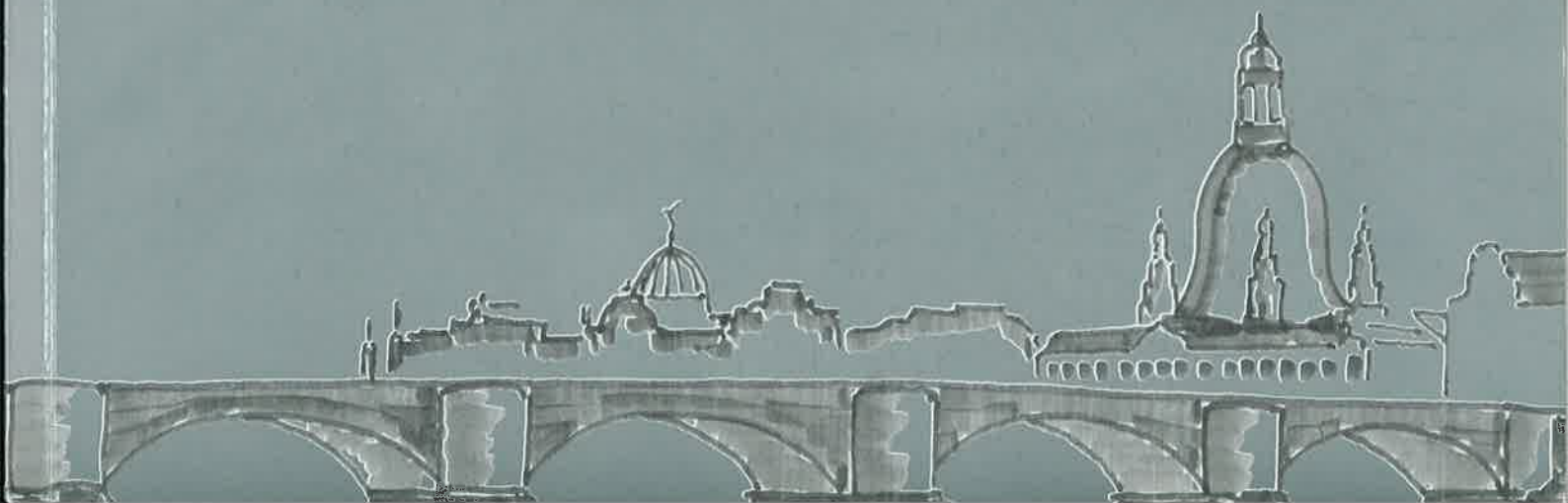
TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

25 DRESDNER BRÜCKENBAU SYMPOSIUM

9./10. März 2015



13 Egg-Graben-Brücke, Wildbrücke AM2, Lafnitzbrücke – Anwendung von neuen Bauverfahren für Brücken in Österreich

Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger; Dipl.-Ing. Sara Foremniak; Dipl.-Ing. Benjamin Kromoser
TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen

Zusammenfassung

In dem vorliegenden Beitrag werden drei neue Ansätze zur Herstellung von Betonbrücken erläutert. Ein Kernpunkt der Forschungsarbeiten ist die Verbesserung der Dauerhaftigkeit und der Kosteneffizienz der neuen Bauverfahren. Bei dem ersten vorgestellten Projekt handelt es sich um die Egg-Graben-Brücke – eine Brücke, die im Wesentlichen keine schlaffe Bewehrung beinhaltet und nur mittels Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bewehrt ist. Das zweite Projekt befasst sich mit der Konstruktion von Freiformflächen aus Beton und einem daraus abgeleiteten Bauverfahren für Schalenbrücken. Die Idee besteht darin, Betonschalen mit doppelter Krümmung aus einer zunächst ebenen Platte zu errichten. Eine Wildbrücke in Österreich wird mittels dieser Baumethode geplant. Das dritte beschriebene Brückenbauprojekt ist der Entwurf der Lafnitz- und Lahnbachbrücken für die S7 Fürstenfelder Schnellstraße in Österreich. Die Brücken werden mittels dem Brückenklappverfahren, einer an der Technischen Universität Wien entwickelten Brückenbaumethode, errichtet.

13.1 Einleitung

Den Baustoff Beton zeichnet neben seiner Dauerhaftigkeit und seiner Widerstandsfähigkeit gegen Umwelteinflüsse vor allem durch seine freie Formbarkeit aus. Bei der Formgebung und Bemessung ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Zugfestigkeit des Betons nur einen Bruchteil der Druckfestigkeit beträgt. Die geringe Betonzugfestigkeit bedingt bei zugbeanspruchten Bauteilen das Einlegen von Bewehrung, die nach der Rissbildung im Beton die Zugkräfte zu übernehmen hat. Eine weitere Möglichkeit materialgerechten Bauens mit Beton ist neben dem Bewehren und Vorspannen der Bauwerke das Herstellen von Konstruktionen, in denen überwiegend Druckspannungen auftreten. In den nachfolgend präsentierten Beispielen – Bogenbrücke, Schalenbrücke und Brücke mit Druckstreben – wird die Formbarkeit des Betons unter Berücksichtigung des geringen Zugtragvermögens ausgenutzt, um durch eine günstige Ableitung der Kräfte in den Tragwerken Baustoffe und Ressourcen einzusparen.

Der Vorteil der freien Formbarkeit des Betons ist verbunden mit zusätzlichen Aufwendungen für die Herstellung eines Traggerüsts und einer Schalung. Die Forschungsaktivitäten am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien waren in den vergangenen zehn Jahren darauf gerichtet, Bauverfahren für Betonbrücken zu entwickeln, bei denen auf die Herstellung eines Traggerüsts und einer konventionellen Schalung verzichtet werden kann. Kosteneinsparungen können erreicht werden, wenn die Randbedingungen eines Brückenbauvorhabens den Einsatz der an der TU Wien entwickelten Technologien zulassen.

Die im Zuge der Forschungsaktivitäten entwickelten Bauverfahren sind neue Ansätze zur Herstellung von Betonbrücken. Ein erklärtes Ziel der Forschungsprojekte war, dass die nach den neuen Bauverfahren hergestellten Brücken mindestens die gleiche Dauerhaftigkeit wie die nach den bekannten Methoden hergestellten Betonbrücken aufweisen sollen. Durch die Entwicklung eines Bauverfahrens für Brücken ohne Betonstahlbewehrung und die konsequente Verwendung von Hochleistungsbeton in industriell hergestellten, dünnwandigen Betonfertigteilträgern konnten Bauverfahren entwickelt werden, die eine höhere Dauerhaftigkeit im Vergleich zu den bisher verwendeten Bauverfahren gewährleisten.

13.2 Bauverfahren für Brücken ohne Betonstahlbewehrung – Egg-Graben-Brücke

13.2.1 Forschungsprojekt

Bei Brückentragwerken aus Beton weist die konventionelle Abdichtung in der Praxis häufig keine zufriedenstellende Gebrauchsdauer auf. Fehlerhafte Abdichtungen führen zu Chlorideintrag in das

Tragwerk. Neben der Sanierungsanfälligkeit der Abdichtung stellt der Fahrbahnbelag, der die Abdichtungen vor den Verkehrseinwirkungen schützen soll, ebenfalls einen Verschleißteil dar. Beide müssen in regelmäßigen Abständen erneuert werden, was neben der Beeinträchtigung des Verkehrs auch hohe Kosten verursacht. Aufgrund der hohen Erhaltungskosten von Brücken gibt es mittlerweile unterschiedliche Ansätze, um die Dauerhaftigkeit zu erhöhen.

Im Zuge des Forschungsprojektes *Vorgespannte Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag* wurde eine Technologie entwickelt, mit der bewehrte Betonbrücken dauerhafter als bisher ausgeführt werden können. In Versuchen der Technischen Universität Wien wurde nachgewiesen [1], dass die Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit in biegebeanspruchten Tragkonstruktionen auch ohne schlaffe Bewehrung erfüllt werden können. Zur Erreichung einer höheren Dauerhaftigkeit von Betonbrücken wird vorgeschlagen, Betonbrücken mit folgenden Merkmalen zu bauen:

- Die Brücke enthält Spannglieder mit nachträglichem Verbund und im Wesentlichen keine schlaffe Bewehrung.
- Die Vorspannbewehrung ist in Kunststoffhüllrohren mit abgedichteten Verankerungen angeordnet, wodurch diese zuverlässig vor Chloriden und somit Korrosion geschützt ist.
- Eine Abdichtung wird eingespart, weil keine vor Korrosion zu schützende Bewehrung im Brückenüberbau vorhanden ist.
- Auf einen Fahrbahnbelag zum Schutz der Abdichtung kann verzichtet werden. Es wird vorgeschlagen, die Fahrbahn aus Hochleistungsbeton als oberen Teil der Konstruktion auszuführen.
- Für kürzere Brücken kann darüber hinaus auf die Anordnung von Lagern und Fahrbahnübergängen verzichtet werden (integrale Brücken).

Die wirtschaftliche Bedeutung liegt darin, dass derartige Brücken eine viel höhere Lebensdauer als konventionelle, mit schlaffer Bewehrung hergestellte Brücken aufweisen. Durch das Weglassen von Abdichtung und Fahrbahnbelag und bei integralen Brücken auch von Lagern und Fahrbahnübergängen entfallen Verschleißteile und es entstehen dadurch zusätzliche Einsparungen für den Brückenerhalter.

Die Landesbaudirektion Salzburg konnte von dieser innovativen Idee überzeugt werden und hat deshalb im Jahr 2008 die Technologie beim Bau der Egg-Graben-Brücke ausgeschrieben. Bevor diese Baumethode angewendet werden konnte, mussten Großversuche durchgeführt werden, um realistische Aussagen über die Gebrauchstauglichkeit, die Duktilität und die Tragfähigkeit der im Zuge des Forschungsprojektes entwickelten Tragsysteme zu gewinnen [1].

13.2.2 Entwurf der Egg-Graben-Brücke

Die Egg-Graben-Brücke ist die erste Brücke in Österreich, bei der die Technologie des Vorspannens unter weitestgehendem Verzicht auf Betonstahlbewehrung für das Tragwerk angewandt wurde. Die Brücke wurde für den Ausbau der L109 Großarler Landesstraße im Straßenabschnitt km 8,32 errichtet und befindet sich zwischen *Alter Wacht* und der Streusiedlung Gollegg. Im Zuge des Entwurfs der Egg-Graben-Brücke wurden das Tragsystem, die Spannweiten, die Fundierungen, die Baustoffe und die Querschnittsabmessungen festgelegt.

