

Michael Pötzl
Frank Naumann

Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern

Die fugenlose Bauweise eröffnet dem häufig als massig und plump charakterisierten Beton neue Perspektiven. Dies gilt besonders für Brücken, da sie über einen langen Zeitraum nicht nur störungsfrei funktionieren, sondern auch von Nutzern und Anwohnern als Artefakte akzeptiert werden sollten. Obwohl mittlerweile umfassende Erfahrungen vorliegen, stößt diese Bauweise noch immer auf Skepsis. Entscheidender Einwand ist die Frage nach der sicheren Beherrschung der durch Zwängungen verursachten Risse im Beton. Im ersten von zwei Beiträgen wird gezeigt, daß bereits mit dem Tragwerksentwurf (conceptual design) entscheidende Schritte zur Entschärfung dieser Problematik möglich sind.

Jointless Concrete Bridges with Flexible Abutments

The jointless construction method offers new prospects for the often as massive and bulky characterised concrete. This is particularly relevant for bridges as they shall not only function perfectly for a long period but also be useful and accepted as artefacts by residents. Although in the meantime there are comprehensive experiences, this construction method does still cause scepticism. A decisive objection is the question about the reliable control of cracks in the concrete due to constraints. The first of two contributions shows that with the conceptual design important steps for an ease of the problems are possible.

1 Einleitung

In einem Zeitalter, in dem unsere Autos mehr und mehr zu fahrenden Computern mutieren – man denke nur an die lebensrettende dynamische Stabilitätskontrolle –, in dem uns „Materialien mit Gedächtnis“ schon lange im Alltag sekundieren – man denke an Brillengläser, die sich bei Sonnenstrahlung „automatisch“ verdunkeln – oder in dem das mechanische Verhalten von piezokeramischen Werkstoffen durch elektrischen Strom gezielt manipuliert werden kann, mutet es fast anachronistisch an, der Frage nachzugehen, ob Fugen im Brückenbau entbehrlich sind.

Im modernen Betonbrückenbau ist diese offenkundig naheliegende, weil werkstoffgerechte Bauweise durch Bauverfahren wie z. B. dem Taktschiebeverfahren, das eine monolithische Konstruktion quasi ausschließt, verdrängt worden. Ein zweiter, meistens wesentlicher Grund sind die Zwängungen aus Betonschwinden, Temperatur und Stützensenkung, die sehr häufig nur zu beherrschen sind, wenn großräumig Risse planmäßig zugelassen werden. Eine Vorstellung, die mit Blick auf die Dauerhaftigkeit nach wie vor auf Skepsis stößt, obwohl es bekanntlich rissfreien Konstruktionsbeton nicht gibt.

Die Vorteile der fugenlosen Bauweise sind in den letzten Jahren durch zahlreiche ausgeführte Brücken belegt und umfassend veröffentlicht worden. Stellvertretend seien die Sunniberg-Brücke in Klosters (CH) [1], die Brücke über das Nesenbachtal [2] und der La Fertre-Steg [3] in Stuttgart genannt. Brückenbauer wissen, daß mit dem Verzicht auf Lager und Fugen die Qualität ganzheitlich gesteigert werden kann („Das beste Lager ist kein Lager“):

- Reduzierung der Herstellungs- und Unterhaltungskosten durch den Wegfall teurer und schadensanfälliger Lager und Fahrbahnübergänge, der damit verbundenen komplizierten Bauteilformen an den „Nahtstellen“ und durch statisch mögliche Optimierungen von Bauteilabmessungen
- Vermeidung lästiger Lärmquellen vor allem bei LKW-Überfahrten; ein nicht zu unterschätzendes Entwurfskriterium für innerstädtische Brücken
- Erhöhung des Komforts und der Sicherheit beim Überfahren, weil das Geholper an den Brückenden entfällt; nur für Bahnfahrer bislang eine Selbstverständlichkeit
- Steigerung der Redundanz durch Rahmenwirkung, die die Ausfallsicherheit der Konstruktion auch bei unvorhergesehenen Einwirkungen wie z. B. Stützenanprall deutlich erhöht
- Erweiterung der Gestaltungsmöglichkeiten durch Ausschöpfung eines Formenkanons, der nur mit dem Baustoff Beton wirtschaftlich zu realisieren ist

Im Rahmen des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten, von der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungseinrichtungen (AiF) betreuten und an der Fachhochschule Coburg in den Jahren 2002 bis 2004 durchgeführten Forschungsvorhabens „Fugenlose Betonbrücken“ konnten neue Erkenntnisse gewonnen werden [4].

2 Der Unterschied zwischen gekrümmt und gerade

Wesentlich für die Betrachtung fugenloser Brücken (engl.: „integral bridges“) sind die Grundrißgeometrie und die Widerlagersteifigkeit, denn beide beeinflussen die Höhe der Zwangbeanspruchungen entscheidend. Ziel des Tragwerksentwurfs sollte es sein, diese gleich so zu minimieren, daß sie von der Konstruktion ohne rechnerische „Klimmzüge“ zuverlässig aufzunehmen sind.

Im Grundriß gekrümmte Brücken haben den Vorteil, daß sie sich den Zwängungen durch horizontales Ausweichen mehr oder weniger stark entziehen (Bild 1a). Längenänderungen des Überbaus stellen sich nicht als singuläre Größen an beiden Widerlagern, sondern verteilt über die gesamte Länge ein. Sie können deshalb als geometrisch nachgiebig bezeichnet werden. Gegenüber geraden Brücken mit starren Widerlagern entstehen daher nur geringe Zwangbeanspruchungen [5]. In einem zweiten, später folgenden Beitrag wird darauf näher eingegangen.

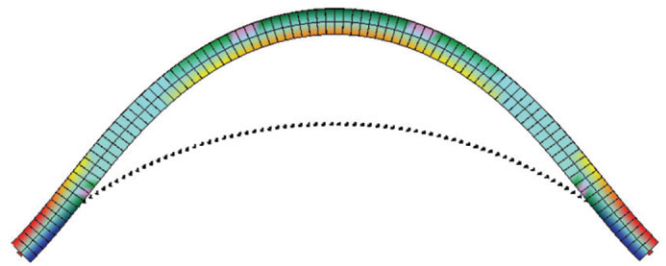
Gerade Brücken mit starren Widerlagern bewältigen Zwängungen ausschließlich durch Rißbildung im Überbau. Der technologische Aufwand für starre Widerlager lohnt sich aber nur bei sehr langen Brücken, da der zentrische Zwang dann längenunabhängig ist, oder wenn die Brücke an beiden Enden über Tunnelröhren einfach im Baugrund verankert werden kann [2]. Für kleine und mittlere Brückenlängen lohnt sich dieser Aufwand jedoch nicht, die Widerlager sollten planmäßig nachgiebig ausgebildet werden. Die dadurch resultierende Wechselwirkung zwischen Brücke und Baugrund ist im letzten Jahrzehnt vor allem in den USA und in Großbritannien rechnerisch und experimentell untersucht worden [6], [7], [8]. Im Vordergrund steht dabei die Frage, inwieweit sich die temperaturbedingten, zyklischen Widerlagerverformungen auf die Beanspruchung der Brücke einerseits und auf die Verformungen der Hinterfüllung andererseits auswirken. Für kleine und mittlere Brückenlängen werden in [9] Vorschläge für die der statischen Berechnung zugrunde zu legende Erddruckverteilung sowie für die konstruktiv sehr anspruchsvolle Ausbildung des Übergangs Brücke-Baugrund gemacht.

Im vorliegenden Beitrag soll ein anderer Weg verfolgt werden. Durch die weitgehende Entkopplung von Brücke und Baugrund kann die beschriebene Problematik der Wechselwirkung deutlich entschärft werden. Dies gelingt mit flexiblen Widerlagern und einer modifizierten Hinterfüllung. Statt konventioneller Kastenwiderlager werden dünne, wenn nötig durch schlanke Pfahlreihen „verlängerte“ Widerlagerwände, vorgesehen (Bild 1b).

