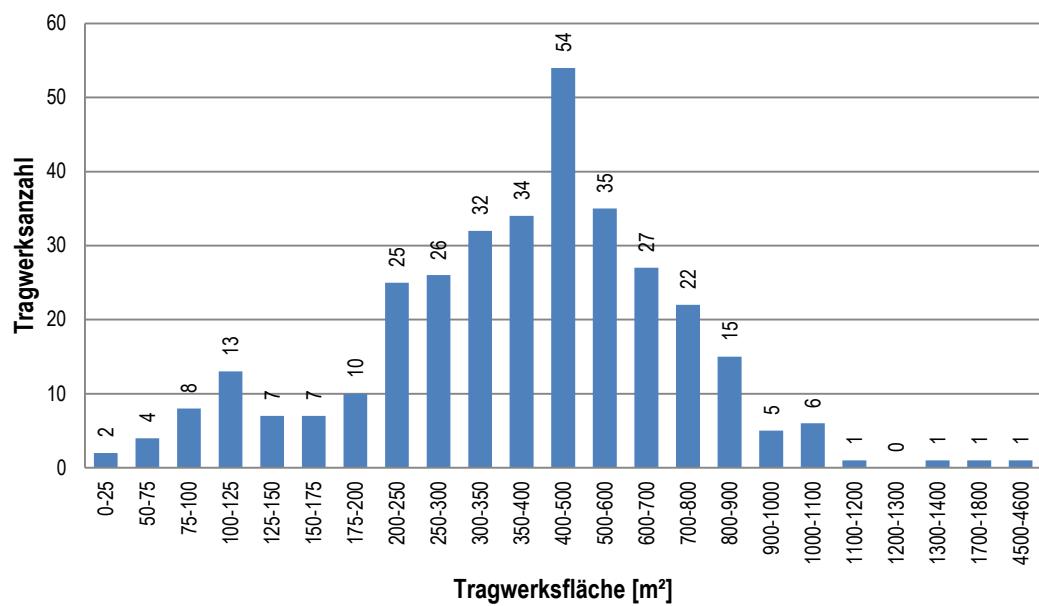


Abb. B.21 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 2-feldrig

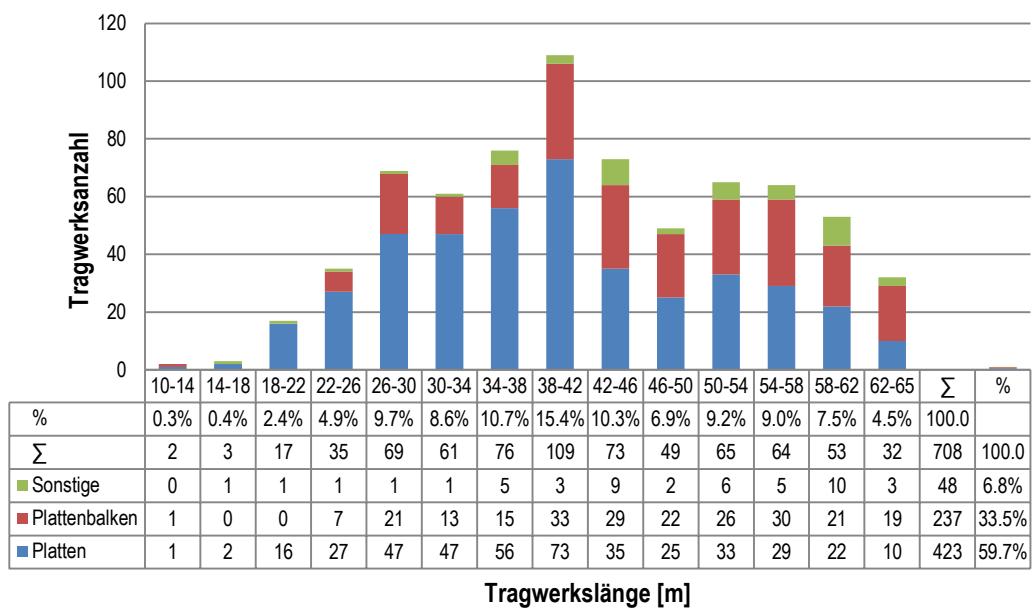


Abb. B.22 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 3-feldrig

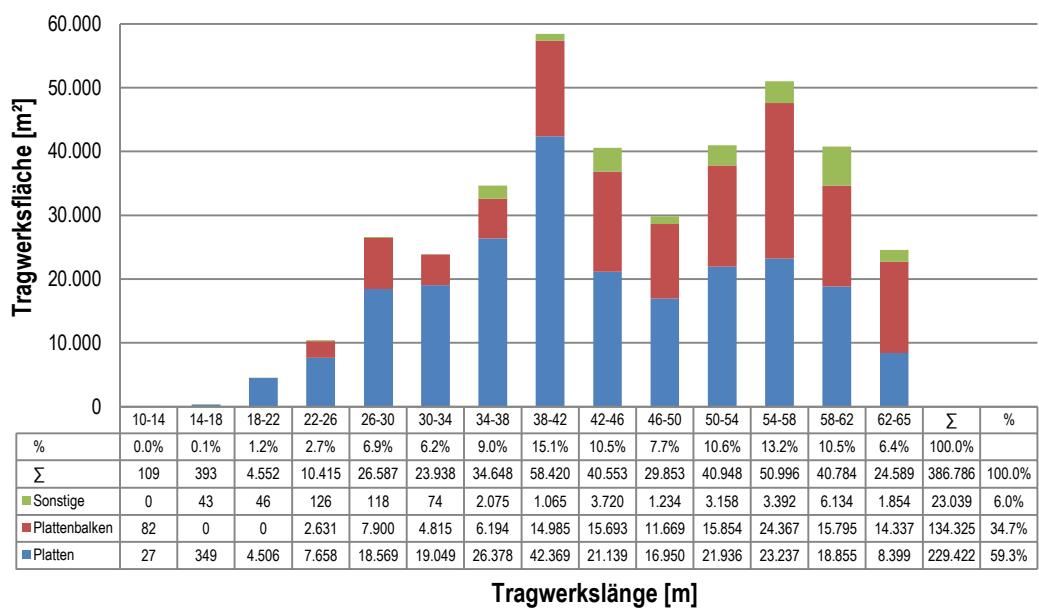


Abb. B.23 Flächenverteilung Länge, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 3-feldrig