Aufgrund der Steilheilt des Geländes wurde ein Tragsystem angestrebt, das diesen Bereich stützenfrei überspannt. Dem Wunsch der Brückenbauabteilung des Landes Salzburg, ein integrales Brückenbauwerk zu planen, konnte nicht entsprochen werden. Für dieses Projekt wurde entschieden, die Fahrbahnplatte von den Widerlagerwänden durch Lager zu trennen, da die ersten Berechnungen zeigten, dass die zusätzliche Beanspruchung infolge Zwang aus Temperaturschwankung und Schwinden sehr große Zwangsspannungen verursachen würde.

Der Entwurf der Egg-Graben-Brücke wurde von Maillarts Schwandbachbrücke [2, 3], einer 37,40 m weit gespannten Bogenbrücke mit einer im Grundriss gekrümmten Fahrbahnplatte, inspiriert. Die Brücke wurde als Stabbogenbrücke entworfen und hat in der Brückenachse eine Tragwerkslänge von 50,69 m. Im Grundriss ist die Brücke gekrümmt. In Anlehnung an die Schwandbachbrücke ist die Grundrissform des Bogens auf der Bergseite geradlinig und auf der Talseite folgt die Krümmung der Fahrbahnplatte. Der Bogen weist im Auflagerbereich eine Dicke von 0,50 m auf. Sonst verläuft der Bogen konstant über die ganze Länge in einer Dicke von 0,40 m. Als Tragwerk wurde eine durchlaufende Spannbetonplatte, die vom Bogen gestützt wird, gewählt. Im mittleren Bereich der Brücke ist die Fahrbahnplatte mit dem Bogen

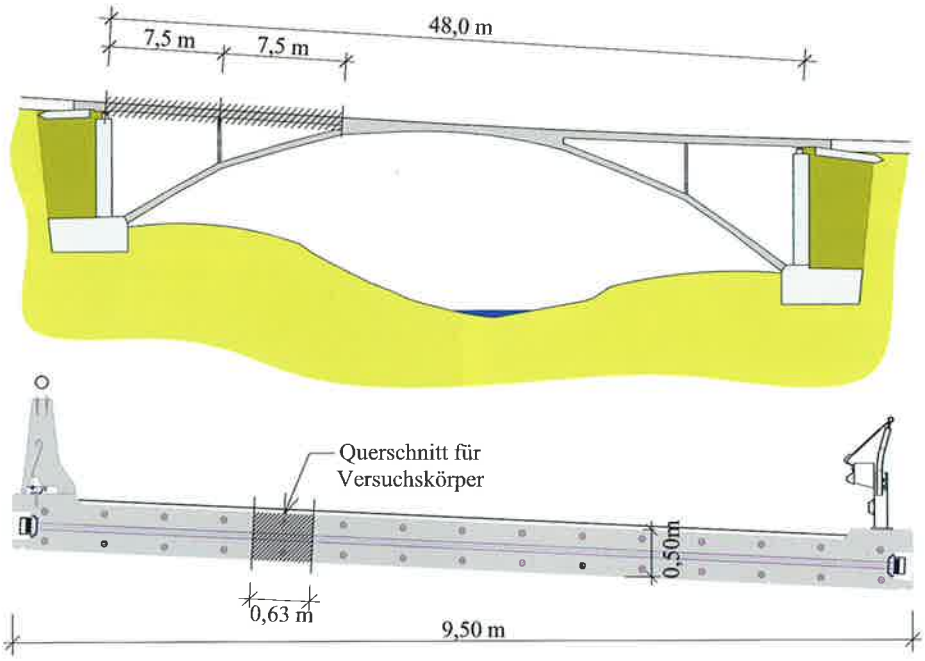


Bild 13.1: Längs- und Querschnitt der Egg-Graben-Brücke und Auslegung der Versuchskörper

verbunden, siehe Bild 13.1. Außerdem ist die Fahrbahnplatte noch durch zwei Scheiben gestützt, die sie mit dem Bogen verbinden. Die Wandscheiben wurden mit einer Dicke von 0,16 m ausgeführt. Die Widerlager sind um 30 ° zur Straßenachse verdreht. Die Fundamente der Widerlager wurden bis zur Baugrubensicherungswand ausgeführt und vollflächig im unverwitterten Fels gegründet.

Als Querschnitt der Fahrbahnplatte wurde eine Vollplatte mit 9,50 m Breite und einer Konstruktionsdicke von 0,50 m gewählt, siehe Bild 13.1. Die Fahrbahnplatte wurde in Längsrichtung und Querrichtung durch Spannglieder mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Die Randbalken wurden in den Brückenquerschnitt integriert. Die Gesamtbrückenbreite an der Oberseite setzt sich wie folgt zusammen: 0,70 m (Abstand vorgesehen für die Betonleitwand) + 8,10 m Fahrbahn + 0,70 m (Abstand vorgesehen für die Leitschiene) = 9,50 m. Das fünffeldrige Objekt wurde gemäß ÖNORM EN 1991-2 nach Lastmodell 1 dimensioniert [4]. Es wurden die Einzeleinwirkungen aus Eigengewicht, Windlasten, Temperatureinwirkungen, außergewöhnlichen Einwirkungen und Verkehrslasten auf Brücken, die in den österreichischen Normen der Reihe ÖNORM EN 1991 [5] geregelt sind, berücksichtigt.

Für die Gewährleistung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit wurde die Fahrbahnplatte in Längs- und Querrichtung vorgespannt. Es ist im Wesentlichen keine weitere Bewehrung aus Betonstahl vorhanden, außer im Rand- und Krafteinleitungsbereich der Ankerköpfe, wo eine Spaltzugbewehrung eingelegt wurde. Dort kam als Bewehrungsstahl Edelstahl 1.4571, BSt 500 zum Einsatz. Für die Längs- und Querrichtung wurden Spannglieder 07-150 (A_p = 1050 mm^2) mit einer Spannstahlgüte St 1570/1770 verwendet. Die Spannglieder liegen in Kunststoffhüllrohren PT-Plus^{TM}, wobei für die Verankerungen der Typ CS6-7 [6] verwendet wurde. Diese wurden mit einer permanenten Ankerkappe aus Kunststoff geschlossen und die Hüllrohre wurden nachträglich mit Zementmörtel ausinjiziert. Die Anzahl der Spannglieder wurde so gewählt, dass der Nachweis der Dekompression unter der häufigen Einwirkungskombination an jeder Stelle der Brücke erfüllt wird.

13.2.3 Großversuche

Wie bereits erwähnt, mussten, bevor diese Baumethode des Bauens ohne Betonstahlbewehrung angewendet werden konnte, Großversuche durchgeführt werden, um realistische Aussagen über die Gebrauchstauglichkeit, Duktilität und Tragfähigkeit der im Zuge des Forschungsprojektes entwickelten Tragsysteme zu gewinnen. Die Auslegung der zwei Versuchskörper in Bezug auf die geometrischen Abmessungen und das Spannsystem erfolgte in Anlehnung an die Egg-Graben-Brücke, siehe

Bild 13.1, mit den Abmessungen l / b / h = 15,30 m / 0,63 m / 0,50 m.

Die Spanngliedführung erfolgte gerade, siehe Bild 13.2, nur an den Enden auf den letzten 1,50 m hin war ein Verzug der geraden Spanngliedführung aus geometrischen Gründen notwendig, da die Form und Größe der Ankerplatten keine andere Führung der Spannglieder zuließ, siehe Bild 13.3. Der Bewehrungsgehalt der Versuchskörper lag bei 52,30 kg Spannstahl pro m^3 Beton. Schlaffe Bewehrung wurde nur im Bereich der Ankerköpfe zur Aufnahme der Spaltzugkräfte eingebaut.

Zwei Tage nach dem Betonieren erfolgte das Schwindvorspannen mit 30 % der vollen Vorspannkraft. Nach sieben Tagen wurde die volle Vorspannkraft durch einseitiges Vorspannen mit F_p = 1400 kN (vor Keileinzug) pro Spannglied aufgebracht. Anschließend wurden die Hüllrohre mit Einpressmörtel voll verpresst, um den Verbund zwischen Betonkörper und Spanngliedern herzustellen.

Aufgrund der großen Abmessungen und des Gewichts der Versuchskörper konnten die Versuche nicht im innerstädtischen Labor des Institutes durchgeführt werden, sondern wurden am Gelände der aufgelassenen Brückenwerkstatt der ÖBB in Wien durchgeführt. Bei den Versuchen erfolgte die Lastaufbringung symmetrisch jeweils 2,50 m vom Mittelauflager entfernt und weggesteuert. Der Vergleich der im Versuch erreichten Traglasten mit den berechneten Werten zeigte, dass die Berechnung mit Mittelwerten gut mit den Versuchswerten übereinstimmt.

Grundsätzlich war bei beiden Versuchskörpern die Versuchsdurchführung gleich. Da die Auslegung der Versuchskörper sowie des Versuchsaufbaus die Möglichkeit bot, die Veränderung eines Zwangsmoments durch Kriechen zu beobachten, wurde beim zweiten statischen Versuch ein Zwangsmoment eingeprägt. Das abgeschlossene Rissbild des Versuches mit eingeprägtem Zwangsmoment zeigt Bild 13.4. Der durchschnittliche Rissabstand betrug beim Erreichen der Traglast 350 mm, der maximale 500 mm und der minimale 150 mm. In Bild 13.5 ist die Entwicklung des Momentenverlaufs über die Trägerlänge dargestellt. Der Momentenverlauf resultiert aus Eigengewicht und statischer Belastung, wobei in der graphischen Darstellung auf den quadratischen Verlauf infolge Eigengewichts aus Gründen der Darstellbarkeit verzichtet wurde.