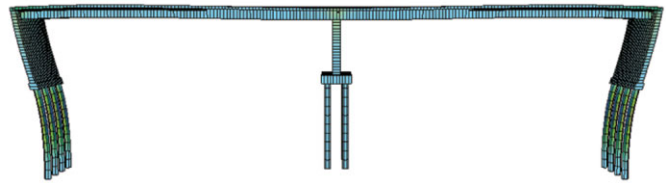
3 Das flexible Widerlager

3.1 Konzept

Durch Verzicht auf die versteifende Faltenwirkung von Kastenwiderlagern zugunsten nachgiebiger Widerlagerwände können Längenänderungen des Überbaus mit geringen Zwangbeanspruchungen aufgenommen werden. Voraussetzung ist, daß diese Längenänderungen, die mehrere Zentimeter betragen können, keine Schäden in der Hinterfüllung bzw. im Fahrbahnbelag hervorrufen. So bestünde bei Abkühlung im Winter die Gefahr der Setzung durch das Nachrutschen der Hinterfüllung. Bei Erwärmung im Sommer dagegen könnten sich Hebungen einstellen und der Erddruck in Oberflächennähe stark ansteigen (Bild 2). Beide Phänomene können durch eine „modifizierte“ Hinterfüllung vermieden werden. Das Sommerphänomen wird durch den Einbau einer kompressiblen Schicht aus Polystyrol zwischen Widerlagerwand und Hinterfüllung eliminiert, so daß Längenänderungen des Überbaus absorbiert werden. Dem Winter-Phänomen wird durch eine horizontale Bewehrung aus Geogittern



a) Gekrümmte Brücke mit „geometrischer“ Nachgiebigkeit (Grundriß)
a) Curved bridge with „geometric“ flexibility (plan view)



b) Gerade Brücke mit „flexiblen“ Widerlagern
b) Straight bridge with „flexible“ abutments

Bild 1. Verformungsverhalten bei gleichmäßiger Erwärmung
Fig. 1. Deformation behaviour at constant heating

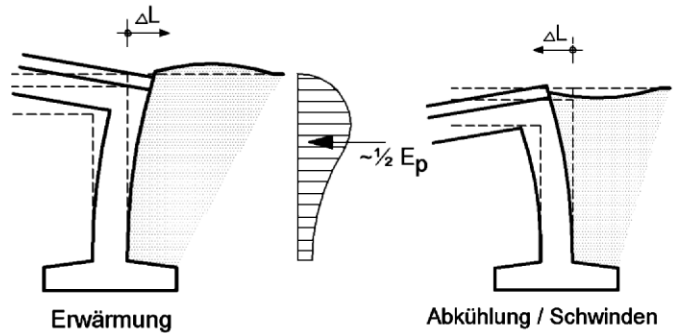


Bild 2. Probleme bei einer konventionellen Hinterfüllung
Fig. 2. Problems at a conventional backfill

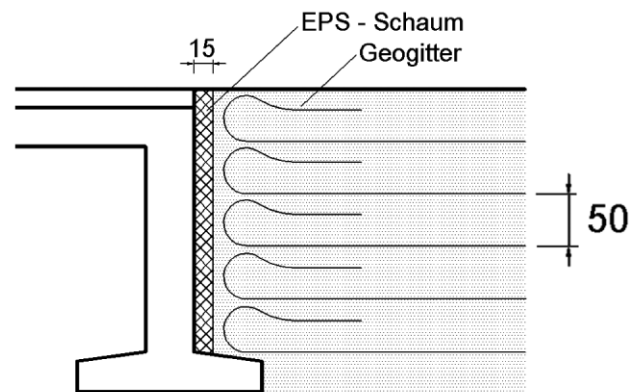


Bild 3. Prinzip der modifizierten Hinterfüllung
Fig. 3. Principle of the modified backfill

begegnet. Dadurch ist der Hinterfüllkörper auch ohne stützende Wirkung der Widerlagerwand standsicher. Bei Verwendung von hochwertigem Hinterfüllmaterial können Setzungen an der Oberfläche wirksam vermieden werden (Bild 3).

Erste numerische Untersuchungen zum Tragverhalten derartiger Hinterfüllkörper wurden in den USA von

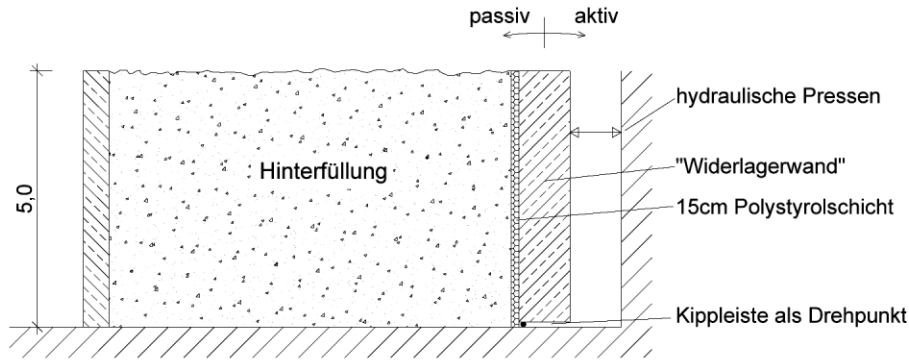


Bild 4. Versuchsaufbau, Längsschnitt
Fig. 4. Test arrangement, longitudinal section

Horvath [10] und Reeves/Filz [11] durchgeführt. In Deutschland wurden bereits ganze Brückenwiderlager mit kunststoffbewehrter Erde (KBE) ausgeführt [12].

3.2 Großversuch

3.2.1 Konzeption

Zur Erfassung der Auswirkungen der Widerlagerverformungen aus Temperatur und Schwinden auf die Hinterfüllung wurde bei der Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA), Nürnberg im August 2003 ein Großversuch durchgeführt. In einer 5,0 m tiefen, 3,0 m breiten und 8,0 m langen Versuchsrube wurde der modifizierte Hinterfüllkörper eingebaut. Mit den gewählten Abmessungen konnte ein halbes Widerlager (in Brückenlängsrichtung geteilt) simuliert werden. Die aus vier Stahlbetonfertigteilen zusammengesetzte Stirnseite bildet die Widerlagerwand einer fugenlosen Brücke. Sie ist in sich starr und unten frei drehbar gelagert bzw. horizontal gegen Verschiebung gehalten, so daß eine reine Fußpunktdrehung simuliert werden konnte. Die Widerlagerwandverformungen wurden über zwei hydraulische Pressen eingepreßt (Bild 4). Zwischen den starren Seitenwänden und der Hinterfüllung wurde ein 3-Schichten-Sandwich eingebaut, um Reibungseffekte zu minimieren.

3.2.2 Aufbau des Hinterfüllkörpers

Als Hinterfüllmaterial wurde Schotter 0–45 mm nach ZTV-StB 95 aus gebrochenem Kalkstein verwendet. Mit Hilfe der Troxler Sonde wurden der Feuchtegehalt und die Dichte des jeweils in 25 cm dicken Lagen eingebauten Materials bestimmt. Die gemessene Proctordichte betrug 103 % in 3 m Tiefe und 95 % an der Oberfläche, so daß im Mittel von etwa 100 % auszugehen war. Der bewehrte Hinterfüllkörper wurde so bemessen, daß dieser auch ohne die stützende Widerlagerwand und unter Einbeziehung der gemäß DIN-Fachbericht 101 anzusetzenden Verkehrslasten standsicher ist. Der Reibungswinkel α wurde mit 33° zugrunde gelegt.

