

Handbuch INTAB



**Wirtschaftliche und dauerhafte
Bemessung von Verbundbrücken mit
Integralen Widerlagern**

Die Inhalte dieser Veröffentlichung wurden mit größter Sorgfalt erstellt. Für die Richtigkeit, Vollständigkeit und Aktualität der Inhalte können die Projektpartner und Herausgeber jedoch keine Gewähr übernehmen. Eine Haftung für Schäden an Eigentum und Personen infolge der Nutzung und Auslegung der Inhalte dieser Veröffentlichung wird nicht übernommen.

Erste Ausgabe (Version 0.3)

Copyright © Projektpartner, 2010

Die Vervielfältigung und Nutzung des Werks für nicht-kommerzielle Zwecke ist gestattet, sofern die Quelle angegeben und die Verwendung dem Projektkoordinator gegenüber angezeigt wird. Eine öffentlich zugängliche Bereitstellung dieser Veröffentlichung durch andere Quellen als die der unten genannten Internetseiten bedarf der vorherigen Genehmigung durch die Projektpartner. Anfragen sind an den Projektkoordinator zu richten:

RWTH Aachen University
Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau und Institut für Stahlbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aachen
Deutschland

Telefon: +49-(0)241-80-25277

Telefax: +49-(0)241-80-22140

E-Mail: stb@stb-rwth-aachen.de

Das vorliegende Werk und weitere Dokumente, die im Rahmen des Forschungsprojektes RFS-PR-04120 INTAB "Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments" und des Nachfolgeprojektes RFS – P2 - 08065 INTAB+ "Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments" erstellt wurden, welche beide vom Forschungsfond für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel – RFCS) finanziell unterstützt wurden, sind kostenlos auf der nachfolgend genannten Internetseite erhältlich:

<http://www.bridgedesign.de>

Die Berichte werden in naher Zukunft kostenlos im EU Bookshop zum Download bereitstehen:

<http://bookshop.europa.eu>

Übersetzt ins Deutsche von Hetty Bigelow und Ines Matzner

Titelbild:

BAB A8 Brückenbauwerk 5 nahe Harlaching, Deutschland, 2010 (© SSF Ingenieure)

ISBN 978-3-00-032871-8

Vorwort

Dieses Handbuch ist das Ergebnis des Forschungsprojektes RFS-PR-04120 INTAB “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments” (Feldmann, et al., 2010) und des Nachfolgeprojektes RFS – P2 - 08065 INTAB+ “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments” (Feldmann, et al., 2012)), welche vom Forschungsfond für Kohle und Stahl (RFCS) der Europäischen Gemeinschaft kofinanziert wurden.

Im Rahmen dieses RFCS Forschungsprojektes wurden entscheidende Kenntnisse über die Verbesserung der Wettbewerbsfähigkeit von Stahl- und Verbundbrücken mit integralen Widerlagern erlangt und in den vorliegenden Design Guide eingearbeitet. Die Ergebnisse wurden darüber hinaus im Rahmen mehrerer Workshops und Seminare präsentiert.

Der Dank der Autoren dieses Design Guides gilt dem Forschungsfond für Kohle und Stahl (RFCS) der Europäischen Gemeinschaft für die erhaltene Hilfe und finanzielle Unterstützung bei diesen Projekten.

Markus Feldmann, Johannes Naumes, Daniel Pak

RWTH Aachen University, Institute for Steel Structures (RWTH)

Milan Veljkovic, Jörgen Eriksen

Luleå University of Technology, Division of Steel Structures (LTU)

Oliver Hechler, Nicoleta Popa

ArcelorMittal Belval & Differdange (AM R&D)

Günter Seidl, Anton Braun

SSF Ingenieure (SSF)

Die Autoren bedanken sich bei den übrigen Projektpartnern des Projektes INTAB “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments” für ihren Beitrag zu diesem Design Guide. Der Dank gilt vor allem

Martin Nilsson

Luleå University of Technology, Division of Steel Structures (LTU)

Peter Collin, Olli Kerokoski, Hans Petursson

Ramböll Sverige AB (Ramböll)

Max Verstraete, Carl Vroomen

Université de Liège, ArGEnCo Département (ULg)

Mike Haller

ArcelorMittal Belval & Differdange (AM R&D)

Aachen, im Juli 2010

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Vorteile von Verbundbrücken mit integralen Widerlagern	3
1.3	Anwendungsbereich	4
1.4	Philosophie	5
1.5	Brückensysteme	6
1.6	Materialien und Querschnitte	8
2	Definitionen von Brücken / Brückenteilen	11
3	Überblick über Entwurf und Bemessung / mögliches Ablaufschema	12
4	Vorwort / Einleitung	13
4.1	Bodeneigenschaften (harter Boden, weicher Boden, Werte)	13
5	Bemessung	14
5.1	Gründung	14
6	Statisches System	19
6.1	Überbau: Gitterrost / Bemessung	19
6.2	Unterbau	20
6.3	Bauzustände	23
7	Querschnittswerte	26
7.1	Gerissener Bereich	26
7.2	Querschnittsklassifizierung	27
7.3	Mittragenden Breite für Querschnittsnachweise	27
7.4	Kriechen und Schwinden	27
8	Charakteristische Lasten	28
8.1	Einwirkungen	28
8.2	Verkehrslasten auf der Hinterfüllung	29
8.3	Last / Boden hinter der Widerlager-Rückwand	29
8.4	Temperaturlastfälle	32
9	Bemessung und Entwurf des Unterbaus	34
9.1	Pfahlbemessung	34
9.2	Bemessung und Entwurf des Pfahl-Widerlageranschlusses	37
10	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)	42
10.1	Straßenbrücken	43

10.2	Eisenbahnbrücken	45
11	Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)	46
12	Grenzzustand der Ermüdung (FLS)	48
12.1	Allgemein	48
12.2	Ermüdung von Stahlpfählen bei niedriger Lastspielzahl (Low Cycle Fatigue)	48
13	Detailbemessung / lokale Bemessung	53
13.1	Rahmenecke	53
13.2	Verbindungsdetails	59
13.3	Schleppplatte	61
14	Überhöhung	69
Anhang 1: Ermittlung des Beiwertes für Erddruck		70
15	Literaturverzeichnis	75
16	Abbildungsverzeichnis	79

1 Einleitung

1.1 Motivation

Brücken sind für die europäische Infrastruktur von enormer Wichtigkeit und Verbundbrücken sind bereits in vielen Ländern zu einer gängigen Lösung und weit verbreiteten Alternative zu Betonbrücken geworden. Ihre Wettbewerbsfähigkeit ist von mehreren Faktoren abhängig, wie z. B. örtlichen Gegebenheiten, Material- und Lohnkosten vor Ort und der Erfahrung des ausführenden Bauunternehmens. Ein bedeutender Vorteil von Verbundbrücken im Vergleich zu Betonbrücken ist, dass die Stahlträger das Gewicht von Schalung und frischem Beton im Bauzustand tragen können.

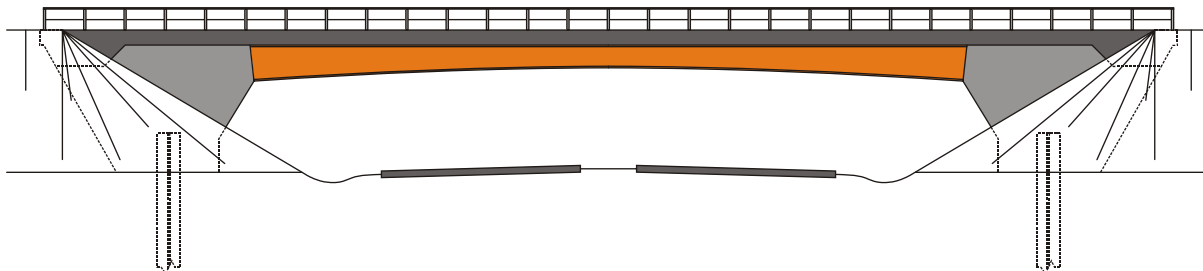


Abbildung 1-1: Verbundbrücke mit integralen Widerlagern

Ein weiterer großer Vorteil ist die Zeitersparnis während der Bauarbeiten, durch welche die Beeinträchtigung des Verkehrs reduziert wird und finanzielle Einsparungen für den Auftragnehmer und vor allem für die Verkehrsteilnehmer erzielt werden, eine Tatsache, die in der Vergangenheit lange vernachlässigt wurde. In letzter Zeit wurde diesem Faktor zunehmend mehr Beachtung zugestanden und aktuelle Studien zeigen die Notwendigkeit, bei der Wahl eines bestimmten Brückentyps nicht nur die reinen Produktionskosten sondern auch die Bauzeit und die Instandhaltungskosten zu berücksichtigen.

Daher werden heutzutage unter anderem folgende Anforderungen an Brücken gestellt, die alle durch Brücken in Verbundbauweise erfüllt werden:

- Niedrige Produktions- und Instandhaltungskosten
- Kurze Bauzeiten, um die Kosten durch Verkehrsbehinderungen zu reduzieren
- Brückenkonstruktionen, welche den Verkehr unter der Brücke nicht maßgeblich behindern
- Minimale Verkehrsbehinderungen bei Instandhaltungsmaßnahmen

Diese Anforderungen werden auch von Brücken mit integralen Widerlagern erfüllt. Zusätzlich weist dieser Brückentyp weitere Vorteile gegenüber herkömmlichen Brücken mit Fugen und Lagern auf, da nicht nur Produktions- und Instandhaltungskosten sondern auch ökonomische und sozioökonomische Kosten reduziert werden können.

- Der Überbau kann relativ schlank gestaltet werden, was zu einer Verringerung der Konstruktionshöhe und dementsprechend einer Reduktion der Erdarbeiten führt. Dies ermöglicht weitere Einsparungen bei Material-, Herstellungs-, Transport- und Baukosten.

- Rahmenbrücken können bei bestimmten Stützweiten ohne Mittelstütze errichtet werden. Da der Verkehr unter der Brücke somit nicht durch Straßensperrungen beeinträchtigt wird, führt dies zu einer Vereinfachung des Bauablaufs.
- Infolge des Fehlens von Fugen und Lagern können die Instandhaltungskosten erheblich reduziert werden.

Dieser Design Guide richtet sich an Planer, Bauunternehmer, Bauherren und Behörden zur Unterstützung während des gesamten Prozesses der Entscheidungsfindung, Planung, Bemessung und Umsetzung von integralen Widerlagerbrücken.



Abbildung 1-2: Verbundbrücke mit integralen Widerlagern von SSF, A73 (München)

1.2 Vorteile von Verbundbrücken mit integralen Widerlagern

In der Vergangenheit wurden die Nachteile von Dehnfugen und beweglichen Brückenlagern immer deutlicher. Zum einen sind Dehnfugen teuer in der Anschaffung, beim Einbau, in der Instandhaltung sowie bei der Reparatur. Zum anderen können Dehnfugen und defekte Lager zu unvorhergesehenen Schäden an der Konstruktion führen. Diese Probleme sind mit die Hauptgründe für das große Interesse an Brücken mit integralen Widerlagern. Als Vorteile sind hier zu nennen:

- Baukosten:** Oft ist es wirtschaftlicher, integrale Widerlagerbrücken anstelle von Brücken mit Fugen und Lagern zu bauen. Die Bauzeit kann oftmals reduziert werden, da weniger Gründungspfähle erforderlich sind und der zeitaufwendige Einbau von Dehnfugen und beweglichen Lagern entfällt. Infolge des einbetonierten Überbaus ist die Bauweise der Auflager, vor allem ihrer Gründungen, wirtschaftlicher, da das Auflager in horizontaler Richtung gehalten wird. Horizontale Lastfälle wie Erddruck und Bremskräfte von Fahrzeugen/ Zügen werden direkt über den Überbau in das Erdreich eingeleitet.
- Instandhaltungskosten:** Undichte Dehnfugen sind einer der Hauptgründe für Korrosionsprobleme. Dehnfugen und verschiebbliche Auflager müssen instand gehalten, repariert und ausgetauscht werden. Integrale Widerlager weisen keine Dehnfugen oder verschiebbliche Auflager auf und sind daher günstiger in der Instandhaltung.
- Umbaukosten:** Ein Umbau einer integralen Widerlagerbrücke, beispielsweise eine Verbreiterung, ist einfacher und kostengünstiger.
- Fahrkomfort:** Das Fehlen von Dehnfugen verhindert den Schlag beim Auffahren und Verlassen der Brücke, wodurch der Fahrkomfort erhöht und der Lautstärkepegel verringert wird.
- Erdbebensicherheit:** Die häufigste Schadensursache einer Brücke infolge Erdbebenbelastung ist der Verlust Lagesicherheit. Durch die monolithische Bauweise tritt dieses Problem bei integralen Widerlagerbrücken nicht auf.

1.4 Philosophie

Integrale Widerlagerbrücken können auf zwei verschiedene Arten entworfen werden:

1. Geringe Biegesteifigkeit der Gründungpfähle / geringer Einspanngrad

Vor allem in den USA werden Auflager und Stützen auf einzelnen Reihen von biegeweichen Pfählen gegründet. Die Brückenkonstruktion kann als ein durchgängiger Rahmen betrachtet werden. Durch die relative Biegeweichheit der Stützen kann der durchgehende Überbau mit verdrehbaren Auflagern abgebildet werden. Folglich kann, mit Ausnahme der Durchbildung des Anschlusses an Auflager und Pfeiler, die Rahmenwirkung bei der Berechnung des Überbaus für superpositionierte Eigen- und Verkehrslasten vernachlässigt werden (Burke Jr, 2009). Weiterhin erweist sich die Ausbildung der Rahmenecke als relativ einfach, da nur geringe Momente an der Auflagerecke übertragen werden müssen.

2. Hohe Biegesteifigkeit der Gründungpfähle / hoher Einspanngrad



Abbildung 1-5: BAB A8 Brückenkonstruktion 5 (SSF), Gründung mit hoher Biegesteifigkeit

Je größer die vorgesehene Schlankheit eines Überbau ist, desto steifer muss die Unterkonstruktion ausgebildet werden (Braun, et al., 2006). Um das Eckmoment der Brücke zu vergrößern und somit das Feldmoment zu verkleinern, wird der Rahmenriegel (der durchlaufende Überbau) durch die steifen Stützen teilweise eingespannt. Basierend auf diesem Konzept können sehr schlanke Strukturen ohne Mittelstütze umgesetzt werden (Abbildung 1-5). Referenzwerte für die Schlankheit von Straßen- und Eisenbahnbrücken sind in Tabelle 1.1 angegeben.

Tabelle 1.1: Schlankheiten von Überbauten für Straßen- und Eisenbahnbr. (Braun, et al., 2006)

	Konstruktionstyp	Widerlager $l_{\text{Überbau}}/h_{\text{Widerlager}}$	Feld $l_{\text{Überbau}}/h_{\text{Feld}}$	ohne Voute $l_{\text{Überbau}}/h_{\text{Feld}}$
Straßenbrücken	Stahlbeton	12-18	20-25	18-21
	Spannbeton	15-19	24-30	20-25
	Stahlverbund	15-19	25-35	21-25
Eisenbahnbrücken	Stahlbeton	10-15	20-25	16-18
	Spannbeton	15-20	20-25	-
	Stahlverbund	15-18	25-30	18-21

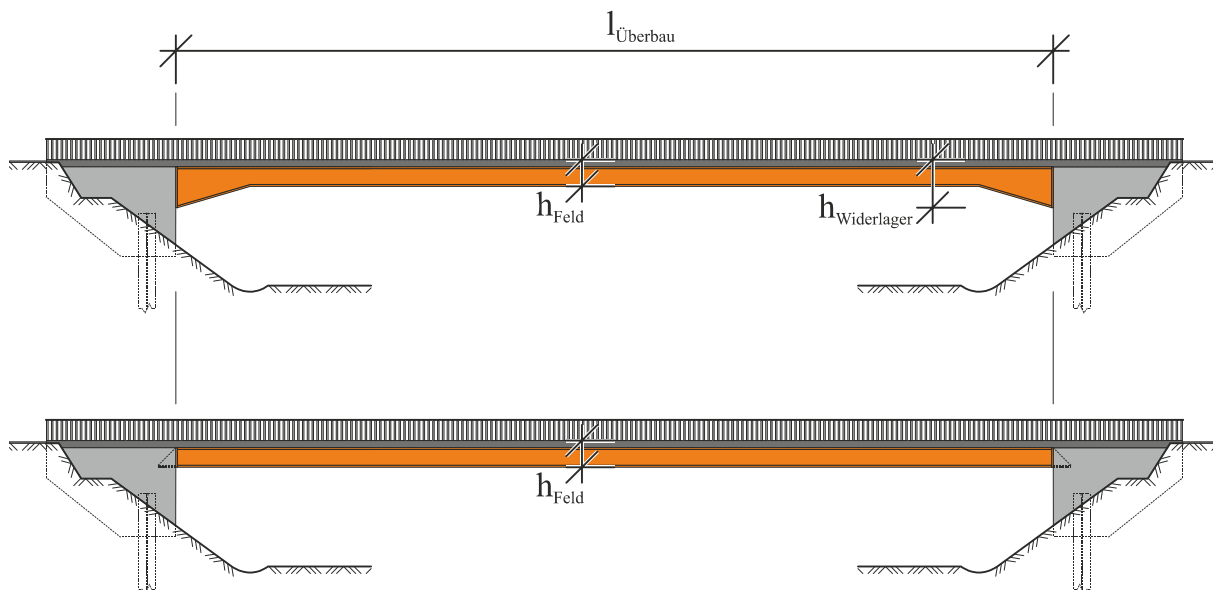


Abbildung 1-6: Integrale Widerlagerbrücke, Definition der Schlankheit (mit / ohne Voute)

1.5 Brückensysteme

Der typische Rahmen spannt über 1 Feld und ist flach gegründet (Abbildung 1-7). Bei größeren Stützweiten ist eine Tiefgründung wegen ihrer flexiblen horizontalen Bettung zu bevorzugen, da die Zwängungen aus Temperatur und Stützensenkung von einer nachgiebigen Struktur besser aufgenommen werden können.

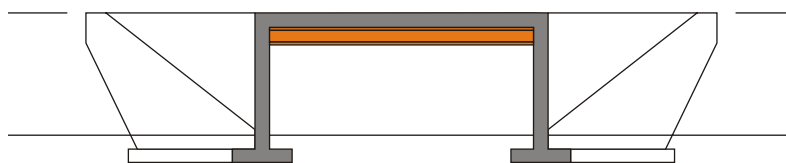


Abbildung 1-7: Integral Widerlagerbrücke

Aus gestalterischen Gründen, aber auch um die Sichtweitenverhältnisse zu verbessern, können die Widerlagerstirnseiten geneigt ausgeführt werden (Abbildung 1-8). Die Neigung der Widerlager nach hinten erzeugt ein effektiv kleineres Feldmoment, da sich der Überbau an der Stützweite l_{s2} dimensioniert. Dies ermöglicht optisch sehr schlanke Überbauten.

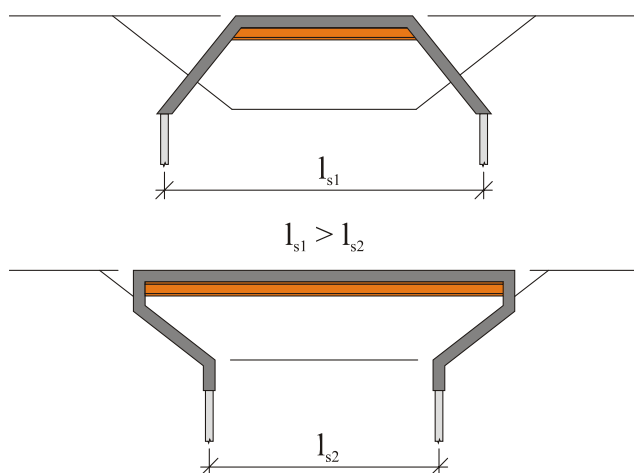


Abbildung 1-8: Rahmenbrücken mit geneigten Widerlagern

Ebenso empfiehlt es sich bei mehrfeldrigen Bauwerken, die Stützen, in jedem Fall aber die Widerlager tief zu gründen (Abbildung 1-8). Als Alternative können die Widerlager auch durch Lager vom Überbau getrennt werden. Man spricht von einem semi-integralen Bauwerk (Abbildung 1-10). Dieses Tragsystem büßt jedoch wesentliche Vorteile ein. So können beispielsweise die hohen Bremskräfte bei Eisenbahnlasten nur mehr über Pfahlböcke unter den Pfeilern mit tolerierbaren Verformungen aufgenommen werden. Im Falle eines integralen Widerlagers werden die Bremskräfte direkt vom Pfahlbock unter dem Widerlager in die Hinterfüllung abgeleitet (Abbildung 1-11).



Abbildung 1-9: Mehrfeldrahmen



Abbildung 1-10: Semi-integraler mehrfeldriger Rahmen

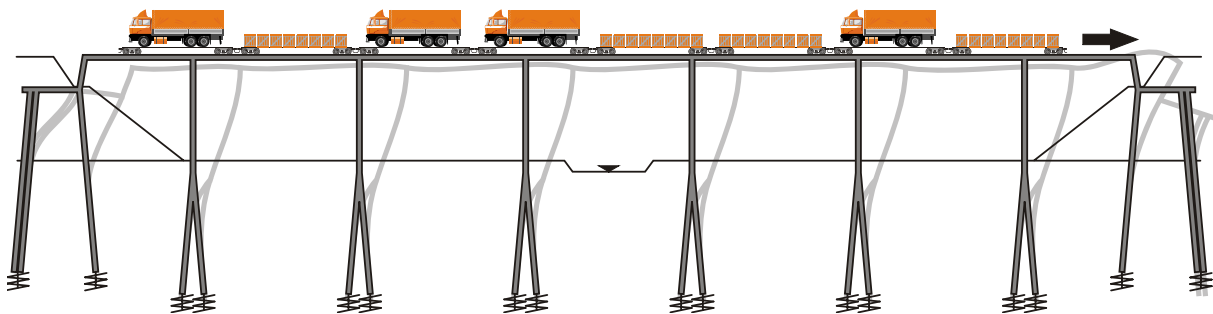


Abbildung 1-11: Verschobene Struktur, grau eingezeichnet, eines mehrfeldrigen Rahmens unter Bremslasten der Eisenbahn

Bei langen Brückenbauwerken, die flache Täler überspannen, werden die Rahmenbrücken in Blöcke unterteilt. Die Bauwerksabschnitte werden mittig mit einem ausgesteiften Stützenbock versehen, dem die Aufnahme der hohen Bremskräfte zugeschrieben wird (Abbildung 1-12). Die Verschiebungen zwischen Bauwerksabschnitten können ohne Schienenauszüge aufgenommen werden.

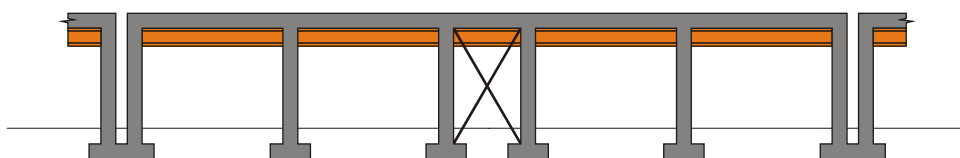


Abbildung 1-12: Blockeinheiten bei langen Talbrücken der Eisenbahn

1.6 Materialien und Querschnitte

Generell werden bei Rahmenbrücken die bekannten Konstruktionsmaterialien des Brückenbaus eingesetzt: Beton, Bewehrung, Spannglieder und Konstruktionsstahl. Im Gegensatz zu gelagerten Brücken sind jedoch die Marktanteile unterschiedlich (Braun, et al., 2006).

Stahlbeton:	monolithische Konstruktionen als Platte und Plattenbalken Stützweiten bis ca. 20 m, vereinzelt bis über ca. 50 m
Spannbeton:	monolithische Konstruktionen als Platte, Plattenbalken oder Hohlkasten Mischkonstruktionen mit Spannbeton-Fertigteilträgern Stützweiten bis 30 m
Verbund:	monolithische Konstruktionen als ein- und mehrstegige Plattenbalken mit offenen und geschlossenen Profilen Mischkonstruktionen mit Verbund-Fertigteilträgern; reine Verbundkonstruktionen mit Halbfertigteilplatten und Ortbetonergänzung sind die Ausnahme Stützweiten über 30 m

Die üblichen Querschnitte sind in Abbildung 1-13 und Abbildung 1-14 dargestellt.

Für Eisenbahnbrücken werden in der Regel Stahlbetonrahmen in den kurzen und mittleren Stützweitenbereichen eingesetzt. Je nach Gestaltungswünschen seitens der Bauherren und der Spannweite ist die Querschnittsform des Überbauriegels eine Platte (Abbildung 1-13 a) oder ein Plattenbalken (Abbildung 1-13 b). Für Spannbetonüberbauten kommt ebenfalls der Plattenbalken zum Einsatz. Trägt der Überbau zwei Gleise, löst sich der Querschnitt in einen zweistegigen Plattenbalken auf.

Sind große Schlankheiten des Überbauriegels erforderlich, um beispielsweise über einem Gewässer das notwendige Lichtraumprofil freizuhalten, werden Stahlverbundrahmen eingesetzt. Hier hat sich die VFT®-Bauweise etabliert, da bereits im Bauzustand durch die vorgefertigte Betonplatte eine Rahmenwirkung sehr einfach hergestellt werden kann (Schmitt, et al., 2010). Die Anzahl der VFT-Träger sind zwei Stück bei einem eingleisigen Querschnitt und vier Stück bei einem zweigleisigen Überbau (Abbildung 1-13 d+e).

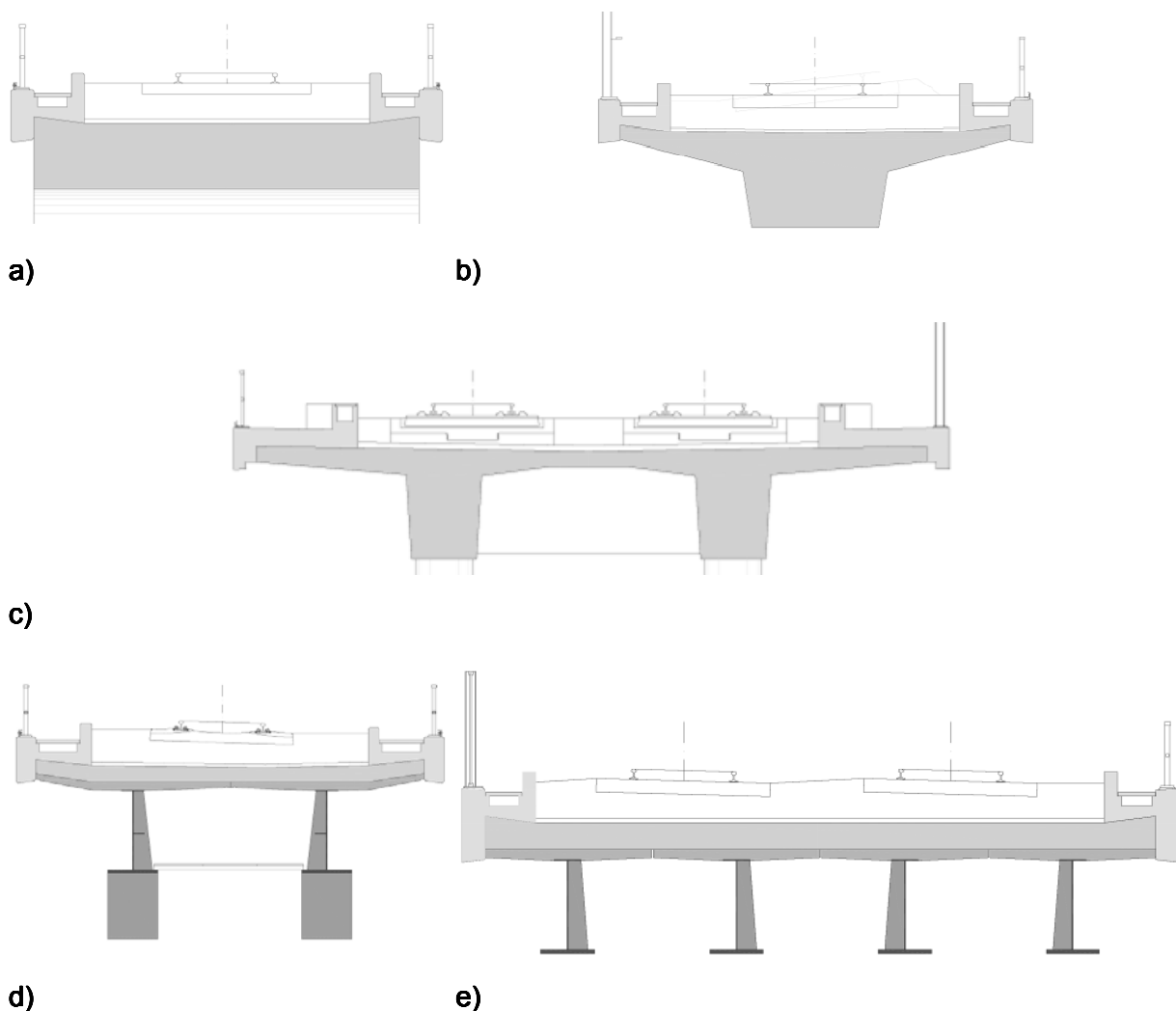
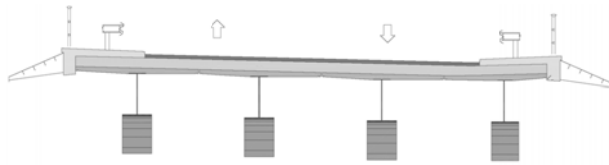


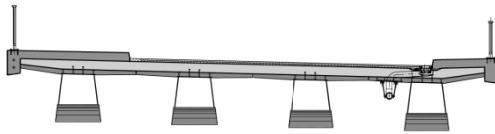
Abbildung 1-13: Querschnitt für Rahmenbrücken der Eisenbahn

Auch bei Straßenbrücken ist der Ortbetonrahmen die wirtschaftlichste Alternative, wenn ein Lehrgerüst sehr einfach hergestellt werden kann. Abhängig von der Spannweite werden Vollplatten bei kurzen Stützweiten und aufgelöste Querschnitte bei größeren Stützweiten eingesetzt, um das Eigengewicht zu reduzieren. Spannbetonrahmen werden bei größeren Stützweiten eingesetzt. Die Querschnitte werden in mehrstellige Plattenbalken aufgelöst, um Eigengewichtsmassen einzusparen. Über Verkehrswegen werden vorgefertigte Spannbetonträger im Werk hergestellt und auf die Baustelle transportiert. Sie bilden gleichzeitig das Haupttragelement und die Schalung für die Ortbetonplatte. Über die Anschlussbewehrung im Fertigteil zur Rahmenecke wird bereits im Bauzustand die Rahmenwirkung zum Betonieren der Ortbetonplatte hergestellt. Sind größere Spannweiten und große Schlankheiten werden die Verbundfertigteil-(VFT®)-Träger eingesetzt (Schmitt, et al., 2001). Bei Straßenbrücken werden in jüngster Zeit auch Querschnitte mit halbierten Walzprofilen, der VFT-WIB-Träger eingesetzt (Abbildung 1-14). Sie sind im Hinblick auf die Herstellungskosten und die Unterhaltung mit der Spannbetonfertigteilweise zu vergleichen (Seidl, et al., 2009).