Die Errichtung von rissefreien Betonbrücken mit korrosionsgeschützter Armierung kann mit dem

Bild 13.2: Schalung und Spannglieder des Versuchskörpers (Foto: TU Wien)

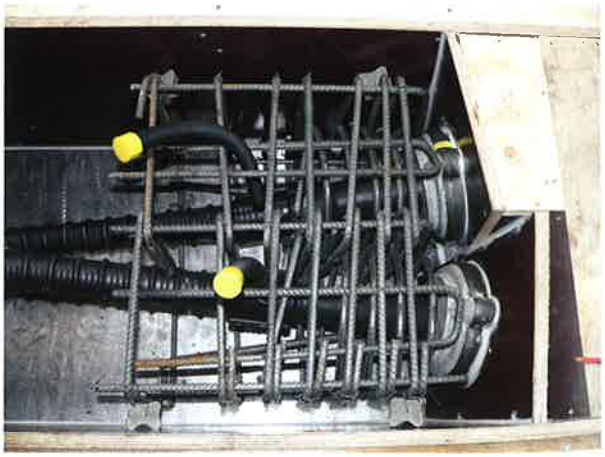


Bild 13.3: Spaltzugbewehrung des Versuchskörpers im Bereich der Ankerköpfe (Foto: TU Wien)

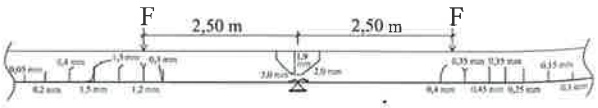


Bild 13.4: Rissbild des Versuchsträgers VK2 mit eingeprägtem Moment

beschriebenen System durchgeführt werden. Der Verzicht auf die Betonstahlbewehrung ist einerseits normativ zulässig, andererseits konnten die Anforderungen dieser Tragstruktur an die Gebrauchstauglichkeit, Duktilität sowie an die Tragfähigkeit experimentell nachgewiesen werden.

Erwartungsgemäß konnte festgestellt werden, dass die Vorspannung eine günstige Wirkung auf das Durchbiegungsverhalten hat. Es wurde auch gezeigt, dass bei Einsatz von Vorspannung ohne weitere schlaffe Bewehrung ein ausreichend duktiles Nachbruchverhalten erreicht wird. Die Ankündigung des Versagens durch Verformungen, große Rissbreiten und schließlich durch das Abplatzen des Betons in der Druckzone, die bei der Bemessung von Stahlbetontragwerken implizit gefordert wird, wurde durch die Versuche in ausreichendem Maße nachgewiesen. In Tabelle 13.1 sind die Ergebnisse der Versuche gegenübergestellt.

13.2.4 Errichtung der Egg-Graben-Brücke

Im Herbst 2008 begannen die Arbeiten für den Unterbau. Vor dem Winter 2008 konnten noch ein Widerlager samt Böschungsflügel errichtet werden. Die Schalarbeiten für das zweite Widerlager für den Bogen begannen im darauffolgenden Frühjahr. Beim Betonieren des Bogens wurde jener Bereich, wo der Verschnitt mit dem Tragwerk stattfindet, ausgelassen. Dieser wurde dann gleichzeitig mit dem Tragwerk betoniert. Als Beton kam selbstverdichtender Beton zur Anwendung. Für die Bewehrung des Bogens wurde konventioneller Bewehrungsstahl verwendet. Für das Betonieren der schlanken aufgehenden Wandscheiben, die mit Edelstahl bewehrt wurden, kam ebenfalls selbstverdichtender Beton zur Anwendung.

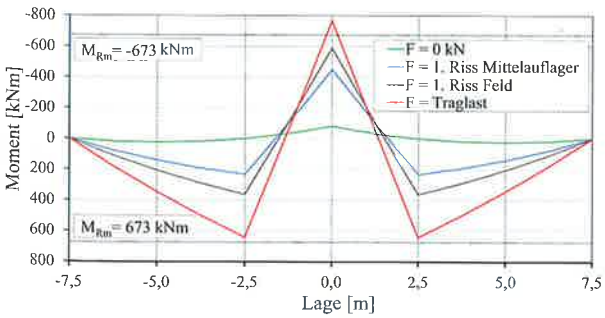


Bild 13.5: Momentenentwicklung des Versuchsträgers VK2 mit eingeprägtem Moment

Bild 13.6: Spanngliedführung im Tragwerk und Detail Abstandhalter (Foto: TU Wien)

Nach der Fertigstellung der Schalhaut für das Tragwerk wurden die Ankernischen montiert. Das Verbinden der 5 m langen Kunststoffhüllrohre erfolgte durch Spiegelschweißen. Für den lage- und höherichtigen Einbau der Spannglieder wurden diese bei jedem Kreuzungspunkt zwischen Längs- und Querspannglied mit Faserbetonblöcken unterstellt, siehe Bild 13.6.

Die Betonierarbeiten für das Tragwerk mit dem integrierten Randbalken fanden am 15. September 2009 statt, siehe Bild 13.7. Zwei Tage nach dem Betonieren erfolgte das Teilvorspannen mit 25 % der vollen Vorspannkraft. Für das Vorspannen wurde eine Reihenfolge vorgegeben, beginnend mit den Querspanngliedern, wobei zwischen den einzelnen Spannvorgängen jeweils vier Spannglieder ausgelassen wurden. Um eine gleichmäßigen Spannkraftverlauf über die Länge zu erhalten, wurden 50 % der Längsspannglieder von einem Wiederlager und die anderen 50 % vom anderen Widerlager aus gespannt. Das Aufbringen der vollen Vorspannkraft erfolgte 13 Tage nach dem Betonieren. Die fertige Brücke ist in den Bilder 13.8 und 13.9 dargestellt. Die Egg-Graben-Brücke wurde im November 2009 in Betrieb genommen.

13.2.5 Fib-Award for Outstanding Concrete Structures

Auf dem Kongress der fédération international du béton fib in Mumbai, Indien, wurde die Egg-Graben-Brücke im Februar 2014 mit dem fib Award for Outstanding Concrete Structures ausgezeichnet [7]. Dieser Preis wird nur alle vier Jahre an fünf herausragende Betonbauwerke – zwei Brücken

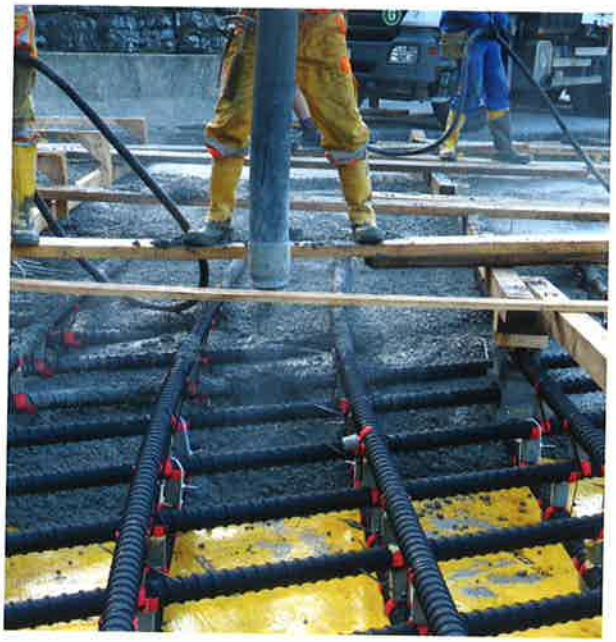


Bild 13.7: Betonieren des Tragwerks (Foto: TU Wien)

und drei Hochbauten – vergeben. Die Egg-Graben-Brücke ist das erste österreichische Bauwerk, das mit diesem seit 1990 verliehenen Preis ausgezeichnet wurde.

Projektdaten:

Auftraggeber:
Land Salzburg, Amt der Salzburger Landesregierung
Bauausführung:
Alpine Bau GmbH
Schalung: DOKA GmbH
Entwurf und Berechnung:
TU Wien
Planung:
BauCon ZT GmbH
Unterstützung des Forschungsvorhabens:
Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Land Salzburg, ÖBB Infrastruktur Bau AG, ALPINE Bau GmbH, STRABAG AG, Holcim (Wien) GmbH

13.3 Das "Pneumatic Forming of Hardened Concrete" (PFHC)-Schalenbauverfahren: Anwendung für die Errichtung einer Wildbrücke

Betonschalen als Tragwerke weisen ein sehr günstiges Tragverhalten auf. Große Spannweiten können mit einem verhältnismäßig geringen Materialaufwand realisiert werden. Wird die Form des Tragwerks günstig gewählt, treten im Querschnitt hauptsächlich gut vom Beton aufnehmbare Druckspannungen und nur geringe, für ein Schalentragwerk ungünstige, Biegespannungen und transversale Schubspannungen auf. Sind die Biegespannungen und transversalen Schubspannungen vernachlässigbar klein, spricht man von einem Membranspannungszustand. Um Schalen mit einem derartig günstigen Tragverhalten zu realisieren, ist es erforderlich, den Beton entsprechend der entworfenen Geometrie zu formen. Die gängigste Methode dafür ist die Herstellung einer Schalung, auf die der Beton im Bauzustand aufgebracht werden kann und die die Lasten aus dem Eigengewicht des Betons solange abträgt, bis der Beton genügend Festigkeit erlangt hat, um diese selbst zu tragen. Die bekanntesten Systeme dafür sind beispielsweise aufwändige konventionelle Holzschalungen mit Lehrgerüst oder alternative Systeme mit unterschiedlichen Arten pneumatischer Schalung. Konventionelle Holzschalungen können mit hoher Genauigkeit positioniert werden und liefern dadurch sehr genaue Bauwerksabmessungen. Nachteilig ist dabei der sehr hohe Arbeits- und Materialaufwand für die Herstellung der Schalung, der trotz der günstigen Tragwirkung der Schalentragwerke die Herstellung dieser in der Vergangenheit zunehmend unwirtschaftlicher machte. Die wesentlich günstigere alternative Herstellungsmethode mit Hilfe von pneumatischen Schalungen und Spritzbeton konnte sich aufgrund der schlechten Oberflächenqualität und großen Problemen mit Geometrieabweichungen und daraus entstehenden statischen Problemen mit ungeplanten Imperfektionen nicht durchsetzen. In [8] wird genauer auf die unterschiedlichen Arten von pneumatischen Schalungen eingegangen.