Für die Geogitter wurde PVA (Polyvinylalkohol) wegen seiner hohen Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit sowie wegen seiner geringen Kriechneigung verwendet. Die gewählte Geogitterbewehrung vom Typ Fortrac® 80/30-35 M wurde über die gesamte Länge von 5,0 m in 50 cm-Lagen eingebaut (Bild 5). Aus der charakteristischen Kurzzeitzugfestigkeit $F_k = 80 \text{ kN/m}$ in Längsrichtung [EN ISO 10319] kann die Bemessungsfestigkeit F_d wie folgt ermittelt werden [EBGEO, 1997 und FGSV, 1994]:

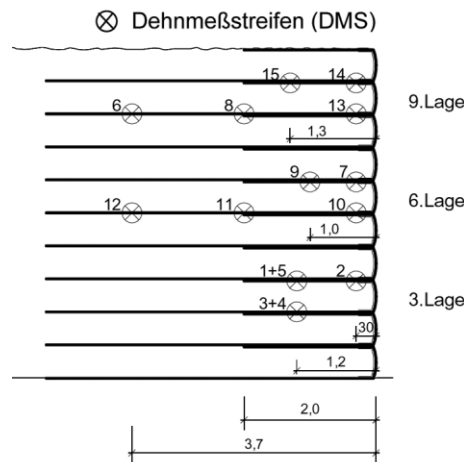


Bild 5. Anordnung der Geogitter mit Dehnungsmessern
Fig. 5. Arrangement of the geogrid with extensometer

$$F_d = \frac{F_k}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma_B} = \frac{80 \text{ kN/m}}{1,53 \cdot 1,05 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,40} = 35,57 \text{ kN/m}$$

mit

- A1 Abminderungsfaktor für Kriechen (hier 120 Jahre angenommen)
- A2 Abminderungsfaktor für die Beschädigungen durch Transport, Einbau und Verdichtung (hier Versuchsbedingungen, deshalb 1,05 gewählt)
- A3 Abminderungsfaktor für Verarbeitung (Verbindungsstellen, Anschlüsse an Bauteile; hier 1,0)
- A4 Abminderungsfaktor für Umgebungseinflüsse (Wetterbeständigkeit, Chemikalien, Mikroorganismen, Temperatur)
- γ_B EBGEO bzw. DIN V 1054-100; Teilsicherheitskonzept (1,4)

Als kompressible Schicht wurde expandiertes Polystyrol (EPS) verwendet. Polystyrol wird aufgrund seines geringen Gewichts und seiner hohen Widerstandsfähigkeit bereits seit vielen Jahren in den Niederlanden und in Schweden für Straßendämme eingesetzt [13]. Es ist wasser- und verrottungsbeständig sowie schwer entflammbar. Vor Angriff durch Dieselkraftstoffe ist das Polystyrol zu schützen.

Entscheidend für die durch tages- bzw. jahrszeitlich bedingten, immer wiederkehrenden Wandverformungen ist ein möglichst weiches und elastisches Verformungsverhalten, damit der mobilisierte Erddruck klein bleibt und mit der Zeit kein Spalt zwischen Widerlagerwand und Hinterfüllung entsteht. Die nötige Elastizität wird durch

mehrfaches Vorverformen des Polystyrols (Elastifizieren) im Werk erreicht (Bild 6). Für den Versuch wurde daher 4fach elastifiziertes Polystyrol mit einer Dichte von 21 kg/m^3 und einem gemittelten Elastizitätsmodul von 200 kN/m^2 verwendet. Bei einer aufgetragenen Stauchung von 20% konnte der plastische Anteil auf etwa 4% reduziert werden. Erfahrungen über die langfristigen Auswirkungen zyklischer Verformungen liegen derzeit nicht vor. Die Dicke des Polystyrols wurde zu 15 cm gewählt. Unter Berücksichtigung der in DIN-Fachbericht 101 anzusetzenden Erwärmung von 27 K für Betonbrücken entspricht dies bei Stauchung des Polystyrols von 20% einer Brückenlänge von ca. 200 m.

3.2.3 Messungen

Ziel der Messungen war die Erfassung der Verformungen des modifizierten Hinterfüllkörpers, der Erddruckverteilung an der Widerlagerwand und der Stauchungen des Polystyrols. Dazu wurde die Widerlagerwand mit zwölf Kraftmeßdosen und zwölf Wegaufnehmern (Potentio-

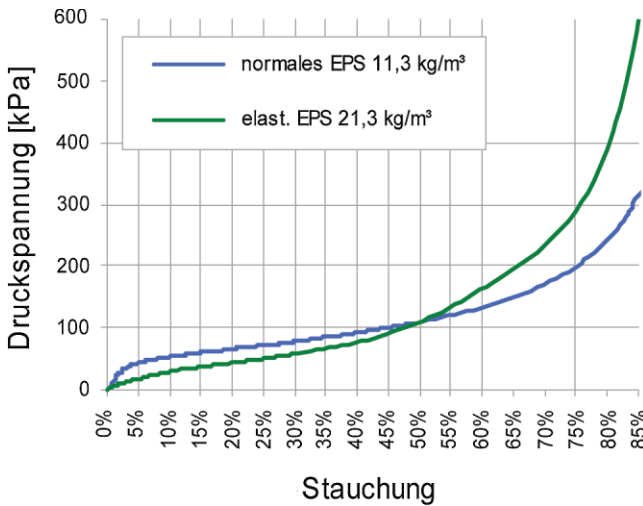


Bild 6. σ - ϵ -Verhalten von Polystyrol (Probengröße $10 \times 10 \times 5 \text{ cm}$)

Fig. 6. σ - ϵ -behaviour of polystyrene (test size $10 \times 10 \times 5 \text{ cm}$)

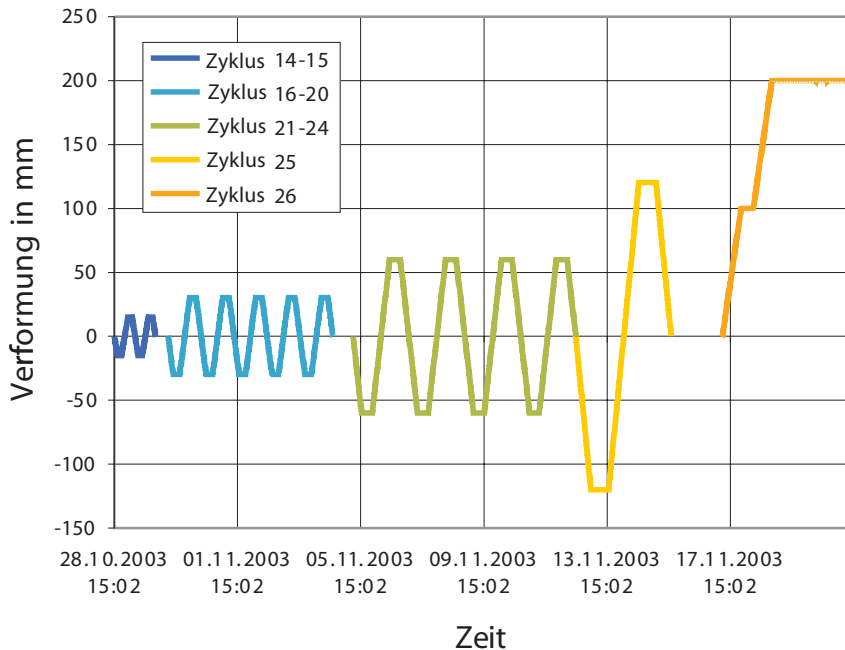


Bild 8. Eingeprägte Verschiebungen des Widerlagerwandkopfs

Fig. 8. Imposed displacements at top of abutment wall

meter) über die gesamte Widerlagerhöhe versehen. Die Druckverteilung auf die Kraftmeßdosen erfolgte über $400 \times 400 \times 5 \text{ mm}$ große Stahlplatten, die in die Aufdoppung aus Holz integriert wurden. Die Geogitterbewehrung des Hinterfüllkörpers wurde mit insgesamt 15 Dehnungsmessern ausgestattet. In der 3., 6. und 9. Lage wurden je fünf Dehnmeßstreifen eingebaut (Bild 5).

Auf der Oberfläche der Hinterfüllung wurden als Meßpunkte Prismen angebracht. Diese 20 Meßpunkte wurden während der gesamten Versuchsdurchführung stündlich mit einem Tachymeter automatisch mit einem Monitoring-Programm mittels Laser räumlich vermessen und abgespeichert.

3.2.4 Versuchsdurchführung

Zur Simulation der Widerlagerwandbewegungen einer fugenlosen Brücke wurden zwei hydraulische Pressen am



Bild 7. Meßinstrumente in der Widerlagerwand, Einbau der Polystyrolplatten

Fig. 7. Measuring instrumentation in abutment wall, placing of the polystyrene slabs

Wandkopf eingebaut. Über diese Pressen konnten definierte Kopfverschiebungen als zyklische Bewegungen auf die Wand und die modifizierte Hinterfüllung aufgebracht werden. Über den linearen Ausdehnungskoeffizienten für Stahlbeton von $\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ kann aus der gegebenen Wandverformung Δl die zugehörige Brückenlänge L^* jeweils zurückgerechnet werden. Bei gleichmäßiger Erwärmung gemäß DIN-Fachbericht 101 um $+27 \text{ K}$ und bei Annahme des Ruhepunkts in Brückenmitte beträgt die zugehörige theoretische Brückenlänge $L^* = 2 \cdot \Delta l / (27 \cdot 10^{-5}) = 7407 \cdot \Delta l$. Im Rahmen des Versuchs wurden insgesamt 26 Zyklen gefahren. Beginnend mit 15 mm, was einer theoretischen Stauchung des eingebauten Polystyrols von 10% entspricht, wurde die Verschiebung bis zur völligen Zerstörung des Polystyrols bei 200 mm gesteigert (Bild 8). Die Verformungsgeschwindigkeit betrug im Mittel 8 mm/h. Bei Erreichen des jeweiligen Endwerts stand die Wand zwei Stunden still bevor die entgegengesetzte Position angesteuert wurde.

