



Erwin Pilch, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing.

Integrale Brücke
-
Interaktion Bauwerk Baugrund

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der technischen Wissenschaften

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

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

Institut für Betonbau

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

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

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present doctoral dissertation.

29.09.2014

Datum / Date



Unterschrift / Signature

Vorwort

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen besonders herzlich bedanken für die postwendende Bereitschaft der Weiterbetreuung meiner Arbeit nach der Pensionierung meines damaligen Dissertationsbetreuers, die angeregten Diskussionen und der intensiven und herzlichen Motivation zur Fertigstellung der Arbeit.

Danken möchte ich Herrn Prof. Dr.techn. Lutz Sparowitz, auf dessen Anregung hin dieses Werk entstand. Für die vielen Gespräche, Hinweise und für die Zustimmung, dass ich seine Idee der Ziehharmonikaschleppplatte bearbeiten und weiterentwickeln durfte, bin ich zur großer Dankbarkeit verpflichtet.

Für die sorgsame Betreuung der numerischen bodenmechanischen Berechnungen danke ich insbesondere Herrn Prof. Dr.techn. Helmut Schweiger und Dr.techn. Franz Tschuchnigg.

Weiters gilt mein Dank den Mitarbeitern des Instituts für Betonbau, des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau und des Instituts für Materialprüfung und Baustofftechnologie mit angeschlossener TVFA für Festigkeits- und Materialprüfung, die mich bei der Versuchsbearbeitung unterstützt haben. Herrn Prof. Dr.techn. Enrico Eustacchio und Dipl.-Ing. Josef Lindner gilt mein besonderer Dank für die Unterstützung bei der Herstellung des Versuchskörpers bzw. bei der Versuchsdurchführung an der Ziehharmonikaplatte.

Ein herzlicher Dank an meine Familie, die mich in den letzten zehn Jahren der Bearbeitung des umfangreichen Themas unterstützte und Geduld bewiesen hat.

Kurzfassung

Der Unterschied zwischen integralen und konventionellen Brücken besteht darin, dass bei integralen Brücken auf Lager und Fugen verzichtet wird. Bei der Planung eines Brückenobjektes, ohne bewegliche Lagerung des Überbaus auf dem Unterbau, empfiehlt sich eine vernetzte Zusammenarbeit von Geotechnikern und Tragwerksplanern, weil sich Bauwerk und Baugrund gegenseitig beeinflussen. Einige Vorteile der „einfachen“ Konstruktion eines monolithischen Brückenrahmens ohne Fahrbahnübergänge und Lager sind die dauerhafte Dichtigkeit im Übergangsbereich, die Steigerung des Fahrkomforts, geringere Wartungs- und Instandhaltungskosten und eine längere Lebenserwartung.

Das Zusammenwirken zwischen der integralen Brücke, des Baugrunds bzw. der Hinterfüllung und der durchgehenden Fahrbahn bietet noch ein mannigfaltiges Forschungsspektrum. Die Relativbewegungen zwischen dem Erdreich und dem Widerlager, infolge der zyklischen Belastungen, primär ausgelöst durch die jahreszeitlichen und täglichen Temperaturschwankungen des Überbaues, führen zu Verdichtungen und Setzungen in der Hinterfüllebene.

Diese Bewegungen sind bei integralen Brücken mit größeren Längen maßgebend für die Veränderung des Erddrucks über die Lebensdauer. Der numerisch ermittelte veränderliche Erddruck zu Folge der oben erwähnten Verformung über die gesamte Lebensdauer der Brücke wird in dieser Arbeit mit bestehenden Ansätzen verglichen.

Neben der wichtigen Frage des Erddruckverhaltens, wird noch das vielleicht wichtigste Problem der integralen Brückenbauweise behandelt, nämlich die Frage, wie man eine robuste monolithische integrale Fahrbahnübergangskonstruktion ausbildet. Hiefür wird ein Lösungsvorschlag in Form einer flexiblen Asphalt-Stahlbetonverbundkonstruktion entwickelt. Dabei soll die relative Bewegung zwischen Bauwerk und Damm nicht zu Schädigung des Fahrbahnbelages führen. Die Funktionstüchtigkeit dieser Konstruktion wird sowohl numerisch, als auch experimentell untersucht.

Summary

Difference of an integral to a conventional bridge is the non-existence of bears and joints. This leads to stronger interaction between construction and soil. Integral Bridges require teamwork between geotechnical and structural engineers. The benefits of a simple construction of a frame bridge without expansion joints are watertightness, smooth riding, reduced maintenance, and long life expectancy.

The interaction between integral bridges and the subsoil induces interesting problems because cyclic loading due to heating and cooling causes the superstructure to move relatively to the abutment-backfill. These movements are small, but can be pretty important from an engineering point of view. Conventional abutment with expansion joints and bearings do not move due to changes during seasonal and daily temperature variations, other effects for example earth pressure on the backside of the abutment are really stable.

Approach slabs at integral bridges have much more responsibilities. In addition to the well-known functions of an approach slab, which are to overspan the void over the backfill and to create a ramp for differential settlement among the abutment and the embankment, the integral approach slab has to provide a solution for the differential movement of the approach pavement and the bridge pavement.

The aim of the research project is to investigate the variable horizontal pressure due to backfill and embankment on the integral abutment over the lifetime of the bridge construction and to compare the results with common rules. The second part consist in the systematic study and an experiment of an innovative flexible transitional construction.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Geschichtliches	1
1.2	Geschichte der integralen Brücken	3
1.3	Problemstellung	5
1.3.1	Verschiebungen und Verdrehungen an den Überbauenden	5
1.4	Zielsetzung	9
2	Integrale Brücken / Boden-Bauwerks-Interaktion	12
2.1	Allgemeines	12
2.2	Stand der Technik	12
2.3	Verformungen	14
2.3.1	Temperatur	14
2.3.2	Kriechen, Schwinden und Relaxation	16
2.3.3	Vorspannung	18
2.3.4	Weitere Verformungsanteile	18
2.3.5	Superponieren von Verformungen	18
3	Boden-Bauwerks-Interaktion - Berechnungen	19
3.1	Boden-Bauwerks-Interaktion	19
3.2	Mobilisierter Erddruck	20
3.3	Mobilisierter passiver Erddruck (Sommerstellung)	22
3.3.1	Ansatz der ÖNORM B 4434 (1993) nach FRANKE (1989)	23
3.3.2	Ansatz der Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras (2000) nach CLOUGH u. DUNCAN (1991)	24
3.3.3	Ansatz nach VOGT (1984)	26
3.3.4	Ansatz der DIN 4085 (2011) nach BARTL (2004)	27
3.3.5	Ansatz der BA42/96 (2003) nach ENGLAND et al. (2000) und nach GOH (2001)	28
3.3.6	Ansatz der ASTRA 12004 Brückenende (2011) nach ENGLAND et al. (2000), GOH (2001) bzw. UK BA 42/96 (2003)	30
3.3.7	Vergleich mobilisierter passiver Erddruck (Sommerstellung)	31
3.3.8	Erddruckverlauf	37
3.4	Auswirkungen des normiert ermittelten mobilisierten passiven Erddruckes auf die Längsausdehnung des Tragwerkes	39
3.5	Mobilisierter aktiver Erddruck (Winterstellung)	40
4	Boden-Bauwerks-Interaktion - Numerische Berechnungen	41
4.1	Modellierung	41
4.1.1	Eingabe der Abmessungen der beispielhaften Aufgabenstellung	42
4.1.2	Materialmodelle und Materialkennwerte	42
4.2	Validierung und Verifizierung der zyklischen Versuchsergebnisse von ENGLAND et al. mittels einer FE-Berechnung	47
4.3	Numerische Berechnung der Erddruckzunahme zufolge zyklischer Widerlagerverformungen	50

4.3.3	Numerische Berücksichtigung der Bau- und Jahreszyklusphasen	50
4.4	Ideale Ausführungszeit bzw. idealer Zeitpunkt des Fugenschlusses Überbau-Unterbau	55
4.5	Beispielhafte 3D Berechnungsmodelle	57
5	Problemstelle Übergangsbereich	60
5.1	Einschränkungen des Übergangsbereiches	60
5.2	Internationale integrale Brückenenddetails	63
5.3	Ziehharmonikaplatte	65
5.3.1	Einleitung.....	65
5.4	Bituminöser Belag.....	65
5.4.2	Fehlstellen im Asphalt - Risse, Ausbrüche, Schlaglöcher, etc.....	66
5.4.3	Reduktion der Zugspannungen im Belag	68
5.5	Entwicklung der Ziehharmonikaplatte	69
5.5.4	Aufbau und Wirkungsweise der Ziehharmonikaplatte	70
5.6	Bauteilversuch Ziehharmonikaplatte I.....	72
5.7	Bauteiloptimierung der Ziehharmonika	74
5.8	Bauteilversuch Ziehharmonikaplatte II	76
5.9	Ergebnisse des Bauteilversuchs Ziehharmonikaplatte II.....	89
5.10	Analytische Betrachtung der Bauteilversuche	89
5.10.1	Numerische Betrachtung des Bauteilversuches I (Ziehharmonika ohne bituminösen Belag).....	89
5.10.2	Numerische Betrachtung des Bauteilversuches II (Ziehharmonika einschließlich bituminösen Belag).....	91
6	Zusammenfassung und Ausblick	93
6.1	Zusammenfassung	93
6.2	Ausblick	94
Anhang A0	Verzeichnisse	95
	Formelzeichen	95
	Literaturverzeichnis	97
	Abbildungsverzeichnis	101
	Tabellenverzeichnis	104
Anhang A1	– Berechnungsunterlagen	105
Anhang A2	– Herstellung und Versuchsaufbau Ziehharmonikaschleppplatte	107
	Fotodokumentation.....	107
	Materialprüfung.....	115
	Beton 115	
	Betonstahl	117

1 Einleitung

1.1 Geschichtliches

Die Geschichte des Brückenbaues beginnt in der Urgeschichte. Oftmals werden umgestürzte Bäume als Beginn des Brückenbaues angesehen. Die „Baumbrücken“ als solche wurden aber nicht von Menschenhand errichtet. Somit stellt sich die Frage, inwieweit diese als Bauwerke gewertet werden können.

Bei Naturvölkern findet man einfache Brücken aus Holz und Lianen, daher ist anzunehmen, dass die ersten von Menschenhand geschaffenen Brücken aus ebensolchen Konstruktionen resultierten. In der chinesischen Kultur wurden schon vor langer Zeit Brückenbauwerke aus Steinbalken entwickelt, die Spannweiten bis zu 18 Meter überbrückten. Bögen und Gewölbe aus Stein sind uns aus der Römerzeit bekannt. Die bekanntesten Bauwerke der damaligen Zeit sind die Engelsbrücke von Hadrian (ca. 130 n. Ch.), der Ponte Pietra in Verona (ca. 100 v. Ch.). Schon damals wurden Tragwerke über ganze Täler errichtet, die aber nicht dem Personenverkehr, sondern primär der Wasserversorgung dienten. Eines der bekanntesten Beispiele hierfür ist der Pont du Gard bei Nîmes in Südfrankreich (180 n. Ch.). Weit gespannte Steinbrücken entstanden in weiterer Folge im vorigen Jahrtausend, wobei sich zunehmend der Gewölbestich reduzierte.¹

Die erste gusseiserne Brücke wurde 1777 bis 1779 in Großbritannien erbaut. In der Folge wurden Holz und Stein als Brückenbaumaterial größtenteils von Gusseisen abgelöst. Diese „Iron Bridge“ in Coalbrookdale, erbaut von ABRAHAM DARBY III, überspannte den Severn mit einer Spannweite von 30 Metern.

Durch die Entwicklung der Eisenbahn und der Industrialisierung ergab sich ab Mitte des 19. Jahrhunderts der Bedarf größerer Brückentragwerke. Diese wurden meist aus Stein und Eisen ausgeführt. Zu den bedeutendsten Bauwerken dieser Zeit zählen die Britannia-Brücke von ROBERT STEPHENSON, die Semmeringbahn von CARL RITTER VON GHEGA (zum Beispiel der Viadukt über die kalte Rinne), die Firth of Forth-Brücke (521m Spannweite) von BENJAMIN BAKER und JOHN FOWLER, der Garabit-Viadukt von GUSTAV EIFFEL und der Viaur-Viadukt von PAUL-JOSEPH BODIN.

Der Verrugas-Viadukt von ANTHONY WALTON WHITE EVENS und LEFFERT L. BUCK, gebaut für die peruanische Andenbahn, ist eines der bedeutendsten Brückentragwerke dieser Zeit in Südamerika. Früher und nördlicher davon entstand in den Vereinigten Staaten eine der ersten weit gespannten gusseisernen Eisenbahnbrücken von JOHN AUGUST RÖBLING.²

Die Lastabtragung der ersten gusseisernen Brücken basierte auf der Membrantragwirkung des Bogens. Hierbei wurde, das bisher verwendete Material Stein für Bögen und Gewölbe durch die größere Verfügbarkeit des Werkstoffes Gusseisen eingesetzt. Die daraus resultierenden schmiedeeisernen Stabtragwerke (Portage-Viadukt der Erie Eisenbahn) wurden weiterentwickelt. Der Werkstoff Schweißblech, der bei der Britannia-Brücke eingesetzt wurde, und die statische Lastableitung waren noch nicht erforscht, sodass Mitte des 19. Jahrhunderts Modellversuche durchgeführt wurde.

¹ Fritz Leonhardt, *Vorlesungen über Massivbau, 6. Teil Grundlagen des Massivbrückenbaus*, Springer Verlag Berlin/Heidelberg, 1979, Seite 9-10

² Peter Marti et al., *Schweizer Eisenbahnbrücken*, vdf, Hochschulverlag Zürich, Zürich, 2001, Seite 10-57

In diese Zeit fällt auch die Entwicklung des Eisenbetons durch Herrn JOSEPH-LOIS LAMBOT, FRANÇOIS COIGNET, THADDEUS HYATT und JOSEPH MONIER. Bei den ersten Konstruktionen aus diesem neuen Material ersetzte der Baustoff Beton den Werkstoff Stein. Allerdings überspannten die ersten Brückentragwerke aus dem wieder neu erfundenen Beton nur geringe Weiten.^{3,4}

Bis zur Mitte des 20. Jahrhunderts steigerte sich die Spannweite der errichteten Brücken signifikant. Ein markantes Beispiel stellt die Sandö-Brücke in Schweden mit einer Gesamtlänge von 810m und einer Bogenspannweite von 264m dar.⁵

An dieser Stelle ist es notwendig, den Schweizer Brückenbaumeister ROBERT MAILLART (1872-1940) zu erwähnen. Seine Stahlbetontragwerke, allen voran die Salginatobelbrücke, sind nicht auf Grund ihrer Spannweiten von großem Interesse, sondern bestechen durch ihre außergewöhnliche gelungene Konstruktionsweisen und Details. Seine Bauwerke finden auch bei namhaften Architekten (MAX BILL, PANOS DJELEPY, ...) auf Grund ihrer klaren Formgebung großes Lob und Anerkennung.⁶

Eine weitere herausragende Größe auf diesem Gebiet findet sich im französischen Brückenbauer EUGÈNE FREYSSINET (1879-1962). Er beobachtete als einer der Ersten das Phänomen des Schwindens und Kriechens. Seine Patentschrift aus dem Jahre 1928 war ein Meilenstein in der Entwicklung des Spannbetonbaues.⁷

Zwar hatten schon einige vor ihm die Idee, Beton vorzudrücken. HENRY JACKSON (1886), W. DÖHRING (1888), M. Koenen (1906), K. WETTSTEIN (1919) und R. H. DILL (1923) versuchten unabhängig voneinander Spannbeton herzustellen.⁸

Die ersten Spannbetonbrücken wurden in den dreißiger Jahren des letzten Jahrhunderts errichtet. FRANZ DISCHINGER sah bei der Bahnhofsbücke Aue um 1935 Spannglieder außerhalb des Betonquerschnittes vor, welche nachgespannt werden konnten. Heute wird dieses Spannsystem als externe Vorspannung bezeichnet. Diese Brücken verfügten über Fugen und Gelenke in den einzelnen Feldern. Deshalb sollte an dieser Stelle die erste Durchlaufträgerbrücke mit einer Spannweite von 2 mal 62m, welche von GUSTAVE MAGNEL 1948 geplant wurde, besonders erwähnt werden.

Ab der Mitte des letzten Jahrhunderts begann eine ungeahnte Dynamik in der Entwicklung der Vorspanntechnik, und von dieser revolutionierten Baumethode profitierte auch die weitere Brückenbautechnik. FRITZ LEONHARDT (1909-1999), ein deutscher Brückenbauer, trieb die Innovation nicht nur in seinem Heimatland voran.⁹

Die erste vorgespannte Balkenbrücke mittels Freivorbau entstand 1950 unter der Leitung von ULRICH FINSTERWALDER. Die Lahnbrücke bei Balduinstein war die erste Brücke, die von den Pfeilern aus symmetrisch als

³ Fritz Leonhardt, *Vorlesungen über Massivbau, 1. Teil Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*, 3. Auflage Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1984; Seite 1-2

⁴ Peter Marti et al., *Robert Maillart Betonvirtuose*, 2. Auflage, vdf, Hochschulverlag Zürich, Zürich, 1998; Seite 13

⁵ Sven Ewert, *Brücken, Die Entwicklung der Spannweiten und Systeme*, Ernst und Sohn, Berlin, 2002; Seite 201

⁶ Peter Marti et al., *Robert Maillart Betonvirtuose*, 2. Auflage, vdf, Hochschulverlag Zürich, 1998; Seite 9-68

⁷ Fritz Leonhardt, *Spannbeton für die Praxis*, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin München Düsseldorf, 1973; Seite 625

⁸ Ben C. Gerwick Jr., *Construction of prestressed Concrete Structures 2nd Edition* John Wiley & Sons, New York, 1993; Seite 2

⁹ Fritz Leonhardt, *Vorlesungen über Massivbau, 5. Teil Spannbeton*, Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1980, Seite 13-15

Kragträger ohne konventionelle Rüstung abschnittsweise bis zum Fugenschluss in der Mitte der Spannweite vorgebaut und vorgespannt wurde.^{10,11}

Der Beginn dieses Bauverfahrens erfolgte mit einer Spannweite von knapp über 60m, und heutzutage werden Spannweiten von über 300m erzielt. 320m überspannte die Brotonne-Brücke von JEAN MULLER, ein Spannbetonhohlkasten über die Seine mit Schrägkabeln schon 1977.¹² Die Entwicklung der Spannweiten scheint kein Ende zu nehmen, und so wird die Sutong Brücke in China mit einer Stützweite von 1088 m im Herbst 2012 bereits von der Russki-Brücke mit 1104 m in Wladiwostok, Russland überboten.¹³

Weiters liegen schon seit geraumer Zeit Entwürfe für die Brücke über die Meereseenge von Messina vor. PIER LUIGI NERVI, einer der anerkanntesten italienischen Brückenbauer legte 1969 einen Entwurf vor, der eine Hängebrücke mit zwei im Querschnitt V-förmig verlaufenden Tragkabeln mit einer Spannweite von über 3000 m vorsieht.¹⁴

CHRISTIAN MENN entwickelte für diese Spannweite ein Konzept, das eine Hängebrücke und eine Schrägseilbrücke vereint.¹⁵

Nach der Aufzählung dieser außergewöhnlichen Bauwerke muss man sich aber vor Augen führen, dass die Mehrzahl der Brücken in Österreich Brückenlängen bis zu maximal 60 m aufweisen. Weiters sei erwähnt, dass in den österreichischen Regelwerken Brücken ab einer Spannweite von 2 m angesehen werden.¹⁶

1.2 Geschichte der integralen Brücken

Die natürliche Steinbögen bzw. Steinbrücken, die vor allem im Arches-Nationalpark in Utah in den USA vorkommen, dienen uns heute als Vorbilder für Integrale Brücken. Diese „Konstruktionen“ sind uralt.¹⁷

Die von Menschenhand gefertigten bereits erwähnten Brückentragwerke sind auch Vorstufen der integralen Brücken. Die erste integrale Brücke ist nicht bekannt, jedoch sind die Aquädukte und Viadukte bei den antiken Römern, Brückenkonstruktionen die keine Lager und Fahrbahnübergänge aufweisen. Jedoch weisen die Engelsbrücke von Hadrian in Rom (ca. 130 n. Ch.), der Ponte Pietra in Verona (ca. 100 v. Ch.) und der Pont du Gard bei Nimes (180 n. Ch.) eine Vielzahl an Fugen zwischen den einzelnen Steinen auf.

Die 1851 fertiggestellte Göltzschthalbrücke ist die größte Ziegelsteinbrücke der Welt und weist wie die oben aufgezählten Tragwerke keine Lager und Fahrbahnübergang auf. Somit wäre auch dieses imposante Tragwerk mit einer Länge von 574m und einer Höhe von 78m nach der derzeitigen Definition eine integrale Brücke.

Die Definition der Integralen Brücke laut dem Integralen Brücke – Sachstandsbericht ist wie folgt eine Brücke ohne Lager und ohne Fugen im Überbau sowie zwischen Überbau und Widerlagern.¹⁸

¹⁰ Cengiz Dicleli, *Ingenieurporträt Ulrich Finsterwalder*, db – deutsche bauzeitung, 10/06, 2010, Seite 80, Zugriff über www.db-bauzeitung.de/files/db_essays/db1006ingenieurportraet.pdf am 28.1.2012

¹¹ Thomas Vogel et al., *Christian Menn Brückenbauer*, Birkhäuser Verlag, Basel 1997, Seite 81

¹² Fritz Leonhardt, *Vorlesungen über Massivbau*, 6. Teil Grundlagen des Massivbrückenbaus, Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1979, Seite 9-10

¹³ Lars Hauge, Erik Yding Andersen, *Taller, Longer, Lighter - Meeting growing demand with limited resources: IABSE-IASS 2011 London Symposium Report*, 2011, Seite 3

¹⁴ Pier Luigi Nervi, *Pier Luigi Nervi*, Artemis-Verlag, Zürich, 1982, Seite 229

¹⁵ Thomas Vogel et al., *Christian Menn Brückenbauer*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1997, Seite 96

¹⁶ RVS 06.01.41 *Leistungsbilder Planung Brücken*, FSV, 2010, Seite 2

¹⁷ Martin P. Burke Jr., *Integral and Semi-Integral Bridges*, Wiley-Blackwell, West Sussex, 2009

Einige Publikationen bezeichnen auch diese gemauerten Brücken als die ersten integralen Brücken¹⁹. Jedoch weisen diese Brücken eine Vielzahl an Mörtelfugen auf und sind daher aus Sicht des Autors nicht als fugenlose Bauwerke zu bezeichnen. In den Vereinigten Staaten gibt es jedoch Hinweise, dass in Colorado bereits um 1905 integralen Brücken errichtet wurden. Jedoch erst nach 1930 wurde die fugenlose Baumethode von der staatlichen Infrastrukturabteilung akzeptiert²⁰.

In den Vereinigten Staaten wird das Objekt “State Route 50 Bridge over Happy Hollow Creek” aus dem vorigen Jahrhundert mit einer Länge von 1175 Fuß (358,14 m) als derzeit größte fugenlose Betonbrücke mit integralen Widerlagern bezeichnet. Neben diesem Objekt wurden auch schon Integrale Stahlbrücken mit Längen von bis zu 150m integral ausgeführt.

Die Verformungen, dieser großen integralen Bauwerke betragen einige Zentimeter am Brückenende. Diese Ausdehnungen und Verkürzungen gilt es im Bereich des Widerlagers dauerhaft aufzunehmen.

¹⁸ Walter Kaufmann, Forschungsbericht Nr. 629, *Integrale Brücken – Sachstandsbericht, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, Bern, 2008, Seite 2*

¹⁹ Bhavik R. Shah et al., *Effects of ambient temperature changes on integral bridges, Report No. K-TRAN: KSU-06-2, Kansas Department of Transportation, Kansas, 2008, page 3*

²⁰ Hassiotis, A.S., and Roman, E.K. *Survey of current issues on the use of integral abutment bridges, Bridge Structures, Vol. 1, No. 2, June 2005, 81 – 101*

1.3 Problemstellung

1.3.1 Verschiebungen und Verdrehungen an den Überbauenden

Bei Brücken mit großen Tragwerkslängen können, nennenswerte Längenänderungen aus Temperaturschwankungen am Überbau resultieren.²¹ Zusätzliche Verformungen am Brückenende, zwischen Widerlager und Tragwerk, entstehen aufgrund last- und materialbedingter Verformungen. Beim Beton spielen in diesem Zusammenhang das Kriechen und das Schwinden eine große Rolle.

Auch Verformungen durch das Anfahren und Bremsen von Fahrzeugen müssen berücksichtigt werden.

Die Beschleunigung des Brückentragwerkes infolge eines Erdbebens führt ebenfalls zu relativer Bewegung zwischen Baugrund und Bauwerk.

Weiters sind auch Verformungen aufgrund von Anpralllasten zu erwähnen, welche teilweise trotz Maßnahmen bzw. Vorkehrungen berücksichtigt werden müssen.²²

Die Durchbiegungen des Haupttragwerkes infolge der ständigen und veränderlichen Lasten können ebenso entsprechend den Lagerungsbedingungen im Bereich des Fahrbahnüberganges zu Verformungen führen.

Bei Spannbetonbrücken mit interner Vorspannung im oder ohne Verbund bzw. mit externer Vorspannung oder teilweisen Kombinationen der Vorspannung entstehen Verkürzungen aufgrund der Vorspannkkräfte bzw. kriechende Verformungen im Beton.

Unterschiedliche Senkungen der Gründungen führen zu Stützensetzungen und/oder -schiefstellungen. Ebenso können Pfeilerkopferschiebungen auch infolge von Abtriebskräften, Imperfektionen und Verformungen gemäß Theorie II. Ordnung entstehen.

Fahrbahnübergänge sind daher genötigt, die Verformungen zwischen dem Dammbereich vor einer Brücke und dem Brückentragwerk aufzunehmen. In diesem Zusammenhang wird auch der Begriff von Fahrbahn- und Dilatationsfugen verwendet. Bei kleineren Tragwerken sind aufgrund der erwarteten geringeren Verformungen oft Belagsschnitte ausreichend. Hierbei sind die Zulassungen, Verordnungen etc. der jeweiligen zuständigen staatlichen Institution zu beachten. Bei Überschreiten zugelassener Werte kann je nach Dehnweg und je nach Zusatzbedingungen auf mehrere Konstruktionen zurückgegriffen werden. Die wasserdurchlässigen Übergänge werden aufgrund der Verschmutzung und Durchfeuchtung des Widerlagers, der Tragwerksenden und der Lager und der Belastung dieser Bereiche durch das im Winter erforderliche Streusalz in unseren Breiten nicht verwendet. Somit werden an dieser Stelle auch nur wasserdichte Dilatationen angeführt. Als wasserundurchlässige Übergänge werden elastische Belagsdehnfugen, Mattenübergänge, Lamellenübergänge, Fingerübergänge, Gleitfinger- und Gleitblechübergänge (auch oftmals als Schleppblechübergänge bezeichnet) und Gleitplattenübergänge bzw.

²¹ BAST, Übergänge, Zugriff über www.bast.de/nr_42748/DE/Aufgaben/abteilung-b/referat-b2/uebergaenge/uebergaenge.html am 28.1.2012, 22:12

²² ASFINAG Planungshandbuch Brücke Bau V.3.0, Wien, 2011, Zugriff über www.asfinag.net am 06.06.2013

Rollverschlüsse mit Dichtmembranen verwendet. Diese Aufzählung ist nicht vollständig und stellt nur die gängigsten erprobten Lösungen dar.

Neben den geometrischen Bedingungen aus dem Titel „Verschiebungen und Verdrehungen“, die die Fahrbahnfugen aufnehmen müssen, wirken auch enorme Belastungen auf diese ein. So beschrieb erstmals TSCHEMMERNEGG 1973 diese Gegebenheiten in dem Bericht „Messungen von Vertikal- und Horizontallasten beim Anfahren, Bremsen und Überrollen von Fahrzeugen auf einem Fahrbahnübergang“. Neben diesen heutzutage normativ zu berücksichtigenden Belastungen entstehen durch herkömmliche Verunreinigungen und Verschmutzungen, durch unsachgemäße bzw. unregelmäßige Instandhaltungen und Wartungen zusätzliche Belastungen.²³ Oft genügen geringe Unebenheiten, aus denen enorme Stoßbelastungen auf diese Konstruktionen entstehen können.²⁴

Auch die Fahrzeuge des Winterdienstes, allen voran Schneepflüge, beeinflussen die Lebensdauer maßgeblich, da kleinste geometrische Konstruktionsabweichungen bei der Schneeräumung abgeschert und somit beschädigt werden. Daher ist es nicht verwunderlich, dass robuste und kräftig verankerte Elemente der Übergangskonstruktionen zum Teil schon nach einigen Jahren auf hochfrequentierten und vorbildlich geräumten Straßenabschnitten stark abgenutzt bzw. defekt sind. Ihre Funktionen, die freien Bewegungen am Brückende zwischen Tragwerk und Widerlager wasserdicht aufzunehmen und ein komfortables Passieren des Spaltes für die Verkehrsteilnehmer zu gewährleisten, werden somit nicht mehr erfüllt. Auch langjährig erprobte Konstruktionen weisen unter diesen Bedingungen eine geringere Lebensdauer auf, wie teilweise in der Literatur vermerkt.²⁵

Das Versagen nach einiger Zeit und die damit gegebenen Auswirkungen wie durchnässte Widerlager und dadurch herbeiführte Folgeschäden im Bereich der Schottermauer, der Lagerbank und der Lager führen somit zu aufwändigen Instandsetzungsarbeiten. Hierbei kommt es notgedrungenermaßen zu einem Austausch der gesamten Übergangskonstruktion. Die häufigen Sanierungsmaßnahmen an den beschädigten Fugen über die gesamte Brückenlebensdauer verursachen meist Verkehrsbehinderungen und hohe Kosten.

²³ RVS 15.04.51 Brücken Brückenausrüstung Übergangskonstruktionen Ausführungsbestimmungen, FSV, Wien, 2010, Seite 32

²⁴ Fritz Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau, 6. Teil Grundlagen des Massivbrückenbaus, Springer Verlag Berlin/Heidelberg, 1979, Seite 213

²⁵ „Nach 40 bis 50 Jahren muss auch mit Instandsetzungsarbeiten ... an den mechanischen Komponenten (Lager und Fugenkonstruktionen etc.) gerechnet werden, ...“ Christian Menn und Johann Kolleger, Mehlhorn – Handbuch Brücken, Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 2007, Seite 139

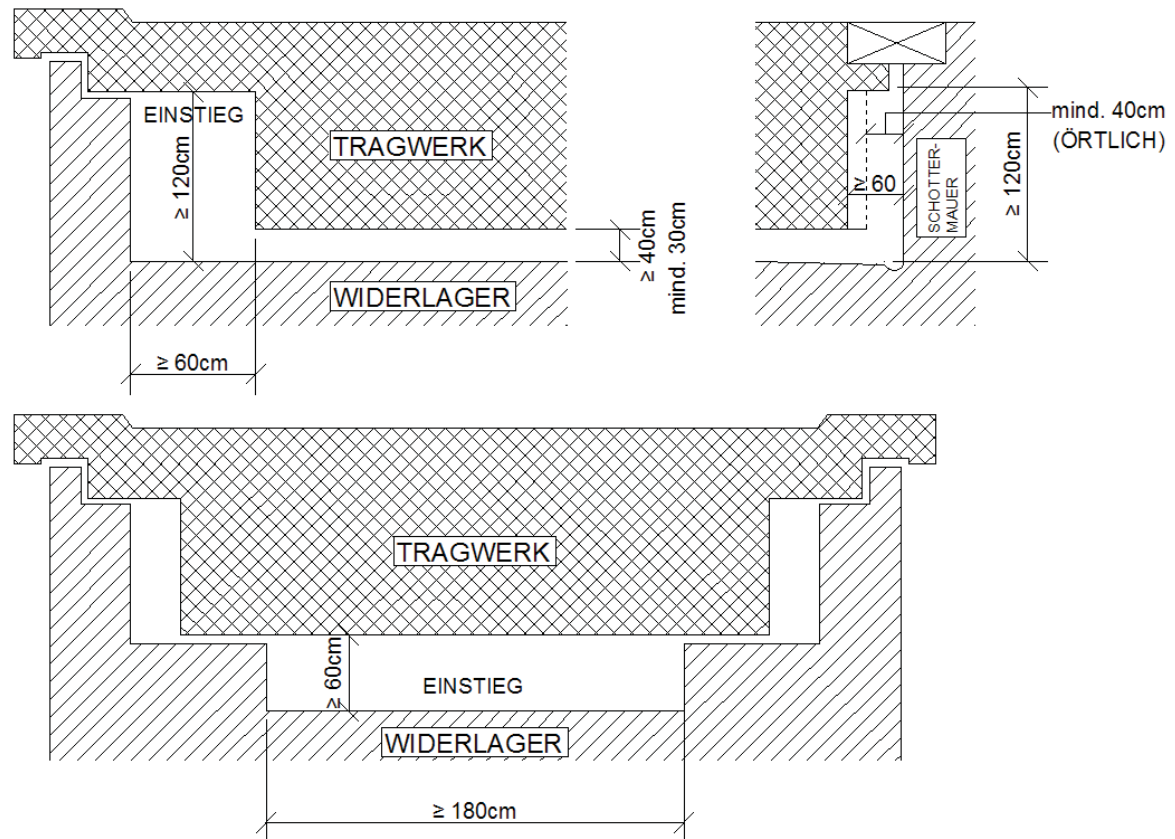


Abbildung 1. Prüf- und kontrollierbare, begehbare konventionelle Brückenwiderlager gemäß RVS 15.02.11²⁶

Figure 1. Visitable and verifiable, conventional bridge abutment according to RVS 15.02.11

Weiters erfordern die regelmäßigen Kontrollen und Prüfungen der Übergänge begehbare Brückenwiderlager, die aufwändiger konstruiert sind. Zusätzliche Nachteile für den Anrainer und Benutzer von Fahrbahnübergangskonstruktionen sind erhöhte Lärmemissionen und eine Verringerung des Fahrkomforts. Durch den Einbau einer Einhausung an der Unterseite und durch Aufschweißen bzw. Aufschrauben von Rauten bzw. den Einsatz von Fingerübergangsplatten können diese Beeinträchtigungen verringert werden.²⁷

Neben den Fahrbahnübergängen sind bei konventionellen Brücken auch Lager angeordnet. Freie bewegliche Brückenlager nehmen die resultierenden vertikalen Auflagerkräfte des Tragwerkes auf und leiten sie an die Unterbauten weiter. Feste Lager bzw. Führungslager nehmen auch horizontale Kräfte auf. Die beweglichen Lager erlauben Verschiebungen und Verdrehungen und ermöglichen hiermit weitgehend zwängungsfreie Konstruktionen. Lediglich geringfügige Rückstellkräfte wirken aufgrund der gestatteten Verschiebungen und Rotationen dieser Brückenausrüstungsteile auf die benachbarten Bauteile ein. Folglich kann mit Hilfe der Lager der Einfluss schwierig

²⁶ RVS 15.02.11 *Brücken Entwurf und Planung Planungsgrundlagen Vorkehrungen zur Brückenprüfung und –erhaltung*, FSV, Wien, 2003, Abb.2 ,Seite 2

²⁷ BAST, *Übergänge*, Zugriff über www.bast.de/nr_42748/DE/Aufgaben/abteilung-b/referat-b2/uebergaenge/uebergaenge.html am 28.1.2012, 22:12

zu quantifizierender Zwangsschnittgrößen reduziert und ein möglichst statisch bestimmtes Tragwerk konstruiert werden.²⁸

Durch diese punktuelle Lastübertragung müssen die vertikalen Auflagerkräfte auf wenige Bereiche gebündelt bzw. konzentriert werden.²⁹ Die konzentrierte Krafteinleitung an den Lagern bewirkt örtliche Spannungsspitzen und führt in den Betontragwerken zu Bewehrungskonzentrationen. Die dichten Bewehrungslagen können zu Problemen in der Ausführung, bei der Betoneinbringung und -verdichtung führen. Die zugelassenen Lagerarten in Österreich sind derzeit Elastomerlager, Kalottenlager und Topflager. Ein bewehrtes Betongelenk stellt ebenso ein Linienkipplager dar. Unbewehrte Betongelenke jedoch sind gemäß den gültigen Normen in Österreich nicht zulässig.³⁰

Bei älteren Tragwerken sind auch Rollenlager, Stelzenlager und Linienkipplager eingebaut. Für den Austausch von beschädigten Lagern bzw. für die Instandsetzung müssen im Vorfeld neben den Möglichkeiten für die Brückenprüfung auch Pressenanhebestellen geplant, dimensioniert und errichtet werden. Diese Instandsetzungsparameter bestimmen die Form des Pfeilers und des Pfeilerkopfes mit. So entstehen aufgrund der angeordneten Lager oft unästhetische, größere Pfeilerköpfe.

Die Lebensdauer von Brückenlagern ist im Verhältnis zur Brückenlebensdauer zeitlich stark begrenzt. Neben der mangelhaften Wartung dieser Bauteile, die immer eine potentielle Schwachstelle der Brücke darstellen, Fehler beim Einbau und die Beaufschlagung durch Sprühnebel kann im schlimmsten Fall durch chloridhaltiges Wasser im Bereich von kaputten Fahrbahnübergängen die Funktionsweise stark beeinträchtigt werden. Erfüllen die Lager ihre zugewiesene Aufgabe nicht mehr, so werden zwängungsfreie bzw. zwängungsarme Konstruktionen durch Zwangskräfte belastet, die in der ursprünglichen Bemessung nicht berücksichtigt wurden. Auch zukünftig ist es nicht wirtschaftlich, zwängungsfrei gelagerte Überbauten mit erheblichen Reserven zu dimensionieren, sodass signifikante Zwangsspannungen ohne Überbeanspruchungen aufgenommen werden können. Dadurch können bei defekter Lagerung Sicherheitsdefizite entstehen die im Extremfall bis zu einem Funktionsverlust der Brücke führen.

Nicht nur die Lager werden durch undichte Fahrbahnübergänge negativ beeinträchtigt, sondern auch die Verankerungen bei vorgespannten Brücken, die meist knapp unter den Übergängen platziert sind.

Der Wunsch nach robusten, langlebigen und wartungsarmen Tragwerken kann daher nur durch einen Vermeidung von fehleranfälligen Fahrbahnübergängen erreicht werden. Sollte es in weiterer Folge dazu möglich sein, die Lager einzusparen, so würden die oben erwähnten Vorteile noch verbessert werden.

²⁸ Walter Kaufmann, Forschungsbericht Nr. 629, *Integrale Brücken – Sachstandsbericht, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, Bern, 2008, Seite 1*

²⁹ Fritz Leonhardt, *Vorlesungen über Massivbau, 6. Teil Grundlagen des Massivbrückenbaus, Springer Verlag Berlin/Heidelberg, 1979, Seite 197*

³⁰ ÖNORM B 1992-2, *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Wien, 2008, Seite 26*

In Anbetracht der Wirtschaftlichkeit und Machbarkeit sind derzeit bei langen Tragwerken eine möglichst zwangungsfreie Lagerung und der Einsatz von Fahrbahnübergängen noch angebracht. Bei kürzeren Überbauten ist es angesichts der negativen Erfahrungen angezeigt, die Vor- und Nachteile der konventionellen Bauweise kritisch abzuwägen und/oder eine monolithische Konstruktion in Betracht zu ziehen. Bei monolithischen oder auch integralen Brücken wird auf Fahrbahnübergänge und Lager verzichtet. In der Literatur findet man daher auch die Bezeichnung fugen- und lagerlose Brücken. Brückenbauwerke, die ausschließlich im Bereich der Widerlager Fahrbahnübergangskonstruktionen oder Lager vorsehen, werden als semi-integrale Brückenobjekte bezeichnet.

Weitere erwähnenswerte Vorteile integraler Brücken sind die zum Teil geringeren Herstellungskosten, die aus dem Wegfall der Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen resultieren. Die Inspizierbarkeit und Wartung der Fahrbahnübergangskonstruktion und der Lager entfällt, und somit ist eine Begehbarkeit der Widerlager nicht mehr zwingend erforderlich, und die Abmessungen können reduziert werden (vgl. Abbildung 1). Die monolithische bzw. kontinuierliche Verbindung der Widerlager mit dem Tragwerk führt zu einem Wegfall der Schottermauern (auch Kammermauer genannt), und die Standsicherheit des gesamten Widerlagers bei hohen Widerlagerwänden ist durch die Abstützung des Widerlagers am Tragwerk wesentlich kostengünstiger zu bewerkstelligen. Die Widerlagerwand ist bei integralen Brücken oben ins Tragwerk und unten in die Gründung meist eingespannt und fungiert als gestütztes Stützbauwerk. Gelenkige Verbindungen des Tragwerkes und der Widerlagerwand bzw. der Widerlagerwand und der Fundierung mittels Betongelenke stellen derzeit nur Sonderlösungen dar.

Auch die Problematik der abhebenden Lager bei Brückentragwerken mit kurzen Randfeldern können durch das Eigengewicht des Widerlagers und der Widerlagergründung sowie mit Hilfe der partiellen negativen Mantelreibung bei Pfahlgründungen bzw. Schlitzfundierungen ausgeglichen werden. Dies ermöglicht größere Freiheiten in der Gestaltung und gegebenenfalls wirtschaftlichere Konstruktionen als bei herkömmlichen Brücken.

1.4 Zielsetzung

Am Beginn der Einleitung wurden als Vorbilder der Brücken zufällig über einen Bach gestürzte Baumstämme erwähnt.³¹

MEHLHORN und HOSHINO erwägen, dass als Vorbild vor langer Zeit auch eine Steinplatte, die ein Gewässer überbrückt, möglich gewesen sein kann. Die Natur zeigt auch heute noch natürliche Erscheinungen auf, die viele Merkmale einer Brücke beinhalten. Der Arches-Nationalpark im amerikanischen Bundesstaat Utah beherbergt eine große Anzahl natürlicher Steinbögen. (siehe Abbildung 2)

³¹ Gerhard Mehlhorn und Masaaki Hoshino, *Mehlhorn – Handbuch Brückenbau*, Springer Verlag, Berlin Heidelberg, 2007, Seite 2



Abbildung 2. Steinbrücken bzw. Steinbögen im Arches Nationalpark in Utah, USA³²

Figure 2. Stone formations at the arches national park in Utah, US

Diese durch Verwitterung und Erosion entstandenen Objekte sind gleichermaßen vergänglich wie unsere heutigen Brücken. Entstehen diese Rahmenbögen in Felsrippen ohne Beteiligung von fließendem Wasser, so spricht man von natürlichen Steinbögen. Natürliche Steinbrücken hingegen werden durch Wassereinwirkung geformt. Ebenfalls ist die Nutzung dieser Steingewölbe von Menschen als Brücke mitentscheidend. Die ältesten natürlichen Steinbögen bzw. Steinbrücken sind zwischen 5000 und 15000 Jahre alt und weisen Spannweiten über 90 m auf.³³ Da diese natürlichen Rahmentragwerke keine ersichtlichen Fugen zum Untergrund aufweisen, wäre es möglich, diese Bauwerke als Vorbilder für integrale Brücken auszulegen. Das stellt aber nur eine Mutmaßung dar.

Jedoch stellt der anstehende Fels, der bei den natürlichen Steinbögen und -brücken vorhanden ist, als Untergrund im österreichischen Brückenbau nicht die Regel dar. Wird das Brückenobjekt in bindigen und nichtbindigen Böden gegründet, so rufen die bereits erwähnten Verformungen Setzungen und bislang schwer kalkulierbare Erddruckkräfte hervor. Durch die behinderten Verformungen des Brückentragwerkes im Baugrund entstehen unvorhersehbare Zwangsspannungen im Tragwerk. Lässt sich die Bemessung einer Brücke von den Extrema, von

³² Foto: Simon Christen, Zugriff über www.nationalgeographic.com am 23.12.2013

³³ Neil Ardley, *Bridges*, Garrett Educational Corporation, Ada, 1990, Seite 8

volle Einspannung und gelenkiger Lagerung mit unbehinderter Längsverformung leiten, so führt dies unweigerlich zu einer unwirtschaftlichen Konstruktion.