13.3.1 Grundzüge des PFHC-Verfahrens

Die an der TU Wien entwickelte PFHC-Baumethode (PFHC = Pneumatic Forming of Hardened Concrete) ermöglicht die Herstellung von Betonschalen

Bild 13.8: Seitenansicht der Egg-Graben-Brücke (Foto: © Pez Hejduk, Wien)

Bild 13.9: Untersicht der Egg-Graben-Brücke (Foto: © Pez Hejduk, Wien)

Tabelle 13.1: Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der beiden Spannbetonbalken bei den Großversuchen

	Versuchskörper 1	Versuchskörper 2 (mit eingeprägtem Moment)
Rissmoment Mittelauflager	-448 kNm	-422 kNm
Rissmoment Feld	363 kNm	381 kNm
max. Belastung	641 kN	644 kN
max. Stützmoment	-766 kNm	-705 kNm
max. Feldmoment	641 kNm	660 kNm
max. Querkraft	571 kN	556 kN
max. Verformung	20,5 mm	22,1 mm
Ø Rissabstand	35 cm	35 cm
max. Rissöffnung	2,8 mm	3,5 mm
max. Stauchung Betondruckrand	-4,21 ‰	-4,93 ‰
max. Dehnung Spannglied	10,27 ‰	11,67 ‰
max. Krümmung	0,0195 m^{-1}	0,022 m^{-1}
max. Momentenumlagerung Mittelauflager	31 %	72 %
max. Momentenumlagerung Feld	23 %	37 %

mit positiver Gaußscher Krümmung aus ursprünglich ebenen Platten, wobei dabei vollkommen auf Schalung und Lehrgerüst verzichtet wird [8], [9], [10], [11]. Der wesentliche Unterschied zu bereits bekannten Bauverfahren ist, dass bei dieser Baumethode der ausgehärtete Beton verformt wird.

Die ursprünglich ebene Platte muss so beschaffen sein, dass die Stauchungen, die beim Übergang von einer ebenen in eine doppelt gekrümmte Form auftreten, aufgenommen werden können. Dazu wird die Zielform, eine Fläche mit positiver Gaußscher Krümmung, in abwickelbare und leicht biegbare, einfach gekrümmte Segmente zerteilt. Zwischen den Segmenten sind in der ursprünglich ebenen Betonplatte keilförmige Stauchungsfugen vorhanden. Wie in Bild 13.10 zu sehen ist, schließen sich beim Aufstellvorgang die Fugen und es entsteht die geplante Betonschale. Zum Umformen der Betonplatte zu einer doppelt gekrümmten Schale werden ein Luftkissen unter der Betonplatte und Spannlitzen ohne Verbund verwendet, die entlang des Umfangs angeordnet sind. Durch Aufblasen des Hebepneus wird zuerst das Eigengewicht der Betonplatte kompensiert und anschließend die gesamte Platte verformt. Zugleich verkürzt sich der Umfang der Platte und die Spannglieder werden dementsprechend nachgestrafft. Durch die Vorverformung und den Luftdruck des Luftkissens wird verhindert, dass die Betonplatte während des Spannens der Spannlitzen lokal ausbeult.

In den keilförmigen Aussparungen zwischen den Segmenten werden pneumatische Keile angeordnet. Diese Pneus bilden eine Verbindung zwischen den Betonsegmenten und sind mit Hilfe von Kederschienen im Beton verankert (siehe Bild 13.11). Wenn beim Aufstellen die Vorspannkraft der Spannlitzen in Ringrichtung zunimmt und gleichzeitig der unter der Schale befindliche Pneu aufgeblasen wird, werden die keilförmigen Pneus zusammengedrückt. Da in den pneumatischen Keilen ständiger Überdruck herrscht, besteht während des Umformungsprozesses kein Stabilitätsproblem.

Nach vollständiger Umformung werden die Spannlitzen verkeilt und die Schale ist damit in ihrer Lage gesichert. Die geplanten Fugen zwischen den Segmenten werden im Anschluss mit aushärtendem Vergussmaterial verfüllt.

Möchte man bereits ausgehärtete Betonplatten verformen, so ist dies nur möglich, wenn die auftretenden Verzerrungen durch Dehnungen in der Bewehrung und durch Stauchungen in der Betondruckzone aufgenommen werden. Da die Summe der möglichen Stauchungen im Beton klein

Bild 13.10: Transformation einer ebenen Betonplatte in eine doppelt gekrümmte Schale

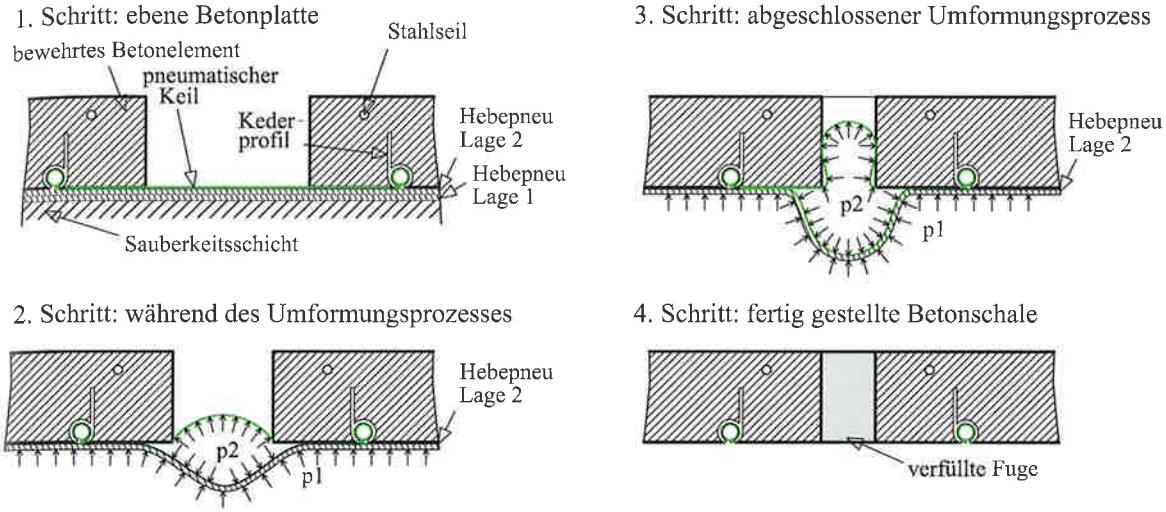


Bild 13.11: Querschnitt der pneumatischen Keile

ist, wird die maximale Krümmbarkeit einer Betonplatte hauptsächlich durch die verwendete Bewehrung bestimmt. Um eine passende Materialkombination zu bestimmen, die die großen auftretenden Krümmungen aufnehmen kann, wurden Vorversuche zur Ermittlung der maximalen Dehnbarkeit und Biegsamkeit durchgeführt. Dabei wurden unterschiedliche Typen von Bewehrung mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden und unterschiedlichen inneren Hebelarmen im Betonbauteil untersucht. Darauf basierend konnten Stahlseile als für die Anwendung am besten passend bestimmt werden. Diese ermöglichen große Dehnungen, weisen gute Verbundeigenschaften auf und sind einfach auf der Baustelle einzubauen.

Grundsätzlich umfasst die Herstellung einer Betonschale mit PFHC folgende Arbeitsschritte:

- Erstellen eines ebenen Unterbauplanums,
- Herstellen der keilförmigen Schalungselemente sowie der Randabschalung,
- Auflegen der als Hebepneu dienenden Pneufolien (z. B. Silo- oder Nylonfolie) auf das Unterbauplanum,
- Auflegen der keilförmigen Pneus mit bereits eingefädelten Kederschienen (zur Verankerung der Pneus im Beton) auf die Pneufolien,
- Positionieren der Schalungselemente auf den Pneufolien und den keilförmigen Pneus,
- Verlegen und Vorspannen der 5 mm starken Bewehrungsstahlseile,
- Verlegen der Querbewehrung (Durchmesser 6 mm),
- Betonieren der ebenen Platte,
- Herstellung der zweifach gekrümmten Schale durch Aufblasen und gleichzeitiges Vorspannen.

Da die aufnehmbaren Dehnungen in Beton und Bewehrung begrenzt sind, sinkt mit zunehmender Plattendicke die maximale Krümmbarkeit der einzelnen Betonelemente. Auf die Grenzen wird in [10] im Detail eingegangen. Im Rahmen von numerischen Simulationen von Biegeversuchen konnte gezeigt werden, dass, solange der Verbund zwischen dem Beton und den Stahlseilen gewährleistet werden kann, das Betonalter keinen wesentlichen Einfluss auf die Verformbarkeit der Platten hat [11]. Da beim Verfahren in den Betonplatten

feine Risse entstehen, kann das Tragwerk je nach Anwendung verspachtelt oder anschließend durch eine zusätzliche Aufbetonschicht verstärkt werden. Wird eine zusätzliche Aufbetonschicht aufgebracht, dient die "aufgeblasene" Schale als verlorene Schalung.

13.3.2 Großversuche zur Errichtung von Schalen mit PFHC

Das PFHC-Schalenbauverfahren wurde erstmals an einer rotationssymmetrischen Kugelschale praktisch getestet (Bilder 13.12 bis 13.14). Ausgehend von einer ebenen Betonplatte mit einem Durchmesser von 13,00 m und 50 mm Dicke wurde eine zweifach gekrümmte Kuppelschale mit einem Basisdurchmesser von 10,00 m und einer Höhe von rund 3,50 m gebaut (Bild 13.14). Auf die Eigenschaften der verwendeten Materialien wird in [9] eingegangen.

Nach einer Wartezeit von drei Monaten wurde der eigentliche Versuch, die Verkrümmung der ebenen Betonplatte zu einer zweifach gekrümmten Schale durchgeführt. Insbesondere die Druckregelung der 16 pneumatischen Keile stellte eine besondere Herausforderung dar, da die zu regelnden Drücke mit rund 100 mbar für die vorhandene pneumatische Regelungstechnik verhältnismäßig klein waren. Zur Abdichtung des Hebepneus wurde die unter der Betonplatte verlegte Silofolie in einem Abstand von 0,40 m zur Betonkante abgeschnitten, aufgeklappt und durch das Anspannen der Spannlitzen abgedichtet. Die Betonplatte wurde anschließend durch das Aufblasen des Hebepneus und durch gleichzeitiges Vorspannen der Spannlitzen zu einer zweifach gekrümmten Schale verformt.

