

F 3009

Matthias Pahn, Arnaud Pavis d'Escurac

Tragverhalten von schlanken Sandwichelementen mit GFK-Verbindungsmitteln unter Vertikallast



Fraunhofer IRB Verlag

 \mathbb{R}

F 3009

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2017

ISBN 978-3-7388-0073-9

Vervielfältigung, auch auszugsweise, nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69 70504 Stuttgart

Nobelstraße 12 70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00 Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung



Zukunft BAU

BAUINGENIEURWESEN Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn

Paul-Ehrlich-Straße 67663 Kaiserslautern Gebäude 14, Zimmer 570 Telefon (0631) 2 05 - 3083 Telefax (0631) 2 05 - 35 55 e-mail: matthias.pahn@bauing.uni-kl.de

"Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert. (Aktenzeichen: II 3-F20-12-1-039 / SWD -10.08.18.7 -13.24)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor".

Projekt: Tragverhalten von schlanken Sandwichelementen mit GFK- Verbindungsmitteln unter Vertikallast

Projektleiter:Prof. Dr.-Ing. Matthias PahnSachbearbeiter:Dipl.-Ing. Arnaud Pavis d'Escurac, M. Eng.

Datum: 26. Februar 2016

Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn

Gefördert durch:



Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung

Inhaltsverzeichnis

Dieser Bericht umfasst 87 Seiten.

Dipl.-Ing. Arnaud Pavis d'Escurac, M.Eng.





Endbericht zum Forschungsprojekt: Seite 2 von Tragverhalten von schlanken Sandwichelementen mit GFK- Verbindungsmitteln unter Vertikallast					von	87
1.	Einleit	ung				4
2.	Umfa	ng des Forschungsprojektes				4
3.	Stabil	tätsversuche				5
	3.1.	Versuchsprogramm				5
	3.1.1.	Hauptprogramm				5
	3.1.2.	Nebenprogramm				6
	3.2.	Herstellung der Versuchskörper				7
	3.2.1.	Versuchskörper 2 bis 9				7
	3.2.2.	Versuchskörper 10 und 11				8
	3.2.3.	Versuchskörper 12				9
	3.3.	Versuchsstand und Messtechnik				11
	3.3.1.	Versuchsaufbau				11
	3.3.2.	Messtechnik				13
4.	Versu	chsdurchführung und Versuchsergebnisse				17
	4.1.	Hauptprogramm				17
	4.1.1.	Referenzversuchskörper: Tragschale				17
	4.1.2.	Versuchskörper mit einer 6 cm dicken Dämmschicht aus Styropor				20
	4.1.3.	Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styropor				22
	4.1.4.	Versuchskörper mit einer 20 cm dicken Dämmschicht aus Styropor				24
	4.1.5.	Versuchskörper mit einer 6 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur				27
	4.1.6.	Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur				29
	•	Versuchskörper 6 a				29
	•	Versuchskörper 6 b				30
	4.1.7.	Versuchskörper mit einer 20 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur				32
	4.1.8.	Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styropor und	TA-D			33
	4.1.9.	Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur und	TA-D			35
	4.1.10	. Versuchskörper ohne Dämmung				38
	4.1.11	. Versuchskörper ohne Dämmung mit TA-D				39
	4.1.12	. Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur u	nd Gitter	trägern	1	41
	4.2.	Nebenversuchsprogramm				42
5.	Ausw	ertung der Versuche				44
	5.1.	Nebenversuchsprogramm				44
	5.1.1.	Mögliche Versagensarten eines druckbeanspruchten Traggliedes				44
	Das Fo	orschungsprojekt beschäftigt sich mit dem Tragverhalten von schlanken Sa	ndwichel	emente	en.	44
	Drei V	ersagensarten von Betonbauteilen unter Normalkraft sind zu unterscheide	en:			44

Wird ein ideal gerader Stab einer Druckkraft ausgesetzt, steigt die aufgenommene Kraft in einer stabilen Form ohne Querverformung bis zum Erreichen der Verzweigungslast (auch Knicklast genannt). Bei dieser Last, die von Euler in Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen, den Stababmessungen und -Eigenschaften definiert wurde, tritt Stabilitätsversagen auf. Die Knicklast für einen beidseitig gelenkig gelagerten Stab ist gleich: 44

In der Realität existiert aber kein perfekter Druckstab, sondern es treten immer Exzentrizitäten auf, die eine reine Druckbeanspruchung ausschließen und eine kombinierte Beanspruchung (Moment und Normalkraft) hervorrufen. An der Stelle müssen zwei Fälle unterschieden werden. 45

Ist das Bauteil nicht schlank oder nur mäßig schlank, wird ein Querschnittsversagen eintreten. Es findet zum Beispiel ein Versagen der Betondruckzone statt oder die Bewehrung fließt auf der Zugseite. In diesem Fall handelt es sich nicht um ein Stabilitätsversagen (siehe (Wommelsdorf, 2012)). 45

Ist das Bauteil sehr schlank, versagt es, ohne dass seine Querschnittsgrenzen ausgeschöpft werden. Nach dem Erreichen der Traglast ist ein abfallender Ast zu beobachten, der einer Steifigkeitsabnahme des Querschnitts entspricht. In diesem Fall ist wieder von einem Stabilitätsproblem zu sprechen, obwohl eigentlich keine Verzweigung des Lastpfades vorhanden ist (siehe (Wommelsdorf, 2012)). 45

5.1.2.	Eigenschaften der getesteten Tragschalen	45
5.1.3. Theorie	Dehnungs- und Spannungsverläufe im Querschnitt und Aussage über die Exzentrizität r I. Ordnung	1ach 50
5.1.4.	Momenten-Krümmungslinie	53
5.1.5.	Nachrechnung	55
5.2. H	lauptversuchsprogramm	58
5.2.1. (Kernsc	Nachrechnung bis zur Rissbildung in der Vorsatzschale am Beispiel des Versuchskörpers hicht bestehend aus 14 cm Styropor mit horizontalen Thermoankern)	Nr.6 58
5.2.2.	Aufstellung der Differentialgleichungen zur Beschreibung des Sandwichtragverhaltens r	nach