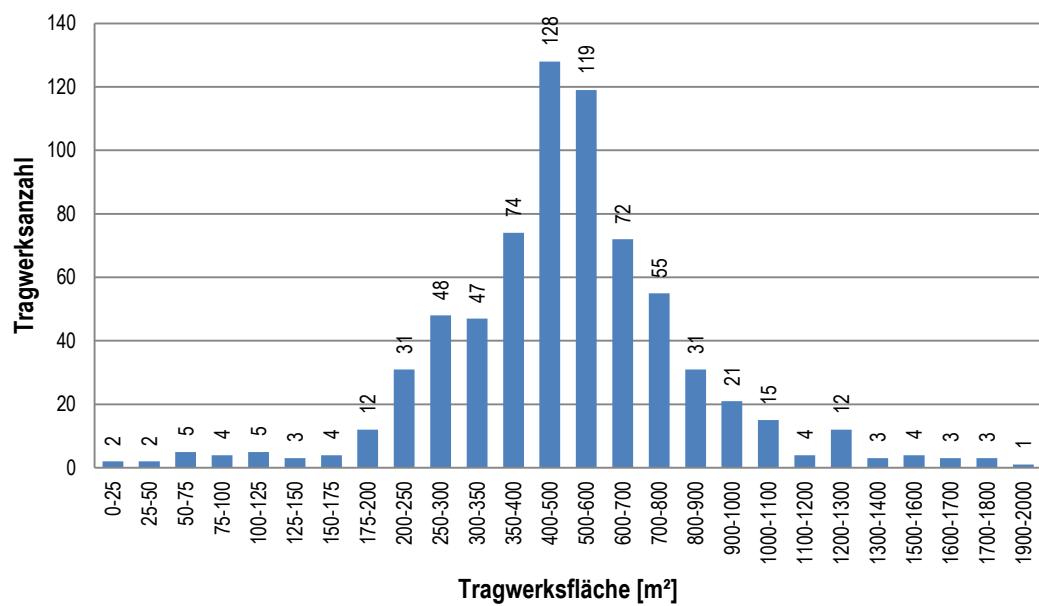


Abb. B.24 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 3-feldrig

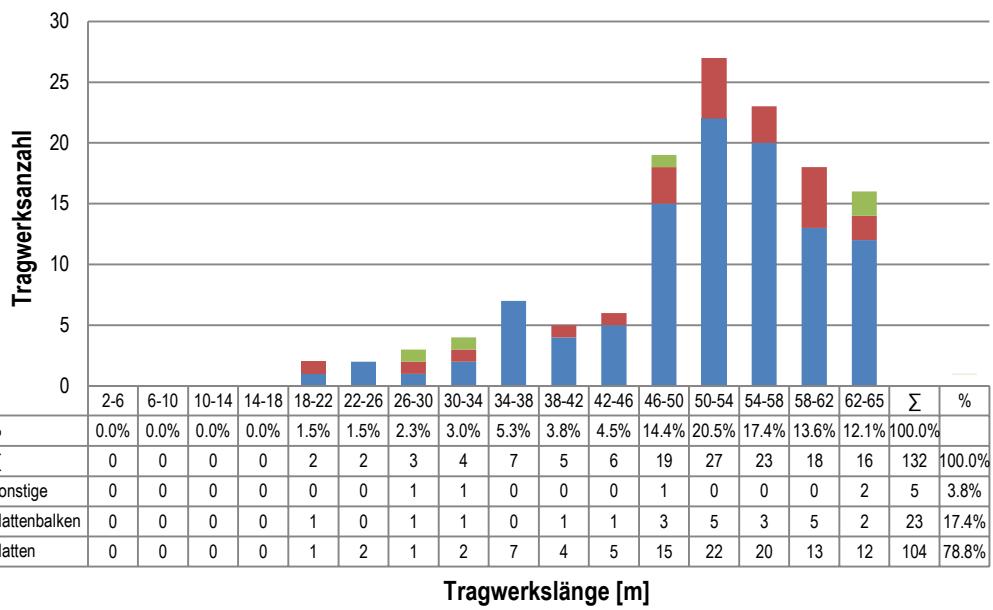


Abb. B.25 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 4-feldrig

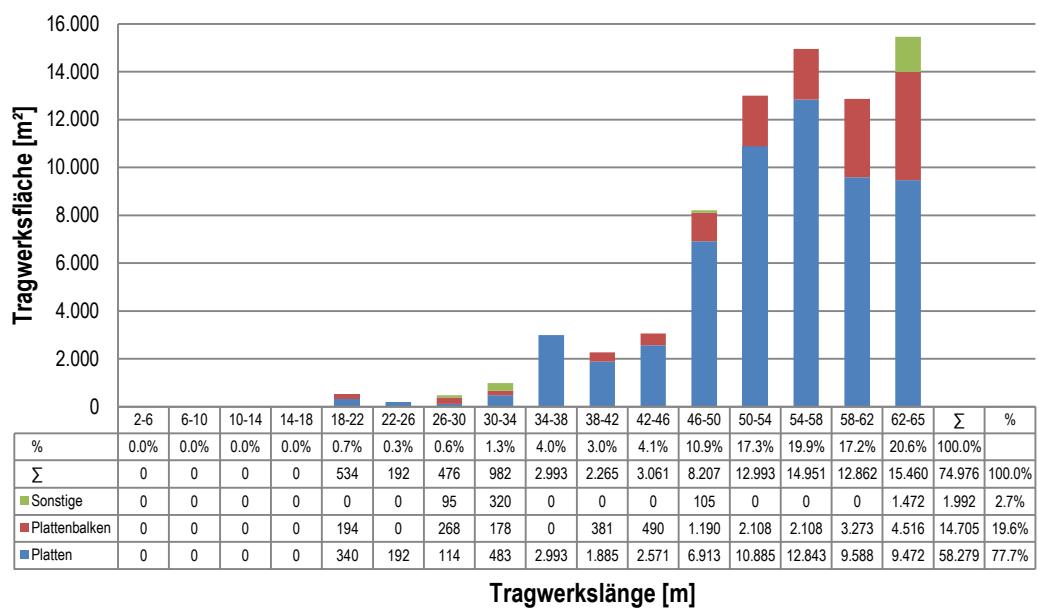


Abb. B.26 Flächenverteilung Länge, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 4-feldrig