3.2.5 Ergebnisse

a) Erddruck und Stauchung des EPS

Erddruck auf die Widerlagerwand entsteht nur bei Bewegungen der Widerlagerwand zum Erdkörper hin, also im Sommer. Im Winter bleibt der bewehrte Hinterfüllkörper stehen. Für die Beurteilung des Erddrucks und der Stauchung des EPS ist daher nur die „passive“ Wandverschiebung zu betrachten. Die nachfolgenden Diagramme zeigen exemplarisch den Verlauf des Erddrucks und der Stauchung des EPS für maximale Wandverschiebungen von 30 mm (20% Stauchung) und 120 mm (80% Stauchung). Zum besseren Verständnis dieser Diagramme sei auf die Besonderheit der Polystyrolschicht hingewiesen. Durch die an der Stirnseite jeweils umgeschlagenen Geogitter entstehen lagenweise „Ausbauchungen“, die sich in der kompressiblen Schicht unmittelbar abbilden. Bild 9 zeigt die teilweise plastisch verformte Polystyrolschicht nach einer Wandverschiebung von 120 mm. Da die Kraftmeßdosens und Wegaufnehmer nicht nur im Bereich dieser Ausbauchungen, sondern eben auch dazwischen angeordnet waren, ergaben sich zackenförmige Verläufe für den Erddruck und die Stauchung des EPS (Bilder 10 und 11).

Bei der in Bild 10 dargestellten Wandverschiebung von 30 mm sind die Stauchungen des EPS im oberen Bereich bis ca. 2,0 m noch teilweise deutlich geringer als der theoretische Verlauf. Dies liegt daran, daß noch verbliebene Zwischenräume vor allem zwischen den Ausbauchungen geschlossen werden müssen. Im unteren Bereich dagegen verläuft die Stauchung verhältnismäßig stetig, bedingt auch durch den Erddruckanteil aus dem Einbau. Bei der großen Wandverschiebung von 120 mm (Bild 11) ist der Verlauf dagegen insgesamt ausgewogener. Die Erddruckverläufe bilden erwartungsgemäß in beiden Fällen die bereits erwähnten Ausbauchungen mit vereinzelt Spitzenwerten ab. Es zeigt sich, daß durch Einbau einer kompressiblen Schicht der Erddruck auch bei übermäßig hohen Stauchungen des EPS deutlich unter dem rechnerischen Erdwiderstand liegt. Für „gebrauchstaugliche“ Wandverschiebungen liegt er bei ca. 2%. In Tabelle 1 ist der gemessene mittlere Erddruck als Anteil des rechnerischen Erdwiderstands für alle durchgeführten Zyklen aufgelistet.



Bild 9. „Ausbauchungen“ in der EPS-Schicht nach Versuchsende

Fig. 9. „Batters“ in expanded polystyrene (EPS) layer after the test

b) Verformungen des Hinterfüllkörpers

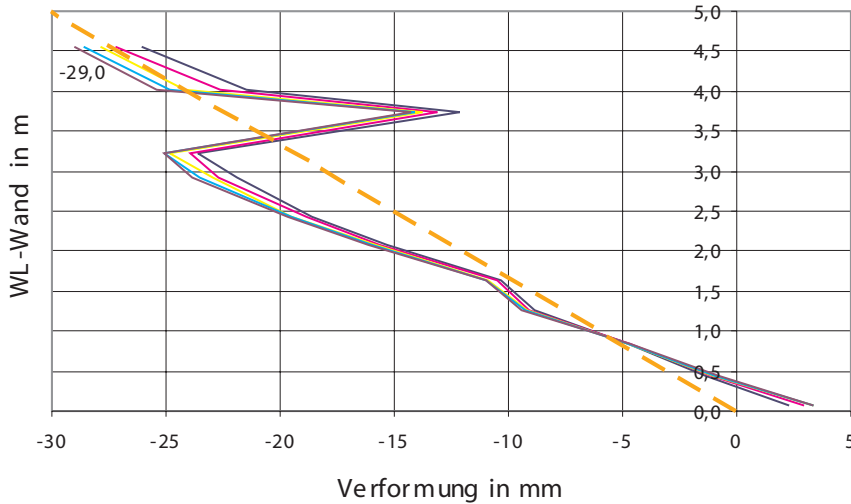
Nennenswerte Zugkräfte im Geogitter wurden nicht gemessen. Die Maximalwerte betragen 3 N/m, also deutlich weniger als die Bemessungszugkraft 35,57 kN/m. Nach Ansicht der Verfasser ist dies offensichtlich auf das hochwertige Hinterfüllmaterial, den sorgfältigen Einbau und die starren Seitenwände zurückzuführen, die trotz der Gleitschichten zu einer horizontalen Verspannung führten. Zudem ist anzumerken, daß keine Verkehrslasten berücksichtigt wurden.

c) Oberflächenverformungen des Hinterfüllkörpers

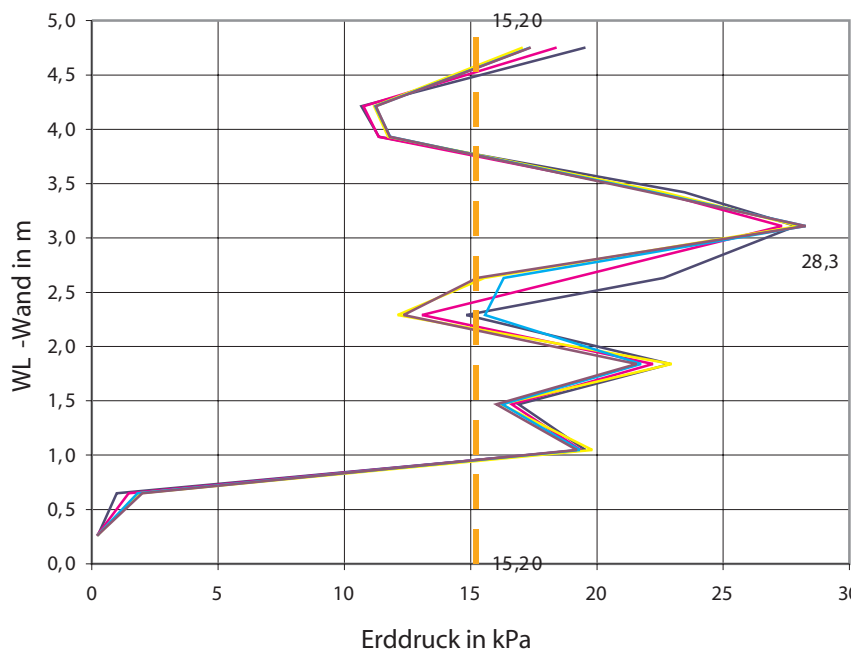
Merkliche vertikale Oberflächenverformungen wurden erst ab Wandverschiebungen von 120 mm gemessen. Dabei kam es im Bereich bis 2,0 m hinter der Widerlagerwand zu Hebungen von bis zu 10 mm, die aber in der Praxis nicht auftreten. Es zeigt sich, daß durch optimal eingebautes Hinterfüllmaterial und eine ausreichend dimensionierte Polystyrolschicht selbst bei übermäßig großen Wandbewegungen nur sehr geringe Oberflächenverformungen auftreten. Bei „gebrauchstauglichen“ Wandverschiebungen sind demnach keine signifikanten Vertikalverformungen an der Oberfläche des Hinterfüllkörpers zu erwarten.