In der vorliegenden Arbeit, die sich mit der Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund bei integralen Brücken auseinandersetzt, ist im ersten Teil das Ziel gesetzt worden, diese Wechselwirkung nachvollziehbar zu machen. Hierbei stehen die Ermittlung von Setzungen und der Zunahme des Erddrucks im Bereich der Widerlager im Vordergrund. Dazu ist es erforderlich ein geeignetes Berechnungsprogramm und Stoffgesetz zu eruiieren. Verschiedene Stoffgesetze werden diskutiert und verglichen. Dank aufwändiger Simulationen sollte es möglich sein, zukünftige Setzungen und Erddrücke im Bereich der Widerlager über den gesamten Lebenszyklus zu prognostizieren.

Eine weitere Zielsetzung des vorliegenden Werkes ist es, eine flexible Übergangskonstruktion aus Stahlbeton und Asphalt zu entwickeln. Das Zusammenwirken von Stahlbeton und Asphalt aufgrund Längenänderungen und Rissbildungen kann nur ungenügend mit den zur Verfügung stehenden Informationen nachgebildet werden. Daher wird zusätzlich ein Versuchsaufbau ausgearbeitet und ein Vorversuch im Maßstab 1:1,5 durchgeführt und mit den Berechnungen verglichen.

Abgerundet wird die nun vorgelegte Arbeit mit einem Ausblick auf weitere Lösungsvorschläge und Möglichkeiten, zukünftig auch längere Tragwerke monolithisch und somit auch wartungsarm auszubilden.

2 Integrale Brücken / Boden-Bauwerks-Interaktion

2.1 Allgemeines

Aufgrund der Tatsache, dass die monolithische Bauweise bei mehrfeldrigen bzw. weitgespannten Brücken noch auf keine lange Tradition zurückblicken kann, liegen noch sehr wenige Berichte über Langzeiterfahrung vor. So ist es nicht verwunderlich, dass bezüglich der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund noch Uneinigkeit zwischen den Wissenschaftlern, den statisch- konstruktiven Brückenbauern und den Geotechnikern herrscht. Aufgrund dieser fächerübergreifenden Problemstellung, die kaum von Statikern und von Bodenmechanikern allein gelöst werden kann, ist es erforderlich, die Aufgabe als Gemeinschaftswerk, sowohl in der Forschung als auch in der Planung zu betrachten. Die bisherigen Bodengutachten neigen dazu, konservativ Bodenparameter zu wählen. Für die Interaktion Bauwerk-Baugrund könnte diese Zugangsweise zu Überschätzungen der Membrankräfte im Überbau führen. Es stellt sich daher die Frage inwieweit obere Grenzwerte erforderlich sind. In einigen bisher vorliegenden Beispielen wurde daher als Sicherheitsmaßnahme im Bereich hinter dem Widerlager eine elastische Trennlage eingefügt und eine eigenstandsfeste Hinterfüllung ausgeführt. Dies wird mit Weicheinlagen aus expandiertem Polystyrol und einem bewehrten Erdkörper mit Geotextilieneinlagen bewerkstelligt. Bei Brücken mit einem geringen Abstand vom Widerlager zum Festpunkt ist diese Ausführung jedoch nicht wirtschaftlich, und Tragwerke mit Brückenlängen kleiner als 40 m sind zum Beispiel im österreichischen Autobahnen- und Schnellstrassennetz ohne solche Zusatzmaßnahmen auszuführen.³⁴

2.2 Stand der Technik

Die nationalen und internationalen Richtlinien weisen einen sehr unterschiedlichen Wissensstand auf. Umso bemerkenswerter ist die Tatsache, dass einige Länder, zum Beispiel Hessen in Deutschland, bzw. Organisationen mit ihren eigenen Planungsvorgaben großartige Vorarbeit leisten.³⁵

In Österreich ist derzeit die RVS 15.02.12 für die Bemessung und Ausführung von Integralen Brücken gerade in Ausarbeitung. Diese Richtlinie für das Straßenwesen wird in der nächsten Zeit von der Österreichischen Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr (FSV) herausgegeben werden.

In der Schweiz gibt es seit 2011 eine Richtlinie, die integrale Ausführungslösungen im Bereich der Brückenenden empfiehlt. Dieses Dokument regelt weiters die Berechnungsansätze für den erhöhten Erddruck infolge zyklischer Verformung und Nachverdichtung.³⁶ Dieses Regelwerk stützt sich auf den Sachstandsbericht bezüglich integraler

³⁴ ASFINAG Planungshandbuch Brücke Bau V.3.0, Wien, 2011, Zugriff über www.asfinag.net am 06.06.2013

³⁵ Heft 50, Fugenloses bauen, Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung, Wiesbaden, 2004

³⁶ Bundesamt für Strassen ASTRA, Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3 Brückenende, 2011, Zugriff über www.astra.admin.ch am 15.12.2013

Brücken von KAUFMANN und die Forschungstätigkeiten von MUTTONI an der École polytechnique fédérale de Lausanne.^{37, 38}

In Deutschland befindet sich eine Richtlinie des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten in der Veröffentlichungsphase.³⁹ Neben der bereits erwähnten Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung gibt es eine Vielzahl von Publikationen, Dissertationen und Vorträgen von BERGER, BRANDT, EGERER, ENGELSMANN, PELKE, PÖLZL, SCHLAICH, SCHÜLLER, und vielen weiteren namhaften Personen.^{40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47}

In Großbritannien wurde die Verwendung von Fahrbahnübergängen und Lagern bei Brücken ab 1996 eingeschränkt. Seit diesem Zeitpunkt sind bei Überbaulängen von bis zu 60m nur in Ausnahmefällen (z.B. erhöhte Längsneigung) Fugen und Übergänge anzuwenden. Daher stellen integrale Brücken die Regel dar. Das Regelwerk beinhaltet einige konservative Festlegungen. Der Temperaturexpansionskoeffizient von Beton ist zum Beispiel mit $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ um 20% über den österreichischen Werten festgelegt, und für das Hinterfüllungsmaterial bzw. das anstehende Erdreich ist $K_0 \geq 0,6$ anzusetzen (entspricht $\varphi \leq 24^\circ$).⁴⁸

Analog zu VOGT in Deutschland haben ENGLAND, BUSH und TSANG für das Vereinigte Königreich mittels Laborversuche die Erddruckzunahme aufgrund zyklischer Bewegungen untersucht und umfangreich dokumentiert.⁴⁹

In den Skandinavischen Ländern, allen voran in Finnland, existieren diverse Veröffentlichungen von KEROKOSKI und KOSKINEN.^{50, 51}

³⁷ Walter Kaufmann, *Forschungsbericht Nr. 629, Integrale Brücken – Sachstandsbericht, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, Bern, 2008*

³⁸ Aurelio Muttoni, *Ponts à culée intégrales, Forschungsprojekt AGB 2005/018, Bundesamt für Strassen, 2010*

³⁹ Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, *unveröffentlichte RE-ING Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten, Stand 15.04.2011*

⁴⁰ Matthias Schüller, *Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von Integralen Betonbrücken, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 10, Ernst & Sohn, Berlin, 2004, Seite 774-789*

⁴¹ Dieter Berger et al., *„Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken,“ Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 4, Ernst & Sohn, Berlin, 2004, Seite 295-303*

⁴² Stephan Engelsmann, *Integrale Betonbrücken: Entwerfen und Bemessen von Brücken ohne Lager und Fugen, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1998, Seite 188*

⁴³ Stephan Engelsmann et al., *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2000, Seite 124*

⁴⁴ Winfried Glitsch, *Renaissance der integralen Bauweise im Brückenbau, Ausgabe 1, 11. Symposium Brückenbau in Leipzig, Verlagsgruppe Wiederspahn, Wiesbaden, 2011, Seite 34-39*

⁴⁵ Dieter Berger et al., *Heft 50 Entwurfshilfe für Integrale Brücken, Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung, Wiesbaden, 2003*

⁴⁶ Michael Pötzl et al., *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und die konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 461, Beuth Verlag, Berlin, 1996, Seite 125*

⁴⁷ Michael Pötzl und Frank Naumann, *Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 100, Heft 8, Ernst & Sohn, Berlin, 2005, Seite 675-685*

⁴⁸ *Design Manual for Roads and Bridges, Part 12, BD 42/96 Amendment No. 1, „The Design of Integral Bridges“, UK Highways Agency, London, 2003, Seite 2/2 und 3/2*

⁴⁹ George L. England et al., *Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem, Thomas Telford, London, 2000, Seite 152*

⁵⁰ Olli Kerokoski, *Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments,“ Tampere University of Technology, Publication 605, Tampere, 2006, 136 Seiten*

⁵¹ Mauri Koskinen, *„Soil-structure interaction of jointless bridges on piles,“ Dissertation, Tampereen Teknillinen Korkeakoulu, 1997, Tampere, 184 Seiten*

In Spanien wurde ein Leitfaden für Integrale Autobahnbrücken schon um die Jahrtausendwende von der Straßenverwaltung herausgegeben.⁵² Dieses umfangreiche Regelwerk beinhaltet neben den Erddruckansätzen von CLOUGH und DUNCAN (siehe Abbildung 8 und Abbildung 9) auch diverse Skizzen und Berechnungsbeispiele.

Als einer der ersten hat BURKE in den Vereinigten Staaten zum Thema „Integrale Brücken“ einige Publikationen verfasst.^{53, 54, 55} Weiters wurde auch schon im letzten Jahrtausend ein Sachstandsbericht vom New Yorker Straßenamt herausgegeben.⁵⁶

Aus Kanada stammen einige Überlegungen bezüglich der Schleppplattenausbildung, die in vielen Publikationen weltweit übernommen bzw. weiter entwickelt wurden.^{57, 58}

Diese Auflistung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit und aufgrund der stetigen Weiterentwicklung und den gesammelten Erfahrungen ist es zu erwarten, dass in den kommenden Jahren noch viele Richtlinien und Publikationen erscheinen werden.

2.3 Verformungen

Äußere und innere Einwirkungen auf das Tragwerk führen zu Verformungen der Konstruktion. Die nachfolgenden Absätze durchleuchten die Einflüsse und die daraus unter Umständen resultierenden Komplikationen.

2.3.1 Temperatur

Die Erwärmung bzw. Abkühlung des Brückentragwerkes verursacht besonders bei Stahlkonstruktionen wesentliche Längsverformungen, aber auch bei Stahlbeton- und Verbundbrücken trotz massiger Querschnitte und geringer Wärmeleitfähigkeit des Betons ist die Ausdehnung bzw. Verkürzung infolge der Witterungseinflüsse bedeutend. Durch die retardierte Verformung des Überbaues aufgrund der Steifigkeit des monolithisch verbundenen Unterbaues und des anschließenden Bodens entstehen Zwänge im Brückenüberbau.

Für die Berechnung dieser Verformungen wird in Österreich der maximale und minimale konstante Temperaturanteil herangezogen. Diese Werte decken die Schwankungsbreite der mittleren Tragwerkstemperatur

⁵² *Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, Madrid, 2000, 108 Seiten*

⁵³ *Martin P. Burke Jr., Integral Bridges, Transportation Research Record, No 1275, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, 1990*

⁵⁴ *Martin P. Burke Jr., Integral Bridges: Atributes and Limitations". Transportation Research Record No 1393, National Research Council, Washington, D.C., USA, 1993*

⁵⁵ *Martin P. Burke Jr., The Genesis of Integral Bridges, Concrete International, Washington, 1996*

⁵⁶ *Jonathan Kunin und Sreenivas Alampalli, Integral Abutment Bridges: Current Practice in the US and Canada, Special Report, No. 132, TRDB, New York State Department of Transportation, New York, 1999*

⁵⁷ *Bridge Structure Design Criteria, Appendix C, Guidelines for Design of Integral Abutments, Alberta Transportation Service, Calgary, 2003*

⁵⁸ *Iqbal Husain und Dino Bagnariol, Performance of Integral Abutment Bridges, Report BO-99-04, Ministry of Transportation of Ontario, Toronto, 1999*

normativ ab. Die Berechnung der Tragwerkstemperatur basiert in Österreich lt. ÖNORM B 1991-1-5 auf die Außenlufttemperatur aus den 2-tägig gemittelten Tagesmaximum bzw. -minimum der Lufttemperatur, das einmal in einem Zeitraum von 50 Jahren auftritt und die Art des Brückenüberbaues.⁵⁹ Die Messungen von LEBET und UTZ zeigen eine gute Übereinstimmung mit den normativen Temperaturunterschieden.⁶⁰

In einigen europäischen Ländern werden abweichende Temperatúrausdehnungskoeffizienten (siehe UK; $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$)⁶¹ für Stahlbeton angegeben, aber auch die jahreszeitlichen maximalen Temperaturschwankungen werden in den einschlägigen Regelwerken mit geringeren Werten geregelt (siehe CH; Beton, $\Delta T = 40 \text{ K} (\pm 20 \text{ K})$; Verbund, $\Delta T = 50 \text{ K} (\pm 25 \text{ K})$).⁶²

Für die nachfolgenden Berechnungen in Kapitel 3 wurden neben den konstanten Temperaturanteil auch die Auswirkungen der linearen Temperaturanteile ermittelt.

Die Einschränkung der Verdrehungen durch die monolithische Bauweise kann Beanspruchungen im System verursachen. Durch die unterschiedliche Erwärmung und Abkühlung der Bauteiloberfläche entsteht eine vertikale Temperaturdifferenz im Tragwerk. Dieser Lastfall hat in den meisten Fällen für die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund keine signifikante Auswirkung, da die daraus resultierende Widerlagerkopfverdrehung bzw. Durchbiegung der Widerlagerwand sehr gering sind.

Die Bauteillängenänderung kann vorerst ohne Berücksichtigung des Zwanges infolge Behinderung durch die Multiplikation des Längsausdehnungskoeffizienten (α_T) mit dem konstanten Temperaturanteil und der Bauteillänge (L) ermittelt werden.⁶³ Wie bereits oben erwähnt werden folgende Temperaturkoeffizienten (α_T) für die Berechnungen im EN 1991-1-5 Tabelle C.1 angeführt:

- Baustahl $12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$,
- Verbundkonstruktionen $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$,
- Beton $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$,
- Beton mit Leichtzuschlag $7 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Beim Beton kann dieser Wert jedoch aufgrund der unterschiedlichen Zuschlagstoffe stark zwischen $6 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ bis $15 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ differieren. Die Ausdehnungen werden aufgrund der geringen Bandbreite der Jahres- und Tagestemperaturschwankungen nicht mit den temperaturabhängigen Ausdehnungskoeffizienten von den primären Brückenbaustoffen Beton und Stahl (siehe ÖNORM EN 1992-1-2 bzw. ÖNORM EN 1993-1-2) sondern mit den temperaturunabhängigen Temperaturkoeffizienten in den weiteren Berechnung ermittelt. Untersuchungen des α_T - Wertes bei Tragwerken, zum Beispiel beim Objekt S33.24 Marktwasserbrücke entlang der S33 Kremser

⁵⁹ ÖNORM B 1991-1-5, Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5, Wien, 2004, Abs. 4.1 Punkt (1), Seite 4

⁶⁰ Jean-Paul Lebet, und Stephann Utz, Effets de la température dans le dimensionnement des ponts, Forschungsbericht Nr. 580, Bundesamt für Strassen, Bern, 2005, Seite 100

⁶¹ Design Manual for Roads and Bridges, Part 12, BD 42/96 Amendment No. 1, "The Design of Integral Bridges", UK Highways Agency, 2003, Seite 2/2

⁶² ASTRA 12004, Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3 Bundesamt für Strassen Brückenende, Bern, 2011, Seite 25, Zugriff über www.astra.admin.ch am 15.12.2013

⁶³ ASTRA 12004, Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3 Brückenende, 2011, Bundesamt für Strassen, Bern, Seite 25, Zugriff über www.astra.admin.ch am 15.12.2013

Schnellstraße zeigten keine nennenswerten Abweichungen von den normativen Vorgaben. Die Probenwerte lagen bei dem oben angeführten Objekt zwischen $10,8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ bis $11,6 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.⁶⁴

Während der Errichtung des Tragwerkes können noch weitere zusätzliche Temperaturbelastungen auftreten. Diese wären die Hydrationswärme infolge des Abbindens des Betons und der Wärmeabfluss in das Tragwerk bei der Herstellung der bituminösen Fahrbahn. Die letztere Einwirkung zeigt sinngemäß nur bei besonders filigranen Konstruktionen Auswirkungen.

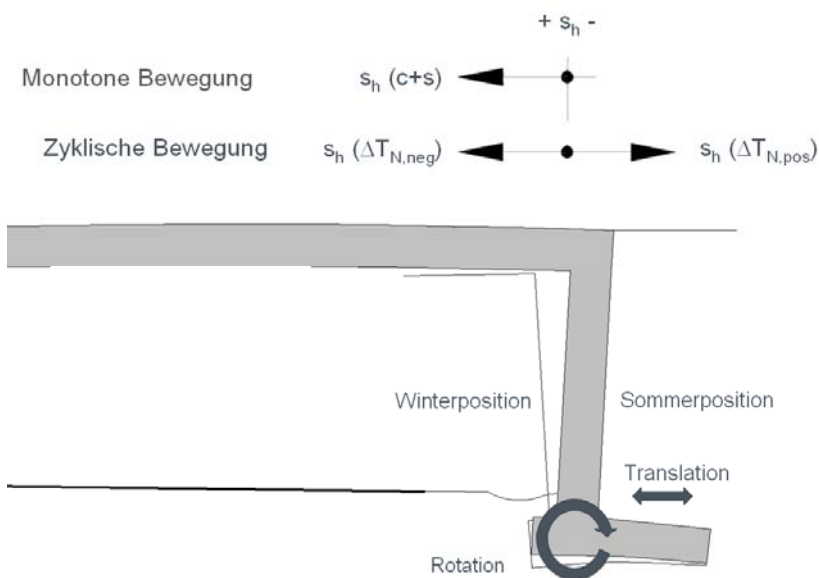


Abbildung 3. Verformungen eines Widerlagers infolge der monotonen und zyklischen Tragwerksbewegungen

Figure 3. Movements of an integral abutment due to monotone and cyclic superstructure elongation

2.3.2 Kriechen, Schwinden und Relaxation

Neben den maßgebenden Verformungen primär aus dem jahreszeitlichen Temperaturverlauf und der damit verbundenen Verlängerung und Verkürzung des Tragwerkes resultieren weitere zusätzliche Längenänderungen aus materialbedingten Verkürzungen, wie zum Beispiel Schwinden und zeitabhängige plastische Verformung unter Last, wie zum Beispiel Kriechen beim Beton.

Das Schwinden, welches aus den drei Bestandteilen plastisches Schwinden, chemisches Schwinden und Trocknungsschwinden besteht und das Kriechen führen zu einer Volumensverminderung und somit zu einer Verkürzung der Betonelemente.

Im zeitlichen Verlauf einer Betonkonstruktion kommt es zu Beginn zum plastischen Schwinden, auch als Frühschwinden bekannt. Durch das Verdunsten des Wassers und das Austrocknen des jungen Betons kommt es im

⁶⁴ Peter Mayd, und Matthias Lenz, Prüfbericht über die Bestimmung des statischen E-Moduls und des Wärmeausdehnungskoeffizient an Betonbohrkernen (Marktwasserbrücke S33.24), Graz, 2012

Zementstein zu einer Volumensverringerng. Dieses Verhalten ist konträr zum Quellen, welches durch Zugabe von Wasser entsteht.

Die Schrumpfdehnung während der Betonerhärtung wird auch als chemisches Schwinden bezeichnet und ist bedingt durch die geringeren Volumen des Hydratationsprodukte im Vergleich mit Ausgangsstoffen und die Austrocknung des Porensystems bei der Hydratation des Zements. Zum Teil findet man auch die Bezeichnung autogenes Schwinden (vom griechischen *autos*, übersetzt selbst, und dem ebenfalls griechischen *genos*, übersetzt Art, Weise, Entstehung). Diese Form ist eine durch die Art des Materials bedingte und ohne äußere Einwirkung entstehende Volumenreduktion.

Der dritte Anteil stellt die Trocknungsschwinddehnung dar. Die Bauteilabmessung bzw. das Verhältnis der doppelten Querschnittsfläche zum Umfang des Querschnitts, die Umgebungsbedingungen, allen voran die relative Luftfeuchtigkeit und die Festigkeitsklasse des Betons sind maßgeblich beteiligt an dieser zeitabhängigen Verformungen.

Beim Normalbeton ist der Anteil des Trockenschwindens der maßgebliche Bestandteil. Bei dem immer mehr an Bedeutung gewinnenden Hochleistungsbetonen ist davon auszugehen, dass das chemische bzw. autogene Schwinden aufgrund des hohen Zementgehaltes den größeren Wert einbringt.⁶⁵

Im Lauf der Zeit kann sich der primäre Brückenbaustoff Beton aufgrund einer Lasteinwirkung irreversibel verformen. Diese Verformung wird als Kriechen bezeichnet und ist im unteren Druckspannungsbereich bis ca. 45 % der jeweils aktuellen Zylinderdruckfestigkeit proportional zur Druckspannung. Darüber hinaus ist die irreparable Verformung aufgrund der Zunahme von Mikrorissbildungen überproportional.⁶⁶

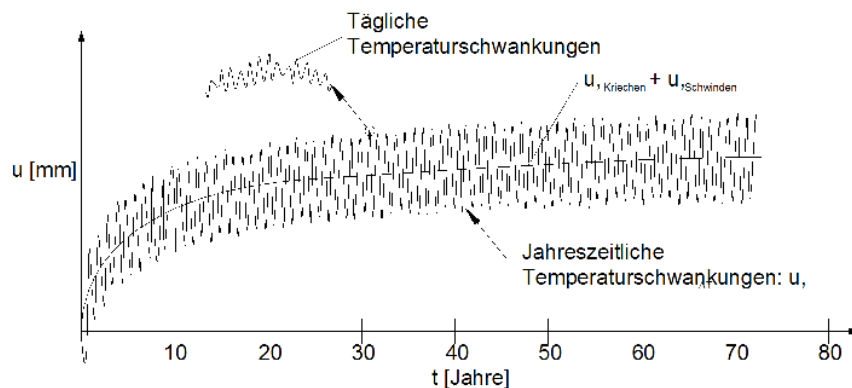


Abbildung 4. Schematische Darstellung der horizontalen Widerlagerbewegungen aufgrund der Tragwerkstemperaturschwankungen bei einem Stahlbetontragwerk

Figure 4. Schematical diagram of horizontal abutment displacement due to seasonal and daily temperature variations at a concrete bridge

⁶⁵ Gert König et. al, Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung, Ernst & Sohn Berlin, 2001, Seite 42

⁶⁶ Gottfried C.O. Lohmeyer et al., Stahlbetonbau, 8. Auflage Vieweg + Teubner Verlag Wiesbaden, Seite 24-71 und DIN 1054-1, 2001, Seite 61

2.3.3 Vorspannung

Bei Spannbetonbrücken entsteht in Folge der Längsvorspannungen die aufgrund der Spannweite wirtschaftlich notwendig bzw. sinnvoll ist eine Verkürzung des Brückenüberbaues. Diese Verkürzung ist von der Vorspannkraft, dem Tragwerksquerschnitt und vom E-Modul des Betons abhängig. KAUFMANN nennt übliche Vorspanngrade von etwa 3 bis 7 MN/m². Bei üblichen Tragwerksbetongüten C30/37 bzw. C35/45 resultiert daraus eine negative elastische Dehnung zwischen 0,08 ‰ und 0,22 ‰.

2.3.4 Weitere Verformungsanteile

Sowohl die Durchbiegungen des Tragwerkes beim Befahren als auch Brems- und Anfahrkräfte führen zu einer relativen Verschiebung des Belages im Bereich der Brücke und des Straßendamms. Des Weiteren lösen Beschleunigungen in Folge Erdbeben, speziell bei Brückentragwerken mit zwängungsfreien bzw. zwangsreduzierten Verformungsverhalten horizontale, von den Schwingungen des Baugrundes losgelöste Verformungen aus, die wiederum zu Relativverformungen im Bereich der Fahrbahntrennung führen.

2.3.5 Superponieren von Verformungen

Generell sind alle angeführten Verformungen gemäß den aktuellen Richtlinien zu ermitteln bzw. mittels Teilsicherheit zu multiplizieren und zu überlagern.

Für eine ausreichende Bemessung von Fahrbahnübergängen sind teilweise zu den oben angeführten Verformungen noch zusätzliche Bewegungen, wie zum Beispiel Bewegungszuschläge bzw. Bewegungen zufolge Temperaturzuschläge, resultierend aus Temperaturtoleranzen beim Einbau, zu berücksichtigen. Diese Verformungen zwischen dem Dammbereich vor einer Brücke und dem Brückentragwerk im Bereich der Fahrbahn bzw. zwischen einzelnen, nicht miteinander verbundenen Tragwerksteilen können damit komfortabel passiert werden.

Bei integralen Brücken sind derzeit normativ keine Bewegungszuschläge zu berücksichtigen und für die Ermittlung des mobilisierten Erddruckes sind Verformung auf Gebrauchstauglichkeitsniveau zu berücksichtigen.

3 Boden-Bauwerks-Interaktion - Berechnungen

3.1 Boden-Bauwerks-Interaktion

Aufgrund der Tatsache, dass keine einheitliche nationale und internationale Vorgehensweise bei der Ermittlung des Erddrucks zufolge der Widerlagerbewegungen derzeit vorhanden ist, werden im folgenden Kapitel einige Ansätze miteinander verglichen.

Um den Vergleich der nationalen mit einigen internationalen Erddruckansätze zu bewerkstelligen, werden einige grundlegende Festlegungen getroffen und ergänzend anhand eines Beispiels demonstriert.

Es wird davon ausgegangen, dass bei Stahlbetonbrücken die Bettungskräfte im Hinterfüllbereich nicht ausreichen um die Widerlagerverformungen zufolge Temperatur, etc. signifikant zu beeinträchtigen bzw. zu blockieren. Diese getroffene Festlegung wird auch von ENGELSMANN und den Ergebnissen aus der Praxis (zum Beispiel bei der Marktwasserbrücke) bestätigt.⁶⁷ Bei Tragwerken, die im anstehenden Felsen gegründet werden, sind eigene gegebenenfalls divergierende Überlegungen anzustellen, diese werden aber in dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.

Für die Ermittlung des mobilisierten passiven Erddrucks werden die Gesamtverformungen zwischen Winter- und Sommerstellung an der Widerlagerrückseite herangezogen. Dieser Ansatz wurde von SZCZYRBA bei den Messungen an ausgeführte Bauwerke in Deutschland diagnostiziert. Hierbei zeigte sich, dass die Ermittlung nach dem Erddruckansatz nach VOGT mit den Verschiebungen zufolge der halben jahreszeitlichen Temperaturschwankung zu geringen Belastungen führte.⁶⁸ Erklärbar ist diese Erkenntnis durch die Tagesschwankungen im Winter bzw. der Verkehrsbelastung auf dem Hinterfüllbereich. Es ist daher nicht auszuschließen, dass das Hinterfüllmaterial zusätzlich verdichtet wird bzw. Materialumlagerungen erfolgen.

Beispielhaft wird eine flachgegründeten Plattenbrücke für die Vergleichsberechnung herangezogen und für die Berechnung des mobilisierten Erddruckes wird die Gesamtverformung je zur Hälfte aufgeteilt auf Fußpunktverdrehung und Parallelverschiebung. Dabei werden auch die Werte zufolge einer ausschließlichen Fußpunktverdrehung und zufolge einer reinen Parallelverschiebung ermittelt. Die teilweise entstehenden Kopfpunktverdrehungen werden vernachlässigt. Als weitere Festlegung wird der Wandreibungswinkel bei der Ermittlung der aktivierten Erddrücke auf der sicheren Seite für den passiven Erddruck mit $\delta = -1/2 \varphi$ und für den aktiven Erddruck aufgrund diversen Ausführungen von aufgehenden Widerlagern, mit Filterbeton im Anschluss zum Hinterfüllbereich bis hin zu Vliesen und Folien $\delta = 0$ angesetzt.

⁶⁷ Stephan Engelsmann et al., *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2000

⁶⁸ Sebastian Szczyrba, *Setzungsarme Bauweisen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern*, Dissertation Technischen Universität Bergakademie Freiberg, 2013, Seite 188

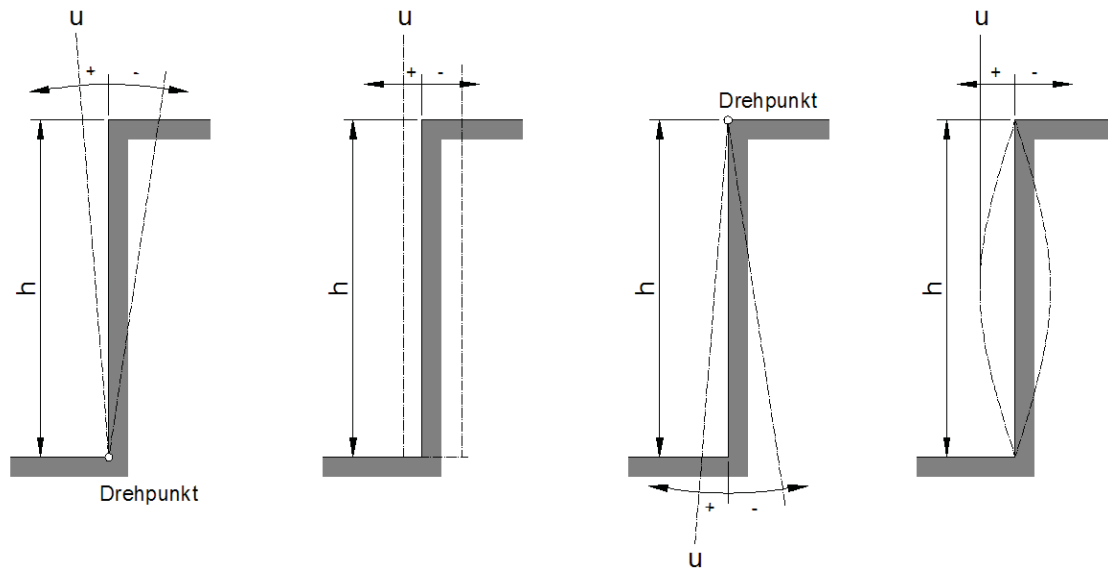


Abbildung 5. Grundformen der Widerlagerwandbewegungen

a) Fußpunktdrehung b) Parallelverschiebung c) Kopfpunktdrehung d) Durchbiegung
 (+ in Richtung aktiver Erddruck; - in Richtung passiver Erddruck)

Figure 5. Basic shapes of abutment movements

a) Rotation around the base point b) Translation c) Rotation around the head point d) Deflection
 (+ in direction of active earth pressure; - in direction of passive earth pressure)

3.2 Mobilisierter Erddruck

Wie zu Beginn geschrieben wird auf die derzeit gültige nationale Richtlinien in Österreich, die ÖNORM B 4434 (Ausgabe 1993), eingegangen und diese dann in weitere Folge mit den Vorgaben der Richtlinien in weiteren europäischen Staaten, zum Beispiel mit der deutschen Richtlinien „DIN 4085 Baugrund – Berechnung des Erddruckes“ (Ausgabe 2011), dem schweizer Regelwerk „ASTRA 12004 Konstruktive Einzelheiten von Brücken Kapitel 3 Brückenende“ (Ausgabe 2011) und dem britischen Regelwerk „Design Manual for Roads and Bridges BA 42/96 Amendment No. 1 The Design of Integral Bridges“ (Ausgabe 2003) bzw. internationaler Fachliteratur von BARTL, BUSH, CLOUGH, DUNCAN, ENGLAND, TSANG und VOGT verglichen.

Der mobilisierte Erddruck kann je Bewegung zwischen den Grenzwerten aktiver Erddruck und passiver Erddruck variieren (vgl. Abbildung 6).

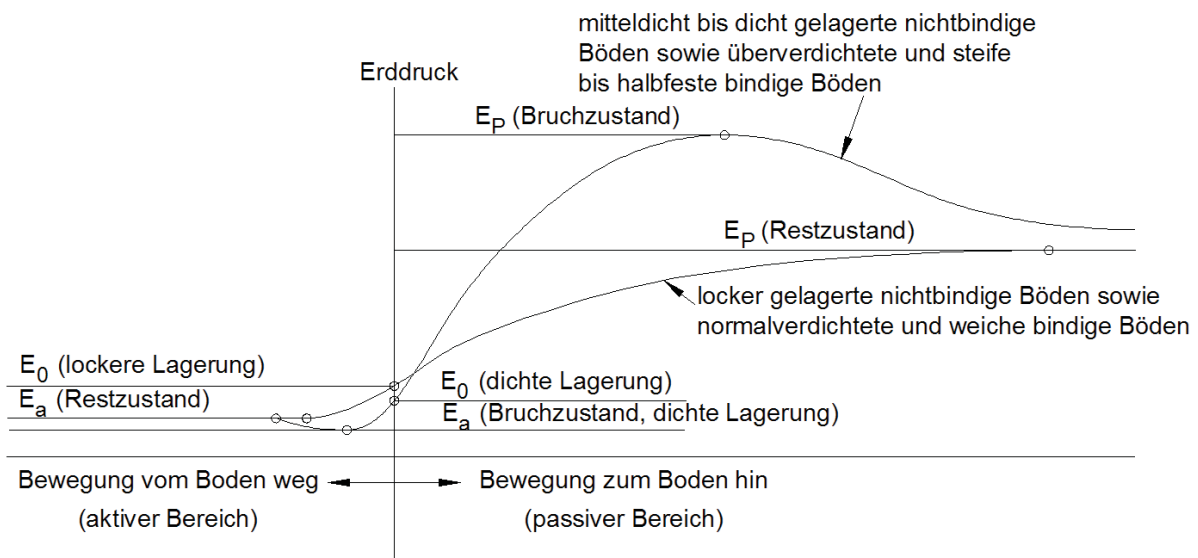


Abbildung 6. Erddruck in Abhängigkeit von der Größe der Bewegung der Stützkonstruktion nach WEISSENBACH⁶⁹

Figure 6. Relationship between horizontal earth pressure and wall movement according to WEISSENBACH

Der untere Grenzwert wird in Anlehnung an die oben angeführte Abbildung wieder erwarten nicht mit Null angesetzt. Den kleinsten Erddruck, der sich infolge der Bodeneigenlast hinter einem Widerlager einstellt, wenn sich dieses vom Baugrund wegbewegt, ist der aktive Erddruck.⁷⁰ Der lastfreie Zustand im Hinterfüllungsbereich zum Widerlager, der sich aufgrund von Maßnahmen wie zum Beispiel Polsterdämme etc. einstellen kann wird in weiterer Folge nicht berücksichtigt, da aufwendige Konstruktionen im Hinterfüllungsbereich mit Geotextilien, Zusatzwänden, etc. aus erhaltungstechnischer Überlegungen zu überdenken sind. Diese Bauteile sind derzeit schwer bis gar nicht inspizierbar und somit sind regelmäßige Bauteilkontrollen und -prüfungen für diese „mitwirkenden“ Elemente nicht durchführbar. Weiters weisen z.B. einige Geotextilien eine starke Kriechneigung auf.⁷¹ Zwar konnte von PÖLZL im Versuchsaufbau gezeigt werden, dass die zu erwartenden Erddrücke mithilfe von bewehrter Erde und einer EPS-Trennlage die Erddrücke stark reduziert.⁷² Mehr noch zum Thema EPS im Bereich von Straßendämmen ist in der folgenden Fachliteratur „BASt Straßenbau Heft S34 Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen“ von HILLMANN, KOCH und WOLF bzw. EPS bei integralen Brücken in der Literatur „Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics“ von HORVATH nachzulesen.^{73, 74}

⁶⁹ Anton Weißenbach, *Baugruben, Band 2 Berechnungsgrundlagen*, Ernst und Sohn, Berlin 1975

⁷⁰ ÖNORM B 4434, *Erd- und Grundbau – Erddruckberechnung*, Wien, 1993, Seite 5

⁷¹ ÖNORM EN ISO 25619-1, *Geokunststoffe - Bestimmung des Druckverhaltens - Teil 1: Eigenschaften des Druckkriechens*, 2008

⁷² Michael Pötzl und Frank Naumann, *Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern*. *Beton- und Stahlbetonbau* (100) 8, 2005, S. 675-685

⁷³ Roderick Hillmann et. al., *Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen*. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*: S, *Straßenbau Heft S34*, 2004

⁷⁴ John S. Horvath, *Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics*, Manhattan College Research Report No. CE/GE-00-2, New York 2002

Kritisch ist jedoch in Bezug auf die erwartete Nutzungsdauer von 80 bis 100 Jahren einer Brücke die über diesen Zeitraum beständige Funktionstüchtigkeit von elastifizierten EPS zu betrachten, da für diese Zeiträume derzeit keine Untersuchungsergebnisse dem Autor bekannt sind.⁷⁵

In diesem Zusammenhang wird das in der Praxis vielfach umgesetzt bzw. weiterentwickelte und adaptierte integrale Brückenwiderlager mit eigenstandfester Hinterfüllung und einer elastischen Weicheinlage dargestellt.

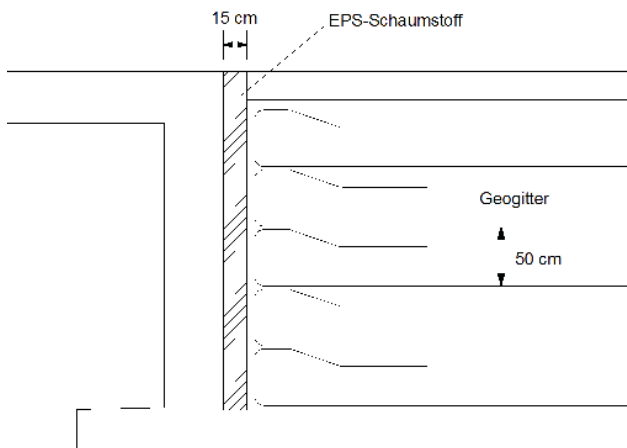


Abbildung 7. Prinzip der modifizierten Hinterfüllung nach PÖTZL⁷⁶

Figure 7. Integral abutment bridge with expanded polystyrene and geotextiles according to PÖTZL

SZCYRBA konnte in Anlehnung an PÖTZL bei einem Brückenwiderlager mit bindigen Boden und einer qualifizierten Bodenverbesserung und einer EPS-Schicht von 20cm analog zur Abbildung 7 signifikant geringere Erddruck über die gesamte Widerlagerhöhe im Sommer und im Winter messen. Vergleichsweise wurden auch grobkörnigen Boden bei der Herstellung der Hinterfüllung beim benachbarten Tragwerk für die zweite Richtungsfahrbahn eingesetzt und die Messwerte waren ca. 300% bis 400% über den Messwerten bei der oben erwähnten Hinterfüllung.⁷⁷

3.3 Mobilisierter passiver Erddruck (Sommerstellung)

Ohne Zweifel liegt die Annahme eines passiven Erddrucks im Bezug auf die Bemessung auf der sicheren Seite. Dieser Erddruck stellt den Maximalwert dar, der sich infolge des Eigengewichtes der Hinterfüllung hinter einer Widerlagerwand, durch eine ausreichende Bewegung gegen den Straßendamm einstellen kann.⁷⁸

Dieser obere Grenzwert wird bei einer großen Anzahl von Brücken in Bezug auf die nicht ausreichende Längsausdehnung des Überbaues nicht erreicht. Das Hauptaugenmerk liegt daher auf der exakten Ermittlung des mobilisierten passiven Erddruckes und des Verlaufes über die Widerlagerwandhöhe.

⁷⁵ Wolfgang Albrecht und Stefan Koppold, *Langzeitverhalten von Dämmstoffen*, Bauphysik-Kalender 2010, Ernst & Sohn Berlin, 2010

⁷⁶ Michael Pötzl und Frank Naumann, *Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern*. Beton- und Stahlbetonbau (100) 8, 2005, S. 675-685

⁷⁷ Sebastian Szczyrba, *Setzungsarme Bauweisen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern*, Dissertation Technischen Universität Bergakademie Freiberg, 2013, Seite 188

⁷⁸ ÖNORM B 4434, *Erd- und Grundbau – Erddruckberechnung*, Wien, 1993, Seite 5

3.3.1 Ansatz der ÖNORM B 4434 (1993) nach FRANKE (1989)

Bezüglich der Ermittlung des verminderten bzw. mobilisierten passiven Erddruckes zufolge einer Verformung bzw. einer zyklischen Verformung gibt es derzeit folgende Vorgaben in den existierenden österreichischen Richtlinien nach FRANKE. Der mobilisierte Erddruck hinter einer Widerlagerwand zufolge einer Ausdehnung (Sommerstellung) lässt sich mit der unten angeführte Tabelle und der Abbildung 8 aus der ÖNorm B 4434 abschätzen.

$$e'_{ph} = e_{0h} + (e_{ph} - e_{0h}) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{u}{u_B} \right)^2 \right]^{0,7} \quad \text{aus ÖNORM B 4434 (1993) nach FRANKE (1989)}$$

Dabei ist

e'_{ph} ... mobilisierter Erddruck über die gesamte Wandhöhe

e_{0h} ... Erdruchedruck über die gesamte Wandhöhe

e_{ph} ... Passiver Erddruck über die gesamte Wandhöhe

u ... die tatsächliche Wandverschiebung

u_B ... die Verschiebung zur Erzeugung von e_{ph}

Bewegungsart	Aktiver Erddruck		Passiver Erddruck	
	lockere Lagerung	dichte Lagerung	lockere Lagerung	dichte Lagerung
Fußpunktdrehung	0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2	30	10
Parallelverschiebung	0,2	0,05 bis 0,1	10	5
Kopfpunktdrehung	0,8 bis 1,0	0,2 bis 0,5	15	5
Durchbiegung	0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2		

Tabelle 1. Verschiebungsgrößen u_B für den Bruchzustand in Prozent der Wandhöhe h ⁷⁹

Table 1. Values u_B in percentage of abutment height h to reach the minimum active and maximum passive earth pressure

Für den Vergleich verschiedener Ansätze des mobilisierten passiven Erddruckes (Sommerstellung) werden folgende Tabellenwerte herangezogen:

Für die weitere Untersuchung und Vergleich wird die Verschiebungsgröße u_B zufolge einer Fußpunktverdrehung in 10% der Wandhöhe und bei einer Parallelverschiebung in 5% der Wandhöhe gewählt. Die Annahme der dichten

⁷⁹ ÖNORM B 4434 Erd- und Grundbau Erddruckberechnung, Wien, 1993, Tabelle 1, Seite 7

Lagerung bezieht sich dabei auf die Feststellung von KAUFMANN, dass für künstlich eingebrachte, fachmännische verdichtete Hinterfüllung grundsätzlich von einer dichten Lagerung ausgegangen werden kann.⁸⁰

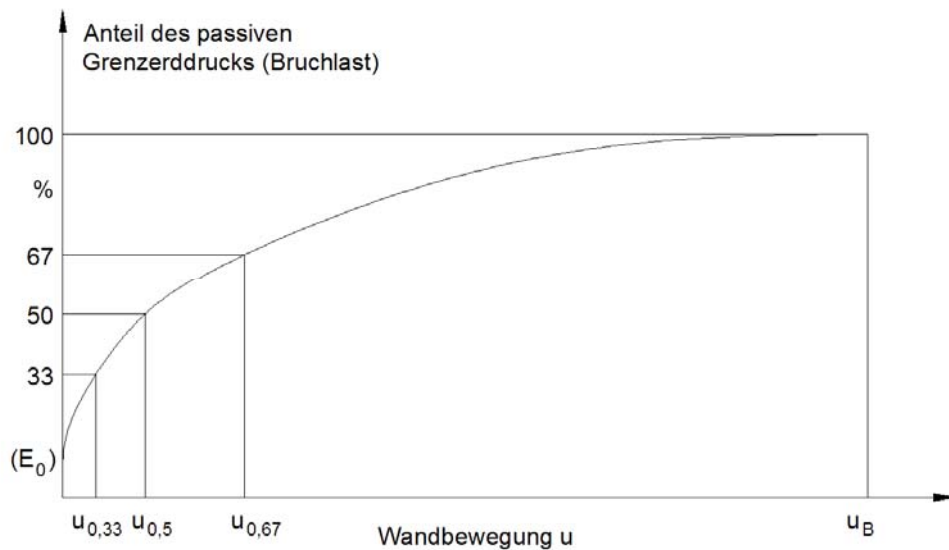


Abbildung 8. Ermittlung der Wandbewegung in Abhängigkeit von der Ausnutzung des passiven Erddruckes⁸¹

Figure 8. Identification of wall movement due to activated passive earth pressure

In der oben angeführten Abbildung ist schematisch die rasche Zunahme des Erddruckes dargestellt. Die vorgegebenen Teilsicherheitsbeiwerte in der ÖNORM B4434 (1993) sind in diesem Zusammenhang nicht anzuwenden und daher nicht dargestellt. Bei geringfügigsten Bewegungen und Verdrehungen, 0,005% der Wandhöhe, ist der Ruheerddruck nicht mehr anzusetzen und zum Beispiel bei einer Parallelverschiebung des Widerlagers von 0,5% der Wandhöhe ist bereits die Hälfte des passiven Erddruckes erreicht. Für den vollen passiven Erddruck ist die zehnfache Verformung gegenüber der Verformung für einen 50%igen Anteil des passiven Erddruckes notwendig.