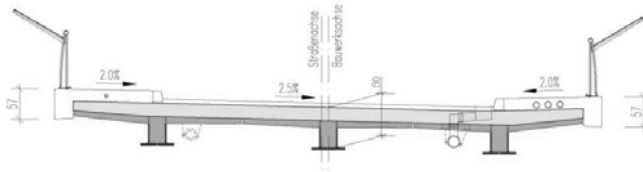


Verbundfertigteilträger (VFT®)

Regelquerschnitt M 1:50



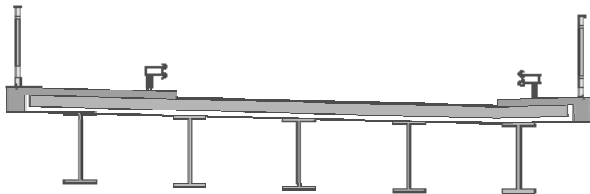
Verbundfertigteilträger mit Hohlkästen



Verbundfertigteilträger mit Walzträgern
in Beton (VFT-WIB®)
mit zwei Stahlträgern im Querschnitt



mit einem Stahlträger im Querschnitt



Verbundfertigteilträger mit Walzprofilen
(VFT®)

Abbildung 1-14: Typische Querschnitte für die Straßenüberführungen in Rahmenbauweise

2 Definitionen von Brücken / Brückenteilen

Die folgenden Begriffe wurden als Standardbezeichnungen für dieses Handbuch übernommen. Zusätzlich sind die englischen Begriffe angegeben.

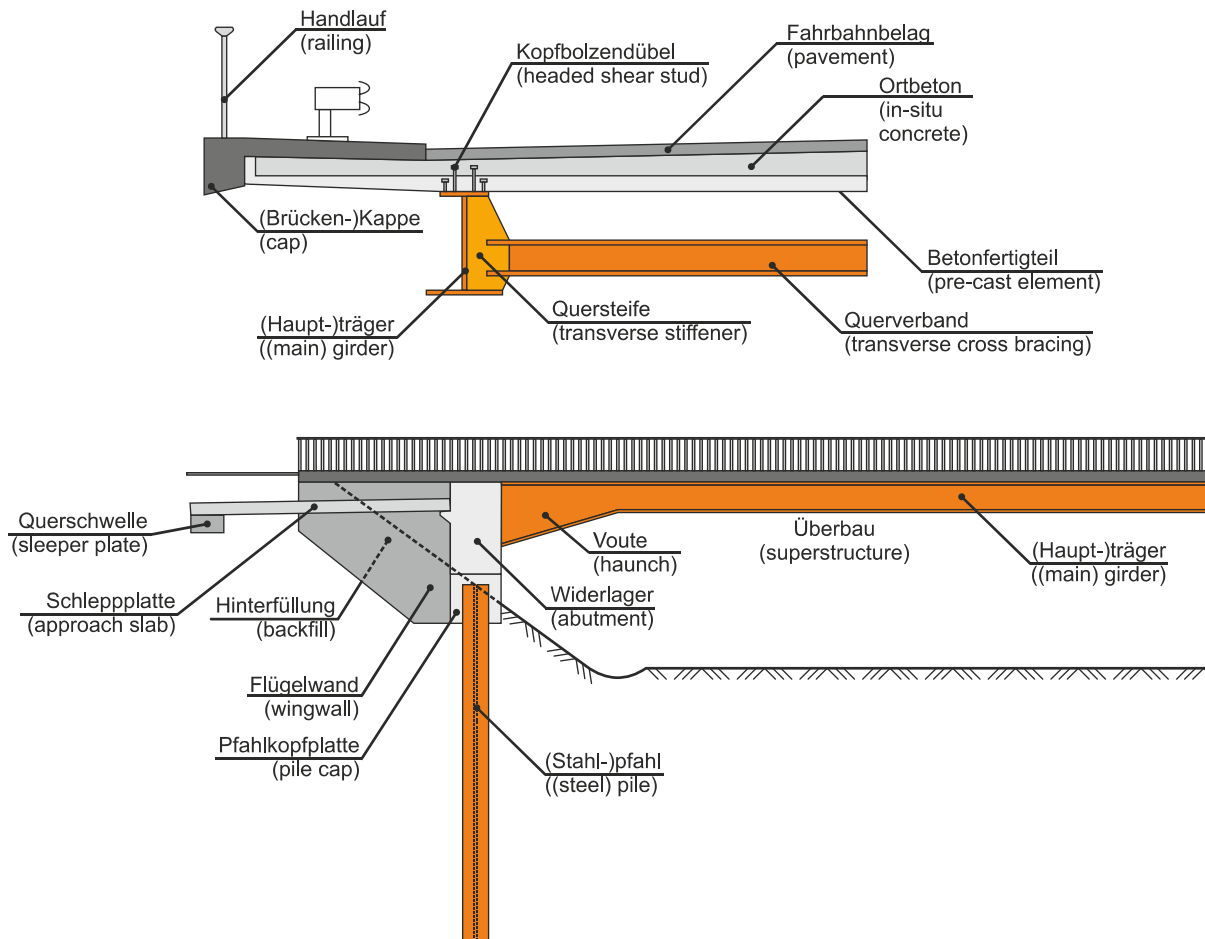


Abbildung 2-1: Bezeichnungen

3 Überblick über Entwurf und Bemessung / mögliches Ablaufschema

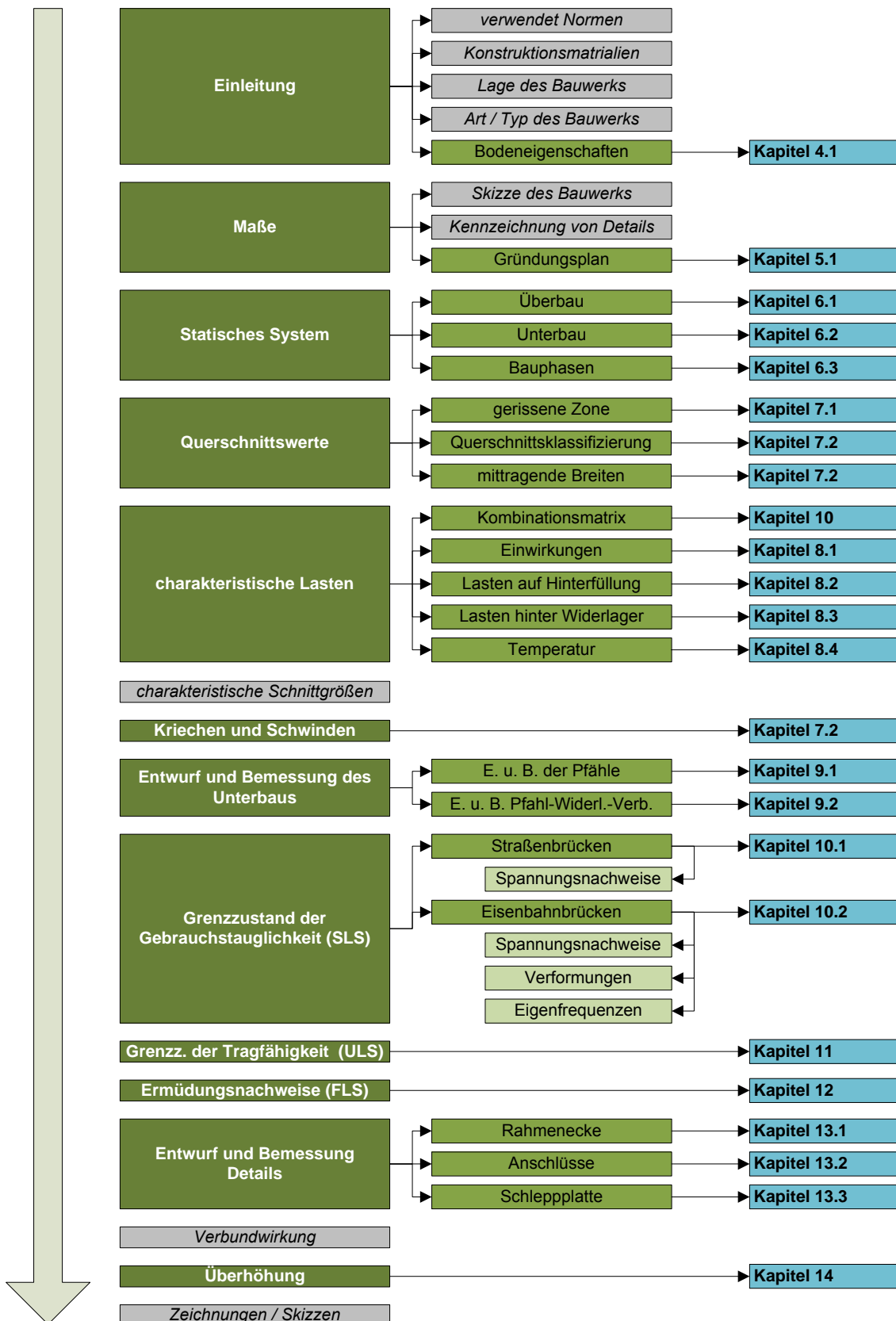


Abbildung 3-1: möglicher Entwurfs- und Bemessungsablauf

Auf die grau hinterlegten Entwurfs- und Bemessungsschritte wird in diesem Handbuch nicht explizit eingegangen.

4 Vorwort / Einleitung

4.1 Bodeneigenschaften (harter Boden, weicher Boden, Werte)

Die Bodenbeschaffenheiten können im Allgemeinen übernommen werden aus:

- Baugrundstücksbeschreibung
- Baugrundgutachten.

In-situ Boden / Gründung:

Für die Bemessung wird einer der beiden nachfolgenden Werte für jede Schicht i des in-situ Bodens benötigt, zu entnehmen aus dem Baugrundgutachten:

- $E_{s,i}$ charakteristische Werte des Steifemoduls / Elastizitätsmodul des Bodens pro Lage i
- $k_{s,i}$ Bettungsziffer pro Lage i

An dieser Stelle muss berücksichtigt werden, dass $E_{s,short}$ (für Kurzzeitbelastung) n mal größer ist als $E_{s,long}$ (für Langzeitbelastung) (siehe Kapitel 10.2.2). Ein geeigneter Wert für n muss in Übereinstimmung mit dem Bodengutachter festgelegt werden. Weiterhin müssen die Setzungen in allen Brückenachsen, die während der Bemessung anzusetzen sind, ebenfalls vom Bodengutachter festgelegt werden.

Einige Computerprogramme ermöglichen die Definition von verschiedene Bodenschichten i , basierend auf dem entsprechenden Wert für $E_{s,i}$. Falls das nicht möglich ist und stattdessen Federn, basierend auf den entsprechenden Werten für $k_{s,i}$, implementiert werden müssen, kann $k_{s,i}$ dem Bodengutachten entnommen werden oder (basierend auf $E_{s,i}$) wie in Kapitel 6.2.1 dargestellt berechnet werden.

Hinterfüllung:

Für die Bemessung werden für die Hinterfüllung folgende Werte benötigt (siehe Anhang 1):

- K_0 Erdruhedruckbeiwert
- K_a aktiver Erddruckbeiwert
- K_p passiver Erddruckbeiwert

Zur Ermittlung dieser Erddruckbeiwerte werden die folgenden Werte benötigt, die dem Baugrundgutachten entnommen werden können:

- c Kohäsion des Bodens
- δ Wandreibungswinkel ($\delta_a, \delta_p, \delta_0$)
- φ Reibungswinkel (Boden)
- a Adhäsion zwischen Boden und Wand

5 Bemessung

5.1 Gründung

Bei integralen Widerlagerbrücken kommen verschiedene Arten von Gründungen zum Einsatz:

- Pfahlgründungen / Tiefgründungen
- Flachgründungen

Ihre Verwendung wird im Folgenden detailliert beschrieben.

5.1.1 Tiefgründungen, (Einzel-) Pfähle

Wie bereits in zuvor beschrieben, (Kapitel 1.4), wird die Pfahlgründung basierend auf zwei unterschiedlichen Konzepten ausgelegt:

1. Ausreichende vertikale Kapazität und geringe Biegesteifigkeit.

Die Steifigkeit der Pfähle sollte gering sein um die Effekte aus Biegung infolge Verschiebungen und Verdrehungen des Auflagers zu minimieren. Dies führt zu:

- einer einfachen Auslegung der Rahmenecke,
- einem Entwurf / Konzept ähnlich zu dem einer herkömmlichen Brücke.

Es kommen daher bevorzugt biegeeweiche Stahlpfähle mit Biegung um die schwache Achse zur Anwendung, wenn möglich angeordnet in vorgebohrten Löchern gefüllt mit lockerem Sand.

2. Ausreichende vertikale Kapazität und hohe Biegesteifigkeit.

Die Steifigkeit der Pfähle sollte hoch sein, um das Eckmoment zu vergrößern und somit das Feldmoment zu verkleinern. Dies führt zu:

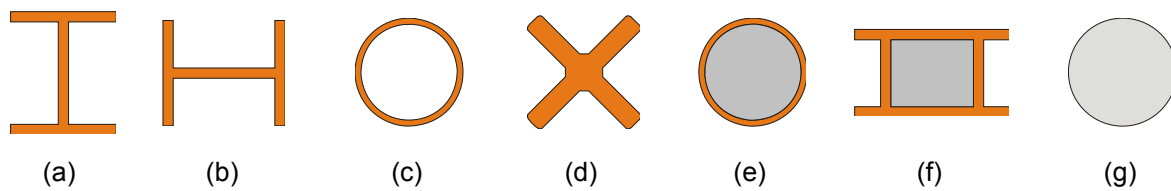
- einer schlanken Konstruktion,
- dem Wegfallen einer Mittelstütze.

Hierzu kommen bevorzugt steife Ortbetonpfähle zur Anwendung.

Bei beiden Konzepten werden die Pfähle im Allgemeinen gleichmäßig in einer Reihe angeordnet.

Daher kamen bei der Tiefgründung von Brücken mit integralen Widerlagern bisher unterschiedlichste Pfahlmaterialien und Querschnitte zum Einsatz.

Stahl ist das am häufigsten verwendete Pfahlmaterial bei integralen Brücken wobei hier H-Profile den meistverbreiteten Stahlquerschnitte darstellen (siehe Abbildung 5-1 (a), (b)). In Deutschland wird hauptsächlich Beton als Pfahlmaterial verwendet. Verbundfasermaterialien kommen zurzeit noch nicht zum Einsatz, könnten aber in naher Zukunft eine wirtschaftliche Alternative darstellen. In Abbildung 5-1 sind die im Folgenden beschriebenen Querschnitte zusammengestellt.



- (a) H-Pfahl, Biegung um die starke Achse
 (b) H-Pfahl, Biegung um die schwache Achse
 (c) Stahlrohr-Pfahl
 (d) X-Pfahl, gedreht um 45°
 (e) Stahl-Verbundpfahl (CIP)
 (f) Rechteckiger FRP Pfahl mit Betonfüllung
 (g) Stahlbetonpfahl

Abbildung 5-1: Darstellung verschiedener Stahl- / Verbundpfahl / Betonquerschnitte

5.1.1.1 Stahlpfähle

Stahlpfähle können zyklischen Beanspruchungen mindestens bis zu ihrer Fließgrenze aufnehmen (unter der Voraussetzung, dass kein lokales Beulen auftritt). Weisen die Pfähle eine ausreichende Rotationskapazität auf und lassen Fließgelenke zu, so können Spannungen zugelassen werden, welche die plastische Streckgrenze überschreiten. Die plastische Dehnung kann allerdings zu Ermüdungsversagen bei niedriger Lastspielzahl führen, was bei der Bemessung der Pfähle berücksichtigt werden sollte (Kapitel 12.1). Der Einfluss der Korrosion von Stahlpfählen muss ebenfalls berücksichtigt werden, da die unbeeinflusste Querschnittsfläche mit der Zeit abnimmt.

5.1.1.2 H-Pfähle

HEB (Breitflanschträger) sowie HP-Stahl-Rammpfähle (Breitflanschpfähle) werden vorwiegend in den USA eingesetzt, wobei 70% der State Agencies auf diesen Pfahltyp zurückgreifen (Maruri, et al., 2005). 33% dieser State Agencies schreiben hierbei die Biegung um die starke, 46% die Biegung um die schwache Achse vor. Sowohl in England als auch in Irland werden HP-Pfähle für Biegung um die starke Achse angeordnet.

Der Hauptgrund für die vermehrte Anordnung der Pfähle auf Biegung um die schwache Achse ist in der Reduktion der Spannungen in den Auflagern zu sehen. Bei einer gleichgroßen Widerlagerverschiebung erzeugt ein um die starke Achse belasteter Pfahl größere Spannungen im Widerlager als ein um die schwache Achse belasteter Pfahl. Ein weiterer Grund für diese Orientierung ist, dass auf diese Weise lokales Beulen in den Fanschen ausgeschlossen werden soll, auch wenn die laterale stützende Wirkung des Bodens auf den Pfahl unberücksichtigt bleibt. (Arsoy, 2000) (Maruri, et al., 2005)

5.1.1.3 Kreisrunde Hohlprofile / Stahlrohrpfähle

Stahlrohrpfähle stellen eine Alternative zu Stahl-H-Pfählen dar. Zur Beurteilung des zyklischen Verhaltens von einbetonierten Rohrpfählen führte Arsoy (Arsoy, 2000) vergleichende zyklische Belastungsversuche an H-Pfählen und Rohrpfählen mit gleicher Breite durch. Hierbei wies der Rohrpfahl eine 71% größere Querschnittsfläche und ein etwa 7-fach größeres Trägheitsmoment als der H-Pfahl auf. Das Versagen trat bei den Rohrpfählen unter zyklischer Belastung stets im Widerlager auf. Hieraus zog Arsoy die Schlussfolgerung, dass steife Pfähle wie Rohrpfähle eher nicht für bei Brücken mit integralen Widerlagern geeignet seien und Querschnitte mit geringerer Biegesteifigkeit (wie H-Pfähle mit Biegung um die schwa-

che Achse) zu bevorzugen seien. Dies trifft jedoch nur auf das Konzept der schwach eingespannten Brücke zu.

5.1.1.4 Kreuzförmige Stahlpfähle / X-Pfähle

Kreuzförmige Stahlpfähle (X-Pfähle) wurden als Bestandteile von integralen Brücken in Schweden getestet. Die X-förmigen Pfähle werden gerade und um 45° gedreht in den Boden eingebracht, um die Biegespannungen zu reduzieren, vgl. Abbildung 5-1 (d) (Petursson, et al.). Da dieser in den 1970'er Jahren in Skandinavien entwickelte Pfahltyp nicht mehr hergestellt wird, soll hier nicht weiter auf ihn eingegangen werden.



Abbildung 5-2: X-Pfähle für die Leduån Brücke in Schweden, umgeben von lockerem Sand

5.1.1.5 Stahlbetonpfähle

In Deutschland kommen zur Gründung von Brücken mit integralen Widerlagern hauptsächlich Betonpfähle mit einem typischen Durchmesser von $D_s = 900$ mm zu Einsatz. Im Allgemeinen können sie in die Kategorien Fertigteile und Ortbetonbauteile aufgeteilt werden, wobei die Fertigteile wiederum entweder herkömmlich bewehrt oder vorgespannt sein können. Die Qualitätskontrolle erfolgt beispielsweise mittels dynamischer Belastungstests oder mittels einer Integritätsprüfung. Pfähle und Pfahlkopfplatte werden durch Anschlussbewehrung miteinander verbunden und bilden somit einen monolithischen Baukörper (vgl. Abbildung 5-3).



Abbildung 5-3: Betonpfähler der Entenpfuhler Brücke (Aachen) (Anschlussbewehrung)

5.1.1.6 Stahl-Verbundpfähle (CIP)

Bei dieser Pfahlart mit einem typischen Durchmesser von $D_s = 700$ mm handelt es sich um gerammte Stahlrohre, die später mit Beton verfüllt und nur im oberen Bereich des Pfahls bewehrt werden. Nach (White, et al., 2010) handelt es sich hierbei um den in Europa am häufigsten verwendete Gründungspfahl für Brücken mit integralen Widerlagern. Dies bezieht sich nach Ansicht der Autoren jedoch hauptsächlich auf den skandinavischen Raum. In den USA kommen diese Pfähle im Allgemeinen nur bei kurzen Brücken zum Einsatz. So lässt etwa das Verkehrsministerium von Minnesota diese Pfähle nur für integrale Brücken mit Spannweiten kleiner 45 m zu (Huang, et al., 2004). In Deutschland werden Stahl-Verbundpfähle (CIP) in vorgebohrte Löcher mit Durchmessern von $D_s = 1000$ mm eingebracht.

Nach (EN 12699, 2000) erfolgt die Bemessung nach (DIN EN 1994-1, 2006).

5.1.2 Tiefgründungen, Spundwände

Die Verwendung von Spundwänden als Gründungselemente sollte in Betracht gezogen werden, falls die Spundwand ohnehin errichtet werden muss. Die bestehende Spundwand kann dann als Gründungssystem für die integrale Widerlagerbrücke eingesetzt werden, zusätzliche Gründungspfähle sind nicht mehr erforderlich.

Neben der Funktion der Spundwand als rückhaltende Konstruktion zur Aufnahme horizontaler Erddrücke aus dem Boden hinter der Wand, dient sie auch zur Übertragung vertikaler Lasten aus der Brückenfahrbahn in den darunterliegenden Boden. Dazu ist eine Einbringung der Spundwand mit ausreichender Tiefe in tragfähigen Boden erforderlich. Weiterhin sollte der Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit in Interaktion mit der Rückhaltefunktion mit besonderer Sorgfalt geführt werden.

Aufgrund der hohen Steifigkeit der Spundwand muss die Auslegung der Verbindung zwischen Widerlager und Spundwand mit besonderer Sorgfalt geschehen. Einerseits muss der Schlupf zwischen Spundwand und Widerlager minimiert werden, z.B. durch Anbringen vertikaler Verbundelemente (z.B. Dübel), die an die Spundwand angeschweißt werden. Andererseits muss im Bereich der Spundwandeinbindung ins Widerlager der Problematik der Rissbildung im Beton große Aufmerksamkeit geschenkt werden.

5.1.3 Flachgründung

Falls der Boden die Verwendung von Flachgründungen zulässt, stellt diese Gründungsart die kostengünstigste Variante dar. Die Gründung kann unterhalb der Auflagerwand zentriert werden, da so kein Rückstellmoment aus dem zur Stabilität beitragenden Bodeneigengewicht entsteht. Dies reduziert im Vergleich zu freistehenden Widerlagern das Eigengewicht des Widerlagers, was wiederum die Belastung der Gründung reduziert und so den Bau kleineren Gründungselemente ermöglicht.

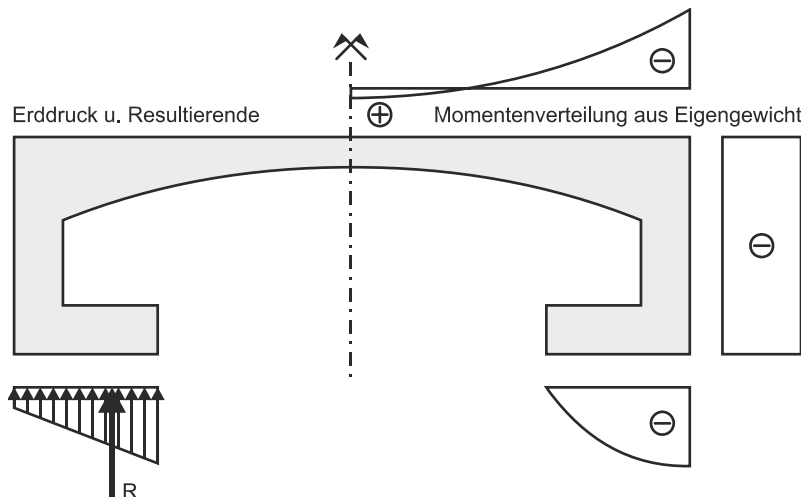


Abbildung 5-4: Integrale Widerlagerbrücke auf "Zehenspitzen" (Braun, et al., 2006)

Im Fall eines zurückgesetzten Auflagers entsteht durch die Resultierende des Erddrucks ein Rückstellmoment, das im Auflager ein Eckmoment erzeugt, das den Bau von schlanken Konstruktionen ermöglicht (siehe Abbildung 5-4) (Braun, et al., 2006).

Da Flachgründungen im Rahmen des INTAB Projektes nicht untersucht wurden, wird ihre Bemessung in diesem Design Guide nicht behandelt. Im Folgenden werden jedoch ein paar Hinweise gegeben, hauptsächlich basierend auf den umfangreichen Untersuchungen von (Mahlo, et al., 2008).

Die Gründungen sollten so bemessen sein, dass:

- die Normalspannungen an der Unterseite der Gründung die zulässige Bodenpressung nicht überschreiten,
- die Reibspannungen an der Unterseite der Gründung nicht den Wert der Gleitreibung überschreiten (hier sollte eine entsprechende Sicherheitstoleranz eingehalten werden),
- die resultierenden Normalkräfte in der Kernfläche an der Unterseite der Gründung angreifen.

Bemessungsmodelle für Flachgründungen basieren oftmals auf der Annahme, dass keine Horizontalverschiebungen der Gründung auftreten. Dennoch werden durch Tangentialbewegungen ein Reibwiderstand an der Unterseite der Gründung und ein mobilisierter Erdwiderstand am Kopfende der Gründung aktiviert (siehe auch Kapitel 8.3, "Last / Boden hinter der Widerlager-Rückwand"). In beiden Fällen ist die Bemessung abhängig von der auftretenden Verschiebung. Aus diesem Grund müssen diese Effekte Berücksichtigung finden.

Die Ermittlung der Horizontalverschiebung bei Flachgründungen unter Berücksichtigung des Reibwiderstandes an der Unterseite der Gründung wird detailliert in (Mahlo, et al., 2008) beschrieben. Weiterhin wird dort die Implementierung horizontaler Federn, die die horizontale Bettung abbilden, erläutert. Diese horizontale Bettung ist entscheidend für Bemessung sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) von großen integralen Widerlagerbrücken.

6 Statisches System

6.1 Überbau: Gitterrost / Bemessung

Zur Modellierung von Verbundrahmen bietet sich an, den Überbau als Gitterrost abzubilden:

- Längsträger zur Abbildung der Verbundträger
- Querträger (Hilfsträger) zur Abbildung der Ortbetonplatte

In besonderen Fällen, beispielsweise bei sehr schrägen Tragsystemen, muss die Ortbetonplatte durch ein Plattenmodell abgebildet werden. Die zusätzliche Biegesteifigkeit der Platte durch die Längsträger muss berücksichtigt werden. Die Widerlager können mittels FE inklusive der Flügeltwände modelliert werden.

Das Rahmensystem wird in mehreren Bauabschnitten erstellt. Für eine korrekte Bemessung ist es daher wichtig, dass alle diese Bauabschnitte schon im Bemessungsmodell berücksichtigt werden.