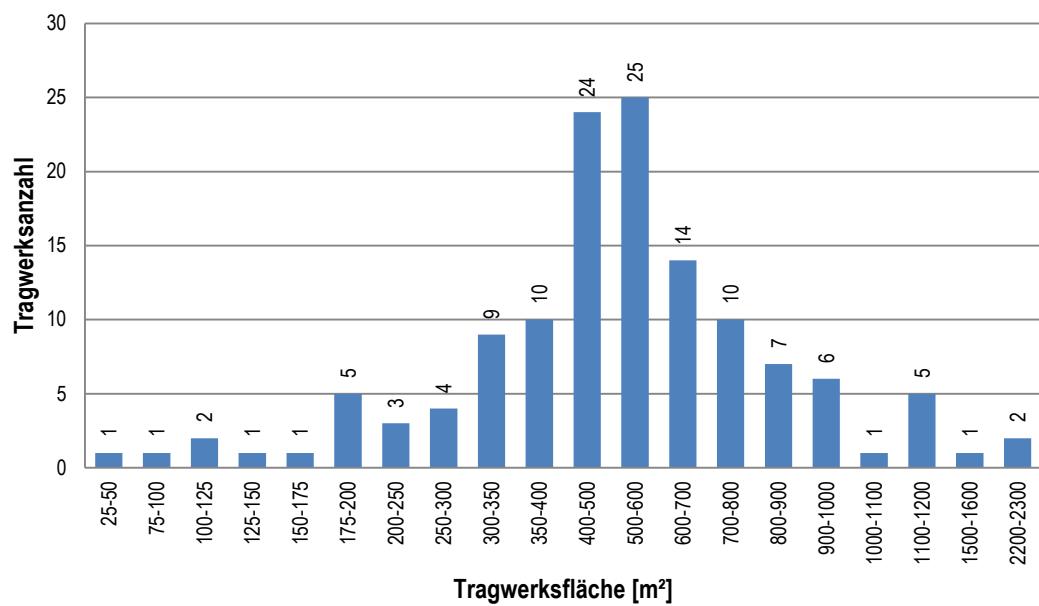


Abb. B.27 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, 4-feldrig

STUFE 3

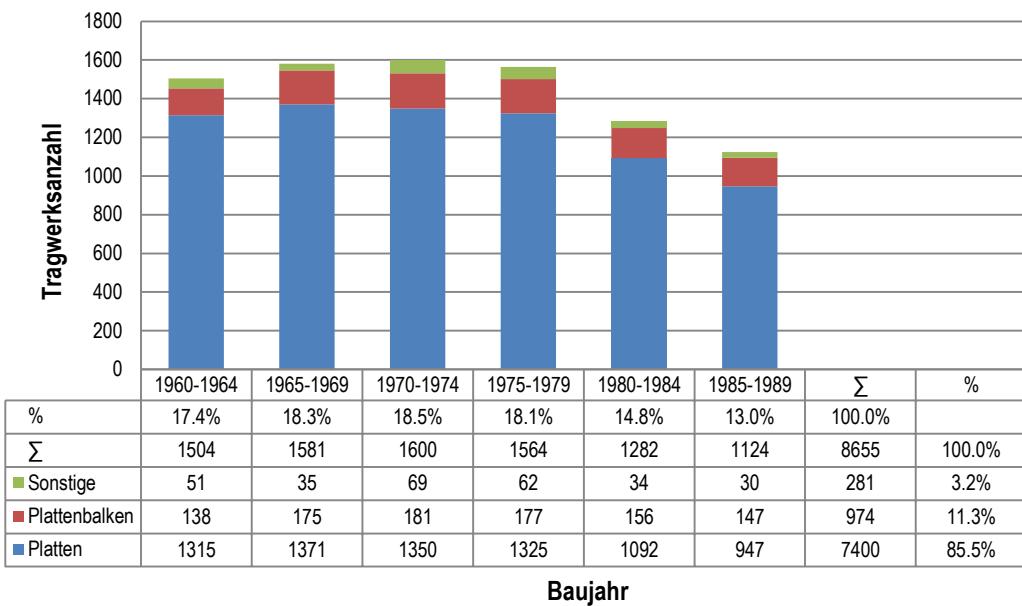


Abb. B.28 Häufigkeitsverteilung Baujahr, 5 Jahresintervall, Stufe 3

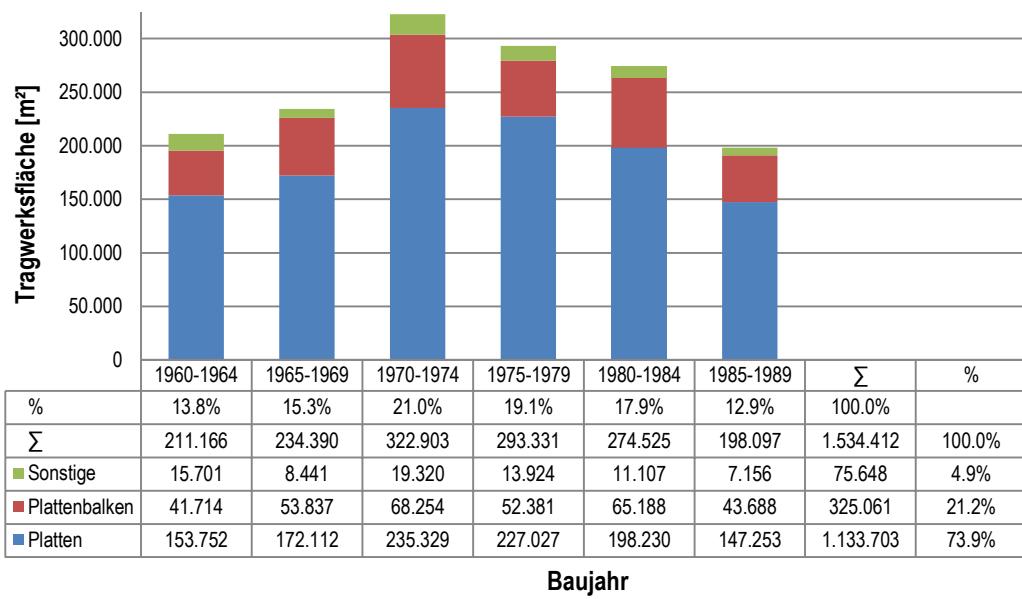


Abb. B.29 Flächenverteilung Baujahr, 5 Jahresintervall, Stufe 3

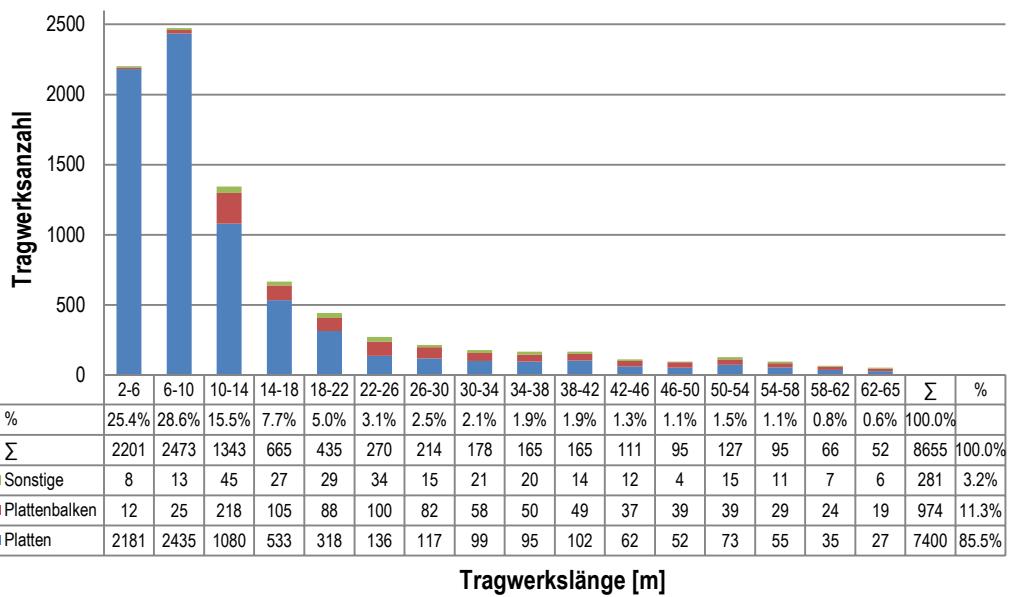


Abb. B.30 Häufigkeitsverteilung Länge, 4,0 m Intervall, Stufe 3