In einem weiteren Versuch wurde die mögliche Anwendung des Schalenbauverfahrens an einer Freiformschale getestet (siehe Bild 13.15). Für die Herstellung dieser Schale wurde die ursprünglich glatte Betonschale in 24 einfach gekrümmte Segmente und eine Anschlussplatte im Scheitelbereich zerteilt und anschließend abgewickelt. Die Segmentbreite betrug außen rund 1,90 m. Der Abstand der Keile bewegte sich an der Außenkante zwischen 250 mm und 350 mm. Die Dicke der Betonplatte betrug 50 mm und die Grundrissabmessungen der ebenen Platte betrugen 13,00 m x 19,50 m (siehe Bild 13.16). Im Endzustand erreichte die Schale eine Länge von 17,60 m, eine Breite von 10,80 m sowie eine Höhe von 2,90 m (siehe Bild 13.17). In den äußeren 500 mm der Platte wurde die Schalendicke auf 200 mm vergrößert, um das Gewicht im Randbereich zu erhöhen und somit ein Abheben der Platte beim Aufstellvorgang zu verhindern.

Der Versuch zur Transformation von der ebenen Platte zur Freiformschale konnte sechs Tage nach dem Betonieren der Betonplatte reibungslos durchgeführt werden. Aus Gründen der Robustheit wurde die Silofolie, die beim Großversuch an der Kugelschale als Pneu verwendet wurde, durch eine Nylonfolie ersetzt. Um Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Elementen zu vermeiden, wurden vor Versuchsbeginn zusätzliche Querverschubsicherungen angebracht (Stahlprofile in Bild 13.17).

Mit den beiden Großversuchen konnte gezeigt werden, dass das Verfahren sowohl für rotationssymmetrische Schalen als auch für frei geformte Schalen anwendbar ist. Das mögliche Einsatzspektrum ist somit sehr groß und könnte von einer simplen Grünbrücke (z. B. Wildquerung) durch das Einschneiden von zwei Portalen bis hin zum spektakulären Raum für Ausstellungen reichen. Die Machbarkeit vor Ort müsste von Fall zu Fall überprüft werden, aber viel mehr als eine ebene Arbeitsfläche wäre meist nicht notwendig. Bedingt durch die Tatsache, dass sich eine doppelt gekrümmte Betonschale mittels PFHC mit vergleichsweise geringem Aufwand herstellen lässt, ergeben sich viele Verwendungsmöglichkeiten für eine mit diesem Verfahren errichtete Schale. Die im zweiten Großversuch hergestellte Freiformschale wurde in zwei Abschnitten abgebrochen, um unterschiedliche Anwendungen vorzustellen. Im ersten Abbruch wurde ein "Portal" ausgebrochen, um die Verwendbarkeit als Wildbrücke zu überprüfen. In einem weiteren Abbruch wurde mehr als die Hälfte der Schale entfernt und es wurde die Anwendbarkeit als Konzertüberdachung demonstriert (siehe Bild 13.18).

13.3.3 Entwurf einer Schalenbrücke am Beispiel der Wildüberführung AM2 über die Koralmbahn

Aktuell befindet sich eine erste praktische Anwendung des Bauverfahrens für eine Wildbrücke über eine zweigleisige Bahnstrecke am Institut für Tragkonstruktionen an der TU Wien in Planung. Das Bestimmen einer optimalen Form für die freie Schalenform des Brückenobjektes AM2, bei der für eine Schale ungünstige transversale Schubspannungen und Biegemomente möglichst vermieden werden sollen, stellt einen komplexen Prozess dar. In mehreren Schritten wird ein Polygonnetz, das nach Fertigstellung der Optimierung die Form der

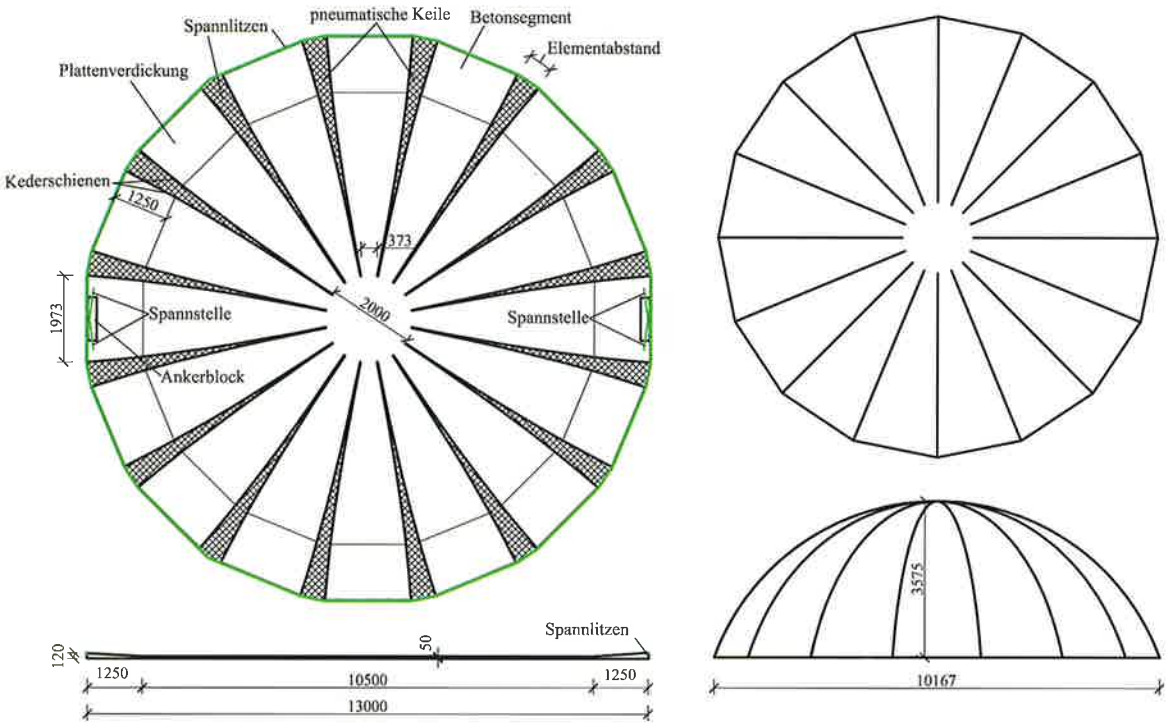


Bild 13.12: Übersichtsplan Kugelschale

Bild 13.13: Ebene Betonplatte (Foto: TU Wien)

Bild 13.14: Fertiggestellte Kugelschale (Foto: TU Wien)

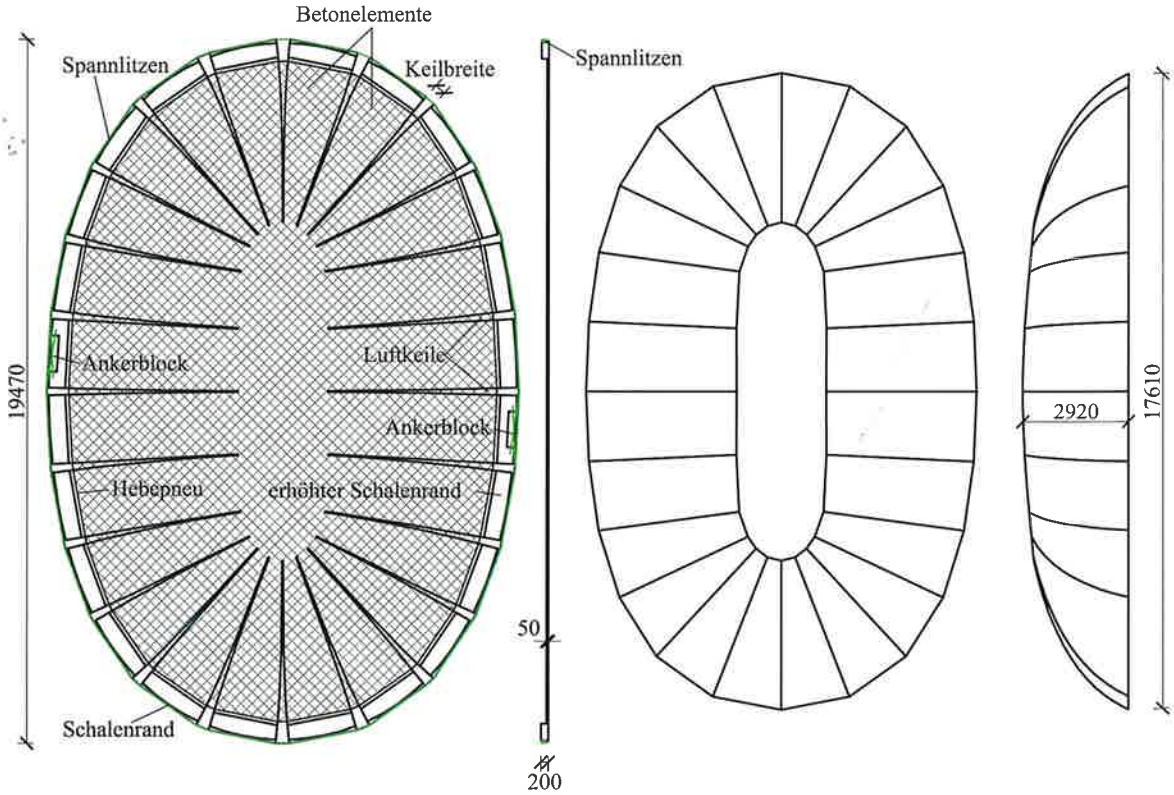


Bild 13.15: Übersichtsplan Freiformschale

Bild 13.16: Ebene Betonplatte für die Freiformschale (Foto: TU Wien)

Bild 13.17: Fertiggestellte Freiformschale (Foto: TU Wien)

Bild 13.18: Die Freiformschale als Konzertschale (Foto: TU Wien)

Brücke darstellt, mit den schlussendlich einwirkenden Kräften in umgekehrter Richtung belastet. Geht man von einer rein mit Eigengewicht belasteten Schale aus, wäre das ein reines Hängemodell. Da die Wildbrücke aber durch eine zusätzliche Überschüttung belastet wird, werden auch diese Kräfte in umgekehrter Richtung bei der Formfindung berücksichtigt. Die wichtigsten Randbedingungen sind dabei einerseits, eine Schale zu finden, die das erforderliche Lichtraumprofil mit einer möglichst kleinen Oberfläche umfasst, und andererseits die Minimierung von Horizontalschubkräften, da die Tragfähigkeit des Bodens hinsichtlich einer derartigen Belastung beschränkt ist. Berücksichtigt wird dabei in einem ersten Schritt das Eigengewicht der Struktur. Die dabei gefundene Form wird weiter mit den vertikalen und horizontalen Erdlasten und Nutzlasten optimiert. Die Bestimmung der Form wird im Rahmen des Projektes mit einer speziellen Programmierung von Kangaroo, einem Aufsatz für das Rhino-Plugin Grasshopper, realisiert und stellt einen iterativen Prozess dar. Um die Optimierungen zu überprüfen, werden die Formen anschließend mit einem FEM-Programm zusätzlich nachgerechnet.