Theo	prie 2. Ordnung unter in die Tragschale zentrisch eingeleiteter Druckbeanspruchung	65
5.3.	Vergleich zwischen der alleinstehenden Tragschale und den Sandwichwandstreifen	72
5.4.	Prinzipielles Tragverhalten	75
5.5.	Einfluss des Dämmstofftyps auf die Versagenslast	78
5.6.	Einfluss der Steifigkeit der Kernschicht auf die Versagenslast	78
5.7.	Beanspruchungen der Betonschalen	79
5.8.	Traganteile	81
5.9.	Biegelinien	83
5.10.	η-μ Diagramme und Nachrechnung	84

Die Normalkraft-Momenten-Verläufe der Sandwichelemente sind dem Verlauf der alleinstehenden Tragschale ähnlich. Jedoch fehlen die Querschnittstragfähigkeiten, um eine Umhüllung der Ergebnisse zu ermöglichen. Stamm und Witte können für Sandwichwände mit dicken Schalen eine Knicklast definieren. Dafür gehen sie aber davon aus, dass die Last am Schwerpunkt des Sandwichquerschnitts angreift, was hier nicht der Fall ist. Es existiert also kein Verzweigungsproblem, wie in Bild 95 zu sehen. Nur bei dem theoretischen Fall einer extrem schubweichen Kernschicht könnte eine theoretische Knicklast definiert werden. Diese würde der nach Euler definierten Knicklast entsprechen. 84

6.	Zusammenfassung und Ausblick	85
7.	Literaturverzeichnis	86
8.	Anhang	87

1. Einleitung

Im Hoch- und Industriebau werden zunehmend Sandwichwände als Außenwandbauteile eingesetzt. Diese erreichen oft hohe Schlankheiten und gelten dann nach (Eurocode 2, 2011) als stabilitätsgefährdet. Jedoch darf die stabilisierende Wirkung der Vorsatzschale und der Kernschicht bei der Nachweisführung nach Theorie 2. Ordnung nicht berücksichtigt werden. Die Verbindung von Trag- und Vorsatzschale erfolgte in den letzten Jahrzehnten traditionell durch Verbindungsmittel aus Stahl. Diese werden aber immer häufiger durch Verbindungsmitteln aus glasfaservertärktem Kunststoff (GFK) in der Fertigteilindustrie ersetzt, weil deren Wärmeleitfähigkeit (λ =5 W/mK) deutlich geringer ist als die von Edelstahl (λ =40-60 W/mK). Somit stellt diese neue Generation von Verbindungsmitteln eine energieeffiziente Lösung dar, indem sie die Wärmebrücken durch die Kernschicht minimiert.

Der folgende Bericht beschreibt die durchgeführten Arbeiten und die erzielten Ergebnisse zum Forschungsprojekt "Tragverhalten von schlanken Sandwichelementen mit GFK-Verbindungsmitteln unter Vertikallast". Die Bearbeitung erfolgte in dem Zeitraum von Juli 2013 bis Juli 2015.

2. Umfang des Forschungsprojektes

Der Einfluss der Vorsatzschale und der Kernschicht auf das Tragverhalten der Tragschale darf bei statischen Berechnungen von Sandwich- und Doppelwänden mit innenliegender Wärmedämmung zum jetzigen Zeitpunkt nicht berücksichtigt werden. Das Ziel dieses Forschungsprojektes war es deshalb, den Einfluss der Vorsatzschale und der Kernschicht auf die Tragfähigkeit der Sandwich- und Doppelwand mit GFK-Verbindungsmitteln zu untersuchen (siehe Bild 1).

Dabei sollte ein besseres Verständnis für das Zusammenwirken der einzelnen Schichten auf unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus gewonnen werden. In diesem Zusammenhang wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm an Großbauteilen durchgeführt. Die Dokumentation und eine umfangreiche Auswertung des Versuchsprogramms sind in diesem Bericht enthalten. Die Ergebnisse werden ausgewertet und zukünftiger Forschungsbedarf wird aufgezeigt.



Bild 1: Querschnitt einer Sandwichwand

3. Stabilitätsversuche

- 3.1. Versuchsprogramm
- 3.1.1. Hauptprogramm

Die hohe Anzahl an Parametern erfordert eine Einschränkung der variierenden Parameter in dem nachfolgend dargestellten Versuchsprogramm. Variationen erfolgten für:

- die Dämmungsdicke (60,140 und 200 mm)
- den Dammstofftyp (-, EPS, XPS)
- die Art des Verbindungsmittels (TA-H,TA-H + TA-D, Gitterträger)

Somit erfolgte eine realistische Wahl der Randbedingungen. Es werden 13 Versuchskörper hergestellt, zu denen Pläne im Anhang (siehe Kapitel 8) zu finden sind und deren Eigenschaften in Tabelle 2 zusammengefasst sind. Die Tragschale wird 2-lagig mit Lagermatten Q335 A bewehrt. Wenn der Aufbau des Probekörpers eine Vorsatzschale beinhaltet, wird diese einlagig mit einer Lagermatte Q335 A bewehrt.

Der Versuchskörper 6a wird als erster getestet, um den Versuchsaufbau zu prüfen.

Der Versuchskörper Nummer 1 ist der Referenzversuchskörper. Er besteht lediglich aus der Tragschale (0,8 m × 4,2 m × 0,1 m) der sonst hergestellten Sandwichwandstreifen. Die Ermittlung des Effekts der Vorsatzschale und der Kernschicht auf die Tragschale erfolgt durch den Vergleich zwischen dem Versuchskörper Nr. x mit $2 \le x \le 12$ und dem Versuchskörper Nr.1.

Die Versuchskörper 2 bis 9 sind mit EPS (Styropor) oder mit XPS (Styrodur) gedämmte Sandwichwandstreifen. Die eingesetzten GFK-Verbindungsmittel sind horizontale (TA-H) und diagonale (TA-D) Combar Thermoanker der Firma Schöck (Zulassung Z-21.8-1894). In der Praxis dürfen die diagonalen Thermoanker nur in Verbindung mit den horizontalen Thermoankern zur Halterung von frei hängenden Vorsatzschalen verwendet werden. Während die Dämmungsdicke variiert (60, 140 und 200 mm), bleiben die Tragschalen- und die Vorsatzschalendicken konstant. Bei einer Dicke von 100 mm beträgt die Schlankheit λ der Tragschale 145,5. Dieser Wert befindet sich weit außerhalb des zulässigen Bereichs ($\lambda \le 80$) für den Einsatz des Combar Thermoankers nach Zulassung Z-21.8-1894. Versuchstechnische Gründe machen diese Wahl erforderlich: Die Versagenslasten müssen bei Werten unterhalb von 2 MN liegen, um den Einsatzbereich der Kraftmessdose nicht zu überschreiten.