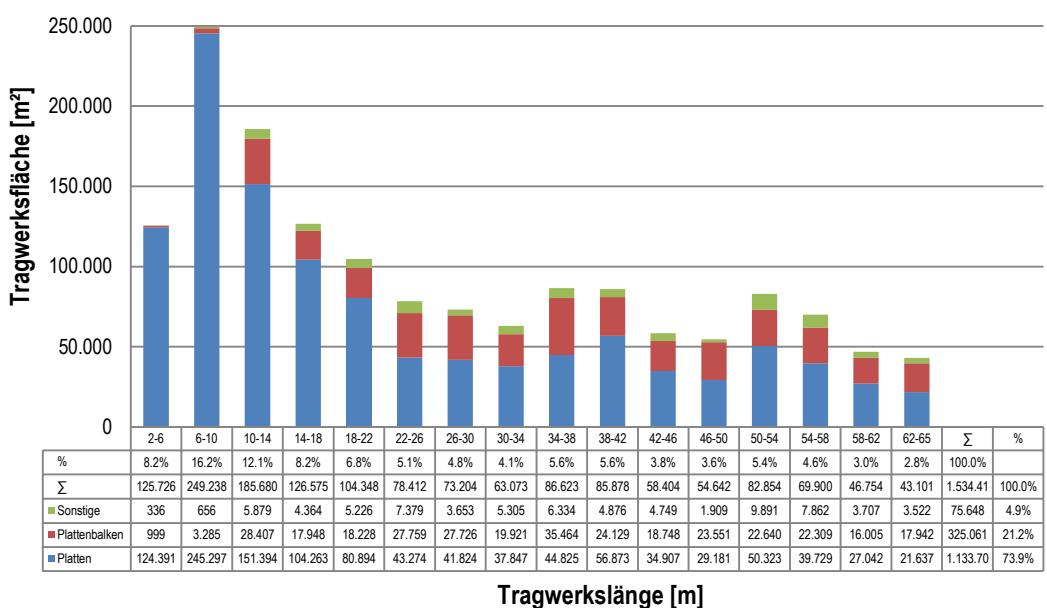


Abb. B.31 Flächenverteilung Länge, 4,0 m Intervall, Stufe 3

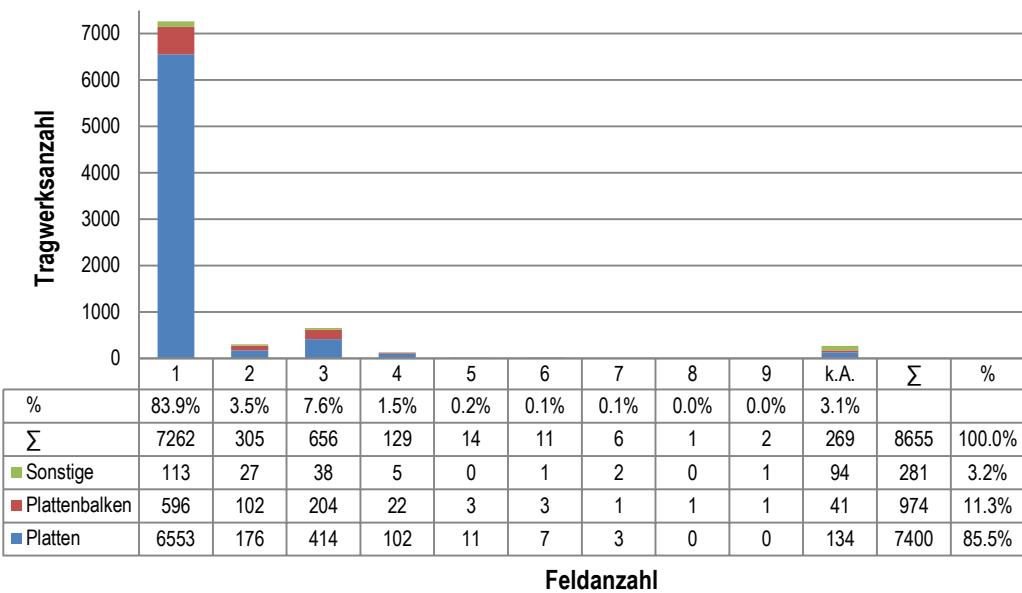


Abb. B.32 Häufigkeitsverteilung Feldanzahl, Stufe 3

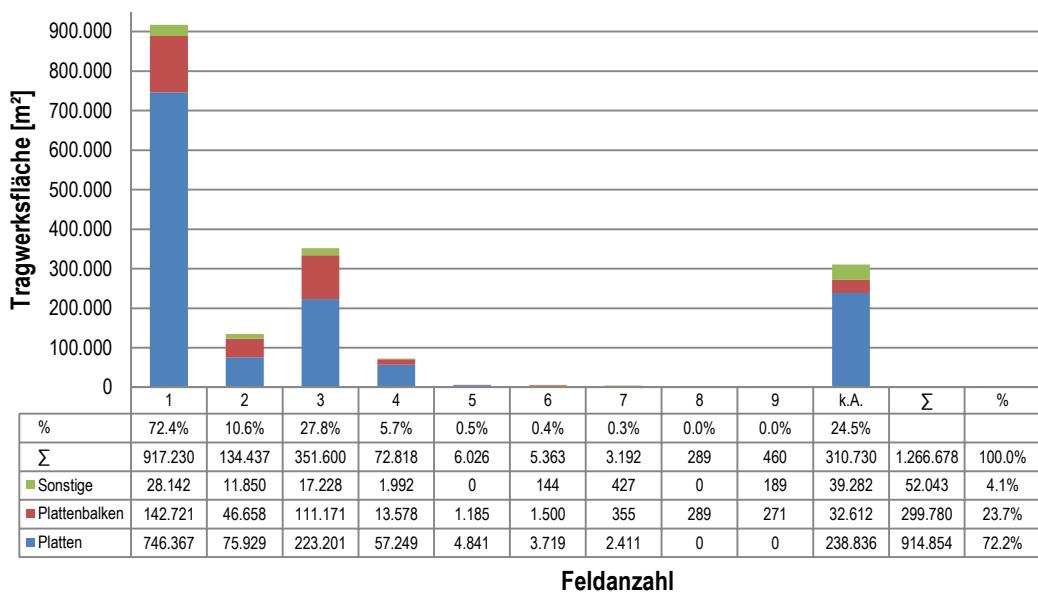


Abb. B.33 Flächenverteilung Feldanzahl, Stufe 3

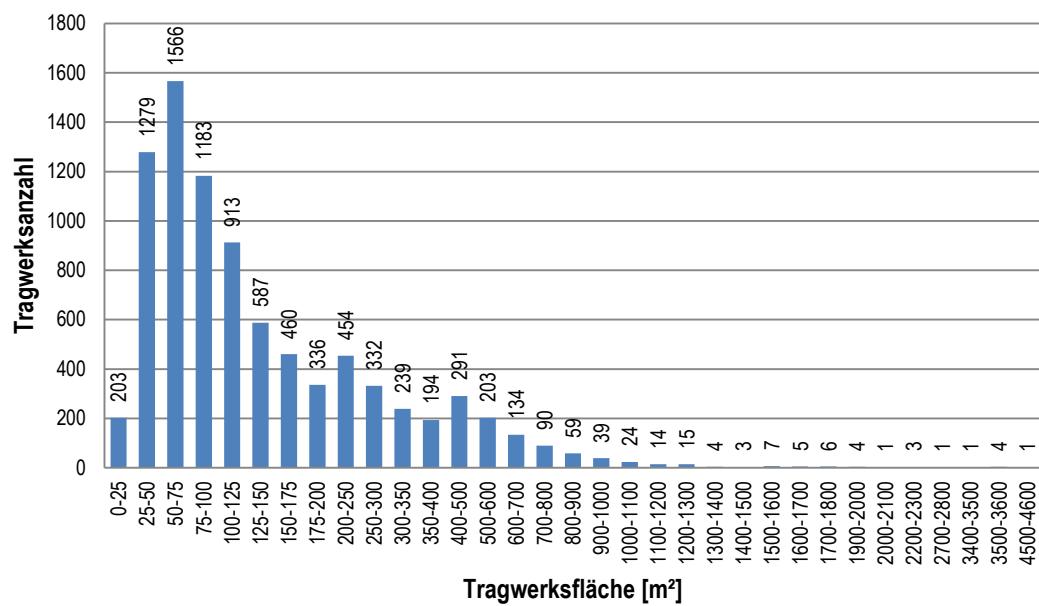


Abb. B.34 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stufe 3

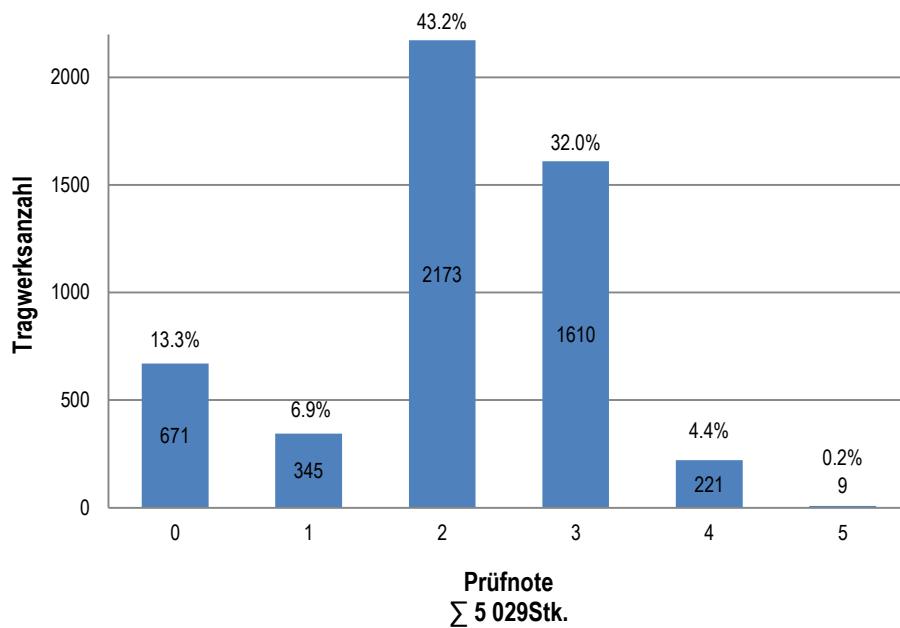