3.3 Vergleichsberechnungen

Der komplexe Aufbau des Hinterfüllkörpers mit Geogitterbewehrung und kompressibler Schicht sowie die Anforderung, neben dem Erddruck auch Verformungen wirklichkeitsnah zu berechnen, macht den Einsatz eines FE-Programms mit nichtlinearen Stoffgesetzen erforderlich. Obwohl die Qualität von Vergleichsrechnungen bekanntlich stark von den auch unter Versuchsbedingungen auftretenden Streuungen der Bodenparameter, vor allem den Vereinfachungen bezüglich der Stoffgesetze abhängt, steht keine erfolgsversprechende Alternative zur numerischen Analyse zur Verfügung. Die in der Bodenmechanik häufig angewandte kinematische Methode mit definierten



a) Stauchung des EPS
a) Compressive strain of EPS



b) Erddruck
b) Earth pressure

Bild 10. Wandverschiebung 30 mm (Zyklus 16–20)
Fig. 10. Wall shift 30 mm (cycle 16–20)

Bruchmechanismen ist hier nicht zielführend, weil damit nur Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit möglich sind.

Für die Vergleichsrechnungen wurde das Programmsystem PLAXIS eingesetzt. Mit diesem Programm können ebene Spannungs- und Verformungsberechnungen unter Berücksichtigung nichtlinearer bzw. zeitabhängiger Materialgesetze durchgeführt werden. Entscheidend für die Modellbildung ist die Beschreibung des Hinterfüllmaterials. Für den zu simulierenden Hinterfüllkörper eignet sich das Hardening-Soil-Modell. Berechnungen an Baugrubenwänden zeigen, daß damit vor allem die hier interessierenden Baugrundverformungen zutreffend berechnet werden können [14]. Die Geogitter werden als druckweiche Zugelemente erfaßt und starr mit dem Boden gekoppelt. Die kompressible Schicht wird als weiche Bodenschicht mit dem Mohr-Coulomb-Modell abgebildet und mit Interface-Elementen an die Widerlagerwand gekoppelt. Die Systemgeometrie und Lagerung des Hinterfüllkörpers für die Berechnung und die eingeprägte Wandverschiebung sind in Bild 12 dargestellt.

Die Berechnungsergebnisse der zyklischen Wandverschiebungen ergaben nur geringe Unterschiede zwischen der Erst- und Wiederbelastung. Deshalb wurde jeweils nur der Spannungszustand aus der Erstbelastung untersucht. Da der Hinterfüllkörper so bemessen wurde, daß er ohne Widerlagerwand standsicher ist und da die durch den Einbau bedingten Oberflächenverformungen nicht interessieren, weil sie noch vor Einbau des Asphalts ausgeglichen werden können, wurden nur passive Wandverschiebungen berechnet. Aufgrund des vernachlässigbaren Einflusses der Geogitter auf die Erddruckverteilung konnten diese für die numerische Analyse unberücksichtigt bleiben.

In Bild 13 sind die resultierenden Erddrücke aus Berechnung und Versuch gegenübergestellt. Es wurden zwei Böden mit und ohne EPS betrachtet (Boden I mit Steifemodul 100 MN/m² und Boden II mit Steifemodul 300 MN/m²). Die Ergebnisse zeigen, daß bei Wandverschiebungen bis 60 mm die berechneten Erddrücke gut mit den gemessenen übereinstimmen und relativ unabhängig von der Steifigkeit des Hinterfüllmaterials sind. Bei den größeren Verschiebungen sind die berechneten Ergebnisse

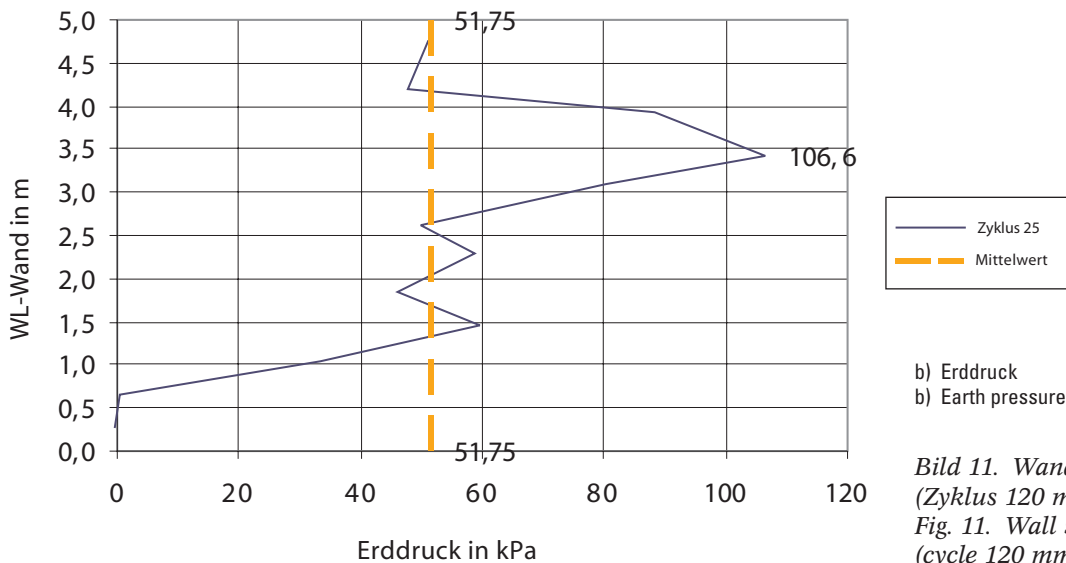
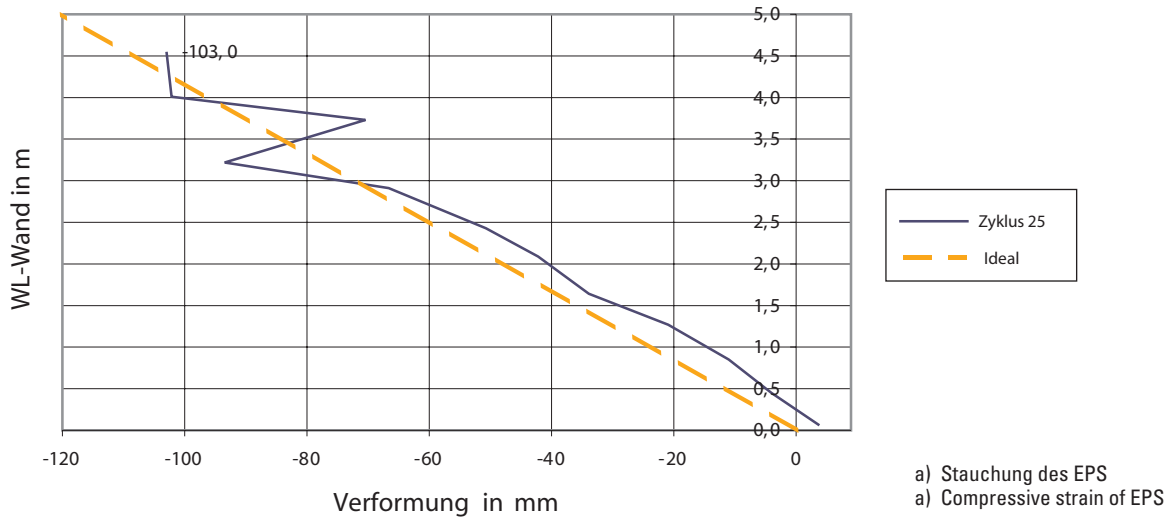


Bild 11. Wandverschiebung 120 mm
(Zyklus 120 mm)
Fig. 11. Wall shift 120 mm
(cycle 120 mm)

Tabelle 1. Zusammenstellung des gemessenen Erddrucks
Table 1. Compilation of the measured earth pressure