Die unbekannten Alterungsprozesse des Dämmstoffs, das heißt die Entwicklung seiner mechanischen Eigenschaften während der Nutzungsdauer des Bauwerks, sprechen zur Zeit noch gegen die Berücksichtigung des Dämmstoffs in statischen Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die Versuchskörper 10 und 11 werden ohne Dämmstoff hergestellt, um die Wirkung der Verbindungsmittel allein ermitteln zu können.

Der Versuchskörper Nummer 12 wurde mit Stahlgitterträgern und Styrodur ausgeführt. Die Steifigkeit der Kernschicht ist bei diesem Versuchskörper die höchste.

Die Tragschalen werden zentrisch beansprucht, um die Aufnahme von vertikalen Dachlasten abzubilden. Die Versuchsreihe zielt auf eine perfekte Einleitung der Kräfte in Bezug auf die Tragschale ab und soll die möglichen Exzentrizitäten nicht berücksichtigen. Das Versuchsprogramm wird in der Tabelle 1 zusammengefasst.

Versuchs-	Tragschale		Kernschicht		Vorsatzschale	
körper Nr.	Dicke [mm]	Dicke [mm]	Dämmstofftyp	Verbindungsmittel	Dicke [mm]	
1	100	-	-	-	-	
2	100	60	EPS	TA-H	70	
3	100	140	EPS	TA-H	70	
4	100	200	EPS	TA-H	70	
5	100	60	XPS	TA-H	70	
6a	100	140	XPS	TA-H	70	
6b	100	140	XPS	TA-H	70	
7	100	200	XPS	TA-H	70	
8	100	140	EPS	TA-H + TA-D	70	
9	100	140	XPS	TA-H + TA-D	70	
10	100	140	-	TA-H	70	
11	100	140	-	TA-H + TA-D	70	
12	100	140	XPS	Gitterträger	70	

Tabelle 1 : Versuchsprogramm

Tabelle 2 : Materialeigenschaften der Probekörper

Versuchs Bet		Be	toneigenschaften		Dämmstoffeigenschaften				
		Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit	E-Modul	Dicko [mm]	Tun	E-Modul	Schermodul	
körper		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		тур	[kPa]	[kPa]	
1		35,17	2,56	22314	-	-			
2		35,81	2,45	22233	60	EPS	2614,24	2574,15	
3		24,87	2,11	20624	140	EPS	3363,57	1943,01	
4		29,17	2,21	19813	200	EPS	2717,72	1868,78	
5		35,81	2,45	22233	60	XPS	6854,50	4992,56	
6		24,87	2,11	20624	140	XPS	19296,71	5923,73	
7		29,17	2,21	19813	200	XPS	22516,03	6520,05	
8		38,09	2,24	19607	140	EPS	3811,77	1943,01	
9		24,87	2,11	20624	140	XPS	20766,48	5923,73	
10	T.S.	40,64	2,28	19607	140		-	-	
10	V.S.	33	2,4	20500	140	-			
11	T.S.	33	2,4	20500	140				
11	V.S.	35,81	2,45	22233		-	-	-	
10	T.S.	40,64	2,28	19607	140	140	VDC	22061 44	5000 70
	V.S.	32,76	2,4	20629		AP 3	22001,41	0920,13	

3.1.2. Nebenprogramm

Aufgrund der hohen Parameteranzahl und der hohen Kosten von Großversuchskörpern wird in der Versuchsreihe, die in 3.1.1 dargestellt wurde, pro Sandwichwandkonfiguration nur ein Probekörper getestet. Diese Versuchsreihe kann also keinen Ausblick auf die Streuungsanfälligkeit einer bestimmten Sandwichwandkonfiguration geben. Es könnte höchstens eine allgemeine Information zur Streuung der Ergebnisse durch den Vergleich zwischen Probekörpern, die sich nur durch einen Parameter unterscheiden (z. B. die Dämmungsdicke), gewonnen werden. Dafür müsste aber von einem bestimmten Einfluss des Parameters ausgegangen werden können (z. B.: linearer Verlauf der Traglast in Abhängigkeit von der Dämmungsdicke). Um die Verwertbarkeit der Ergebnisse sicherzustellen, sollte eine große Streuung der Ergebnisse jedoch ausgeschlossen werden können.

Die Streuung der Ergebnisse kann aus verschiedenen Faktoren resultieren wie in Bild 2 dargestellt: unterschiedliche Materialeigenschaften, unterschiedliche Geometrie der Probekörper, Versuchseinrichtung.



Bild 2 : Maßgebende Streuungsfaktoren

Das erste Ziel des Nebenprogramms ist es anhand von drei identischen Versuchskörpern zu bestimmen, in welchem Maß die Ergebnisse streuen und somit festzustellen, wie aussagekräftig die Ergebnisse der Hauptversuchsreihe sind. Das Ausmaß des Einflusses der Versuchseinrichtung ist interessant, um herauszufinden, ob an dieser Stelle eine Verbesserung erforderlich ist. Es wurden drei Versuchskörper, die identisch zu dem Versuchskörper Nr. 1 in Tabelle 1 sind, getestet. Bei diesen existieren weniger Möglichkeiten für Unterschiede in den Materialeigenschaften untereinander (kein Dämmstoff und kein Verbindungsmittel, deren Eigenschaften streuen könnten). Dies soll es ermöglichen, den Einfluss der Versuchseinrichtung dominieren zu lassen.