Abb. B.35 Häufigkeitsverteilung Prüfnote, Stufe3

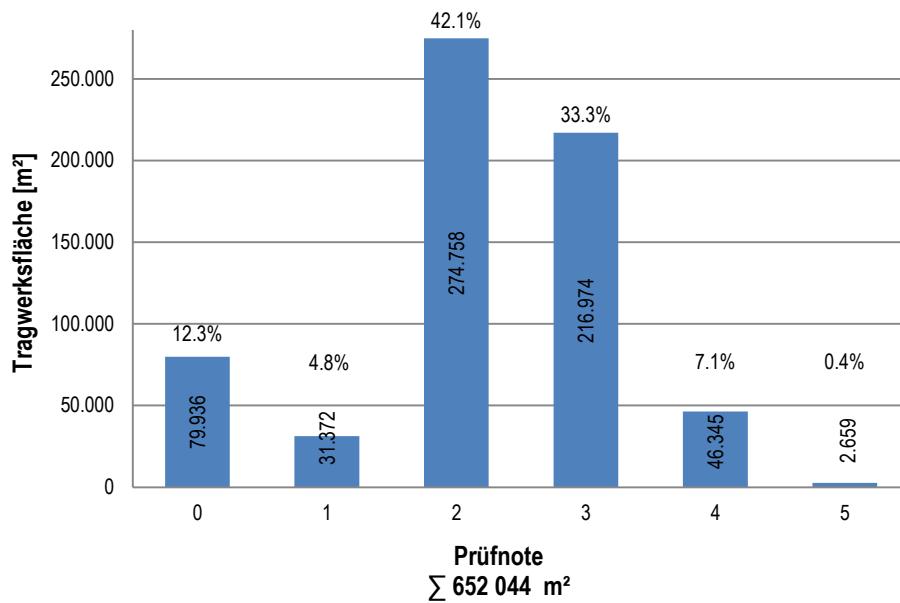


Abb. B.36 Flächenverteilung Prüfnote, Stufe 3

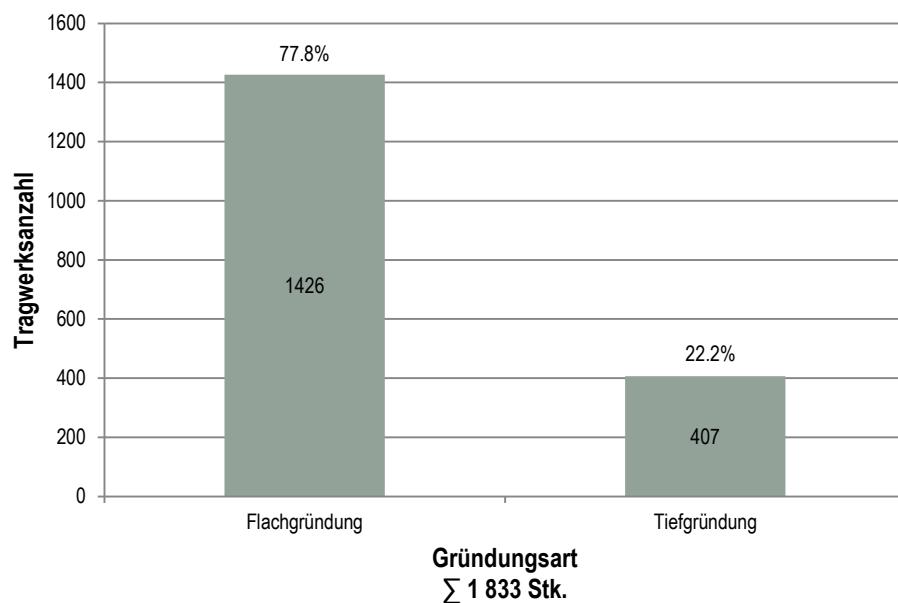


Abb. B.37 Häufigkeitsverteilung Gründungsart, Stufe3

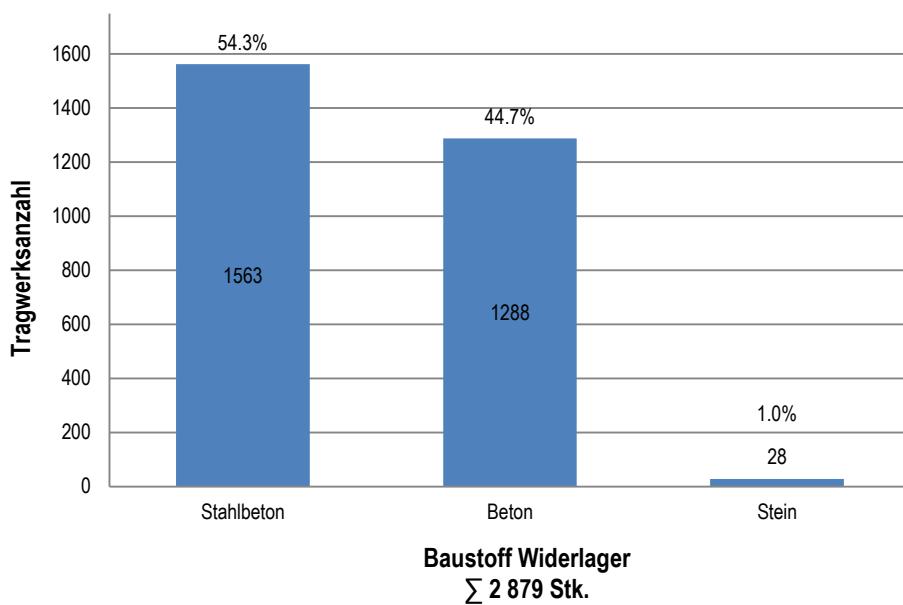


Abb. B.38 Häufigkeitsverteilung Baustoff Widerlager, Stufe 3

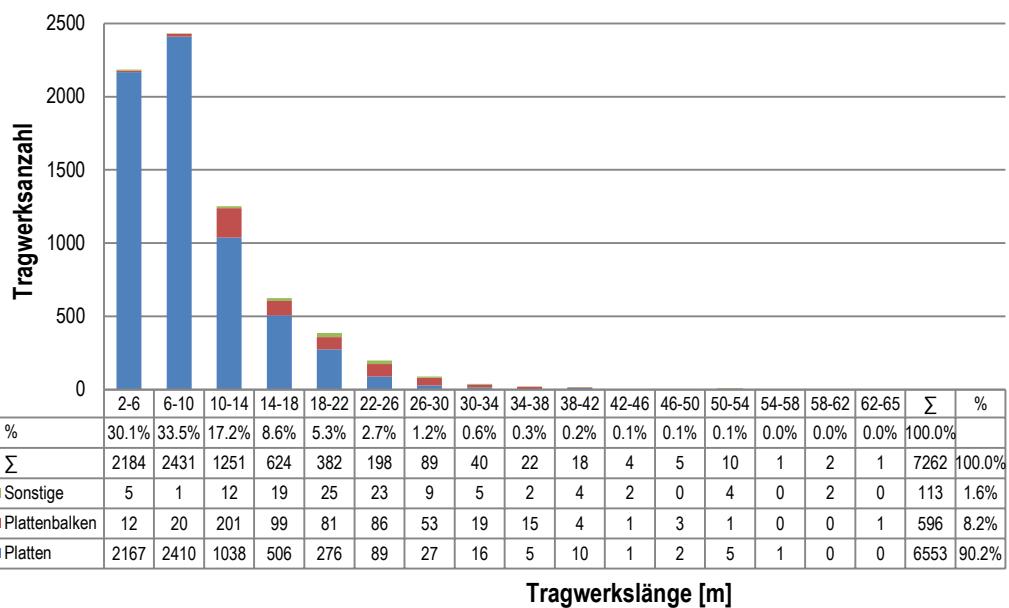


Abb. B.39 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbetonbrücken, 1-feldrig