Zyklus	Stauchung [%]	mittlerer gemessener Erddruck [kPa]	resultierende Erddruckkraft [kN/m]	Anteil des vollen Erdwiderstands
1–13	10	8,28	41,4	1,2%
14+15	10	10,45	52,3	1,5%
16–20	20	15,20	76,0	2,2%
21–24	40	23,82	119	3,5%
25	80	51,75	259	7,5%
26	„133“	68,40	342	9,9%

etwa doppelt so hoch wie die gemessenen. Dies liegt daran, weil im Versuch zunächst die Zwischenräume zwischen Polystyrolschicht und der Hinterfüllkörper geschlossen, das heißt voll überdrückt werden müssen, bis die Wand vollflächig anliegt (Bild 9). Die berechneten Erddrücke von Boden I und II unterscheiden sich bei gleicher EPS-Schicht nur geringfügig. Die zu erwartenden Erddrücke einer modifizierten Hinterfüllung hängen im wesentlichen von der kompressiblen Schicht und weniger vom Boden ab. Ohne

kompressible Schicht ist der rechnerische Erddruck um ein Vielfaches höher. So ist bei 30 mm Wandverschiebung der berechnete resultierende Erddruck für Boden I ca. 14fach größer und für Boden II ca. 24fach größer als der gemessene Erddruck ohne EPS. Bei den Oberflächenverformungen konnten die Meßergebnisse im „gebrauchstauglichen“ Bereich bestätigt werden (Bild 14). Erwartungsgemäß korrespondieren die Oberflächenverformungen mit dem Erddruck. Für die in Bild 14 zugrundegelegte Wandverschie-

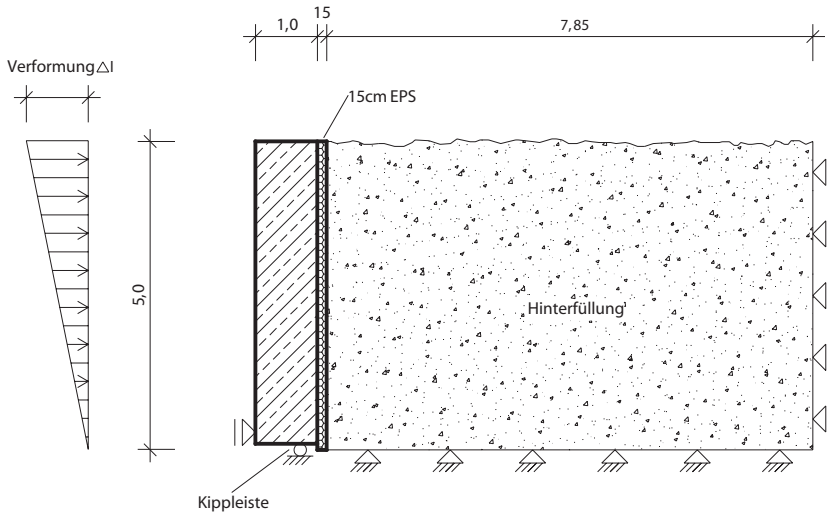


Bild 12. System für die FE-Berechnung
Fig. 12. System for finite element calculation

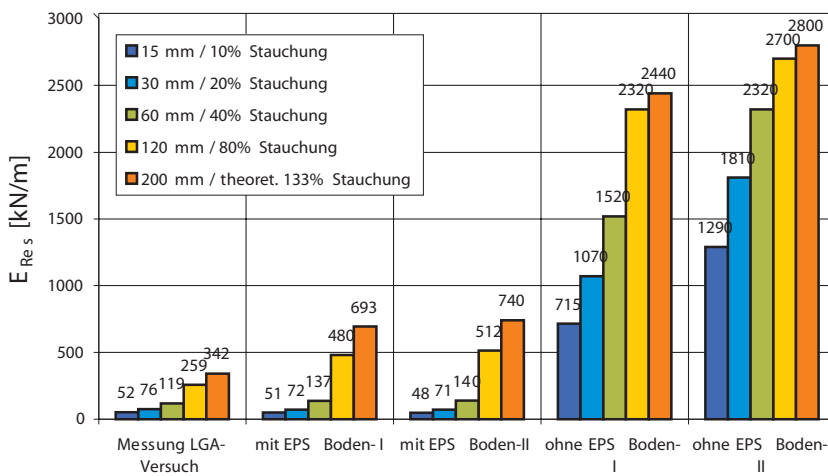


Bild 13. Erddruck aus Messung und Berechnung
Fig. 13. Earth pressure according measuring and calculation

Die Berechnungen von 30 mm ergeben sich mit EPS-Schicht auch rechnerisch nur vernachlässigbare Verformungswerte.

4 Der Einfeldrahmen mit flexiblen Widerlagern

4.1 Tragverhalten

Fugenlose Brücken mit flexiblen Widerlagern unterscheiden sich von konventionellen Brücken dadurch, daß die Widerlager nur aus dünnen Wandscheiben bestehen. Für das Tragverhalten ergibt sich daraus, daß die Einspannungswirkung und damit der verbundene Entlastungseffekt für das Feldmoment vergleichsweise gering sind. Gleichzeitig sind die Zwängungen aus Temperatur und Schwinden deutlich reduziert. Als statisches System kann ein frei stehender Rahmen zugrundegelegt werden, wobei gegebenenfalls der Einfluß des Baugrunds auf die Nachgiebigkeit der Gründung zu berücksichtigen ist.

4.2 Gevouteter Überbau

Mit einer Voutung kann die Überbauhöhe der Momentenbeanspruchung angenähert werden. Spannungsspitzen werden geglättet und kritische Bereiche bezüglich Rißbildung vermieden [5]. Aufgrund der reduzierten Einspannungswirkung durch die flexiblen Widerlager kommt jedoch dieser Effekt weniger zur Geltung. Dagegen bewirkt der

durch die Voutung bedingte gekrümmte Verlauf der Schwerachse eine „Entlastung“ in zweierlei Hinsicht. Erstens durch die Bogenwirkung, die einen Teil der Lastmomente in Druckkräfte umwandelt und zweitens durch das Phänomen, daß sich schwind- und temperaturbedingte Längenänderungen auch in Vertikalverformungen ausprägen und somit die Zwängungen reduzieren.

Hierzu wurden Einfeldrahmen mit 50 m Spannweite und 5 m hohen Widerlagerwänden untersucht (Bild 15). Dies entspricht den Verhältnissen einer Autobahnüberführung bei sechsstreifigem Ausbau. Der Überbau ist ein dreistufiger Plattenbalken. Die Fahrbahnbreite beträgt 6 m und entspricht somit zwei Fahrstreifen. Für Überbau und Wände wird die Betonfestigkeitsklasse C45/55 zugrundegelegt. Die Widerlagerwand ist über die gesamte Breite an den Überbau biegesteif angeschlossen und am Fuß voll eingespannt. Als Einwirkungen wurden die ständigen Lasten, das Lastmodell 1 sowie die gleichmäßige und lineare Temperatur gemäß DIN-Fachbericht 101 unter Berücksichtigung der darin angegebenen Kombinationsfaktoren angesetzt.

Betrachtet man die daraus resultierenden, auf einen Referenzrahmen mit konstanter Überbauhöhe von 2,0 m bezogenen Randnormalspannungen $\max \sigma / \max \sigma_{ref}$, ergeben sich die in Bild 16 dargestellten Zusammenhänge. Es zeigt sich, daß bei einer kräftigen Voutung ($h_e/h_f = 3$) die

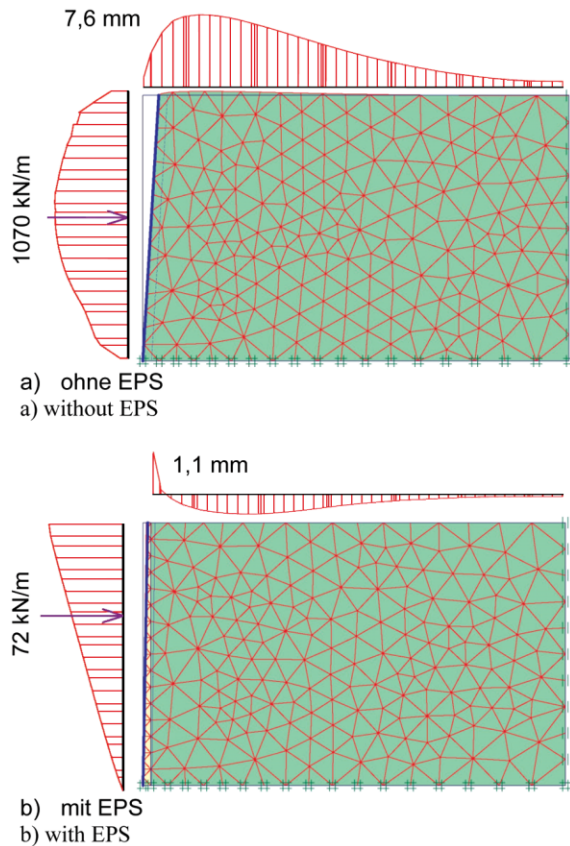


Bild 14. Berechnete Erddruckverläufe und Oberflächenverformungen

Fig. 14. Calculated earth pressure curve and surface deformation

Beanspruchung am Rahmeneck auf ca. 54% deutlich absinkt, im Feld dagegen nur mäßig auf 119% zunimmt. Die Bemessung eines auf Pfählen gegründeten, vorgespannten Rahmentragwerks mit dem in Bild 15 dargestellten gevouteten und außerordentlich schlanken Überbau bestätigt die Machbarkeit.