3.3.2 Ansatz der Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras (2000) nach CLOUGH u. DUNCAN (1991)

Analog zur Abbildung 6 Erddruck in Abhängigkeit von der Größe der Bewegung der Stützkonstruktion wurde im spanischen Leitfaden für Integrale Brücken, die Beziehung zwischen Erddruck und Wandbewegung nach CLOUGH und DUNCAN abgebildet (siehe Abbildung 9 und Abbildung 10).^{82, 83}

⁸⁰ Walter Kaufmann, Forschungsbericht Nr. 629, Integrale Brücken – Sachstandsbericht, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, Bern, 2008, Seite 18

⁸¹ ÖNORM B4434 Erd- und Grundbau Erddruckberechnung, Wien, 1993, Bild 4, Seite 8

⁸² Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, Madrid, 2000

⁸³ Hsai-Yang Fang, Foundation engineering handbook. 2nd ed., Van Nostrand Reinhold, New York, 1991, 233-234

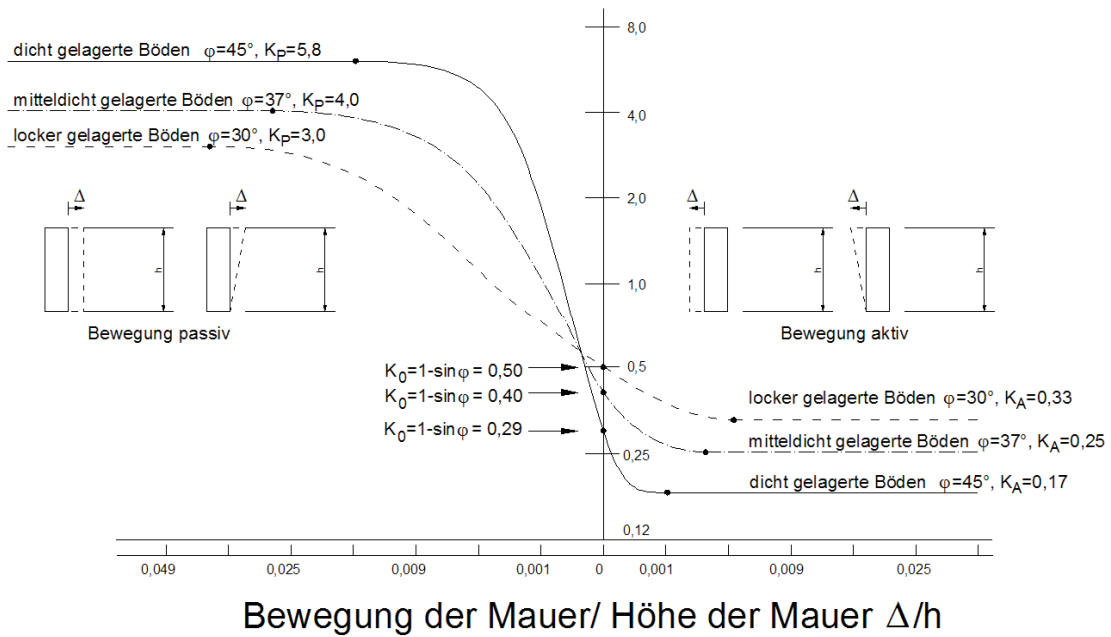


Abbildung 9. Beziehung zwischen Erddruck und Wandbewegung nach CLOUGH und DUNCAN⁸⁴

Figure 9. Relationship between horizontal earth pressure and wall movement according to CLOUGH and DUNCAN

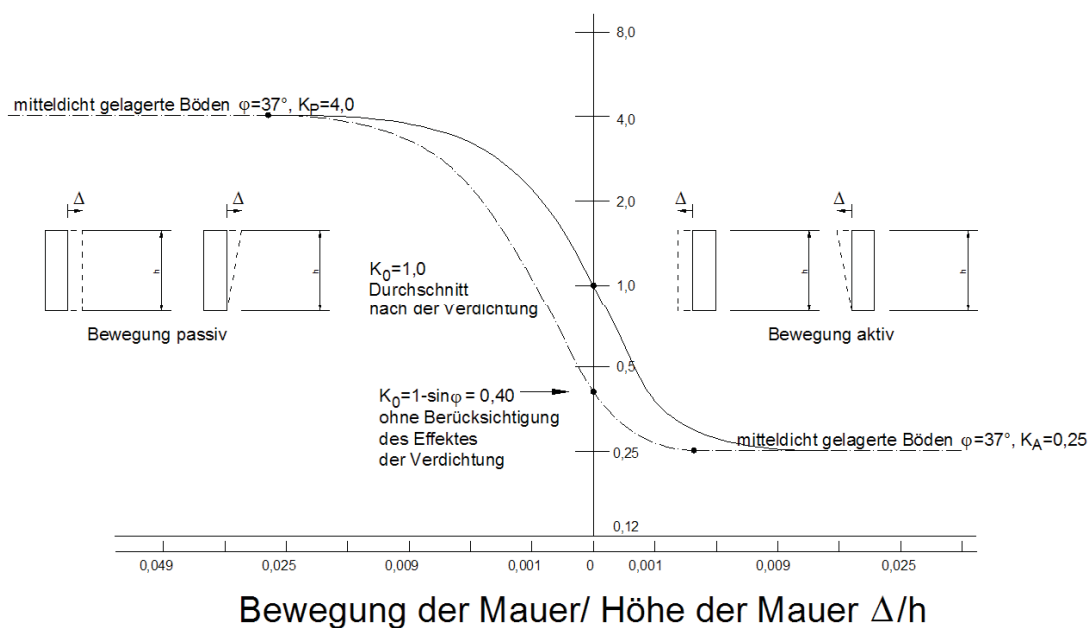


Abbildung 10. Beziehung zwischen Erddruck und Wandbewegung infolge der verdichteten Hinterfüllung⁸⁵

Figure 10. Relationship between horizontal earth pressure and wall movement according due to compression of backfill

⁸⁴ G. Wayne Clough und J. Michael Duncan, Figura 4.3. Relación entre movimiento del muro y presión de tierras aus Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras / Dirección General de Carreteras.- Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2000, übersetzt und nachbearbeitet

⁸⁵ G. Wayne Clough und J. Michael Duncan, Figura 4.4 Relación entre movimiento del muro y presión de tierras con relleno compactado aus Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras / Dirección General de Carreteras.- Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2000, übersetzt und nachbearbeitet

In der vorigen Abbildung ist der Erddruck zufolge einer Wandbewegung bei einer bereits verdichteten Hinterfüllung dargestellt. Basierend auf diesen Grafiken von Clough und Duncan lässt sich auch der Erddruck infolge der verdichteten Hinterfüllung graphisch ermitteln. Jedoch fehlt in dem oben angeführten Dokument eine Berechnungsformel um den mobilisierten Erddruck auch rechnerisch ermitteln zu können.

3.3.3 Ansatz nach VOGT (1984)

Neben den monotonen Kompressionsversuchen beschäftigte sich VOGT im Zuge seiner Dissertation auch mit zyklischen Kompressionsversuchen. Mittels dieser Versuche stellt er fest, dass bei einer höheren Anzahl von Kompressionszyklen trockener Sand elastischer wird. Er erklärt dies anhand der abnehmenden umschließenden Fläche der Hystereseschleifen.

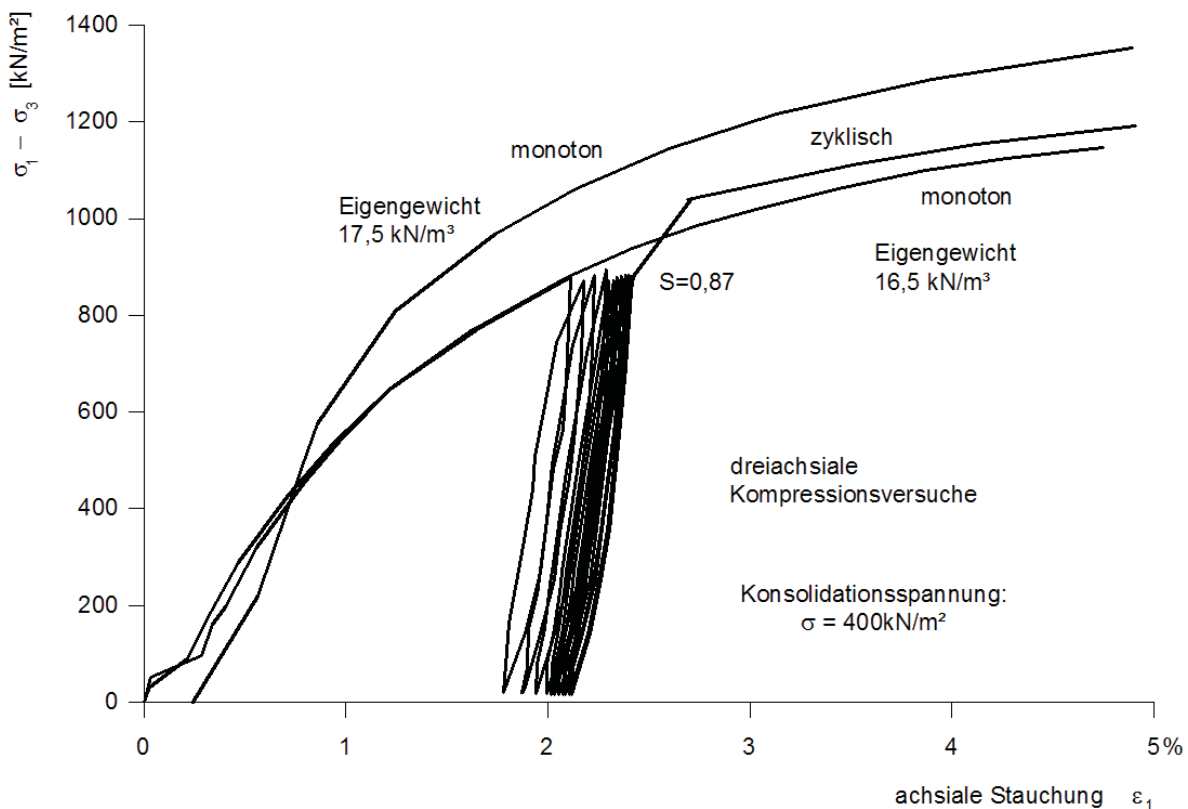


Abbildung 11. Arbeitslinien von drei Kompressionsversuchen (Abbildung nach VOGT (1984)) nachbearbeitet.⁸⁶

Figure 11. Strain test diagram of three compression test (Figure due to VOGT (1984)).

In Zuge dessen entwickelt Vogt einen Ansatz für die Mobilisierung des Erddruckes in Abhängigkeit von den Horizontalverschiebungen v in der jeweiligen Tiefe z .

⁸⁶ Norbert Vogt, Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart Heft Nr. 22, Stuttgart, 1984, Seite 15

$$K_h = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \left(\frac{\frac{v}{z}}{a + \frac{v}{z}} \right) \quad \text{nach VOGT (1984)}$$

Dabei ist

K_h ... mobilisierter Erddruckbeiwert

K_0 ... Beiwert für Erdruhedruck

K_{ph} ... Beiwert für den passiven Erddruck

v ... horizontale Verschiebung

z ... Tiefe

a ... Mobilisierungsbeiwert

Die negative Wandbewegung wird mit v bezeichnet und mit einem positiven Wert in die oben angeführte Formel eingesetzt. Für die weitere Bezeichnung wird K_h mit $K_{ph,mob}(z)$ gleichgesetzt. v , u , Δ und $s_h(z)$ dienen in selber Weise der Bezeichnung der horizontalen Verschiebung in der Tiefe z .

VOGT untersuchte weiters die Setzungen zufolge der zyklischer Belastung, welche auch als „shakedown“ bezeichnet werden, in seiner Dissertation.

3.3.4 Ansatz der DIN 4085 (2011) nach BARTL (2004)

Der Mobilisierungsansatz nach BARTL wird kurz erläutert, da dieser Ansatz in der aktuellen DIN 4085 Baugrund – Berechnung des Erddrucks Ausgabe 2011 übernommen wurde. Dieser Ansatz wurde speziell für den verformungsabhängigen Erdwiderstand im Einspannbereich von Spundwänden entwickelt.

$$E'_{pgh} = (E_{pgh} - E_{0gh}) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{s}{s_p} \right)^b \right]^c + E_{0gh} \quad \text{aus DIN 4085 (2011) nach BARTL (2004)}$$

Dabei ist

E'_{pgh} ... mobilisierter Erddruck über die gesamte Wandhöhe

E_{0gh} ... Erdruhedruck über die gesamte Wandhöhe

E_{pgh} ... Passiver Erddruck über die gesamte Wandhöhe

s ... die tatsächliche Wandverschiebung

s_p ... die Verschiebung zur Erzeugung von E_p

Art der Wandbewegung	Exponenten der Mobilisierungsfunktion	
	b	c
Fußpunktverdrehung	1,07	0,7
Parallelverschiebung	1,45	
Kopfpunktverdrehung	1,72	

Tabelle 2. Exponenten für die oben angeführte Gleichung nach BARTL ⁸⁷

Table 2. Values u_b in percentage of abutment height h to reach the minimum active and maximum passive earth pressure due to BARTL

3.3.5 Ansatz der BA42/96 (2003) nach ENGLAND et al. (2000) und nach GOH (2001)

In Großbritannien wird der mobilisierte Erddruckbeiwert für Integrale Brücken laut des „Design Manual for Roads and Bridges“ BA 42/96 Amendment No.1 unter anderem für Fußpunktverdrehungen wie folgt ermittelt.^{88,89}

$$K^* = K_0 + (d / 0.03H)^{0.6} K_P \quad \text{nach ENGLAND et al. (2000)}$$

Dabei ist

K^* ... mobilisierter Erddruckbeiwert

K_0 ... Beiwert für Erdruhedruck

K_P ... Beiwert für den passiven Erddruck

d ... horizontale Verschiebung zufolge von Temperaturexpansion

H ... Widerlagerhöhe exklusive Fundamenthöhe.

Bei einer Einspannung der Widerlagerwand im Rahmeneck in das Tragwerk und einer reinen Parallelverschiebung ist die folgende Formel heranzuziehen.

$$K^* = K_0 + (d/0.025H)^{0.4} K_P \quad \text{nach GOH ⁹⁰}$$

Dabei ist

⁸⁷ DIN 4085 Baugrund – Berechnung des Erddrucks, 2011, Seite 48

⁸⁸ Design Manual for Roads and Bridges BA 42/96 Amendment No. 1 The Design of Integral Bridges, The Highways Agency, Scottish Executive Development Department, Welsh Assembly Government Llywodraeth Cymru, The Department for Regional Development Northern Ireland, 2003

⁸⁹ Georg L. England et al., Integral Bridges A fundamental approach to the time - temperature loading problem. Thomas Telford, London, 2000

⁹⁰ Chee Tiong Goh, The behaviour of backfill to shallow abutments of integral bridges. PhD Thesis University of Birmingham, Birmingham, 2001

K^* ... mobilisierter Erddruckbeiwert

K_p ... Beiwert für den passiven Erddruck

d ... horizontale Verschiebung zufolge von Temperatureausdehnung

H ... Widerlagerhöhe exklusive Fundamenthöhe.

Daraus wird ein Erddruck ermittelt, wie in folgender Abbildung 12 dargestellt.

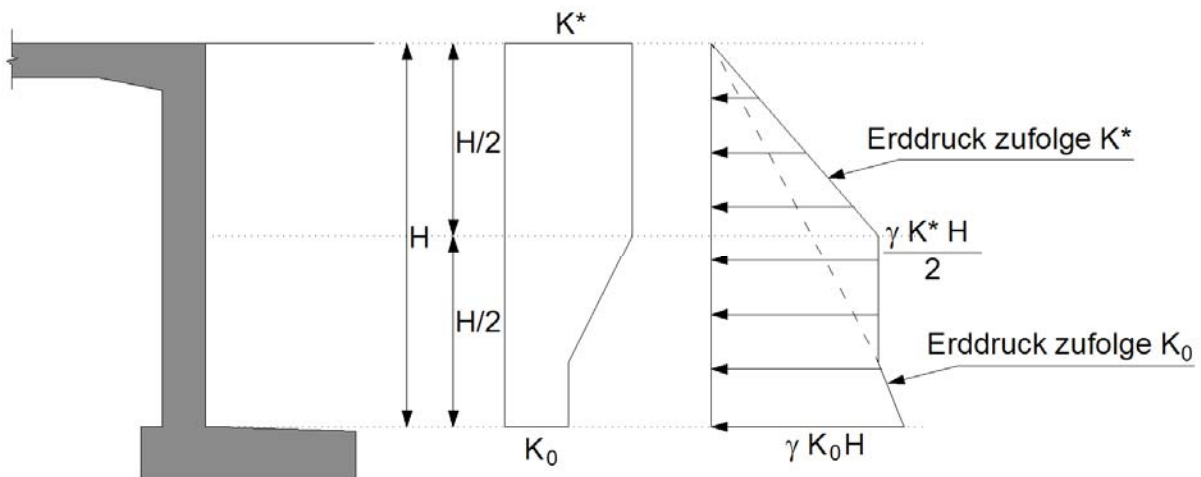


Abbildung 12. Erddruckverteilung bei integralen flachgegründeten Widerlagern nach großbritannischer Richtlinie⁹¹

Figure 12. Earth pressure distribution for integral frame abutment due to the British manual

und als unterster Wert für den Beiwert für Erddruck ist wie bereits erwähnt $K_0 = 0,6$ zulässig. Dieser Ansatz für eine zyklische Beanspruchung entspricht auch den Ansichten von CLOUGH und DUNCAN (siehe Abbildung 10) die eine noch mehr Wert auf die Verdichtung bei der Ermittlung des Erddruckbeiwertes legen.

⁹¹ Design Manual for Roads and Bridges BA 42/96 Amendment No. 1 The Design of Integral Bridges, The Highways Agency, Scottish Executive Development Department, Welsh Assembly Government Llywodraeth Cynulliad Cymru, The Department for Regional Development Northern Ireland, 2003, Seite 3/4

3.3.6 Ansatz der ASTRA 12004 Brückenende (2011) nach ENGLAND et al. (2000), GOH (2001) bzw. UK BA 42/96 (2003)

Die Schweizer Richtlinie des Bundesamtes für Strassen mit dem Titel: ASTRA 12004 Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3, Brückenende, folgt hier bei einer Fußpunktverdrehung genau den Erddruckbeiwert der großbritannischen Richtlinie und überarbeitet lediglich die Formeldarstellung.⁹²

$$K_{eR} = K_0 + \left(33 \cdot \frac{\Delta_h}{H} \right)^{0.6} K_P \leq K_P \quad \text{ASTRA 12004 nach UK BA 42/96 The Design of Integral Bridges (2003) nach ENGLAND et al. (2000)}$$

Dabei ist

K_{eR} ... mobilisierter Erddruckbeiwert zufolge einer Fußpunktverdrehung

K_0 ... Beiwert für Erdruchdruck

K_P ... Beiwert für den passiven Erddruck

Δ_H ... horizontale Verschiebung zufolge Temperatureausdehnung

H ... Höhe ab dem Fußpunkt resp. dem (fiktiven) Drehpunkt

Der Erddruck zufolge der Schweizer Richtlinie folgt aber im Unterschied zum großbritannischen Regelwerk einem anderen Erddruckverlauf und erweitert den Erddruck bis zur Unterkante Fundament bzw. Drehpunkt bei Tiefgründung.

Bei einer Parallelverschiebung eines Elementes wird der mobilisierter Erddruckbeiwert wie nachstehend beschrieben angegeben:

$$K_{eT} = K_0 + \left(40 \cdot \frac{\Delta_h}{H} \right)^{0.4} K_P \leq K_P \quad \text{ASTRA 12004 nach UK BA 42/96 The Design of Integral Bridges (2003) nach GOH (2001)}$$

Dabei ist

K_{eT} ... mobilisierter Erddruckbeiwert zufolge einer Parallelverschiebung

K_0 ... Beiwert für Erdruchdruck

K_P ... Beiwert für den passiven Erddruck

Δ_h ... horizontale Verschiebung zufolge Temperatureausdehnung

⁹² ASTRA 12004, Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3 Brückenende, 2011, Bundesamt für Strassen, Seite 37, Zugriff über www.astra.admin.ch am 15.12.2013

H ... Höhe des Elementes, welches die translatorische Verschiebung erfährt

Der Erddruck, der sich daraus ermittelt lässt, ist aus Abbildung 13 zu entnehmen:

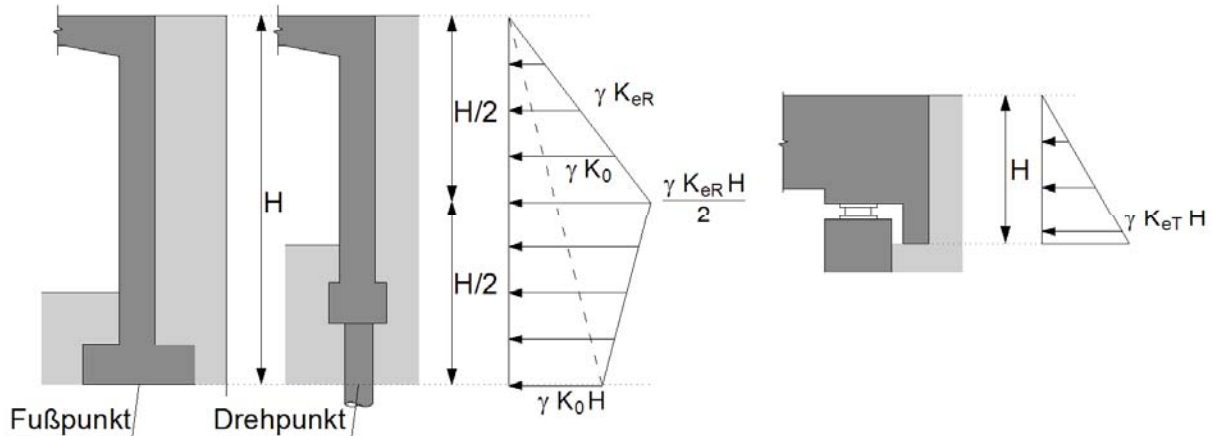


Abbildung 13. Erddruckverteilung für ein integrales und ein semiintegrales Widerlager gemäß der Schweizer Richtlinie auf Grundlage der britischen Richtlinie

Figure 13. Earth pressure distribution for integral and semi-integral bridges due to the Swiss manual based on the British manual

3.3.7 Vergleich mobilisierter passiver Erddruck (Sommerstellung)

Um die unterschiedlichen Ansätze anschaulich gegenüberstellen zu können wurde eine beispielhafte Aufgabenstellung ausgearbeitet. Hierbei wird ein flachgegründetes Plattentragwerk mit einer Widerlagergesamthöhe von $H = 9$ m mit den berechneten mobilisierten Erddrücken der oben angeführten Regelwerke und Fachliteratur belastet.

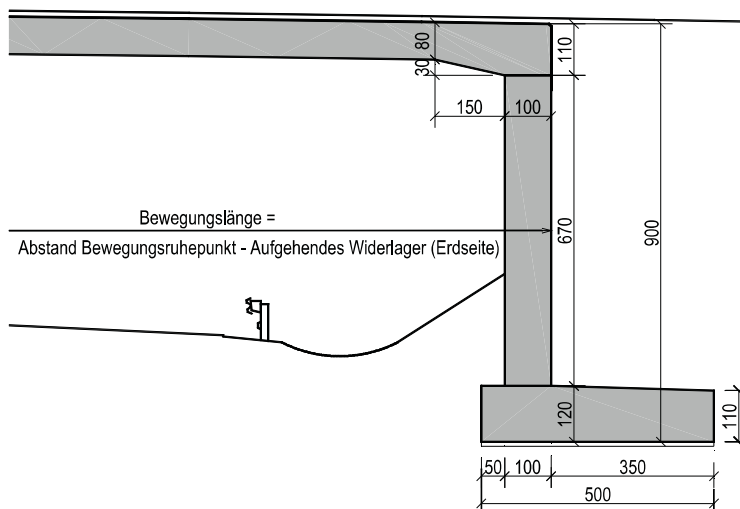


Abbildung 14. Abmessungen eines beispielhaften flachgegründeten integralen Brückenwiderlagers (Betongüte: Überbau C30/37, Unterbau C25/30)

Figure 14. Dimensions of an exemplary integral abutment with a shallow foundation (Material: Superstructure C30/37, Substructure C25/30)

In der nächsten anschaulichen Skizze (siehe Abbildung 15) ist die Bewegungslänge des Überbaues zu einem möglichen Festpunktbereich dargestellt. Aufgrund von geringfügig abweichenden Bodenparametern bzw. Toleranzen, Steifigkeitsänderungen im Unter- und Überbau ist der mögliche Bereich des Festpunktes zu ermitteln bzw. sachverständig und objektsbezogen vorzusehen.

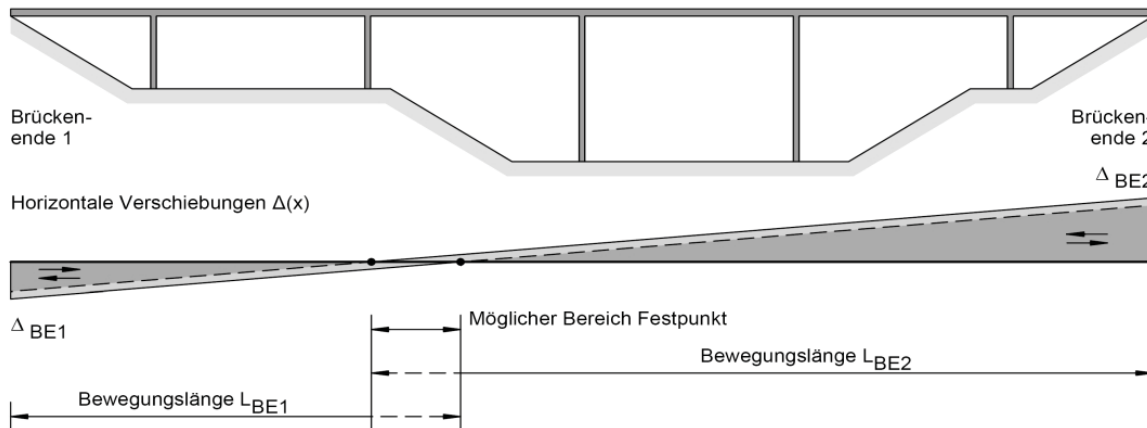


Abbildung 15. Möglicher Festpunktbereich und die daraus resultierende Auswirkung auf die Bewegung im Bereich des Widerlagers in Abhängigkeit der Überbaulängenänderung⁹³

Figure 15. Possible fixed-point range and the resulting impact on the movement in the area of the abutment according to the change in length of superstructure

Um die verschiedenen Festlegungen und Ansätze vergleichen zu können werden zusätzlich zu den Abmessungen der Konstruktion noch einige typische Hinterfüllungsparameter etc. für eine detaillierte Betrachtung angesetzt.

Hinterfüllungsparameter:

- Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$
- Wandneigung $\alpha = 0^\circ$ (siehe Abbildung 14)
- Geländeneigung $\beta = 0^\circ$ (siehe Abbildung 14)
- Wichte $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Wandreibungswinkel $\delta = -0,5 \cdot \varphi$ (wenig rau bis rau)
- Beiwert für Erdruchdruck $K_0 = 0,426$
- Beiwert für den passiven Erddruck $K_p = 7,02$ ($\alpha = \beta = 0^\circ$, $\delta = -0,5 \cdot \varphi$)

Abstand der Hinterfüllung zum Festpunkt maximale Bewegungslänge L [m]

⁹³ ASTRA 12004, Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3 Brückenende, 2011, Bundesamt für Strassen, Seite 24, Zugriff über www.astra.admin.ch am 15.12.2013

gesamte jahreszeitliche Temperaturschwankung (ON B 1991-1-5 6.1.3.3) $\Delta T_N \sim 60 \text{ K}$

(Annahme Brückenstandort Graz; Seehöhe SH = 370m; Zone gemäß Tab. 1 ÖNORM B1991-1-5 Südalpiner Bereich, Tal- und Beckenlandschaften, unter 1000m; Brückentyp gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 Punkt 6.1.1 Typ 3 – Betonkonstruktion (jedoch ist der gerundeten Werte für eine Vielzahl von Brücken in Österreich repräsentativ)

$u^* = L \cdot \Delta T_N \cdot \alpha_T \dots$ tatsächliche Wandverschiebung zufolge der jahreszeitlicher Temperaturänderung*

(*Schwinden, Kriechen, Vorspannung, ... wird in diesem beispielhaften Vergleich vorerst nicht berücksichtigt)

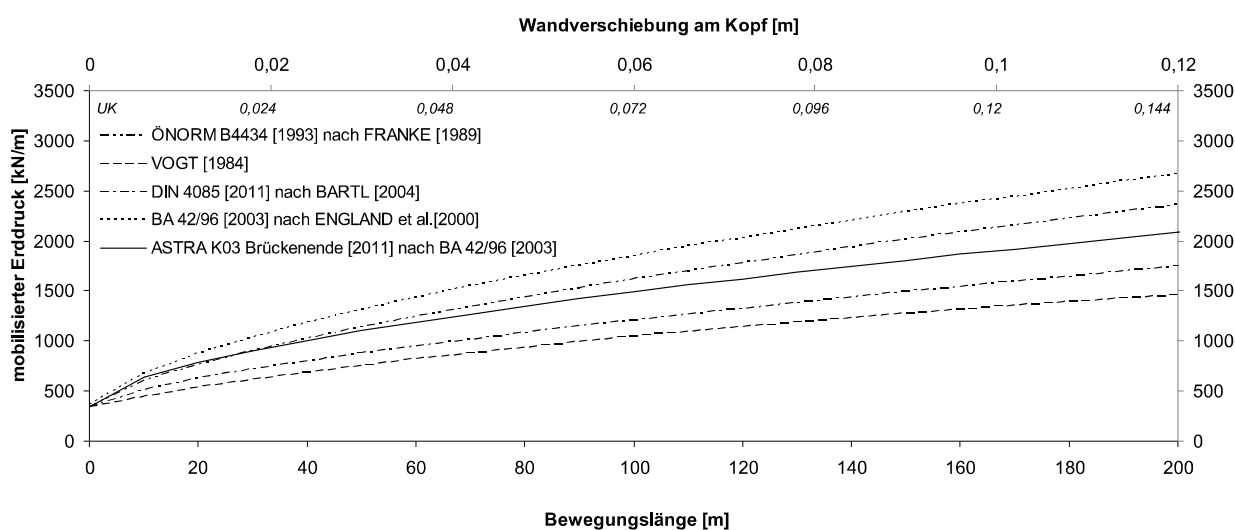


Abbildung 16. Vergleich verschiedener Ansätze für den mobilisierten passiven Erddruck bei einer primären Fußpunktverdrehung in Abhängigkeit zu unterschiedlichen negativen Wandbewegungen.

Figure 16. Different approaches for the mobilized passive earth pressure at a primary rotation at the base depending on various negative movements of the wall

Der oben angeführte Abbildung 16 stellt einen Vergleich dar. Die hohen mobilisierten Erddrucke der Schweizer Richtlinie bei einer Fußpunktverdrehung werden noch von der Österreichischen und der Richtlinie aus Großbritannien übertroffen, die jedoch wie bereits erwähnt eine untersten Erdrückkoeffizienten von $K_0 = 0,6$ und einen höheren α_T vorschreiben. Werden diese zusätzlichen Vorgaben nicht berücksichtigt, würde die Grafik sich wie folgt verändern, und die österreichische und britische Richtlinien für dieses Beispiel quasi ex equo Berechnungsangaben liefern (siehe Abbildung 17).

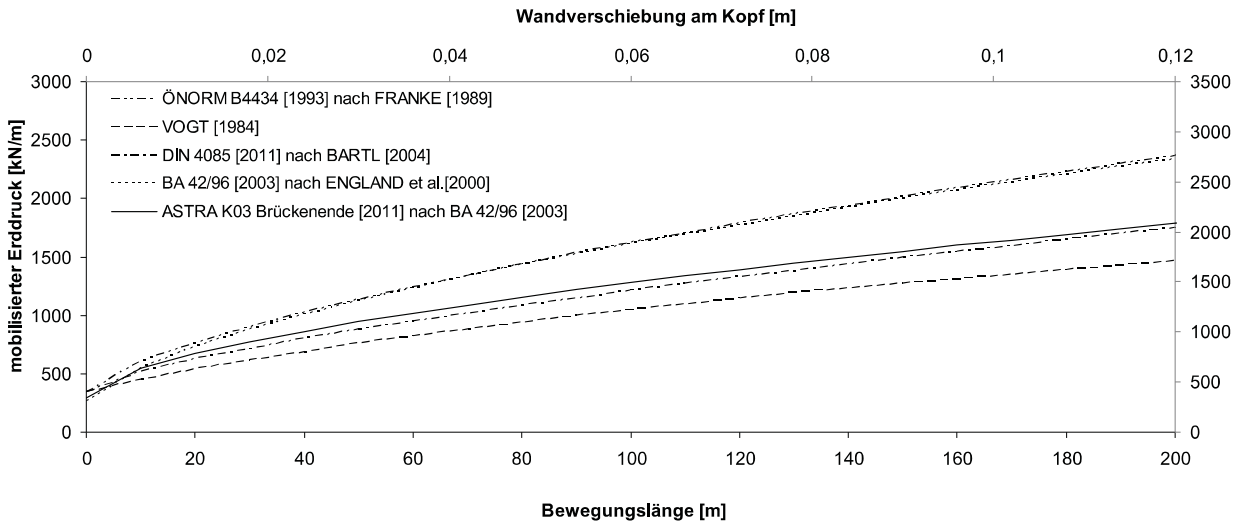


Abbildung 17. Vergleich verschiedener Ansätze für den mobilisierten passiven Erddruck bei einer primären Fußpunktverdrehung in Abhängigkeit zu unterschiedlichen negativen Wandbewegungen ohne Berücksichtigung der speziellen Festlegungen im britischen Regelwerk.

Figure 17. Comparison of different approaches for the mobilized passive earth pressure at a primary rotation at the base depending on various negative movements without taking into account the special requirements in the British rules

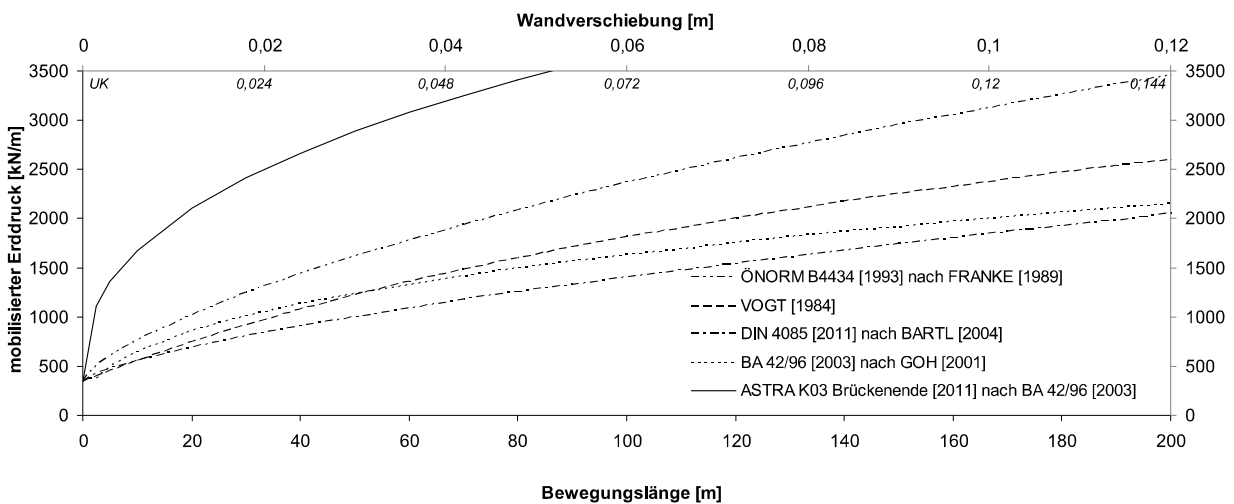


Abbildung 18. Vergleich verschiedener Ansätze für den mobilisierten passiven Erddruck bei einer primären Parallelverschiebung bei unterschiedlichen negativen Wandbewegungen. Verteilung analog der angeführten Skizzen.

Figure 18. Comparison of different approaches for the mobilized passive earth pressure at a primary parallel shift. Distribution analogous to the listed sketches

Bei einer reinen Translationsbewegung (siehe Abbildung 18) ergeben sich zufolge der ASTRA-Richtlinie mit den unter Abbildung 13 dargestellten Erddruckfigur für semiintegrale Brücken sehr große Erddrücke. Die mobilisierten passiven Erddrücke der übrigen Richtlinien weisen keine derartigen gravierenden Abweichungen untereinander auf.

Da jedoch selten eine reine Rotations- oder Translationsbewegung im Widerlager stattfindet, ist abgesehen von dem Ansatz nach Vogt eine Interpolation bzw. Kombination der Berechnungen bzw. Ergebnisse notwendig. Das nachfolgende Diagramm (siehe Abbildung 19) stellt eine Interpolation der Ergebnisse der oben angeführten Diagramme, mit dem Ansatz einer 50%igen Fußpunktverdrehung und 50%igen Parallelverschiebung, dar.

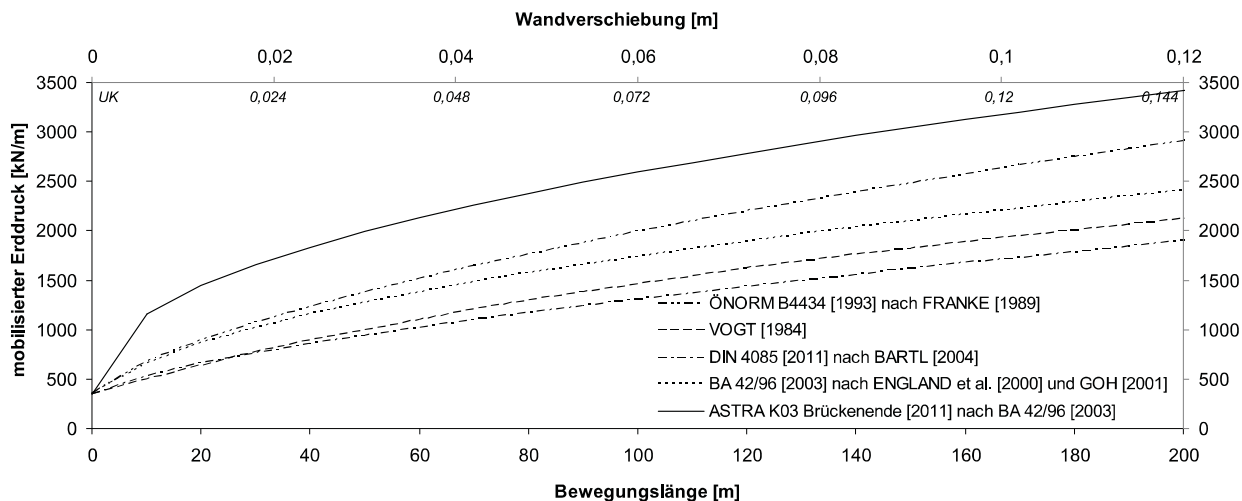


Abbildung 19. Mobilisierter passiver Erddruck in der Annahme einer 50 %igen Widerlagerrotation und 50 %igen Widerlagertranslation für unterschiedliche negative Wandbewegungen

Figure 19. Mobilized passive earth pressure in the adoption of a combination (translation and rotation) for different negative movement

Hierbei relativiert sich geringfügig der stark abweichende Erddruckansatz der Schweizer Richtlinie zufolge einer Widerlagerparallelverschiebung. Es empfiehlt sich daher den Erddruckverlauf für semi-integralen Brücken bei integralen Brückenbauwerken nicht analog anzuwenden.

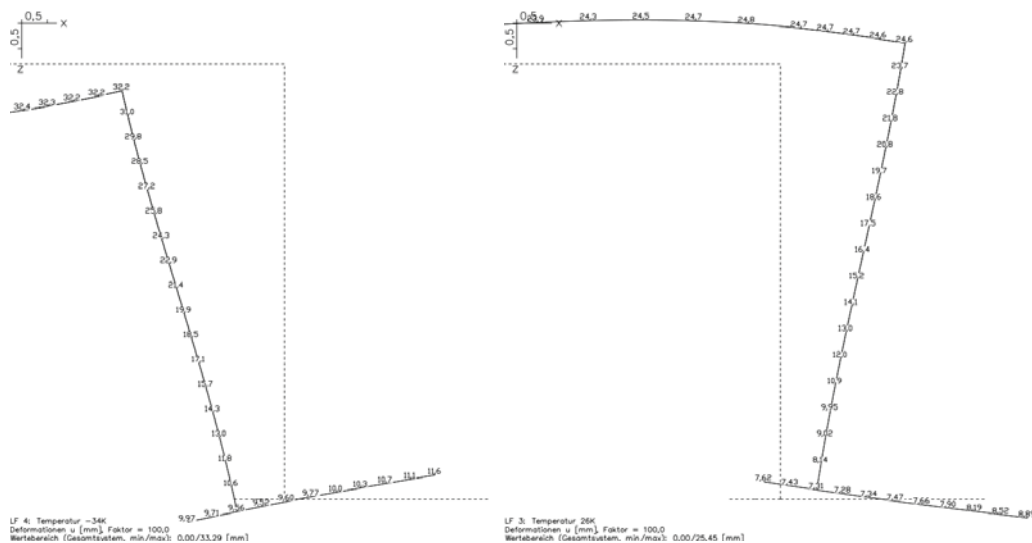


Abbildung 20. Positive und negative elastische Widerlagerverformung zufolge jahreszeitlicher Temperaturveränderung (-34 K und +26 K) bei einer vertikalen Bettung von 50 MN/m³ und einer horizontalen Bettung von 5 MN/m³ im Bereich des Fundamentes. (Abmessungen und Bauteilsteifigkeit siehe Abbildung 14)

Figure 20. Positive and negative elastic deformation of the abutment according to seasonal change in temperature (-34 K and +26 K). A vertical elastic support of 50 MN/m³ and a horizontal elastic support of 5 MN/m³ in the area of the foundation is taken into account. (Dimensions and stiffness of the abutment see Figure 14)

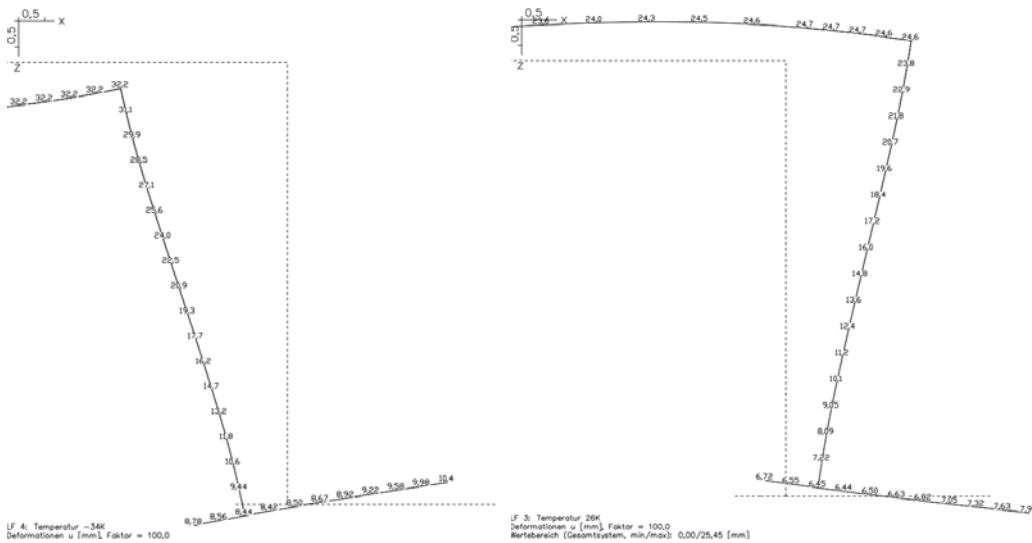


Abbildung 21. Positive und negative Widerlagerverformung zufolge jahreszeitlicher Temperaturveränderung (-34 K und +26 K) bei einer vertikalen Bettung von 50 MN/m³ und einer horizontalen Bettung von 5 MN/m³ im Bereich des Fundamentes bei der Berücksichtigung eines Steifigkeitsabfalles im Rahmenecken um 50 %.