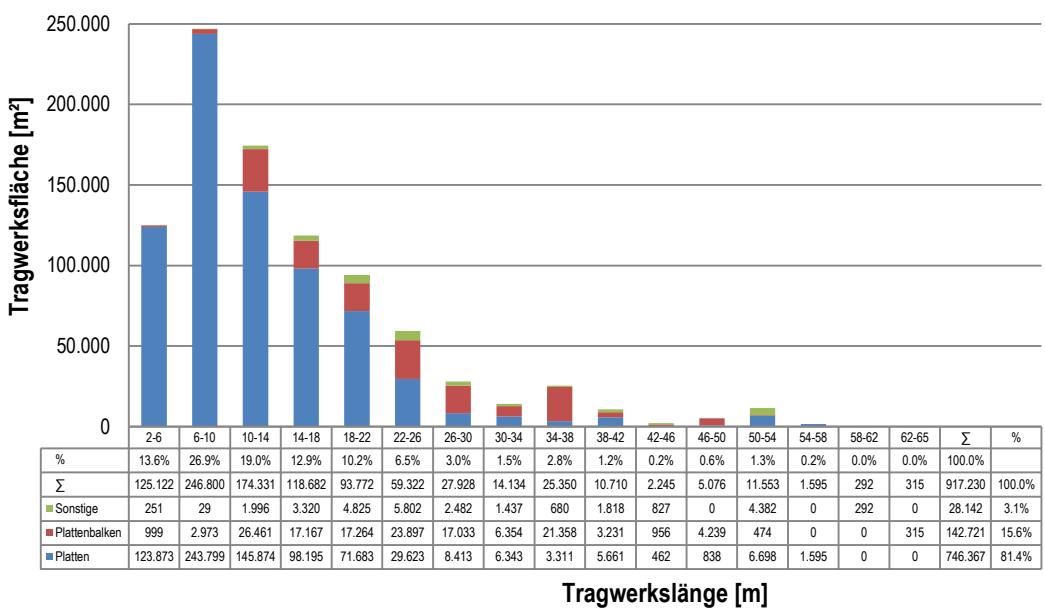


Abb. B.40 Flächenverteilung Länge, Stahlbetonbrücken, 1-feldrig

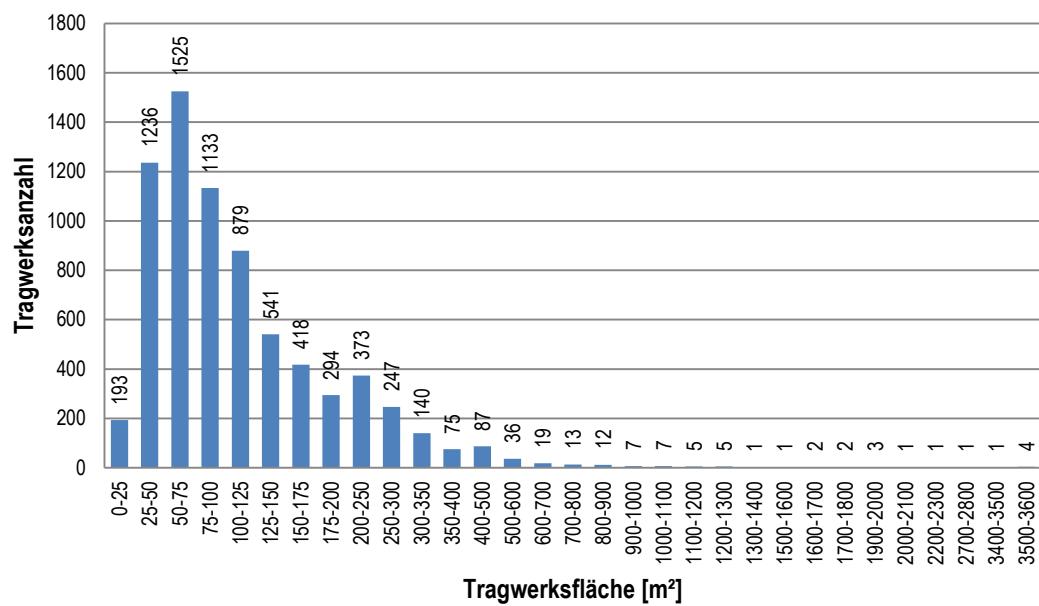


Abb. B.41 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stahlbetonbrücken, 1-feldrig

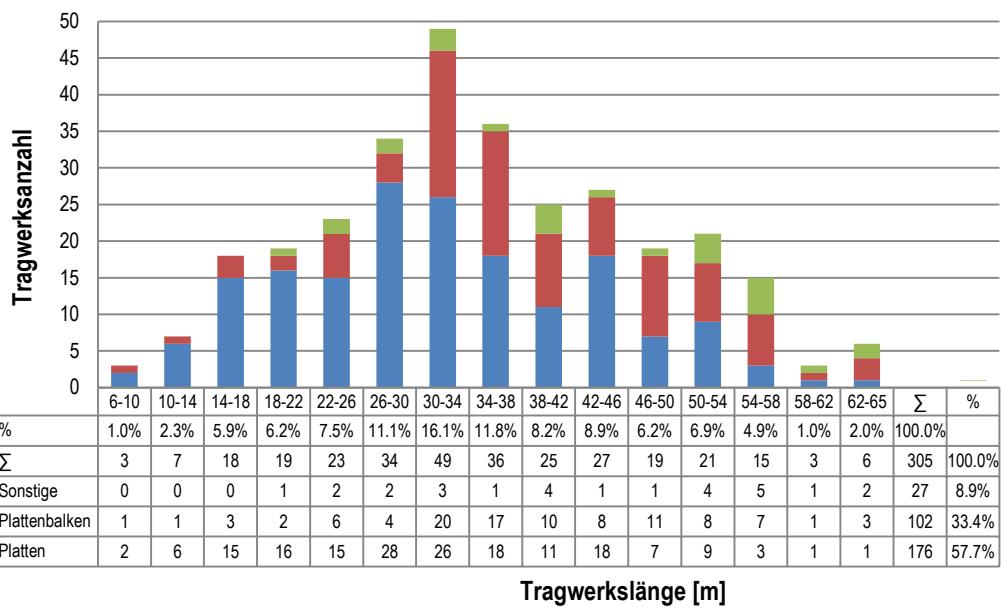


Abb. B.42 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbetonbrücken, 2-feldrig

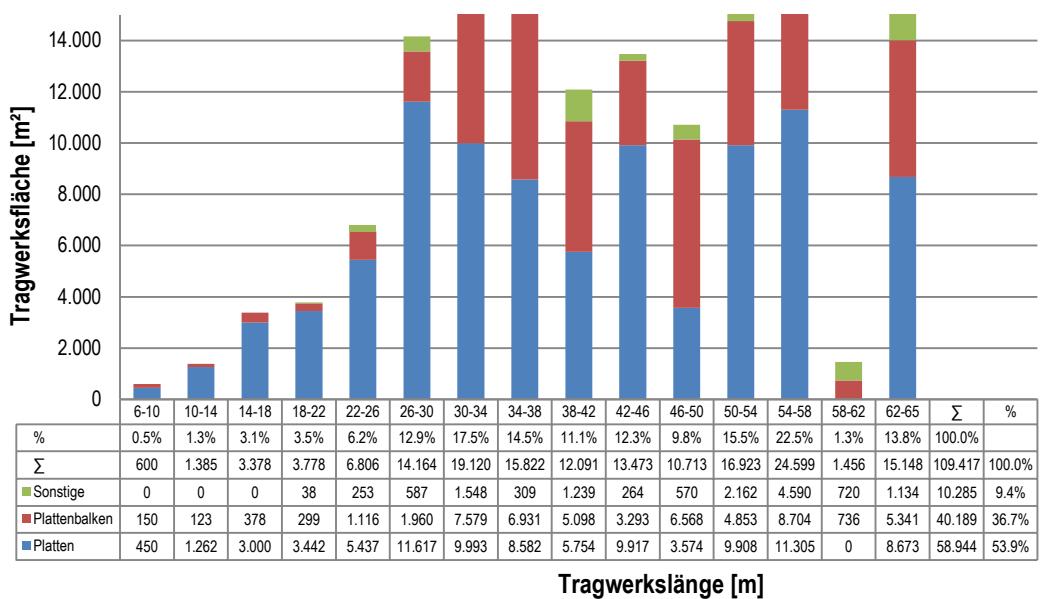


Abb. B.43 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbetonbrücken, 2-feldrig