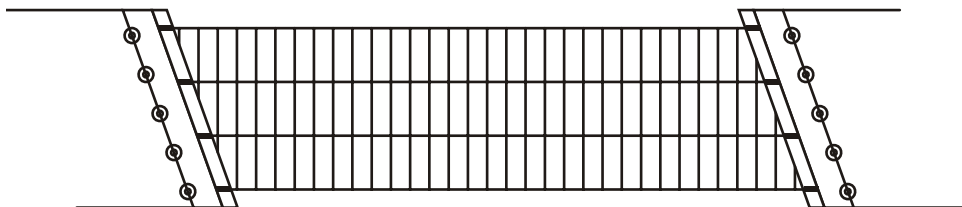


Abbildung 6-1: Vogelperspektive auf das statische Modell des Überbaus mit Balkenelementen

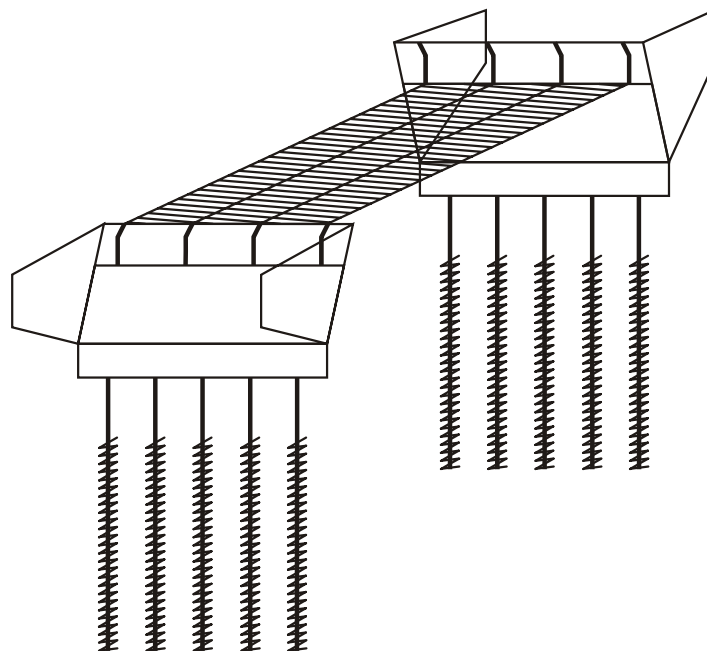


Abbildung 6-2: 3D Ansicht eines typischen Rahmensystems mit Gittermodell des Überbaus, FE Widerlagern und Pfahlelementen

6.2 Unterbau

6.2.1 Pfahlgründung: Horizontale Wegfedern

Sowohl in diesem Kapitel als auch in Kapitel 8.3 werden unterschiedliche geotechnische Begriffe behandelt, welche ähnliche Eigenschaften beschreiben. Um Missverständnissen zwischen Tragwerksplanern und Geotechnikern vorzubeugen werden diese Definitionen in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

Tabelle 6.1: Definitionen und Einheiten von gebräuchlichen geotechnischen Begriffen

Beschreibung	Symbol	Definition	Einheit
pile diameter Pfahldurchmesser pålens tvärmått	D_s D_s d		[mm]
depth Tiefe jorddjup	z		[mm]
modulus of subgrade reaction - sidomotstånd	K	$K=p/y$	[N/mm ²]
characteristic value of constrained modulus / soil Young's Modulus Steifemodul sättningsmodul	E_s E_s E_k		[MN/m ²]
soil spring stiffness	K_s	$K_s=F/y$	[N/mm]
coefficient of subgrade reaction Bettungsmodul bäddmodul	k_s k_s k	$k_s=P/y$, $k_s=K/D$, $k_s=E_s/D$	[N/mm ³]
lateral coefficient of subgrade reaction - tillväxtfaktor	n_h		[N/mm ³]
active earth pressure coefficient Beiwert für den wirksamen aktiven horizontalen Erddruck koefficient för aktivt jordtryck	K_a		[-]
coefficient of earth pressure at rest Ruhedruckbeiwert koefficient för vilojordtryck	K_0		[-]
passive earth pressure coefficient Beiwert für den wirksamen passiven horiz. Erdwiderstand koefficient för passivt jordtryck	K_p		[-]

Für die elastische Bettung der Gründungspfähle wird der die Pfähle umgebende Boden durch lineare Federn abgebildet. Die mögliche Verteilung der Federkonstanten über die Tiefe wird auf auf zwei Fälle reduziert (lockerer / fester Boden), die separat betrachtet werden.

Der die Pfähle umgebende Boden wird durch lineare Federn abgebildet, siehe Abbildung 6-3. Diese Federn sollten nur an den Stellen des Pfahls implementiert werden, an denen eine ausreichende Stützwirkung des Bodens ausgegangen werden kann.

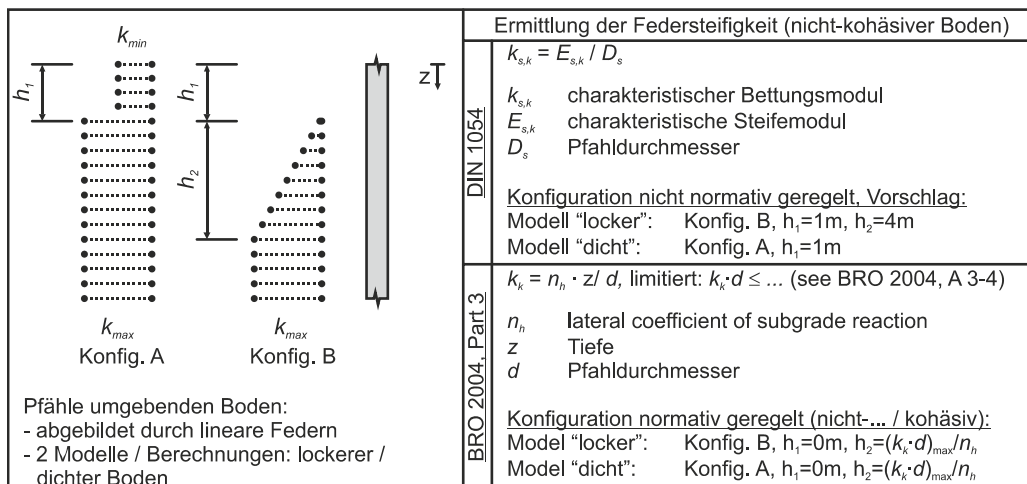


Abbildung 6-3: Implementierung von Federn hinter Pfählen

Zwei statische Berechnungen sollten im Rahmen der Bemessung durchgeführt werden, welche die oberen und unteren Grenzwerte von k_s oder E_s aus dem Bodengutachten berücksichtigen. Hierzu wird folgender Ablauf vorgeschlagen:

Nach DIN 1054:2005-01 (DIN 1054, 2005):

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,k}}{D_s} \tag{Gl. 6-1}$$

- mit
- $k_{s,k}$ charakteristischer Bettungsmodul
 - $E_{s,k}$ charakteristische Steifemodul
 - D_s Pfahldurchmesser (falls $D_s > 1,00$ m, $\rightarrow D_s = 1,00$ m)

Der Verlauf von $E_{s,k} / k_{s,k}$ über die Tiefe sollte auf dem Baugrundgutachten basieren und mit dem Bodengutachter abgestimmt werden. Folgende Konfigurationen werden vorgeschlagen:

- Lockerer Boden: Konfig. B: 1m - 5m: $0..k_{s,max}$, 5m - Pfahlfuß: $k_{s,max}$
- Fester Boden: Konfig. A: 0m - 1m: $k_{s,min}$, 1m - Pfahlfuß: $k_{s,max}$

Nach Bro 2004 (Bro 2004, 2004):

$$k_k = \frac{n_h \cdot z}{d} \tag{Gl. 6-2}$$

- mit
- k_k charakteristischer Bettungsmodul
 - n_h lateral coefficient of subgrade reaction
 - d Pfahldurchmesser

mit einem Grenzwert für $k_k \cdot d$. Dieses Vorgehen ist äquivalent zu Konfiguration B (Abbildung 6-3) mit $h_1=0m$, $h_2=(k_k \cdot d)_{\max}/n_h$, $(k_k \cdot d)_{\max}$ nach (Bro 2004, 2004), Anhang 4, Tabelle 2.

Beispiel:

(DIN 1054, 2005):

gegeben: $E_{s,min} = 30 \text{ MNm/m}^2$, $E_{s,max} = 60 \text{ MNm/m}^2$ (Bodengutachten)

$$E_{s,min} = 30 \text{ MNm/m}^2 \Rightarrow k_{s,min} = \frac{30 \text{ MNm/m}^2}{0.9m} = 33.33 \text{ MN/m}^3$$

$$E_{s,max} = 60 \text{ MNm/m}^2 \Rightarrow k_{s,max} = \frac{60 \text{ MNm/m}^2}{0.9m} = 66.67 \text{ MN/m}^3$$

Die 2D-Feder hat die Federsteifigkeit:

$$k_{s,min,2D} = 33.33 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9m = 30.00 \text{ MN/m}^2$$

$$k_{s,max,2D} = 66.67 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9m = 60.00 \text{ MN/m}^2$$

(Bro 2004, 2004):

gegeben: $n_{h,min} = 12 \text{ MN/m}^2$, $n_{h,max} = 18 \text{ MN/m}^2$ (Bodengutachten)

$$n_{h,min} = 12 \text{ MNm/m}^2 \Rightarrow k_{k,min} = \frac{12 \text{ MN/m}^2}{0.9m} \cdot z = 13.33 \text{ MN/m}^3$$

$$n_{h,max} = 18 \text{ MNm/m}^2 \Rightarrow k_{k,max} = \frac{18 \text{ MN/m}^2}{0.9m} \cdot z = 20.00 \text{ MN/m}^3$$

Die 2D-Feder hat die Federsteifigkeit:

a) Material: Sand ($k_k \cdot d \leq 12 \text{ MN/m}^2$)

$$k_{s,min,2D} = 13.33 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9m \cdot z = 12.0 \text{ MN/m}^2 \cdot z, \text{ konstant für } z > 1.00m$$

$$k_{s,max,2D} = 20.00 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9m \cdot z = 18.0 \text{ MN/m}^2 \cdot z, \text{ konstant für } z > 0.67m$$

b) Material: Schotter ($k_k \cdot d \leq 50 \text{ MN/m}^2$)

$$k_{s,min,2D} = 13.33 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9m \cdot z = 12.0 \text{ MN/m}^2 \cdot z, \text{ konstant für } z > 4.17m$$

$$k_{s,max,2D} = 20.00 \text{ MNm/m}^3 \cdot 0.9m \cdot z = 18.0 \text{ MN/m}^2 \cdot z, \text{ konstant für } z > 2.78m$$

6.3 Bauzustände

6.3.1 Temporäre Unterstützung im Bauzustand

Durch die Verwendung von Hilfsstützen während des Bauablaufes wird das Moment aus Eigengewicht vom einzelnen Stahlträger auf die Verbundkonstruktion umverteilt.

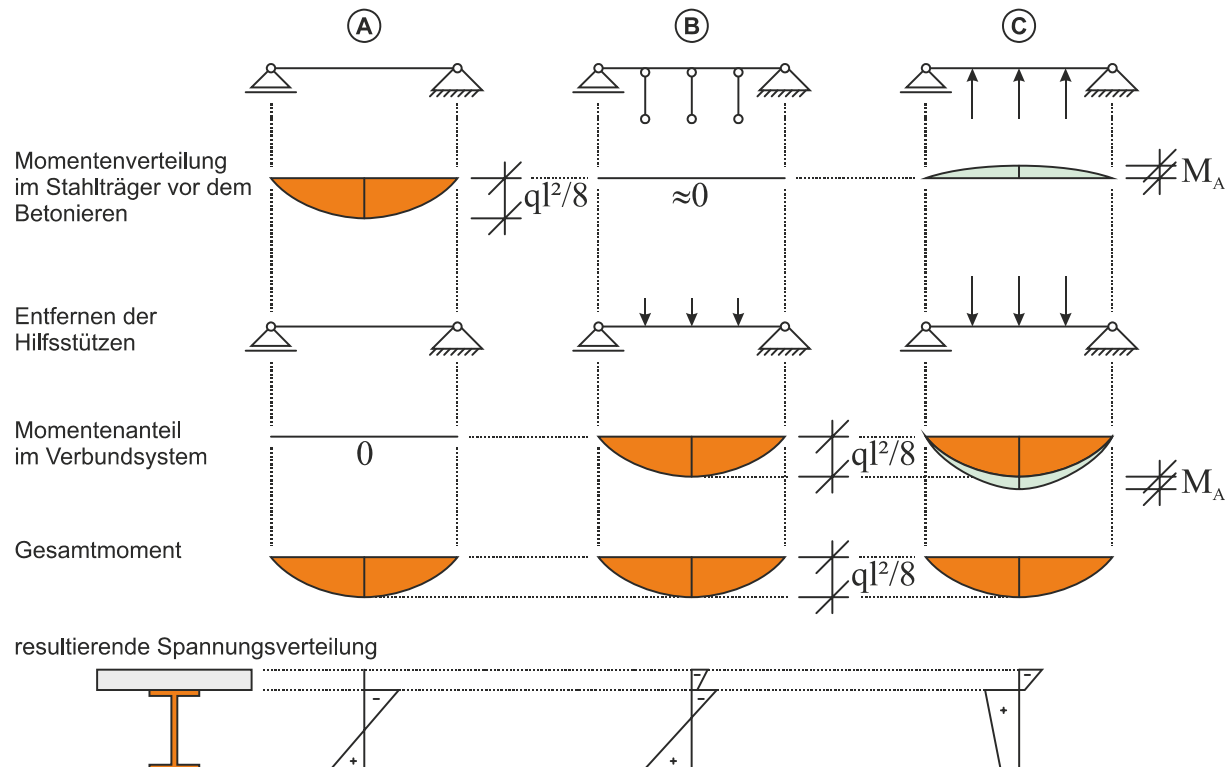


Abbildung 6-4: Hilfsstützen während des Bauablaufes, Momente infolge Eigengewicht

- Der Stahlträger wird während des Bauablaufes nicht unterstützt. Das Eigengewicht der Betonplatte und des Trägers wird nur von dem Stahlträger alleine aufgenommen. Zusätzliche ständige Lasten und Verkehrslasten, die nach dem Aushärten des Betons aufgebracht werden, wirken auf den Verbundquerschnitt.
- Der Stahlträger wird während des Bauablaufes durch Hilfsstützen unterstützt. Daher bleibt der Stahlträger während der Bauphase annähernd unbelastet. Nach dem Aushärten des Betons werden die temporären Stützen entfernt, alle Lasten (ständige Lasten, zusätzliche ständige Lasten, Verkehrslasten) wirken auf den Verbundquerschnitt (Anmerkung: der gezeigte Momentenverlauf ist idealisiert und entspricht einer durchgehenden gleichmäßigen Unterstützung).
- Der Überbau wird wie unter (B) beschrieben hergestellt. Bevor der Ortbeton eingebracht wird, werden die Hilfsstützen angehoben, so dass ein negatives Biegemoment (Vorspannung) im Stahlträger entsteht (Anmerkung: der gezeigte Momentenverlauf ist idealisiert und entspricht einer durchgehenden gleichmäßigen Unterstützung).

Die Schnittgrößenverteilung muss bei der Bemessung berücksichtigt werden.

Im Falle der Verwendung von Fertigteilen / teilweise vorgefertigten Bauteilen kann der Planer zu einem gewissen Grad von den Vorteilen der Methoden B und C profitieren, ohne die Nachteile hinnehmen zu müssen, die durch temporäre Stützen auf der Baustelle entstehen.

6.3.2 Zeitpunkt der Einspannung

Neben den temporären Stützen hat auch der Betoniervorgang Einfluss auf die Momentenverteilung im fertigen Bauwerk.

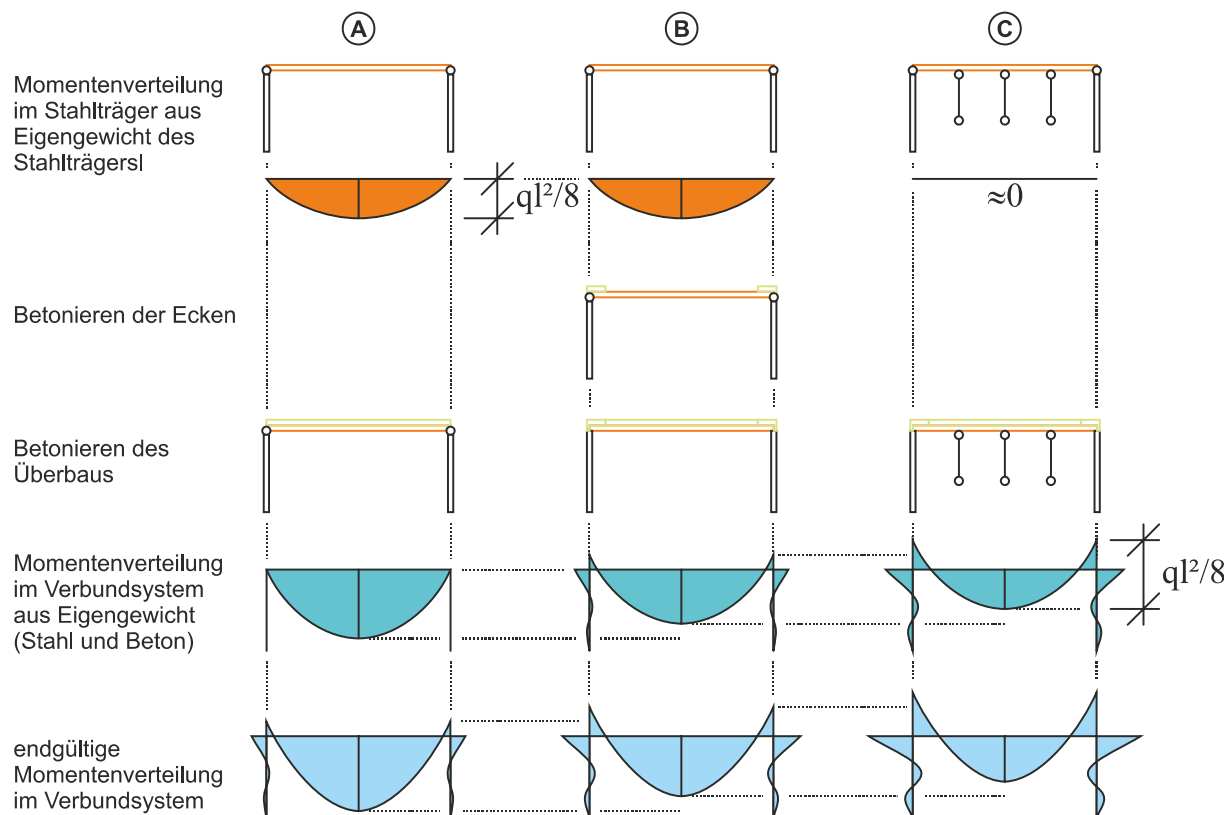


Abbildung 6-5: Einfluss des Betoniervorgangs / Zeitpunkt der Einspannung auf die Momentenverteilung im Rahmentragwerk

- Die gesamte Platte wird in einem Arbeitsgang betoniert. Das Eigengewicht von Betonplatte und Stahlträger wird von dem Träger auf zwei Stützen getragen. Zusätzliche ständige Lasten und Verkehrslasten, die nach dem Aushärten des Betons aufgebracht werden, wirken auf das vorgespannte Verbundbauteil.
- Bevor die Platte betoniert wird, wird der Stahlträger durch Betonieren der Ecken eingespannt. Das Eigengewicht des Stahlträgers wird vom Träger auf zwei Stützen getragen, das Eigengewicht der Betonplatte vom eingespannten Träger. Nach dem Betonieren der Platte wirken alle Lasten (ständige Lasten, zusätzliche ständige Lasten, Verkehrslasten) auf das eingespannte Verbundbauteil.
- Der Stahlträger wird während des Bauablaufes durch temporäre Stützen gestützt. Daher bleibt der Stahlträger während der Bauarbeiten annähernd spannungsfrei. Bevor die Platte betoniert wird, wird der Stahlträger durch Betonieren der Ecken eingespannt. Das Eigengewicht von Stahlträger und Betonplatte wird vom eingespannten Träger aufgenommen. Nach dem Betonieren der Platte wirken alle Lasten (ständige Lasten, zusätzliche ständige Lasten, Verkehrslasten) auf das eingespannte Verbundbauteil.

Der Einspanngrad in den verschiedenen Bauphasen und am fertigen Bauteil muss bei der Bemessung berücksichtigt werden.

Vor allem bei Wahl von Methode (A) muss besondere Sorgfalt darauf gelegt werden, dass es im Bereich des Widerlagers (Anschluss Überbau - Widerlager) nicht zu Rissen im Beton kommt. An dieser Stelle können im Beton Spannungen und Risse entstehen aufgrund von

- a) einem erheblichen Temperaturabfall während der anfänglichen Betonsetzung
- b) Biegebeanspruchung des Verbundbauteils während des Betoneinbringens, falls der Beton von den Widerlagern her eingebracht wird.

Um dieses Problem zu vermeiden werden in den USA folgende bewährte Betonierverfahrensabläufe eingesetzt (Burke Jr, 2009):

- Betonieren des Übergangs Widerlager - Überbau bei Sonnenaufgang (zur Verhinderung von a))
- Betonieren von Fahrbahnplatten und Übergang Widerlager - Überbau bei Nacht (zur Verhinderung von a))
- Betonieren des Übergangs Widerlager - Überbau nach dem Betonieren der Fahrbahnplatte (zur Verhinderung von b))
- Rissversiegelung

In letzter Zeit ist das Ohio DOT allerdings dazu übergegangen, den ausführenden Unternehmen den Bauablauf freizustellen (Durchgängiges Betonieren der Fahrbahnplatte von einem Widerlager zum anderen), da bei diesem Vorgehen bei ein- und mehrfeldrigen Brücken mit integralen Widerlagern (Stützweiten < 90m) keine Probleme auftraten (Burke Jr, 2009). Allerdings muss dieser Betoniervorgang mit der in der Statik vorausgesetzten Betonierfolge übereinstimmen.

6.3.3 Hinterfüllung

Der Zeitpunkt des Einbringens der Hinterfüllung muss schon beim Aufstellen der Statik Bemessung berücksichtigt werden (Bauabschnitt). Daher muss er vom Planer mit einer Hinterfüllungsanweisung festgelegt werden (Braun, et al., 2006).

7 Querschnittswerte

7.1 Gerissener Bereich

Für die Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) muss der effektive Querschnitt unter Berücksichtigung der Risse im Beton ermittelt werden. Der Bemessungswert des Biegegewiderstandes sollte nur dann plastisch ermittelt werden, wenn es sich beim effektive Verbundquerschnitt entweder um einen Klasse 1- oder Klasse 2-Querschnitt handelt und wenn des weiteren keine Vorspannung mittels Spanngliedern vorgenommen wird. Bei einer Bemessung des Querschnitts im Biege- oder Zugbereich wird die Betonzugfestigkeit vernachlässigt, sofern das Bauteil Zugkräften ausgesetzt ist (DIN FB 104, 2009) (Kapitel 4.7.2) (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 6.2). Es ergibt sich eine plastische Spannungsverteilung wie in Abbildung 7-1 dargestellt. Für die Bemessung ergibt sich im Bereich des Feldmomentes ein Querschnitt bestehend aus Beton und Baustahl, im Bereich des Stützmomentes (in der Nähe der Widerlager) ein Querschnitt bestehend aus Baustahl und Betonstahl.

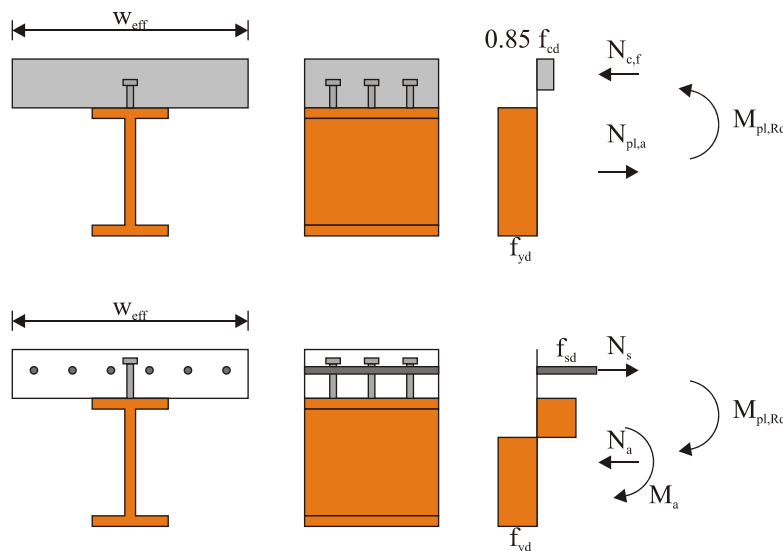


Abbildung 7-1: Beispiele der plastischen Spannungsverteilung für einen Verbundträger mit voller Schubkraftübertragung für Feldmoment und Stützmoment

Die in der Berechnung von $M_{pl,Rd}$ zu treffenden Annahmen werden in (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 6.2.1.2) angegeben und in Abbildung 7-1 zusammengefasst. Weiterhin muss der vollständige Verbund zwischen Baustahl, Bewehrungsstahl und Beton gewährleistet sein.

Für die Ermittlung von Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) müssen folgende Effekte berücksichtigt werden:

- Schubverformungen von breiten Flanschen
- Kriechen und Schwinden des Betons
- Rissbildung und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
- Vorspannung
- Montageablauf und Belastungsgeschichte
- Temperatureinwirkung
- Baugrundbewegungen

7.2 Querschnittsklassifizierung

Die Querschnittsklassifizierung wird detailliert in (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 5.5) beschrieben. Ein Verbundquerschnitt wird entsprechend der Klasse seines ungünstigsten Querschnittsteils unter Druckbeanspruchung klassifiziert. Die Herangehensweise aus (EN 1993-1-1, 2005) kommt auch hier zur Anwendung. Zusätzlich müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- gerissener Beton darf nicht berücksichtigt werden
- die unterstützende Wirkung des Betons bei der Verhinderung lokalem Beulen darf berücksichtigt werden, solange die festgelegten Randbedingungen erfüllt werden

Beispielsweise kann ein Druckflansch aus Stahl in Klasse 1 eingeordnet werden, sofern lokales Beulen dadurch behindert wird, dass eine Verbindung mit dem Betonflansch über eine Schubverbindung gemäß (EN 1993-1-1, 2005) (Kapitel 6.6.5.5.) besteht.

Einseitig gestützte Gurte von Verbundträgern mit Kammerbeton nach dürfen nach (EN 1993-1-1, 2005) (Tabelle 5.2) klassifiziert werden. Querschnitte mit Stegen der Klasse 3 und Gurten der Klasse 1 oder 2 dürfen wie wirksame Querschnitte der Klasse 2 behandelt werden, wenn der wirksame Stegquerschnitt nach (EN 1993-1-1, 2005), Kapitel 6.2.2.4 ermittelt wird.

7.3 Mittragenden Breite für Querschnittsnachweise

Die mittragende Breite des Betonflansches für Querschnittsnachweise ist entsprechend (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 5.4.1.2) unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verteilung der mittragenden Breite im Auflager- und im Feldbereich zu bestimmen.

7.4 Kriechen und Schwinden

Betonkriechen führt zu einer Umverteilung innerer Kräfte, da das Stahlprofil und die Bewehrung den zeitabhängigen Betonverformungen widerstehen. Eine dauerhafte Belastung führt somit zu einer Umlagerung innerer Kräfte vom Beton in den Stahl.

Betonschwinden führt zu Eigenspannungen wie in Abbildung 7-2 dargestellt. Bei statisch unbestimmten Systemen führt dieser primäre Eigenspannungszustand zu Verformungen und Zwängungen, die als Sekundärspannungen bezeichnet werden. Die primären und sekundären Einwirkungen müssen bei Überlegungen bezüglich der SLS Rissbreitenbeschränkung berücksichtigt werden.

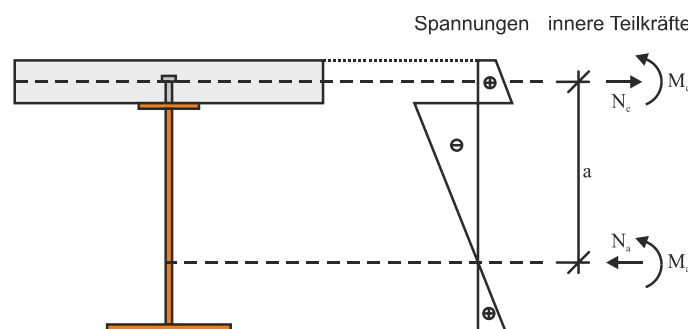


Abbildung 7-2: Primäre Eigenspannungen infolge Schwinden

Diese Umlagerung von inneren Kräften / Spannungen kann berücksichtigt werden durch

- Gesamtquerschnittsverfahren (n -Werte) (Eibl, 1999),
- iterative Umlagerung innerer Kräfte.

8 Charakteristische Lasten

8.1 Einwirkungen

Im Allgemeinen werden Einwirkungen klassifiziert als

- Ständige Einwirkungen
z.B. Eigengewicht von Bauteilen und Ausbauelementen und indirekte Einwirkungen wie z.B. Schwinden
- Veränderliche Lasten
z.B. Verkehrslasten, Windlasten
- Außergewöhnliche Lasten
z.B. Fahrzeuganprall.

Die folgenden Lasten und Lastfälle werden hier berücksichtigt:

Tabelle 8.1: Berücksichtigte Lastfälle

Art der Belastung	Bezeichnung des Lastfalls	Lastfall Nr.	Referenz
Ständige Lasten	<i>Eigengewicht</i>	LC1	
	<i>Ausbaulasten (z.B. Geländer)</i>	LC2	
	<i>Last der Hinterfüllung auf die Gründung</i>	LC3	
	Erdruchdruck	LC4	Kapitel 8.3
Sekundärspannungen	Schwinden	LC5	Kapitel 7.2
Unterschiedliche Setzungen	Widerlagersetzungen	LC6, LC7	Kapitel 4.1
Verkehrslasten	Verkehrslast auf der Hinterfüllung	LC8-LC11	Kapitel 8.2
	<i>Verkehr auf der Brücke</i>	LC12-LC13 LC16-LC18	
	Bremsen, Beschleunigen	LC14-LC15	Kapitel 10.2.2
	<i>Ermüdung</i>	LC19	
Temperatur	Konstante und lineare Temperaturveränderungen	LC20-LC27	Kapitel 8.3
	Erddruck infolge konstanter Temperaturveränderungen	LC28-LC29	Kapitel 8.3
Windlast	<i>Wind auf Bauwerk und Verkehr</i>	LC30	

Die folgenden Lasten und Lastfälle werden im Rahmen dieses Design Guides nicht berücksichtigt

- Erdbebenbelastung
- Schneelast (z.B. auf überdachten Brücken)
- Wasser- und Eisdruck, Schuttlawinen
- Belastungen aus Einwirkungen durch Eis
- Anpralllasten

8.2 Verkehrslasten auf der Hinterfüllung

Vertikale Verkehrslasten auf der Hinterfüllung wirken als

- Horizontallast auf die Widerlager-Rückwand (LC9, LC11)
- Horizontallast auf die Flügelwände (LC8, LC10)

Für diese Belastungen werden dieselben Verkehrslasten angesetzt, die auch auf die Brücke wirken (EN 1991-2, 2003) (DIN FB 101, 2009).