Figure 21. Positive and negative abutment deformation according to seasonal temperature change (-34 K and +26 K) in a vertical elastic support of 50 MN/m³ and a horizontal elastic support of 5 MN/m³ at the foundation and considering a reduction of the stiffness by 50% in the rigid stiff-jointed framework.

Eine Abnahme der Parallelverschiebung zufolge einer Rissbildung (Steifigkeitsabfall) in den Rahmenecken kann berücksichtigt werden. Jedoch zeigt sich hier keine maßgebende Veränderung des Verhältnisses der Fußpunktverformung zur Parallelverschiebung (siehe auch Abbildung 20 und Abbildung 21 → Abnahme der Parallelverschiebung zur Gesamtverformung ~3%).

Anhand der nachfolgenden Grafik (vgl. Abbildung 22) ist erkennbar, dass bis $\varphi = 27,5^\circ$ (Reibungswinkel der Hinterfüllung) gemäß den angenommenen Randbedingungen bei einem Bewegungslänge von 100m der Erddruckansatz auf einem Meterstreifen des beispielhaften Widerlagers gemäß schweizer Richtlinie auch bei einer reinen Fußpunktverdrehung ein Maximum ergibt. Jedoch wird bei einem höheren Reibungswinkel, wie bereits erwähnt, der teilweise fixierte Erdrudruckbeiwert der britischen Richtlinie maßgebend.

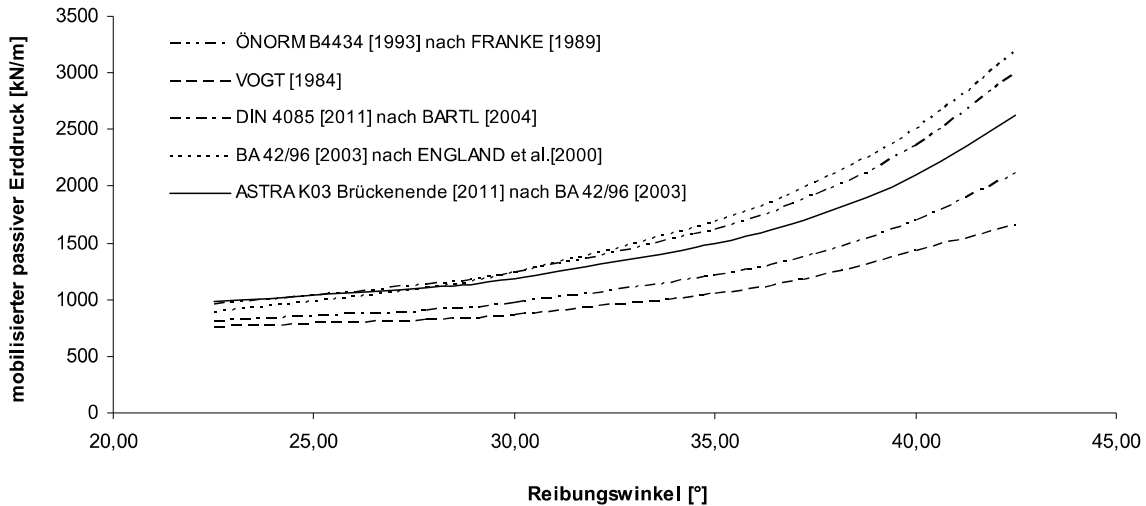


Abbildung 22. Entwicklung des mobilisierten passiven Erddruckes in Abhängigkeit zum Reibungswinkel bei Rotation um den Fußpunkt (Kopfverformung $u = 0,06 \text{ m}$)

Figure 22. Development of the mobilized passive earth pressure depending on the angle of friction for rotation about the base (head deformation $u = 0.06 \text{ m}$)

3.3.8 Erddruckverlauf

Neben den mannigfaltigen Erddruckansätzen in den internationalen Richtlinien, ist auch der Verlauf der einwirkenden Kräfte auf das aufgehende Widerlager inkongruent. Die nachfolgende Darstellung zeigt neben dem Verlauf auch die unterschiedlich belasteten Elemente des Widerlagers.

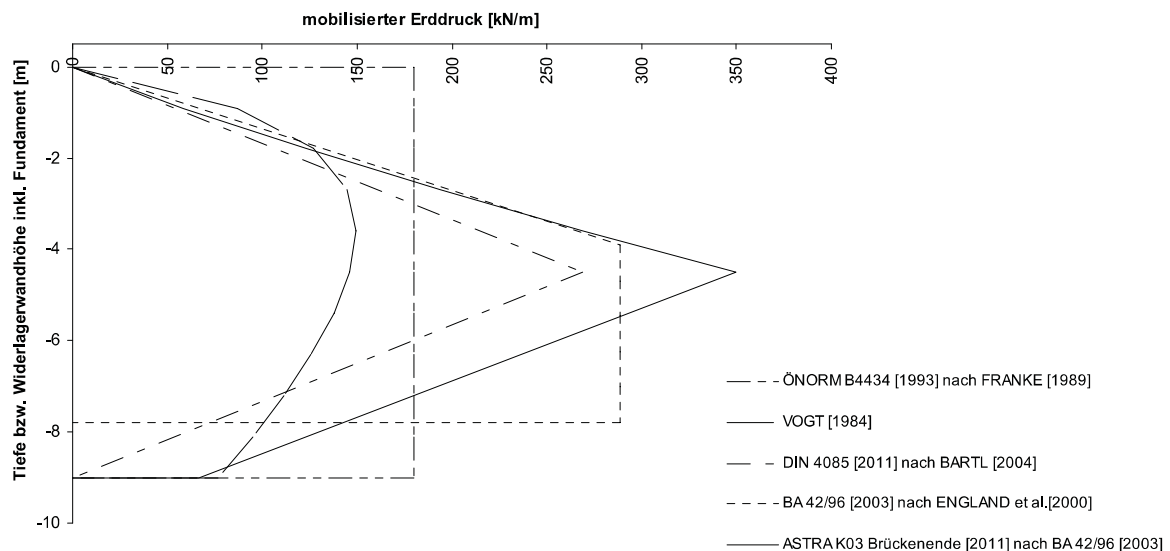


Abbildung 23. Erddruckverteilung des mobilisierten passiven Erddruckes über die Wandhöhe für eine Fußpunktdrehung mit einer Kopfverschiebung von $u = 0,06 \text{ m}$, mit den Ansätzen für den mobilisierten Erddruck nach:

- ÖNORM B4434 (1993) nach FRANKE (1989),
- VOGT (1984),
- DIN 4085 (2011) nach BARTL (2004),

- BA 42/96 (2003) nach ENGLAND et al. und
 - ASTRA Richtlinie K03 Brückenende (2011) nach BA 42/96 (2003)
 gemäß den beispielhaften Vorgaben.

Figure 23. Earth pressure distribution of the mobilized passive earth pressure on the wall height for rotation with a head displacement of $u = 0.06$ m, with the approaches for the mobilized earth pressure according to:

- ÖNORM B4434 (1993) referred to FRANKE (1989),
 - VOGT (1984),
 - DIN 4085 (2011) corresponding to BARTL (2004),
 - BA 42/96 (2003) to ENGLAND et al. and
 - ASTRA Directive K03 Bridge End (2011) referred to BA 42/96 (2003)
 according to the exemplary definitions.

Hierbei wird, neben dem exakt definierten Erddruckverlauf von VOGT und den bereits erwähnten Erddruckverlauf nach BA 42/96 (vgl. Abbildung 12) und ASTRA-Richtlinie K03 Brückenende (siehe Abbildung 13), für die Erddruckverteilung der ÖNORM B4434 (1993) eine Rechtecksumlagerung gemäß *Punkt 9.2.1 Bild 32* in der selben Norm gewählt.⁹⁴ Für den ermittelten Erddruck gemäß DIN 4085 (2011) nach BARTL (2004) wird die vereinfachte Verteilung nach *Tabelle B.3* der DIN 4085 (2011) herangezogen. Diese beiden letzten Erddruckverteilungen sind in der Fachwelt für ein integrales Brückenwiderlager nicht ganz unbestritten. Folgend werden die Vor- und Nachteile dieser einfachen Verteilung aufgezählt damit sich der visierte Leser selbst ein Bild davon machen kann.

Das Bild 32 in der ÖNORM B 4434 zeigt einmal ausgesteifte Wände und wurde der Empfehlung des Arbeitskreises „Baugruben“ (kurz EAB) entnommen.⁹⁵ Da es sich im Fall eines integralen Brückenwiderlagers in den seltensten Fällen um Spundwände oder Schlitzwände (welche in der oben angeführten Norm auch als Ortbetonwände bezeichnet werden) handelt, ist die Anwendung des Lastbildes zu hinterfragen. Am Anfang des *Punktes 9.3* in der oben zitierten Norm wird eine Dreiecksverteilung aus dem Eigengewicht vorgeschlagen. Jedoch wird auch der von WEIßENBACH erkannte höhere Angriffspunkt der aus dem passiven Erddruckes resultiert erwähnt.⁹⁶ Mit der angenommen Rechteckverteilung in der Abbildung 23 wird diesem Passus mehr Genüge getan.

In ähnlicher Weise verhält es sich mit der gewählten Erddruckverteilung in der DIN 4085 (2011). Der mobilisierte passive Erddruck im Ansatz von BARTL (2004) ist primär für Baugrubenwände aufgestellt worden.

Jedoch führt das gewählte Lastbild zur Verschiebung des Lastansatzpunktes der Resultierenden zur Straßenoberfläche und stellt somit eine Erhöhung des Abstandes vom Drehpunkt am Widerlagerfuß von $0,33 \cdot H$ auf $0,5 \cdot H$ dar.

⁹⁴ ÖNORM B 4434, Erd- und Grundbau – Erddruckberechnung, Wien, 1993, Seite 33

⁹⁵ Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB); Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1988

⁹⁶ Anton Weißenbach, Baugruben, Band 2 Berechnungsgrundlagen, Ernst und Sohn, Berlin 1975

3.4 Auswirkungen des normiert ermittelten mobilisierten passiven Erddruckes auf die Längsausdehnung des Tragwerkes

Die Verkürzung des Beispielbauwerkes zufolge der ermittelten Lastbilder (siehe Abbildung 23) wird berechnet und in der unten angeführte Tabelle ist der Ausdehnungswiderstand des Überbaus dargestellt.

	$u_{x,red}$ [mm]	u_x [mm]	$u_{x,red} / u_x$ [%]
ÖNORM B4434 [1993] nach FRANKE [1989]	-3,8	60	-6,33%
VOGT [1984]	-2,4	60	-4,00%
DIN 4085 [2011] nach BARTL [2004]	-2,9	60	-4,83%
BA 42/96 [2003] nach ENGLAND et al.[2000]	-4,3	72	-5,97%
ASTRA K03 Brückenende [2011] nach BA 42/96 [2003]	-3,9	60	-6,50%

Tabelle 3. Vergleich des Widerstand des mobilisierten passiven Erddruckes aufgrund verschiedener anerkannter Lastansätze auf das Widerlager und die dabei hervorgerufenen Auswirkungen auf den Brückenüberbau bei einer Bewegungslänge von $L = 100$ m und einer positiven Temperaturveränderung von 60 K.

Table 3. Comparison of the resistance of the mobilized passive earth pressure due to various loads on the abutment and the thereby caused effects on the bridge superstructure. The movement length L is 100 m and the positive temperature change ΔT is 60 K.

Hierbei wird deutlich, dass der aktivierten Erddrücke kaum Einfluß auf die Längenänderung des Bauwerkes hat.

Anhand einer Vergleichsrechnung, an einem ebenen Stabmodell mit dem Programm InfoCAD der Fa. InfoGraph GmbH (vgl. Abbildung 24), werden die maximalen Momente im Bereich des Widerlagers in Bezug auf die oben angeführten Lastbilder gegenüber gestellt.

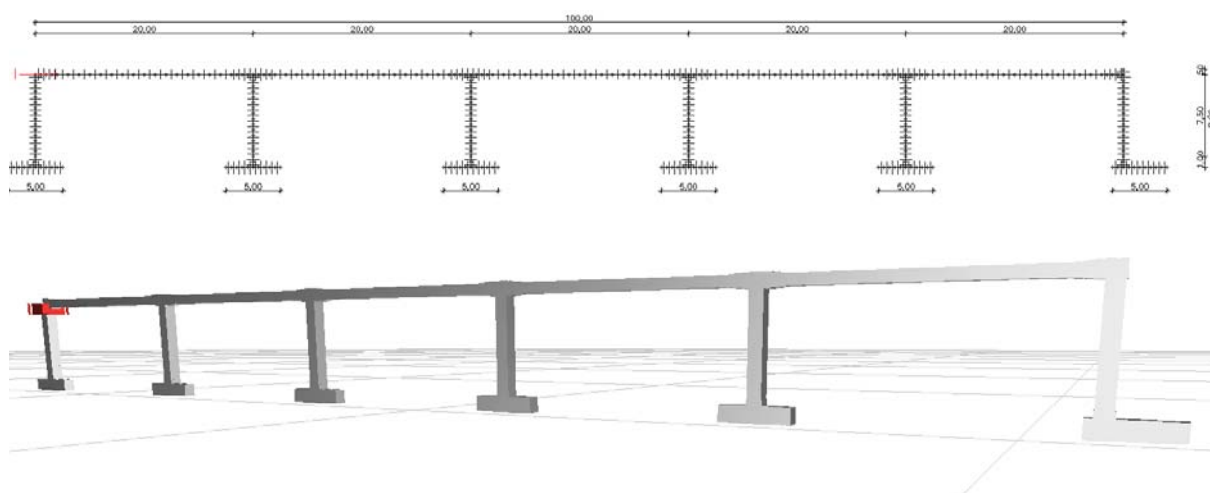


Abbildung 24. Ebenes Stabmodell eines integralen Brückenobjektes mit einer Bewegungslänge $L = 100$ m. Für die Berechnung ist das Programm InfoCAD und für die Systemdarstellung das Programm InfoGraph Systemviewer der Fa. InfoGraph GmbH Aachen/ Deutschland verwendet worden.

Figure 24. Structural analysis model of an integral bridge object with a motion length $L = 100$ m. The software InfoCAD and InfoGraph System Viewer from the company InfoGraph GmbH Aachen / Germany have been used for the structural analysis.

Dabei konnte festgestellt werden, dass bei dem oben dargestellten beispielhaften integralen Brückenobjekt, die maßgebenden Momente im Widerlagerbereich (negatives Rahmeneckmoment und luftseitiges Feldmoment (in etwa auf halber Widerlagerhöhe)) aufgrund der unterschiedlichen Lastansätze stark divergieren (siehe **Tabelle 4**).

	negatives erdseitiges Stützmoment (Rahmeneck)	positive luftseitiges Feldmoment ($\sim H/2$)
	kNm/m	kNm/m
ÖNORM B4434 [1993] nach FRANKE [1989]	-1022	1404
VOGT [1984]	-685	1001
DIN 4085 [2011] nach BARTL [2004]	-830	1367
BA 42/96 [2003] nach ENGLAND et al.[2000]	-1376	2150
ASTRA K03 Brückenende [2011] nach BA 42/96 [2003]	-1221	1906

Tabelle 4. Vergleich der maßgebenden Momente im Bereich des beispielhaft berechneten Widerlagers in Bezug auf die unterschiedlichen Lastansätze.

Table 4. Comparison of relevant moments in the exemplary computed abutment with respect to the different approaches of earth pressures.

3.5 Mobilisierter aktiver Erddruck (Winterstellung)

In der Winterstellung kann nach PELKE vereinfacht der aktive Erddruck angesetzt werden.⁹⁷ Dies wird auch von ENGLAND et al. bei den Versuchen festgestellt.⁹⁸

Es liegen zwar einige schemenhafte Verläufe des mobilisierten aktiven Erddruckes gemäß der positiven Wandbewegung vor. Diese Darstellungen liegen jedoch ohne beschriftete Ordinaten vor (siehe Abbildung 6, Abbildung 9 und Abbildung 10).

⁹⁷ Eberhard Pelke et al., *Fugenloses bauen, Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken. Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung Heft 50 - 2004, Wiesbaden, 2003*

⁹⁸ George L. England et al., *Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem, Thomas Telford, London, 2000*

4 Boden-Bauwerks-Interaktion - Numerische Berechnungen

Die Ergebnisse der normativen Vorgaben werden mit den Ergebnissen einer numerischen bodenmechanischen Berechnung verglichen. Derzeit stehen in der numerischen Geotechnik nichtlineare Berechnungsprogramme und hypoplastische Materialmodelle zur Verfügung. Diese Berechnungsmethoden werden dazu herangezogen um nachzuweisen inwieweit diese Softwarepakete mit ihren aktuellen Materialmodellen in der Lage sind diese Problemstellung zu lösen.

Für die numerische Simulation der Interaktion wird das Finite Elemente Computerprogramm PLAXIS verwendet. Für eine zweidimensionale Berechnung der Spannungen und Verformungen wird das Programm PLAXIS 2D V9.0 verwendet und für eine dreidimensionale Berechnung kann das Programm PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2 herangezogen werden. Diese Computerprogramme sind besonders darauf ausgerichtet geotechnische Problemstellungen zu lösen. Eine dreidimensionale Berechnung ist in dieser Arbeit nicht explizit durchgeführt worden. Dies ist für das beispielhafte Widerlager (siehe Abbildung 14) auch nicht von Nöten.

4.1 Modellierung

Geometrische Vorlage für die Berechnungen ist das bereits erwähnte Beispiel (siehe Abbildung 14) eines Überführungsbauwerkes. Dieses Objekt ist wie bereits erwähnt flachgegründet. Die tatsächliche Situation wird hierbei durch ein ebenes Modell, ähnlich dem Längsschnitt, abgebildet.

Um bei einem analogen Beispiel eines tiefgegründeten Objektes das Verhalten der Bohrpfähle mit berücksichtigen zu können, ist die Abbildung in einem zweidimensionalen System nicht ausreichend. Daher muss für ein tiefgegründetes Bauwerk auf ein dreidimensionales Berechnungsprogramm zurückgegriffen werden. Bohrpfähle, Kleinverpresspfähle, aufgelöste Widerlager, etc. können somit realitätsnaher nachgebildet werden und es besteht die Möglichkeit ein sinnvolles Ergebnis zu erzielen. (vgl. 3D-Berechnungsmodelle bzw. Abbildung 44 bis Abbildung 47)

4.1.1 Eingabe der Abmessungen der beispielhaften Aufgabenstellung

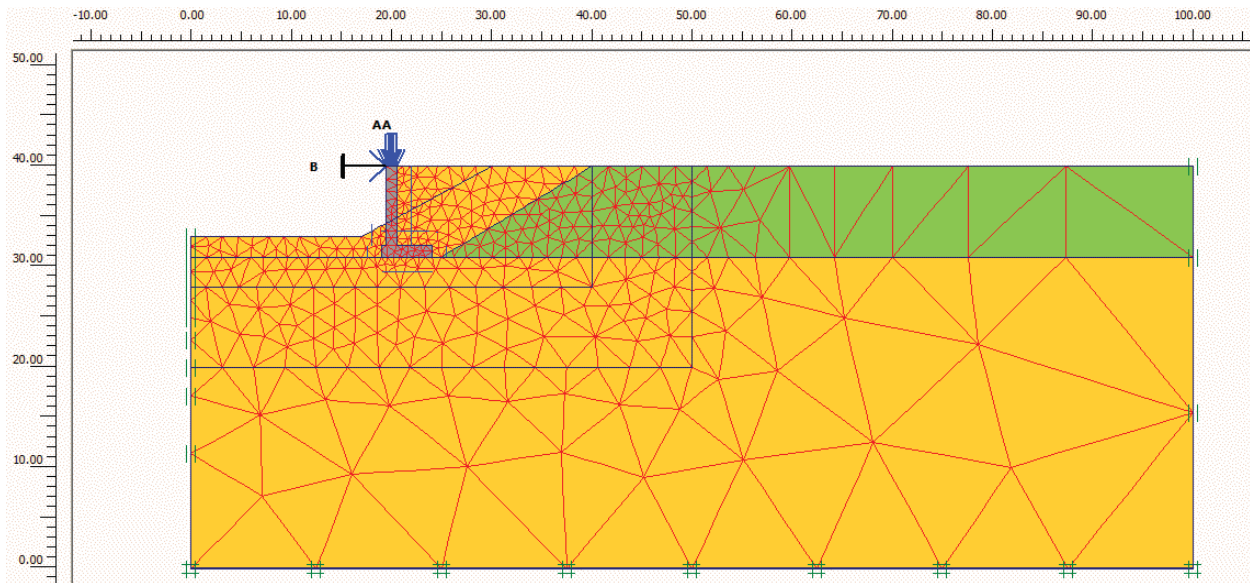


Abbildung 25 System eines flachgegründeten Brückenwiderlagers in PLAXIS 2D

Figure 25. System of a flat founded bridge abutment in PLAXIS 2D

Für die Berechnung der Interaktion eines integralen flachgegründeten Brückenwiderlagers mit dem Baugrund wird das Widerlager als Kontinuum im Baugrund diskretisiert. Der Überbau wird mittels einer Steife (mit entsprechender Länge und Steifigkeit des Überbaues) mit einer Länge $L = \text{maximale Bewegungslänge}$ und einer Steifigkeit $E \cdot A = E\text{-Modul des Tragwerksbetons} \cdot \text{Querschnitt des Überbaues}$ im Berechnungsmodell abgebildet. Für nachfolgende Berechnungen wird eine Einspannung des Widerlagers in das Tragwerk berücksichtigt und mit Hilfe zweier Steifen versucht abzubilden. Diese Steifen weisen nun aufgrund der Anzahl eine proportional geringere Steifigkeit auf und werden nicht im Schwerpunkt des Überbauquerschnittes platziert, sondern in den Viertelpunkten des zweidimensional abgebildeten Querschnittes.

Analog zu den analytischen Berechnung in Kapitel 3 werden für das untersuchte Widerlager eine Vielzahl von Überbauausdehnungen in Relation zu den verschiedenen Bewegungslängen betrachtet. Dabei werden die Erddruckveränderungen zufolge einer Überbauverformungen bis 6 cm bei unveränderten Widerlagerabmessungen berechnet. Dies entspricht einer Bewegungslängen des Überbaues von $L = 100 \text{ m}$ bei einem Temperaturunterschied von 60 K.

4.1.2 Materialmodelle und Materialkennwerte

Als Bodenmodell wird für die detaillierte Betrachtung das Hardening Soil-Modell mit Small-Strain-Stiffness verwendet. Dieses Stoffgesetz erlaubt dem Benutzer Auswirkungen aufgrund zyklischer Belastungen zu berechnen. Bauwerksteile (Unterbau und Überbau der Brücke) werden als linear elastische Elemente bzw. mit einem linear-

elastischen Stoffgesetz berücksichtigt. Die dafür notwendigen Materialkennwerte sind in den anschließenden Tabellen zusammengefasst.

- Linear elastische Bauteile:

Der Überbau wird wie bereits erwähnt mittels Steife(n) in PLAXIS modelliert. Diese linear elastischen Bauteile besitzen kein Gewicht, keine Biegesteifigkeit und können nur axial beansprucht werden. Steifen sind nur lokal über einen Knotenpunkt mit dem Kontinuum verbunden. Die Steifennormalkräfte werden aus den Verschiebungen der Knotenpunkte errechnet.

Bauteil	Querschnittsfläche [m ²]	E-Modul [MN/m ²]	Steifigkeit EA [MN]
Gesamte Tragwerksplatte (eine Steife)	0,8m ² /m	31900 (C30/37)	25520MN
Halbe Tragwerksplatte (zwei Steifen)	0,4m ² /m	31900 (C30/37)	12760MN

Tabelle 5. Angaben zu den linear elastische Bauteile (Steife(n))

Table 5. Information on the linear elastic components (fixed end anchor(s)).

- Linear elastisches Kontinuum:

Für steife massige Bauteile wird das linear elastische Modell von PLAXIS herangezogen. Demnach werden das Fundament und das aufgehenden Widerlager als Kontinuum modelliert. Dieses Modell folgt dem Hookschen Gesetz der isotropen linearen Elastizität. Das Modell enthält zwei elastische Steifigkeitsparameter, den Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν .

Bauteile	Wichte [kN/m ³]	E-Modul [MN/m ²]	Querdehnzahl [-]
Fundament	25	30500 (C25/30)	0,2
Aufgehendes	25	30500 (C25/30)	0,2

Tabelle 6. Angaben zu den linear elastischen Kontinua (Fundament und Aufgehendes)

Table 6. Information on the linear elastic continua (foundation and wall)

- HS small Kontinuum:

Dieses Modell wird für die Beschreibung des Bodenverhaltens verwendet. Das Hardening Soil Modell ist ein elasto-plastisches Modell. Es geht auf einen hyperbolischen Ansatz zurück und ist in Verbindung mit einer Reibungs-Verfestigung formuliert. Zusätzlich kann das Modell eine Kompressionsverfestigung (Kappe) zur Erfassung irreversibler Zusammendrückung unter Erstbelastung einbeziehen. Es ist zur Nachbildung von Sand

und Kies als auch von weicherer Bodenarten wie Schluff und Ton geeignet. Dieses Materialmodell nimmt ein elastisches Verhalten bei einer Be- und Entlastung an.⁹⁹

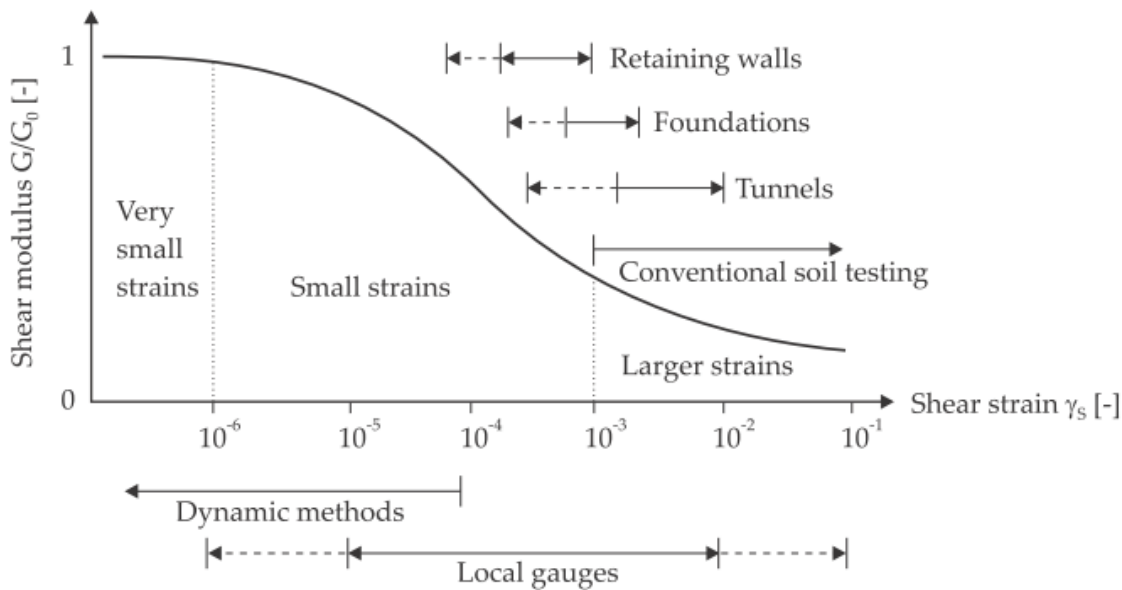


Abbildung 26. Charakteristisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten von einem Boden mit einem typischen Spannungsbereich für Laboruntersuchungen und Anlagen^{100, 101, 102}

Figure 26. Characteristic stiffness-strain behavior of soil with typical strain ranges for laboratory tests and structures

1926 beschrieb Masing das hysteresee Verhalten von Materialien unter einem Be- und Entladungszyklus.¹⁰³ Masings Gesetz ist mit den folgenden Parametern des Hardin-Drnevich Verhältnisses erfüllt:¹⁰⁴

$$\gamma_{0.7 \text{ re-loading}} = 2 \cdot \gamma_{0.7 \text{ virgin-loading}}$$

⁹⁹ PLAXIS 2D Material Models Manual Version 9.0, Seite 6-1, Zugriff über <http://www.plaxis.nl/plaxis2d/manuals/> am 5.12.2013

¹⁰⁰ John H. Atkinson und Göran Sällfors. *Experimental determination of soil properties*, Proc. 10th ECSMF, Florence, Vol. 3, 1991, Seite 915–956

¹⁰¹ Robert J. Mair. *Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations*. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Civil Engineering, Cambridge, 1992, Seite 27-41,

¹⁰² Thomas Benz, *Dissertation Small-Strain-Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2006, Seite 2

¹⁰³ Georg Masing, *Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing*, In. Proc. 2nd Int. Congr. Appl. Mech., Zürich, 1926

¹⁰⁴ PLAXIS 2D Material Models Manual Version 9.0, Seite 6-5, Zugriff über <http://www.plaxis.nl/plaxis2d/manuals/> am 5.12.2013

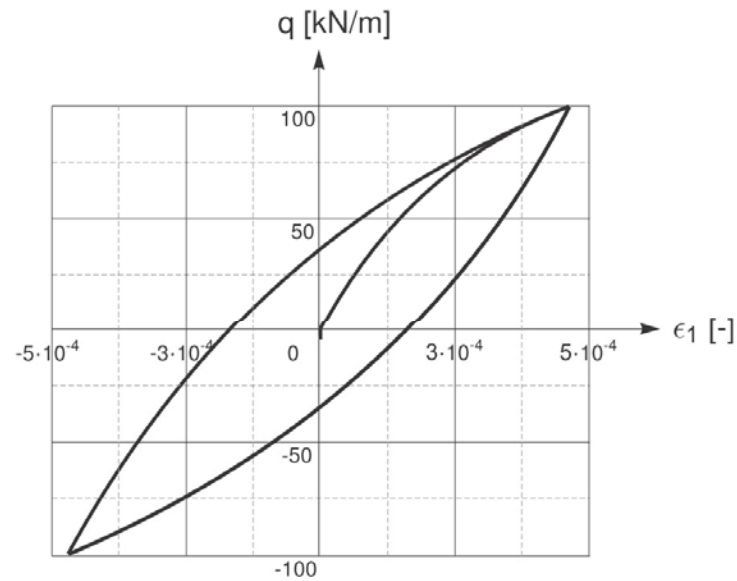


Abbildung 27 Hysterese Materialverhalten¹⁰⁴

Figure 27. Hysteretic material behaviour

Weiters basiert das elasto-plastische Stoffgesetz auf der Idee der "Bounding Surface Plasticity" nach LI und DAFALIAS. Bei diesen Stoffgesetzen ist die Steifigkeit des Materials eine Funktion vom Abstand des aktuellen Spannungszustandes zu der Grenzfläche (Bounding Surface - B), sofern sich dieser auf der Fließfläche (Yield Surface - Y) befindet. Liegt der aktuelle Spannungszustand innerhalb der Fließfläche, verhält sich das Material elastisch.

Bei der Ermittlung des Abstands des Spannungszustandes zu der Grenzfläche kommt eine Projektionsregel zum Einsatz. Die in Abbildung 28 weiterhin gezeigte Dilatanzfläche (Dilatancy Surface) ermöglicht zusammen mit der Festlegung des kritischen Zustands (Critical State Surface) eine Modellierung des kontraktanten, bzw. dilatanten Verhaltens des Reibungsmaterials: die Dilatanzfläche repräsentiert die Spannungszustände, bei denen ein Übergang von kontraktantem zu dilatantem Verhalten stattfindet.

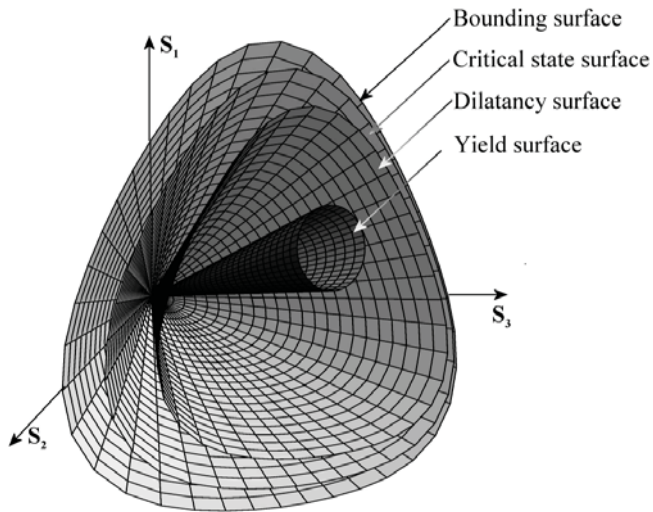


Abbildung 28. Ansicht der Begrenzungsfläche und der inneren Oberflächen des Hardening Soil Modells mit small-strain stiffness¹⁰⁵

Figure 28. View onto bounding surface and inside the Hardening Soil model with small-strain stiffness

¹⁰⁵ Thomas Benz, *Dissertation Small-Strain-Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2006, Seite 149

Angenommene Bodenkennwerte für die Hinterfüllung bzw. den Baugrund:

Materialparameter des HSsmall-Modells	Wert	Einheit
Reibungswinkel ϕ	35	°
Kohäsion c	1	kN/m ²
Dilatanzwinkel ψ	0	°
Wichte γ	19	kN/m ³
Wichte unter Wasser γ_{sat}	20	kN/m ³
Steifigkeit bei ödometrischer Erstbelastung $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$	45000	kN/m ²
Sekantensteifigkeit im Standardtriaxialversuch E_{50}^{ref}	45000	kN/m ²
Steifigkeit bei Ent- und Wiederbelastung $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	180000	kN/m ²
Poissonzahl bei Ent- und Wiederbelastung ν_{ur}	0,2	
Referenzdruck p^{ref} (Standardwert 100kN/m ²)	100	kN/m ²
Steifigkeitsexponent m	0,55	
Spannungsverhältnis der horizontalen effektiven zu den vertikal effektiven Spannungen im normal konsolidierten Zustand K_0^{nc}	0,426	
Ausfallquote R_f (Vorgabe $R_f > 1$)	0,9	
Interface-Reduktionsfaktor R_{inter}	0,7	
Tension Cut off σ_{Tension}	0,00	kN/m ²
Referenzschubmodul bei sehr kleinen Dehnungen G_0^{ref}	300000	kN/m ²
Referenzscherdehnung bei $G_s = 0,722 G_0$ $\gamma_{0,7}$	0,0002	m

Tabelle 7. Angenommene Materialparameter des Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall)

Table 7. Assumed material parameters for the Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall)

4.2 Validierung und Verifizierung der zyklischen Versuchsergebnisse von ENGLAND et al. mittels einer FE-Berechnung

Bevor das angeführte beispielhafte Widerlager mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente berechnet wird, werden Versuchsergebnisse der zyklischen Wandbewegung von ENGLAND et al. mit dem Programm PLAXIS 2D und dem Materialmodell HSsmall verglichen.

Die Interaktion resultierend aus einer zyklischen Widerlagerverdrehung und der Hinterfüllung wurde von ENGLAND et al. in umfassenden Untersuchungen im Labor durchgeführt und aufgezeichnet (siehe Abbildung 29).

Die Erddrücke und die Verformungen werden dabei von numerischen Berechnungen begleitet. Der Versuchsaufbau sieht dabei eine 52 cm hohe und am Fußpunkt verdrehbare Platte vor. Diese ist auf einer Länge von 114 cm mit trockenem Leighton-Buzzard-Sand in mitteldichter Lagerung hinterfüllt. Die Versuche sind mit bis zu 600 Fußpunktverdrehungen durchgeführt worden. Ein Zyklus entspricht zwei Verdrehungen, die sich aus einer Vor- und Rückverdrehung zusammensetzen. Dabei hat die Kopfverschiebung in 3 Stufen variiert und folgende Werte $\pm 7,5$ mm, ± 15 mm und ± 21 mm bzw. $\pm 0,144$ %, $\pm 0,288$ % und $\pm 0,404$ % der kippbaren Versuchswandhöhe eingenommen. Bei einer Verdrehung der Wand um $\pm 0,288$ % der Wandhöhe haben sich bereits nach 20 Zyklen

deutliche Setzungen von ca. 8 mm direkt hinter der 52 cm hohen Versuchswand offenbarten, die nach 180 Zyklen bis auf 27 mm anstiegen sind. Weiters sind in einer Entfernung von ca. der halben Wandhöhe Hebungen der Sandoberfläche eingetreten. Die Zunahme der Kopfverschiebung hat zu einem annähernd linear Setzungsverhalten geführt. Werden die oben erwähnten Verschiebungszyklen (analog der jahreszeitlichen Widerlagerchwankungen) noch mit geringeren Rotationen von rund $\pm 2,5$ mm mit einer Anzahl von 60 Zyklen pro Zyklus überlagert (Simulation der Schwankungen der Widerlagerwand aufgrund des Tagestemperaturverlaufes) verstärken sich die Setzungen. Neben den Setzungen und Hebungen im Bereich der Hinterfüllung werden auch 9 Druckaufnehmern über die Wandhöhe verteilt. Hierbei ist festgestellt worden, dass bereits nach ca. 10 Zyklen ein starker Anstieg des maximalen Erddruckes erfolgt und demnach die Zunahme abflaut. Nach mehr als 100 Zyklen können noch immer geringfügige Zunahmen aufgezeichnet werden. Der maximale Erddruck stellt sich unabhängig der Verdrehungsgröße auf der halben Wandhöhe ein.¹⁰⁶

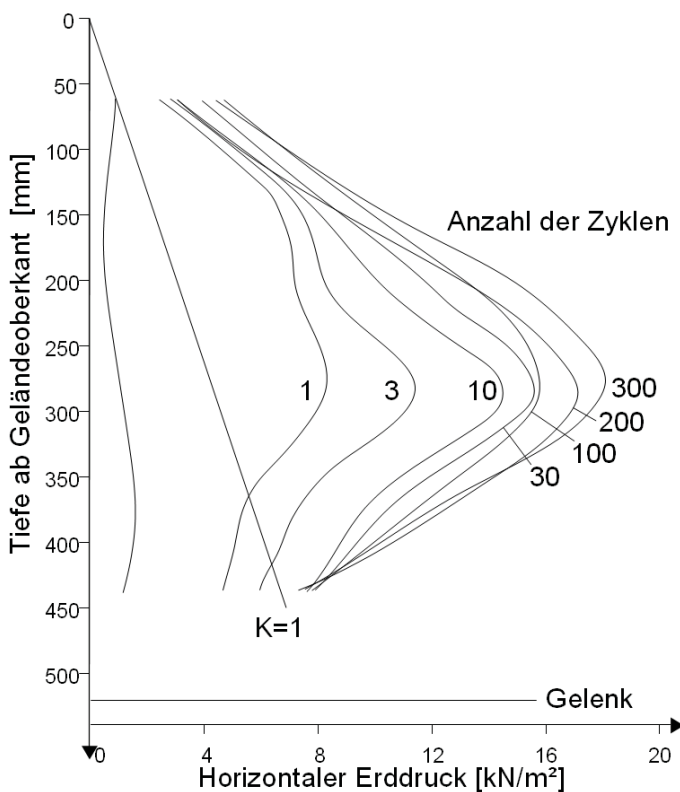


Abbildung 29. Erddruckzunahme zufolge zyklischer Beanspruchung im Laborversuch nach ENGLAND et al.¹⁰⁶

Figure 29. Increase in earth pressure due to cyclic loading in the laboratory according to ENGLAND et al.

Für die numerische Berechnung wird ein 6,25 m hoher und 106m breiter Modellbereich festgelegt und die Bodenparameter werden gemäß Tabelle 7 angesetzt. Es werden abweichend von der oben angeführten Versuchsdurchführungen nach ENGLAND et al. (2000) nur 100 Belastungszyklen bzw. 200 Wandverdrehung berechnet.

¹⁰⁶ George L. England et al., *Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem*, Thomas Telford, London, 2000

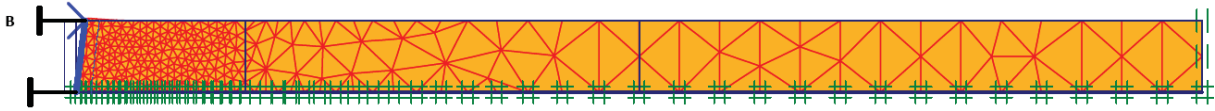


Abbildung 30. Berechnungsmodell für die Verifizierung des Versuchs nach ENGLAND et al. (2000)

Figure 30. Structural analysis model for the verification of the experiment according to ENGLAND.

Es zeigen sich in der Erddruckzunahme, im Verlauf des Erddruckes und in den vertikalen Verformungen im Hinterfüllungsbereich Analogien zwischen den Messwerten von ENGLAND et al. und den numerisch ermittelten Berechnungsergebnissen mittels PLAXIS 2D unter Verwendung des Materialmodells HSsmall (siehe Abbildung 31). Gleichzeitig deuten die Spannungsspitzen darauf hin, dass das gewählte Materialmodell suboptimal für diese zyklischen Berechnungen ist, jedoch steht zum Zeitpunkt der Berechnungen aus Sicht des Autors kein besseres Materialmodell im Programm PLAXIS zur Verfügung und HEROLD und VON WOLFFERSDORFF weisen daraufhin, dass das gewählte Materialmodell für dynamische Belastungen geeignet ist.¹⁰⁷

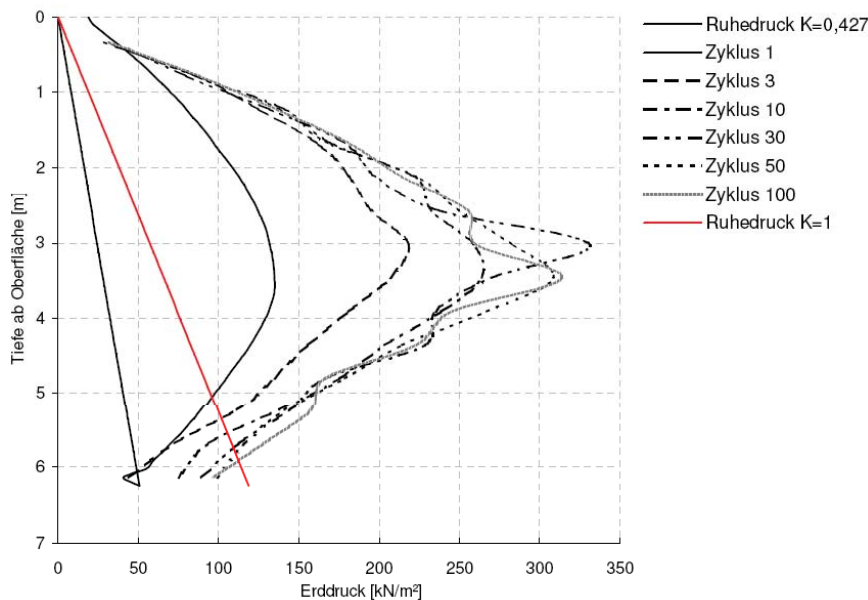


Abbildung 31. Ermittlung der Zunahme des Erddruckes hinter einer zyklisch um den Fußpunkt rotierenden Widerlagerwand mittels PLAXIS 2D unter zu Hilfenahme des Materialmodells HSsmall.

Figure 31. Determining the increase of the earth pressure behind a cyclic rotating wall hinged at bottom using PLAXIS 2D and the HSsmall model.

¹⁰⁷ Andreas Herold und Peter-Andreas von Wolffersdorff, *The Use of Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness for Serviceability Limit State Analyses of GRE Structures GeoAfrica, Cape Town, 2009*



Abbildung 32. Setzungen und Hebungen im Bereich der Hinterfüllung - maximale Hebung ca. im Abstand $H/2$ von der Widerlagerwand

Figure 32. Settlements and elevations in the area of backfilling - maximum elevation approximately at a distance $H/2$ behind the abutment

Aufgrund der positiven Ergebnisse der Validierung und Verifizierung der zyklischen Versuchsergebnisse von ENGLAND et al. mittels PLAXIS 2D wird im nächsten Abschnitt die beispielhafte Widerlagersituation detailliert betrachtet.

4.3 Numerische Berechnung der Erddruckzunahme zufolge zyklischer Widerlagerverformungen

4.3.3 Numerische Berücksichtigung der Bau- und Jahreszyklusphasen

Im ersten Schritt werden die Bauherstellungsphasen zufolge aktiver und inaktiver Bereiche modelliert, berechnet und damit ausreichend berücksichtigt. In der Phase 0 bzw. im Ausgangszustand wird die Dammlage und Anschüttung als konsolidierter Urzustand betrachtet.