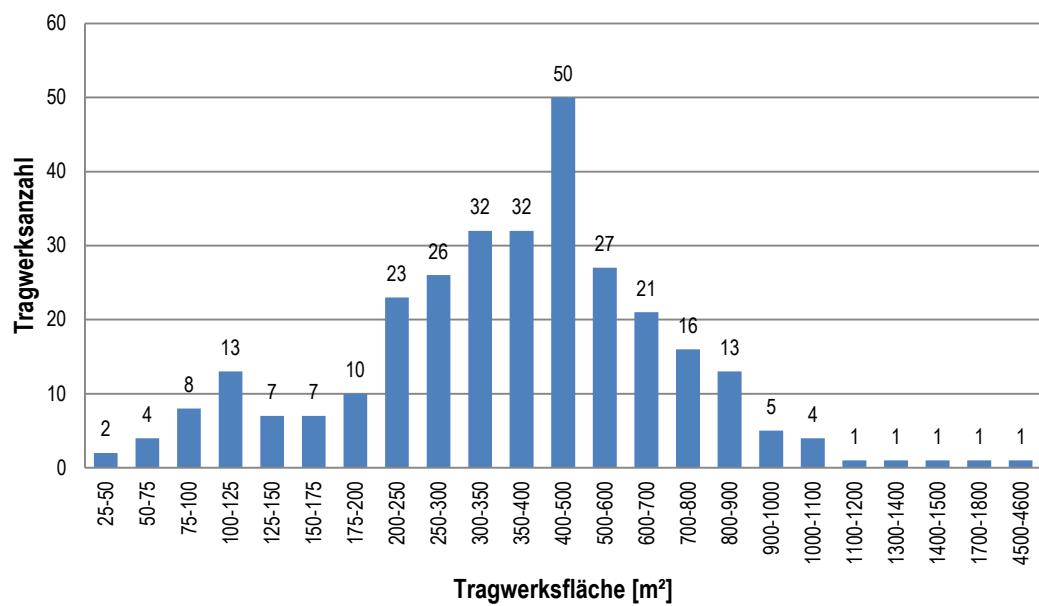


Abb. B.44 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stahlbetonbrücken, 2-feldrig

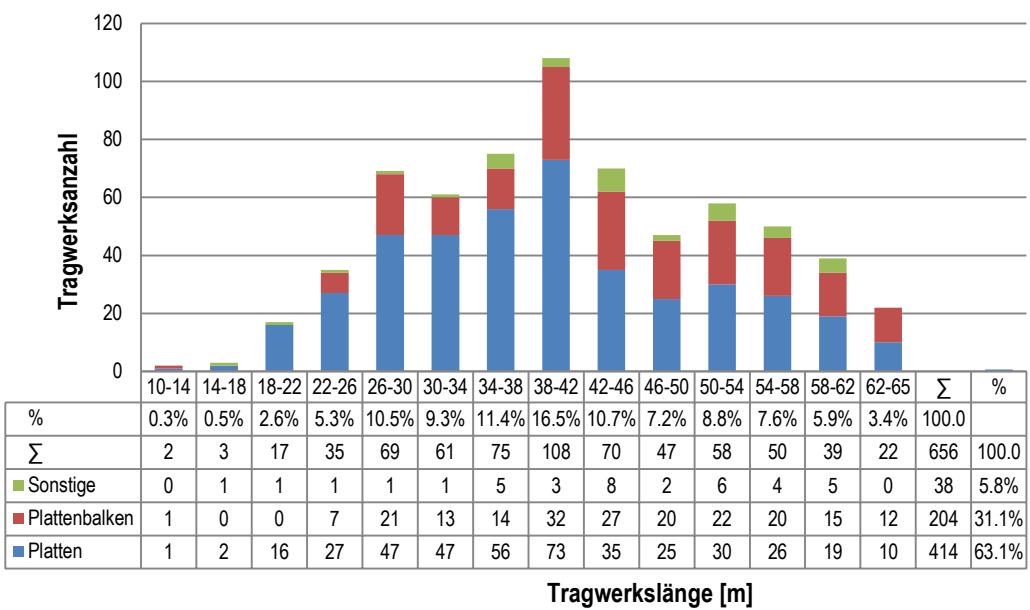


Abb. B.45 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbetonbrücken, 3-feldrig