Zur Umrechnung der Vertikallast q in eine Horizontallast muss q mit dem Koeffizienten für die Vertikallast $K_{0,q}$ multipliziert werden, siehe Anhang 1.

$$\sigma_0(z) = q \cdot K_{0,q} \quad \text{Gl. 8-1}$$

Im Gegensatz zum Eigengewicht des Bodens verändert sich diese Belastung nicht mit der Tiefe z .

8.3 Last / Boden hinter der Widerlager-Rückwand

Ein Ansatz linearer Federn ist in diesem Fall nicht möglich, da

- die Verformungen so groß sind, dass die Verwendung nicht-linearer Federn erforderlich würde, zumindest im oberen Bereich der Auflagerwand für Wandverformungen $v_h > v_{p,50}$. Allerdings widerspricht die Verwendung nicht-linearer Federn dem Superpositionsprinzip;
- der Boden nur auf einer Seite der Auflagerwand stützend wirkt, die Federkräfte können der linearen Federn allerdings negativ werden können.

Daher wird der Boden durch eine äußere Last abgebildet (LF28, LF29), die mit den üblichen Temperaturlastfällen überlagert wird (LF20 – LF27). An dieser Stelle muss zwischen einem Winter- (b) und einem Sommerlastfall (a) unterschieden werden, die auf dem aktiven bzw. dem mobilisierten passiven Erddruck basieren. Weiterhin muss eine ständige Last (LF4), welche den Ruhezustand der Hinterfüllung darstellt, berücksichtigt werden, siehe Abbildung 8-2.

Im Winter, wenn die Wand sich aufgrund einer Verkürzung des Brückenüberbaus vom Boden wegbewegt, nähert sich der Erddruck dem Grenzwert des aktiven Erddrucks $\sigma_a(z)$ an. Da dieser Grenzwert bereits durch eine relativ kleine Auflagerbewegung v_a aktiviert wird, bildet er die Grundlage für den Winterlastfall LF29. Entsprechend könnte der Grenzwert des passiven Erdwiderstandes (Erddrucks) $\sigma_p(z)$ als Grundlage für den Sommerlastfall LF28 dienen. Allerdings ist dieser Ansatz sehr konservativ für Brücken mit kleinen und mittleren Spannweiten, da der vollständige passive Erdwiderstand (Erddruck) im Sommer nicht aktiviert wird. Daher wird ein von *Vogt* vorgeschlagener Ansatz angewendet, mit dem der "mobilisierte" passive Erdwiderstand (Erddruck) $\sigma_{p,mob}(z)$ auf die Rückwand, basierend auf der maximal auftretenden Widerlagerverschiebung im Sommer, bestimmt wird.

Zunächst wird die Verschiebungsdifferenz des Widerlagers zwischen Sommer und Winter ermittelt. Dies geschieht durch die Einführung zweier zusätzlicher Lastfälle, die ausschließlich diesem Zweck dienen, siehe Abbildung 8-1.

	LC		Typ	γ
Temperatur für Erddruck	100	konst. Temperatur, Ausdehnung	γ_Q	1.00
	101	konst. Temperatur, Stauchung	γ_Q	1.00

Abbildung 8-1: Temperaturlastfälle zur Erddruckermittlung hinter den Widerlagern

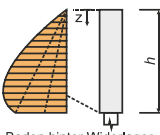
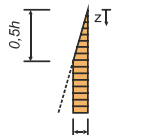
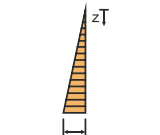
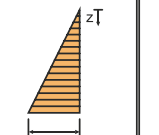
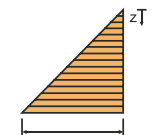
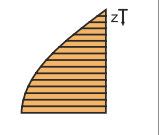
	AKTIV		RUHE	mobilisiert PASSIV											
	haupts. Parallelbewegung	haupts. Fußpunktdrehung		hauptsächlich Parallelbewegung		haupts. Fußpunktdrehung									
	Verteilung nach DIN 4085:2007-10, Anhang B			Verteilung nach Vogt											
 <p>Boden hinter Widerlager abgebildet durch Last - Winter: voller aktiver Erddruck - Sommer: mobilisierter passiver Erddruck</p>	 $\sigma_a(z) = 4/3 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z, z < h/2$ K_a acc. to EN 1997-1:2009, C.2	 $\sigma_a(z) = K_a \cdot \gamma \cdot z$	 $\sigma_0(z) = K_0 \cdot \gamma \cdot z$ K_0 acc. to DIN 4085	 $\sigma_{p,max}(z) = K_{p,max} \cdot \gamma \cdot z$ $K_{p,max} = K_p + (K_p - K_a) \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{v_p}{v_p'}\right)^{4 \cdot \ln 2}\right)$	 $\sigma_{p,max}(z) = K_{p,max}(z) \cdot \gamma \cdot z$ $K_{p,max}(z) = K_p + (K_p - K_a) \cdot \frac{v(z)}{a \cdot z + v(z)}$										
					v_p/h acc. to EN 1997-1 loose 0.05 to 0.1 dense 0.03 to 0.06		a acc. to Vogt loose 0.1 dense 0.01								
				1. Bewegung v am Widerlagerkopf zu ermitteln für maximales ΔT (Sommerfall). 2. Spannungsverteilung $\sigma_{p,max}(z)$ zu ermitteln basierend auf - parallele Bewegung des Widerlagers - dichtem Boden		1. Bewegung $v(z)$ mit Hilfe des bestehenden FE-Modells ermitteln für maximales ΔT (Sommerfall). 2. Spannungsvert. $\sigma_{p,max}(z)$ ermitteln basierend auf - tatsächliche Starkkörperverschiebung des Widerlagers - dichtem Boden Für dichten Boden: resultierende Erddruckkraft $E_{p,max}$ konservativ i. Vgl. zu DIN 4085:2007-10, Anhang B bis									
					v_p/h	$E_{p,max,vogt} > E_{p,max,DIN}$ up to v/v_p	<table border="1"> <tr> <td>0.03</td> <td>0.04</td> <td>0.05</td> <td>0.06</td> </tr> <tr> <td>45%</td> <td>57%</td> <td>64%</td> <td>69%</td> </tr> </table>	0.03	0.04	0.05	0.06	45%	57%	64%	69%
0.03	0.04	0.05	0.06												
45%	57%	64%	69%												
	LF "maximaler Erddruck"	LF "Ruhe"	LF "minimaler Erddruck"												
	Lastfall anzusetzen nur in Kombination mit Lastfall "Temperatur $-\Delta T$ " (Winterfall) Lastverteilung RUHE muss abgezogen werden	permanenter Lastfall	Lastfall anzusetzen nur in Kombination mit Lastfall "Temperatur $+\Delta T$ " (Sommerfall) Lastverteilung RUHE muss abgezogen werden												

Abbildung 8-2: Anzusetzende Lasten hinter den Widerlagern

Drei Lastfälle kommen zur Anwendung:

- LF "Ruhe" (LF4) → ständiger Lastfall
- LF "minimaler Erddruck" (LF29) → zusammen anzusetzen mit LF "Temperatur $-\Delta T$ "
- LF "maximaler Erddruck" (LF28) → zusammen anzusetzen mit LF "Temperatur $+\Delta T$ "

LF "Ruhe" (LF4)

1. Ermittlung von K_0 (siehe Anhang 1)
2. Ermittlung von $\sigma_0(z) = K_0 \cdot \gamma \cdot z$
3. Ansetzen von $\sigma_0(z)$ als ständige Last

LF "minimaler Erddruck" (LF29)

1. Ermittlung von K_a (gemäß (EN 1997-1, 2005), C.1 oder C.2, siehe Anhang 1)
2. Ermittlung von $\sigma_a(z)$

- $\sigma_a(z) = K_a \cdot \gamma \cdot z$ (hauptsächlich Fußpunktverdrehung)
- $\sigma_a(z) = \frac{4}{3} K_a \cdot \gamma \cdot z$ für $z < \frac{h}{2}$; $\sigma_a(z) = \frac{2}{3} K_a \cdot \gamma \cdot z$ für $z \geq \frac{h}{2}$ (Parallelverschiebung)

(Da die Erddruckresultierenden identisch sind, können beide Verfahren angewendet werden.)

3. Ansetzen von $\sigma_a(z) - \sigma_0(z)$ als Lastfall

LF "maximaler Erddruck" (LF28)

Im Allgemeinen können zwei Verfahren angewendet werden:

	mobilisierter Widerstand nach Vogt	Mobilisierter Widerstand nach (DIN 4085, 2007)
1.	Ermittlung der Widerlagerverschiebung inf. der maximalen Temperaturbelastung +ΔT	
	$v(z)$ über die Auflagerhöhe (muss für das vorliegende System rechnerisch ermittelt werden, Boden hinter dem Auflager wird auf sicherer Seite liegend vernachlässigt)	v_{max} (am Widerlagerkopf, kann per Handrechnung ermittelt werden)
2.	Ermittlung von v_p (nach (EN 1997-1, 2005))	
3.	Ermittlung von K_p (nach (EN 1997-1, 2005), C.1 oder C.2, siehe Anhang 1)	
4.	Ermittlung von $K_{p,mob}$	
	$K_{p,mob,Vogt}(z) = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \frac{v(z)}{a \cdot z + v(z)}$ mit $a = 0.1$ für lockeren Boden $a = 0.01$ für festen Boden auf der sicheren Seite sollte nach (Vogt, 1984) im Allgem. $a=0.01$ gesetzt werden	$K_{p,mob,DIN} = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{v_{max}}{v_p} \right)^{1.45} \right]^{0.7}$ (nach (DIN 4085, 2007))
5.	Ermittlung von $\sigma_p(z)$	
	$\sigma_{p,mob,Vogt}(z) = K_{p,mob,Vogt}(z) \cdot \gamma \cdot z$	$\sigma_{p,mob,DIN}(z) = K_{p,mob,DIN} \cdot \gamma \cdot z$
6.	Ansatz von $\sigma_{p,mob,Vogt}(z) - \sigma_0(z)$ or $\sigma_{p,mob,DIN}(z) - \sigma_0(z)$ als Lastfall	

8.4 Temperaturlastfälle

(EN 1990/A1, 2006) "Grundlagen der Tragwerksplanung – Anwendungen für Brücken" geht nicht auf die Bemessung von Brücken unter Temperaturbelastung ein. Daher findet hier (EN 1991-1-5, 2003) "Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen, Temperatureinwirkungen" Anwendung.

Im Rahmen des (EN 1991-1-5, 2003), werden Brückenüberbauten wie folgt eingeteilt:

- Typ 1 Stahlkonstruktion
 - Hohlkastenträger aus Stahl
 - Fachwerkträger oder Blechträger
- Typ 2 Verbundkonstruktion
- Typ 3 Betonkonstruktion
 - Betonplatte
 - Betonträger
 - Hohlkastenträger

Im Rahmen dieses Design Guides werden nur Typ 2 Brückenfahrbahnen betrachtet.

(EN 1991-1-5, 2003) unterscheidet zwischen zwei verschiedenen Arten der Temperaturbelastung:

- konstanter Temperaturanteil $\Delta T_{N,exp/con}$
Der konstante Temperaturanteil hängt von der minimalen und maximalen Temperatur ab, die in einer Brücke erreicht wird. Dies führt zu einer Reihe von konstanten Temperaturwechseln, die in einem zwangsfreien Tragwerk Bauteillängenänderungen hervorrufen.
- veränderliche Temperaturanteile $\Delta T_{M,heat/cool}$
Während einer vorgegebenen Zeitspanne verursacht die Erwärmung und Abkühlung des oberen Beitrags des Brückenüberbaus eine maximale Temperaturveränderung infolge Erwärmung (Oberseite wärmer) und eine maximale Temperaturveränderung infolge Abkühlung (Unterseite wärmer). Dies wird in den 2 Lastfällen berücksichtigt.

Im Falle von Rahmentragwerken ist es erforderlich, sowohl den Temperaturanteil $\Delta T_{M,heat/cool}$ und als die maximale Änderung des konstanten Temperaturanteils der Brücke $\Delta T_{N,exp/con}$ gleichzeitig anzusetzen.

$$\Delta T_{M,heat} \left(\text{or } \Delta T_{M,cool} \right) + \varpi_N \Delta T_{N,exp} \left(\text{or } \Delta T_{N,con} \right) \quad \text{Gl. 8-2}$$

$$\varpi_M \Delta T_{M,heat} \left(\text{or } \Delta T_{M,cool} \right) + \Delta T_{N,exp} \left(\text{or } \Delta T_{N,con} \right) \quad \text{Gl. 8-3}$$

mit ϖ_N Faktor zur Reduzierung des konstanten Temperaturanteils für die Kombination mit veränderlichen Temperaturanteilen

ϖ_M Faktor zur Reduzierung des veränderlichen Temperaturanteils für die Kombination mit dem konstanten Temperaturanteil

Der Nationale Anhang kann die Werte von ω_N und ω_M festlegen. Falls nicht anders angegeben, sollten folgende Werte für ω_N und ω_M verwendet werden:

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Das ergibt folgende Temperaturlastfälle:

Sommerlastfälle (immer zu kombinieren mit LF28):

$$\text{LC20 } \Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$$

$$\text{LC21 } \Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$$

$$\text{LC22 } \omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$$

$$\text{LC23 } \omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$$

Winterlastfälle (immer zu kombinieren mit LF29):

$$\text{LC24 } \Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con}$$

$$\text{LC25 } \Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$$

$$\text{LC26 } \omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$$

$$\text{LC27 } \omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$$

9 Bemessung und Entwurf des Unterbaus

9.1 Pfahlbemessung

9.1.1 Geotechnische Arbeiten

Die folgenden Normen legen die Ausführung von Pfahlarbeiten fest:

- (EN 1536, 1999) Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bohrpfähle
- (EN 12063, 1999) Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Spundwandkonstruktionen
- (EN 12699, 2000) Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verdrängungspfähle

Regelungen für den Entwurf von Pfählen mit Axial- und Querbelastrung finden sich in (EN 1997-1, 2005), Kapitel 7.8.

(EN 1993-5, 2007) "Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 5: Pfähle und Spundwände" liefert Grundsätze und Anwendungsregeln für den Entwurf von Stützpfehlen und Spundwänden aus Stahl.

In Abhängigkeit der Aggressivität des Bodenmaterials, das die Stahlpfehle umgibt, muss Korrosion bei der Bemessung durch eine Reduzierung der Dicken berücksichtigt werden. Korrosionsraten werden in (EN 1993-5, 2007) angegeben, können allerdings auch im Nationalen Anhang festgelegt werden.

9.1.2 Stahlpfehle im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Nach (EN 1993-5, 2007) müssen folgende Versagensarten für einen Stahlpfehl nachgewiesen werden

- Versagen infolge Biegung und/oder Normalkraft;
- Versagen infolge Biegeknicken unter Berücksichtigung der Einspannwirkung sowohl des Bodens als auch der angeschlossenen Konstruktion;
- lokales Versagen an Lasteinleitungspunkten;
- Ermüdung.

(EN 1997-1, 2005), *Abschnitt 7* regelt die Bemessung von Pfehlgründungen. Gemäß Kapitel 7.2 müssen folgende Grenzzustände betrachtet werden: Bauteilversagen des Pfehls infolge Druck, Zug, Biegung, Beulen oder Schub.

(EN 1997-1, 2005) *Kapitel 7.3* definiert Beanspruchungen und Bemessungssituationen, *Kapitel 7.4* definiert Bemessungsmethoden und Entwurfsgrundlagen. Die Bemessung darf anhand analytischer Berechnungsmethoden erfolgen. *Kapitel 7.6* behandelt axial beanspruchte Pfehle.

(EN 1997-1, 2005) *Kapitel 7.7* enthält Regelungen für die Bemessung quer beanspruchter Pfehle. Der Widerstand gegen die Querbeanspruchung von Pfehlen oder Pfehlgruppen muss mit einem passenden Ansatz für die Beanspruchungen, Baugrundreaktionen und Verschiebungen berechnet werden. Der Nachweis für den quer beanspruchten Pfehl muss hierbei die

Möglichkeit berücksichtigen, dass es zu einem inneren Versagen des Pfahles im Baugrund kommt. Die Berechnung des Widerstands eines langen, schlanken Pfahles gegen eine Querbeanspruchung darf mit dem Bettungsmodulverfahren für einen am Kopf belasteten und von einem verformbaren Medium gestützten Balken ausgeführt werden.

(EN 1997-1, 2005) *Kapitel 7.8* behandelt die innere Bemessung des Pfahls, wobei ein Versagen des Pfahls ausgeschlossen werden muss. Pfähle müssen so konstruiert sein, dass sie alle Beanspruchungen aufnehmen können, denen sie ausgesetzt sein können, einschließlich Beanspruchungen aus Korrosion, Einbau (ungünstige Baugrundverhältnisse wie Findlinge, steil einfallende Flächen des Grundgebirges) sowie Anlieferung zur Baustelle. Schlanke Pfähle, die teilweise im Wasser oder in sehr weichen Sedimenten größerer Dicke stehen, müssen zusätzlich auf Knicken untersucht werden.

Die Bemessung gegen das Versagen von Pfählen und ihrer Anbindung an die Konstruktion sollte entsprechend (EN 1993-5, 2007) oder (EN 1994-2, 2005) erfolgen. Falls der Boden keinen ausreichenden Querwiderstand aufweist, darf das Schlankheitskriterium für globales Stabilitätsversagen als erfüllt angesehen werden, wenn $N_{Ed} / N_{cr} = 0,10$ erfüllt ist. Dabei ist N_{cr} der Grenzwert der Normalkraft N_{Ed} . Zusätzlich zu den in Kapitel 5.3 von (EN 1993-1-1, 2005) angegebenen Imperfektionen sollten ergänzend Anfangsimperfektionen gemäß (EN 12699, 2000) und (EN 14199, 2005) Berücksichtigung finden (z.B. durch Fugen oder den Einbau). Ein Verfahren zur Bestimmung der Knicklänge l_{cr} wird in (EN 1993-5, 2007), Kapitel 5.3.3 angegeben.

9.1.3 Stahlpfähle im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Gemäß (EN 1993-5, 2007) sollten folgende Kriterien im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden:

- Begrenzung der vertikalen Setzungen oder horizontalen Verschiebung basierend auf den Anforderungen der zu gründenden Konstruktion;
- Begrenzung der Schwingungen basierend auf den Anforderungen der direkt an die Pfähle angeschlossenen oder angrenzenden Bauteile.

Die Berechnung des Gesamtsystems sollte auf einem linear elastischen Tragwerksmodell und einem adäquaten Bodenmodell basieren.

Es muss nachgewiesen werden, dass keine plastischen Verformungen infolge Gebrauchslasten auftreten.

Die Pfähle unter dem Widerlager werden Verschiebungen und Momenten infolge der Relativverschiebungen zwischen Pfählen und umgebenden Boden ausgesetzt. Gleichzeitig werden sie in horizontaler Richtung vom gleichen Boden gehalten. Folglich stellen sie für das Tragverhalten der Gesamtstruktur einen Sonderfall dar.

Falls die Widerlager Horizontallasten in die Böschung ableiten sollen, muss dasselbe Phänomen auch hier berücksichtigt werden.

9.1.4 Pfähle in Gruppen

Nach (EN 1997-1, 2005) muss der Gruppeneffekt berücksichtigt werden bei der Bemessung von

- Druckpfählen;
- Zugpfählen;
- querbelasteten Pfählen.

Druckpfähle

Bei Pfahlgruppen müssen zwei Arten des Versagens nachgewiesen werden:

- Versagen des Druckwiderstands der Einzelpfähle;
- Versagen des Druckwiderstands der Pfähle und des dazwischen vorhandenen Bodens als Block.

Als Bemessungswiderstand ist der von diesen beiden Beanspruchungsarten verursachte kleinere Wert zu nehmen. Der Druckwiderstand der Pfahlgruppe als Block darf berechnet werden, indem der Block wie ein Pfahl mit großem Durchmesser behandelt wird.

Zugpfähle

Bei Zugpfählen muss die Gruppenwirkung, die die wirksamen Vertikalspannungen im Boden und damit die Mantelreibung der einzelnen Pfähle in der Gruppe vermindern kann, muss bei der Festlegung des Herauszieh-Widerstands der Pfahlgruppe berücksichtigt werden.

Hier müssen zwei Formen des Versagens untersucht werden:

- Herausziehen der Pfähle aus dem Boden;
- Aufschwimmen des Bodenblocks, der die Pfähle enthält.

Bei einzeln stehenden Zugpfählen oder einer Zugpfahlgruppe kann das Versagen durch den Herauszieh-Widerstand eines mittragenden Erdkörpers bestimmt sein, besonders bei Pfählen mit Fußverbreiterung oder bei Pfählen, die kraftschlüssig in Fels einbinden. In der Regel ist das Blockverhalten für den Herauszieh-Widerstand maßgebend, wenn der Pfahlabstand gleich oder kleiner ist als die Quadratwurzel aus dem Produkt von Pfahldurchmesser und Einbindetiefe in die hauptsächlich tragende Bodenschicht.

Quer beanspruchte Pfähle

Der Gruppeneffekt muss auch bei der Bestimmung des Widerstandes querbelasteter Pfähle berücksichtigt werden. Hier gilt es insbesondere zu beachten, dass die auf eine Pfahlgruppe in Querrichtung ausgeübte Belastung zu einer Kombination von Druck, Zug und Querkräften in den einzelnen Pfählen führen kann.

Für Gruppen von quer beanspruchten Pfählen mit gleichmäßiger Pfahlkopfverschiebung sind (DIN 1054, 2005) Anhang E Angaben zur Kräfteverteilung durch Reduktionsfaktoren zu entnehmen.

9.2 Bemessung und Entwurf des Pfahl-Widerlageranschlusses

9.2.1 Betonpfähle

Integrale Widerlagerbrücken

Betonpfähle und monolithische Pfahl-Widerlagerverbindungen werden gemäß (EN 1992-2, 2005) oder (DIN FB 102, 2009) bemessen.

Semi-Integrale Widerlagerbrücken

Beim Bau von semi-integralen Widerlagerbrücken können gelenkige Anschlüsse verwendet werden. Das Gelenk überträgt nur Vertikal- und Schubkräfte in die Pfähle, jedoch keine Momente. Ein Beispiel für ein in dieser Bauweise ausgeführtes Widerlager stellt die Gillies Street Brücke, Australien, dar. Abbildung 9-1 zeigt eine modifizierte Darstellung eines Widerlagers der Brücke und die gelenkige Verbindung zwischen dem Widerlager und den Betonpfählen. Der Beton-Fertigteilträger des Überbaus wurde zur Veranschaulichung durch einen Stahlträger ersetzt.

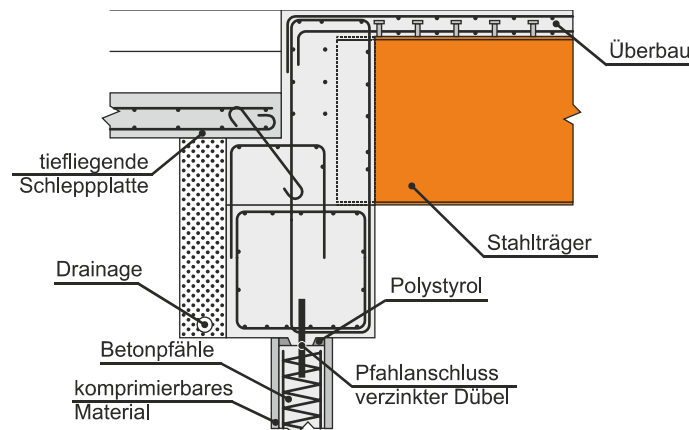


Abbildung 9-1: Auflager mit gelenkig angeschlossenen Pfählen (nach (Connal, 2004))

Die Verbindungsstifte wurden aus verzinkten Stahldübeln hergestellt, die sowohl im Betonpfahl als auch in der Pfahlkopfplatte verankert wurden. Polystyrenfolie wurde als Fugenverfüllung eingesetzt, um lokales Betonversagen bei Verdrehung der Pfahlkopfplatte infolge einwirkender Momente zu verhindern. Um sicherzustellen dass die Querkräfte am Kopf des Betonpfahls nicht zu groß werden, wurden die oberen 2 m des Pfahls mit 50 mm dickem verformungsfähigem Material umhüllt (z.B. Schaum).

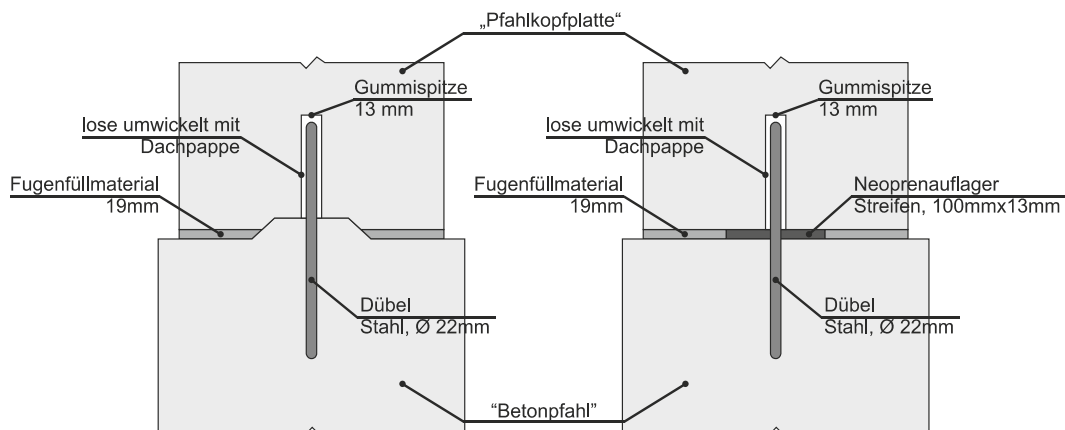


Abbildung 9-2: VDOT Originalgelenk (links) / modifiziertes Gelenk (rechts)

Ein ähnlicher Gelenktyp wurde vom Verkehrsministerium von Virginia (VDOT) entwickelt. Dieser basiert auf einer Schubverzahnung entlang der Fuge entsprechend der Darstellung in Abbildung 9-2 (links). Von Arsoy durchgeführte Untersuchungen zeigten jedoch, dass das Gelenk nicht als Gelenk wirkt. Widerlager und Pfahlkopfplatte verdrehten sich gemeinsam bis die Schubverzahnung versagte. Die Verbindung zwischen oberem und unterem Element war nahezu so stark, als wären sie in einem Stück betoniert worden. Daher wurde das Gelenk wie in Abbildung 9-2 (rechts) dargestellt modifiziert.

Das modifizierte Gelenk ist bei Verdrehungen freier beweglich und weist Neoprenstreifen entlang der beiden Dübelreihen auf. Der Rest der Fuge wird mit Fugenmaterial (z.B. Schaumgummi) verfüllt. Die Vertikalkräfte werden vom oberen Teil des Auflagers durch das Neopren in die Pfahlkopfplatte übertragen, die Dübel übertragen die Querkräfte.

9.2.2 Stahlpfähle

Integrale Widerlagerbrücken

In der Vergangenheit bevorzugten einige Staaten der USA geschweißte Verbindungen zwischen Gründungspfählen und Stahlträgern, siehe Abbildung 9-3. Der Nachteil an diesem Vorgehen ist jedoch, dass die Pfähle sehr präzise gerammt werden müssen, da die Träger ansonsten nicht angeschweißt werden können. Das bedeutet, dass die Pfähle oftmals mit einer Toleranz von 2-3 cm eingebracht werden müssen, was bei schwierigen Pfahleinbringbedingungen schwer umzusetzen ist (Conboy, et al., 2005) (Yannotti, et al., 2005).

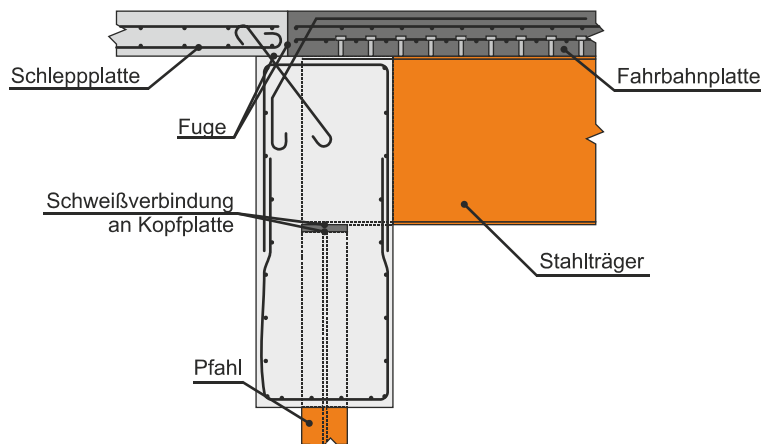


Abbildung 9-3: Geschweißte Verbindung zwischen Pfählen und Trägern

Daher kommen heute andere Verfahren zur Gewährleistung einer starren Verbindung von Pfählen und Trägern zum Einsatz. Zunächst werden die eingebrachten Pfähle in eine Pfahlkopfplatte eingebunden. Die Träger werden auf der Pfahlkopfplatte gelagert und mittels Justierschrauben, die in der Pfahlkopfplatte verankert werden, mit dieser verbunden, siehe Abbildung 9-4. Diese Justierschrauben können durch passgenaue Stahldruckplatten (zwei pro Träger) ersetzt werden, welche zusätzlich eine Horizontalanpassung ermöglichen. Eine Höhenanpassung kann hier mit Futterblechen erzielt werden. Ein Kippen des Trägers muss während der gesamten Konstruktionsphase verhindert werden. Die Trägerenden werden später mit Beton umhüllt, wenn der obere Teil der Widerlagerrückwand betoniert wird.