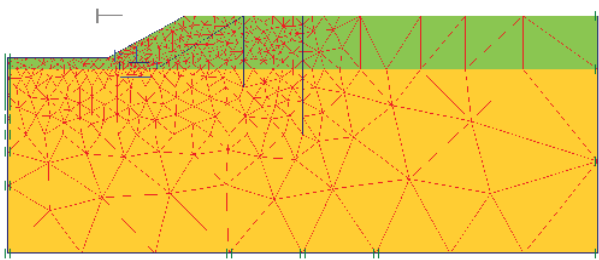


Abbildung 33. Phase 0 – Ausgangszustand

Figure 33. Phase 0 – Initial state

Die Phase 1 bzw. Aushubphase stellt eine Reduzierung der Bodenaufasten auf den Untergrund im Bereich der Baugrube dar.

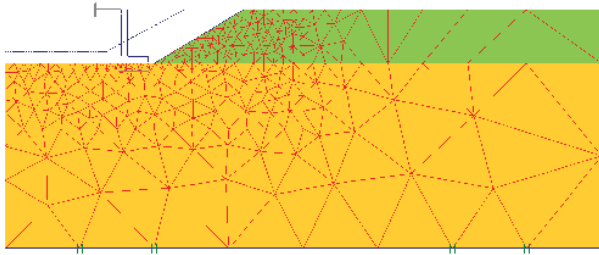


Abbildung 34. Phase 1 – Aushubzustand am Beginn der Bauarbeiten

Figure 34. Phase 1 – Excavation at the start of construction

Nach dem Aushub wird die Errichtung des Fundamentes und des Widerlagers in der Phase 2 berücksichtigt. Hierbei wird für die Stahlbetonkonstruktion ein elastisches Materialmodell gewählt und die Parameter zufolge der gängigen Betongüte (C25/30) für diese Bauteile angesetzt (siehe Tabelle 6).¹⁰⁸

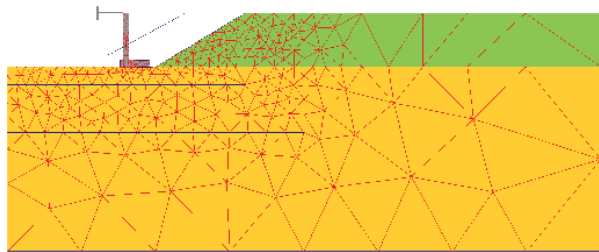


Abbildung 35. Phase 2 – Errichtung des Fundamentes und des aufgehenden Widerlagers

Figure 35. Phase 2 – Construction of the abutment including foundation

Die Errichtung des Tragwerkes wird durch eine angenommene Auflast auf das Widerlager (Linienlast $A = 174 \text{ kN/m}$) und mittels Aktivierung der Steife simuliert in Phase 3. Für das Tragwerk werden meist Betongüten $\geq \text{C30/37}$ verwendet (siehe Tabelle 5).¹⁰⁹

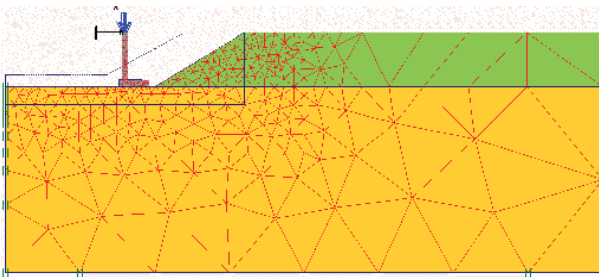


Abbildung 36. Phase 3 – Errichtung des Tragwerkes. Auflast A auf die Widerlagerwand und Aktivierung der Steife

Figure 36. Phase 3 – Construction of the Superstructure. Vertical load A on the abutment head and activating the fixed end anchor

¹⁰⁸ ASFINAG Planungshandbuch Brücke Bau V.3.0, Wien, 2011, Zugriff über www.asfinag.net am 06.06.2013

¹⁰⁹ ASFINAG Planungshandbuch Brücke Bau V.3.0, Wien, 2011, Zugriff über www.asfinag.net am 06.06.2013

Im nächsten Schritt wird die Hinterfüllung eingebaut. Einen mehrlagigen Einbau und eine entsprechender Verdichtung der einzelnen Lagen wurde in der Berechnungssimulation in Phase 4 unberücksichtigt gelassen.

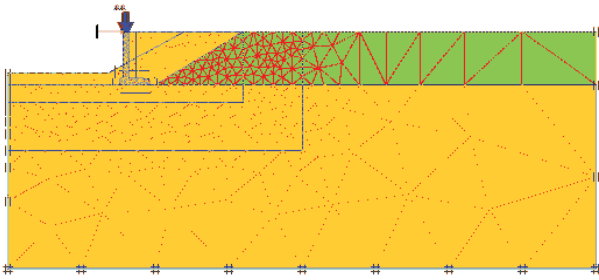


Abbildung 37. Phase 4 – Hinterfüllen des Widerlagers in der PLAXIS 2D-Berechnung eines integralen Brückenwiderlagers

Figure 37. Phase 4 – Backfilling of the abutment in the PLAXIS 2D calculation of an integral abutment bridge

In den nachfolgenden Phasen wird die Temperaturbelastung bzw. Längenausdehnung des Überbaues mittels einer Punktlast B und einer Veränderung dieser Last im Bereich der Steife simuliert.

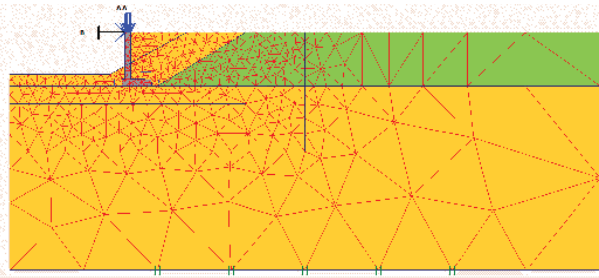


Abbildung 38. Phase 5 bis X – Überbaulängsverformungen aus dem jahreszeitlichen Temperaturverlauf und der damit verbunden Ausdehnung und Stauchung des Tragwerkes werden mittels einer veränderlichen Punktlast auf die Steife simuliert.¹¹⁰

Figure 38. Phase 5 to X – Superstructure longitudinal deformations due to the seasonal temperature variation and the associated expansion and compression of the structure are simulated by means of a variable point load on the fixed end anchor

Die Ersatzlast zur Simulation der Verformung gemäß der unteren Tabelle, die entsprechend der Bewegungslänge von $L = 20$ m und für eine Erwärmung von 26 K und eine Abkühlung von 34 K ermittelt wird, wird unter Berücksichtigung der Bauwerkssteifigkeit ermittelt. Für den Sommer ergibt sich somit eine Punktlast bei zwei Steifen von $12.760 \text{ MN} \cdot 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1} \cdot 26 \text{ K} = 3318 \text{ kN}$ und für den Winter von $12.760 \text{ MN} \cdot 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1} \cdot -34 \text{ K} = -4.338 \text{ kN}$

¹¹⁰ Jede Lastveränderung im PLAXIS 2D benötigt eine eigene Phase. Bei einer Simulation des Temperaturverlaufes über die Lebensdauer einer Brücke >70 Jahre sind daher 140 Phasen einzeln in die grafischen Benutzeroberfläche einzugeben. Um die Benutzereingabe in die oben erwähnte Software zu automatisieren werden mittels der Software AutoHotkey Skripts erstellt. AutoHotkey ist eine freie Open-Source -Scriptsprache für Windows, mit der man wiederholende Arbeitsaufgaben auf der grafischen Windows-Benutzeroberfläche steuern kann. Mit Hilfe eines erstellten Skripte werden die große Anzahl an Phasen automatisiert erstellt (vgl. AutoHotkey Documentation Zugriff über www.autohotkey.com am 26.12.2013)

L [m]	s_h [m]	
20	0,0052	-0,0068
30	0,0081	-0,0102
50	0,0135	-0,0170
70	0,0189	-0,0238
100	0,0270	-0,0340
120	0,0324	-0,0408

Tabelle 8. Ermittelte Verschiebungen zufolge der Dehnung bzw. Stauchung aufgrund der Erwärmung und Abkühlung bei variierende Bewegungslängen

Table 8. Determined displacements according to the expansion or compression due to the heating and cooling at varying lengths of movement

In der nachfolgenden Abbildung 39 wird in einem dreidimensionalen Diagramm die ermittelte Veränderung des Erddruckes bzw. der Wandel des Erddruckverlaufes nach mehreren Zyklen dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass der mobilisierte aktive Erddruck in der „Winterstellung“ kaum variiert, jedoch zu Beginn der mobilisierte passive Erddruck signifikant zunimmt.

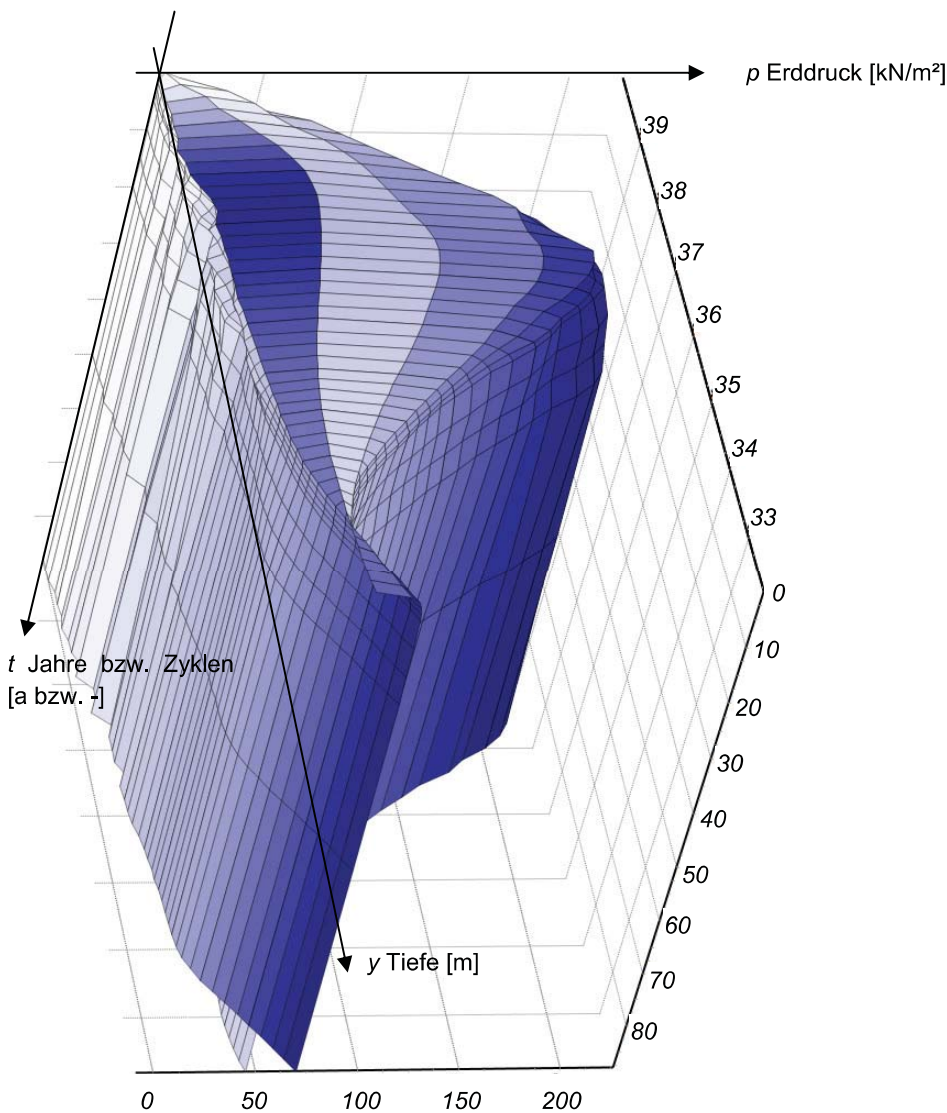


Abbildung 39. Ergebnis der Berechnungen der Veränderung des horizontalen Erddrucks auf eine Widerlagerwand während eines „Brückenleben“ bzw. ~ 90 Bewegungszyklen bei einer Bewegungslänge von $L = 20$ m (Verformung siehe Tabelle 8)

Figure 39. Result of the calculations of the change of the horizontal earth pressure on an abutment bridge during a "bridge of life" or ~ 90 movement cycle. lengths of movement $L = 20$ m (Verformung cf. Table 8)

Weiters ist der über mehrere Zyklen veränderlichen mobilisierten passive Erddruck auch bei geringfügigen regelmäßigen Kopfverformungen von ± 6 mm ersichtlich und es zeigt sich, dass der Verlauf des mobilisierten passiven Erddruckes gut mit dem Ansatz nach VOGT übereinstimmt. Die in 3.3 dargestellten normativ ermittelte Erddrücke auf das Widerlager sind signifikant geringer als der mittels PLAXIS ermittelte horizontale Erddruck nach einer größeren Anzahl von zyklischen Widerlagerwandbewegungen. Zum Beispiel ergibt sich für den umgelagerten mobilisierten Erddruck gemäß B 4434 ein Wert von $75,5 \text{ kN/m}^2$, während gemäß der vorliegenden Berechnung ein maximaler Wert von 220 kN/m^2 zu erwarten ist.

Entsprechend dieser Erkenntnis empfiehlt es sich für eine ausreichende Dimensionierung des Tragwerkes neben dem aktiven Erddruck als unterer Grenzwert, für den oberen Grenzwert den mobilisierten passiven Erddruck auch bei kleinen Tragwerken ausreichend zu berücksichtigen. Für die gesamte Widerlagerverformung ist die maximale Bewegungslänge infolge differenzierter Bettungssteifigkeitsvariationen zu berücksichtigen. Die gesamte somit ermittelte Verformung zufolge Sommer- und Winterstellung einschließlich monotoner Bewegungen ist für die Ermittlung des mobilisierten Erddruckes heranzuziehen, wobei ebenfalls eine mögliche Schwankungsbreite des Reibungswinkel und der Kohäsion der Hinterfüllung einzubeziehen ist. Die ermittelten maximalen Bemessungserddrücke sind gegebenenfalls auch umgelagert anzusetzen.

4.4 Ideale Ausführungszeit bzw. idealer Zeitpunkt des Fugenschlusses Überbau-Unterbau

Bei der Herstellung von integralen Brücken flammt vermehrt die Diskussion über die ideale Ausführungszeit bzw. den rechtzeitigen Fugenschluß (Unterbau – Überbau) auf. Deshalb werden in dieser Arbeit die Auswirkungen aufgrund vier verschiedener Ausführungszeiträume (Frühling, Sommer, Herbst und Winter) theoretisch studiert. Hierbei werden die Verformungen zufolge der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen noch mit den Schwind- und Kriechverformungen überlagert. (Verformungstabelle siehe Anhang 0). Dabei zeigen sich Abweichungen in den Erddruckzunahmen in den ersten Jahren bzw. Zyklen. Jedoch sind keine wesentlichen Divergenzen in den Endergebnissen bzw. maximalen Erddrücken nach 100 Jahren ersichtlich (siehe Abbildung 40, Abbildung 42 und Abbildung 43). Daher ist davon auszugehen, dass für die maximalen horizontalen Erddrücke auf das Widerlager kein optimaler Fugenschlußzeitpunkt genannt werden kann.

Die Ergebnisse der Berechnung für den Sommer werden hierbei nicht berücksichtigt. Dessen ungeachtet werden die Ergebnisse der Berechnung für den Sommer präsentiert. Hierbei zeigt sich wiederholt, wie bereits unter 0 erwähnt, dass zyklische Berechnungen mit einer großen Anzahl von gleichförmigen Bewegungen anfällig für Singularitäten sind (siehe Abbildung 41).

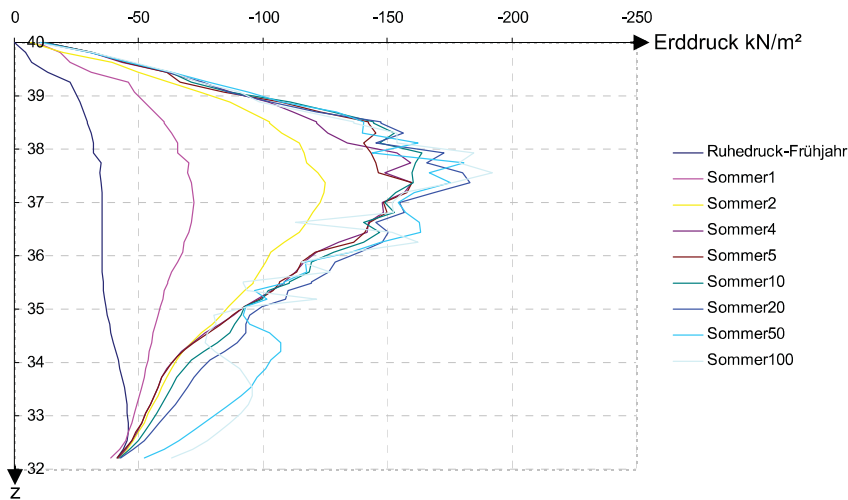


Abbildung 40. Erddruckzunahme zufolge 100 ungleichförmiger zyklischer Verformung $s_h(\Delta T_N+c+s)$ – Fugenschluß Frühling bzw. 91 Tage vor Sommer ($\Delta T_{N,pos}$)

Figure 40. Increase in earth pressure due to non-uniform cyclic loading $s_h(\Delta T_N+c+s)$ – completion of the bridge in spring respectively 91 days before summer ($\Delta T_{N,pos}$)

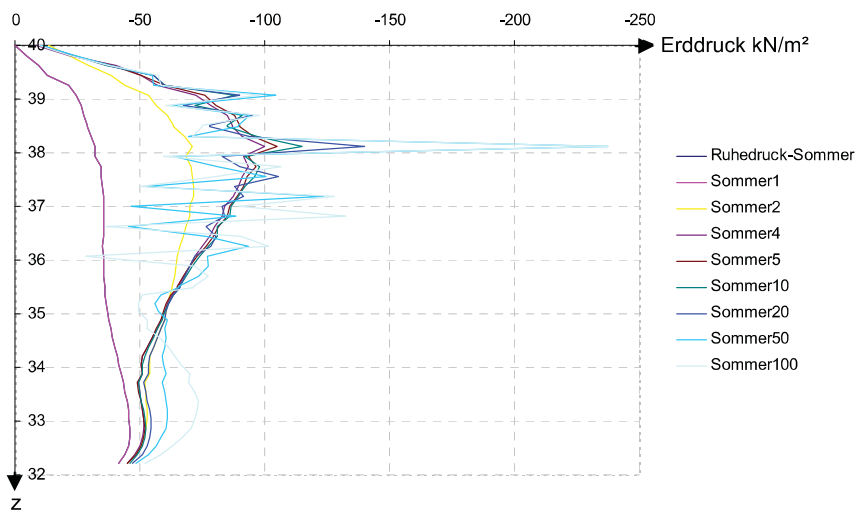


Abbildung 41. Erddruckzunahme zufolge 100 ungleichförmiger zyklischer Verformung $s_h(\Delta T_N+c+s)$ – Fugenschluß Sommer ($\Delta T_{N,pos}$)

Figure 41. Increase in earth pressure due to non-uniform cyclic loading $s_h(\Delta T_N+c+s)$ – completion of the bridge in summer ($\Delta T_{N,pos}$)

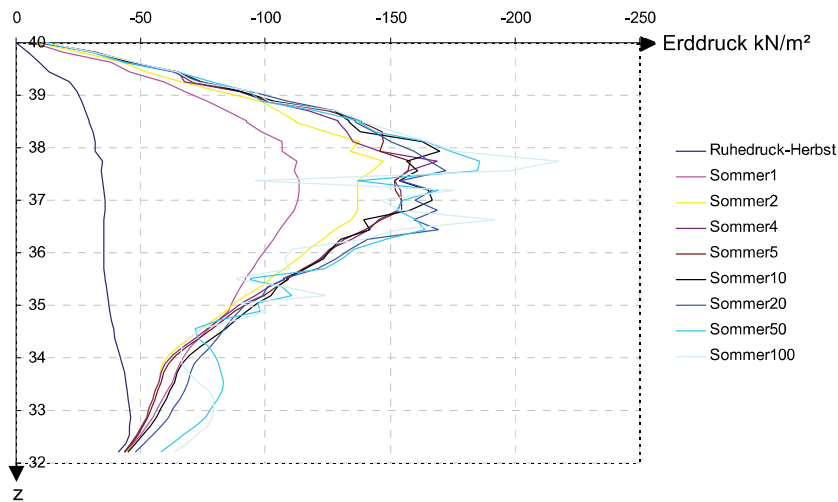


Abbildung 42. Erddruckzunahme zufolge 100 ungleichförmiger zyklischer Verformung $s_R(\Delta T_N+c+s)$ – Fugenschluß Herbst bzw. 91 Tage vor Winter ($\Delta T_{N,neg}$)

Figure 42. Increase in earth pressure due to non-uniform cyclic loading $s_R(\Delta T_N+c+s)$ – completion of the bridge in autumn respectively 91 days before winter ($\Delta T_{N,neg}$)

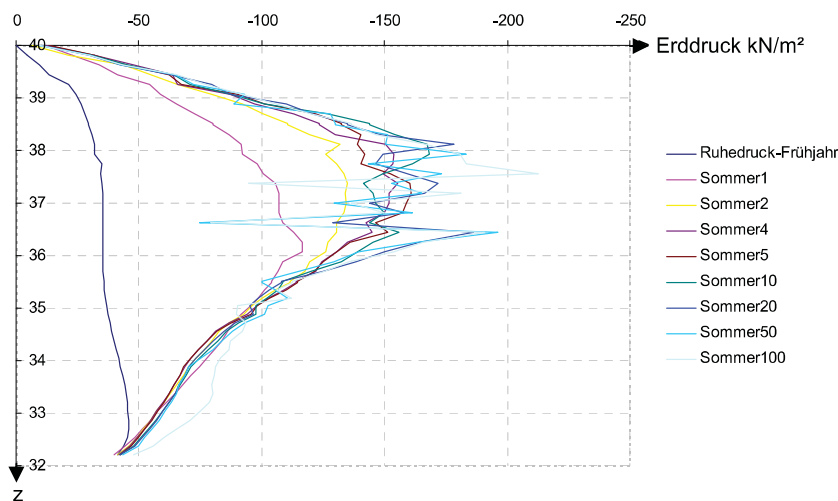


Abbildung 43. Erddruckzunahme zufolge 100 ungleichförmiger zyklischer Verformung $s_R(\Delta T_N+c+s)$ – Fugenschluß Winter ($\Delta T_{N,neg}$)

Figure 43. Increase in earth pressure due to non-uniform cyclic loading $s_R(\Delta T_N+c+s)$ – completion of the bridge in winter ($\Delta T_{N,neg}$)

4.5 Beispielhafte 3D Berechnungsmodelle

Im Hinblick auf die derzeit noch nicht ausreichenden Materialmodelle für die Abbildung des zyklischen Materialverhaltens der Widerlagerhinterfüllung werden keine 3D-Berechnungen durchgeführt, jedoch wird ein Ausblick auf eine mögliche Modellierung gegeben.

Beispielhaft werden zwei integrale Brückenwiderlager modelliert. Hierbei kann gezeigt werden, dass es mit Hilfe der derzeitigen Softwarepakete rein technisch möglich ist ein integrales Brückenwiderlager mit Bohrpfehlgründung (siehe Abbildung 44 und Abbildung 45) und ein aufgelöstes integrales Brückenwiderlager (siehe Abbildung 46 und Abbildung 47) abzubilden. Diese Berechnungen werden im Bezug auf die Abgrenzung der Aufgabenstellung dieser vorliegenden Arbeit auf ein 2-dimensionales Modell nicht weiter verfolgt.

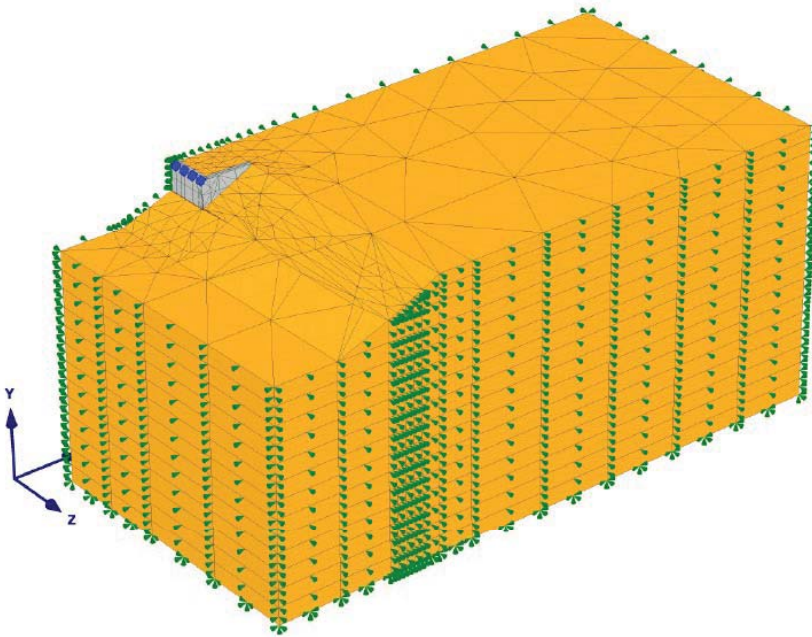


Abbildung 44. 3D – Berechnungsmodell einer tiefgegründeten Widerlagerhälfte einschließlich Baugrund mit PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2

Figure 44. Model of a 3D-calculation of a deep-founded abutment including subsoil with PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2

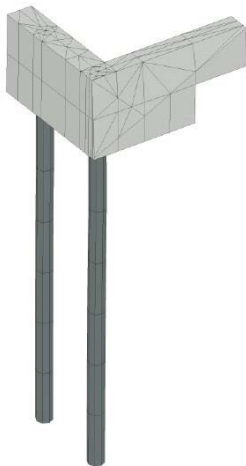


Abbildung 45. Darstellung der Stahlbetonelemente (Bohrpfähle, Widerlagerwand und Flügelmauer) des 3D – Berechnungsmodells einer tiefgegründeten Widerlagerhälfte in PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2 (siehe Abbildung 44)

Figure 45. View of the reinforced concrete elements (piles, abutment wall and wing wall) of the 3D model of a deep-founded abutment including subsoil with PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2 (vide Figure 44)

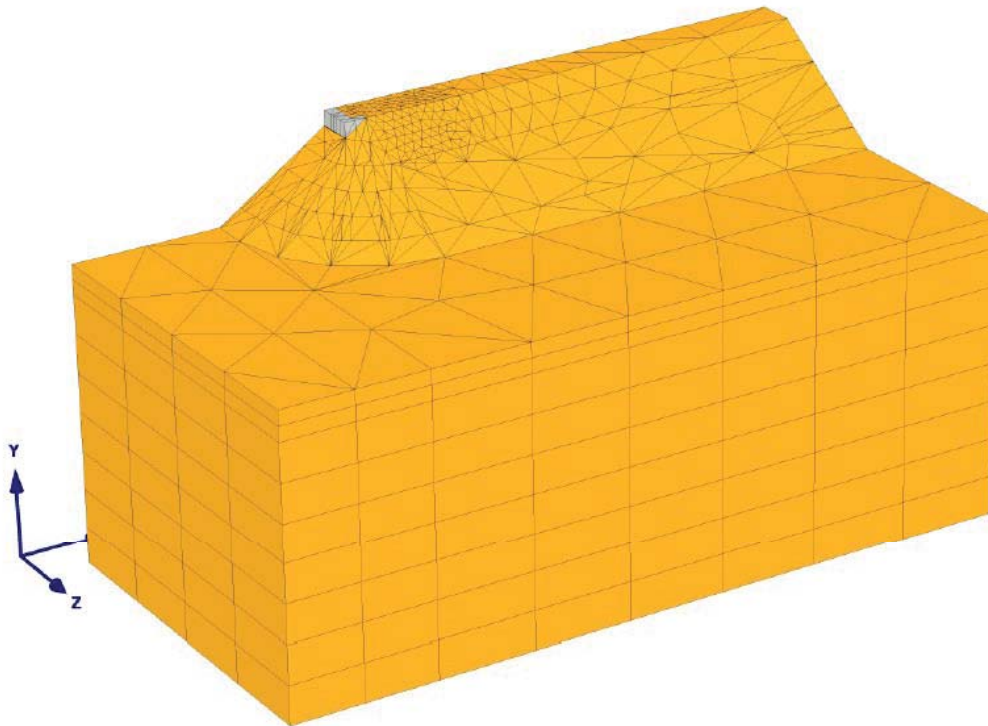


Abbildung 46. 3D – Berechnungsmodell eines aufgelösten Widerlagerhälfte einschließlich Baugrund in PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2

Figure 46. Model of a 3D-calculation of a spill trough abutment including subsoil with PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2

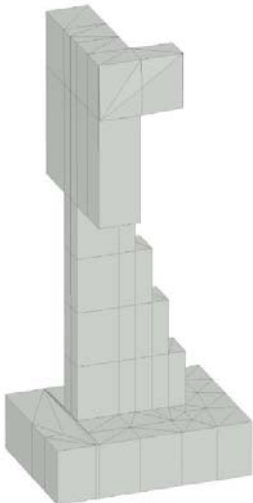


Abbildung 47. Darstellung der Stahlbetonelemente (Fundamentriegel, Pfeilerscheibe, Widerlagerwand und Flügelmauer) des 3D – Berechnungsmodells einer aufgelösten Widerlagerhälfte in PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2 (siehe Abbildung 46).

Figure 47. View of the reinforced concrete elements (footing, pylon, abutment wall and wing wall) of the 3D model of a separated abutment including subsoil with PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2

5 Problemstelle Übergangsbereich

Die Übergangsbereiche von integralen Brücken bieten noch ein vielfältiges Forschungsspektrum. Einen Bereich bildet die kontinuierliche Fahrbahndecke über die Tragwerke hinweg zur freien Strecke. Der Übergang Damm-Brücke charakterisiert die Verbindung der Fahrbahn vor der Brücke (im Weiteren als freie Strecke bezeichnet) mit der Fahrbahn auf dem Brückentragwerk.

Um einen durchgehenden Belag im Verkehrsnetz zu schaffen ist es notwendig, dass der Fahrbahnbelag im Übergangsbereich der Widerlager Längenänderungen des Brückenbauwerkes aufnehmen kann, ohne dass es zu Schäden kommt.

5.1 Einschränkungen des Übergangsbereiches

Vorrangig wird in dieser Arbeit, nach einer Lösung für Straßenbrücken gesucht. Brücken für schienengebundene Fahrzeuge werden ausgeklammert.

Weiters wird aufgrund der Tatsache, dass bituminöse Beläge im europäischen Straßennetz und auch in Österreich vorherrschen, nach einer Lösung in diesem Bereich geforscht. Diese Voraussetzung wird als weitere Einschränkung herangezogen. Der Anteil der bituminösen Fahrbahnen beträgt ~95 % und kann aus der Abbildung 48 abgeleitet werden.¹¹¹

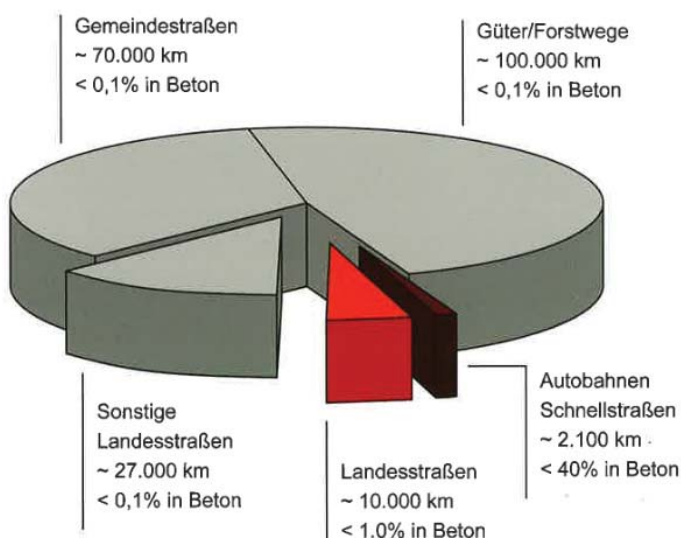


Abbildung 48. Anteil der Betonfahrbahn am österreichischen Straßen- und Wegenetz

Figure 48. Percentage of concrete pavement on the Austrian road and trail network

Betondecken kommen in nenneswerten Flächen im hochrangigen Straßennetz in Österreich, Deutschland und Belgien zum Einsatz. Dessen ungeachtet wird zum Teil aus Belastungsgründen in Österreich bei Neubauten einschließlich größerer Brückentragwerke, auch entgegen der Betonfahrbahnen auf der freien Strecke davor und danach, meist eine bituminöse Fahrbahndecke ausgeführt.

¹¹¹ Baublatt.Österreich Ausgabe August 2010, Wien, 2010, Seite 12

Nun stellt sich die Frage, ob es möglich ist ein flexibles monolithisches Übergangselement im Widerlagerbereich zu konstruieren. Dieses Element muss größere Längsverformungen, von einigen Zentimeter aufnehmen können, ohne dass Schäden in der Konstruktion und dem Fahrbahnbelag entstehen.

Weiters kann mit Hilfe einer solchen Konstruktion die Zwangsbeanspruchungen in geraden Tragwerken reduziert werden. Gerade Brückenobjekte haben aufgrund ihres Grundrisses im Gegensatz zu gekrümmten Tragwerken nicht die Möglichkeit teilweise Zwängung durch seitliches Ausweichen zu kompensieren.¹¹²

Ein verformbares begehbare Widerlager, ähnlich einer Säulenhalle mit einer teilweise perforierten Stahlbetonplatte ist bereits in einer Arbeit untersucht worden.¹¹³ Vergleichbar mit einer Ziehharmonika bzw. einem Fächer soll die auftretende Längsverformung abgebaut werden.¹¹⁴

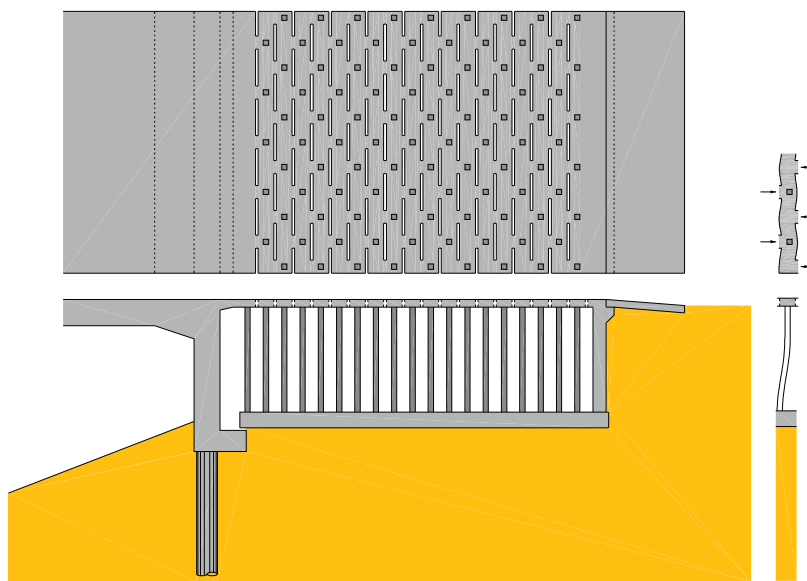


Abbildung 49. Flexible Widerlagerkonstruktion „Säulenhalle“

Figure 49. Flexible integral abutment “columned hall”

¹¹² Michael Pötzl, Frank Naumann, Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern, Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 8, 2005, Seite 676.

¹¹³ Gerhard Fink, Diplomarbeit Integrale Brückenwiderlager, Technische Universität Graz, 2008

¹¹⁴ Lutz Sparowitz, Bernhard Freytag, Festkolloquium 75. Geburtstages Prof. Manfred Wicke, Verlag innsbruck university press, 2008, Seite 111-138

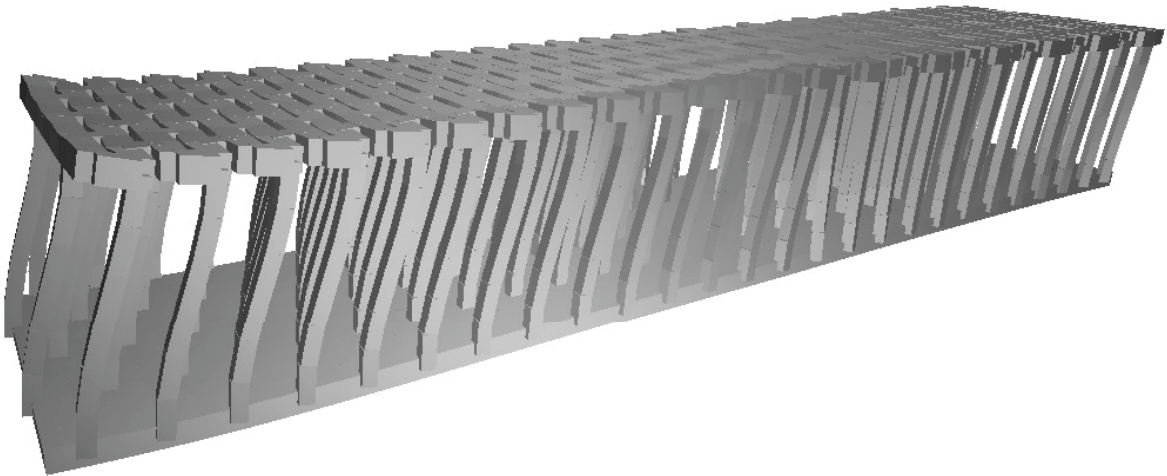


Abbildung 50. Verformte flexible Widerlagerkonstruktion „Säulenhalle“

Figure 50. Deformed flexible integral abutment "columned hall"

Zusätzlich zur dieser Konstruktion sind noch weitere Lösungsvorschläge diskutiert worden.

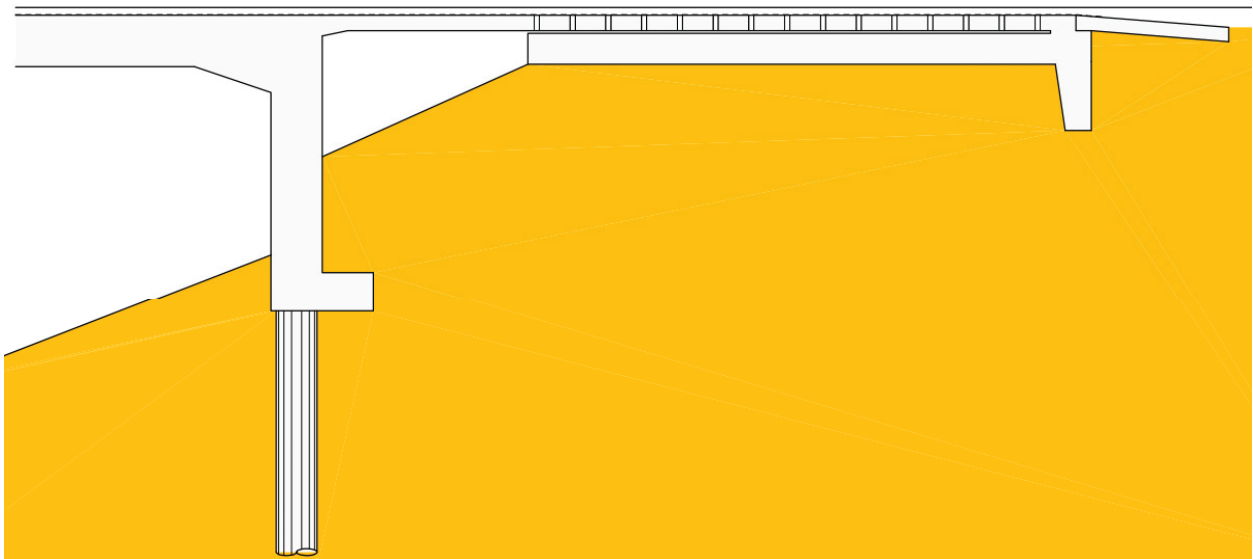


Abbildung 51. Flexible Übergangsplatte auf einer Gleitplatte mit Sporn

Figure 51. Flexible transition plate on a sliding plate with shear key

Brückenwiderlager an den Enden der integralen Brücken sind in der Regel in Folge der Nachgiebigkeit des Baugrundes und der Hinterfüllung verformbar (siehe Kapitel 3.1). Daher ergeben sich Relativverschiebungen zwischen Brückenenden und Straßenkörper. Diese Rotationen und Translationen des integralen Brückenwiderlagers verursachen eine Nachverdichtung der Hinterfüllung und rufen dabei Setzungen im Hinterfüllbereich der Brückenwiderlager hervor. Trotz der geometrischen Randbedingungen ist eine ordnungsgemäße Verdichtung der

Hinterfüllung im Bereich des Widerlagers zu bewerkstelligen. Dies kann aber durch eine erhöhte Anzahl von Prüfungen bei der Herstellung der Hinterfüllung in jeder zweiten Einbaulage erreicht werden.¹¹⁵

Infolge der Nachverdichtung der Hinterfüllung bei längeren integralen Brücken kommt es zu einer Vergrößerung des Erddrucks. Dieser ist bei der Bemessung der Widerlagerwände und gegebenenfalls auch der anschließenden Flügelmauern mit einzubeziehen.

5.2 Internationale integrale Brückenenddetails

In einigen Ländern sind Richtlinien, Regeldetails und Regelpläne entwickelt worden (vgl. Kapitel 2.2). Exemplarisch werden nun zwei Regeldetails aus zwei Ländern, der Schweiz und Kanada, kurz vorgestellt.