4.3 Exzentrizität der Gründung („Spreizung“)

Unter dem Begriff der „Spreizung“ wird hier die exzentrische Lagerung des Rahmens verstanden. Durch diese exzentrische Ausbildung der Fundamente bzw. Pfahlkopfbalken ist es möglich, die Auflagerkräfte und Schnittgrößen zu steuern. Bei Verlagerung der Gründung nach innen wird die Druckkraft im Riegel kleiner, bei Verlagerung nach außen größer ($H_2 > H_1$), was mit der Neigung der resultierenden Auflagerkräfte anschaulich zu erklären ist (Bild 17). Die Biegemomente bleiben annähernd unverändert. Vergleicht man die Randnormalspannungen der in Tabelle 2 dargestellten Systeme für eine Exzentrizität von 2,0 m für die in Abschn. 4.2 beschriebenen Lasten, ergeben sich bezüglich des Referenzrahmens nochmals kleinere Werte für den nach außen gespreizten Rahmen.

5 Empfehlungen

5.1 Kompressible Schicht

Bei Ausbildung eines flexiblen Widerlagers kann die erforderliche Schichtdicke d_{EPS} des elastifizierten Polystyrols

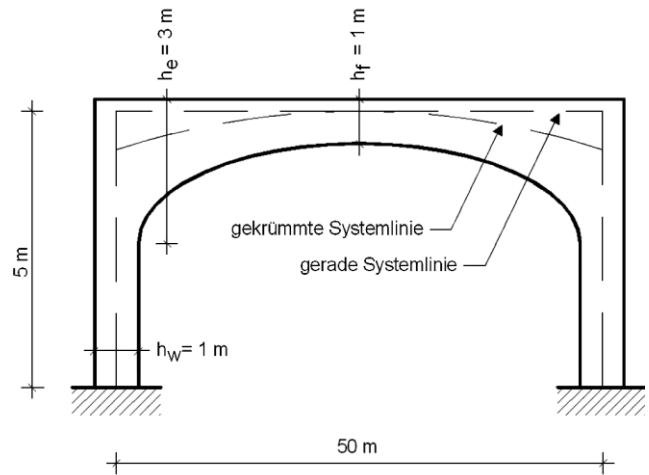


Bild 15. Einfeldrahmen mit parabolförmiger Voutung (überhöht dargestellt)

Fig. 15. Single-span frame with parabolic haunch (without correct to scale)

unter Ansatz einer maximalen Stauchung von 20 % wie folgt grob abgeschätzt werden:

$$\text{erf } d_{\text{EPS}} = 1/400 \cdot L \cdot \Delta T \text{ [cm]}$$

mit

L gesamte Brückenlänge (Bewegungsnullpunkt in der Mitte) in m

ΔT gleichmäßige Erwärmung in K, gemäß DIN-Fachbericht 101 gilt für Betonbrücken: $\Delta T = +27 \text{ K}$

Es wird vierfach elastifiziertes Polystyrol mit einer Dichte von 17 bis 20 kg/m^3 empfohlen. Der durch die Wandverformung mobilisierte passive Erddruck ist sehr klein und kann vernachlässigt werden.

5.3 Bewehrte Hinterfüllung

In der Regel wird zuerst die Brücke und dann der Straßendamm errichtet. Durch die modifizierte Hinterfüllung ist es aber auch möglich, die Widerlagerwand erst nach Herstellung des standsicheren Straßendamms zu bauen („Inverse Bauweise“). Es könnte dann auf die dammseitige Schalung verzichtet werden. Diese Bauweise hat den Vorteil, daß Konsolidationssetzungen der Dammschüttung bis zur Inbetriebnahme abklingen können. Für die bewehrte Hinterfüllung ist am besten grobkörniges Material aus gemischtkörnigen Böden, das den Anforderungen gemäß „Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke“ entspricht, geeignet.

Der bewehrte Hinterfüllkörper wird so bemessen, daß er ohne Stützung durch die Widerlagerwand standsicher ist. Dies betrifft die innere und äußere Standsicherheit einschließlich der vertikalen Verkehrslasten. Als Geogitter eigenen sich Materialien mit geringer Kriechdehnung, z. B. PVA – Polyvinylalkohol oder Aramid. Die Geogitterbewehrung muß bereits beim Einbau straff verlegt werden, damit Zugkräfte gleich wirksam werden können. Um ein „Herausrieseln“ des Hinterfüllmaterials durch die Maschen der Geogitter zu vermeiden, wird an der Stirnseite jeder Lage ein Geovlies als Rieselschutz empfohlen. Bei stark sandigen Böden empfiehlt es sich, ein „Sandwich“

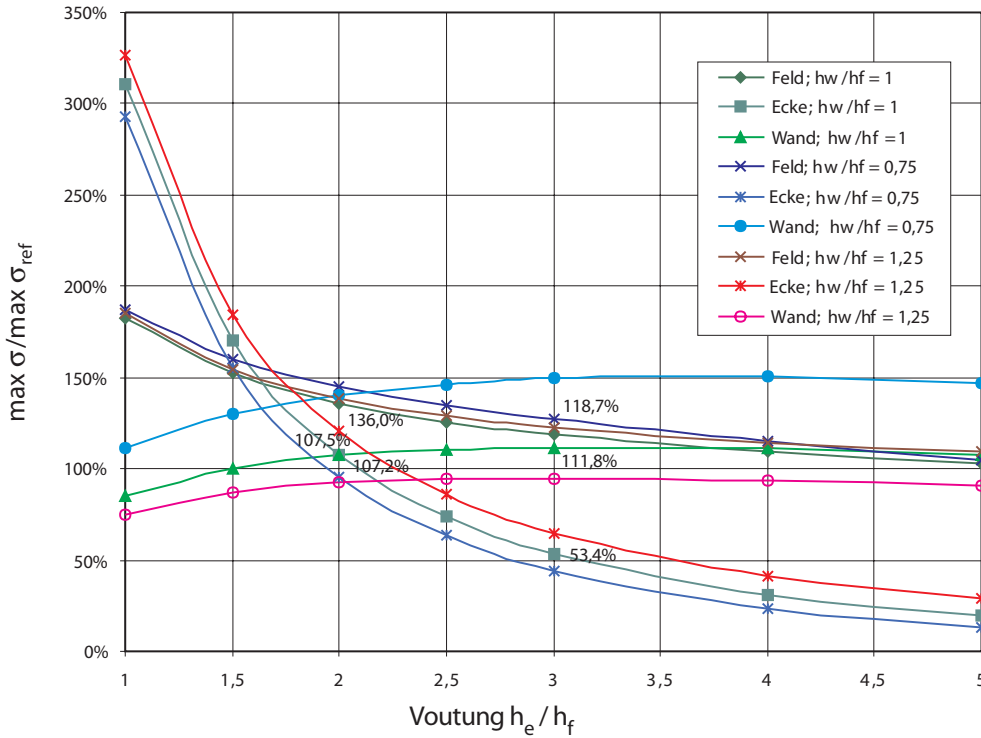


Bild 16. Einfluß der Voutung auf die Randnormalspannung
 Fig. 16. Influence of haunch on normal edge stresses