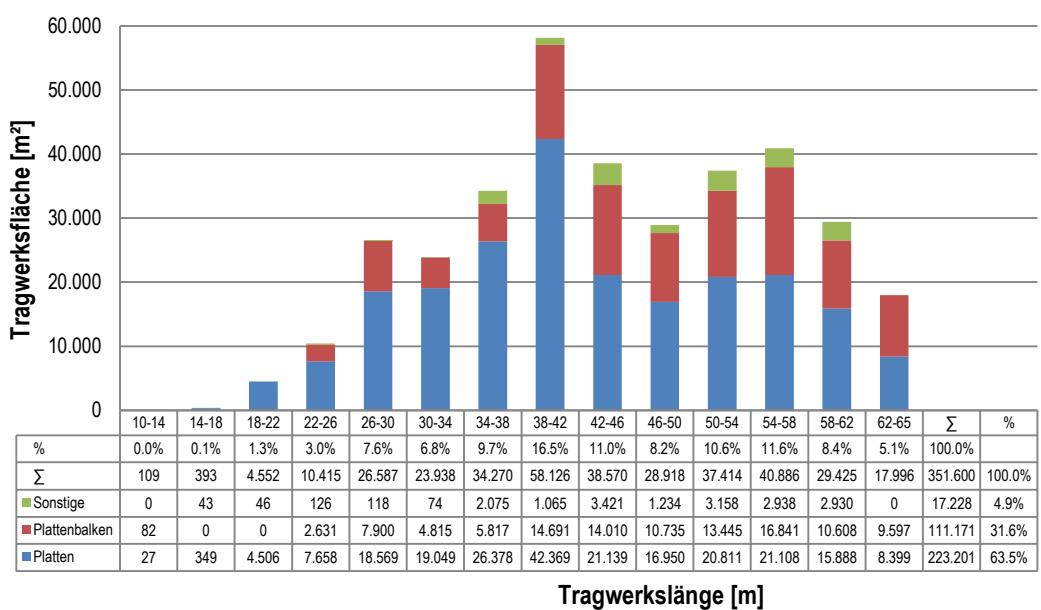


Abb. B.46 Flächenverteilung Länge, Stahlbetonbrücken, 3-feldrig

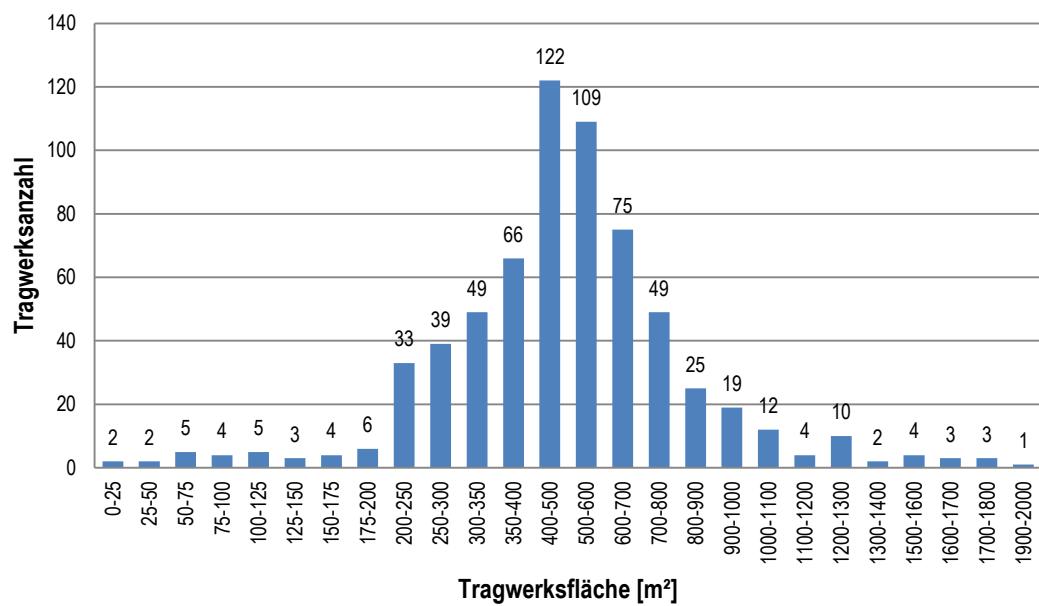


Abb. B.47 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stahlbetonbrücken, 3-feldrig

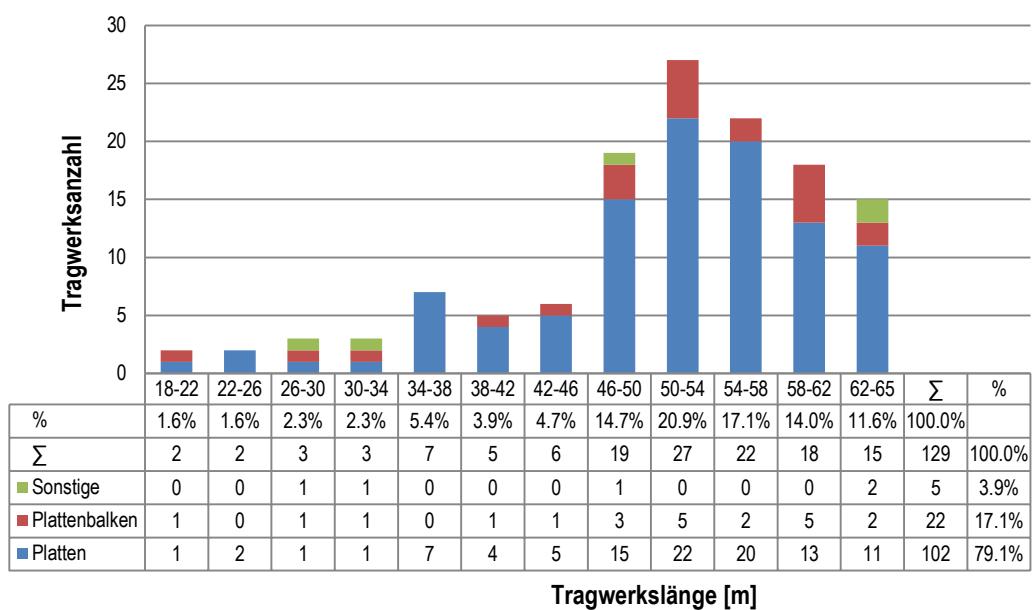


Abb. B.48 Häufigkeitsverteilung Länge, Stahlbetonbrücken, 4-feldrig

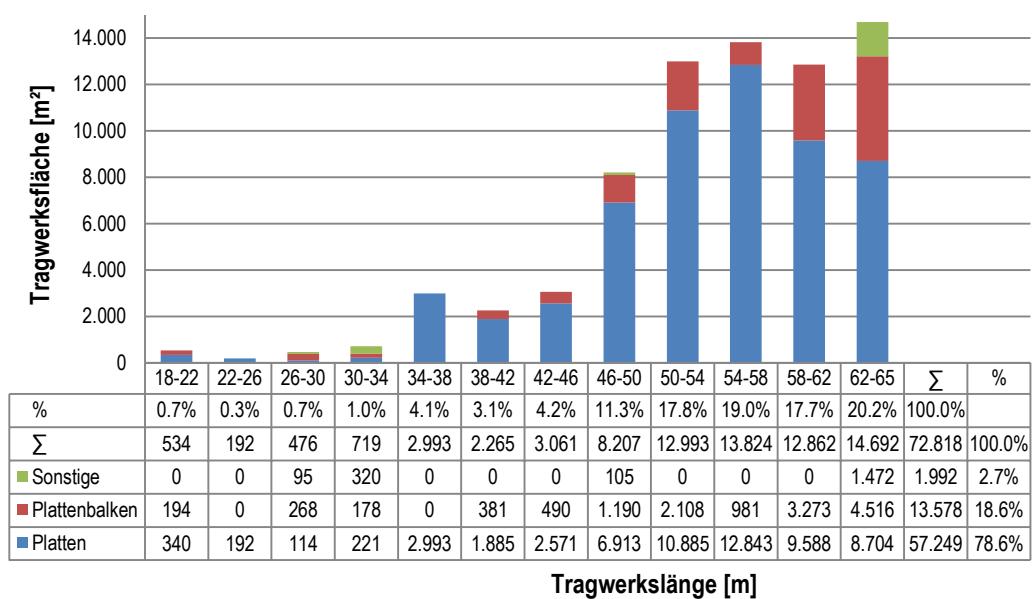


Abb. B.49 Flächenverteilung Länge, Stahlbetonbrücken, 4-feldrig

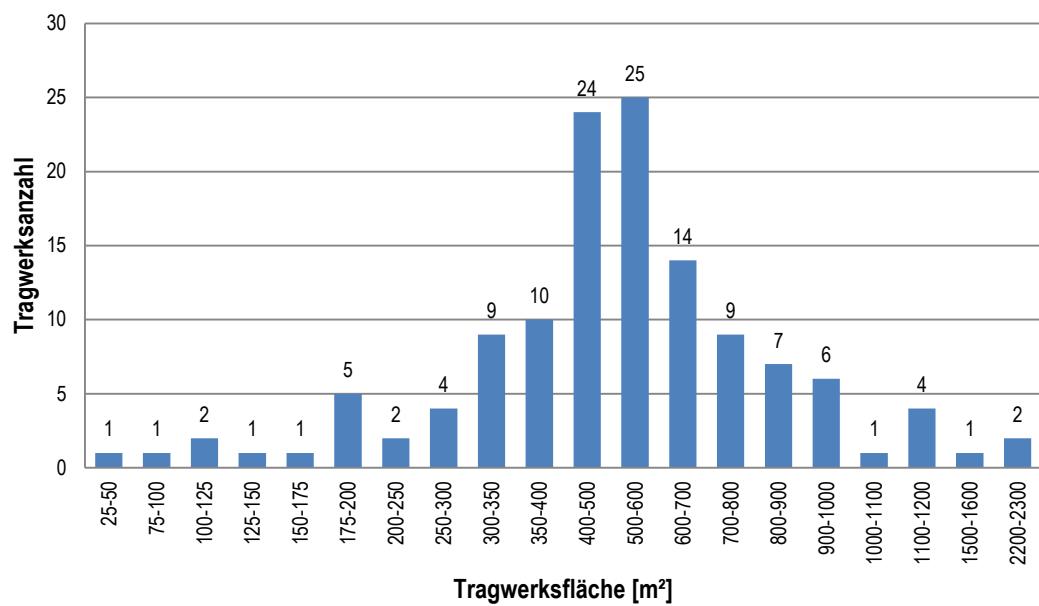


Abb. B.50 Häufigkeitsverteilung Fläche, Stahlbetonbrücken, 4-feldrig