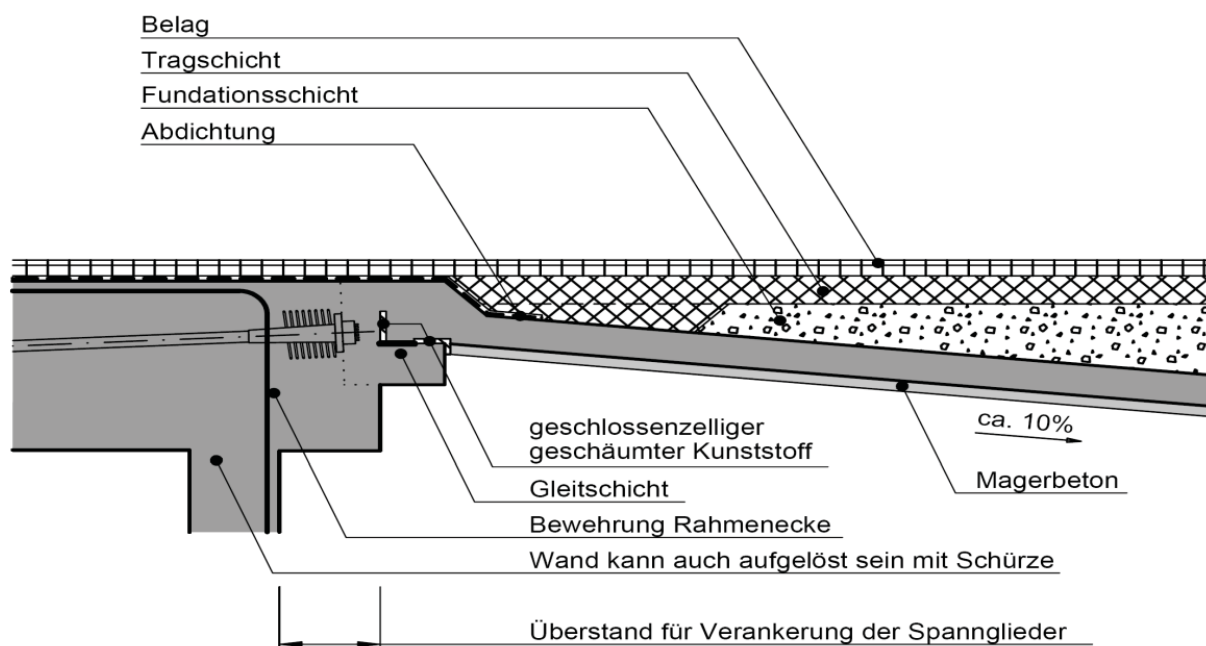


Abbildung 52. Regeldetail: Integrale Widerlagerausbildung bei Spannbetonbrücken bis zu einer maximalen horizontalen Relativverschiebung zwischen Brückenende und Straßenkörper von $\Delta h = 20$ mm (in Ausnahmefällen $\Delta h = 30$ mm) aus ASTRA 12004 K03 Brückenende – Schweiz

Figure 52. Standard detail: Integral prestressed concrete abutment bridge up to a maximum horizontal relative displacement between the end of the bridge and approach $\Delta h = 20$ mm (in exceptional case $\Delta h = 30$ mm) from ASTRA 12004 K03 Bridge - Switzerland

¹¹⁵ Sebastian Szczyrba, *Setzungsarme Bauweisen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern*, Dissertation Technischen Universität Bergakademie Freiberg, 2013, Seite 74

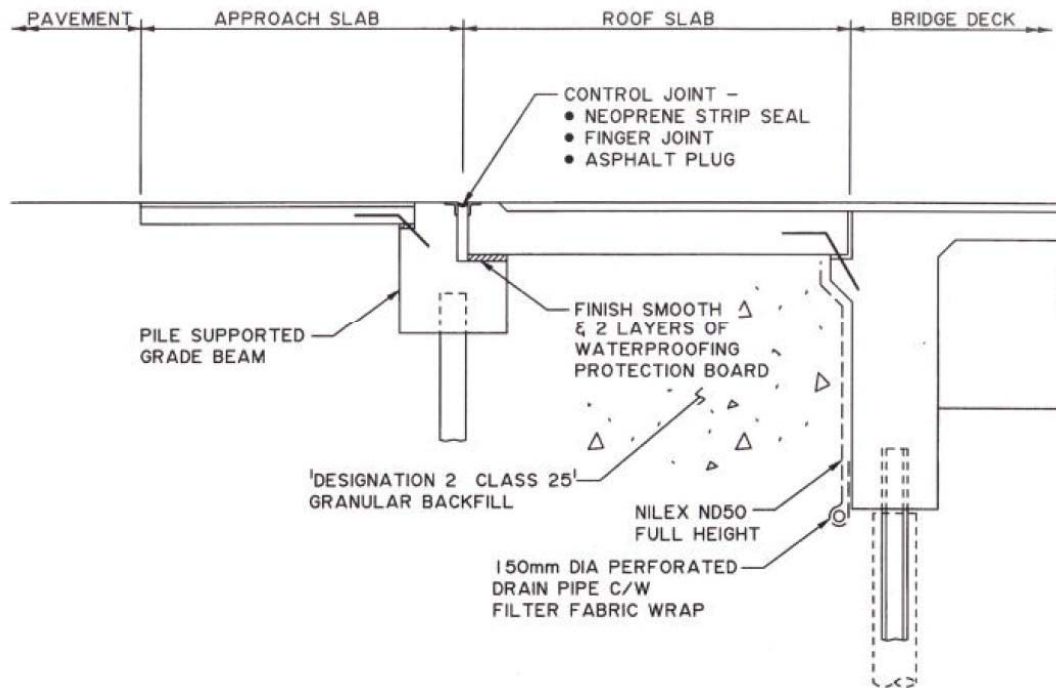


Abbildung 53. Alberta Transportation Regeldetail für Integrale Brücken mit einer Länge > 100 m (Betonträger) und > 75 m (Stahlträger) – Kanada¹¹⁶

Figure 53. Alberta Transportation standard detail for Integral bridges with a length > 100 m (concrete beams) and > 75 m (steel beams) - Canada¹¹⁶

Ein zentraler Punkt dieser beiden Übergangskonstruktionen, welche große Unterschiede aufweisen, ist die extrem lange Schleppplattenausbildung. Diese sollte in der Regel eine Länge von 5 – 8 m für hochrangige Strassen und ca. 3 – 5 m für niederrangige Straßen aufweisen. Im Schweizer Regelwerk des Bundesamtes für Strassen wird ein erheblicher Abfall der Schleppplatte präferiert. Die Längsneigung der Schleppplatte sollte so ausgebildet sein, dass der Tiefpunkt der Konstruktion im Bereich des Unterbauplanums zu liegen kommt. In der Regel beträgt somit die Längsneigung ca. 10%.

In einigen kanadischen Richtlinien (Ontario, Alberta, ...) werden integrale Brückenwiderlager mit einer zusätzlichen Übergangsplatte (*engl. roof slab*) und einer konventionellen Fahrbahnübergangskonstruktionen versehen. Somit wird die „Problemstelle Übergangsbereich“ nicht gänzlich gelöst sondern lokal verschoben. Dieses System bietet aber einige Vorteile. Der Austausch der Übergangskonstruktion, die eine geringere Lebensdauer als die Brückenkonstruktion aufweist, kann ohne Auswirkungen auf das Bauwerk und somit unabhängig erneuert werden. Auch bei einer schadhafte Übergangskonstruktion wird der Zutritt von salzhaltigen Tauwässern zu Konstruktionsteile vermieden. Erst im Anschluss an die Übergangskonstruktion und an den Fundamentbalken (*engl. grade beam*) beginnt die eigentliche Schleppplatte.

¹¹⁶ Appendix C – Guidelines for Design of Integral Abutments, Alberta Transportation, 2003, Seite 9

5.3 Ziehharmonikaplatte

5.3.1 Einleitung

Um die Längsverformungen des Überbaues gemäß Kapitel 1.3.1 im Übergangsbereich Brücke Straßenkörper mängelfreie aufnehmen zu können, ist es notwendig eine verformbare, robuste Übergangskonstruktion zu konstruieren oder eine konventionelle Fahrbahnübergangskonstruktion in einiger Entfernung zum Brückenwiderlager anzuordnen. Die gesamte Übergangskonstruktion sollte neben den bereits erwähnten Setzungen im Hinterfüllbereich den Fahrbahnbelag kontinuierlich von der freien Strecke bis zum Tragwerk führen. Dabei sollten die oben angeführten Vorteile von integralen Brücken mit einbezogen werden. Diese wäre eine dauerhafte und wartungsunabhängige Vermeidung von direktem Zutritt mit chloridhaltigen Oberflächenwässern zu Konstruktionsbestandteilen des Brückentragwerkes. Weiters ist die Vermeidung von Lärmemissionen durch feste Übergangskonstruktionen und somit die Schaffung einer besseren Lebensqualität für Anrainer von Bedeutung. Darüber hinaus soll eine verbesserte Übergangskonstruktion der Erhöhung des Fahrkomforts und der Sicherheit beim Überfahren des nicht wahrnehmbaren Überganges durch den Verkehrsteilnehmer bzw. Nutzer der Straße dienen.

Um den Asphaltbelag in diesem Übergangsbereich gleichmäßig zu dehnen bzw. zu stauchen ist es erforderlich diese Verformungen kontinuierlich auf den Belag aufzubringen. Damit der Belag diese zusätzlichen Dehnungen ohne maßgebliche Beeinträchtigungen (zum Beispiel: Risse, Aufwölbungen) aufnehmen kann, ist es notwendig die zu erwartenden Spannungen und aufnehmbaren Spannungen im Asphalt zu kennen. Weiters kann es gegebenenfalls von Vorteil sein zu erwartenden Spannungen mit Hilfe von Maßnahmen zu reduzieren um zusätzliche Dehnungen bzw. Stauchungen aufbringen zu können. Hierbei wird erwähnt, dass für Asphaltbetone nur unzureichende Materialeigenschaften bzw. Berechnungsmodelle vorliegen. In vielen anderen Fachgebieten des Ingenieurwesens gibt es im Gegensatz zum Asphalt bzw. komplexen System „Straßenaubau“ ein detailliertes mathematisches Materialmodell.¹¹⁷

5.4 Bituminöser Belag

Die Temperatur bestimmt maßgeblich die Festigkeit von Asphalt und davon ist auch abhängig ob sich der bituminöse Belag viskoelastisch, viskoplastisches oder elastisches verhält. Infolgedessen hat die Temperatur einen direkten Einfluss auf den Elastizitätsmodul und den Schubmodul des Asphalts. Der E-Modul kann daher im Sommer bei 1000 N/mm² liegen und im Winter einen maximalen Wert von 14000 N/mm² erreichen.

Ständig wirken auf den Asphalt mechanische Belastungen aus dem Verkehr und jahreszeitlich veränderliche thermische Belastungen aus Witterungseinflüsse ein (siehe Abbildung 54). Aufgrund der Temperaturschwankungen bzw. bei kalten Temperaturen entstehen im Asphalt kryogene Zugspannungen und führen teilweise zu Kälterissen.

¹¹⁷ Ronald Blab, *Analytische Methoden zur Modellierung der Verformungseigenschaften und flexibler Fahrbahnaufbauten*, Mitteilungen Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung Technische Universität Wien, Heft 11, Wien 2001, Seite 15

5.4.2 Fehlstellen im Asphalt - Risse, Ausbrücke, Schlaglöcher, etc.

Das Relaxationsvermögen von bituminösen Belägen ist bei tiefen Temperaturen sehr stark reduziert. Dadurch entstehen nennenswerte Zwangsspannungen zufolge der behinderten Längenänderung beim Abkühlen. Diese Zwangsspannungen werden zwar durch Kriechen teilweise abgebaut. Ein Kälteriss kann dann entstehen, wenn die Gesamtspannungen zufolge Zwang und Last die Zugfestigkeit des Asphaltens überschreiten. Verstärkt wird dies durch eine bereits vorangeschrittene Ermüdung.¹¹⁸

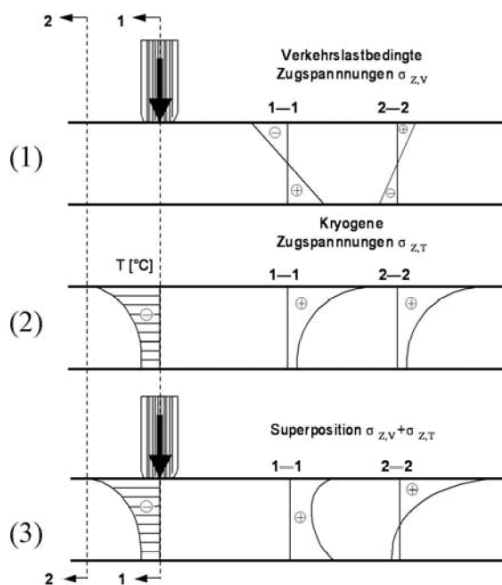


Abbildung 54. Überlagerung von verkehrslastbedingten und kryogenen Spannungen im Asphalt¹¹⁹

Figure 54. Superposition of traffic-load-induced stresses and cryogenic stresses in the asphalt

Somit wird auf die Rissbildung durch Materialermüdung beim Asphalt ein besonderes Augenmerk gelegt. Infolge wiederholter Zugbeanspruchung kommt es zu Ermüdung bzw. einer fortschreitende Rissbildung und somit zu einem Versagen von Asphaltstraßen. Diese Materialermüdung bewirkt eine strukturelle Schädigung der gebundenen Ausgleich-, Trag-, und Deckschichten und infolgedessen verkürzt sich die Lebensdauer des Straßenkörpers.

Bei einer flexiblen Schlepplattenkonstruktion unmittelbar unter dem Asphalt werden die Längenänderungen auf eine größere Strecke verteilt. Ergeben sich durch diese Dehnungen und Stauchungen Risse im flexiblen Schlepplattenelement so ist es möglich, dass sich diese Risse als Reflexionsrisse durchschlagen.

Zu den bereits angeführten Rissbildungen bei bituminösen Belägen gibt es auch noch die herstellungsbedingte Risse. Diese können auf eine ungünstige Mischrezeptur, nicht zweckentsprechende Walzen oder zu hohe Temperaturen des Mischgutes beim Verdichtungsbeginn sein. Auch Nahrisse zählen zu den herstellungsbedingten Rissen. Neben den Rissen kann es im Asphalt auch zu Ausbrüchen, Schlaglöchern und Spurrillen kommen. Bei Risshäufungen, Netzrisen oder gereiften Ausmagerungen kann ersters infolge eines mangelhaften

¹¹⁸ Ronald Blab, *Analytische Methoden zur Modellierung der Verformungseigenschaften und flexibler Fahrbahnaufbauten*, Mitteilungen Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung Technische Universität Wien, Heft 11, Wien 2001, Seite 14-19

¹¹⁹ Wolfgang Arand, *Zur Ermüdungsbeständigkeit von Asphalt*, Forschungsergebnisse und Schlussfolgerungen, Asphalt, Heft 1, Deutscher Asphaltverband e.V., Bonn, 2000, Seite 15-25

Schichtverbundes entstehen. Verkehrslasten und Frost (z.B. gefrierendes Wasser) lösen Teile der Deckschichte und in Sonderfällen auch der Tragschicht heraus.¹¹⁷

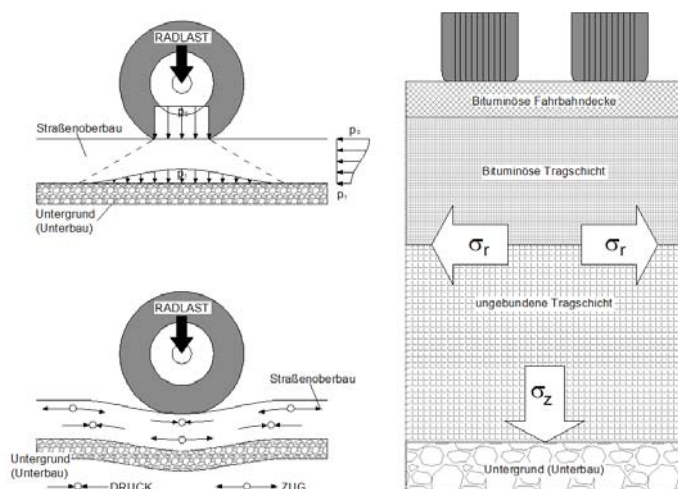


Abbildung 55. Spannungen im Strassenoberbau nach LITZKA (1996)¹²⁰

Figure 55. Stresses of the road superstructure according to Litzka (1996)¹²⁰

Ergänzend zur Abbildung 54 werden in Abbildung 55 in Fahrbahn­längsrichtung die verkehrslastbedingten Zugspannungen und Druckspannungen dargestellt. Die Notwendigkeit im Übergangsbereich zusätzliche Dehnungen in den Belag unterzubringen erfordert ein Verständnis des Straßenoberbaues. In der nachfolgenden Abbildung 56 wird ersichtlich, dass bei üblichen winterlichen Fahr­bahn­temperaturen mögliche Spannungen von nur wenigen N/mm² ohne Schädigung aufgenommen werden können.

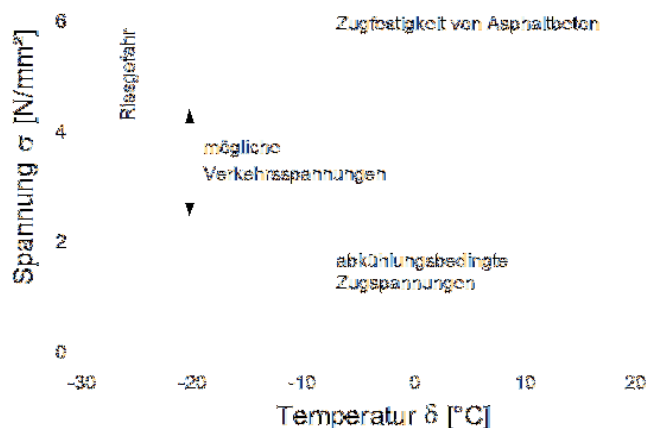


Abbildung 56. Zugfestigkeit von Asphalt und mögliche Verkehrsspannungen nach ARAND et al. (1989)¹²¹

Figure 56. Tensile strength of asphalt and possible tensions due to traffic according to ARAND et al. (1989)¹²¹

¹²⁰ Johann Litzka, Oberbaubemessung von Asphaltstraßen. Gestrata Asphalt Handbuch, Gesellschaft zur Pflege der Straßenbautechnik mit Asphalt, 2. Auflage, Wien, 1996

¹²¹ Wolfgang Arand, G. Steinhoff, J. Eulitz und H. Milbradt, Verhalten von Asphalten bei Temperaturen. Forschungsbericht des Instituts für Straßenwesen der TU Braunschweig, unveröffentlicht, Braunschweig, 1986

5.4.3 Reduktion der Zugspannungen im Belag

Damit der Belag zusätzlichen Dehnungen aus der Brückenlängenänderung ohne maßgebliche Beeinträchtigungen (Risse, Aufwölbungen) aufnehmen kann, ist es notwendig die bereits oben erwähnten Zugspannungen zu reduzieren.

Die verkehrslastbedingten Zugspannungen können mit folgenden Maßnahmen herabgesetzt werden:

- Erhöhung der Steifigkeit des Untergrundes

Diese Erhöhung kann mittels eines vertikal gering verformbaren Untergrundes und einer steifen Tragschicht erfolgen, oder mittels einer steifen Unterkonstruktion. Dies könnte im ersten Fall mittels einer Magerbetonauffüllung bewerkstelligt werden. Eine steife Unterkonstruktion könnte unter zu Hilfenahme einer ausreichend dimensionierten Stahlbetonplatte bewältigt werden.

- Reduktion der Radlasten

Zwar ist es aus gesetzlichen und wirtschaftlichen Gründen nicht möglich die statischen Radlasten zu verringern, jedoch kann mittels einer optimierten Fahrbahnoberfläche der dynamische Radlastanteil sehr wohl abgemindert werden. Theoretisch und gegebenenfalls auch praktisch ist dies durch geringere Einbautoleranzen bei der Herstellung des Belages und häufigeren Kontrollen (zum Beispiel: Befahrung mittels ROADSTAR) und Instandsetzung der Fahrbahndeckschicht möglich.

Der zweite Punkt widerspricht grundsätzlich den Vorteilen einer integralen Brücke und eines robusten und wartungsarmen Fahrbahnüberganges und wird somit nicht weiter verfolgt.

Die kryogenen Zugspannungen in Folge der jahreszeitlichen Witterungen könnten zum Beispiel mit der folgenden Maßnahme verringert werden:

- Gleichmäßige Temperierung des Belages im Bereich des Fahrbahnüberganges

Dies könnte in Anlehnung an die Idee der Smart Bridge Technology¹²² des österreichischen Ingenieurbüros FCP bzw. analog des Konzeptes BRIDGESIM¹²³ von PAHUD erfolgen.

- Veränderung des Kriechverhaltens bzw. des Relaxationsverhaltens des bitumiösen Belages

Beispielhaft wird hier die Verwendung von weicheren polymermodifizierten Bitumen und Niedertemperatur-Asphalt erwähnt. Weiters ist es möglich mittels Kalkhydratbeimengung (~3%) in den Asphalt, das Relaxationsverhalten zu verbessern und einen höheren Widerstand gegen plastische

¹²² FCP Smart Bridge Technology, Zugriff über www.fcp.at am 13.12.2013

¹²³ Daniel Pahud, BRIDGESIM-description, Zugriff über www.geothermie.ch am 13.12.2013

Verformungen zu erreichen und damit die Ermüdungsbeständigkeit zu verbessern. Dies geschieht aufgrund der chemischen Reaktionen des Kalkhydrats. Asphalt mit Kalkhydrat magert in der Praxis nicht aus und weist auf längere Zeit keine Risse auf.¹²⁴

Wie auch im oberen Punkt erwähnt ist eine thermischen Bauteilaktivierung im Brückenbau aus des Sicht des Autors eine zukunftsweisende Möglichkeit, jedoch ist diese noch nicht ausreichend in der Praxis erprobt, kann daher noch nicht als robust und wartungsarm angesehen werden und als ökonomisch sinnvolle Standardanwendung empfohlen werden.

Die derzeitige Schlussfolgerung daraus ist, dass nur durch eine Erhöhung der Steifigkeit des Untergrundes eine baupraktikable Reduktion der Asphaltzugspannungen erreicht werden kann.

5.5 Entwicklung der Ziehharmonikaplatte

In Zusammenarbeit mit SPAROWITZ wurde daher eine verformbare Asphalt-Beton Verbundplatte für den Bereich des Überganges weiterentwickelt. Diese Verbundplatte mit den flexiblen Dehnelementen kann die zyklischen und monotonen Längenänderungen des Tragwerkes aufnehmen und wird zusammengepresst bzw. gestreckt. aufgrund ihrer Funktionsweise im weiteren Verlauf als Ziehharmonikaplatte bezeichnet.¹²⁵

Die Ziehharmonikaplatte, eine schlaffbewehrten Stahlbetonplatte mit einer Vielzahl von nicht durchgehenden und versetzten Dehnfugen kann die Verformungen annähernd gleichmäßig auf alle Dehnfugen verteilen. Diese Verformungen werden zufolge des Verbundes zwischen Stahlbeton und Asphalt direkt auf den Fahrbahnbelag übertragen und somit die Verformungen auf mehrere kleine Risse verteilt um den Einzelriß im Übergangsbereich zu vermeiden.

¹²⁴ *Christop Kunesch und Stefan Neumann, Kalkhydrat im Asphalt – Stand der Technik, Gestrata Journal Mai 2011, Folge 132, 2011 Seite 25-30 Zugriff über www.gestrata.at am 30.12.2013*

¹²⁵ *Lutz Sparowitz, Bernhard Freytag, Aktuelle Forschung und Entwicklung im Massivbau an der Technischen Universität Graz, Festkolloquium 75. Geburtstages Prof. Manfred Wicke, Verlag innsbruck university press, 2008, Seite 111-138*



Abbildung 57. Risse im Bereich Übergang Schleppplatte – freie Strecke zufolge einer Widerlagerverformung

Figure 57. Cracks behind the approach slab according to movement of the abutment

5.5.4 Aufbau und Wirkungsweise der Ziehharmonikaplatte

Die entwickelte und erforschte Ziehharmonikaplatte besteht aus einer Gleit- bzw. Trennschicht zum Untergrund, einer Stahlbetonplatte mit versetzten Fugen und einer im Verbund aufgetragenen bituminösen Fahrbahndecke. Die Gleit- und Trennschicht wird mittels herkömmlichen Kunststofffolien und einer Vlieseinlage hergestellt.

Die verformbare Stahlbetonplatte setzt sich aus mehreren bewehrten und versetzt miteinander verbundenen Stahlbetonriegel zusammen. Zur Schaffung der Dehnfugen wurden Weicheinlagen (zum Beispiel elastifiziertes EPS) vor dem Betonieren in die Schalung eingelegt. Ein Entfernen dieser feingliedrigen Schalungseinlagen hat sich im Versuch als schwierig und nicht baupraktikabel erwiesen, weshalb hier von Abstand genommen werden sollte.

Nach dem Herstellen der Stahlbetonplatte wird diese an der Oberfläche mittels Hochdruckwasserstrahlen aufgeraut um einen guten Verbund zwischen Beton und Asphalt zu erreichen.

Im Bereich der entfernten Schalungseinlagen sind Abdeckbleche mit Dorne aufgebracht worden um ein Eindringen des Belages in die Fugen zu verhindern. Diese Maßnahme ist gegebenenfalls zu überdenken, da ein gänzlich entferntes der Weicheinlage in den Dehnfugen im oberen Bereich entfernt werden. Bei weiteren notwendigen Versuchen könnte die Herstellung der Rauigkeit auch mittels Fräsen etc. bewerkstelligt werden.

Auf der trockenen Stahlbetonplatte wird nun nach dem Vorspritzen von polymermodifizierten Bitumen der bituminöse Fahrbahnbelag analog zur Brücke aufgebracht und verdichtet.

Eine detaillierte Dokumentation zur Herstellung ist im Anhang zu finden (siehe Anhang A2)

Die Stahlbetonplatte der oben beschriebene Asphalt-Stahlbeton-Verbundplatte bzw. Ziehharmonikaplatte ist am 7.9.2010 hergestellt worden. Am 6.12.2010 ist ein bituminöser zweilagiger Fahrbahnbelag händisch aufgebracht und verdichtet worden.

Der Belag AC22trag und AC11deck für die ausgewerten Versuche ist ebenso zweilagig und händisch am 22.3.2011 nach einem Vorspritzen der Stahlbetonplatte eingebaut und verdichtet worden.

5.6 Bauteilversuch Ziehharmonikaplatte I

Bevor der Bauteilversuch Ziehharmonikaplatte gestartet worden ist, sind noch Verformungstests an der Stahlbetonplatte durchgeführt worden. Diese Tests sind vom 30.10.2010 bis zum 31.10.2010 am Heimatort des Autors ausgeführt worden.

Für eine gleichmäßige und langsame Zugbelastung der Platte wurden in Längsrichtung zwei PEHD-Rohre SN8 mit einem Durchmesser von 200 mm, einer Wandstärke von 9,6 mm und einer Länge von 3000 mm befestigt. PEHD verfügen über einen thermischen Ausdehnungskoeffizient von $\alpha_T = 2 \cdot 10^{-4} \text{ K}^{-1}$ und einem Elastizitätsmodul von $\sim 1000 \text{ N/mm}^2$. Diese Rohre wurden auf beiden seiten geschlossen mittels Endkappen und mit Wasser als Wärmemedium gefüllt. Elektrische Heizpatronen mit einer Leistung von 1000W erwärmen das Wasser und somit das Rohr welches noch an der Oberfläche gedämmt wird um ca. 50 K.

Die Lastübertragung erfolgte mittels Rohrschellen welche an den Schweißgründen an der Ziehharmonikaplatte befestigt worden sind. Zweck der kontinuierlichen Messungen zufolge der gleichmäßigen Verformung ist die Erfassung der Formänderung der Platte bzw. der Abschnitte zueinander. Um diese Wirkungsweise zu dokumentieren werden die Verformungen an drei Stellen aufgezeichnet. Die Abmessungen der Stahlbetonplatte sind detailliert in der Abbildung 93 im Anhang vermerkt.

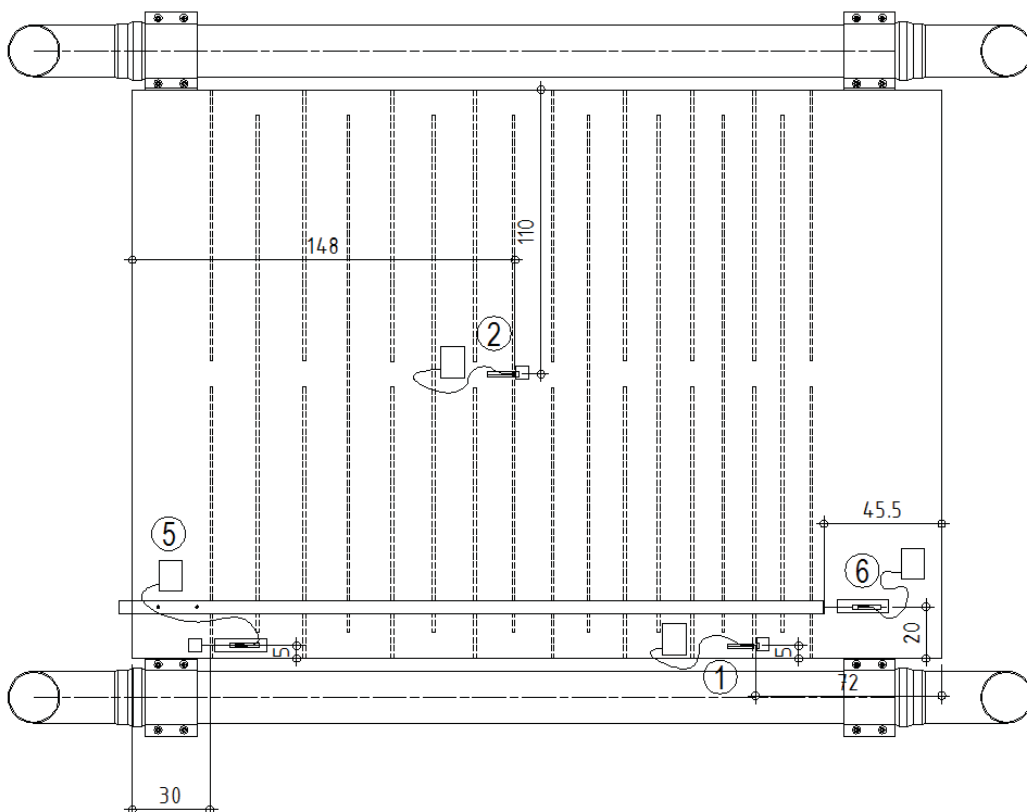


Abbildung 58. Darstellung der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt mit Messeinrichtung (1,2,5,6 Nummer der Messgeräte)

Figure 58. View of the "Accordion panel" without asphalt and with measuring instrument (1,2,5,6 numbering of the measuring devices)

Alle Messungen erfolgten mit den Geräten Rissfox Mini der Fa. Scantronik Mugrauer GmbH. Bestandteil des Rissfox Mini ist der Miniatur-Datenlogger, welcher sich in einem schlag- und wasserfeste Gehäuse befindet (siehe Abbildung 59). Das ist ideal für den Einsatz im Freien. Im Inneren des Gehäuses befindet sich eine hochauflösende 12-Bit Riss-Analyse-Elektronik. Weiters beinhaltet das Gerät einen Lufttemperatur- und Luftfeuchtesensor, sowie einen RISC-Microcontroller. Der Datenlogger kann bis zu 64000 Messwerte speichern. Eine Echtzeituhr wird am Anfang mit dem PC bzw. Notebook abgeglichen. Der am System anschließbare, voll kalibrierte Riss-Sensor wird im vorliegenden Versuch für Verformungsänderungen eingesetzt. Die kleinen Bauteilabmessungen des Messgerätes und seine einfache Handhabung bzw. hohe Präzision und Zuverlässigkeit waren ausschlaggebend für den Einsatz bei diesem Versuch. Mittels herkömmlichen Dübeln werden die L-Profile auf denen die Analyse-Sensoren vormontiert sind auf der Betonplatte befestigt.



Abbildung 59. Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt mit Messeinrichtung

Figure 59. Accordion panel without asphalt and with measuring instrument



Abbildung 60. Gesamtüberblick des Verformungsversuches Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt

Figure 60. Overview of the deformation experiment accordion panel without asphalt

Durch die komplette mechanische Entkopplung kam es zu keinerlei Verspannungen des Sensors kommen. Zusätzlich werden die Datenlogger mit einer Zwischenplatte auf die Betonplatte gedübelt. Die Analysegeräte werden mittels USB-Kabel mit dem Notebook verbunden und über das mitgelieferte Softwarepaket programmiert. Die Messwerte können ab diesem Zeitpunkt jederzeit abgefragt werden. Die programmierte Messaufgabe wird über den PC aktiviert. Der Datenlogger zeichnet daraufhin im frei einstellbaren Rhythmus die Messdaten der Sensoren auf. Für die erste Versuchsreihe wurde ein Intervall von 30 Sekunden eingestellt.

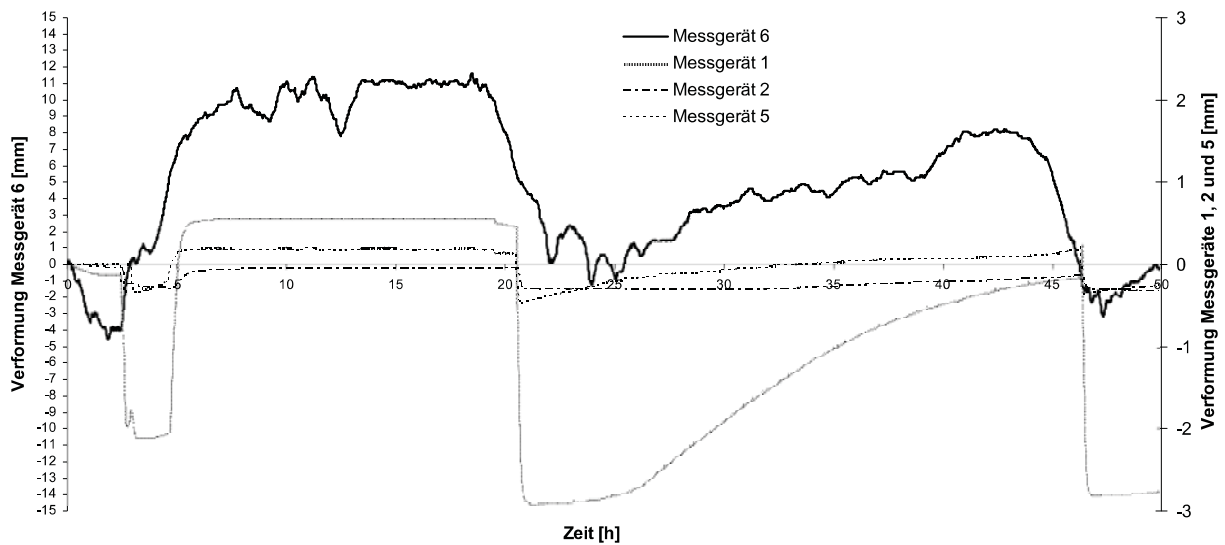


Abbildung 61. Verformungen der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt

Figure 61. Movements of the Accordion panel without asphalt

Die Abbildung 61 zeigt die Verformung der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt. Das Messgerät mit der Nummer 6 zeichnete wie auf der Abbildung 58 zu erkennen ist die Gesamtverformungen der Platte auf. Beginnend mit einer Stauchung zufolge einer Abkühlung der PEHD-Rohre. Die Fuge an der rechten Seite (im Bereich des Messgerätes 1) zeigt die größten Verformungen. Diese Verformung resultiert zufolge einer fehlenden Festhaltung auf dieser Seite. Daher wird in weiterer Folge eine Festhaltung hergestellt und der bituminöse Belag aufgebracht und weitere Messungen durchgeführt.

5.7 Bauteiloptimierung der Ziehharmonika

Bei der Entwicklung der Ziehharmonikaplatte ist anfangs von einer gleichmäßigen Verteilung der Verformung bei gleichmäßiger Steifigkeit der Platte ausgegangen worden. Diese Hypothese ist aber nur bei einer optimalen Gleitung der Platte und bei Vernachlässigung der Steifigkeit des Asphalttes gültig. Sobald jedoch eine Reibung zufolge der Auflast eintritt und vor allem eine Steifigkeit des bituminösen Belages vorhanden ist, nimmt die Kraft in der Ziehharmonika zur freien Strecke hin ab.

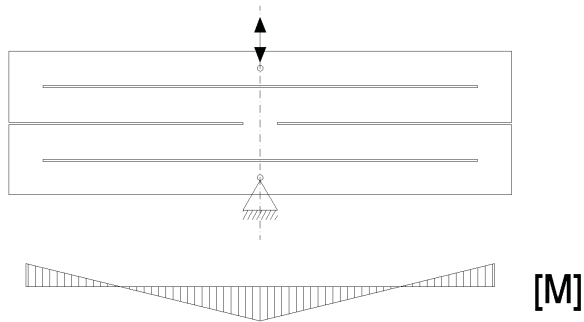


Abbildung 62. Wirkungsweise der Ziehharmonikplatte und das Biegemoment im untersten Element

Figure 62. Mode of functioning of the accordion plate and the bending moment in the lowest element

Bei einer angenommenen Belagsstärke (d) von 15 cm auf dem Brückenobjekt und einer Fugenbreite der Ziehharmonikplatte (b_F) von 1 cm, wird angenommen, dass sich die Verformung des Asphaltbelages über der Fuge in einem Bereich von $d + b_F$ gleichmäßig verteilt. Hierbei wird ein reduzierter E-Modul des bituminösen Belages mit $E_{AC} = 7.000 \text{ N/mm}^2$ und einer zulässigen zusätzlichen Zugspannung von $\sim 5 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abbildung 56) angesetzt. Die Verformung ergibt sich anhand der folgenden Gleichung.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{\Delta l}{l_0}$$

Daraus folgt zum Beispiel für die oben angesetzten Angaben eine Δl von 0,12 mm. Wird für eine Brücke mit einer Verformung von $\Delta l \sim \pm 6 \text{ mm}$ (entspricht ungefähr einer Bewegungslänge von $L = 20 \text{ m}$), eine Ziehharmonikplatte als flexible Übergangskonstruktion gewählt, so muss diese rein rechnerisch gemäß den oben angeführten Festlegungen ~ 50 Fugen aufweisen. Derweilen es sich um eine sehr langsame Verformung handelt, wird angenommen, dass sich diese zufolge Kriechen bzw. Relaxation abbaut und kein merklicher Anstieg der Zugspannung verbleibt, sodass größere Verformungen pro Bewegungsfuge aufgenommen werden können.

Es ist notwendig, die Zugkraftabnahme zufolge Reibung und der Steifigkeit der Platte zu ermitteln, um die Abmessungen der Platte optimieren zu können.

Die Verformung pro Fuge errechnet sich zufolge der Biegesteifigkeit der Betonstege:

$$w = \frac{Pl^3}{192EI}$$

der Festkörperreibung:

$$F_R = \mu \cdot F_N$$

und dem Verformungsverhalten des Asphaltbelages. Diese wird jedoch nicht berücksichtigt.

Das axiale Flächenmoment 2. Grades um die z-Achse ist:

$$I = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

und die Reibung je Betonsteg ergibt:

$$F_N = b \cdot h \cdot \gamma \cdot l$$

Somit kann die gleichmäßige Fugenverformung unter Berücksichtigung der Steifigkeit und der Reibung ermittelt werden.

$$w_i = \frac{12(P - \sum \mu \cdot b_{i-1} \cdot h \cdot \gamma \cdot l)l^3}{192E \cdot h \cdot b_i^3}$$

Mit Hilfe der oben angeführten Formel lässt sich nun mit einer konstanten Höhe h der Ziehharmonikaplatte die optimale Stegbreite der einzelnen Stege berechnen. Ergebnis für ein angenommenen Reibungsbeiwert $\mu = 0,35$, einer Höhe $h = 0,2$ m und einer Steglänge $l = 2,0$ m siehe Anhang A2.

5.8 Bauteilversuch Ziehharmonikaplatte II

Vom 26.3.2011 bis 27.3.2011 ist der erste Versuchsdurchgang bzw. eine Dehnung der Ziehharmonikaplatte einschließlich bituminösen Belags durchgeführt worden. Bei diesem Versuch verformte sich die Stahlbetonplatte, aber nicht der darüber liegende bituminöse Belag. Aufgrund einer unzureichenden Verbundfuge hat sich keine schlupffreie Verbindung eingestellt. Mögliche Ursachen für eine qualitativ minderwertige Verbundfuge können mangelhaftes Vorspritzen und ungenügendes Vorwärmen der Bauteiloberflächen vor dem Aufbringen des bituminösen Belages in der kalten Jahreszeit gewesen sein. Daher ist am 13.3.2011 der bituminöse Belag entfernt worden und durch eine neue zweilagige Asphaltdecke am 22.3.2011 ersetzt worden.

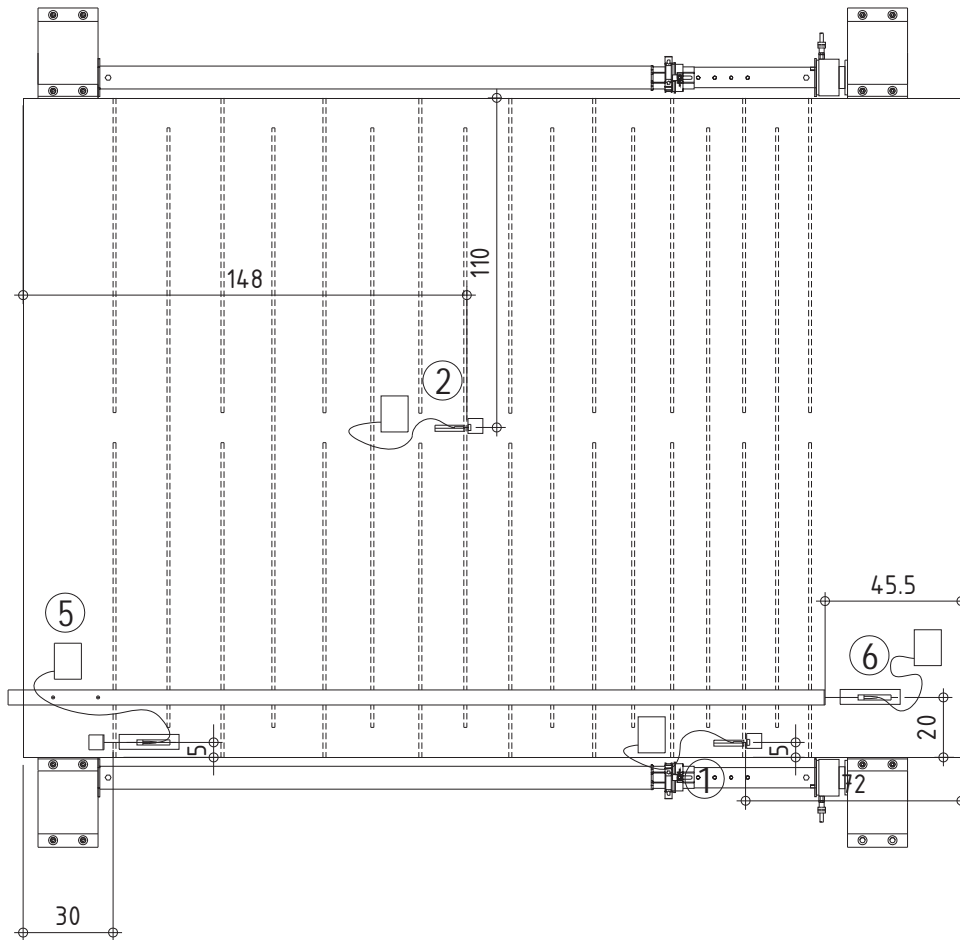


Abbildung 63 Versuchsaufbau „Ziehharmonikaplatte“ mit Messgeräte einschließlich Datenlogger und Pressen

Figure 63. Experimental setup “Accordion panel” with measuring instruments including data logger and hydraulic jacks

Am 7.5.2011 ist der zweite Versuchsdurchgang gestartet worden und der bituminöse Belag verformte sich gleichmäßig mit der Stahlbetonplatte. Die schlupffreie Verbindung zwischen dem Asphalt und der Stahlbetonkonstruktion funktionierte bis kurz vor Ende des Versuches.



Abbildung 64. Darstellung des Versuchsaufbaues

Figure 64. View of the experimental setup

Für die Kraftaufbringung auf die Ziehharmonikaplatte wurden zwei Enerpac-Zylinder RCH-302 der Fa. Enerpac und eine Handpumpe verwendet und die Abstützung erfolgte mittels handelsüblichen Stahlstützen. Die Kolbenfläche dieser Zylinder beträgt je 46,6cm².

Zylinder- typ	Hub	Modell- nummer	Wirksame Kolben- fläche	Ölvolumen	Bauhöhe einge- fahren	Bauhöhe ausge- fahren	AußenØ	Mittelloch Ø	Gewicht
t (kN)	mm		cm ²	cm ³	mm	mm	mm	mm	kg
0 (326)	64	RCH-302*	46,6	298	178	242	114	33,3	10,9

Abbildung 65. Technische Daten der Enerpac Hohlkolbenzylinder RCH-302¹²⁶

Figure 65. Technical data of the Enerpac Hollow Plunger Cylinders RCH-302

Zufolge der technischen Daten lässt sich folgendes Kraft-Druck-Diagramm ableiten (siehe Abbildung 66).

¹²⁶ Technische Daten Enerpac Hohlkolbenzylinder RCH-302 über www.enerpac.com am 19.12.2013

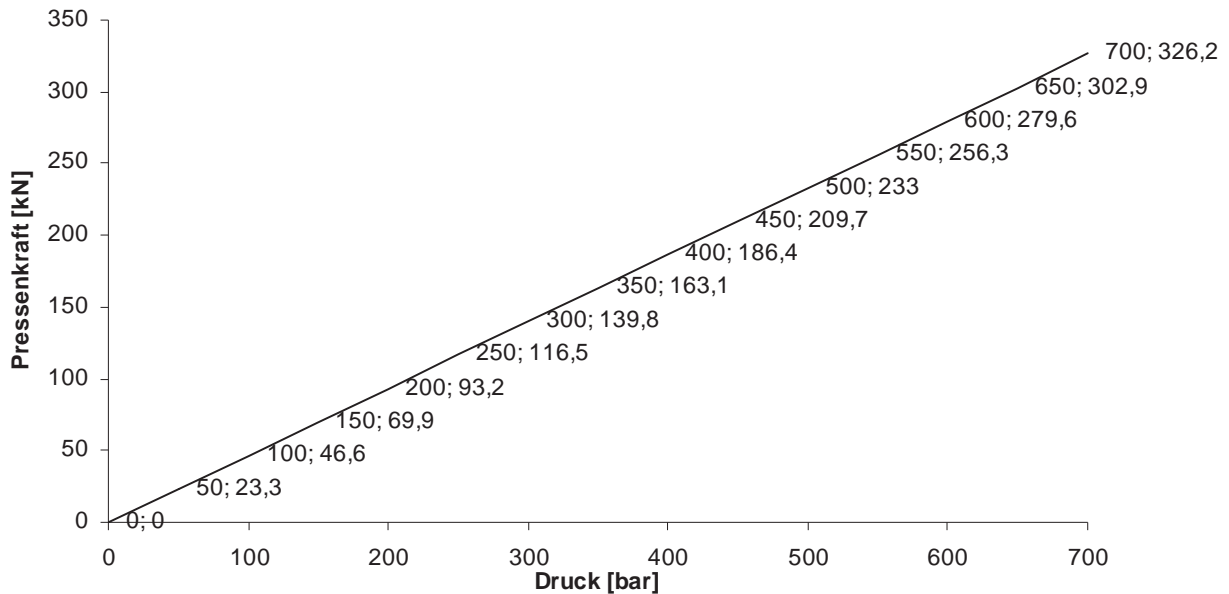


Abbildung 66 Kraft-Druck-Diagramm Enerpac Hohlkolbenzylinder RCH-302

Figure 66. Force-pressure diagram Enerpac Hollow Plunger Cylinders RCH-302

Bei sonnigen, leicht windigen Witterungsbedingungen ist um 10:30 mit der Montage der Messgeräte begonnen worden. Die Oberflächentemperatur des Asphaltes betrug ca. 36°C und stieg während des Versuches bis auf ca. 40°C an. Die Montage der Messgeräte konnte um 11:30 abgeschlossen werden. Danach erfolgte der Einbau der Pressen und Stahlstützen bzw. Druckstreben.