Vor allem wenn mit Fundamentsetzungen zu rechnen ist, sollte die Möglichkeit einer Horizontalanpassung in Betracht gezogen werden, die Höhenlage muss dabei ständig messtechnisch kontrolliert werden.

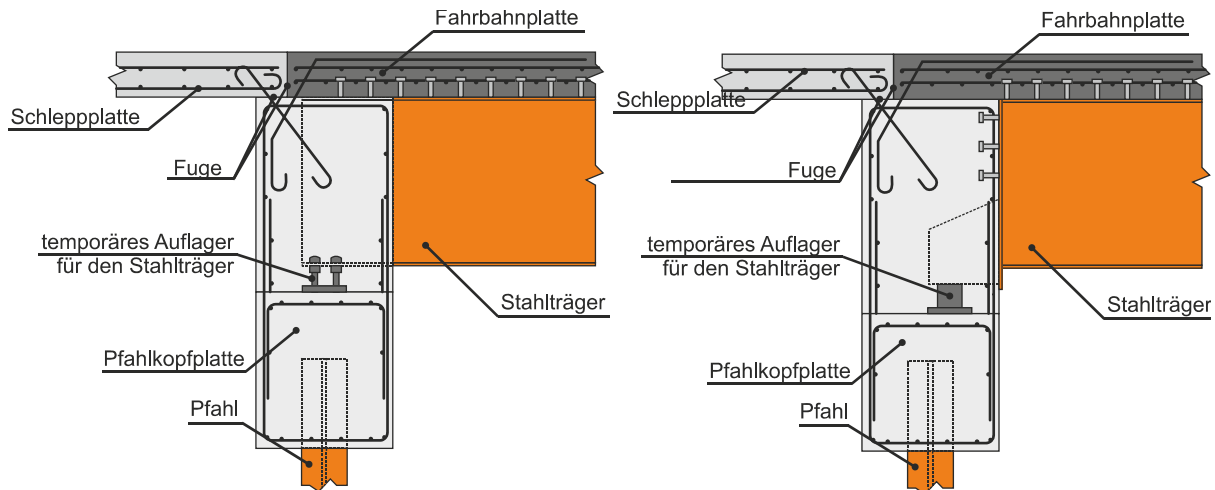


Abbildung 9-4: Träger mittels Justierschrauben / Druckplatten auf einer Pfahlkopfplatte Träger gelagert

Hierbei zeigte sich, dass die Ausführung ohne Schweißverbindungen zwischen Pfählen und Trägern einfacher herstellbar ist und keine Unterschiede in deren Wirkung festgestellt werden konnten (Conboy, et al., 2005).

Semi-Integrale Widerlagerbrücken

Die in Kapitel 9.2.1 vorgestellten Lösungen können auch bei Stahlpfählen angewendet werden. Das Gelenk kann dann zwischen Pfahlkopfplatte und Widerlager platziert werden (siehe Abbildung 9-4).

Im Rahmen des INTAB Projektes (Feldmann, et al., 2010) wurde ein anderer Gelenkverbindungstyp entwickelt und getestet (siehe Abbildung 9-5).

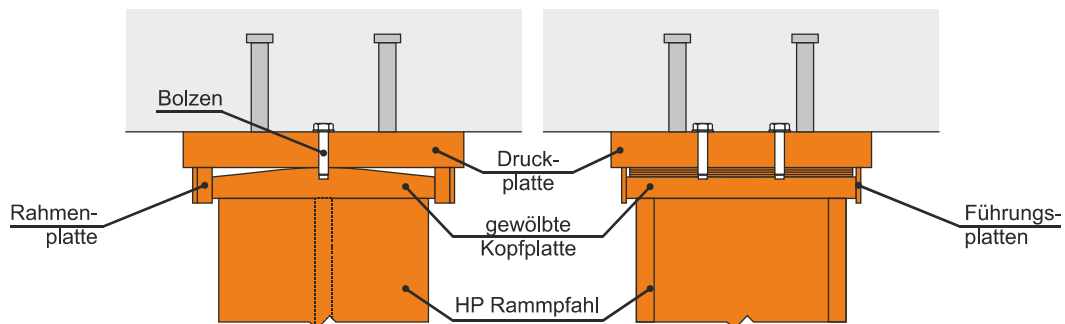


Abbildung 9-5: Hinged connection, type "INTAB"

Hierbei wird eine gewölbte Kopfplatte an den Pfahl geschweißt, welche im fertigen Zustand auf einer Druckplatte mit angeschweißten Rahmenplatten aufliegt. Die Schubkräfte werden von den Rahmenplatten übertragen, die Schraube dient lediglich als Justierhilfe. Mit Hilfe von statischen und zyklischen Test, die im Rahmen des INTAB Projektes durchgeführt wurden, konnte gezeigt werden, dass

- das Gelenk als ideales Gelenk wirkt (es wird kein Moment übertragen);
- kein Anzeichen für Ermüdungsversagen nach über 43800 Lastzyklen auftrat, durch welche die Temperaturverformungen von 120 Jahren simuliert wurden. Der Beton am Auflager riss nicht auf, der Stahl zeigte keine Anzeichen von Ermüdungsversagen;
- lokale Zugspannungen im Pfahl gering sind.

9.2.3 Spundwände

Eine Gründungen von integralen Widerlagern auf Spundbohlen bietet sich vor allem dann an, wenn die Spundwände sowieso errichtet werden müssen (siehe Abbildung 9-6).



**Abbildung 9-6: Soleuvre-Brücke, Südautobahn, Luxemburg, (herkömmliche Brücke)
(ArcelorMittal Long Commercial, 2003)**

Um eine Standardlösung für die Praxis anbieten zu können, wurde im Rahmen des INTAB Projektes eine neuartige Verbindung zwischen Spundwand und Widerlager entworfen und getestet (Feldmann, et al., 2010) (siehe Abbildung 9-7). Das neue System weist folgende Vorteile auf:

- eine bestehende Spundwand kann als Gründungssystem für eine Brücke mit integralen Widerlagern verwendet werden, zusätzliche Tiefgründungsarbeiten sind nicht erforderlich
- Überbau und Widerlager können in einem Arbeitsgang betoniert werden, die Bauzeit wird verkürzt, die Anzahl der Arbeitsfugen werden verringert
- der Grad Einspanngrad wird reduziert, um dem Planer eine Reduzierung der Eckbewehrung zu ermöglichen

Folgende Aspekte müssen jedoch mit besonderer Sorgfalt behandelt werden:

- Schlupf zwischen Spundwand und Auflager muss verhindert werden. Vertikale Dübel, die an die Spundwand angeschweißt werden, können dieses Problem beheben.
- Tragfähigkeit und Rotationskapazität der Verbindung sind stark von der Steifigkeit der Spundwand und der Einbindungstiefe der Spundwand in die Widerlagerrückwand abhängig.
- Die Bewehrung sollte horizontal durch die Spundwand geführt werden, um die Momenten Tragfähigkeit der Verbindung zu erhöhen und ein Aufreißen und Abplatzen des Betons zu verhindern und damit die Wirkung der Bügelbewehrung bei Pfahlkopfplatten zu erzielen.

Für die Versuche kam das Spundwandsystem AZ 13 zur Anwendung, da es einen höheren Einspanngrad als ein HP-Spundverbausystem ermöglicht, aber einen geringeren als ein Betonpfahlssystem (siehe Tabelle 9.1).

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass die getesteten Auflager – Spundwand – Verbindungen wie folgt zu begrenzen ist:

$$M_{Ed,max} = 200 \text{ kNm/m}$$

$$\Delta_{max} = 20 \text{ mm}$$

Womit sich Brückenbauwerke bis zu einer Spannweite von 100m realisieren lassen.

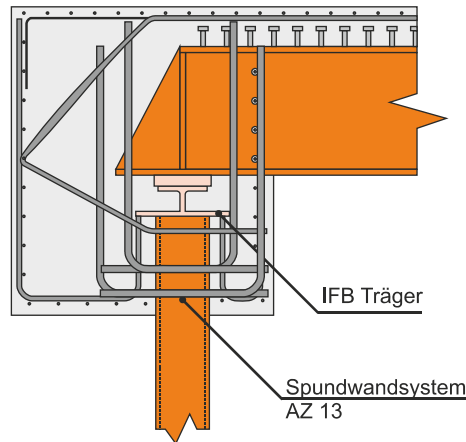


Abbildung 9-7: Spundwandverbinding, Typ "INTAB"

Bei der Bemessung muss die Wirkung der Spundwand auch über den Rand des Widerlagers hinaus berücksichtigt werden (siehe Abbildung 9-8), da die angrenzende Wand signifikant zur Systemsteifigkeit beiträgt. Ein Vergleich der verschiedenen Gründungssysteme ist in Tabelle 9.1 angegeben.

Tabelle 9.1: Steifigkeit verschiedener Gründungssysteme

Gründung	Steifigkeit I_{yy}	
5 x HP 305 x 95, schwache Achse	32,645 [cm ⁴]	Stahlpfahl
Spundwand, AZ 13, b=5.00m	98,500 [cm ⁴]	<i>gemäß. Datenblatt</i>
	137,900 [cm ⁴]	Unter Berücksichtigung der angrenzenden Wand
2 x Ø 90cm	6,441,247 [cm ⁴]	Betonpfahl

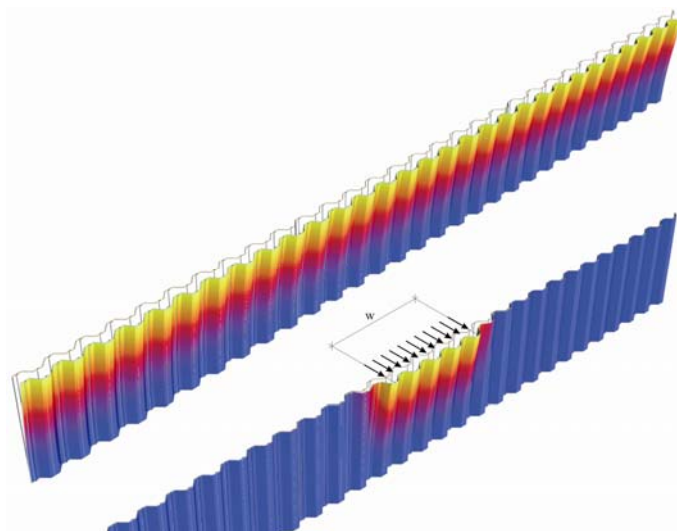


Abbildung 9-8: Spundwandverformung infolge Gleichstreckenlast / örtlich begrenzter Last

10 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind folgende Lastfallkombinationen zu berücksichtigen:

1. Gewöhnliche Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Gl. 10-1}$$

2. Häufige Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Gl. 10-2}$$

3. Ständige Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Gl. 10-3}$$

Diese Kombinationen werden in (EN 1990/A1, 2006) sowie (DIN FB 101, 2009) durch die

4. Außergewöhnliche Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{1,\text{inf } q} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1i} \cdot Q_{ki} \quad \text{Gl. 10-4}$$

ergänzt, wobei in (DIN FB 101, 2009) $\psi_{1,\text{inf } q}$ anstelle von ψ'_1 verwendet wird.

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ und die Kombinationsbeiwerte ψ sind in Tabelle 10.1 gegeben.

Tabelle 10.1: Kombinationsmatrix ULS / SLS / FLS¹

	LC	Typ	Teilsicherheitsbeiwert γ						SLS	FLS	Komb.-faktor ULS / SLS				Anmerkung
			STR / GEO		A		EQU				ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_1'	
			sup	inf	sup	inf	sup	inf							
ständige Lasten	perm.	1 Eigengewicht													
	perm.	2 Ausbaulast													
	perm.	3 Last aus Hinterfüllung auf Fundamente (vertikal)	1,35	1,00	1,00	1,00	1,05 (1,35)	0,95 (1,00)	1,00	1,00	-	-	-	-	
	perm.	4 Erdruhedruck (horizontal)													
sekund. Vorspannung	perm.	5 Schwinden												EN 1992-1-1 p. 23/24	
Last aus unterschiedl. Setzung		6 Setzung Auflager 1	1,20/1,35	0,00	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	$\gamma = 1,2$ (lin. el. Ber.)	
		7 Setzung Auflager 2	1,35	0,00	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	$\gamma = 1,35$ (non-lin. el. Berechnung.)	
		xx Setzung Auflager x	1,00	0,00	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-		
Verkehrslasten	Alternative A1	8 Verkehr auf Hinterfüllung, Druck auf Flügel / Gründung Widerl. 1												$\gamma = 1,5$: für "andere" Lasten, z.B. Boden Komb.-faktor für TS Doppelachse ^a	
		9 Verkehr auf Hinterfüllung, Druck Rückwand Flügel / Gründung Widerl. 1	1,50	0,00 (1,00)	1,00 (0,00)	0,00	1,50	0,00	1,00	-	0,75	0,75	0,00 (0,20)		(0,80)
		10 Verkehr auf Hinterfüllung, Druck auf Flügel / Gründung Widerl. 2													
		11 Verkehr auf Hinterfüllung, Druck Rückwand Flügel / Gründung Widerl. 2													
		12 LM1, TS Doppelachse Spur 1													
	Alternativ aktiv A2	13 LM1, TS Doppelachse Spur 2	1,35	0,00	1,00	0,00	1,35 (1,50)	0,00	1,00	-					$\gamma = 1,35$: für vorherrsch. Verkehr Komb.-faktor TS Doppelachse
		14 Bremsen													
	Alternativ aktiv A3	15 Beschleunigen													
		16 LM1, Grundlast Verkehr	1,35	0,00	1,00	0,00	1,35 (1,50)	0,00	1,00	-	0,40	0,40	0,00 (0,20)	(0,80)	Komb.-faktor für gleichmäßig verteilte Last
	Alternativ aktiv A4	17 LM1, UDL Überlast Spur 1	1,35	0,00	1,00	0,00	1,35 (1,50)	0,00	1,00	-	0,40	0,40	0,00 (0,20)	(0,80)	
18 LM1, UDL Überlast Spur 2															
		19 LM3, Ermüdung								1,00	-	-	-	DIN EN 1991-2 D.2	
Temperatur	Alternative A5	20 $\omega \times$ Ausdehnung, Oberseite wärmer ^b												$\gamma = 1,5$: für "andere" Lasten, z.B. Temperatur	
		21 $\omega \times$ Ausdehnung, Unterseite wärmer ^b													
		22 Ausdehnung, $\omega \times$ Oberseite wärmer ^b													
		23 Ausdehnung, $\omega \times$ Unterseite wärmer ^b													
		24 $\omega \times$ Stauchung, Oberseite wärmer ^c	1,50 (1,35)	0,00	1,00	0,00	1,50 (1,35)	0,00	1,00	-	0,60 ^d (0,80)	0,60	0,50		(0,80)
		25 $\omega \times$ Stauchung, Unterseite wärmer ^c													
		26 Stauchung, $\omega \times$ Oberseite wärmer ^c													
	27 Stauchung, $\omega \times$ Unterseite wärmer ^c														
	Alternativ e A6	28 mob. Erddruck (Erdrwiderstand) durch Ausdehnung ^b	1,50	0,00	1,00	0,00	1,50	0,00	1,00	-	0,60 ^d (0,80)	0,60	0,50	(0,80)	$\gamma = 1,5$: für "andere" Lasten, z.B. Boden Komb.-faktor für Temperatur
29 mob. Edrdruck aus Stauchung ^c															
Wind		30 Windlast auf Bauwerk / verkehr	1,50	0,00	1,00	1,00	-	-	1,00	-	0,60 (0,50)	0,20 (0,50)	0,00	(0,60)	$\gamma = 1,5$: für "andere" Lasten, z.B. Wind

Zelle mit zwei Faktoren:
 Faktor ohne Klammern nach EN 1990:2002/A1:2005
 Faktor in Klammern nach DIN Fachbericht 102

^a: Verkehr auf Hinterfüllung ist eine Kombination aus beiden Lastmodellen - auf der sicheren Seite werden die Lastfälle kombiniert (Komb.-faktor für TS Doppelachse)
^b: (20 oder 21 oder 22 oder 23) und 28 sind immer zusammen anzusetzen
^c: (24 oder 25 oder 26 oder 27) und 29 sind immer zusammen anzusetzen
^d: nach EN 1990:2002/A1:2005, dieser Wert kann in einigen Fällen auf 0 reduziert werden (ULS: EQU, STR and GEO) - ein solcher Fall wird hier NICHT betrachtet!

10.1 Straßenbrücken

10.1.1 Kriterien für die zulässigen Spannungen

Die Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden mittels einer elastischen Tragwerksberechnung unter Verwendung der entsprechenden Querschnittswerte bestimmt. Berücksichtigt werden dabei:

- Verteilung des Eigengewichts und der Steifigkeit
- Ungleichmäßige Verteilung infolge einer Veränderung der Plattendicke, Steifigkeit, etc.
- Kriechen und Schwinden des Betons
- Konstruktionsablauf und Belastungsgeschichte
- Temperatureffekte und Einwirkungen aus der Boden-Bauwerks-Interaktion

Die zulässigen Spannungen im Baustahl der Brücke, die aus der gewöhnlichen Lastfallkombination resultieren, werden wie folgt begrenzt:

¹ Klammerwerte nach (DIN FB 101, 2009) in Deutschland maßgebend

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad \text{Gl. 10-5}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,ser}} \quad \text{Gl. 10-6}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad \text{Gl. 10-7}$$

Im Allgemeinen werden diese Nachweise nicht maßgebend, da gewöhnlich der Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend für die Bemessung ist.

An relevanten Stellen sollte der Schubfluss in breiten Flanschen, Effekte aus Verformungen nach Theorie II. Ordnung oder Auswirkungen aus einer Querbewehrung berücksichtigt werden.

Weiterhin wird die zulässige Spannungsschwingbreite σ_{fre} infolge der charakteristischen Werte der veränderlichen Lasten der häufigen Lastfallkombination auf $1,5 f_y/\gamma_{M,ser}$ begrenzt, siehe (EN 1993-1-9, 2005).

Die Zugspannungen in der Bewehrung sollten für die außergewöhnliche Lastfallkombination wie folgt begrenzt werden:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{0,8f_{sk}}{\gamma_s} \quad \text{Gl. 10-8}$$

Im Allgemeinen wird dieser Nachweis nicht maßgebend, da gewöhnlich die Rissbreitenbeschränkung maßgeblich wird.

Übermäßiges Kriechen und Mikrorisse sollten durch die Begrenzung der Betondruckspannung für die außergewöhnliche Lastfallkombination wie folgt eingeschränkt werden:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{0,6f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Gl. 10-9}$$

Mit einer minimalen Schubbewehrung von 1 % in der Druckzone kann die Beschränkung der Betondruckspannung um 10 % überschritten werden.

10.2 Eisenbahnbrücken

10.2.1 Kriterien für die zulässigen Spannungen

Siehe Kapitel 10.1.1.

10.2.2 Verformungen, Verformungen verursacht durch Bremsen

Horizontale Lasten, hervorgerufen durch Abbremsen und Beschleunigen des Verkehrs, können direkt in die Hinterfüllung abgetragen werden. Folglich sollte der hinter dem Widerlager wirkende aktive Erddruck in der Bemessung berücksichtigt werden.

Der charakteristische Wert des Steifemoduls / E-Moduls des Bodens E_s sollte in Absprache mit dem Bodengutachter auf $E_{s,short}$ erhöht werden (siehe Kapitel 4.1).

10.2.3 Eigenfrequenzen

Bei der Bemessung von Eisenbahnbrücken werden verschiedene Normen – europäische und nationale – berücksichtigt. In (EN 1991-2, 2003), übernommen in (DIN FB 101, 2009), werden spezielle Eisenbahnlasten definiert – die statischen Lastmodelle LM71 und SW/0. Dynamische Effekte werden durch die Verwendung des Lastfaktors Φ berücksichtigt, der die statischen Lasten erhöht. Dieses Vorgehen ist jedoch nur erlaubt, wenn keine Resonanzeffekte zu erwarten sind. Falls Resonanzeffekte auftreten können, wie dies etwa bei Hochgeschwindigkeitsstrecken der Fall ist, muss eine dynamische Berechnung durchgeführt werden. (EN 1991-2, 2003) stellt ein Flussdiagramm zur Verfügung, mit dessen Hilfe festgelegt werden kann, ob eine dynamische Berechnung erforderlich ist (siehe EN 1991-2, Kapitel 6.4.3, Bild 6.9). Einer der Haupteingangsparameter hierfür ist die erste Eigenfrequenz der Brücke.

Für gewöhnlich weist der eingespannte Oberbau der Brücke geringere Eigenfrequenzen auf als der frei gelagerte, was meistens dazu führt, dass eine dynamische Berechnung nicht erforderlich ist.

Zusätzliche Richtlinien für die Bemessung und dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken sind in (DB Netz AG, 2003) zusammengestellt. Zudem wurde im Rahmen des europäischen Forschungsprojekts DETAILS „Design for optimal life cycle costs (LCC) of high speed railway bridges by enhanced monitoring systems“ (Blasi, et al., 2011) die Optimierung von Stahlverbund-Eisenbahnbrücken für Hochgeschwindigkeitsstrecken im Hinblick auf deren Entwurf, Bemessung, Sicherheit und Dauerhaftigkeit untersucht.

11 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Für Verbundbrücken und ihre einzelnen Komponenten müssen alle relevanten Bemessungsnachweise nach EC2 und EC3 durchgeführt werden. Somit muss jedes Element und jeder Querschnitt einer integralen Widerlagerbrücke den Anforderungen für Beton, Bewehrung und Baustahl gerecht werden. Die verwendeten Berechnungsmethoden müssen den Verlust der Tragfähigkeit und der Duktilität infolge lokalem Beulen der Baustahlelemente sowie Risse und lokale Betonschäden berücksichtigen. Zudem müssen die zur Schubsicherung verwendeten Elemente (z.B. Kopfbolzendübel) im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen werden.

Die folgenden Grenzzustände der Tragfähigkeit müssen nachgewiesen werden:

- EQU Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks oder eines seiner einzelnen Komponenten betrachtet als starrer Körper
- STR Versagen oder übermäßige Verformungen des Tragwerks oder seiner Teile
- GEO Versagen oder übermäßige Verformungen des Baugrundes, bei dem die Festigkeit von Boden oder Fels wesentlich an der Tragsicherheit beteiligt sind
- FAT Ermüdungsversagen des Tragwerks oder seiner einzelnen Komponenten.

Die Auswirkungen der Belastungen sind abhängig von der jeweiligen Lastfallkombination. In (EN 1990, 2002) und (EN 1990/A1, 2006) sind für den Grenzzustand der Tragfähigkeit drei verschiedenen Lastfallkombinationsklassen angegeben:

1. Grundkombinationen (ständige oder vorübergehende Bemessungssituation)

Der Bemessungswert kann entweder nach Methode a) oder (für STR und GEO) nach der weniger Methode Gleichung b) ermittelt werden. Der Nationale Anhang legt die zu verwendende Methode fest. (DIN FB 101, 2009) beruft sich lediglich auf die in Gleichung Gl. 11-1 dargestellte Methode.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Gl. 11-1}$$

oder

$$\begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{cases} \quad \text{Gl. 11-2}$$

2. Kombination bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + \gamma \cdot P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{Gl. 11-3}$$

Der Faktor $\gamma_{GA,j}$ wird lediglich in (DIN FB 101, 2009) verwendet. Weiterhin regelt (DIN FB 101, 2009) die Verwendung von $\psi_{1,1}$.

3. Kombination für Bemessungssituationen bei Erdbeben

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \text{Gl. 11-4}$$

Der Faktor γ_1 wird lediglich in (DIN FB 101, 2009) verwendet.

Die Teilsicherheitsfaktoren γ und die Kombinationsbeiwerte ψ sind in Tabelle 10.1 angegeben.

12 Grenzzustand der Ermüdung (FLS)

12.1 Allgemein

Die Ermüdungsfestigkeit von Verbundtragwerken muss für die Stellen nachgewiesen werden, die wiederholten Spannungsschwankungen ausgesetzt sind. Insbesondere bei Eisenbahnbrücken ist der Nachweis der Ermüdung meistens maßgebend.

Die folgenden Bestandteile des Tragwerks müssen nachgewiesen werden:

- Komponenten zur Schubübertragung (z.B. Kopfbolzendübel)
- Baustahl
- Beton und Bewehrung

Die inneren Schnittkräfte der Gesamtstruktur werden auf Basis einer elastische Tragwerksberechnung ermittelt. Bei Straßenbrücken werden für den Nachweis der Ermüdung vereinfachte Verfahren nach (EN 1992-2, 2005) und (EN 1993-2, 2006), die auf dem Ermüdungslastmodell 3 basieren, verwendet. Für Eisenbahnbrücken werden die charakteristischen Werte des Lastmodells 71 entsprechend (EN 1991-2, 2003) angewendet.

Die Bemessungsnachweise gegen Ermüdung sind dieselben wie bei konventionellen Verbundbrücken mit Fugen und Lagern. Allerdings muss bei der Verwendung von Stahlträgern als Teil der Gründung deren Tragfähigkeit gegenüber Ermüdung bei niedriger Lastspielzahl (Low Cycle Fatigue) besonders berücksichtigt werden. Da dieses Verhalten im Rahmen des INTAB Projekts ausführlich untersucht wurde, wird es im Folgenden kurz dargestellt.

12.2 Ermüdung von Stahlpfählen bei niedriger Lastspielzahl (Low Cycle Fatigue)

Die Ermüdung bei niedriger Lastspielzahl (Low Cycle Fatigue) wird durch Dehnzyklen verursacht, die zu plastischen Verformungen führen. Die vertikalen stählernen Gründungspfähle von kurzen bis mittellangen integralen Widerlagerbrücken können die temperaturbedingten horizontalen Längenänderungen des Oberbaus der Brücke aufnehmen. Bei langen integralen Widerlagerbrücken können diese Längenänderungen jedoch zu Spannungen im Gründungspfahl führen, die über die Streckgrenze des Materials hinausgehen. Diese hohen, schwankenden Dehnungen müssen bei dem Ermüdungsnachweis der Stahlpfähle berücksichtigt werden.

Zur Führung des Low-Cycle Fatigue (LCF)-Nachweises wird für gewöhnlich eine Herangehensweise gewählt, die auf den Dehnungen basiert. Die Lastspielzahl zum Zeitpunkt des Versagens N_f für ein bestimmtes Dehnungsschwingenspiel kann entweder nach Coffin-Mansons „Universal-Slope-Gleichung“ (Huang, et al., 2004) oder mittels extrapolierter ϵ - N_f -Kurven ermittelt werden. Dafür werden die Wöhler-Kurven aus (EN 1993-1-9, 2005) wie folgt modifiziert:

- die Wöhler-Kurven werden extrapoliert, da sie lediglich für N_f größer 1000 dargestellt sind
- es erfolgt eine Umrechnung der Spannungen in Dehnungen

Bei der Ermittlung der Dehnungsschwingbreite $\Delta\epsilon$ muss den folgenden Punkten besondere Aufmerksamkeit zukommen:

- der Ermittlung der Schnittgrößen im Pfahl infolge der durch Temperatur verursachten Verformungen, da die reduzierte Steifigkeit berücksichtigt werden muss, die aus der Teilplastizierung des Pfahls resultiert;
- der Ermittlung der resultierenden Dehnungen, da hierbei nicht-lineare Effekte berücksichtigt werden müssen.

Um die Problematik bei der Ermittlung der korrekten Dehnungsschwingbreite zu verdeutlichen, werden die nicht-linearen Effekte für einen um die schwache Achse belasteten H-Profil-Träger im folgenden Kapitel näher erläutert.

12.2.1 H-Profile

In diesem Abschnitt wird ein durch Biegung um die schwache Achse belastetes H-Profil, welches ein Einspannmoment an der Anschlussstelle Pfahl-Widerlager verursacht, betrachtet. Die Herleitung der Gleichung für die Bestimmung der maximalen Dehnung ϵ_{max} basiert auf einem elastisch-ideal-plastischen Materialgesetz. Der Steganteil wird dabei vernachlässigt.

Zu Beginn wird die Dehnung in der Randfaser in Abhängigkeit des einwirkenden Moments bestimmt:

Für $M \leq M_{el}$:

$$\epsilon_{outer} = \frac{1}{E} \cdot \frac{M}{W_{el,z}} = \frac{1}{E} \cdot \frac{3 \cdot M}{t_f \cdot w^2} = \frac{f_y}{E} \cdot \frac{M}{M_{el}} \quad \text{Gl. 12-1}$$

Für $M > M_{el}$:

$$\epsilon_{outer} = \frac{f_y}{E} \cdot \frac{w}{h_{el}} = \frac{f_y}{E} \cdot \left(3 - \frac{6 \cdot M}{t_f \cdot w^2 \cdot f_y} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{f_y}{E} \cdot \left(3 - 2 \cdot \frac{M}{M_{el}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Gl. 12-2}$$

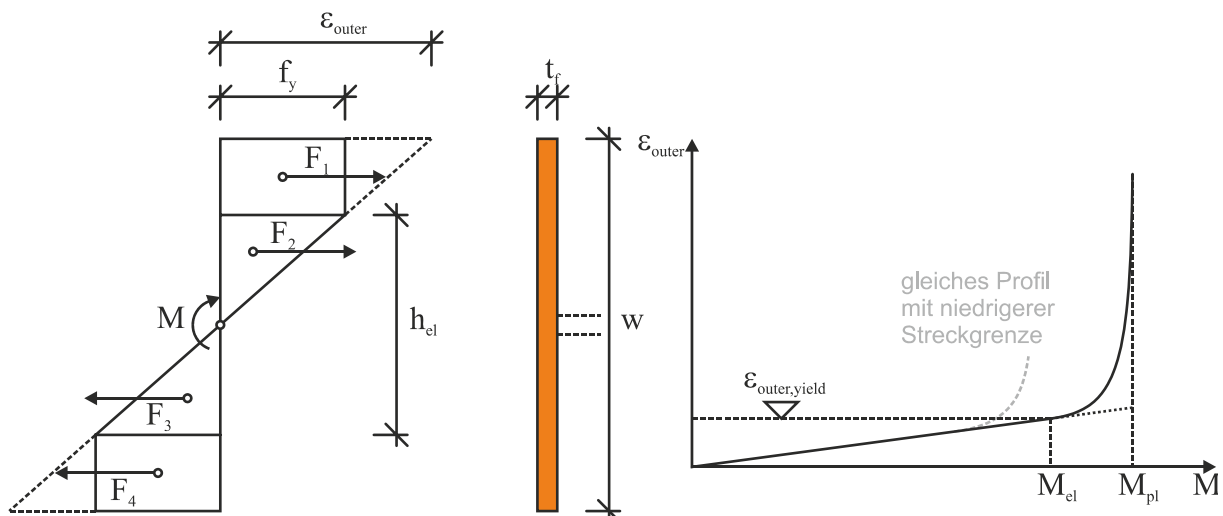


Abbildung 12-1: Teilplastiziertes H-Profil, innere Kräfte

Bis zu einem inneren Moment von M_{el} steigt die Dehnung in der Randfaser des Profils ϵ_{outer} mit dem einwirkenden Moment linear an. Nach Erreichen von M_{el} beginnt ϵ_{outer} überproportional mit dem einwirkenden Moment anzusteigen.