Um PFHC nun für die Brücke anwenden zu können, ist es erforderlich die ursprünglich glatte, bei der Formfindung gefundene Struktur zu einer solchen aus einfach gekrümmten Flächen bestehenden Struktur zu diskretisieren und für das Betonieren der ebenen Betonplatte abzuwickeln. Einflussparameter sind dabei die einzuhaltenden Randbedingungen wie die Größe der gewählten Elementanschlussplatte im Scheitelbereich sowie die Begrenzung der maximalen Krümmungen. Für die Zerlegung wird zuerst die perfekte glatte Struktur modelliert. Anschließend werden Größe und Form der am Scheitelpunkt angeordneten Anschlussplatte bestimmt. Nun wird die Mantelfläche mit Hilfe eines speziellen Algorithmus in mehreren Schritten zu einfach gekrümmten Flächen optimiert. Abschließend wird diese Struktur für die Herstellung der ebenen Betonplatte abgewickelt.

Der momentan in Planung befindliche Bauablauf soll analog zu dem in den Großversuchen durchgeführt werden. Zuerst werden die Widerlager betoniert und eine Sauberkeitsschicht hergestellt. Anschließend werden der Hebepneu, die pneumatischen Keile sowie die keilförmigen Abschalungen und die Randabschalung positioniert. Daraufhin wird die ebene Betonplatte mit den keilförmi-

gen Auslässen betoniert. Im nächsten Schritt wird die ebene Platte durch Aufblasen und gleichzeitiges Vorspannen in Ringrichtung zu der geplanten Geometrie verformt. Da die „aufgeblasene" Betonschale für die Brücke als verlorene Schalung dient, wird nach dem Verfüllen der Fugen eine zusätzliche Aufbetonschicht aufgebracht. Nach Fertigstellung der Betonierarbeiten werden die Dämme an beiden Seiten stufenweise angeschüttet. Abschließend werden die Portale ausgebrochen und die Sauberkeitsschicht entfernt. Da die Gleisebene unter dem Niveau der Sauberkeitsschicht liegt, wird im letzten Arbeitsschritt noch bis zur geplanten Soltiefe ausgehoben. Bild 13.19 zeigt eine Visualisierung der fertig gestellten Brücke.

Projektdaten:

Auftraggeber:
ÖBB Infrastruktur AG
Entwurf und Berechnung:
TU Wien
Planung:
Zimmermann Consult ZT
Unterstützung des Forschungsvorhabens:
Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, Österreichische Bautechnik Vereinigung, DOKA GmbH, ÖBB Infrastruktur AG, ASFINAG, STRABAG AG, Porr Bau GmbH, ALPINE Bau GmbH, Bilfinger Baugesellschaft mbH, HABAU Hoch- und Tiefbaugesellschaft mbH, Swietelsky Baugesellschaft mbH, Holcim (Wien) GmbH, TIWO Wopfinger, Tiefbau- und Umweltbaustoffe GmbH, Lafarge Zementwerke GmbH, Sika Österreich GmbH, Festo Gesellschaft mbH

13.4 Brückenklappverfahren – Lafnitz- und Lahnbachbrücken auf der S7

13.4.1 Grundzüge des Verfahrens

Das Brückenklappverfahren ist eine neue Baumethode, die aufbauend auf dem Bogenklappverfahren an der Technischen Universität entwickelt wurde, und die sich durch die Möglichkeit auszeichnet, eine Brücke ohne Traggerüst herstellen zu können. Die Brückenträger werden dabei als Fertigteile in vertikaler Lage montiert. Mit Hilfe von Druckstreben und rotationsfähigen Gelenken können die Brückenträger anschließend in die endgültige horizontale Lage geklappt werden. Das Funktionsprinzip ähnelt dem eines Regenschirms. Bei geeigneten topographischen Randbedingungen ist das Brückenklappverfahren eine wirtschaftliche Alternative zum Taktschiebeverfahren und zum Freivorbau. Auch für die Herstellung von Ersatzbauwerken bietet das Brückenklappverfahren Vorteile, da der Klappvorgang weniger Zeit beansprucht als das Einschieben eines Brückenträgers und die vertikale Montage auch unter beengten Platzverhältnissen möglich ist. Die Druckstreben reduzieren die Spannweite der Brückenträger und ermöglichen beträchtliche Masseneinsparrungen. Das Brückenklappverfahren ist besonders vorteilhaft bei Brücken mit hohen Pfeilern und bei Spannweiten zwischen 50 m und 250 m einsetzbar. Ein Einsatz des Brückenklappverfahrens ist jedoch auch für Brücken mit niedrigen Pfeilern, durch den Einsatz von Hilfspfeilern, möglich [12, 13].

Im Zuge eines Forschungsvorhabens wurde eine Reihe von Großversuchen durchgeführt, um die Machbarkeit des Brückenklappverfahrens zu demonstrieren und durch die praxisnahe Erprobung der Halbfertigteile Optimierungsmöglichkeiten und konstruktive Detaillösungen zu erarbeiten. Es konnte gezeigt werden, dass die Herstellung von Brücken mit trogförmigen Halbfertigteilen unter Verwendung von Elementdecken beziehungsweise Doppelwandelementen technisch möglich ist. Im Vergleich zu Stahlträgern können bei ähnlichen Hubgewichten beträchtliche Kosteneinsparungen auf Grund der günstigen Baustoffpreise von Beton realisiert werden.

13.4.2 Entwurf der Lafnitz- und Lahnbachbrücken auf der S7

Im Rahmen des Auftrages der ASFINAG Bau Management GmbH für die S7 Fürstenfelder Schnellstraße, Fürstenfeld-Heiligenkreuz, wird es zur Erstanwendung des Brückenklappverfahrens bei den Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach kommen. Die Längen der Lafnitz- und Lahnbachbrücken werden 116 m und 100 m betragen. Die Brücken werden als zweifeldrige Spannbetontragwerke mit getrennten Tragwerken je Fahrbahnrichtung mit einer Breite von 14,50 m ausgeführt. Der Tragwerksquerschnitt wird durch einen zweistetigen Plattenbalken gebildet, dessen Konstruktionshöhe 2,00 m beträgt, siehe Bild 13.20, Schnitt B-B. Da nur die Stege der Plattenbalken geklappt werden, handelt es sich um vier separate Brückenklappvorgänge, die für die Konstruktion einer Brücke durchgeführt werden müssen.

Das Brückenklappverfahren ist aufgrund der ökologischen Verhältnisse des Standorts, der sich

Bild 13.19: Visualisierung der Wildüberführung über die Koralmbahn (Visualisierung: Zechner & Zechner, Wien)

mitten im Naturschutzgebiet Natura 2000 befindet, eine optimale Lösung für die Errichtung der Brücke. Während des ganzen Bauvorganges ist nur ein Eingreifen in die Natur im Bereich der Pfeiler und der Widerlager erlaubt. Um diese Bedingungen zu erfüllen, standen drei Baumethoden zur Verfügung: Freivorbau, das Einschieben einer Stahlbrücke und das Brückenklappverfahren. Die mittels Brückenklappverfahren entworfene Brücke überzeugte durch ihre Schlankheit, siehe den Vergleich mit der rot markierten Stahl-Beton-Verbundbrücke mit einer Konstruktionshöhe von 4,60 m in Bild 13.20. Die lichte Höhe über dem Urgelände beträgt für die Brückenklappvariante ca. 8,00 m und liegt somit über der geforderten lichten Höhe für Hochwild von 5,00 m. Zusätzlich konnte gezeigt werden, dass die Klappbrückenvariante nur 70 % der Stahl-Beton-Verbundbrücke kosten würde. Bei dem Brückenentwurf unter Anwendung des Brückenklappverfahrens wurden die Widerlager und die Achse der Mittelpfeiler im Vergleich zu der Stahl-Beton-Verbundbrücken-Variante um 30 ° gedreht, um die Brücke besser an den Verlauf des Flusses anzupassen, siehe hierzu Bild 13.20.

Der Bauablauf spielt bei dem Entwurf von Brücken, die mittels des Brückenklappverfahrens gebaut werden, eine wesentliche Rolle. Er ist in Bild 13.21 dargestellt. Um das Gewicht der während der Klappvorganges bewegten Elemente so klein wie möglich zu halten, wurden die Druckstreben und die Brückenträger aus dünnwandigen Fertigteilelementen geplant. Durch die Verwendung von Fertigteilelementen werden einerseits ein schneller Bauablauf gewährleistet, anderseits das Gewicht der Elemente minimiert und, da die Fertigteile als verlorene Schalung wirken, die Baukosten reduziert. Die dünnwandigen Druckstreben und Brückenträger werden während der Bauphasen unterschiedlich belastet und müssen somit auf alle Belastungen dimensioniert werden, wodurch sich die Schlankheit der einzelnen Elemente ergibt.

Die ersten Bauphasen der Lafnitz- und Lahnbachbrücken unterscheiden sich keineswegs von einem herkömmlichen Brückenbauprojekt. Es werden die Gründung hergestellt und Fundamente, Widerlager wie auch Pfeiler betoniert. Da es sich bei den Lafnitz- und Lahnbachbrücken um Brücken mit niedrigen Pfeilern handelt, muss für den Klappvorgang ein Hilfspfeiler errichtet werden. Im Anschluss können die Druckstreben (Bild 13.21, Bauphase 1) und die Brückenträger (Bauphase 2 in Bild 13.21) montiert werden. Die Druckstreben bestehen aus Doppelwandelementen mit einer Wandstärke von 70 mm und Seitenwänden mit einer Wandstärke von 100 mm. Die Trogquerschnitte der Brückenträger (Stege des Plattenbalkens) bestehen aus 70 mm dicken Fertigteilen, die durch eine 120 mm dicke Bodenplatte verbunden werden. Aus transport- und platztechnischen Gründen bestehen die 35,50 m langen Brückenträger aus zwei Teilen mit Längen von 19,00 m und 16,50 m, die mittels hochfestem Mörtel und vier Monolitzen verbunden werden (Bild 13.21).