Um 12:30 begann der Erstbelastung bzw. Dehnung der Ziehharmonikaplatte. Dabei wurde anfangs eine horizontale Gesamtkraft von ca. 46,6kN (50bar) aufgebracht ($F = p \cdot A = 2 \cdot 50 \text{ bar} \cdot 46,6 \text{ cm}^2$). Diese Kraft fiel anfangs rasch und gegen 16:35 langsam ab auf ca. 9,3kN (10bar). Nachdem sich die Konstruktion entspannte, ist wiederum eine Kraft von 37,3kN (40bar) aufgebracht worden. Die Risse 1 und 2 sind innerhalb dieser Zeit sichtbar und vermerkt worden (siehe Abbildung 68, Abbildung 69 und Abbildung 70). Diese Vorgehensweise ist noch einmal um 17:55 wiederholt worden, dabei sind die Risse 3 und 4 im Nahbereich des Risses 2 zum Vorschein gekommen (vgl. Abbildung 71 und Abbildung 72). Die Kraft ist wiederum um 18:42 bis auf ca. 60,6kN (65bar) gesteigert worden. Hierbei zeigten sich allmählich 4 weitere Risse (Riss 5, 6, 7, 8) im Randbereich direkt über den Dehnfuge (siehe Abbildung 73, Abbildung 74, Abbildung 75 und Abbildung 76).

Alle seitliche erkennbaren Dehnfugen bzw. Spaltöffnungen im Bereich der Stahlbetonplatte haben sich während des Versuches zwischen 5 bis 21mm geöffnet.

Bis zur vorletzten Belastung konnten kein Schlupf zwischen Asphalt und Stahlbeton festgestellt werden.

Gegen Ende der Messungen bzw. nach der letzten Belastung stellte sich an den beiden Endbereichen des bituminösen Fahrbahnbelages ein Schlupf zwischen Asphalt und Stahlbeton ein (vgl. Abbildung 77 und Abbildung 78)

Nach einem wiederholten Druckabfall am Manometer auf 25 bar (entspricht einer Kraft von 23,3kN) sind die Zylinder gegen 20:55 vollkommen entlastet worden. Hierbei zeigte sich bereits in den beiden Endbereichen eine deutliche Verschiebung des Belages zur flexiblen Stahlbetonkonstruktion.

Die Ziehharmonikaplatte ist bei diesem Versuch um ca. 51 mm gedehnt worden, was einer Dehnung von 1,5% der Bauteillänge entspricht. Aufgrund des schnellen Versuchsablaufes (ca. 8,5h) entstand eine maximale Rissweite bei Riss 5 mit einer Weite von 11 mm.

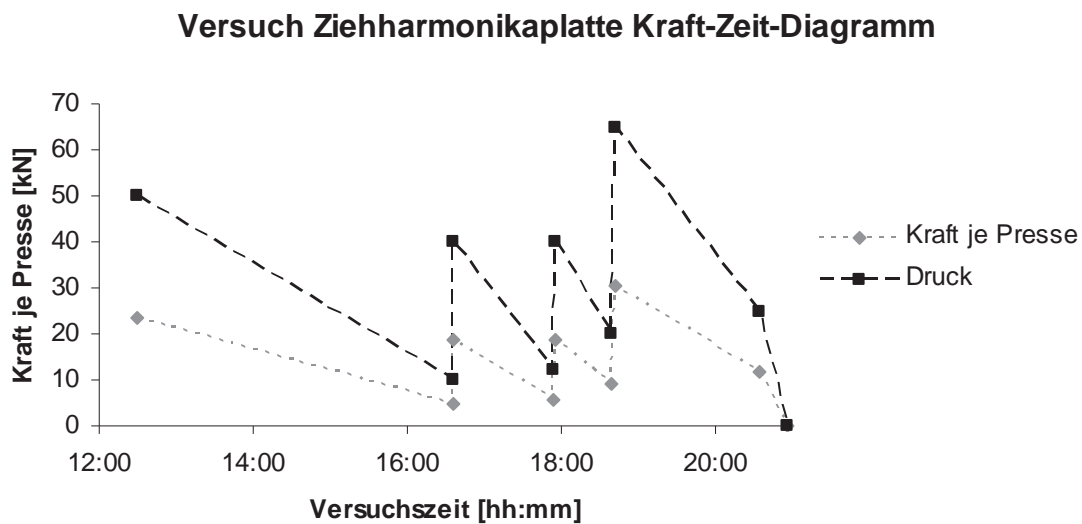


Abbildung 67. Versuchsablauf – Kraft-Zeit-Diagramm

Figure 67. Test procedure – Force-pressure diagram

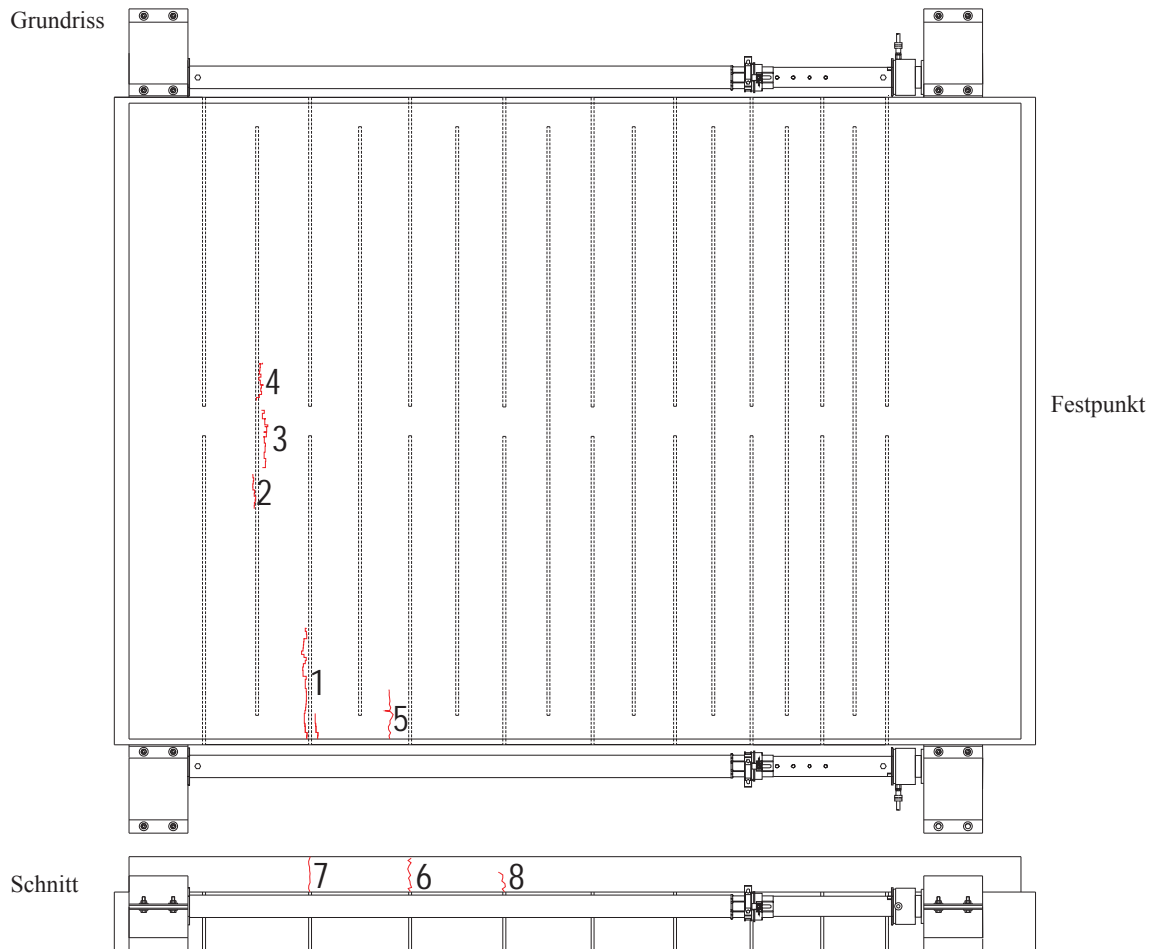


Abbildung 68 Darstellung der Risse am Asphaltbelag der Ziehharmonikaplatte

Figure 68. Representation of the cracks on the asphalt surface of the accordion panel

In den nachfolgenden Abbildungen werden die Risse in der Reihenfolge der Entstehung detailliert abgebildet und auch der entstandene Schlupf zwischen Stahlbetonplatte und Asphalt am Ende des Versuches an beiden Seiten.

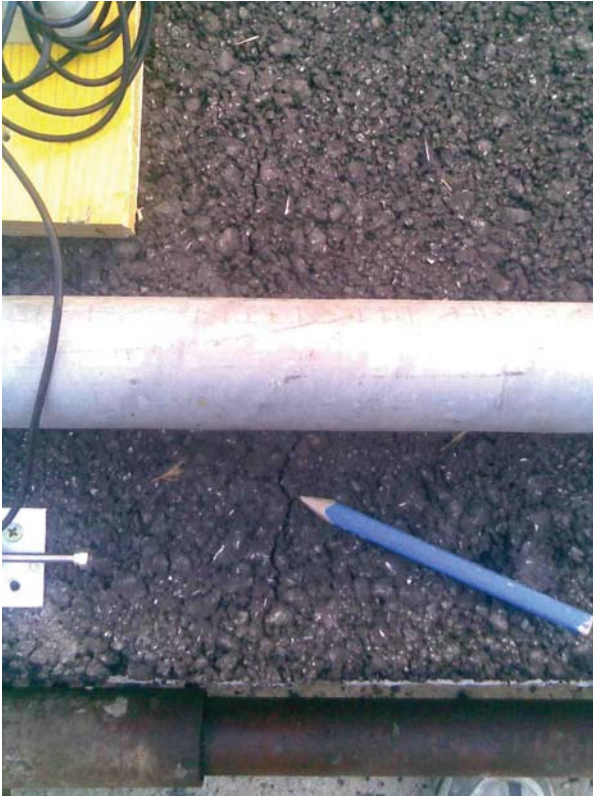


Abbildung 69 Riss 1 – Rissweite ~1 mm

Figure 69. Crack 1 – crack width ~1 mm



Abbildung 70 Riss 2 – Rissweite ~0,3 mm

Figure 70. Crack 2 – crack width ~0,3 mm



Abbildung 71 Riss 3 – Rissweite ~0,4 mm

Figure 71. Crack 3 – crack width ~0,4 mm



Abbildung 72 Riss 4 – Rissweite ~0,3 mm

Figure 72. Crack 4 – crack width ~0,3 mm



Abbildung 73 Riss 5 – Rissweite ~1 mm

Figure 73. Crack 5 – crack width ~1 mm



Abbildung 74 Riss 6 – Rissweite ~4 mm

Figure 74. Crack 6 – crack width ~4 mm



Abbildung 75 Riss 7 – Rissweite ~4 mm

Figure 75. Crack 7 – crack width ~4 mm



Abbildung 76 Riss 8 - Rissweite ~1,5mm

Figure 76. Crack 8 – crack width ~1,5 mm



Abbildung 77 Schlupf am Ende der Platte ~6 mm

Figure 77. Slip at the end of the plate ~6 mm



Abbildung 78 Schlupf am Anfang (Festhaltepunkt) der Platte ~20mm

Figure 78. Slip at the beginning of the plate (fixed point) ~6 mm

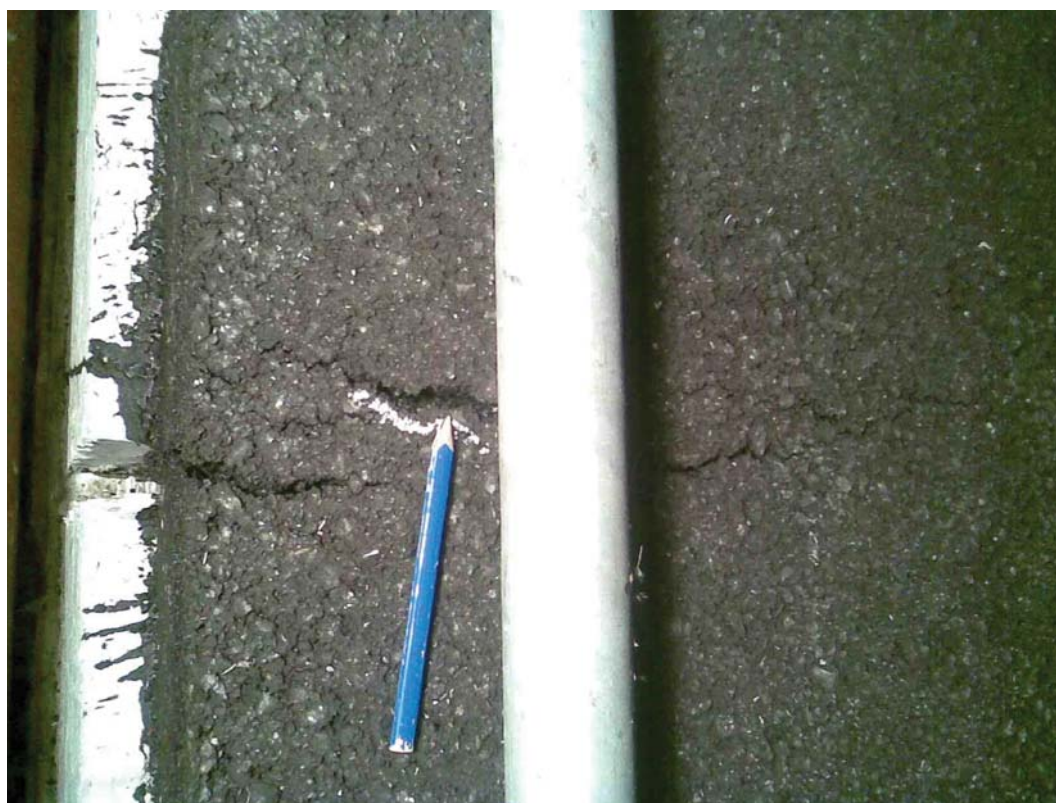


Abbildung 79 Riss 1 Endzustand

Figure 79. Crack 1 final state



Abbildung 80 Riss 7 Endzustand

Figure 80. Crack 8 final state



Abbildung 81 Versuchsplatte nach Ende des Versuchs

Figure 81. Test panel after the end of the experiment

5.9 Ergebnisse des Bauteilversuchs Ziehharmonikaplatte II

Die Messungen des Bauteilversuchs zeigen ein positives und ein negatives Ergebnis. Die Risseverteilung im Asphalt hat rund die Hälfte der Ziehharmonikaplatte erfasst.

Der Schlupf an den Bauteilende ist ein Versuchsproblem, welches in der Realität aufgrund eines weiterführenden Asphaltbelages nicht in Erscheinung treten wird. Bei weiteren Versuchen sollte über eine zusätzliche Befestigung, zum Beispiel mittels einer Klemmeinrichtung an den Belagsenden, nachgedacht werden.

Das sich auch bei den relativ warmen Bedingungen (über 35 °C) ohne zusätzliche Belastung (keine Verkehrsbelastung auf der Ziehharmonikaplatte) bedenkliche Rissbreiten eingestellt haben gibt zu denken auf. Weiteren langsamverlaufende Verformungsversuche mittels Asphaltbewehrungen sind noch anzudenken.

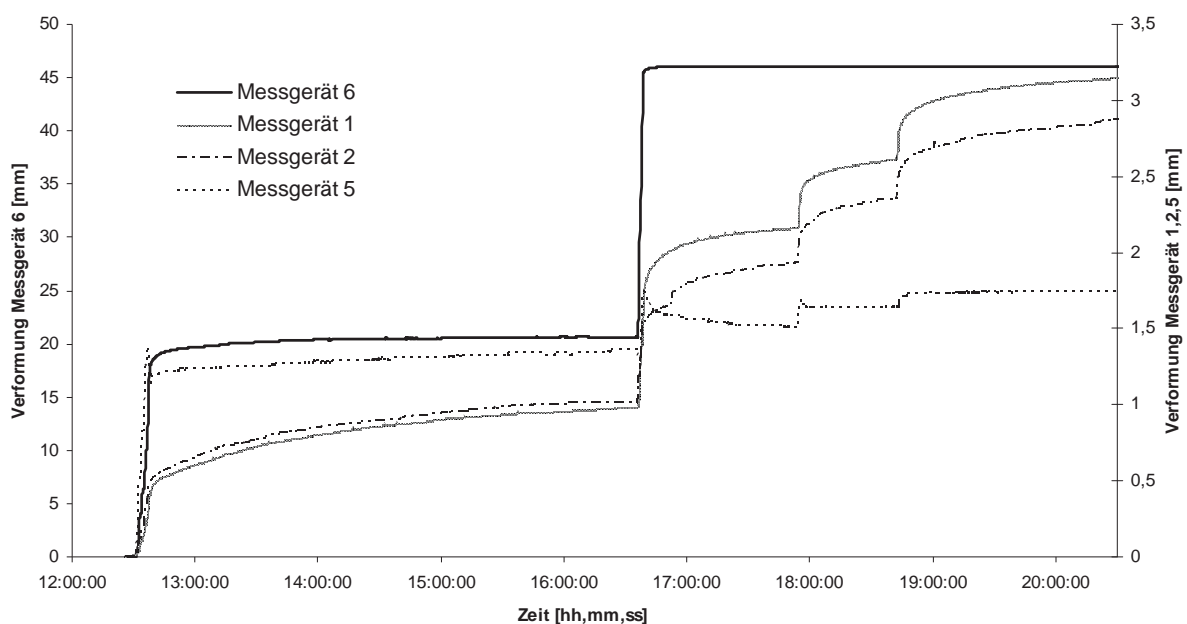


Abbildung 82. Verformungen der Ziehharmonikaplatte mit Asphalt

Figure 82. Movements of the accordion panel with asphalt

5.10 Analytische Betrachtung der Bauteilversuche

Die Berechnung erfolgt mittels dem Finite Element-Programm InfoCad der Fa. InfoGraph GmbH. Dabei wird zuerst die flexible Stahlbetonplatte ohne Asphalt auf einer Gleitebene betrachtet.

5.10.1 Numerische Betrachtung des Bauteilversuches I (Ziehharmonika ohne bituminösen Belag)

Die Bauteilabmessungen und Materialgüten werden gemäß dem Versuch angenommen. Die Modellierung erfolgt mittels Volumenelemente mit 8 Knoten. Die vertikale Bettung wird mit 25 MN/m³ angesetzt. Die Netzweite in horizontaler Ausbreitung wurde mit 35mm angesetzt. In vertikaler Richtung wurde die Stahlbetonplatte nicht unterteilt. Die Reibung wird als horizontale Punktlast in negativer X-Richtung an alle Knoten in der untersten Ebene aufgebracht und zufolge der Sensitivitätsanalyse wird die Größe der Punktlasten gemäß dem Reibungsbeiwert variiert.

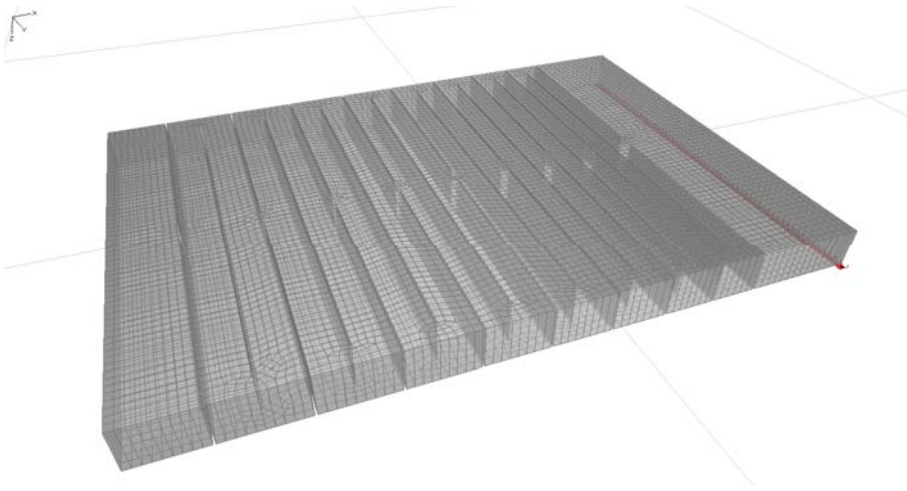


Abbildung 83 Finite-Element-Modell der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt mit Festhaltung

Figure 83. View Finite Elemente model of the “Accordion panel” without asphalt fixed on one side

Für die Berechnung der Platte auf einer Gleitfolie (Baufolie PE 0,3mm - Straßenbauvlies 250 g/m² - Baufolie PE 0,3mm) wurden unterschiedliche Reibungskoeffizient für eine Sensitivitätsanalyse herangezogen und demzufolge die Verschiebungen ermittelt und mit den gemessenen Ergebnisse verglichen.

Reibungskoeffizient ν	Gesamtverformung (\triangle Messgerät 6)	Fuge 1 (\triangle Messgerät 2)	Fuge 8 (\triangle Messgerät 5)	Fuge 15 (\triangle Messgerät 1)
[]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0,50	11,921	1,409	1,157	1,593
0,35	11,899	0,998	1,326	1,645
0,25	11,801	1,296	0,896	2,012
0,15	11,875	1,232	0,756	2,251

Tabelle 9. Berechnungsergebnisse der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt bei unterschiedlichen Gleitreibungskoeffizienten

Table 9. Calculation results of the “Accordion panel” without asphalt at different coefficient of sliding friction

Anhand der Berechnungsergebnisse gemäß Tabelle 9 ist ersichtlich, dass die Gesamtverformung von 12 mm sich bei einem angenommen Reibungbeiwert von $\nu = 0,35$ am gleichmässigsten verteilt. Die Verformung über die Fugenbreite ist nicht konstant sondern verkleinert sich zunehmend zum Verbindungselement in Querrichtung der Platte (Anmerkung: Querrichtung ist gleich Y-Achse in Abbildung 84).

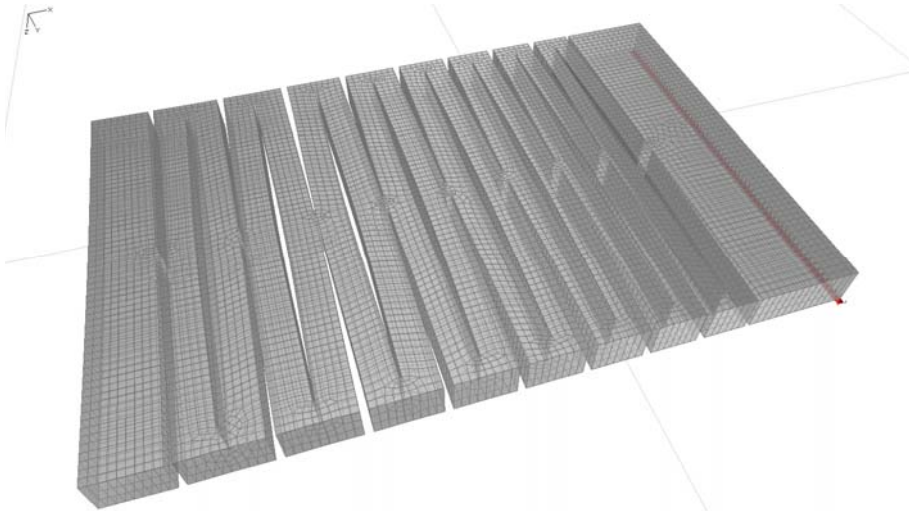


Abbildung 84 Verformungsfigur der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt $\nu = 0,5$ (Faktor 21,5)

Figure 84. Deformed shape of the accordion panel without asphalt $\nu = 0.5$ (factor 21.5)

5.10.2 Numerische Betrachtung des Bauteilversuches II (Ziehharmonika einschließlich bituminösen Belag)

Das Berechnungsmodell gemäß 5.10.1 wird übernommen und der vor dem Bauteilversuch II appliziert Asphalt wird ebenso in der numerischen Berechnung diskredisiert. Die Bauteilabmessungen des bituminösen Belages werden gemäß dem Versuch angesetzt und die Modellierung erfolgt ebenso mittels Volumenelemente mit 8 Knoten. Die vertikale Bettung bleibt unverändert. Die Netzweite in horizontaler Ausbreitung wird mit 35mm angesetzt, lediglich im Bereich der Fugen der Stahlbetonplatte ergeben sich Netzweiten in X-Richtung von 20mm. In vertikaler Richtung wird der bituminöse Belag nicht unterteilt (siehe Abbildung 85). Die Reibung der Stahlbetonplatte auf der Gleitebene wird konstant mit dem Reibungsbeiwert $\nu = 0,35$ berücksichtigt.

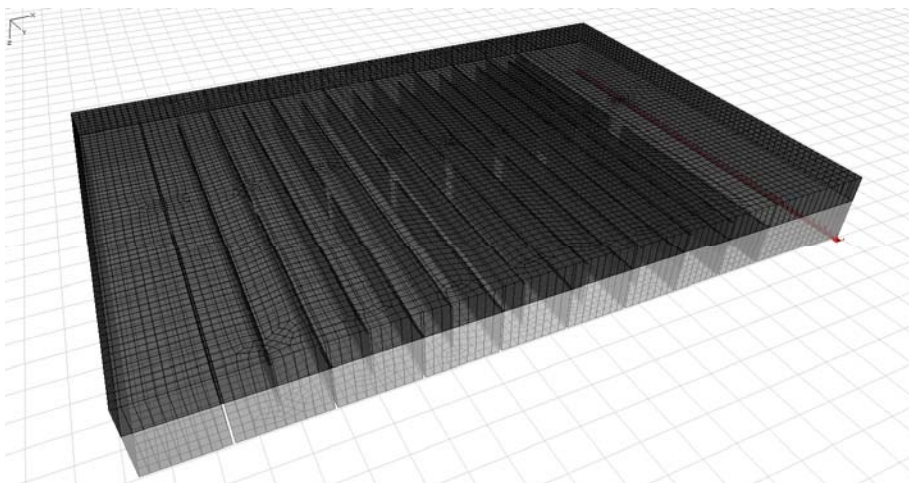


Abbildung 85 Finite-Elemente-Modell der Ziehharmonikaplatte mit Asphalt

Figure 85. View Finite Elemente model of the "Accordion panel" with asphalt

Für die Berechnungen wird der E-Modul des Asphalts im Winter nicht der unter Punkt 5.4 angegebene Wert von $E_{ACWinter} = 14000 \text{ N/mm}^2$ berücksichtigt, sondern nur ein Bruchteil dieser Steifigkeit angesetzt. Den infolge einer

Dauerbelastung, Kriechen und Relaxation fällt der E-Modul_{AC} stark ab und für eine Sensitivitätsanalyse werden daher bei kühlen Temperaturen Werte im Bereich von $0,5 \cdot E_{ACWinter}$ bis $0,1 \cdot E_{ACWinter}$ in der Berechnung angenommen. Die Querdehnzahl der Asphalttragschicht bei -10°C wird mit $\nu_{AC} = 0,45$ angesetzt.

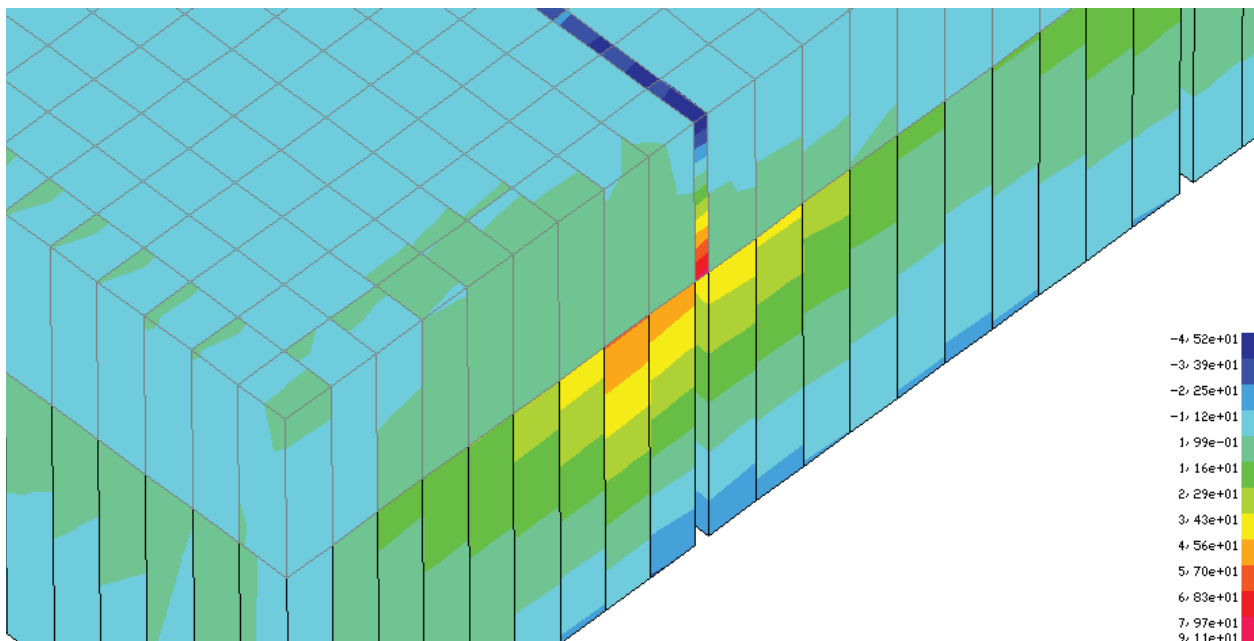


Abbildung 86 Spannungen in der ersten Fuge ($u=12\text{mm}$, $\nu=0,35$, $E_{AC}=1400\text{MN/m}^2$) (min./max. ca. $-45/+90\text{ N/mm}^2$)

Figure 86. Strains in the first joint ($u=12\text{mm}$, $\nu=0,35$, $E_{AC}=1400\text{MN/m}^2$) (min./max. approximately $-45/+90\text{ N/mm}^2$)

Die Berechnungen zeigen analog den Versuchen Spannungsspitzen im Bereich der Fugen (siehe Abbildung 86). Die maximalen Zugspannungen im Belag schwanken zwischen 90 bis 150 N/mm^2 .

Bei einer zusätzlichen Verkehrsbelastung gemäß EN 1991-2 Lastmodell 1 (Radlast 150 kN/m^2 und Gleichlast 9 kN/m^2 (erster Fahrstreifen)) erhöhen sich diese Werte im Fugenrandbereich nur geringfügig um wenige N/mm^2 . Jedoch wird die Verschiebung der Radlast zum Fahrstreifenrand (Ausmittigkeit von $\pm 30\text{cm}$) nicht berücksichtigt.

Die unterschiedlichen Temperatureausdehnungskoeffizienten von Asphalt $\alpha_{AC} \sim 2 \cdot 10^{-5}\text{ 1/K}$ und Beton $\alpha_C \sim 1 \cdot 10^{-5}\text{ 1/K}$ werden ebenso in der numerischen Berechnung betrachtet. Hierbei wird in einem weiteren Schritt eine gleichmässige Abkühlung von -35K auf die gesamte Ziehharmonikaplatte einschließlich bituminösen Belags angesetzt. Die maximalen Zugspannungen steigen somit weiters an bis zu $+10\text{ N/mm}^2$.

Mit Hilfe einer Trenn- bzw. lokalen Gleitfläche (siehe Abbildung 91) aus einem schmalen Metallstreifen ist es möglich die maximalen Zugspannungen im Bereich über der Betonfuge signifikant zu reduzieren.

Es zeigt sich, dass gemäß der Berechnung im Nahbereich der Fuge, die Zugspannungen vom Belag nicht mehr aufgenommen werden können. Der Belag dehnt sich in diesem Bereich um $0,29\text{ mm}$.

Die Fuge im Stahlbetonteil öffnet sich im unteren Bereich mit ca. $2,74\text{ mm}$, weit mehr als am oberen Ende mit ca. $0,38\text{ mm}$. Gemäß den analytischen Ergebnissen ist an dieser Stelle im experimentellen Versuch ein Riss zu vermuten.

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Die mathematischen Werkzeuge und Möglichkeiten erlauben es heute dem Brückenbauer, mit größerer Vielfalt im Entwurf vorgehen zu können. Wirtschaftliche Aspekte, die zu Monotonie und Anonymität der Bauwerke führten, können nun mittels der monolithischen Bauweise bei Brücken berücksichtigt und ästhetische und funktionelle Gesichtspunkte miteinbezogen werden.

Die vorliegende Arbeit befasst sich am Anfang mit der Geschichte des Brückenbaues und im speziellen mit der Geschichte der integralen Brücke. Hierbei werden auch Vorbilder der Integralen Brücken in der Natur erwähnt.

Im zweiten Kapitel wird ein Einblick in die vorhandene anerkannteste Literatur gegeben und damit der Stand der Technik dokumentiert. Im Weiteren werden die für die integralen Brücken maßgebenden Verformungen beschrieben.

Das dritte Kapitel handelt über das Zusammenspiel von Brücke und Baugrund einschließlich der Hinterfüllung des integralen Brückenwiderlagers. Hierbei werden unterschiedliche internationale Ansätze zur Berechnung des mobilisierten passiven Erddruckes erläutert. Ein Vergleich dieser internationalen normierten Erddruckansätze und deren Verlauf für den mobilisierten passiven Erddruck über die Widerlagerwandhöhe zeigen, dass die derzeitige österreichische Richtlinie aus dem Jahre 1993 noch immer verwertbare Ergebnisse und leicht handhabbare Lasteingabewerte für die statische Berechnung der Widerlagerwand in der Praxis liefert. Am Ende dieses Kapitels werden die Auswirkungen dieser ermittelten Erddrucklasten auf ein beispielhaftes Widerlager und die geringfügig behinderte Längenausdehnung dargestellt.

Im vierten Kapitel wird mit der Methode der Finiten Elemente unter Verwendung des Programmes PLAXIS 2D eine vergleichende Untersuchung zu den normativen Ansätzen angestellt. Dabei wird das Materialmodell HSsmall für den Damm verwendet. Die zyklische Verformung in Hinblick auf die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen wird als äußere Einwirkung auf eine vereinfacht modelliertes flachgegründetes Brückenwiderlager aufgebracht. Es zeigte sich ebenso, dass die Längenausdehnung des Brückentragwerkes, zufolge der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen und der daraus resultierenden verdichteten Hinterfüllung, nicht signifikant behindert wird. Weiters konnte dargestellt werden, dass der Zeitpunkt des Fugenschlusses bzw. die Bauzeit der integralen Brücke keine Auswirkungen auf den maximalen mobilisierten passiven Erddruck hat. Eine Gegenüberstellung der normativen Berechnungsergebnisse mit dem numerisch ermittelten passiven Erddruck zeigt einen deutlichen quantitativen Unterschied.

Die numerischen Berechnungen, mit dem Programm PLAXIS 3D Foundation, zur Ermittlung der Interaktion Bauwerk-Baugrund für aufgelöste Gründungen (aufgelöstes Widerlager, tiefgegründete Widerlager etc.) ist anhand der derzeitigen großen Berechnungsdauer noch nicht ausgereift.

Das abschließende Kapitel befasst sich eingehend mit dem Thema „verformbaren Fahrbahn“ im Übergangsbereich einer integralen Brücke zum anschließenden Damm. Nach Darstellung von beispielhaften internationalen Lösungen wird eine Lösung für eine robuste monolithische integrale Fahrbahnübergangskonstruktion im Bereich des Überganges vorgestellt. Dieser entwickelte Lösungsvorschlag besteht aus Stahlbetonriegeln, die versetzt miteinander verbundenen sind, und einem bituminösen Fahrbahnbelag. Diese Verbundplatte mit den flexiblen Dehnelementen kann die zyklischen und monotonen Längenänderungen des Tragwerkes aufnehmen und wird zusammengepresst bzw. gestreckt. Die Funktionsweise der flexiblen Übergangsplatte erfolgt in Anlehnung an das Musikinstrument Ziehharmonika. Hierbei werden die Längenausdehnungen der Brücke auf eine Vielzahl von Fugen der flexiblen Stahlbetonkonstruktion verteilt. Daher ergibt sich eine gleichmäßige Verteilung auf den aufgelagerten Asphalt. Diese innovative flexible Asphalt-Beton-Verbundkonstruktion wird experimentell und analytisch untersucht.

6.2 Ausblick

Auf Basis der Untersuchungen der normativen mobilisierten passiven Erddrücke gelang es darzustellen, dass noch keine Übereinstimmung vorliegt. Die aufwändigen numerischen Berechnungen dienen zur Absicherung der Erddrucklastansätze und bieten für die Zukunft ein erfolgversprechendes Potential um detaillierte Berechnungen bei größeren integralen Brücken durchzuführen zu können. Neue Bodenmaterialmodelle für zyklische Belastungen sind in Entwicklung und bieten in naher Zukunft den interessierten Bauingenieuren realitätsnähere Betrachtungen.

Für den Übergangsbereich von integralen Brücken ist ein Lösungsvorschlag ausgearbeitet und detailliert untersucht worden. Dabei zeigte sich, dass noch vermehrt nach Verbesserungen bei der Asphalt-Beton-Verbundbauweise geforscht werden muss. Literatur und Forschungsergebnisse für diese Bauweise bei kaum merkbareren Verformungen und tiefen winterlichen Temperaturen sind noch kaum vorhanden. Modifikationen des Asphaltes und Asphaltbewehrungen für flexible Übergangskonstruktionen könnten wesentliche Verbesserungen liefern. Eine verstärkte Zusammenarbeit der Forschungsinstitute zum angeführten Thema wäre wünschenswert. Ein interdisziplinärer Ansatz könnte dabei wesentliche Fortschritte bedingen.