Die Verformung eines Kragarms unter der basierend auf diesen Dehnungen lässt sich wie folgt ermitteln:

$$f = f_{el} + f_{pl} \tag{Gl. 12-3}$$

$$f_{el} = \frac{1}{3} \cdot \frac{F \cdot L^3}{EI_{zz}} \tag{Gl. 12-4}$$

$$f_{pl} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{F \cdot L^3}{EI_{zz}} \cdot \left(1 - 3 \frac{M_{el}^2}{F^2 \cdot L^2} \left(1 - \frac{2}{a} \right) - \frac{4}{a \cdot F \cdot L} \cdot M_{el} \right) \geq 0 \tag{Gl. 12-5}$$

$$a = \sqrt{3 - \frac{2 \cdot F \cdot L}{M_{el}}}$$

Basierend auf diesen Gleichungen ist in Abbildung 12-2 die maximale äußere Dehnung ϵ_{outer} über eine gegebene Verformung aufgetragen.

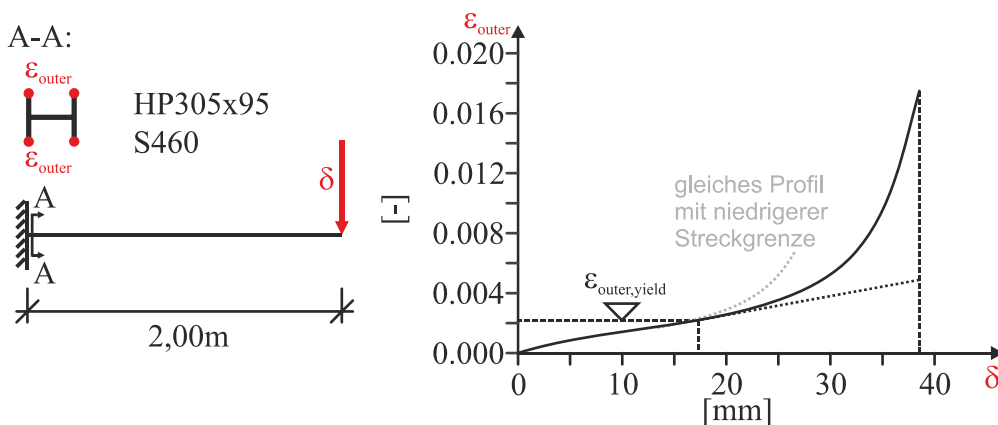


Abbildung 12-2: Dehnung ϵ_{outer} verursacht durch die Verformung δ

Solange die Dehnung in der Randfaser unterhalb der Streckgrenze verbleibt, steigt die Dehnung im äußeren Bereich des Profils ϵ_{outer} mit der einwirkenden Verformung δ linear an. Nach Erreichen von $\epsilon_{outer,yield}$ beginnt ϵ_{outer} überproportional mit der einwirkenden Verformung anzusteigen. Dieser Effekt muss bei der Ermittlung der Dehnungsschwingbreite für den Ermüdungsnachweis berücksichtigt werden.

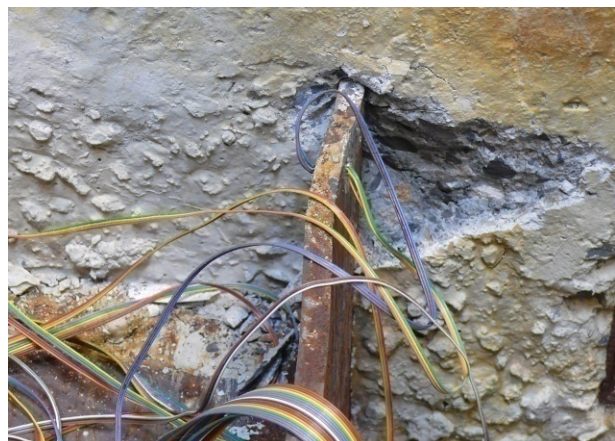
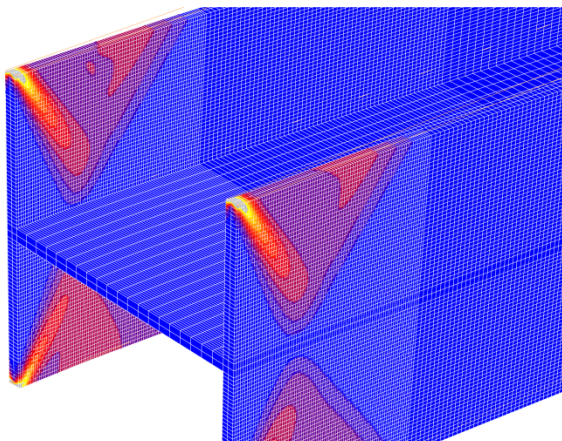


Abbildung 12-3: äquivalente Dehnungen (FE), lokales Beulen (LCF Test)

Darüber hinaus müssen zwei weitere Effekte berücksichtigt werden:

- erhöhte Dehnungen müssen im Bereich des Auflagers beachtet werden, da die Dehnungen dort durch lokale Einspanneffekte ansteigen (siehe Abbildung 12-3);
- durch lokales Beulen erhöhte Dehnungen müssen für den Ermüdungsnachweis berücksichtigt werden (siehe Abbildung 12-3); dafür wurde durch (Conboy, et al., 2005) und (Maruri, et al., 2005) ein Verfahren entwickelt

Um all diese Effekte zu berücksichtigen, muss eine GMNIA (Geometrisch und Materiell Nichtlineare Analyse mit Imperfektionen) durchgeführt werden. Bei Verwendung eines elastisch-ideal-plastischen Materialgesetzes liegen die Ergebnisse auf der sicheren Seite.

12.2.2 Kreisrunde Hohlprofile

An der Luleå University of Technology (LTU) wurden zyklische Versuche an kreisrunden Hohlprofilen durchgeführt (Petursson, et al., 2010). Die Ergebnisse lassen darauf schließen, dass plastische Dehnungen infolge der saisonalen Temperaturunterschiede zugelassen werden können.

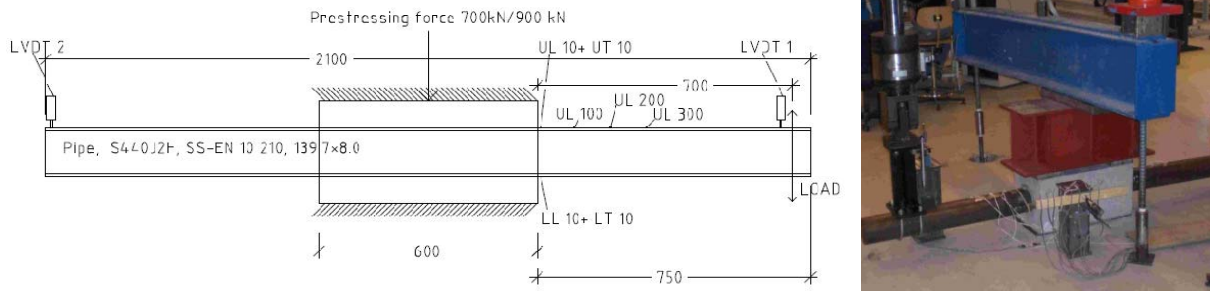


Abbildung 12-4: Test set-up (Petursson, et al., 2010)

Das Kerbdetail $\Delta\sigma_c$ ist nach (EN 1993-1-9, 2005) für die Ermüdungsfestigkeit mit $2 \cdot 10^6$ Lastspielen angegeben. Die Anzahl der Schwingspiele bis zum Versagen N_f bei einer zulässigen Spannungsschwingbreite errechnet sich nach:

$$N_f = \frac{\Delta\sigma_c^m}{\Delta\sigma_c} \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{Gl. 12-6}$$

mit m hier $m = 3$

$\Delta\sigma_c$ für den kreisförmigen Abschnitt = 160 MPa (die längsgerichtete Schweißnaht wird in der Nulllinie des Pfahls angenommen)

Bei der nominellen elastischen Spannung aus Gleichung Gl. 12-6 handelt es sich um eine einaxiale Spannung, welche in eine äquivalente nominelle Dehnung umgerechnet werden kann.

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E} \quad \text{Gl. 12-7}$$

mit E Elastizitätsmodul = 210 GPa

Nach der Umformung der Gleichung nach der plastischen Dehnung werden die Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen verglichen, dargestellt in Abbildung 12-5.

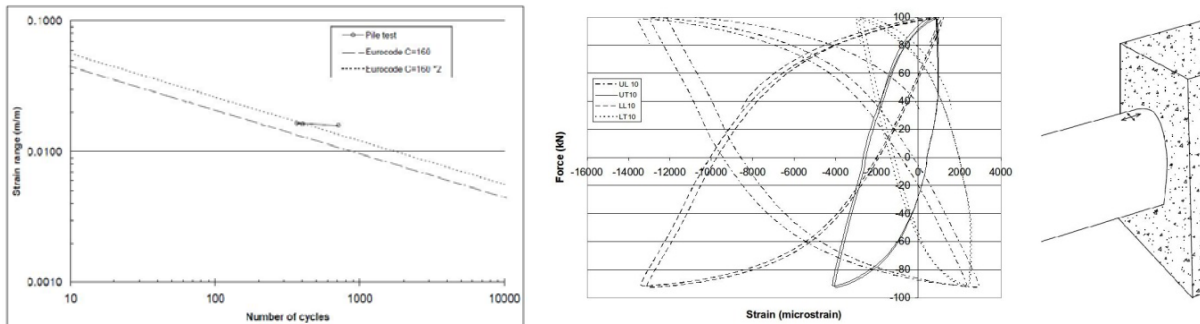


Abbildung 12-5: Testergebnisse im Vergleich zu den Bemessungswerten nach (EN 1993-1-9, 2005) / Dehnungsschwingspiele unter Druck und Zug zwischen -13500 µstrain und 2400 µstrain

Die Lastspielzahl bis zum Versagen wird bei Ermüdung bei einer niedrigen Lastspielzahl für gewöhnlich durch die Coffin-Manson-Beziehung beschrieben.

$$\frac{\Delta \varepsilon_{eq}}{2} = \frac{\sigma'_f}{E} \cdot (2N_f)^b + \varepsilon'_f \cdot (2N_f)^c \quad \text{Gl. 12-8}$$

Der erste Teil der Gleichung ist bei Dehnungen im elastischen Bereich maßgebend, der zweite bei Dehnungen im plastischen Bereich. Die Koeffizienten und Exponenten in der Gleichung sind materialabhängig und wurden anhand einer Vielzahl von Versuchen für verschiedene Materialien kalibriert.

Im Rahmen des INTAB-Projektes wurde die von Ramböll entworfene Leduån Brücke von LTU einem Langzeit-Monitoring unterzogen. Übertragen auf dieses Brückenbauwerk ergibt sich eine Dehnungsschwingbreite von 1353 µstrain (= 1634-282), welche einer Spannungsschwingbreite von $0,8f_{yk}$ entspricht. Der Ansatz einer maximalen Dehnungsschwingbreite von $\pm 2f_{yk}/E$ bedeutet, dass eine 5-fach höhere Dehnungsschwingbreite zulässig ist.

Unter der Annahme, dass die Dehnungsschwingbreite infolge Verkehr auch bei längeren Brücken nicht ansteigt (erreicht wird dies z.B. durch Verwendung größerer Träger), so könnte die Dehnungsschwingbreite um $4 \cdot 1353 = 5412$ µstrain erhöht werden. Da die Dehnungsschwingbreite bei einer 40 m langen Brücke $294 + 136 = 430$ µstrain beträgt, könnte eine Länge von insgesamt $40 \cdot (5412/430) = 500$ m realisiert werden.

Neben dem Ermüdungskriterium müssen weitere Kriterien überprüft werden. Auch unterschiedliche Kombinationsbeiwerte aus anderen Regelwerken können zu leichten Abweichungen in den Ergebnissen führen. Die Berechnungen, welche auf den zyklischen Versuchen an den kreisrunden Hohlprofilen basieren, lassen jedoch darauf schließen, dass unter Berücksichtigung der Ermüdung infolge der Dehnung in den Pfähle Brückenlängen von bis zu 500 m realisierbar sind.

13 Detailbemessung / lokale Bemessung

13.1 Rahmenecke

Die folgenden Bemessungsnachweise werden hier abgedeckt:

- lokale Betondruckspannung,
- Durchstanzen,
- örtliche Biegebeanspruchung der Platte.

13.1.1 Geometrische Zusammenhänge

Die Bemessung basiert auf einem Fachwerkmodell.

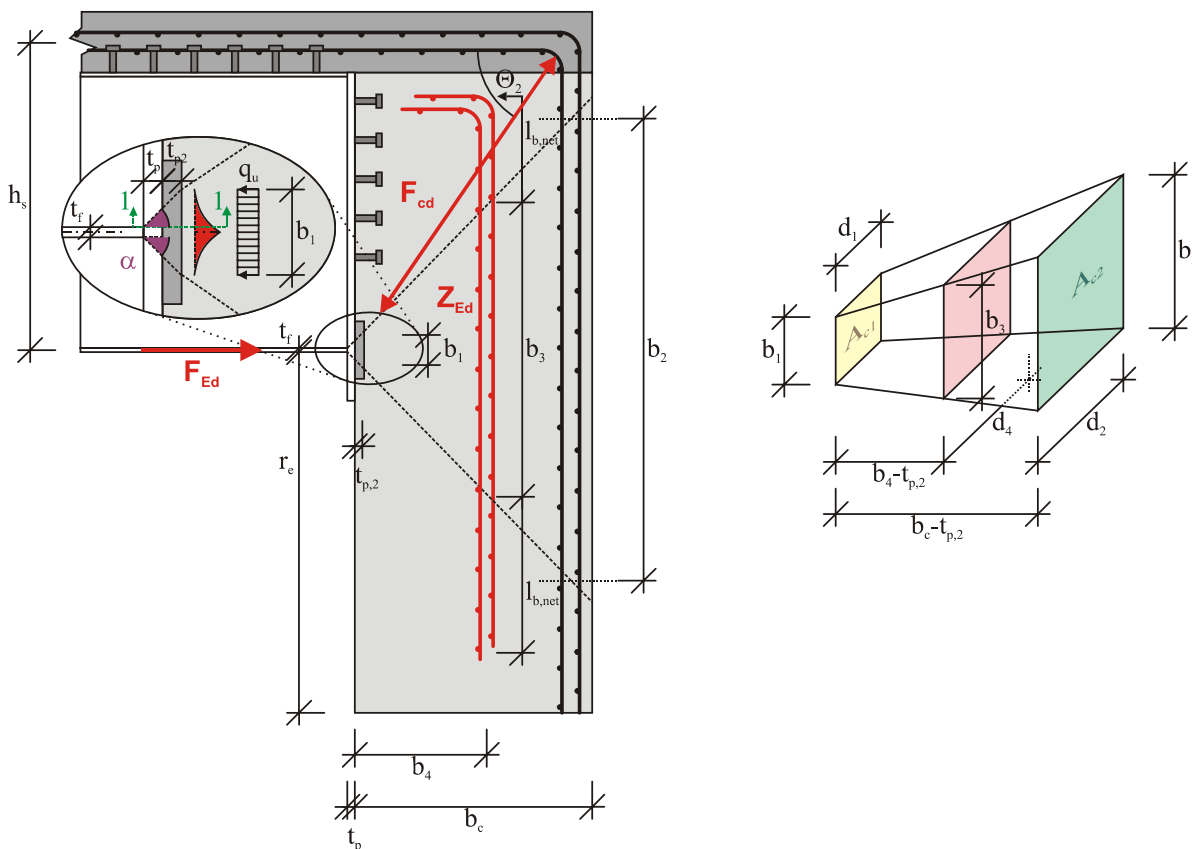


Abbildung 13-1: Geometrie, Ecke

$$\alpha = 45^\circ \text{ nach (EN 1993-1-5, 2006)}$$

Gl. 13-1

$$b_1 = t_f + 2 \cdot (t_p + t_{p,2}) \cdot \tan \alpha$$

Gl. 13-2

$$b_2 = \min \begin{cases} 3 \cdot b_1 \\ (b_c - t_{p,2}) + b_1 \\ 2 \cdot (r_e - 50\text{mm}) + t_f \end{cases}$$

Gl. 13-3

$$b_3 = b_1 + \frac{b_4 - t_{p,2}}{b_c - t_{p,2}} \cdot (b_2 - b_1)$$

Gl. 13-4

$$d_1 = b_f + 2 \cdot (t_p + t_{p,2}) \cdot \tan \alpha \quad \text{Gl. 13-5}$$

$$d_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot d_1 \\ (b_c - t_{p,2}) + d_1 \end{array} \right. \quad \text{Gl. 13-6}$$

$$d_4 = d_1 + \frac{b_4 - t_{p,2}}{b_c - t_{p,2}} \cdot (d_2 - d_1) \quad \text{Gl. 13-7}$$

$$A_{c1} = b_1 \cdot d_1 \quad \text{Gl. 13-8}$$

$$A_{c2} = b_2 \cdot d_2 \quad \text{Gl. 13-9}$$

mit

t_f	Flanschdicke, Hauptträger
b_f	Flanschbreite, Hauptträger
t_p	Dicke der Kopfplatte
$t_{p,2}$	Dicke der Druckplatte
b_c	Betonbreite = Widerlagertiefe
b_4	Position der Spaltzugbewehrung

13.1.2 Lokale Bemessung – ULS

Der Querschnitt am Ende des Verbundträgers am Anfang der Rahmenecke muss als 2-Punkt Querschnitt bemessen werden. Das bedeutet, dass lediglich die auf Druck beanspruchte Kopfplatte sowie die auf Zug beanspruchte Bewehrung in der Betonplatte angesetzt werden dürfen (siehe Kapitel 7.1).

Bei Teilflächenbelastung muss lokale Betonpressung und Querkraftbeanspruchung entsprechend (EN 1992-1-1, 2004) (Kapitel 6.7) berücksichtigt werden.

1. Lokales Betonversagen

Da die lokale Druckkraft anhand des oben angegebenen Fachwerkmodells ermittelt wird, sollte folgende Gleichung verwendet werden:

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_s} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \cdot 3.0 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_{c1} \\ 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_{c1} \cdot \sqrt{A_{c2}/A_{c1}} \end{array} \right. \quad \text{Gl. 13-10}$$

mit

M_{Ed}	Eckmoment
h_s	statische Höhe

Falls der Nachweis nicht erbracht werden kann, muss die Breite der Druckplatte entsprechend angepasst werden.

2. Querkraftbeanspruchung

$$Z_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot F_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{b_1}{b_4 - t_{p,2}}\right) \cdot \left(1 - \frac{d_1}{b_4 - t_{p,2}}\right) \leq A_{sZ} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad \text{Gl. 13-11}$$

mit A_{sZ} Querschnittsfläche der Bewehrung
 Z_{Ed} Zugkraft in der Bewehrung

Die Verankerungslänge $l_{b,net}$ muss ausreichend bemessen sein.

3. Lokales Betonversagen, diagonale Druckstrebe

Die diagonale Druckstrebe mit einer Breite von $2 \cdot d_{br}/2 \cdot \sin \Theta_2$ ist durch die Eckbewehrung rückzuverankern.

$$F_{Ed} \cdot \frac{1}{\sin \Theta_2} = \frac{M_{Ed}}{h_s} \cdot \frac{1}{\sin \Theta_2} \leq F_{cd} = f_{cd} \cdot (b_w \cdot a_c) \quad \text{Gl. 13-12}$$

mit $a_c = d_{br} \cdot \sin \Theta_2$

d_{br} Biegerollendurchmesser

b_w Trägerabstand

und $b_c \geq h_s$

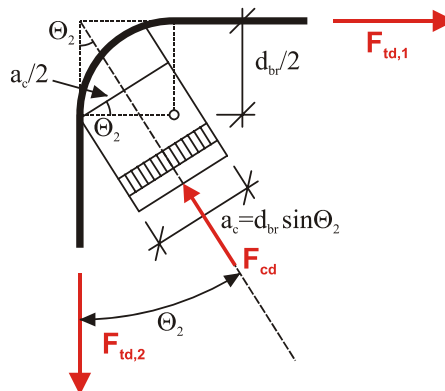


Abbildung 13-2: Geometrie, diagonale Druckstrebe

4. Durchstanzen

Für sehr schmale Widerlager, bei denen Durchstanzen maßgeblich werden könnte, müssen zusätzlich die bemessungsrelevanten Durchstanznachweise durchgeführt werden.

13.1.3 Lokale Bemessung – SLS, Betondruck

Die Druckspannungen im Beton müssen begrenzt werden, um Längsrisse, Mikrorisse oder starkes Kriechen zu vermeiden, wo diese zu nicht akzeptablen Auswirkungen auf die Funktion des Tragwerks führen könnten (siehe (EN 1992-1-1, 2004) (Kapitel 7.2)).

$$F_{Ed} \leq 1.1 \cdot k_1 \cdot f_{ck} \cdot A_{ct1} \quad (\text{charakteristische Kombination}) \quad \text{Gl. 13-13}$$

(1% Mindestbewehrung)

$$F_{Ed} \leq 1.1 \cdot k_2 \cdot f_{ck} \cdot A_{ct1} \quad (\text{quasi-ständige Kombination}) \quad \text{Gl. 13-14}$$

- mit k_1 entsprechend dem Nationalen Anhang der (EN 1992-1-1, 2004),
empfohlen: 0,6
- k_2 entsprechend dem Nationalen Anhang der (EN 1992-1-1, 2004),
empfohlen: 0,45

13.1.4 Lokale Bemessung – SLS, Rissbreitenbeschränkung

Da die Rissbreitenbeschränkung im Allgemeinen die Bemessung der Rahmenecke maßgeblich bestimmt, wird das Vorgehen nach (EN 1992-2, 2005) hier kurz wiedergegeben.

Für die Begrenzung der Rissbreite werden die allgemeinen Regeln der (EN 1992-1-1, 2004) (Kapitel 7.3.1) für Verbundtragwerke angewendet. Die Begrenzung der Rissbreite ist abhängig von der Expositionsklasse entsprechend (EN 1992-2, 2005) (Kapitel 4).

Als eine vereinfachte und konservative Alternative kann die Rissbreitenbeschränkung durch die Beschränkung des Bewehrungsabstandes oder des Stabdurchmessers erfolgen, solange zumindest die in Gleichung Gl. 13-15 definierte Mindestbewehrung sichergestellt ist (siehe (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 7.3.2)).

$$A_{s,\min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad \text{Gl. 13-15}$$

- mit $f_{ct,\text{eff}}$ Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons, der beim Auftreten der Risse zu erwarten ist: $f_{ct,\text{eff}} = f_{ctm}$ oder niedriger, ($f_{ctm}(t)$), falls die Rissbildung vor Ablauf von 28 Tagen erwartet wird; (siehe (EN 1992-1-1, 2004))
- k Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:
= 1,0 für Stege mit $h \leq 300$ mm oder Gurte mit Höhen unter 300 mm;
= 0,65 für Stege mit $h \geq 800$ mm oder Gurte mit Höhen über 800 mm;
Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;
- k_c Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes (siehe (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 7.3.2))
- σ_s der Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung. Diese darf als die Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} angenommen werden. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann allerdings ein niedrigerer Wert erforderlich sein, entsprechend dem Grenzdurchmesser der Stäbe oder den Höchstwerten der Stababstände (siehe 7.3.3 (2) in EN 1992-1-1);
- A_{ct} die Fläche der Betonzugzone. Die Zugzone ist derjenige Teil des Querschnitts, der direkt vor der Bildung des Erstrisses unter Zugspannungen steht.

Der maximale Stabstahldurchmesser und der maximale Stabstahlabstand sind abhängig von der Spannung σ_s in der Bewehrung und der Bemessungsrissbreite. Die maximalen Stabstahldurchmesser sind in (EN 1994-2, 2005) (Tabelle 7.1) gegeben, die maximalen Stabstahlabstände in (EN 1994-2, 2005) (Tabelle 7.2).

In Verbundträgern, die nicht durch Spannglieder vorgespannt sind und bei denen die Betonplatte als gerissen angenommen wird, steigen die Spannungen in der Bewehrung infolge der Tension-Stiffening-Effekte des Betons zwischen den Rissen im Vergleich zu Spannungen basierend auf dem Verbundquerschnitt unter Vernachlässigung des Betons an. Die Zugspannungen σ_s in der Bewehrung infolge direkter Einwirkungen können nach (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 7.4.3) berechnet werden. Bei der Verwendung von ummantelten Spanngliedern sollte die Bemessung nach (EN 1992-1-1, 2004) (Kapitel 7.3) unter Berücksichtigung von Tension-Stiffening-Effekten bei der Ermittlung von σ_s erfolgen.

13.1.5 Lokale Bemessung – Lokale Biegebeanspruchung der Stahlplatte

Die Kopfplatte muss auf lokale Biegung bemessen werden. Dafür wird ein Spannungsnachweis gegen die lokale Biegung der Stahlplatte geführt, wobei die Spannungen in der Platte im elastischen Bereich verbleiben müssen.

$$\sigma_{Ed} \leq \frac{f_{yp}}{\gamma_a} \quad \text{Gl. 13-16}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{u,1-1}}{W_{pa}} \quad \text{mit } W_p = \frac{t_f^2 \cdot d_1}{6}$$

$$M_{u,1-1} = M_{u,\max} - F_{sd} \cdot \frac{t_f}{8}$$

$$M_{u,\max} = q_u \cdot \frac{b_1^2}{2} \quad \text{mit } q_u = \frac{F_{Ed}}{b_1}$$

$$\Rightarrow \sigma_{Ed} = F_{Ed} \frac{3 \cdot (b_1 - 1/4 \cdot t_f)}{t_f^2 \cdot d_1} \quad \text{Gl. 13-17}$$

13.1.6 Lokale Bemessung – Ermüdung

Der Ermüdungsnachweis des Details „Endplatten Schweißnaht“ erfolgt nach (EN 1993-1-9, 2005) wie in Gleichung Gl. 13-18 angegeben.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad \text{Gl. 13-18}$$

Wird der Ermüdungsnachweis basierend auf einer Schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite geführt, so kann $\Delta\sigma_E$ wie folgt ermittelt werden::

$$\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \phi \cdot |\sigma_{\max,f} - \sigma_{\min,f}| \quad \text{Gl. 13-19}$$

mit $\sigma_{\max,f}$ und $\sigma_{\min,f}$ Maximale und minimale Spannung basierend auf den Lastmodellen der relevanten Normen (siehe Kapitel 8)

λ schädigungsäquivalenter Faktor für Ermüdung, der baustellenspezifische Bedingungen einschließlich Verkehrsaufkommen auf der Brücke, Lebensdauer und Spannweite der Tragelemente berücksichtigt.

Straßenbrücken: (EN 1992-2, 2005) (Anhang NN)

Eisenbahnbrücken: (EN 1992-2, 2005) (Anhang NN)

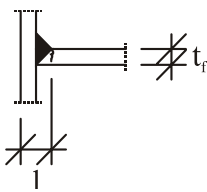
ϕ dynamische Beiwert nach (EN 1991-2, 2003)

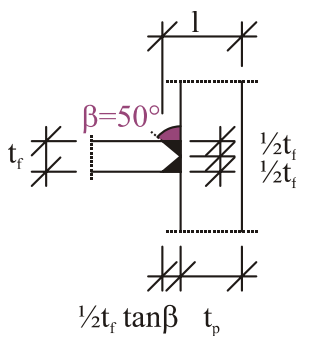
Straßenbrücken: $\phi = 1.0$

Eisenbahnbrücken: (EN 1991-2, 2003) (Kapitel 6.4.5), siehe Kapitel 10.2.3

Das Kerbdetail wird nach (EN 1993-1-9, 2005) (Tabelle 8.5) bestimmt, siehe auch Tabelle 13.1. Die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechen(EN 1993-1-9, 2005), Tabelle 3.1 (γ_{Mf}).

Tabelle 13.1: Kerbdetails

Detail category		$l = 1/2 \cdot t_f \cdot \tan \beta + t_p$	
	80	$l \leq 50\text{mm}$	all t
	71	$50\text{mm} < l \leq 80\text{mm}$	all t
	63	$80\text{mm} < l \leq 100\text{mm}$	all t
	56	$100\text{mm} < l \leq 120\text{mm}$	all t



13.1.7 Stabilität

Die folgenden Stabilitätsnachweise müssen für Verbundträger durchgeführt werden:

- Widerstand gegen Biegedrillknicken (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 6.4)
- Widerstand gegen Schubbeulen und im Steg wirkende Querbelastrung (EN 1994-2, 2005) (Kapitel 6.2.2)
- Widerstand gegen Beulen der Flansche (EN 1993-1-5, 2006) (Kapitel 4)

Alle auf Druck beanspruchten Stahlflansche müssen entsprechend (EN 1993-1-1, 2005) auf seitliche Stabilität nachgewiesen werden. Eine Ausnahme bilden Stahlflansche, die durch eine Schubverbindung mit einer nicht-stabilitätsgefährdeten einer Beton- oder Verbundplatte, nach (EN 1994-2, 2005) verbunden sind.