3.2. Herstellung der Versuchskörper

3.2.1. Versuchskörper 2 bis 9

Die Herstellung der Versuchskörper fand im Labor der TU Kaiserslautern statt. Für die Versuchskörper 2 bis 9 erfolgte sie im sogenannten Nass-in-Nass-Verfahren, welches in Bild 3 dargestellt wird. Dieses Verfahren gehört zu den in Fertigteilwerken angewendeten Herstellungsprozessen, wie in (Zulassung Thermoanker, 2015) dargestellt. Die verschiedenen Schichten des Sandwichwandstreifens wurden dabei liegend hergestellt. Durch die Eigenlast der Tragschale werden die Verbundeigenschaften zwischen dem Dämmstoff und dem frischen Beton der Trag- und Vorsatzschale verbessert. Die Herstellung der Sandwichwand erfolgte ohne Unterbrechung.



Bild 3: Herstellungsprozess der Versuchskörper 2 bis 9

3.2.2. Versuchskörper 10 und 11

Die Herstellung der Versuchskörper Nummer 10 und 11 erfolgte nicht im Nass-in-Nassverfahren und wurde über den Zeitraum von drei Tagen durchgeführt. Zunächst wurde die Tragschale mit eingebauten Verbindungsmittel betoniert. Drei Tage später wurde die Vorsatzschale betoniert und die gehärtete Tragschale mit den eingebauten Verbindungsmittel in diese eingebracht. Die Vorgehensweise wird in Bild 5 erläutert. Von Nachteil ist bei dieser Herstellungsweise, dass die Vorsatzschale nach dem Einbringen der Tragschale nicht verdichtet werden kann. Das Verbindungsmittel hat zu einem kegelförmigen Eindrücken der Betonoberfläche geführt, wie in Bild 4 zu sehen ist.



Bild 4: kegelförmige Betonoberfläche um den Thermoanker



Bild 5: Herstellungsprozess der Versuchskörper 10 und 11

3.2.3. Versuchskörper 12

Die Herstellung des Versuchskörpers Nummer 12 erfolgte ebenfalls an zwei Tagen. Zunächst wurde die Tragschale mit den beiden Gitterträgern und den Dämmstoffelementen betoniert.

Drei Tage später wurde die Vorsatzschale betoniert und die erhärtete Tragschale mit den eingebauten Gitterträgern und Dämmstoffelementen in diese eingebracht. Die Vorgehensweise wird in Bild 6 erläutert. Nachteilig bei dieser Herstellweise ist, dass der Kontakt zwischen dem Beton der Vorsatzschale sowie der Tragschale einerseits und dem Dämmstoff andererseits nicht an jeder Stelle besteht, wie in Bild 7 zu sehen. Die hohe Verarbeitbarkeit des Betons (Ausbreitmaß = 620 mm, Konsistenzklasse F5) ermöglichte eine sehr gute Umhüllung der Gitterträger in der Vorsatzschale, ohne dass diese nachgerüttelt wurde.



Bild 6: Herstellungsprozess des Versuchskörpers 12



Bild 7: Ablösung des Dämmstoffs vom Beton in der Kontaktfuge (Versuchskörper 12)

3.3. Versuchsstand und Messtechnik

3.3.1. Versuchsaufbau

In Anlehnung an die Versuche von Franz Vaessen an der Uni Essen im Jahr 1970 wurde der im Bild 8 dargestellten Versuchsaufbau entwickelt. Der Sandwichwandstreifen wird zwischen zwei Stahlträgern (siehe Position 1 in Bild 8) in Längsrichtung auf Druck belastet. Hierfür werden zwei Spannstangen (siehe Position 2 in Bild 8), die am rechten Stahlträger über zwei Muttern an diesem fixiert sind, mit Hilfe von zwei Pressen (siehe Position 3 in Bild 8) gezogen. Der linke Stahlträger ist unbeweglich, während der rechte Stahlträger frei beweglich ist. Durch das Ziehen der Spannstangen drückt letzterer auf die Tragschale des Sandwichwandstreifens. Die Krafteinleitung erfolgt über vertikale Stahlrollenlager, die eine gelenkige Lagerung an den beiden Enden sicherstellen (siehe Position 4 in Bild 8). Die Tragschale ist außerdem an ihren beiden Enden auf Kugeln gelagert (siehe Position 5 in Bild 8 und Bild 10). So kann sich im Grundriss der Sandwichwandstreifen frei verformen. Seitlich wird die Position der Tragschale mit Schrauben justiert, so dass die Lasteinleitung so zentrisch wie möglich in die Tragschale erfolgt (siehe Bild 9). In der Mitte des Versuchskörpers wird die Vorsatzschale abgestützt bis ausreichend Reibungskräfte zwischen den Stahlrollenlagern und der Tragschale vorhanden sind, damit der Versuchskörper nicht seitlich wegkippt. Erst dann wird die Abstützung entfernt und der Versuch bis zum Bruch gefahren.



Bild 8: Versuchsstand



Bild 9: Schiene mit Schrauben zur Justierung der Position des Versuchskörpers im Prüfstand



Bild 10: Lagerung der Tragschale

3.3.2. Messtechnik

Die Wegaufnehmer 7 und 8 messen die Verschiebungen in der Mitte der Tragschale in ihrer Längsrichtung (siehe Bild 11 und Bild 14). Durch Subtrahieren der Messwerte der Wegaufnehmer 7 und 8 erhält man die Stauchung der Tragschale. Die Wegaufnehmer 1 bis 6 messen die horizontalen Verschiebungen der Tragschale quer zu Ihrer Längsrichtung (siehe Bild 11 und Bild 13) und ermöglichen die Erfassung der Biegung des Probekörpers. Die Kräfte, die von den Pressen ausgeübt werden, werden von zwei Kraftmessdosen aufgenommen (siehe Bild 11 und Bild 20).





Bild 11: Lage der Kraftmessdosen und der Wegaufnehmern

Bild 12: Lage der Dehnmessstreifen auf der Betonoberfläche



Bild 13: Horizontale Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung



Bild 14: Horizontaler Wegaufnehmer zur Messung der Stauchung

Dehnungsmessstreifen werden in der Mitte von den zwei äußeren Stäben aller Bewehrungsmatten aufgeklebt (siehe Bild 15), um den Beanspruchungsgrad der Bewehrungsmatten zu ermitteln. Dehnungsmessstreifen werden außerdem auf die Betonoberfläche der Tragschale und der Vorsatzschale aufgebracht (siehe Bild 17 und Bild 12), als Kontrolle der photogrammetrischen Messwerte. Zwei Dehnungsmesstreifen befinden sich in der Mitte der Tragschale mit einem Randabstand von 10 cm. Zwei weitere Dehnungsmesstreifen wurden in der Mitte der Vorsatzschale mit einem Randabstand von 10 cm appliziert. Es werden darüber hinaus Dehnungsmessstreifen auf jeden Schräganker geklebt (siehe Bild 16), um den Beanspruchungsgrad der Anker zu erfassen.