Anhang A0 Verzeichnisse

Formelzeichen

In Bearbeitung

$\varphi...$	<i>Reibungswinkel</i>
$\alpha...$	<i>Wandneigung</i>
$\beta...$	<i>Geländeneigung</i>
$\gamma...$	<i>Wichte</i>
γ_{sat}	<i>Wichte unter Wasser</i>
$\delta...$	<i>Wandreibungswinkel</i>
$K_0...$	<i>Beiwert für Erdruchdruck</i>
$K_p...$	<i>Beiwert für den passiven Erddruck</i>
$\psi...$	<i>Dilatanzwinkel</i>
$E_{oed}^{ref}...$	<i>Steifigkeit bei ödometrischer Erstbelastung</i>
$E_{50}^{ref}...$	<i>Sekantensteifigkeit im Standardtriaxialversuch</i>
$E_{ur}^{ref}...$	<i>Steifigkeit bei Ent- und Wiederbelastung</i>
$\nu_{ur}...$	<i>Poissonzahl bei Ent- und Wiederbelastung</i>
$p_{ref}...$	<i>Referenzdruck</i>
$m...$	<i>Steifigkeitsexponent</i>
$K_0^{nc}...$	<i>Spannungsverhältnis der horizontalen effektiven zu den vertikal effektiven Spannungen im normal konsolidierten Zustand</i>
$R_f...$	<i>Ausfallquote</i>
$R_{inter}...$	<i>Interface-Reduktionsfaktor</i>
$\sigma_{Tension}...$	<i>Tension Cut off</i>
$G_0^{ref}...$	<i>Referenzschubmodul bei sehr kleinen Dehnungen</i>

$G_s \dots$	<i>Referenzscherdehnung</i>
$e'_{ph} \dots$	<i>mobilisierter Erddruck über die gesamte Wandhöhe</i>
$e_{0h} \dots$	<i>Erdruhedruck über die gesamte Wandhöhe</i>
$e_{ph} \dots$	<i>Passiver Erddruck über die gesamte Wandhöhe</i>
$u, d, \Delta_H, \Delta_h, sf \dots$	<i>die tatsächliche Wandverschiebung</i>
$u_B \dots$	<i>die Verschiebung zur Erzeugung von e_{ph}</i>
$K^* \dots$	<i>mobilisierter Erddruckbeiwert</i>
$H \dots$	<i>Widerlagerhöhe exklusive Fundamenthöhe, Höhe ab dem Fußpunkt resp. dem (fiktiven) Drehpunkt, Höhe des Elementes, welches die translatorische Verschiebung erfährt</i>
$K_{eR} \dots$	<i>mobilisierter Erddruckbeiwert zufolge einer Fußpunktverdrehung</i>
$K_{eT} \dots$	<i>mobilisierter Erddruckbeiwert zufolge einer Parallelverschiebung</i>

Literaturverzeichnis

- Alberta Transportation, Appendix C – Guidelines for Design of Integral Abutments, Alberta, 2003*
- Andreas Herold und Peter-Andreas von Wolffersdorff, The Use of Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness for Serviceability Limit State Analyses of GRE Structures GeoAfrica, Cape Town, 2009*
- Anton Weißenbach, Baugruben, Band 2 Berechnungsgrundlagen, Ernst und Sohn, Berlin 1975*
- Aurelio Muttoni, Ponts à culée intégrales, Forschungsprojekt AGB 2005/018, Bundesamt für Strassen, 2010*
- ASFİNAG, Planungshandbuch Brücke Bau V.3.0, Zugriff über www.asfinag.net/Home/PlaPB am 03.12.2013*
- BASt, Übergänge, Zugriff über www.bast.de/mn_42748/DE/Aufgaben/abteilung-b/referat-b2/uebergaenge/uebergaenge.html am 28.1.2012*
- Baublatt.Österreich Ausgabe August 2010, Wien, 2010*
- Ben C. Gerwick Jr., Construction of prestressed Concrete Structures 2nd Edition John Wiley & Sons New York, 1993*
- Bridge Structure Design Criteria, Appendix C, Guidelines for Design of Integral Abutments, Alberta Transportation Service, 2003*
- Bundesamt für Strassen ASTRA, Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3 Brückenende, 2011, Zugriff über www.astra.admin.ch am 15.12.2013*
- Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, unveröffentlichte RE-ING Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten, Stand 15.04.2011*
- Cengiz Dicleli, Ingenieurporträt Ulrich Finsterwalder, db – deutsche bauzeitung, 10/06, 2010, Seite 80, Zugriff über www.db-bauzeitung.de/files/db_essays/db1006ingenieurportraet.pdf am 28.1.2012*
- Chee Tiong Goh, The behaviour of backfill to shallow abutments of integral bridges. PhD Thesis University of Birmingham, Birmingham, 2001*
- Christian Menn und Johann Kolleger, Mehlhorn - Handbuch Brücken, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2007, Seite 139*
- Christop Kunesch und Stefan Neumann, Kalkhydrat im Asphalt – Stand der Technik, Gestrata Journal Mai 2011, Folge 132, 2011 Zugriff über www.gestrata.at am 30.12.2013*
- Daniel Pahud, BRIDGESIM-description, Zugriff über www.geothermie.ch am 13.12.2013*
- Design Manual for Roads and Bridges BA 42/96 Amendment No. 1 The Design of Integral Bridges, The Highways Agency, Scottish Executive Development Department, Welsh Assembly Government Llywodraeth Cynulliad Cymru, The Department for Regional Development Northern Ireland, 2003*
- Dieter Berger et al. „Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken,“ Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 4, 2004*
- Dieter Berger et al., Heft 50 Entwurfshilfe für Integrale Brücken, Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung, Wiesbaden, 2003*
- Dietrich Franke und R. Bobe, Beiträge zur praktischen Erddruckberechnung, Bodenmechanik und Grundbau, VEB Spezialbaukombinat Wasserbau, Weimar, 1985*
- DIN 4085 Baugrund – Berechnung des Erddrucks, 2011*
- Eberhard Pelke et al, Fugenloses bauen, Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken. Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung Heft 50 - 2004, Wiesbaden, 2003*

- Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB); Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1988*
- FCP, Smart Bridge Technology, Zugriff über www.fcp.at am 13.12.2013*
- Fly-over - Hintergrund und Fakten, Stadt Wien, Zugriff über www.wien.gv.at/verkehr/brueckenbau/baustellen/flyall.html am 29.01.2012*
- Fritz Leonhardt, Spannbeton für die Praxis, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1973*
- Fritz Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau, 1. Teil Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, 3. Auflage Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1984*
- Fritz Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau, 5. Teil Spannbeton, Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1980*
- Fritz Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau, 6. Teil Grundlagen des Massivbrückenbaus, Springer Verlag, Berlin/Heidelberg, 1979*
- G. Wayne Clough und J. Michael Duncan, Earth Pressures. In Foundation Engineering Handbook, ed. H-Y. Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, 1991*
- Georg Masing, Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing, In. Proc. 2nd Int. Congr. Appl. Mech., Zürich, 1926*
- George L. England et al., Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem, Thomas Telford, London, 2000*
- Gerhard Fink, Diplomarbeit Integrale Brückenwiderlager, Technische Universität Graz, 2008*
- Gerhard Mehlhorn und Masaaki Hoshino, Mehlhorn - Handbuch Brückenbau, Springer Verlag, Berlin Heidelberg, 2007*
- Gert König et. al, Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung, Ernst & Sohn Berlin, 2001, Seite 42*
- Gottfried C.O. Lohmeyer et al., Stahlbetonbau, 8. Auflage Vieweg + Teubner Verlag Wiesbaden, Seite 24-71 und DIN 1054-1, 2001, Seite 61*
- Heft 50, Fugenloses bauen, Schriftenreihe der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung, Wiesbaden, 2004*
- Hsai-Yang Fang, Foundation engineering handbook. 2nd ed., Van Nostrand Reinhold, New York, 1991*
- Iqbal Husain und Dino Bagnariol, Performance of Integral Abutment Bridges, Report BO-99-04, Ministry of Transportation of Ontario, Toronto 1999*
- John S. Horvath, Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofom and Other Geosynthetics, Manhattan College Research Report No. CE/GE-00-2, New York 2002*
- Jean-Paul Lebet, und Stepahn Utz, Effets de la température dans le dimensionnement des ponts, Forschungsbericht Nr. 580, Bundesamt für Strassen, Bern, Januar 2005*
- Johann Litzka, Oberbaubemessung von Asphaltstraßen. Gestrata Asphalt Handbuch, Gesellschaft zur Pflege der Straßenbautechnik mit Asphalt, 2. Auflage, Wien, 1996*
- John H. Atkinson und Göran Sällfors. Experimental determination of soil properties, Proc. 10th ECSMFE, Florence, Vol. 3, Florenz, 1991*
- Jürgen Krieger und Edmund Rath, BASt Untersuchung am Brückenbelag einer orthotropen Fahrbahnplatte. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: Brücken- und Ingenieurbau, B 8., Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven, 1995*
- Jonathan Kunin und Sreenivas Alampalli, Integral Abutment Bridges: Current Practice in the US and Canada, Special Report, No. 132, TRDB, New York State Department of Transportation, New York, 1999*
- Lars Hauge und Erik Yding Andersen, Taller, Longer, Lighter - Meeting growing demand with limited resources: IABSE-IASS 2011 London Symposium Report, London, 2011*

- Lutz Sparowitz, Bernhard Freytag, *Aktuelle Forschung und Entwicklung im Massivbau an der Technischen Universität Graz, Festkolloquium 75. Geburtstages Prof. Manfred Wicke, Verlag innsbruck university press, 2008*
- Martin P. Burke Jr., *Integral Bridges, Transportation Research Record, No 1275, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, 1990*
- Martin P. Burke Jr., *Integral Bridges: Atributes and Limitations". Transportation Research Record No 1393, National Research Council, Washington, D.C., USA, 1993*
- Martin P. Burke Jr., *The Genesis of Integral Bridges, Concrete International, Washington, 1996*
- Mauri Koskinen, „Soil-structure interaction of jointless bridges on piles,“ *Dissertation, Tampereen Teknillinen Korkeakoulu, 1997*
- Michael Pötzl et.al, *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und die konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 461, Beuth Verlag, 1996*
- Michael Pötzl und Frank Naumann, *Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 100, Heft 8, 2005*
- Ministerio de Fomento, *Dirección General de Carreteras, Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, Madrid, 2000*
- Neil Ardley, *Bridges, Garrett Educational Corporation, Ada, 1990*
- Norbert Vogt, *Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart Heft Nr. 22, Stuttgart, 1984*
- Olli Kerokoski, *Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments, Tampere University of Technology, Publication 605, Tampere, 2006*
- ÖNORM B 1991-1-5, *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5, Wien, 2004*
- ÖNORM B 1992-2, *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Wien, 2008*
- ÖNORM B 4434 *Erd- und Grundbau Erddruckberechnung, Wien, 1993*
- ÖNORM EN ISO 25619-1, *Geokunststoffe - Bestimmung des Druckverhaltens - Teil 1: Eigenschaften des Druckkriechens, Wien, 2008*
- Peter Marti et al., *Robert Maillart Betonvirtuose, 2. Auflage, vdf, Hochschulverlag Zürich, Zürich, 1998*
- Peter Marti et al., *Schweizer Eisenbahnbrücken, vdf, Hochschulverlag Zürich, Zürich, 2001*
- Peter Maydl und Matthias Lenz, *Prüfbericht über die Bestimmung des statischen E-Moduls und des Wärmeausdehnungskoeffizient an Betonbohrkernen (Marktwasserbrücke S33.24), Graz, 2012*
- Pier Luigi Nervi, *Pier Luigi Nervi, Artemis-Verlag, Zürich, 1982*
- Plaxis, *Plaxis 2D Material Models Manual Version 9.0, Zugriff über <http://www.plaxis.nl/plaxis2d/manuals/> am 5.12.2013*
- Roderick Hillmann et al., *Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: S, Straßenbau, Bergisch Gladbach, 2004*
- Robert J. Mair. *Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Civil Engineering, Cambridge, 1992*

- Ronald Blab, *Analytische Methoden zur Modellierung der Verformungseigenschaften und flexibler Fahrbahnaufbauten*, Mitteilungen Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung Technische Universität Wien, Heft 11, Wien, 2001
- RVS 06.01.41 *Leistungsbilder Planung Brücken*, FSV, Wien, 2010
- RVS 15.02.11 *Brücken Entwurf und Planung Planungsgrundlagen Vorkehrungen zur Brückenprüfung und –erhaltung*, FSV, Wien, 2003
- RVS 15.04.51 *Brücken Brückenausrüstung Übergangskonstruktionen Ausführungsbestimmungen*, FSV, Wien, 2010
- Matthias Schüller, *Konzeptionelles Entwerfen und Konstruieren von Integralen Betonbrücken*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 99, Heft 10, Ernst & Sohn, Berlin, 2004
- Sebastian Szczyrba, *Setzungsarme Bauweisen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern*, Dissertation Technischen Universität Bergakademie Freiberg, Freiberg, 2013
- Stephan Engelsmann et al., *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton DAfStb, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2000
- Stephan Engelsmann, *Integrale Betonbrücken: Entwerfen und Bemessen von Brücken ohne Lager und Fugen*, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1998
- Sven Ewert, *Brücken- Die Entwicklung der Spannweiten und Systeme*, Ernst & Sohn, Berlin, 2002
- Enerpac, *Technische Daten Enerpac Hohlkolbenzylinder RCH-302* über www.enerpac.com am 19.12.2013
- Thomas Benz, *Dissertation Small-Strain-Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2006
- Thomas Vogel et al., *Christian Menn Brückenbauer*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1997
- Uwe Bartl, *Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden*, Band 12 Mitteilungen, Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden, Dresden, 2004
- Walter Kaufmann, *Forschungsbericht Nr. 629, Integrale Brücken – Sachstandsbericht*, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, Bundesamt für Strassen, Bern, 2008
- Winfried Glitsch, *Renaissance der integralen Bauweise im Brückenbau*, Ausgabe 1, 11. Symposium Brückenbau in Leipzig, Verlagsgruppe Wiederspahn, Wiesbaden, 2011
- Wolfgang Albrecht und Stefan Koppold, *Langzeitverhalten von Dämmstoffen*, Bauphysik-Kalender 2010, Ernst & Sohn, Berlin, 2010
- Wolfgang Arand et al., *Verhalten von Asphalten bei Temperaturen*. Forschungsbericht des Instituts für Straßenwesen der TU Braunschweig, unveröffentlicht, Braunschweig, 1986
- Wolfgang Arand, *Zur Ermüdungsbeständigkeit von Asphalten*, Forschungsergebnisse und Schlussfolgerungen, Asphalt, Heft 1, Deutscher Asphaltverband e.V., Bonn, 2000

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1. Prüf- und kontrollierbare, begehbare konventionelle Brückenwiderlager gemäß RVS 15.02.11.....	7
Abbildung 2. Steinbrücken bzw. Steinbögen im Arches Nationalpark in Utah, USA.....	10
Abbildung 3. Verformungen eines Widerlagers infolge der monotonen und zyklischen Tragwerksbewegungen.....	16
Abbildung 4. Schematische Darstellung der horizontalen Widerlagerbewegungen aufgrund der Tragwerkstemperaturschwankungen bei einem Stahlbetontragwerk.....	17
Abbildung 5. Grundformen der Widerlagerwandbewegungen a) Fußpunktdrehung b) Parallelverschiebung c) Kopfpunktdrehung d) Durchbiegung (+ in Richtung aktiver Erddruck; - in Richtung passiver Erddruck).....	20
Abbildung 6. Erddruck in Abhängigkeit von der Größe der Bewegung der Stützkonstruktion nach WEISSENBACH.....	21
Abbildung 7. Prinzip der modifizierten Hinterfüllung nach PÖTZL.....	22
Abbildung 8. Ermittlung der Wandbewegung in Abhängigkeit von der Ausnutzung des passiven Erddruckes.....	24
Abbildung 9. Beziehung zwischen Erddruck und Wandbewegung nach CLOUGH und DUNCAN.....	25
Abbildung 10. Beziehung zwischen Erddruck und Wandbewegung infolge der verdichteten Hinterfüllung.....	25
Abbildung 11. Arbeitslinien von drei Kompressionsversuchen (Abbildung nach VOGT (1984)) nachbearbeitet.....	26
Abbildung 12. Erddruckverteilung bei integralen flachgegründeten Widerlagern nach großbritannischer Richtlinie.....	29
Abbildung 13. Erddruckverteilung für ein integrales und ein semiintegrales Widerlager gemäß der Schweizer Richtlinie auf Grundlage der britischen Richtlinie.....	31
Abbildung 14. Abmessungen eines beispielhaften flachgegründeten integralen Brückenwiderlagers (Betongüte: Überbau C30/37, Unterbau C25/30).....	31
Abbildung 15. Möglicher Festpunktbereich und die daraus resultierende Auswirkung auf die Bewegung im Bereich des Widerlagers in Abhängigkeit der Überbaulängenänderung.....	32
Abbildung 16. Vergleich verschiedener Ansätze für den mobilisierten passiven Erddruck bei einer primären Fußpunktdrehung in Abhängigkeit zu unterschiedlichen negativen Wandbewegungen.....	33
Abbildung 17. Vergleich verschiedener Ansätze für den mobilisierten passiven Erddruck bei einer primären Fußpunktdrehung in Abhängigkeit zu unterschiedlichen negativen Wandbewegungen ohne Berücksichtigung der speziellen Festlegungen im britischen Regelwerk.....	34
Abbildung 18. Vergleich verschiedener Ansätze für den mobilisierten passiven Erddruck bei einer primären Parallelverschiebung bei unterschiedlichen negativen Wandbewegungen. Verteilung analog der angeführten Skizzen.....	34
Abbildung 19. Mobilisierter passiver Erddruck in der Annahme einer 50 %igen Widerlagerrotation und 50 %igen Widerlagertranslation für unterschiedliche negative Wandbewegungen.....	35
Abbildung 20. Positive und negative elastische Widerlagerverformung zufolge jahreszeitlicher Temperaturveränderung (-34 K und +26 K) bei einer vertikalen Bettung von 50 MN/m ³ und einer horizontalen Bettung von 5 MN/m ³ im Bereich des Fundamentes. (Abmessungen und Bauteilsteifigkeit siehe Abbildung 14).....	35
Abbildung 21. Positive und negative Widerlagerverformung zufolge jahreszeitlicher Temperaturveränderung (-34 K und +26 K) bei einer vertikalen Bettung von 50 MN/m ³ und einer horizontalen Bettung von 5 MN/m ³ im Bereich des Fundamentes bei der Berücksichtigung eines Steifigkeitsabfalles im Rahmenecken um 50 %.....	36
Abbildung 22. Entwicklung des mobilisierten passiven Erddruckes in Abhängigkeit zum Reibungswinkel bei Rotation um den Fußpunkt (Kopfverformung $u = 0,06$ m).....	37
Abbildung 23. Erddruckverteilung des mobilisierten passiven Erddruckes über die Wandhöhe für eine Fußpunktdrehung mit einer Kopfverschiebung von $u = 0,06$ m, mit den Ansätzen für den mobilisierten Erddruck nach: - ÖNORM B4434 (1993) nach FRANKE (1989), - VOGT (1984), - DIN 4085 (2011) nach BARTL (2004), - BA 42/96 (2003) nach ENGLAND et al. und - ASTRA Richtlinie K03 Brückenende (2011) nach BA 42/96 (2003) gemäß den beispielhaften Vorgaben.....	37

Abbildung 24. Ebenes Stabmodell eines integralen Brückenobjektes mit einer Bewegungslänge $L = 100$ m. Für die Berechnung ist das Programm InfoCAD und für die Systemdarstellung das Programm InfoGraph Systemviewer der Fa. InfoGraph GmbH Aachen/ Deutschland verwendet worden.....	39
Abbildung 25 System eines flachgegründeten Brückenwiderlagers in PLAXIS 2D	42
Abbildung 26. Charakteristisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten von einem Boden mit einem typischen Spannungsbereich für Laboruntersuchungen und Anlagen'	44
Abbildung 27 Hystereses Materialverhalten ¹⁰⁴	45
Abbildung 28. Ansicht der Begrenzungsfläche und der inneren Oberflächen des Hardening Soil Modells mit small-strain stiffness	46
Abbildung 29. Erddruckzunahme zufolge zyklischer Beanspruchung im Laborversuch nach ENGLAND et al. ¹⁰⁶	48
Abbildung 30. Berechnungsmodell für die Verifizierung des Versuchs nach ENGLAND et al. (2000)	49
Abbildung 31. Ermittlung der Zunahme des Erddruckes hinter einer zyklisch um den Fußpunkt rotierenden Widerlagerwand mittels PLAXIS 2D unter zu Hilfenahme des Materialmodells HSsmall.	49
Abbildung 32. Setzungen und Hebungen im Bereich der Hinterfüllung - maximale Hebung ca. im Abstand $H/2$ von der Widerlagerwand	50
Abbildung 33. Phase 0 – Ausgangszustand	50
Abbildung 34. Phase 1 – Aushubzustand am Beginn der Bauarbeiten	51
Abbildung 35. Phase 2 – Errichtung des Fundamentes und des aufgehenden Widerlagers	51
Abbildung 36. Phase 3 – Errichtung des Tragwerkes. Auflast A auf die Widerlagerwand und Aktivierung der Steife	51
Abbildung 37. Phase 4 – Hinterfüllen des Widerlagers in der PLAXIS 2D-Berechnung eines integralen Brückenwiderlagers.....	52
Abbildung 38. Phase 5 bis X – Überbaulängsverformungen aus dem jahreszeitlichen Temperaturverlauf und der damit verbunden Ausdehnung und Stauchung des Tragwerkes werden mittels einer veränderlichen Punktlast auf die Steife simuliert. 52	
Abbildung 39. Ergebnis der Berechnungen der Veränderung des horizontalen Erddrucks auf eine Widerlagerwand während eines „Brückenleben“ bzw. ~90 Bewegungszyklen bei einer Bewegungslänge von $L = 20$ m (Verformung siehe Tabelle 8).....	54
Abbildung 40. Erddruckzunahme zufolge 100 ungleichförmiger zyklischer Verformung $s_h(\Delta T_{N+c+s})$ – Fugenschluß Frühling bzw. 91 Tage vor Sommer ($\Delta T_{N,pos}$)	56
Abbildung 41. Erddruckzunahme zufolge 100 ungleichförmiger zyklischer Verformung $s_h(\Delta T_{N+c+s})$ – Fugenschluß Sommer ($\Delta T_{N,pos}$)	56
Abbildung 42. Erddruckzunahme zufolge 100 ungleichförmiger zyklischer Verformung $s_h(\Delta T_{N+c+s})$ – Fugenschluß Herbst bzw. 91 Tage vor Winter ($\Delta T_{N,neg}$)	57
Abbildung 43. Erddruckzunahme zufolge 100 ungleichförmiger zyklischer Verformung $s_h(\Delta T_{N+c+s})$ – Fugenschluß Winter ($\Delta T_{N,neg}$)	57
Abbildung 44. 3D – Berechnungsmodell einer tiefgegründeten Widerlagerhälfte einschließlich Baugrund mit PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2	58
Abbildung 45. Darstellung der Stahlbetonelemente (Bohrpfähle, Widerlagerwand und Flügelmauer) des 3D – Berechnungsmodells einer tiefgegründeten Widerlagerhälfte in PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2 (siehe Abbildung 44)	58
Abbildung 46.3D – Berechnungsmodell eines aufgelösten Widerlagerhälfte einschließlich Baugrund in PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2	59
Abbildung 47. Darstellung der Stahlbetonelemente (Fundamentriegel, Pfeilerscheibe, Widerlagerwand und Flügelmauer) des 3D – Berechnungsmodells einer aufgelösten Widerlagerhälfte in PLAXIS 3D FOUNDATION V2.2 (siehe Abbildung 46).	59
Abbildung 48. Anteil der Betonfahrbahn am österreichischen Straßen- und Wegenetz	60
Abbildung 49. Flexible Widerlagerkonstruktion „Säulenhalle“	61
Abbildung 50. Verformte flexible Widerlagerkonstruktion „Säulenhalle“	62
Abbildung 51. Flexible Übergangplatte auf einer Gleitplatte mit Sporn	62

Abbildung 52. Regeldetail: Integrale Widerlagerausbildung bei Spannbetonbrücken bis zu einer maximalen horizontalen Relativverschiebung zwischen Brückenende und Straßenkörper von $\Delta h = 20 \text{ mm}$ (in Ausnahmefällen $\Delta h = 30 \text{ mm}$) aus ASTRA 12004 K03 Brückenende – Schweiz.....	63
Abbildung 53. Alberta Transportation Regeldetail für Integrale Brücken mit einer Länge $> 100 \text{ m}$ (Betonträger) und $> 75 \text{ m}$ (Stahlträger) – Kanada	64
Abbildung 54. Überlagerung von verkehrslastbedingten und kryogenen Spannungen im Asphalt	66
Abbildung 55. Spannungen im Strassenoberbau nach LITZKA (1996)	67
Abbildung 56. Zugfestigkeit von Asphalt und mögliche Verkehrsspannungen nach ARAND et al. (1989).....	67
Abbildung 57. Risse im Bereich Übergang Schleppplatte –freie Strecke zufolge einer Widerlagerverformung	70
Abbildung 58. Darstellung der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt mit Messeinrichtung (1,2,5,6 Nummer der Messgeräte)	72
Abbildung 59. Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt mit Messeinrichtung	73
Abbildung 60. Gesamtüberblick des Verformungsversuches Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt	73
Abbildung 61. Verformungen der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt	74
Abbildung 62. Wirkungsweise der Ziehharmonikaplatte und das Biegemoment im untersten Element	75
Abbildung 63 Versuchsaufbau „Ziehharmonikaplatte“ mit Messgeräte einschließlich Datenlogger und Pressen	77
Abbildung 64. Darstellung des Versuchsaufbaues	78
Abbildung 65. Technische Daten der Enerpac Hohlkolbenzylinder RCH-302.....	78
Abbildung 66 Kraft-Druck-Diagramm Enerpac Hohlkolbenzylinder RCH-302.....	79
Abbildung 67. Versuchsablauf – Kraft-Zeit-Diagramm	80
Abbildung 68 Darstellung der Risse am Asphaltbelag der Ziehharmonikaplatte.....	81
Abbildung 69 Riss 1 – Rissweite $\sim 1 \text{ mm}$	82
Abbildung 70 Riss 2 – Rissweite $\sim 0,3 \text{ mm}$	82
Abbildung 71 Riss 3 – Rissweite $\sim 0,4 \text{ mm}$	83
Abbildung 72 Riss 4 – Rissweite $\sim 0,3 \text{ mm}$	83
Abbildung 73 Riss 5 – Rissweite $\sim 1 \text{ mm}$	84
Abbildung 74 Riss 6 – Rissweite $\sim 4 \text{ mm}$	84
Abbildung 75 Riss 7 – Rissweite $\sim 4 \text{ mm}$	85
Abbildung 76 Riss 8 - Rissweite $\sim 1,5 \text{ mm}$	85
Abbildung 77 Schlupf am Ende der Platte $\sim 6 \text{ mm}$	86
Abbildung 78 Schlupf am Anfang (Festhaltepunkt) der Platte $\sim 20 \text{ mm}$	86
Abbildung 79 Riss 1 Endzustand	87
Abbildung 80 Riss 7 Endzustand	88
Abbildung 81 Versuchsplatte nach Ende des Versuchs	88
Abbildung 82. Verformungen der Ziehharmonikaplatte mit Asphalt	89
Abbildung 83 Finite-Element-Modell der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt mit Festhaltung	90
Abbildung 84 Verformungsfigur der Ziehharmonikaplatte ohne Asphalt $\nu = 0,5$ (Faktor 21,5).....	91
Abbildung 85 Finite-Element-Modell der Ziehharmonikaplatte mit Asphalt	91
Abbildung 86 Spannungen in der ersten Fuge ($u=12 \text{ mm}$, $\nu=0,35$, $E_{AC}=1400 \text{ MN/m}^2$) (min./max. ca. $-45/+90 \text{ N/mm}^2$).....	92
Abbildung 83. Ansicht der Bewehrung in der Schalung ohne Trenneinlagen	107

Abbildung 84. Ansicht der Stahleinbauteile für Lasteinleitung	108
Abbildung 85. Darstellung der Montage der Trenneinlagen und Vorarbeiten für das Betonieren.....	109
Abbildung 86. Aufnahme nach dem Betonieren.....	110
Abbildung 91. Fugenabdeckung mittels Blechstreifen mit Dorn	111
Abbildung 88. Fertiggestellte Versuchsplatte mit 8 cm AC 22 trag und 3 cm AC 11 deck.....	112
Abbildung 93. Versuchskörper Ziehharmonikaplatte - Schalungs- und Bewehrungsplan.....	115
Abbildung 90. Prüfung der Zylinderdruckfestigkeit im Labor.....	115
Abbildung 91. Betonprüfbericht Versuchsprojekt Ziehharmonikaplatte C25/30/B7/GK16.....	116
Abbildung 92. Prüfprotokoll Bewehrungsstahlzugversuch.....	117

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1. Verschiebungsgrößen u_B für den Bruchzustand in Prozent der Wandhöhe h	23
Tabelle 2. Exponenten für die oben angeführte Gleichung nach BARTL	28
Tabelle 3. Vergleich des Widerstand des mobilisierten passiven Erddruckes aufgrund verschiedener anerkannter Lastansätze auf das Widerlager und die dabei hervorgerufenen Auswirkungen auf den Brückenüberbau bei einer Bewegungslänge von $L = 100$ m und einer positiven Temperaturveränderung von 60 K.	39
Tabelle 4. Vergleich der maßgebenden Momente im Bereich des beispielhaft berechneten Widerlagers in Bezug auf die unterschiedlichen Lastansätze.	40
Tabelle 5. Angaben zu den linear elastische Bauteile (Steife(n)).....	43
Tabelle 6. Angaben zu den linear elastischen Kontinua (Fundament und Aufgehendes)	43
Tabelle 7. Angenommene Materialparameter des Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall).....	47
Tabelle 8. Ermittelte Verschiebungen zufolge der Dehnung bzw. Stauchung aufgrund der Erwärmung und Abkühlung bei variierende Bewegungslängen.....	53

Anhang A2 – Herstellung und Versuchsaufbau Ziehharmonikaschleppplatte

Fotodokumentation

Bei dem hergestellten Versuchskörper handelt es sich um einen Prototypen. Der Versuchskörper wurde Anfang September geschalt, laut beiliegendem Bewehrungsplan bewehrt und betoniert (siehe Abbildung 93). Die Versuchsplatte wurde aufgrund eines Platzmangels im Bautechnikzentrum der Technischen Universität Graz beim Autor hergestellt. Die Abmessungen der Versuchsplatte betragen $l \times b \times h = 3,13\text{m} \times 2,2\text{m} \times 0,2\text{m}$.



Abbildung 87. Ansicht der Bewehrung in der Schalung ohne Trenneinlagen
Figure 87. View of the reinforcement in the formwork without joints dividers

Für die Einleitung der Kräfte wurden in den Ecken Schweißgründe einbetoniert.



Abbildung 88. Ansicht der Stahleinbauteile für Lasteinleitung

Figure 88. View of the Steel components for load application

Die Aussparungen aus handelsüblichen 1cm starken Dämmstreifen-Streifen wurden eingelegt. Der Versuchskörper wird auf einer Gleitfläche bestehend aus PE-Folie – Vlies – PE-Folie auf einer Stahlbetonplatte hergestellt.

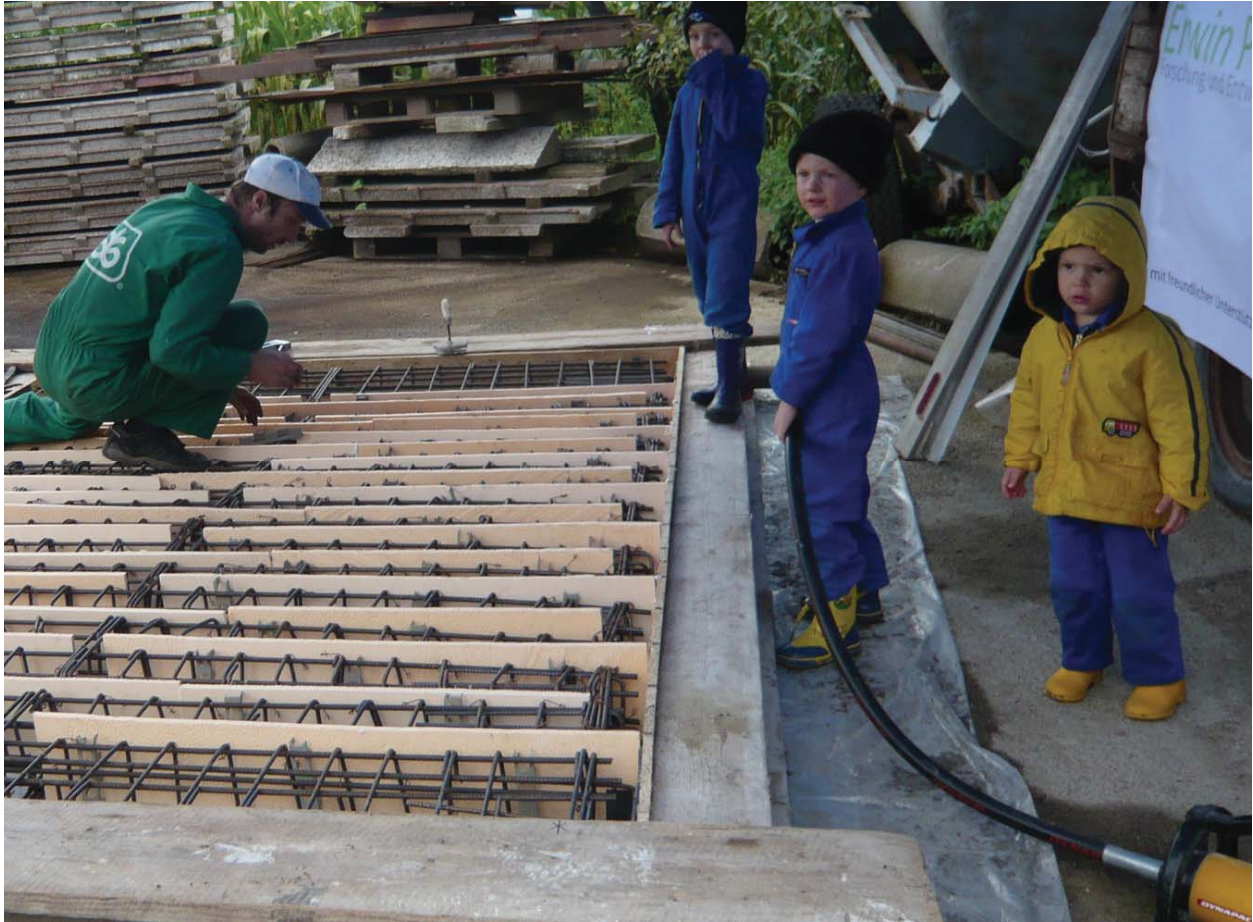


Abbildung 89. Darstellung der Montage der Trenneinlagen und Vorarbeiten für das Betonieren
Figure 89. Presentation of assembly of joints dividers and preparations for the concreting

Die gerade Stabstahlbewehrung weist einen Durchmesser von 10mm und die Bügelbewehrung einen Durchmesser von 8mm auf. Die minimale Betondeckung beträgt 20mm. Der Bewehrung wurde händisch geflochten. Distanzhalter aus Kunststoff wurden eingebracht um die Geometrie der Bewehrung während des Betoniervorganges zu erhalten. Die Herstellung des Betons erfolgte im Betonwerk der Fa. Süd-Beton in Jöbß (Steiermark, Österreich). Der Beton wurde mittels Mischbetonwagens zum Einbauort transportiert und am 7.9.2010 eingebracht. Die Verdichtung erfolgte mittels Betonrüttelflasche.



Abbildung 90. Aufnahme nach dem Betonieren

Figure 90. Photo after concreting

Nach dem Betonieren wurde eine Folie als Verdunstungsschutz aufgelegt. Die Folie wurde gegen abheben gesichert. Nach 18 Tagen wurde der Versuchskörper ausgeschalt. Die Trenneinlagen wurden entfernt und die Fugen mittels Blechstreifen mit Dorn abgedeckt.



Abbildung 91. Fugenabdeckung mittels Blechstreifen mit Dorn
Figure 91. Joint cover made of sheet metal strips with pin



Abbildung 92. Fertiggestellte Versuchsplatte mit 8 cm AC 22 trag und 3 cm AC 11 deck

Figure 92. Completed test panel with 8 cm AC 22 trag and 3 cm AC 11 deck

Auf der nachfolgenden Doppelseite ist der Schalungs- und Bewehrungsplan des Versuchskörpers abgebildet.

Abbildung 93. Versuchskörper Ziehharmonikaplatte - Schalungs- und Bewehrungsplan

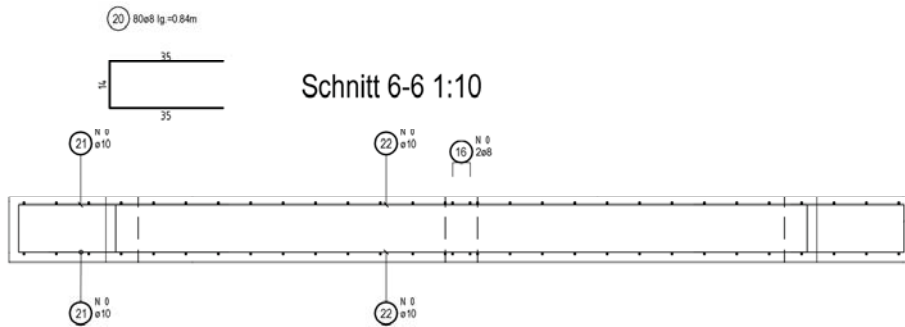
Figure 93. Test body accordion panel - formwork and reinforcement drawing

MENGENLISTE - STABSTAHL											
Pos.	Stk.	ø [mm]	Länge [m]	Summe [Lfm]	Gewicht [kg]	Pos.	Stk.	ø [mm]	Länge [m]	Summe [Lfm]	Gewicht [kg]
1	22	8	0.96	21.12	8.34	12	2	8	1.04	2.08	0.82
2	44	8	0.70	30.80	12.17	13	2	8	1.00	2.00	0.79
3	44	8	0.68	29.92	11.82	14	2	8	0.96	1.92	0.76
4	44	8	0.66	29.04	11.47	15	2	8	0.92	1.84	0.73
5	44	8	0.64	28.16	11.12	16	2	8	0.88	1.76	0.70
6	44	8	0.62	27.28	10.78	17	2	8	0.84	1.68	0.66
7	44	8	0.60	26.40	10.43	18	2	8	0.80	1.60	0.63
8	44	8	0.58	25.52	10.08	19	2	8	1.58	3.16	1.25
9	44	8	0.56	24.64	9.73	20	80	8	0.84	67.20	26.54
10	22	8	1.36	29.92	11.82	21	26	10	2.15	55.90	34.49
11	2	8	1.32	2.64	1.04	22	96	10	2.15	206.40	127.35
Gesamtgewicht [kg]										303.52	

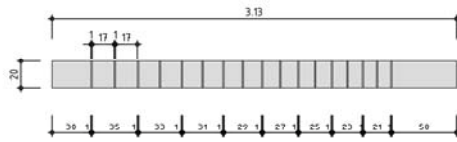
DIM	LFM	KG/LFM	KG
10	262.30	0.617	161.84
8	358.68	0.395	141.68

DIM	KG	DIM	KG
8-10	303.52	20-30	0.00
12-16	0.00	36-40	0.00

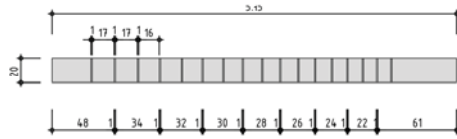
Stahlgruppe: BSt 550
 Betonsorte: C 25/30
 Betondeckung: 2 cm
 Anzahl Ausführungen: 1



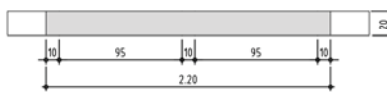
Schnitt 4-4 1:25



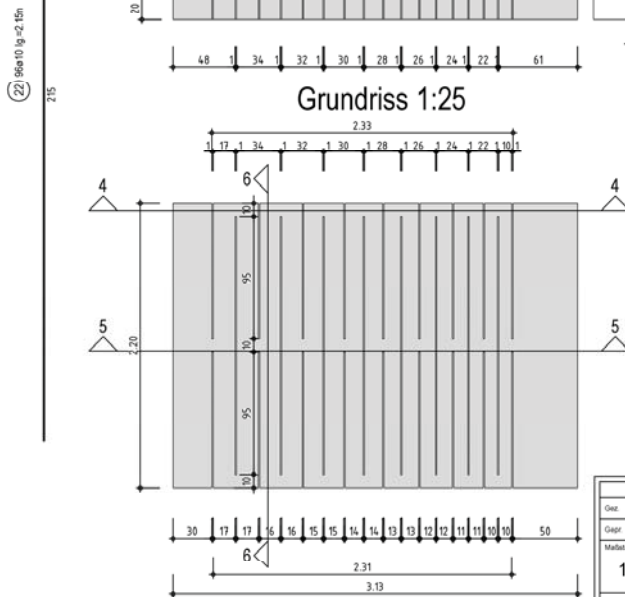
Schnitt 5-5 1:25



Schnitt 6-6 1:25



Grundriss 1:25



Datum	Name	Projekt
Gez. 24.08.2010	Fisch	Versuchsobjekt
Gepr. ---		Ziehharmonikaplatte
Maßstab: 1:10/1:25	Planbet:	Schalungs- und Bewehrungsplan
Änderungen:		Plan Nr.:
		Plan Gr.:

Materialprüfung

Die folgenden Seiten beinhalten die Materialprüfungen der verwendeten Baustoffe für die Herstellung der Ziehharmonikaplatte.

Beton

Für die Baustoffprüfung wurden drei Zylinder mit einer Abmessung von $l \times d = 300 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$ sowie drei Würfel mit einer Kantenlänge von $a = 150 \text{ mm}$ als Prüfkörper zeitgleich mit dem Betonvorgang hergestellt. Um die Prüfkörper den gleichen klimatischen Bedingungen auszusetzen wie die Platte selbst, wurden sie am gleichen Ort gelagert. Es wurde ein Portland-Zement CEM II 42,5 verwendet. Das Grösstkorn wurde mit 16 mm (GK16) festgelegt. Zur besseren Verarbeitung wurde ein Fließmittel Glenium Sky 553 in einer Konzentration von 0,6% des Zementgewichts verwendet. Ein Luftporenbildner Micro-Air 301-2 wurde im Gehalt von 0,42% zum Zementgewicht hinzugemischt. Mit den Zylindern wird der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} und der Elastizitätsmodul E_{cm} bestimmt. Die drei Würfel werden für die Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit herangezogen. Diese Prüfungen wurden am 5.10.2010 in der Technische Versuchs- und Forschungsanstalt der Technischen Universität Graz durchgeführt.

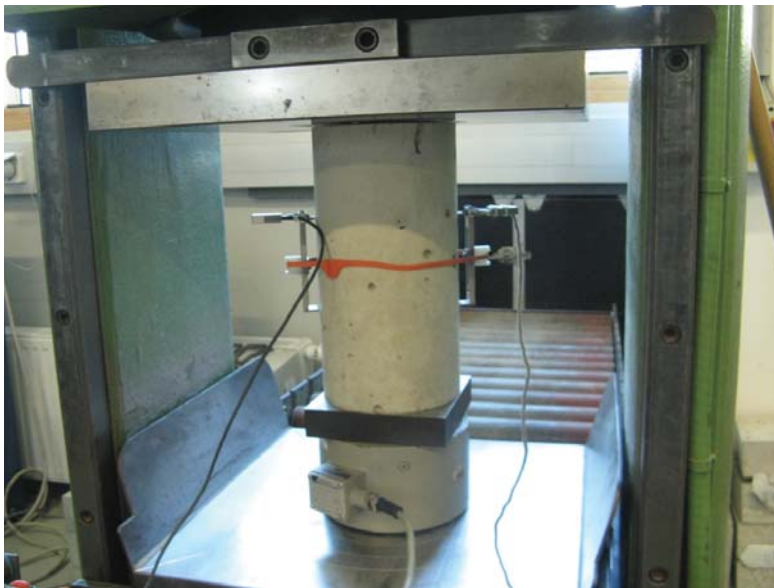


Abbildung 94. Prüfung der Zylinderdruckfestigkeit im Labor

Figure 94. Test of the cylinder compressive strength in the laboratory

PB AG2-C07-02/03

Auftrag Nr.: **intern**

Datum: 2013 12 16/Lenz

Prüfbericht

über die Prüfung von drei Betonwürfeln mit 15 cm Kantenlänge auf Druckfestigkeit gemäß ON-Regel 23303

Auftraggeber: **Betonbau, Diss. Pilch,**Eingang der Probekörper: **2010 10 04**

Probenentnahme: ---

1. Angaben des Auftraggebers:Zweck der Prüfung: **Identitätsprüfung**

Baustelle:

Bauteil:

geforderte Festigkeits- bzw.
Expositionsklasse:

Tag der Herstellung: **2010 09 07**

Lieferwerk:

Mischungsverhältnis und verwendete Baustoffe:

Zementgehalt u. Sorte: Herkunft:

Zusatzstoffangaben:

Zusatzmittlangaben:

Gesteinskörnungsangaben:

W/B-Wert: **keine Angabe**

Proben wurden in -Formen hergestellt

Art der Lagerung bis zum Eintreffen in der TVFA: 0

2. Ergebnisse der Prüfung:Tag der Prüfung: **2010 10 05**

Die Probenlagerung an der TVFA, einschließlich Prüfvorgang, erfolgte lufttrocken. Die Druckflächen wurden vor der Prüfung nicht abgeschliffen.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Würfel (Angaben auf den Würfeln)	Alter in Tagen	Höchst- last kN	Druckfestigkeit N/mm ²	Rohdichte kg/m ³
1	Zettel: P I L C H		1070	47,4	2.270
2	07.09.10	28	1070	47,5	2.290
3	IBB/TU GRAZ		1070	47,4	2.270
Mittelwert			f_{c,150} =	47,4	2.280
Einzelwerte und Mittelwert gemäß ON-Regel 23303 auf 0,1 N/mm ² gerundet Die Prüfung wurde in Übereinstimmung mit ÖN EN 12390-3 und ON-Regel 23303, Abschnitt 9.2 durchgeführt.					

Der zeichnungsberechtigte
Sachbearbeiter:

Der Leiter der Versuchsanstalt:

Dipl.-Ing. M. Lenz

Univ.-Prof. P. Maydl



Die TVFA ist mit Bescheid des BMWFJ-92.714/0015-V/12/2010 vom 2010-01-11 gemäß Bundes-AkkGes. (BGBl. 468/1992) sowie mit Bescheid OIB-160-001/99-033 vom 2004-06-09 gemäß Stmk. AkkG. (LGBl. 62/1995) als Prüf- und Überwachungsstelle akkreditiert.



Der aktuelle Akkreditierungsumfang für die beiden Akkreditierungsstellen ist unter www.tvfa.tugraz.at abrufbar.
Die in diesem Bericht enthaltenen Prüfergebnisse beziehen sich ausschließlich auf den Prüfgegenstand. Veröffentlichungen von Berichten sind mit der TVFA zu vereinbaren. Für die Abwicklung von Prüfaufträgen gilt die Geschäftsordnung der TVFA (s. www.tvfa.tugraz.at).

Die TVFA ist gemäß Beschluss des Universitätsrates der TU Graz vom 2003-12-19 dem Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie angeschlossen. Rechtsträger ist die Technische Universität Graz. Leiter: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. P. Maydl.

Adresse: Inffeldgasse 24, A-8010 Graz; Tel.: (0316) 873-7160; Fax: (0316) 873-7650; Mail: office@tvfa.tugraz.at; Homepage: www.tvfa.tugraz.at

Abbildung 95. Betonprüfbericht Versuchsprojekt Ziehharmonikaplatte C25/30/B7/GK16

Figure 95. Report Concrete test for the test project accordion plate with C25/30/B7/GK16

Betonstahl

Für sämtliche Bewehrungsbügel wurde warmgewalztes Ringmaterial verwendet. Die Betonstahlprüfung wird im Bautechnikzentrum der Technischen Universität Graz durchgeführt, wobei die mechanischen Kennwerte bestimmt werden. Die Kennwerte werden unter Berücksichtigung des nominellen Stabdurchmessers, welcher durch Längenmessung und Wägung ermittelt wird, berechnet.

TVFA der TU Graz

Prüfprotokoll

Metallzugversuch

Test Standard.....	ÖN EN 10002-1	Prüfmaschine.....	400kN Amsler UPM F29
Eingangsdatum.....	2010-10-04	Meßzelle.....	HBM D174, EDC 120
Kunde.....	IBB	Meßgeräte.....	W172,W118,78329
Material.....	Betonrippenstahl	Testdatum.....	2010-09-17
Probenbez.....	Ziehharmonikaplatte	Temperatur.....	RT
Lieferant.....	Hr. Pilch	Prüfer/in.....	Rat

Prüfmaschine.....400kN Zug
 Extensometer längs.....Instron50
 Vorspannung.....0.5 kN
 Einspannlänge.....426 mm
 Geschwindigkeit 1.....0 % -> 2 mm/min

Artikel / Projekt.....Inst. f. Betonbau
 Parametersatz.....Inst. f. Betonbau

Legende

S0.....	Querschnittsfläche	Rp0.2.....	0.2% Dehngrenze
Fm.....	Höchstkraft	Rm/Rp0.2.....	Streckgrenzenverhältnis
Rm.....	Zugfestigkeit	Kommentar.....	Kommentar
E.....	E-Modul		

Test Nr.	S0 mm ²	Fm kN	Rm MPa	E GPa	Rp0.2 MPa	Rm/Rp0.2	Kommentar
1	77.62	51.95	669.2	223.7	564.1	1.186	Probe 1: A5= 20,68 %, Ag= 6,87 %
2	77.61	51.08	658.1	180.0	559.1	1.177	Probe 2: A5= 18,10 %, Ag= 4,88 %
Mittelwert:	77.61	51.51	663.7	201.9	561.6	1.182	

Abbildung 96. Prüfprotokoll Bewehrungsstahlzugversuch

Figure 96. Test report tensile test of reinforcing steel