Die Ermittlung der Schubbeultragfähigkeit $V_{b,Rd}$ eines nicht ausgesteiften und eines ausgesteiften Stahlstegs erfolgt nach (EN 1993-1-5, 2006) (Kapitel 5). Die Mitwirkung der Betonplatte findet keine Berücksichtigung, es sei denn

- es findet eine genauere Methode als die in (EN 1993-1-5, 2006) (Kapitel 5) gegebene Anwendung und
- die Schubverbindung ist für die maßgebenden vertikalen Lasten bemessen.

Die Effekte des Plattenbeulens bei Längsspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in flachen, auf Druck beanspruchten Bauteilen (Flansche) müssen dort berücksichtigt werden, wo diese Bauteile auf Druck beansprucht sind. Dies trifft auf den unteren Flansch des Trägers am Rand- und Mittellager (Stützmoment) zu.

Zudem müssen auch die verschiedenen Bauzustände berücksichtigt werden. Stahlträger werden vor dem Erhärten des Betons nach (EN 1993-1-1, 2005) und (EN 1993-2, 2006) nachgewiesen.

13.2 Verbindungsdetails

Bei integralen Widerlagern, die eine biegesteife Verbindung mit einem Verbundträger aufweisen, müssen zwei Bauzustände beachtet werden. Die Bewehrung in der Widerlagerrückwand muss unter Beachtung folgender Randbedingungen eingelegt und um die Ecke geführt werden. (siehe Kapitel 13, "Detailbemessung / lokale Bemessung"):

- Platzieren der Träger;
- Betonieren der Rahmenecke;
- Betonieren der Platte (statisches System → Rahmen)

Die folgenden Bilder zeigen ein Beispiel.

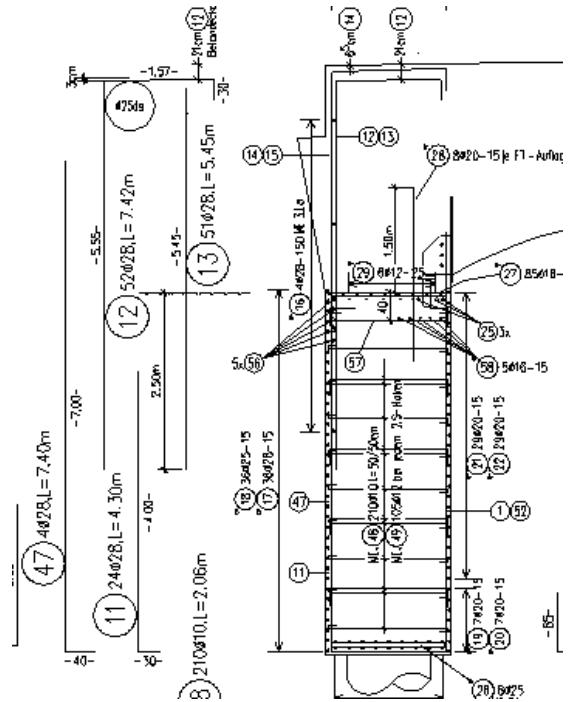


Abbildung 13-3: Verlegung der Bewehrung

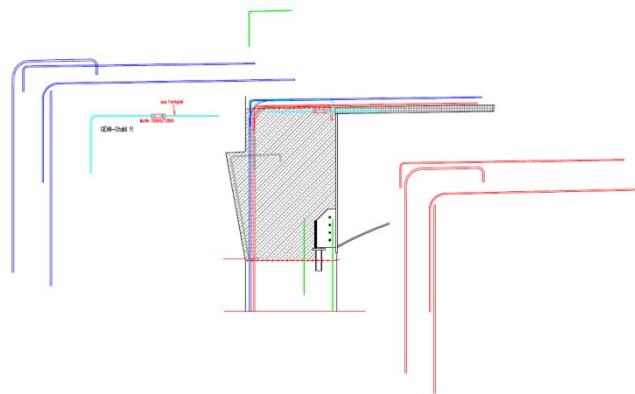
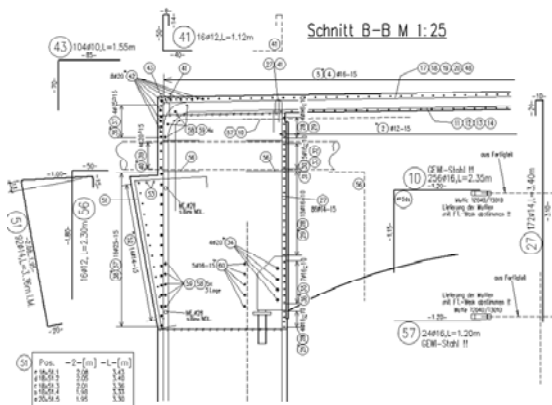


Abbildung 13-4: Konfiguration der Eckbewehrung

13.3 Schleppplatte

Um den Übergang auf die Brücke gleichmäßig und komfortabel zu gestalten kommen Schleppplatten zum Einsatz. Sie werden mit der Brücke verbunden und fungieren als Rampe von den starren Brückenwiderlagern zur verdichteten Zufahrt zur Brücke. Damit reduzieren sie die negativen Auswirkungen des Verkehrs und dienen dem Erhalt ebener Fahrbahnoberflächen. Ihre Hauptaufgabe liegt in der Überbrückung des gestörten Bodengefüges zwischen dem Brückenbauwerk und dem Fahrbahnbelag, um so die erwarteten (setzungsbedingten) Höhendifferenzen zwischen diesen beiden Bauteilen auszugleichen und einen zufriedenstellenden Fahrkomfort zu gewährleisten. Dennoch ist ihre Einsatzfähigkeit begrenzt, da lediglich kleinere Höhenunterschiede ausgeglichen werden können und bei zu großen Setzungen ein Versagen der Schleppplatte auftreten kann.

Um lokale Setzungen an der Anschlussstelle zwischen Schleppplatte und Fahrbahn zu vermeiden, die durch hohe Spannungs- / Druckkonzentrationen hervorgerufen werden, kann ein Schwellenlager am Ende der eigentlichen Schleppplatte angeordnet werden.

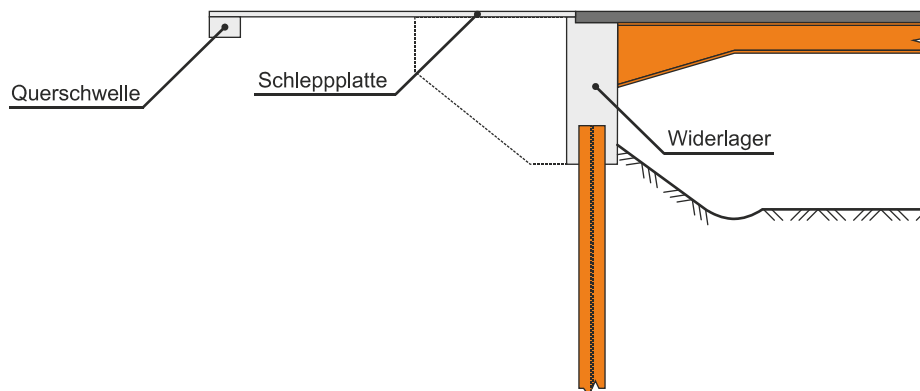


Abbildung 13-5: Brückenrampe

Als weitere Vorteile der Schleppplatte sind zu nennen:

- Verhinderung von Setzungen des Bodens hinter den Widerlagern durch Verkehrseinwirkungen
- Reduktion der Verkehrslasten auf die Hinterfüllung
- Hilfe bei der Ermöglichung einer kontrollierten Brückenentwässerung
- Minimierung von Erosionsgefährdung der Hinterfüllung

Schleppplatten können somit einen Beitrag zur Minimierung der Instandhaltungskosten leisten, verglichen mit Brückenbauwerken, die ohne diese ausgeführt werden. (Burke Jr, 2009)

Eine unsachgemäße Bemessung kann jedoch nach einiger Zeit zu Problemen führen, die sich in der Regel in einer Bodenwelle am Ende der Brücke („bump at the end of the bridge“) äußern und eine Verschlechterung des Fahrkomforts mit sich bringen. Dies ist auf Setzungen, zu große Durchbiegungen oder einen Bruch der Schleppplatte zurückzuführen.

13.3.1 Versagensarten

Um die im Zusammenhang mit der Schleppplatte auftretenden Probleme zu quantifizieren, wurden drei Versagensfälle bestimmt:

1. Eine zu hohe Neigung / Steigung; wenn das Steigungsverhältnis (Setzung δ / Schleppplattenlänge L_{apr}) $1/200$ übersteigt, wird das Fahrverhalten negativ beeinflusst
2. Abrupte Änderungen der Neigung; dies ist das lokale Äquivalent zu einer zu hohen Neigung und resultiert hauptsächlich aus der Plattenbiegung
3. Risse; eine Abnahme der Bodentragfähigkeit oder eine unzureichende Bemessung führen zu Rissen und einem eventuellen Versagen der Platte. Die meisten Probleme treten an den Plattenenden sowie den Anschlussstellen auf (Cai, et al., 2005).

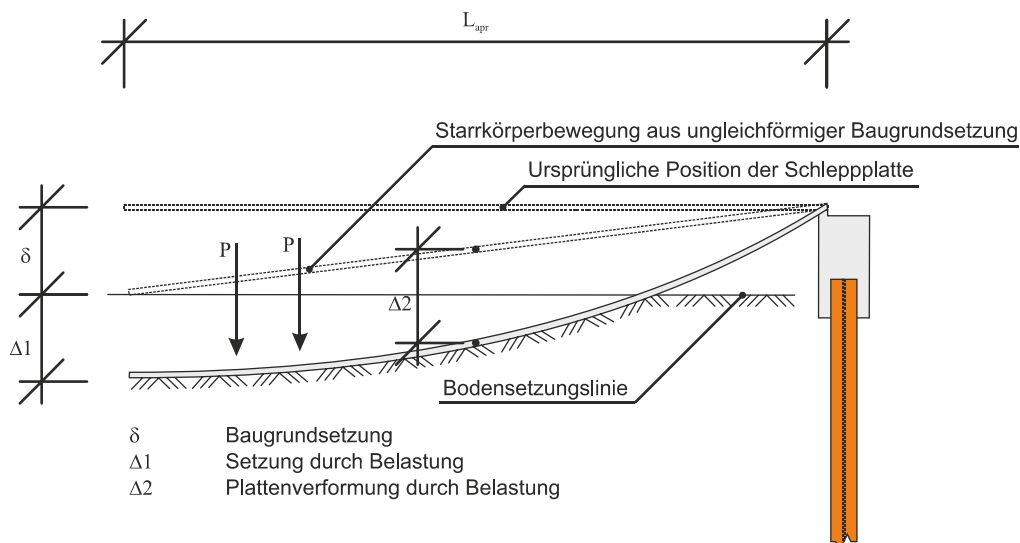


Abbildung 13-6: Brückenrampe, Verformungsverhalten der Schleppplatte

Gründe für diese Versagensfälle sind in der folgenden Tabelle gegeben.

Tabelle 13.2: Übersicht der Versagensfälle einer Schleppplatte und deren Ursachen

	Hauptursachen		
	Geotechnisch		Konstruktiv
Art des Versagens (aus Sicht des Nutzers)	Relative Setzungen	Hohlräume	Entwurf (Schleppplatte und Brücke)
Zu hohe durchschnittliche Neigung	<ul style="list-style-type: none"> • Setzung der Hinterfüllung • Setzung des Baugrunds • Lokale Setzung an den Plattenenden 	<ul style="list-style-type: none"> • Bewegungen des Widerlagers (=Kompressions- / Dekompressionszyklen) • Erosion 	<ul style="list-style-type: none"> • unzureichende Länge • schwache / unzureichende Endlagerung
Abrupte Änderung der Neigung	Verringerung und/oder lokaler Verlust der Bodenlagerung / des Bodenkontakts Übermäßige Biegung der Platte		<ul style="list-style-type: none"> • geringe Steifigkeit
Risse	Verringerung und/oder lokaler Verlust der Bodenlagerung / des Bodenkontakts Übermäßig hohe Spannungen		<ul style="list-style-type: none"> • geringer Widerstand • biegesteife Verbindung zum Widerlager

Sie können in geotechnische und konstruktive Ursachen eingeteilt werden, wobei die geotechnischen Ursachen auf relative Setzungen (Differenz der Setzungen zwischen Brücke und angrenzender Fahrbahn) und Hohlräume (unter der Schleppplatte) eingegrenzt werden können.

13.3.2 Relative Setzungen

Die relativen Setzungen werden in zwei Arten unterteilt:

- Setzung
 - Setzung der Hinterfüllung
 - Setzung des natürlichen Untergrundes infolge zusätzlicher Lasten aus Verkehr und Eigengewicht
- Setzung der Brückenstruktur

Setzung der Hinterfüllung

Zumindest in den USA wird nach (White, et al., 2005) die Hinterfüllung oftmals aus Bodenmaterial hergestellt, welches während der Bauarbeiten anfällt. Somit unterliegen sie einer zeitabhängigen Konsolidierung.

Dieses Verhalten kann durch die Verwendung von geeigneten Materialien und bautechnischen Maßnahmen vermindert werden. Nach (White, et al., 2005) sind die idealen Materialeigenschaften für die Hinterfüllung folgende:

- einfach zu verdichten, um die Konstruktion zu erleichtern;
- elastisches Materialverhalten;
- keine zeitabhängigen Eigenschaften (Konsolidierung).

Demnach ist eine körnige Hinterfüllung besser geeignet als ein kohäsiver Boden. Aber auch weitere Parameter könnten eine wichtige Rolle spielen:

- die Verdichtung während der Ausführung sollte sehr sorgfältig durchgeführt werden;
- der Feuchtigkeitsgehalt des Bodens von Bedeutung (Mekkawy, et al., 2005), da ein hoher Wassergehalt ein plötzliches Versagen bestimmter Bodenarten hervorrufen kann;
- die Verwendung von geosynthetischen Materialien ist eine mögliche Alternative, welche zudem Vorteile im für die Entwässerung bieten (Mekkawy, et al., 2005) (Horvath, 2002).

Setzung des natürlichen Untergrundes infolge zusätzlicher Lasten aus Verkehr und Eigengewicht

Komprimierbarer, natürlicher Boden wie Lehm oder Schluff neigt dazu, unter einer zusätzlichen Last aus Verkehr und dem Eigengewicht der Hinterfüllung zu konsolidieren. Dies scheint nach (White, et al., 2005) einer der Hauptgründe für das Versagen der Schleppplatte zu sein. Es existieren jedoch verschiedene Maßnahmen um den Boden zu bewehren und dadurch die Effekte dieses Phänomens zu reduzieren. Auch die Verwendung von leichtgewichtigen Materialien für die Hinterfüllung kann dabei helfen, die Konsolidierung des natürlich anstehenden Erdreichs zu verringern.

13.3.3 Hohlraum

Neben globalen Setzungen können unterhalb der Schleppplatte lokale Hohlräume entstehen. Die damit verbundene Verringerung der Tragfähigkeit des Erdauflagers kann zu erhöhter Biegung und Rissen in der Schleppplatte führen.

Der Hohlraum kann verursacht werden durch

- Erosion der Hinterfüllung durch unzureichende Entwässerung und / oder fehlerhaft ausgeführte Fugen bzw. Schleppplattenanschlüsse (Mekkawy, et al., 2005);
- temperaturbedingte Widerlagerbewegungen, die zu einer zyklischen Kompression / Dekompression und damit zu einer Setzung der Hinterfüllung direkt hinter dem Widerlager führen (Horvath, 2002).

Erosion der Hinterfüllung

Zwei Arten von Erosion können sich auf das Tragverhalten auswirken:

- Oberflächenerosion,
- „Innere“ Erosion des Untergrundes unter der Schleppplatte.

Die Oberflächenerosion kann durch eine gute Entwässerung begrenzt werden, bei der der Abfluss weg von der Hinterfüllung und den Anschlussstellen geleitet wird. Dafür muss das Oberflächenwasser auf dem Brückendeck auf eine geeignete Art und Weise von der Hinterfüllung weg geführt werden. Eine Möglichkeit stellt eine in den Oberflächenbelag des Widerlagers eingebettete Entwässerungsrinne dar. Ansonsten muss sichergestellt werden, dass kein Wasser in die Fuge zwischen Schleppplatte und Widerlager eindringen kann.

Die „innere“ Erosion kann durch eine gute Entwässerung vermieden werden. Zur Untersuchung verschiedener Materialien und Entwässerungssysteme wurden an der Iowa University Versuche zur Entwässerung von Brückenwiderlagern durchgeführt. Drei Systeme erwiesen sich als besonders leistungsfähig:

- Geokunststoff-Drainagebahnen + Bewehrung der Hinterfüllung + Wassergehalt oberhalb des Sättigungsgehalts;
- Reifenschnitzel hinter dem Widerlager (beste Abflusseigenschaften aber schwierige Konstruktion);
- poröse Hinterfüllung (relativ begrenzter Abfluss, aber eine sehr gute Stabilität und sehr einfache Anwendung).

Eine ähnliche Art von Hinterfüllungs- und Entwässerungssystem ist in (RiZ-ING, 2007) (WAS7) gegeben (Abbildung 13-7). Die Zeichnung wurde an Verbundbrücken mit integralen Widerlagern angepasst.

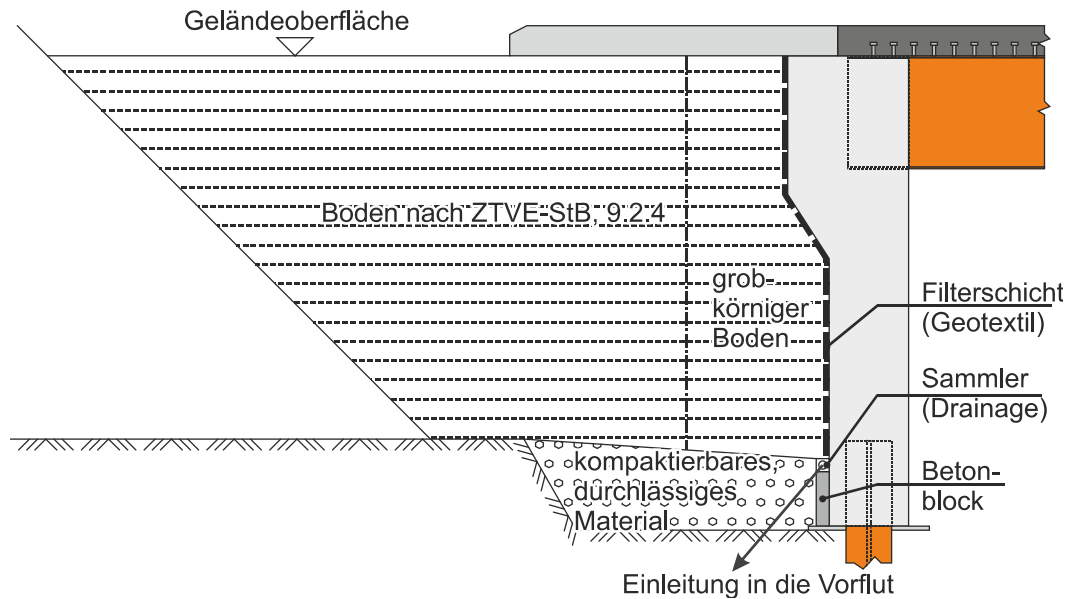


Abbildung 13-7: Entwässerung der Hinterfüllung entsprechend (RiZ-ING, 2007), WAS7

Zyklische Kompression / Dekompression

Um die Probleme durch eine zyklische Kompression / Dekompression der Hinterfüllung zu minimieren, müssen zwei Bedingungen eingehalten werden:

- Vermeidung der Einwärtsbewegung der Hinterfüllung
- Begrenzung des Druckes aus der Auswärtsbewegung des Widerlagers

Die Einwärtsbewegung des Bodens kann durch eine selbst-stabilisierende Hinterfüllung vermieden werden. Die Stabilisierung kann durch Anwendung einer geosynthetischen Verstärkung oder eines Hartschaumstoffs, welcher durch sein geringes Gewicht den Vorteil einer geringen Auflast auf den natürlichen Untergrund bietet, erreicht werden.

Die Verwendung eines komprimierbaren Materials zwischen Brückenwiderlager und Hinterfüllung kann den Druck aus der Auswärtsbewegung des Brückenwiderlagers begrenzen. Zudem kann dieses Material auch das Entwässerungssystem verbessern bzw. unterstützen.

Dafür muss die Schleppplatte so bemessen werden, dass sie eine gewisse Setzung der Hinterfüllung ausgleichen kann. Fehler in der Bemessung könne hier zu erhöhten Biegemomenten, Spannungen und Rissen in der Schleppplatte führen.

13.3.4 Risse

Um die Entwurf und Bemessung der Schleppplatte zu verbessern, wurden Studien zur Abhängigkeit zwischen Bodensetzungen und der Tragfähigkeit der Schleppplatte durchgeführt.

Eine in New Jersey (Nassif, et al., 2002) durchgeführte Studie zeigt, dass die Schleppplatte im Bereich aller Fahrbahnen allen Fahrbahnen Risse aufwies, die auf eine unzureichende Bodentragfähigkeit zurückzuführen waren. Ferner konnte festgestellt werden, dass die Dicke der Schleppplatte der maßgebende Parameter bei der Bestimmung ihrer Tragfähigkeit ist. Aus wirtschaftlichen Gründen ist die Dicke der Schleppplatte jedoch begrenzt. Aus diesem Grund wurden zwei alternative Lösungen mit einem eingebetteten und einem hohen Balken entwickelt.

13.3.5 Schleppplattendetails

Eine Studie aus Louisiana (Cai, et al., 2005) zeigt auf, dass für längere Platten mit einer geringen Bodenauflagerung eine höhere Biegesteifigkeit benötigt wird. Daher wurde hier eine Rippendecke als mögliche Bauform vorgeschlagen.

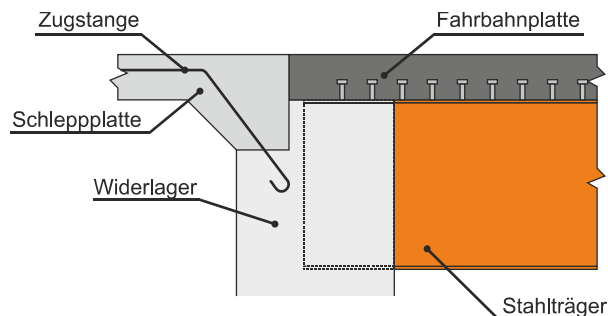


Abbildung 13-8: Konstruktionsvorschlag aus Louisiana (Cai, et al., 2005)

Um eine Biegung der Platte zu ermöglichen und ein lokales Versagen des Betons an den Anschlussstellen zu vermeiden, sollten gelenkige Verbindungen (Abbildung 13-8) oder frei aufgelagerte Schleppplatten verwendet werden. Da jedoch bei Brücken mit integralen Widerlagern die Notwendigkeit der Weiterleitung der Längsbewegungen in die Schleppplatte besteht, kommt der zweite Verbindungstyp nach Meinung von (Cai, et al., 2005) nicht in Frage.

Insbesondere in Deutschland sind Übergänge ohne offene Fugen für Brücken mit kurzen bis mittleren Spannweiten (<44 m) gebräuchlich, bei denen der Asphalt sämtliche Verformungen ausgleichen muss.

Aus diesem Grund müssen die Verformungen folgenden Randbedingungen genügen (Berger, et al., 2003):

- Horizontale Ausdehnung < 25 mm
- Horizontale Verkürzung < 12.5 mm
- Vertikale Differenzbewegung < 5 mm

Schleppplatten werden installiert, wenn die Gesamtverformung 20 mm überschreitet.

Für Ausdehnungen < 10 mm müssen nach (Berger, et al., 2003) keine speziellen Maßnahmen getroffen werden (siehe Abbildung 13-9). Die Asphaltdecke wird eingeschnitten und die Fuge abgedichtet.

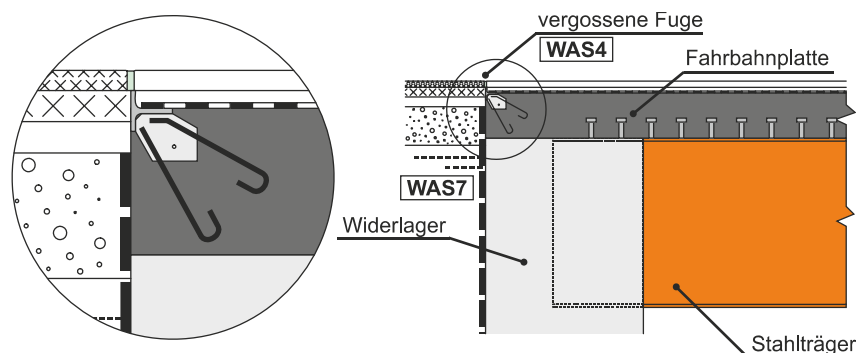


Abbildung 13-9: Konstruktionsvorschlag nach (RiZ-ING, 2007), WAS4

Für Ausdehnungen < 20 mm sollte eine Asphaltfuge entsprechend (ZTV-ING, 2003) zwischen Oberbau und der sich anschließenden Fahrbahn eingefügt werden (siehe Abbildung

13-10). Der frostbeständige Auflagebalken sollte mindestens eine Breite von 0.80 m aufweisen (Berger, et al., 2003).

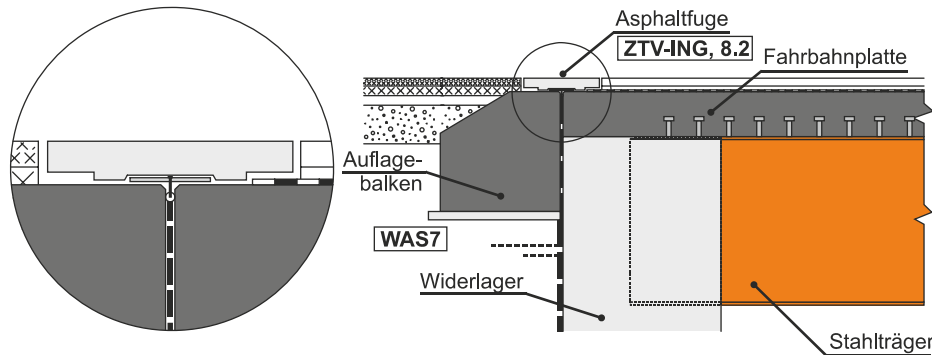


Abbildung 13-10: Asphaltfuge entsprechend (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2

Für Ausdehnungen > 20 mm und < 25 mm wird eine Asphaltfuge entsprechend (ZTV-ING, 2003) mit einer Schleppplatte kombiniert (siehe Abbildung 13-11). Die Länge der Schleppplatte wird nach Gleichung (13.1) berechnet, die Höhe wird mit $h_{slab}=50$ cm angegeben (Berger, et al., 2003)

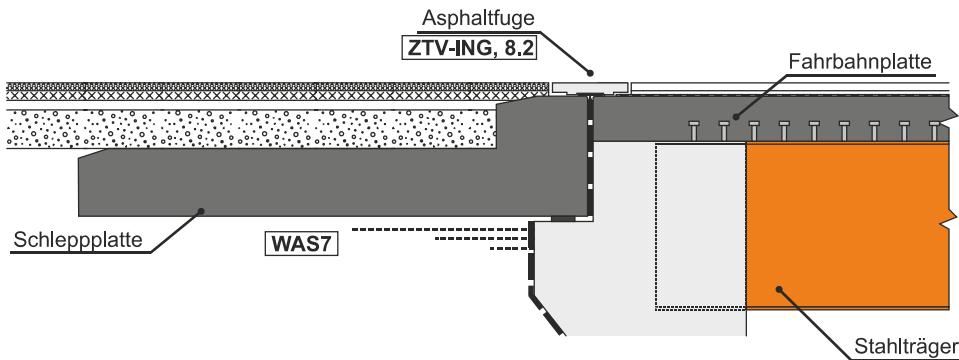


Abbildung 13-11: Schleppplatte mit Asphaltfuge entsprechend (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2

Für Ausdehnungen bis zu 65 mm muss die Schleppplatte mit dem Oberbau durch eine wasserdichte Dehnfuge entsprechend (RiZ-ING, 2007) verbunden werden (siehe Abbildung 13-12). Auch hier wird die Länge der Platte nach Gleichung (13.1) bestimmt, die Höhe wird mit $h_{slab}=50$ cm angegeben (Berger, et al., 2003).