Bild 15: Dehnungsmessstreifen auf der Bewehrung der Vorsatzschale



Bild 16: Dehnungsmessstreifen auf den schrägen Thermoankern

Die Dehnungen am Versuchskörper wurden mittig auf der oberen Seite des Versuchskörpers anhand eines photogrammetrischen Messsystems gemessen (siehe Bild 17). Dafür musste das Messfeld eigens vorbereitet werden (siehe Bild 18). Eine dünne elastische Latex-Farbschicht wird auf die Tragschale, die Dämmung und die Vorsatzschale aufgetragen. Schwarze Punkte werden dann auf die weiße Fläche aufgebracht, so dass die aus allen Punktflächen gebildete Summe der Hälfte der gesamten Messfläche entspricht. Das Messsystem verfügt über zwei Kameras, die Bilder des Messfeldes aufnehmen. Die Kameras können die schwarzen Punkte identifizieren und die Entwicklung des Abstandes zwischen den Punkten mittels der aufgenommenen Bilder messen. So können die Dehnungen im Versuchskörper ermittelt werden. Die 19 ersten Bilder wurden in einem Abstand von 40 kN aufgenommen. Ab dem 19. Bild macht das System Bilder mit einer Frequenz von 2 Hz. Ein großer Teil der Tragschale wird von der oberen Spannstange überdeckt, so dass dort keine Daten ermittelt werden können. Jedoch können die Dehnungen in der Dämmung und in der Vorsatzschale durch die Photogrammmetrie ermittelt werden. Der Beitrag von der Vorsatzschale zum gemeinsamen Lastabtrag kann also bestimmt werden.



Bild 17: Photogrammmetrie



Bild 18: Messfeld mit dem geeigneten Muster

Das schlagartige seitliche "Wegrutschen" des Versuchskörpers am Ende des Versuchs aus dem Prüfstand (siehe Bild 19) macht die direkte Beobachtung des Versuchskörpers während des Versuchs unmöglich. Unter anderem lassen sich keine Rissmessungen durchführen. Diese Tatsache verkompliziert die Auswertung der Versuchsergebnisse. Es können zwar am Ende des Versuchs die Beschädigungen (Risse, Betonabplatzungen, usw.) am Versuchskörper festgestellt werden. Die Reihenfolge, in der die verschiedenen Beschädigungen entstanden sind, kann jedoch nicht beobachtet werden. Die Prozesskette der Schäden, die zum Bruch des Versuchskörpers geführt haben, muss anhand der Messdaten festgestellt werden.

87



Bild 19: Versuchskörper am Ende des Versuchs, seitlich weggekippt

4. Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse

4.1. Hauptprogramm

4.1.1. Referenzversuchskörper: Tragschale

Der Versuchskörper Nr. 1 besteht allein aus der Tragschale, wie sie bei allen anderen Versuchskörpern vorhanden ist. Die Knickrichtung konnte hier nicht vorhergesagt werden. Die Tragschale ist letztendlich in dieselbe Richtung wie alle anderen Versuchskörper geknickt (außer Versuch Nr. 10). Bild 20 zeigt die Tragschale nach dem Versuch im Versuchsstand. Die fehlende Vorsatzschale und die daraus resultierende Unmöglichkeit, den Versuchskörper auf drei Punkten abzustützen, die nicht auf derselben Linie liegen, machen den Versuchskörper und den Stahlrollenlagern gibt, um das seitliche Kippen des Versuchskörpers zu verhindern. Deswegen hing der Versuchskörper bis zu einer Last gleich 50 kN noch am Kran. Am Ende des Versuchs, d. h. nach dem Ausknicken der Tragschale, wies die Seite, die während des Versuchs Zugspannungen ausgesetzt war, Risse auf, wie in Bild 21 zu sehen. Die Durchbiegung der Tragschale zeigt das Diagramm in Bild 22.



Bild 20: Tragschale im Versuchstand



Bild 21: Risse auf der Zugseite der Tragschale

87



Bild 22: Durchbiegung der Tragschale

4.1.2. Versuchskörper mit einer 6 cm dicken Dämmschicht aus Styropor

Am Ende des Versuchs wies die Zugseite (Vorsatzschale) Risse auf (siehe Bild 23), während auf der Druckseite (Tragschale) in der Mitte der Beton leicht zerbröselt war (siehe Bild 24). In der Dämmschicht zeigten sich Scherrisse (siehe Bild 25). An einem Ende des Versuchskörpers hat sich der Dämmstoff vom Beton in der Kontaktfuge abgelöst (siehe Bild 26). An dem anderen Ende des Versuchskörpers blieb die Kontaktfuge hingegen unversehrt.



Bild 23: Risse auf der Vorsatzschale



Bild 24: Betonabplatzungen auf der Tragschale



Bild 25: Scherrisse in der Dämmung



Bild 26: Ablösung der Kontaktfuge zwischen dem Beton und der Dämmung

4.1.3. Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styropor

Nach dem Versagen sind in der Mitte der Tragschale große Abplatzungen (siehe Bild 29) zu beobachten. Auf der Zugseite (Vorsatzschale) sind Risse zu sehen (siehe Bild 30). Die Dämmschicht weist Scherrisse auf (wie im Bild 31 zu sehen). Der Dämmstoff hat sich in der Kontaktfuge von der Vorsatzschale auf einer Seite abgelöst (siehe Bild 27). Betonabplatzungen sind neben der Lasteinleitungsstelle festzustellen (siehe Bild 28).



Bild 27: Ablösung zwischen dem Beton und der Dämmung



Bild 28: Betonbruch in der Lasteinleitungszone



Bild 29: Betonabplatzungen in der Mitte der Tragschale



Bild 30: Betonrisse in der Vorsatzschale



Bild 31: Scherrisse in der Dämmung

4.1.4. Versuchskörper mit einer 20 cm dicken Dämmschicht aus Styropor

Das Rissbild am Ende des Versuchs beschränkt sich auf feine Risse auf der Vorsatzschale (siehe Bild 32). Es gibt keine Betonabplatzungen in der Mitte der Tragschale, sondern nur einen feinen Riss (siehe Bild 35). In der Lasteinleitungszone sind Betonabplatzungen zu sehen (siehe Bild 33). Die Dämmschicht weist Scherrisse auf, wie in Bild 34 dargestellt.