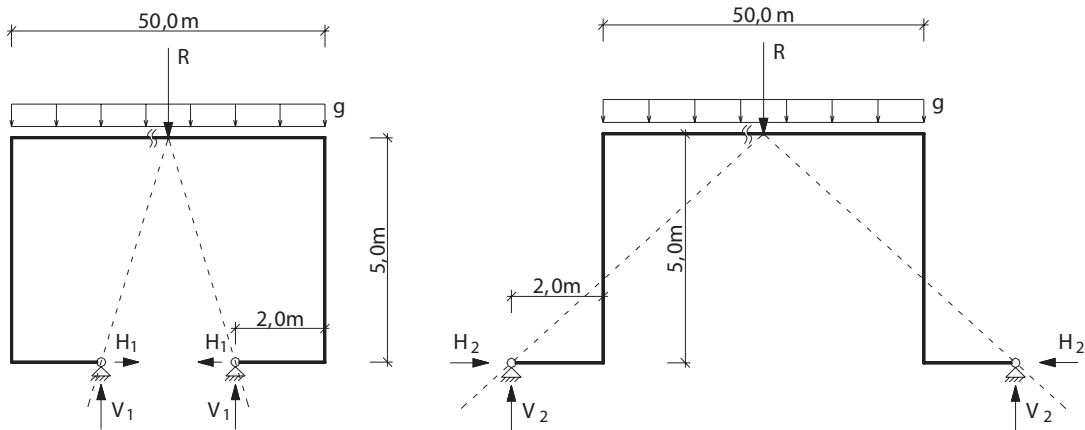


Bild 17. Lastabtragung bei exzentrischer Gründung
 Fig. 17. Load transfer at eccentric foundation

Tabelle 2. Bezogene Randnormalspannungen (Voutung $h_e/h_f = 3$; $h_w = 1$)
 Table 2. Normal edge stresses (haunch $h_e/h_f = 3$; $h_w = 1$)

Stelle			
Feldmitte (F)	203%	182%	101%
Rahmeneck (E)	67%	64%	50%
Wandfuß (W)	33%	39%	34%

aus drei Lagen Schalttafeln beim Einbau zwischen bewehrter Hinterfüllung und der EPS-Schicht zu verwenden, die nach dem Verdichten wieder gezogen werden.

5.4 Kontinuierlicher Fahrbahnübergang

Die Vorzüge der fugenlosen Bauweise werden dann voll ausgeschöpft, wenn zwischen Brücke und Straßendamm

auch im Asphalt ein kontinuierlicher Übergang erreicht werden kann. Dies stößt bislang jedoch schnell an Grenzen. So dürfen gemäß ZTV-ING, 8.2 Fahrbahnübergänge aus Asphalt ohne Zustimmung im Einzelfall nur für Längenänderungen von +25 mm (Dehnung) bzw. -12,5 mm (Stauchung) eingesetzt werden, obwohl mittlerweile Systeme mit zulässigen Längenänderungen von +/- 50 mm auf dem Markt sind. Fugenlose Brücken sind damit ohne

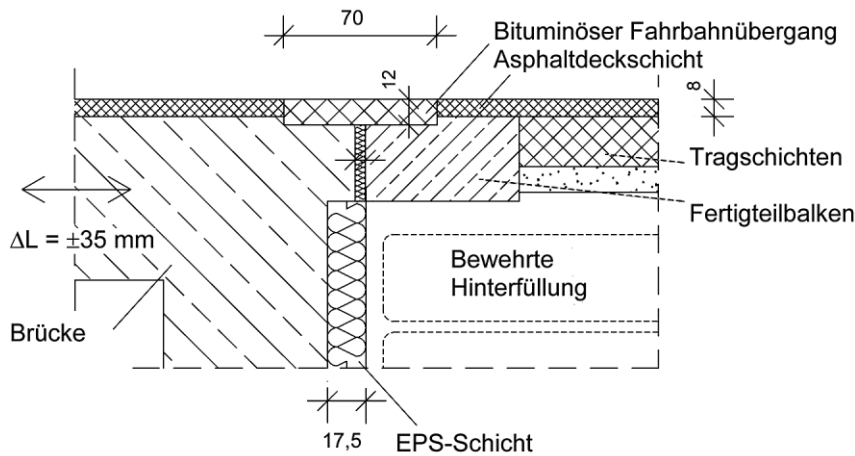


Bild 18. Fahrbahnübergang für flexible Widerlager

Fig. 18. Transition joint for flexible abutments

Zustimmung de facto auf ca. 60 m Länge begrenzt. Aus Sicht der Verfasser besteht hier noch enormes Entwicklungspotential, zumal erste Ansätze mit polymermodifiziertem bzw. kohlefaserbewehrtem Bitumen erfolgversprechend sind. Eine mögliche Ausbildung für einen kontinuierlichen Fahrbahnübergang bei einer von Längenänderung von ± 35 mm ist beispielhaft in Bild 18 skizziert.

5 Schlußbemerkungen

Konzeptionelle Überlegungen im Vorfeld von Berechnung und Konstruktion haben zu einem erfolgversprechenden Lösungsansatz für fugenlose Betonbrücken geführt. Das übergeordnete Ziel, die Entschärfung der Risse infolge von Zwang, konnte durch ein im Großversuch getestetes, flexibles Widerlager erreicht werden. Einfach und kostengünstig zu bauende Widerlagerwände mit einer modifizierten Hinterfüllung führen zu einer robusten und unterhaltungsarmen Konstruktion. Durch den werkstoffgerechten Umgang mit Beton eröffnen sich darüber hinaus vielfältige Möglichkeiten bei der Gestaltung. Diese besser auszuschöpfen, sollte Verpflichtung der Brückenbauer sein. Denn immerhin räumen laut einer repräsentativen Emnid-Umfrage aus dem Jahr 2001 etwa 71% der Verkehrsteilnehmer der Gestaltung von Brücken einen hohen Stellenwert ein.

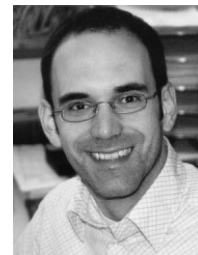
Die Verfasser danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) für die Förderung und der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungseinrichtungen (AiF) für die Betreuung des Forschungsprojekts.

Literatur

- [1] Honigmann, C.: Conceptual Design of the Sunniberg Bridge, Journal of Bridge Engineering (ASCE), 2003.
- [2] Schlaich, J., Pözl M., Beiche, H., Ehrke, E. und Decker, U.: Die Brücke über das Nesenbachtal im Zuge der Ostumfahrung Stuttgart-Vaihingen, Beton- und Stahlbetonbau 95, 2000.
- [3] Schüller, M. und Peter, J.: Fuß- und Radwegbrücke über die Haldenrainstraße in Stuttgart, Beton- und Stahlbetonbau (97), 2002.
- [4] Pözl, M. und Naumann, F.: Fugenlose Betonbrücken, Shaker-Verlag 2005, in Vorbereitung.
- [5] Pözl, M.: Robuste Brücken – Vorschläge zur Erhöhung der ganzheitlichen Qualität. Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1996.
- [6] England, G. L., Tsang, N., and Bush, D.: Integral Bridges – A Fundamental Approach to the Time-Temperature Loading Problem, Highways Agency, London, 2000.
- [7] Way, J. A. and Biddle, A. R.: Integral Steel Bridges: Design of a Multi-Span Bridge – Worked Example. The Steel Construction Institute, U.K., 1998.
- [8] Burke, M. P.: The Design of Integral Concrete Bridges, Concrete International, 1993.
- [9] Berger, D., Graubner, C.-A., Pelke, E. und Zink, M.: Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung integraler Betonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau (99), 2004.
- [10] Horvath, J. S.: Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics, Research Report No. CE/GE-00-2, Manhattan College, Civil Engineering Department, Bronx, N.Y., USA, 2000.
- [11] Reeves, J. N. and Filz, G. M.: Earth Force Reduction by a Synthetic Compressible Inclusion, a Report of Research Conducted under the Sponsorship of GeoTech Systems Corporation and Virginia's Center for Innovative Technology, Department of Civil Engineering, Virginia Tech, USA, 2000.
- [12] Fa. Huesker: Brückenwiderlager mit Kunststoffbewehrter Erde (KBE) – Fortrac. Bauingenieur (80), 2005.
- [13] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen, 1995.
- [14] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT): Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Geotechnik 25, 2002.



Prof. Dr.-Ing. Michael Pözl
 Fachhochschule Coburg
 Fakultät Design
 Friedrich-Streib-Straße 2
 96450 Coburg
 poetzl@fh-coburg.de



Dipl.-Ing. (FH) Frank Naumann
 SRP-Schneider & Partner
 Ingenieur-Consult GmbH
 Ruppenweg 24
 96317 Kronach
 frank.naumann@srp-consult.de