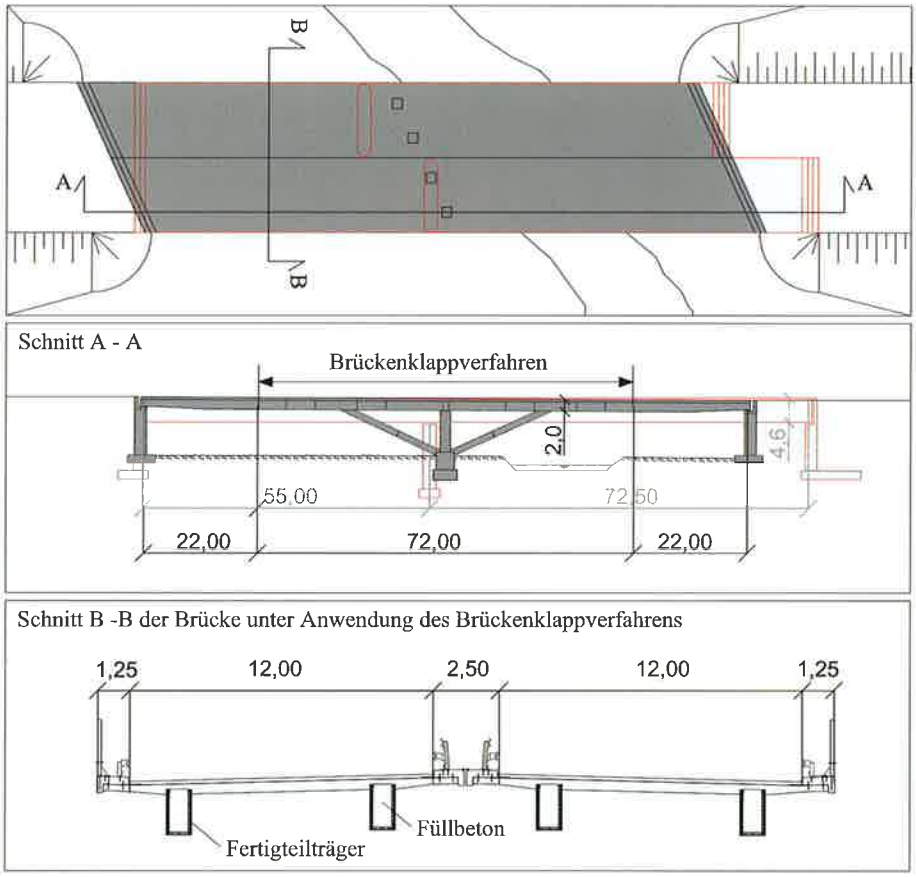


Bild 13.20: Vergleich der Brückenentwürfe für die Lafnitz-Brücke, einerseits bei Anwendung des Brückenklappverfahrens und andererseits für eine Stahl-Beton-Verbundbrücken-Variante (rot dargestellt)

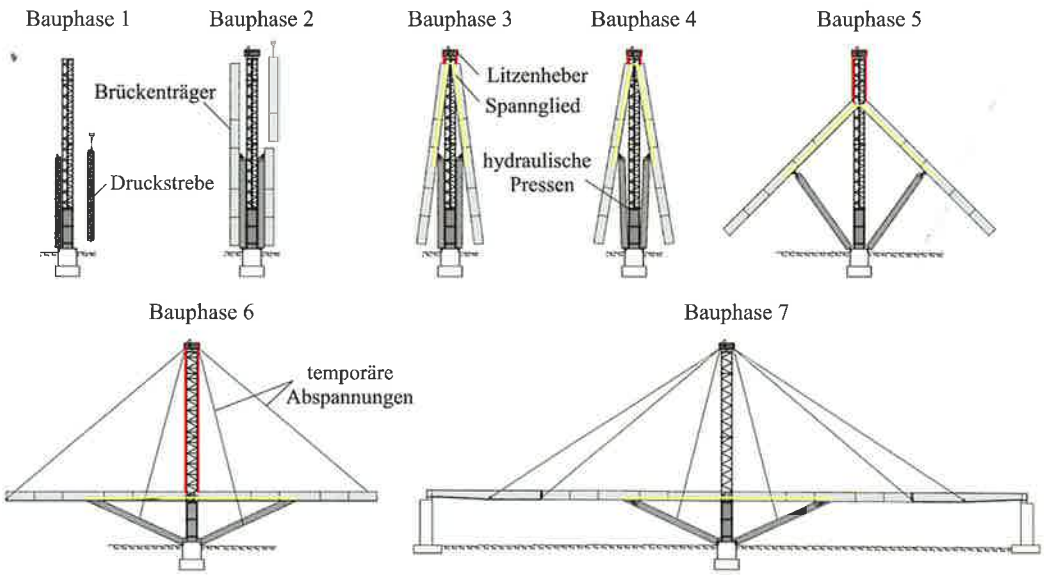


Bild 13.21: Bauphasen für die Lafnitz- und Lahnbachbrücken

Bild 13.22: Großversuch für die Ausführung der S7-Brücken: Brücke in Bauphase 2 (Foto: TU Wien)

Für den Klappvorgang ist die Verbindung der zwei Brückenträger an der Spitze eine Voraussetzung. Die Verbindung wird mittels eines Spanngliedes, bestehend aus 16 Monolitzen, hergestellt (Bild 13.21, Bauphase 3, Monolitzen in Gelb dargestellt). Um den Klappvorgang zu initiieren, ist das Aufbringen einer kleinen Horizontalkraft von Nöten. Zwei hydraulische Pressen, die am Brückenpfeiler angebracht werden, setzten das Aufklappen mit einer Kraft von 20 kN in Gang (Bauphase 4). Das Klappverfahren kann nun, mit Hilfe von Litzenhebern, kontrolliert durchgeführt werden (Bauphase 5, Litzenheber in Rot dargestellt).

Nachdem die Brückenträger ihre Endposition erreicht haben, können sie mittels der Spannglieder eingerichtet und die Knoten Druckstrebe-Brückenträger und Brückenträger-Pfeiler mit Ortbeton ausgefüllt werden. Temporäre Abspannungen werden angebracht und der Knoten Druckstrebe-Pfeiler ausbetoniert (Bauphase 6 in Bild 13.21), bevor die fehlenden Teile des Brückenträgers, die ebenfalls aus im Werk vorgefertigten Elementen bestehen, eingehoben werden (Bauphase 7). Das Ausbetonieren des nun durchlaufenden Brückenträgers erfolgt schichtweise. Ist der Beton ausgehärtet, können die Abspannungen gelöst, der Hilfspfeiler abgebaut werden und die Konstruktion der nächsten Klappbrücke (nachfolgender Steg des Plattenbalkens) beginnen. Es müssen insgesamt vier Klappvorgänge durchgeführt werden. Die Bauphasen 1 bis 7 werden für alle vier Klappvorgänge gleich ausgeführt. Im Anschluss kann die Fahrbahnplatte mit einem Verbundschalwagen betoniert werden.

Das Rotieren der dünnwandigen Trogquerschnitte, die unterschiedlichen Spannvorgänge, das Ausbetonieren der Trogquerschnitte, die Umlagerund der Vorspannung von den dünnwandigen Trogquerschnitten auf den Füllbeton, das Betonieren der Fahrbahnplatte und alle Belastungen, die auf die fertige Brücke einwirken, spielen eine wichtige Rolle bei der Dimensionierung der genauen Abmessungen der einzelnen Elemente.

13.4.3 Großversuche und Weiterentwicklung für die Anwendung von Fertigteilen im Brückenbau

Um die Machbarkeit und das Verhalten von dünnwandigen vorgespannten Trägern zu untersuchen, wurden aufbauend auf den Entwürfen für die Brücken der S7 Großversuche durchgeführt. Einer der Großversuche entsprach einem Klappvorgang der Lafnitzbrücken im Maßstab 1:0,7. Die Druckstreben und Brückenträger bestanden wie bei den S7-Brücken aus dünnwandigen Fertigteilen, wobei die 25,00 m langen Brückenträger eine Höhe von 1,26 m und eine Breite zwischen 0,70 m und 1,40 m hatten. Die Verbreiterung der Träger wurde wie auch bei den S7-Brücken bei der Verbindung mit der Druckstrebe ausgeführt, siehe Bild 13.22. Die Wandstärken der Fertigteile und die Bodenplatten der Brückenträger entsprachen den Abmessungen der S7-Brücken mit 70 mm und 120 mm.

Die Montage der Brückenelemente wie auch das Brückenklappverfahren wurden wie das der geplanten S7-Brücken, mit der Ausnahme der Verwendung von zwei Mobilkränen, anstatt der Litzenheber für der Absenkvorgang (siehe Bild 13.23), durchgeführt. Insgesamt dauerte der Aufbau und Klappvorgang vier Tage, siehe Bild 13.24. Im Gegensatz zu den S7-Brücken wurden die Brückenträ-

Bild 13.23: Großversuch für die Ausführung der S7-Brücken: Brücke in Bauphase 5 (Foto: TU Wien)

Bild 13.24: Fertiggestellter Großversuch für die Ausführung der S7-Brücken (Foto: TU Wien)

ger des Großversuchs nicht ausbetoniert. Lediglich der Knoten, der beide Brückenträger mit dem Pfeiler verbindet, wurde aus Steifigkeitsgründen mit Beton ausgegossen. Es konnte bewiesen werden, dass das Brückenklappverfahren schnell und effizient ausführbar ist und dass alle Konstruktionsdetails, die für das Klappverfahren von Wichtigkeit sind, funktionieren.