Bild 32: Risse auf der Vorsatzschale

87



Bild 33: Betonbruch in der Lasteinleitungszone



Bild 34: Scherrisse in der Dämmschicht



Bild 35: Riss in der Tragschale

4.1.5. Versuchskörper mit einer 6 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur

Auf der Vorsatzschale sind am Ende des Versuchs breite Risse festzustellen (siehe Bild 39). Die Tragschale ist in der Mitte zerbröselt (siehe Bild 36). Während die Dämmschicht unversehrt blieb (siehe Bild 38), hat sich die XPS-Dämmung von dem Beton in der Kontaktfuge abgelöst (siehe Bild 37).



Bild 36: Betonabplatzungen auf der Tragschale



Bild 37: Ablösung der Dämmung vom Beton in der Kontaktfuge



Bild 38: Ablösung der Dämmung vom Beton in der Kontaktfuge bei unversehrter Dämmschicht



Bild 39: Risse in der Vorsatzschale

4.1.6. Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur

• Versuchskörper 6 a

Der Versuch a wurde als erster durchgeführt, um die Verwendbarkeit des Prüfstandes zu testen. Bei Versuch a verfügte der Versuchsaufbau über kein Justierungsmittel für die Lage des Versuchskörpers im Prüfstand. Die Schiefstellung des Prüfkörpers über seine Höhe im Prüfstand führte zu einer ungleichmäßigen Beanspruchung des Versuchskörpers. Daraus resultierten größere Verschiebungen im Bereich der unteren Wegaufnehmer, als im Bereich der oberen Wegaufnehmer (siehe Bild 11 und Bild 40). Aufgrund des unterschiedlichen Versuchsaufbaus werden die Ergebnisse des Versuchs für die Auswertung der Versuchsserie nicht berücksichtigt.



Bild 40: Durchbiegung der Tragschale

• Versuchskörper 6 b

Auf der Vorsatzschale sind am Ende des Versuchs breite Risse zu sehen (siehe Bild 43). Die Tragschale ist in Ihrer Mitte zerbröselt (siehe Bild 44). Während die Dämmschicht unversehrt blieb (siehe Bild 42), hat sich die XPS-Dämmung von dem Beton in der Kontaktfuge abgelöst (siehe Bild 41).



Bild 41: Ablösung der Dämmung vom Beton in der Kontaktfuge



Bild 42: Ablösung der Dämmung vom Beton in der Kontaktfuge bei unversehrter Dämmschicht



Bild 43: Riss in der Vorsatzschale



Bild 44: Betonabplatzungen auf der Tragschale

4.1.7. Versuchskörper mit einer 20 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur

Das Rissbild am Ende des Versuchs auf der Vorsatzschale ist in Bild 45 zu sehen. Es gibt keine Betonabplatzungen in der Mitte der Tragschale, sondern nur einen einzelnen feinen Riss (siehe Bild 46). Die Dämmschicht blieb wiederum unversehrt, während in der Kontaktfuge eine Ablösung der Dämmung vom Beton aufgetreten ist (siehe Bild 47).



Bild 45: Risse in der Vorsatzschale



Bild 46: Risse in der Tragschale



Bild 47: Ablösung der Dämmung vom Beton in der Kontaktfuge

4.1.8. Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styropor und TA-D

In der Mitte der Tragschale sind Betonabplatzungen festzustellen (siehe Bild 48). Weitere Betonabplatzungen sind in der Vorsatzschale im Verankerungsbereich des Combars zu sehen (siehe Bild 49). Die Dämmschicht weist Scherrisse auf (siehe Bild 50).



Bild 48: Betonabplatzungen in der Tragschale



Bild 49: Betonabplatzungen in der Verankerungszone der TA-D



Bild 50: Scherrisse in der Dämmschicht
4.1.9. Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur und TA-D

In der Kontaktfuge zwischen Dämmstoff und Beton ist am Ende des Versuchs eine Ablösung festzustellen (siehe Bild 51). Betonabplatzungen sind im Verankerungsbereich des Ankers zu sehen (siehe Bild 51). Die Vorsatzschale weist breite Risse auf (siehe Bild 52), wohingegen der Dämmstoff unversehrt blieb (siehe Bild 53). Der Beton in der Mitte der Tragschale ist abgeplatzt (siehe Bild 54).



Bild 51: Ablösung der Dämmschicht vom Beton in der Kontaktfuge. Betonabplatzungen in der Verankerungszone der TA-D



Bild 52: Risse in der Vorsatzschale



Bild 53: Ablösung des Dämmstoffs vom Beton in der Kontaktfuge. Unversehrte Dämmschicht



Bild 54: Betonabplatzungen in der Tragschale

4.1.10. Versuchskörper ohne Dämmung

Im Gegensatz zu allen anderen Versuchskörper ist die Tragschale in die Richtung des Versuchsaufbaus ausgeknickt. Es gab allerdings ausreichend Abstand zwischen dem Versuchskörper und dem Versuchsaufbau, sodass die Knicklast erreicht werden konnte, bevor der Versuchskörper aufgrund der Exzentrizität der Lasteinleitung und der daraus resultierenden Durchbiegung in Berührung mit dem Versuchsaufbau kam. Die Vorsatzschale weist keine Risse auf (siehe Bild 55), die Tragschale nur feine Risse.



```
Bild 55: Vorsatzschale
```

4.1.11. Versuchskörper ohne Dämmung mit TA-D

Die Tragschale war bei diesem Versuch an einem Ende des Versuchskörpers dicker als die vorgesehenen 10 cm (siehe Bild 56). Sowohl die Tragschale als auch die Vorsatzschale sind gerissen (siehe Bild 57 und Bild 59). Es sind Betonabplatzungen nicht nur im Verankerungsbereich von den Schrägankern aufgetreten, sondern auch im Verankerungsbereich der benachbarten horizontalen Anker (siehe Bild 58).