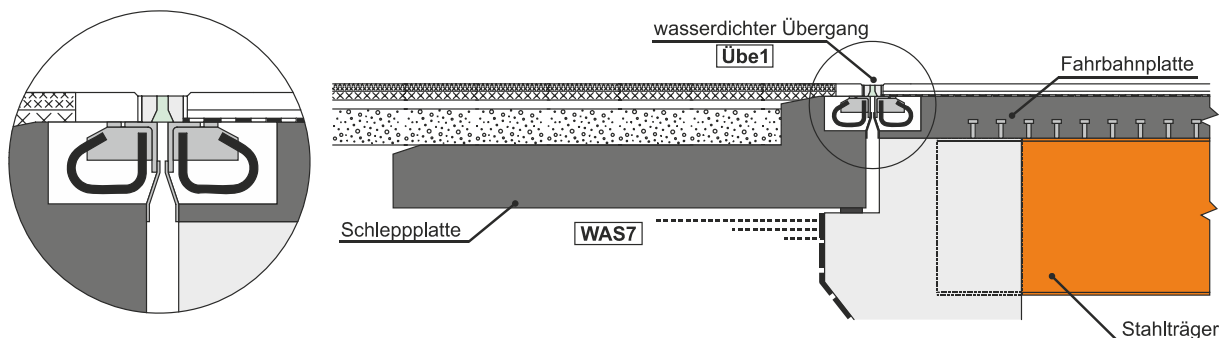


Abbildung 13-12: Schleppplatte mit Fuge entsprechend (RiZ-ING, 2007), Übe1

Die erforderliche Länge der Schleppplatte wird nach folgender Gleichung berechnet (Berger, et al., 2003):

$$l_{approachslab} \geq h_w + l_{bearing} \geq 3.60m \quad (13.1)$$

mit $h_w =$ Höhe der setzungseffektiven Hinterfüllung
 $\approx 1.0 \cdot h_{abutment}$ für bewegliche Widerlager (Tiefgründung)
 $\approx 0.6 \cdot h_{abutment}$ für nahezu unbewegliche Widerlager (Flachgründung)

$l_{bearing} =$ benötigte Auflagerlänge der Schleppplatte, $\approx 0.2 \cdot h_w$

14 Überhöhung

Nach (EN 1990/A1, 2006) müssen die zu berücksichtigenden Lastfallkombinationen für die Ermittlung der Überhöhung von Fall zu Fall individuell festgelegt werden. Der DIN Fachbericht für Verbundtragwerke (DIN FB 104, 2009) empfiehlt hier die ständige Lastfallkombination.

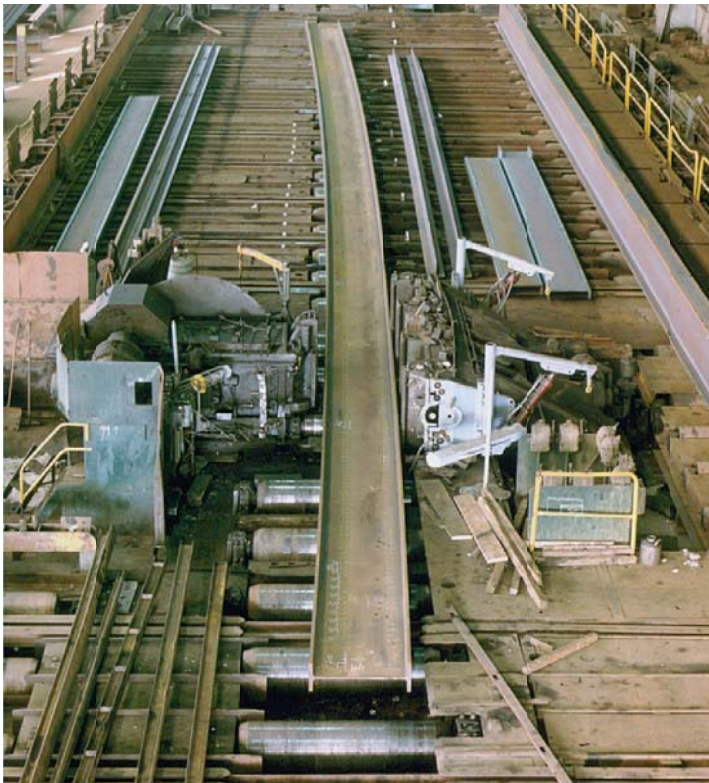


Abbildung 14-1: Überhöhung von Stahlträgern, Endprodukt (Hechler, 2010)

Für der Festlegung der Überhöhung ist die Ermittlung einer realistische Verformung der Konstruktion entscheidend. Dies betrifft sowohl die Wahl des E-Moduls als auch die Berücksichtigung des gerissenen Betons (Tension-Stiffening-Effekt) mit ab.

Anhang 1: Ermittlung des Beiwertes für Erddruck

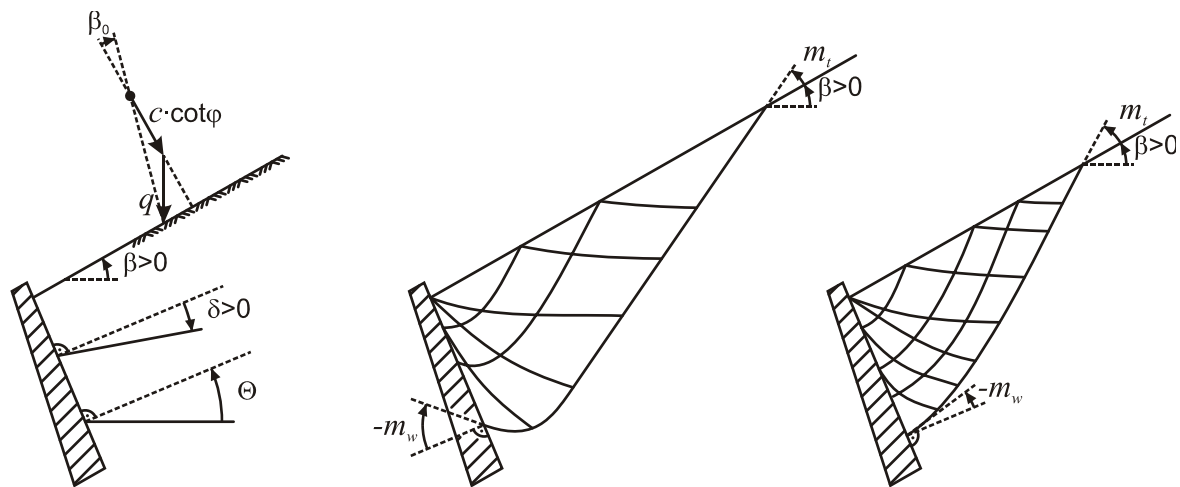


Abbildung 0-1: Bezeichnungen hinsichtlich Wand- und Hinterfüllungsneigungen, Auflasten und Gleitlinien nach (EN 1997-1, 2005)

Ruhedruckbeiwert nach EN 1997-1:2009

Der Ruhedruckbeiwert K_0 ergibt sich nach (EN 1997-1, 2005), Kapitel 9.5, bei waagrechttem Gelände zu

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad \text{Gl. 0-1}$$

Steigt das Gelände von der Wand aus unter $\beta \leq \varphi'$ nach oben an, sollte die waagerechte Komponente $\sigma'_{h,0}$ des wirksamen Erddrucks aus dem wirksamen Überlagerungsdruck q' mit dem Ruhedruckbeiwert $K_{0;\beta}$ berechnet werden:

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 + \sin \beta) \quad \text{Gl. 0-2}$$

Die Richtung der Erddruckkraft soll dann parallel zur Geländeoberfläche angenommen werden. Für abfallendes Gelände ist kein Verfahren angegeben. Aus diesem Grund soll hier auch noch auf das Verfahren nach (DIN 4085, 2007) verwiesen werden.

Ruhedruckbeiwert nach DIN 4085:2007

Zur Angleichung Verfahrens nach (DIN 4085, 2007), Kapitel 6.4, an die Nomenklatur des EN werden hier folgende Ausdrücke ersetzt:

α	(DIN)	→	θ	(EN)
K_{0gh}	(DIN)	→	$K_{0,\gamma}$	(EN) (Boden hinter Widerlager, Kapitel 8.3)
K_{0ph}	(DIN)	→	$K_{0,q}$	(EN) (Last auf Hinterfüllung, Kapitel 8.2)

Folgende Symbole werden verwendet:

δ_0	Wandreibungswinkel
------------	--------------------

φ	Reibungswinkel (Boden)
$K_{0,\gamma}$	Ruhedruckbeiwert für Eigengewicht des Bodens
$K_{0,p}$	Ruhedruckbeiwert für vertikale Belastung
β, Θ	geometrische Verhältnisse wie in Abbildung 0-1 gegeben

$\beta > 0$:

$\delta_0 \leq \beta - \Theta$ muss gewährleistet werden

Falls $\Theta = 0$ und $\delta_0 = \beta = \varphi$, $K_{0,\gamma} = \cos^2 \varphi$, ansonsten weiter mit 1.

$\beta < 0$:

Setze $\delta_0 = -\Theta$

1. Überprüfung, ob vereinfachte Gleichung Gl. 0-3 Anwendung finden kann

wenn $\Theta = \beta = \delta_0 = 0$, dann

$$K_{0,\gamma} = 1 - \sin \varphi \quad \text{Gl. 0-3}$$

ansonsten weiter mit 2.

2. Ermittlung von K_1

$$K_1 = \frac{\sin \varphi - \sin^2 \varphi}{\sin \varphi - \sin^2 \beta} \cdot \cos^2 \beta \quad \text{Gl. 0-4}$$

3. Ermittlung von α_1

$$\tan \alpha_1 = \sqrt{\frac{1}{1/K_1 + \tan^2 \beta}} \quad \text{Gl. 0-5}$$

4. Ermittlung von f

$$f = 1 - |\tan \Theta \cdot \tan \beta| \quad \text{Gl. 0-6}$$

5. Ermittlung von $K_{0,\gamma}$ (Ruhedruckbeiwert für Eigengewicht des Bodens)

$$K_{0,\gamma} = K_1 \cdot f \cdot \frac{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \beta}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \delta_0} \quad \text{Gl. 0-7}$$

6. Ermittlung von $K_{0,q}$ (Ruhedruckbeiwert für vertikale Belastung)

$$K_{0,q} = K_{0,\gamma} \cdot \frac{\cos \Theta \cdot \cos \beta}{\cos(\Theta - \beta)} \quad \text{Gl. 0-8}$$

Ruhedruckbeiwert nach BRO 2004:

Die K_0 -Werte für verschiedene Böden sind (Bro 2004, 2004), Tabelle 21-1 entnommen und in Tabelle 0.1 zusammengestellt.

Tabelle 0.1: Erddruckbeiwerte für verschiedene Böden nach (Bro 2004, 2004)

Boden	Eigengewicht [kN/m ³]		Erddruckbeiwert		
	Oberhalb des Grundwasserspiegels	Unterhalb des Grundwasserspiegels	Ruhe	Aktiv	Passiv
			K_0	K_a	K_p
Gesprengrter Fels	18	11	0.34	0.17	5.83
Kies/Schotter	20	13	0.36	0.22	4.60
LECA	5	0	0.43	0.27	3.70
Styrofoam	1	0	0.40	0	-

K_a, K_p nach EN 1997-1:2009:

Die Beiwerte für den aktiven Erddruck K_a sowie passiven Erdwiderstand K_p werden nach (EN 1997-1, 2005), Anhang C.1, Bild C.1.1 bis C.1.4 für K_a und nach Bild C.2.1 bis C.2.4 für K_p ermittelt. Sie liegen annähernd auf der sicheren Seite.

Alternativ kann die numerische Berechnung nach (EN 1997-1, 2005), Anhang C.2 verwendet werden. Dieses Verfahren ist nachfolgend kurz zusammengefasst.

Um den Erddruckkoeffizienten für eine nicht-kohäsive Hinterfüllung (Kapitel 8.3) zu ermitteln, muss lediglich K_γ bestimmt werden ($K_p = K_\gamma / K_a = K_\gamma$).

Ermittlung von K_p

- φ, c, δ, a werden als positive Werte eingesetzt, $\delta = \delta_p$
- β_0 ist definiert als die Vektorsumme von q (nicht zwangsweise vertikal) und $c \cot\varphi$ (Flächennormal)
- für $c = 0$ und Oberflächenlast $q =$ vertikal oder 0, $\beta_0 = \beta$

Ermittlung von K_a

- φ, c, δ, a werden als negative Werte eingesetzt, $\delta = \delta_a$
- $\beta_0 = \beta$

Folgende Symbole werden verwendet:

- a Adhäsion zwischen Wand und Boden
- c Kohäsion des Bodens
- δ Wandreibungswinkel (δ_a, δ_p)

φ	Reibungswinkel des Bodens
K_c	Kohäsionsbeiwert
K_n	Beiwert für den Erddruck infolge einer Auflast senkrecht zur Geländeoberfläche
K_q	Beiwert für eine vertikale Auflast
K_γ	Beiwert für das Eigengewicht des Bodens
q	allgemeine Geländeauflast je Flächeneinheit der Oberfläche
p	vertikale Gleichlast, bezogen auf eine horizontale Projektionsfläche
$\beta_0, \beta, \Theta, m_w, m_t$	geometrische Verhältnisse wie in Abbildung 0-1 angegeben

δ und a müssen so gewählt werden, dass Gl. 0-9 erfüllt ist:

$$\frac{a}{c} = -\frac{\tan \delta}{\tan \varphi} \quad \text{Gl. 0-9}$$

$\varphi < 0$:

1. Ermittlung von m_t und m_w (in [rad])

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad \text{Gl. 0-10}$$

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad \text{Gl. 0-11}$$

2. Ermittlung von v (in [rad])

$$v = m_t + \beta - m_w - \Theta \geq 0 \quad \text{Gl. 0-12}$$

Falls diese Bedingung nicht (einmal annähernd) erfüllt ist, also z. B. für eine glatte Wand und einen hinreichend steilen Geländeanstieg, so dass β und φ entgegengesetzte Vorzeichen haben, kann es erforderlich sein, andere Verfahren zu verwenden. Dies kann auch der Fall bei unregelmäßig verteilten Oberflächenlasten sein.

3. Ermittlung von K_q, K_c, K_γ basierend auf K_n

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \cdot \exp(2v \cdot \tan \varphi) \quad \text{Gl. 0-13}$$

$$K_q = K_n \cdot \cos^2 \beta \quad \text{Gl. 0-14}$$

$$K_c = (K_n - 1) \cdot \cot \varphi \quad \text{Gl. 0-15}$$

$$K_\gamma = K_n \cdot \cos \beta \cdot \cos(\beta - \Theta) \quad \text{Gl. 0-16}$$

Dieser Ausdruck ist auf der sicheren Seite. Der Fehler ist beim aktiven Erddruck unbedeutend, kann aber beim Erdwiderstand und positiven β -Werten erheblich sein.

Zum Vergleich kann K_q auch wie folgt ausgedrückt werden:

$$K_q = K_\gamma \cdot \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \Theta)} \quad \text{Gl. 0-17}$$

$\varphi = 0$:

1. Ermittlung von m_t und m_w (in [rad])

$$\cos(2m_t) = -\frac{p}{c} \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad \text{Gl. 0-18}$$

$$\cos(2m_w) = \frac{a}{c} \quad \text{Gl. 0-19}$$

2. Ermittlung von v (in [rad])

$$v = m_t + \beta - m_w - \Theta \geq 0 \quad \text{Gl. 0-20}$$

Falls diese Bedingung nicht (einmal annähernd) erfüllt ist, also z. B. für eine glatte Wand und einen hinreichend steilen Geländeanstieg, so dass β und φ entgegengesetzte Vorzeichen haben, kann es erforderlich sein, andere Verfahren zu verwenden. Dies kann auch der Fall bei unregelmäßig verteilten Oberflächenlasten sein.

3. Ermittlung von K_q , K_c , K_γ

$$K_q = \cos^2 \beta \quad \text{Gl. 0-21}$$

$$K_c = 2v + \sin(2m_t) + \sin(2m_w) \quad \text{Gl. 0-22}$$

$$K_\gamma = \cos \Theta + \frac{\sin \beta \cdot \cos m_w}{\sin m_t} \quad \text{Gl. 0-23}$$

15 Literaturverzeichnis

ArcelorMittal Long Commercial // Steel sheet pile wall - Roadworks using sheet piles. - Luxembourg : ArcelorMittal, 2003.

Arsoy Sami Experimental and Analytical Investigations of Piles and Abutments of Integral [Report] : Doctoral Thesis. - Blackburg : Virginia Polytechnic Institute and State University, 2000.

Bakeer R. [et al.] Evaluation of DOTD Semi-Integral Bridge and Abutment System [Report]. - New Orleans, Louisiana : Department of Civil and Environmental Engineering, Tulane University, 2005. - FHWA/LA: 05/397.

Berger Dieter [et al.] Fugenloses Bauen - Entwurfshilfen für integrale Widerlagerbrücken. - Wiesbaden : Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, 2003.

Blasi Nicola [et al.] Design for optimal life cycle costs (LCC) of high speed railway bridges by enhanced monitoring systems [Bericht]. - Brussels : RFCS Publications, European Commission, 2011.

Braun A., Seidl G. and Weizenegger G. Rahmentragwerke im Brückenbau [Article] // Beton- und Stahlbetonbau 101. - 2006. - Heft 3. - pp. 187-197.

Bro 2004 // Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar. - Borlänge : Vägverket, 5 12 2004.

Burke Jr M. P. Integral and Semi-Integral Bridges [Buch]. - Oxford : John Wiley & Sons, 2009.

Cai C. S., Voyiadjis George, Z. and Xiaomin Shi Determination of Interaction between Bridge Concrete Approach Slab and Embankment Settlement [Report]. - Baton Rouge : Louisiana State University, 2005.

Conboy D. and Stoothoff E. The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // The New England Experience. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp. 50-60.

Connal J. Austroads 5th Bridge Conference // Integral Abutment Bridges - Australian and US Practice. - Hobart : [s.n.], 19-21 05 2004.

DB Netz AG DB-Richtlinie 804 // Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten. - 2003.

DIN 1054 Subsoil - Verification of the safety of earthworks and foundations. - Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2005.

DIN 4085 // Subsoil - Calculation of earth-pressure. - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2007.

DIN EN 12699:2000 Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verdränungspfähle. - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2000.

DIN EN 1994-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2006.

DIN FB 101 // DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken (Actions on bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

DIN FB 102 // DIN-Fachbericht 102 - Betonbrücken (Concrete Bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

DIN FB 104 // DIN-Fachbericht 104 - Verbundbrücken (Composite steel and concrete bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

Eibl Josef Beton-Kalender 1999 [Buch]. - Berlin : Ernst und Sohn, 1999. - Bd. I/II : 2. - ISBN 978-3-433-01424-0.

EN 12063 // Execution of special geotechnical work - Sheet-pile walls. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 1999 .

EN 12699 // Execution of special geotechnical work - Displacement piles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2000.

EN 14199 // Execution of special geotechnical works - Micropiles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1536 // Execution of special geotechnical work - Bored piles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 1999.

EN 1990 // Eurocode - Basis of structural design. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2002.

EN 1990/A1 Eurocode - Basis of structural design, Annex A2: Application of bridges (normative). - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2006.

EN 1991-1-5 // Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2003.

EN 1991-2 // Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2003.

EN 1992-1-1 // Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2004.

EN 1992-2 // Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1993-1-1 // Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1993-1-5 // Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2006.

EN 1993-1-9 // Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1993-2 // Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2006.

EN 1993-5 // Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 5: Piling. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2007.

EN 1994-2 // Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

- EN 1997-1** // Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.
- England George L., Tsang Neil C. M. and Bush David L.** Integral Bridges - A Fundamental Approach to the Time-Temperature Loading Problem [Report]. - London : Imperial College of Science London, Highways Agency, United Kingdom, 2000. - ISBN 0-7277-2845-8.
- Feldmann Markus [et al.]** Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments [Bericht] : Final Report RFSR-CT-2005-00041. - Brussels : RFCS publications, European Commission, 2010.
- Feldmann Markus [et al.]** Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments - Acc. Measures Project [Bericht]. - Brussels : RFCS publications, European Commission, 2012.
- Hechler Oliver** Advanced solutions for rolled beams in bridge construction // Presentation. - Esch sur Alzette : ArcelorMittal Commercial Sections, 2010.
- Horvath John S.** Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics [Report]. - New York : Manhattan College, 2002.
- Huang J., French C. and Shield C.** Behaviour of Concrete Integral Abutment Bridges [Report] : Final Report. - St. Paul, Minnesota : Minnesota Department of Transportation, Research Service Section, 2004.
- Mahlo G. und Schümann St.** Horizontale Verschiebung von Fundamenten integraler Brücken infolge tangentialer Einwirkungen [Artikel] // Bauingenieur. - Düsseldorf : Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG, 2008. - Bd. 83. - S. 478-485.
- Maruri R. and Petro S.** The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp. 12-29.
- Mekkawy Mohamed M. [et al.]** Simple Design Alternatives to Improve Drainage and Reduce Erosion at Bridge Abutments [Article] // Proceedings of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium. - Iowa : [s.n.], 2005.
- Nassif Hani, Abu-Amra Talat and Shah Nirali** Finite Element Modeling of Bridge Approach and Transition Slabs [Report]. - New Jersey : Center for Advanced Infrastructure & Transportation, 2002.
- Petursson Hans and Collin Peter** IABSE Symposium Melbourne // Composite Bridges with Integral Abutments minimizing Lifetime Costs. - Melbourne : [s.n.].
- Petursson Hans, Eriksson Kjell und Collin Peter** Low-cycle fatigue strength of steel piles // 34th IABSE Symposium. - Venice : IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, 2010.
- RiZ-ING** // Richtzeichnungen für Ingenieurbauwerke. - Dortmund : Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co KG, 2007.
- Schmitt Victor und Seidl Günter** Eisenbahnbrücken in Stahlverbundbauweise [Artikel] // Stahlbau. - Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2010. - 3 : Bd. 79.
- Schmitt Victor und Seidl Günter** Verbundfertigteil-Bauweise im Brückenbau [Artikel] // Stahlbau. - Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2001. - 70. - Bd. 8.

Seidl Günter und Braun Anton VFT-WIB-Brücke bei Vigaun - Verbundbrücke mit externer Bewehrung [Artikel] // Stahlbau. - Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2009. - Bd. 78.

Vogt N. Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand [Bericht]. - Stuttgart : Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart Nr. 22, 1984.

Weakley K. FHWA Conference, Integral Abutment and Jointless Bridges (IAJB 2005) // VDOT Integral Bridge Design Guidelines. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 3 2005. - pp. 61-70.

White David [et al.] Identification of the Best Practices for Design, Construction, and Repair of Bridge Approaches [Report]. - Iowa, USA : Center for Transportation Research and Education Iowa State University, 2005. - Report No. CTRE Project 02-118.

White Harry II, Pétursson Hans und Collin Peter Integral Abutment Bridges: The European Way [Artikel] // Practice Periodical on Structural Design and Construction. - 2010. - 3 : Bd. 15. - S. 201-208.

Yannotti A., Alampalli S. and White H. The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // New York State Department of Transportation's Experience with Integral Abutment Bridges. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp. 41-49.

ZTV-ING // Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. - Dortmund : Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co KG, 2003.

16 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Verbundbrücke mit integralen Widerlagern.....	1
Abbildung 1-2: Verbundbrücke mit integralen Widerlagern von SSF, A73 (München)	2
Abbildung 1-3: Schema integrales Widerlager	4
Abbildung 1-4: Schema semi-integrales Widerlager	4
Abbildung 1-5: BAB A8 Brückenkonstruktion 5 (SSF), Gründung mit hoher Biegesteifigkeit ..	5
Abbildung 1-6: Integrale Widerlagerbrücke, Definition der Schlankheit (mit / ohne Voute).....	6
Abbildung 1-7: Integral Widerlagerbrücke	6
Abbildung 1-8: Rahmenbrücken mit geneigten Widerlagern.....	6
Abbildung 1-9: Mehrfeldrahmen	7
Abbildung 1-10: Semi-integraler mehrfeldriger Rahmen	7
Abbildung 1-11: Verschobene Struktur, grau eingezeichnet, eines mehrfeldrigen Rahmens unter Bremslasten der Eisenbahn.....	7
Abbildung 1-12: Blockeinheiten bei langen Talbrücken der Eisenbahn	7
Abbildung 1-13: Querschnitt für Rahmenbrücken der Eisenbahn	9
Abbildung 1-14: Typische Querschnitte für die Straßenüberführungen in Rahmenbauweise.....	10
Abbildung 2-1: Bezeichnungen	11
Abbildung 3-1: möglicher Entwurfs- und Bemessungsablauf.....	12
Abbildung 5-1: Darstellung verschiedener Stahl- / Verbundpfahl / Betonquerschnitte.....	15
Abbildung 5-2: X-Pfähle für die Leduån Brücke in Schweden, umgeben von lockerem Sand	16
Abbildung 5-3: Betonpfeiler der Entenpfuhler Brücke (Aachen) (Anschlussbewehrung).....	16
Abbildung 5-4: Integrale Widerlagerbrücke auf "Zehenspitzen" (Braun, et al., 2006)	18
Abbildung 6-1: Vogelperspektive auf das statische Modell des Überbaus mit Balkenelementen	19
Abbildung 6-2: 3D Ansicht eines typischen Rahmensystems mit Gittermodell des Überbaus, FE Widerlagern und Pfahlelementen	19
Abbildung 6-3: Implementierung von Federn hinter Pfählen	21
Abbildung 6-4: Hilfsstützen während des Bauablaufes, Momente infolge Eigengewicht	23
Abbildung 6-5: Einfluss des Betoniervorgangs / Zeitpunkt der Einspannung auf die Momentenverteilung im Rahmentragwerk	24
Abbildung 7-1: Beispiele der plastischen Spannungsverteilung für einen Verbundträger mit voller Schubkraftübertragung für Feldmoment und Stützmoment.....	26
Abbildung 7-2: Primäre Eigenspannungen infolge Schwinden	27
Abbildung 8-1: Temperaturlastfälle zur Erddruckermittlung hinter den Widerlagern.....	30

Abbildung 8-2: Anzusetzende Lasten hinter den Widerlagern	30
Abbildung 9-1: Auflager mit gelenkig angeschlossenen Pfählen (nach (Connal, 2004))	37
Abbildung 9-2: VDOT Originalgelenk (links) / modifiziertes Gelenk (rechts).....	37
Abbildung 9-3: Geschweißte Verbindung zwischen Pfählen und Trägern	38
Abbildung 9-4: Träger mittels Justierschrauben / Druckplatten auf einer Pfahlkopfplatte Träger gelagert.....	39
Abbildung 9-5: Hinged connection, type "INTAB"	39
Abbildung 9-6: Soleuvre-Brücke, Südautobahn, Luxemburg, (herkömmliche Brücke) (ArcelorMittal Long Commercial, 2003).....	40
Abbildung 9-7: Spundwandverbindung, Typ "INTAB"	41
Abbildung 9-8: Spundwandverformung infolge Gleichstreckenlast / örtlich begrenzter Last .	41
Abbildung 12-1: Teilplastiziertes H-Profil, innere Kräfte	49
Abbildung 12-2: Dehnung ε_{outer} verursacht durch die Verformung δ	50
Abbildung 12-3: äquivalente Dehnungen (FE), lokales Beulen (LCF Test).....	50
Abbildung 12-4: Test set-up (Petursson, et al., 2010).....	51
Abbildung 12-5: Testergebnisse im Vergleich zu den Bemessungswerten nach (EN 1993-1- 9, 2005) / Dehnungsschwingspiele unter Druck und Zug zwischen -13500 μ strain und 2400 μ strain	52
Abbildung 13-1: Geometrie, Ecke	53
Abbildung 13-2: Geometrie, diagonale Druckstrebe	55
Abbildung 13-3: Verlegung der Bewehrung	60
Abbildung 13-4: Konfiguration der Eckbewehrung	60
Abbildung 13-5: Brückenrampe	61
Abbildung 13-6: Brückenrampe, Verformungsverhalten der Schleppplatte	62
Abbildung 13-7: Entwässerung der Hinterfüllung entsprechend (RiZ-ING, 2007), WAS7	65
Abbildung 13-8: Konstruktionsvorschlag aus Louisiana (Cai, et al., 2005)	66
Abbildung 13-9: Konstruktionsvorschlag nach (RiZ-ING, 2007), WAS4	66
Abbildung 13-10: Asphaltfuge entsprechend (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2	67
Abbildung 13-11: Schleppplatte mit Asphaltfuge entsprechend (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2	67
Abbildung 13-12: Schleppplatte mit Fuge entsprechend (RiZ-ING, 2007), Übe1	67
Abbildung 14-1: Überhöhung von Stahlträgern, Endprodukt (Hechler, 2010).....	69
Abbildung 0-1: Bezeichnungen hinsichtlich Wand- und Hinterfüllungsneigungen, Auflasten und Gleitlinien nach (EN 1997-1, 2005).....	70

Handbuch INTAB - Wirtschaftliche und dauerhafte Bemessung von Verbundbrücken mit Integralen Widerlagern

Dieses Handbuch ist das Ergebnis des Forschungsprojektes RFS-PR-04120 INTAB “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments” (Feldmann, et al., 2010) und des Nachfolgeprojektes RFS – P2 - 08065 INTAB+ “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments” (Feldmann, et al., 2012) , welche vom Forschungsfond für Kohle und Stahl (RFCS) der Europäischen Gemeinschaft kofinanziert wurden.

Im Rahmen dieses RFCS Forschungsprojektes wurden entscheidende Kenntnisse über die Verbesserung der Wettbewerbsfähigkeit von Stahl- und Verbundbrücken mit integralen Widerlagern erlangt und in den vorliegenden Design Guide eingearbeitet. Die Ergebnisse wurden darüber hinaus im Rahmen mehrerer Workshops und Seminare präsentiert.

Das vorliegende Werk und weitere Dokumente, die im Rahmen des Forschungsprojektes RFS-PR-04120 INTAB “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments” und des Nachfolgeprojektes RFS – P2 - 08065 INTAB+ “Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments” erstellt wurden, welche beide vom Forschungsfond für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel – RFCS) finanziell unterstützt wurden, sind kostenlos auf der nachfolgend genannten Internetseite erhältlich:

<http://www.bridgedesign.de>

Die Berichte werden in naher Zukunft kostenlos im EU Bookshop zum Download bereitstehen:

<http://bookshop.europa.eu>

RWTH Aachen University
Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau und Institut für Stahlbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aachen
Deutschland

Telefon: +49-(0)241-80-25277
Telefax: +49-(0)241-80-22140
E-Mail: stb@stb-rwth-aachen.de

ISBN 978-3-00-032871-8