Zusätzlich zu den 1:07-Großversuchen wurden einzelne Fertigteilträger zur praxisnahen Erprobung zahlreichen Belastungstests unterzogen. Die Herstellungsverfahren für trogförmige Fertigteilträger wurden ebenfalls untersucht. Einerseits wurde der Querschnitt aus Elementdecken zusammengesetzt, wie es auch bei den 1:0,7-Großversuchen der Brückenklappverfahrens der Fall war, andererseits wurde versucht, durch die Verwendung von Doppelwandelementen den Vorfertigungsgrad weiter zu erhöhen. Es konnte gezeigt werden, dass mit beiden Varianten wirtschaftlich Fertigteilträger hergestellt werden können [14, 15].

Der aus Fertigteildecken hergestellte, trogförmige Träger wurde nach der Fertigung ausbetoniert. Um die Belastung des Füllbetons aufnehmen zu können, musste der Träger stufenweise, je nach Menge des Füllbetons, vorgespannt werden. Neben einer ausführlichen Dokumentation des Verhaltens der Fertigteilträger während des Vorspann- und Füllvorgangs wurde eine Langzeitmessung durchgeführt, um die Kriechverformungen der hoch vorgespannten Fertigteile und die Umlagerung der Vorspannkraft in den Füllbeton feststellen zu können.

Um das Verbundverhalten zwischen Fertigteil und Füllbeton und die Schubtragfähigkeit bei unterschiedlicher Verbügelung zu untersuchen, wurde der ausbetonierte Träger Torsionsbelastungen ausgesetzt.

Das Stabilitätsverhalten der dünnwandigen Fertigteilträger wurde bei einem weiteren Versuch an einem 30 m langen, aus Doppelwandelementen bestehenden und aus vier 7,50 m langen Einzelstücken zusammengesetzten Träger untersucht. Die dünnwandigen Fertigteilträger müssen hoch vorgespannt werden, um die Belastung des Füllbetons aufnehmen zu können. Um Aussagen über den Grenzwert der zulässigen Druckspannung treffen zu können und um ein örtliches Stabilitätsversagen bei hohen Druckspannungen auszuschließen, wurde an diesem Versuchsträger ein zentrischer Druckversuch durchgeführt. Mit diesem Versuch konnte gezeigt werden, dass das Versagen der Trägers durch das Erreichen der Betonfestigkeit und nicht durch ein Stabilitätsversagen ausgelöst wird.

Da das Brückenklappverfahren für Brücken mit Spannweiten bis zu 250 m angedacht ist, wurden auch größere Kastenquerschnitte aus dünnwandigen Fertigteilen entworfen, hergestellt und getestet [16]. Im Rahmen von unterschiedlichen Forschungsprojekten wurden mehrere Brücken mit unterschiedlichen Spannweiten, Querschnitten und Pfeilerhöhen entworfen. Die durchgeführten Großversuche lieferten wertvolle Erkenntnisse, um Montagearbeiten optimieren und konstruktive Details verbessern zu können.

Projektdaten:

Auftraggeber:
ASINAG BAU MANAGEMENT GmbH
Entwurf und Berechnung:
TU Wien und Kollegger GmbH
Planung:
Schimetta Consult ZT GmbH
Unterstützung des Forschungsvorhabens:
Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke, ASFINAG, ÖBB Infrastruktur AG, Franz Oberndorfer GmbH & Co KG

13.5 Schlusswort

Die Verbesserung der Dauerhaftigkeit und die Reduzierung von Baukosten sind die zwei Hauptziele der drei vorgestellten Forschungsprojekte. Im Zuge von mehreren Forschungsvorhaben wurden die Brückenbaumethoden zur praxisnahen Erprobung zahlreichen Belastungstest und numerischen Simulationen unterzogen. Durch die Entwicklung eines Bauverfahrens für Brücken ohne Betonstahlbewehrung und die konsequente Verwendung von Hochleistungsbeton in industriell hergestellten dünnwandigen Betonfertigteilträgern konnten Bauverfahren entwickelt werden, die eine höhere Dauerhaftigkeit im Vergleich zu den bisher verwendeten Bauverfahren gewährleisten.

Im Fall der ersten vorgestellten Baumethode konnte gezeigt werden, dass bei dem Einsatz von Vorspannung ohne weitere schlaffe Bewehrung im Brückenbau alle Anforderungen in Bezug auf die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit erfüllt werden. Die Dauerhaftigkeit der Brücke hängt nur von der Dauerhaftigkeit des Betons ab, wenn die Korrosion der Bewehrung

verhindert werden kann. Keine zusätzliche Bewehrung ist für den Bau von vorgespannten Brücken notwendig, wenn Spannglieder mit nachträglichem Verbund in Kunststoffhüllrohren und abgedichteten Verankerungen verwendet werden. Das Bauverfahren für Betonbrücken ohne Betonstahlbewehrung fand seine erste Anwendung bei der Egg-Graben-Brücke und wurde 2014 mit dem fib Award for Outstanding Structures ausgezeichnet.

Der vorliegende Beitrag zeigt mittels des zweiten vorgestellten Projektes, dass PFHC eine wirtschaftliche Alternative zu den konventionellen Schalenbauverfahren darstellt, mit der Material und Arbeitszeit gespart werden können. Die als Bewehrung verwendeten Stahlseile entsprechen den Anforderungen einer guten Krümmbarkeit, guten Verbundeigenschaften und einer hohen Bruchdehnung, sodass die einzelnen Elemente entsprechend verformt werden können. Anhand der bereits durchgeführten Großversuche wurde gezeigt, dass das Verfahren auch baupraktisch umsetzbar ist. Schalen stellen nach wie vor wirtschaftliche Tragwerke dar, mit denen große Spannweiten mit geringem Materialaufwand realisiert werden können. Die neue Baumethode soll zeitgemäße Entwürfe für räumlich gekrümmte Tragwerke umsetzbar machen und die Entwicklung, Schalen wieder vermehrt in der Praxis einzusetzen, unterstützen.

Ein wesentlicher Vorteil des Brückenklappverfahrens ist die verkürzte Bauzeit und das Freibleiben des Lichtraumprofils unterhalb der Brücke während der gesamten Bauzeit. Mit den bisherigen Ergebnissen aus Großversuchen konnte gezeigt werden, dass die Herstellung der Brückenträger aus dünnwandigen vorgespannten Fertigteilen technisch möglich ist und gegenüber Ortbeton-Spannbetonträgern eine wirtschaftliche Alternative zur Errichtung von Brücken darstellt. Im Vergleich zu Stahlträgern können bei ähnlichem Hubgewicht während der Montage beträchtliche Kosteneinsparungen auf Grund der günstigeren Baustoffpreise von Beton realisiert werden. Im Rahmen des Auftrages der ASFINAG Bau Management GmbH für die S7 Fürstenfelder Schnellstraße, Fürstenfeld-Heiligenkreuz wird die Erstanwendung des Brückenklappverfahrens bei den Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach erfolgen.

Danksagung

Die Autoren danken der Österreichischen Forschungförderungsgesellschaft (FFG), ASFINAG, ÖBB Infrastruktur AG, Vereinigung Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke (VÖB), doka, Strabag, Porr, Alpine, Bilfinger, Habau, Swietelsky, Holcim, Lafarge, Wopfinger, sika und Festo für die finanzielle Unterstützung und die gute Zusammenarbeit. Zusätzlich gilt ein großer Dank der Firma Schimetta Consult GmbH für die Zusammenarbeit bei der Planung der S7-Brücken, der Firma baucon ZT für die Zusammenarbeit bei der Planung der Egg-Graben-Brücke und der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG für die Unterstützung bei der Durchführung der Großversuche und die Bereitstellung des Areals für die Großversuche.

13.6 Literaturverzeichnis

[1] Bruschetini-Ambro, Z.: Betontragwerke ohne Bewehrung aus Betonstahl. Dissertation Technische Universität Wien, 2008

[2] Billington, D. P.: Robert Maillart und die Kunst des Stahlbetonbaus. Verlag für Architektur Artemis, 2005

[3] Marti, P.; Monsch, O.; Schillig, B.: Ingenieur-Betonbau. Gesellschaft für Ingenieurbaukunst, 2005

[4] ÖNORM EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Ausgabe 08/2004

[5] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ausgabe 2005

[6] Berger, J.: Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag. Dissertation, Technische Universität Wien, 2012

[7] Fédération international du béton (fib): 2014 fib Awards for Outstanding Concrete Structures. International Federation of Structural Concrete, Lausanne, 2014

[8] Kromoser, B.: Pneumatisches Verformen von ausgehärtetem Beton – die Errichtung von Betonschalen aus ursprünglich ebenen Platten. Dissertation, Technische Universität Wien, 2015

[9] Kromoser, B.; Kollegger, J.: Herstellung von Schalentragwerken aus Beton mit der "Pneumatic Wedge Method" – Ein neues Bauverfahren für den Bau von zweifach gekrümmten Betonflächen. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 8, S. 557-565

[10] KROMOSER, B.; KOLLEGGER, J.: Application areas for pneumatic forming of hardened concrete. Submitted to the Journal of the International Association for Shell and Spatial structures (IASS), 2014.

[11] KROMOSER, B.; KOLLEGGER, J.: Pneumatic forming of hardened concrete – building shells in the 21st century. Submitted to Structural Concrete (Journal of the fib), 2014.

[12] GMAINER, S.: Brückenklappverfahren – Untersuchungen zur Entwicklung eines praxistauglichen Bauverfahrens. Dissertation, Technische Universität Wien, 2011

[13] KOLLEGGER, J.; FOREMNIAK, S.; SUZA, D.; WIMMER, D.; GMAINER, S.: Building Bridges using the balanced lift method. Structural Concrete 15 (2014) 3, S. 281-291

[14] WIMMER, D.: Dünnwandige Beton-Fertigteilträger im Brücken- und Ingenieurbau. BFT International 79 (2013) 8, S. 44-51

[15] WIMMER, D.; KLEISER, M.: Precast Reloaded – Fertigteile im Brückenbau wieder im Vormarsch. Schriftenreihe der ASFINAG 7 (2012), S. 19-26

[16] FOREMNIAK, S.: Bridge girders out of hollow wall elements and ultra-thin precast elements. In: Bastien, J.; Rouleau, N.; Fiset, M.; Thomassin, M. (Hrsg.): Proceedings of the 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering am 21.07.2014 in Quebec, Quebec: Université Laval Québec, 2014, S. 297-301