Bild 56: Ungenauigkeit in der Herstellung der Tragschale



Bild 57: Risse in der Tragschale. Die untere Abplatzung ist auf das Kippen des Versuchskörpers zurückzuführen.



Bild 58: Betonabplatzungen in den Lasteinleitungszonen der TA-D und der TA-H



Bild 59: Risse in der Vorsatzschale

4.1.12. Versuchskörper mit einer 14 cm dicken Dämmschicht aus Styrodur und Gitterträgern

Die Verankerung der Gitterträger in der Tragschale hat versagt (siehe Bild 60). Große Betonabplatzungen sind auf der Tragschale festzustellen (siehe Bild 61).



Bild 60: Versagen der Verankerung der Gitterträger im Beton



Bild 61: Versagen des Betons in der Tragschale

4.2. Nebenversuchsprogramm

Die drei Versuchskörper erreichten unterschiedliche Traglasten, die Bild 62 zu entnehmen sind und zwar 662, 618 und 710 kN. Dies entspricht einem Variationskoeffizienten von 6,97%. Die Versagensarten waren identisch. Kurz vor dem Versagen fingen die Durchbiegungen an, überproportional zur Lasterhöhung zu steigen. Beim Versagen rutschte der Probekörper aus dem Versuchstand heraus.



Bild 62 : Ergebnisse der Nebenversuchsreihe

Die Tragschalen bestehen aus einem Beton der Festigkeitsklasse C25/30 und aus Betonstahl B500A. Die Stahleigenschaften wurden nicht ermittelt.

Die Eigenschaften des Betons wurden durch die Untersuchung der Würfeldruckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit erfasst und sind in Tabelle 3 bis Tabelle 5 zusammengestellt. Interessant ist der Variationskoeffizient, welcher die Streuung widerspiegelt.

Tabelle 3 : Würfeldruckfestigkeit

		Würfel 1	Würfel 2	Würfel 3
Herstelldatu	m	03.07.2014	03.07.2014	03.07.2014
Prüfdatum		28.01.2015	28.01.2015	28.01.2015
	dx [mm]	150,3	149,9	150,1
Abmessunge	dy [mm]	149,9	149,9	150,4
	dz [mm]	149,7	149,8	150,3
Masse	m [kg]	7,499	7,459	7,618
Höchstkraft	F [N]	882300	952800	906900
Druckfestig	[N/mm²]	39,16	42,40	40,17
Mittelwert				
der	[N]/mm ²]		40 58	
Druckfestig			-0,J0	
keit				
Variationsko	effizient		4,09	
k-Wert für 3	Versuche		3,37	
charakterist				
ischer Wert				
der	[N/mm²]		34,99	
Würfeldruc				
kfestigkeit				

Tabelle 4 : Biegezugfestigkeit

			Betonbalken	1		
		Balken 1	Balken 2	Balken 3		
Herstelldatum		03.07.2014	03.07.2014	03.07.2014		
Prüfdatum		23.01.2015	23.01.2015	23.01.2015		
	d1 [mm]	150,8	150,8	149,6		
Abmessungen	d2 [mm]	150,4	152,3	149,8		
	l [mm]	450	450	450		
Höchstkraft	F [N]	18460	19540	15960		
Biegezugfestigkeit	[N/mm ²]	2,44	2,51	2,14		
Mittelwert der	[N/mm ²]	236				
Biegezugfestigkeit						
Variationskoeffizien	t		8,36			
k-Wert für 3 Versuch	ne		3,37			
charakteristischer						
Wert der	[N/mm ²]		1,70			
Biegezugfestigkeit						

		E	Betonzylinde	r		
		Zylinder 1	Zylinder 2	Zylinder 3		
Herstelldatum		03.07.2014	03.07.2014	03.07.2014		
Prüfdatum		28.01.2015	28.01.2015	28.01.2015		
Abmessungen	d [mm]	149,5	149,9	149,7		
Admessungen	l [mm]	294,3	294,8	294,3		
Höchstkraft	F [N]	178500	165700	167900		
Spaltzugfestigkeit	[N/mm ²]	2,58 2,39 2,43				
Mittelwert der	[N/mm ²]	2,50 2,57 2,75				
Spaltzugfestigkeit		2,17				
Variationskoeffizie	nt		4,20			
k-Wert für 3 Versu	che		3,37			
charakteristischer						
Wert der	[N/mm²]		2,12			
Spaltzugfestigkeit						

Tabelle 5 : Spaltzugfestigkeit

Je nach getestete Betoneigenschaft ergeben sich Variationskoeffizienten zwischen 4 und 8%.

5. Auswertung der Versuche

5.1. Nebenversuchsprogramm

5.1.1. Mögliche Versagensarten eines druckbeanspruchten Traggliedes

Das Forschungsprojekt beschäftigt sich mit dem Tragverhalten von schlanken Sandwichelementen.

Drei Versagensarten von Betonbauteilen unter Normalkraft sind zu unterscheiden:

Wird ein ideal gerader Stab einer Druckkraft ausgesetzt, steigt die aufgenommene Kraft in einer stabilen Form ohne Querverformung bis zum Erreichen der Verzweigungslast (auch Knicklast genannt). Bei dieser Last, die von Euler in Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen, den Stababmessungen und -Eigenschaften definiert wurde, tritt Stabilitätsversagen auf. Die Knicklast für einen beidseitig gelenkig gelagerten Stab ist gleich:

$$F = \pi^2 \frac{EI}{l^2}$$

Berücksichtigt man die Abmessungen und Materialeigenschaften der getesteten Tragschalen, beträgt ihre ideale Knicklast:

$$F = \pi^2 \frac{23685 \frac{MN}{m^2} \times 6,67 \times 10^{-5} m^4}{4,2m^2} = 0,883MN$$

In der Realität existiert aber kein perfekter Druckstab, sondern es treten immer Exzentrizitäten auf, die eine reine Druckbeanspruchung ausschließen und eine kombinierte Beanspruchung (Moment und Normalkraft) hervorrufen. An der Stelle müssen zwei Fälle unterschieden werden.

Ist das Bauteil nicht schlank oder nur mäßig schlank, wird ein Querschnittsversagen eintreten. Es findet zum Beispiel ein Versagen der Betondruckzone statt oder die Bewehrung fließt auf der Zugseite. In diesem Fall handelt es sich nicht um ein Stabilitätsversagen (siehe (Wommelsdorf, 2012)).

Ist das Bauteil sehr schlank, versagt es, ohne dass seine Querschnittsgrenzen ausgeschöpft werden. Nach dem Erreichen der Traglast ist ein abfallender Ast zu beobachten, der einer Steifigkeitsabnahme des Querschnitts entspricht. In diesem Fall ist wieder von einem Stabilitätsproblem zu sprechen, obwohl eigentlich keine Verzweigung des Lastpfades vorhanden ist (siehe (Wommelsdorf, 2012)).

5.1.2. Eigenschaften der getesteten Tragschalen

5.1.2.1 Querschnitt

Die Lage der Bewehrungsstäbe in den getesteten Tragschalen kann Bild 63 entnommen werden. Der Unterschied zwischen den Betondeckungen der äußersten Stäbe lässt sich durch die auf dem Markt standardisierten verfügbaren Abmessungen der Unterstützungskörbe erklären. Es ist zu beachten, dass bei Sandwichwänden (siehe 3.2.1) der Herstellungsprozess diesen Unterschied im Fall einer Sandwichwand verschwinden lässt. Die Abstandhalter der unteren Bewehrungslage drücken sich erfahrungsgemäß immer um 1 oder 2 mm in den EPS hinein oder drücken die Rippen des gewaffelten XPS herunter, so dass im Endzustand die Bewehrungslagen in der Tragschale zentriert liegen.



Bild 63 : Bewehrungslagen der Tragschalen

Die Längsbewehrungsfläche des Querschnitts beträgt

2 Bewehrungslagen × 6 Stäbe × 0,5 $cm^2 = 6 cm^2$

Tabelle 6: Querschnittseigenschaften

Höhe der Wand	Ι	4,2	m
Breite der Wand	b	0,8	m
Dicke der Wand	d	0,1	m
Querschnittfläche	Α	0,08	m²
Trägheitsmoment	Ι	6,67E-05	m⁴
Knickbeiwert	β	1	
Ersatzlänge	l _o	4,2	m
Flächenträgheitsradius	i	0,03	m
Schlankheit	λ	145,49	

5.1.2.2 Einfluss des Eigengewichts

Wegen der horizontalen Lagerung der Tragschale im Laufe des Versuchs müssen zusätzliche Spannungen im Querschnitt infolge des Eigengewichts berücksichtigt werden. Als maximales Moment in Feldmitte ergibt sich:

$$\frac{0,1m \times 0,8m \times 25\frac{kN}{m^3} \times (4m)^2}{8} = 4\frac{kN}{m}$$

Das Widerstandsmoment des Querschnitts ist gleich:

$$W = \frac{0.1 \ m \times (0.8m)^2}{6} = 0.0107 \ m^3$$

Daraus resultieren folgende Spannungs- und Dehnungsverläufe über die Querschnittshöhe infolge des Eigengewichts der Tragschale:



Bild 64: Spannungs- und Dehnungsverläufe über die Querschnittshöhe infolge des Eigengewichts der Tragschale

5.1.2.3 Linearer Bereich

Gemäß Eurocode 2 wird $0,4 \times fcm$ als Grenze festgelegt, unter der von einem linearen Verhalten zwischen der Dehnung und der Spannung des Betons ausgegangen werden kann (siehe Bild 65). Bis $0,4 \times 40,9 \frac{N}{mm^2} = 16,3 \frac{N}{mm^2}$ darf also das Hook'sche Gesetz für die

getesteten Tragschalen angewendet werden. Mit einem mittlerem E-Modul von 23.685 $\frac{N}{mm^2}$ entspricht diese Grenzspannung einer Grenzdehnung $\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{16.3}{23685} = 0,000688 = 688 \,\mu m/m.$

Für die Tragschale Nr.1, deren Nachrechnung in den kommenden Absätzen dargestellt wird, gelten also diese Annahmen bis zu einer aufgebrachten Last von 657 kN. Ab dieser Last wird nämlich auf der konkaven Seite diese Grenzdehnung überschritten.



Bild 65: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren

Eine weitere erforderliche Bedingung dafür, dass von linearen Spannungs-Dehnungsverläufen im Querschnitt ausgegangen werden darf, ist dass der Querschnitt ungerissen sein muss.

Die Biegezugfestigkeit von 2,36 $\frac{N}{mm^2}$ entspricht einer Dehnung

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{2,36}{23685} = 99,6 \ \mu m/m$$

Am Anfang jedes Versuchs werden die Kanäle der Dehnmessstreifen nullgestellt. Der Einfluss des Eigengewichts auf die Dehnungen wird also von den Dehnmessstreifen nicht erfasst. Berücksichtigt man diesen Einfluss auf die Spannungs- Dehnungsverläufe, stellt man fest, dass die Rissbildung schon bei einer Dehnung gleich $99,6 - 11,9 = 87,7 \mu m/m$ eintreten kann. Diese Dehnung wird während des Versuchs der Tragschale Nr. 1 bei einer Last von 642 kN erreicht. Oberhalb dieser Last befindet sich der Querschnitt rechnerisch im Zustand II.

5.1.2.4 Biegesteifigkeit im Zustand I

Das Trägheitsmoment des Betonquerschnitts beträgt:

$$I_I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.8 \times 0.1^3}{12} = 6.67 \times 10^{-5} m^4$$

Ohne Berücksichtigung der Bewehrung ergibt sich also eine Biegesteifigkeit von:

$$EI_I = 23685 \times 6,67 \times 10^{-5} = 1,57 MNm^2$$

Wird die Bewehrung berücksichtigt, müssen zunächst die jeweiligen Beiträge des Betonquerschnitts und der Bewehrung zum gesamten Trägheitsmoment berechnet werden:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.8 \times 0.1^3}{12} = 6.67 \times 10^{-5} m^4$$
$$I_s = \frac{\pi \times r^4}{4} + A_s z_s = \frac{\pi \times 0.004^4}{4} + 2 \times 6 \times 0.5 \times 10^{-4} m^2 \times (0.026m)^2$$
$$= 2.01 \times 10^{-10} m^4 + 4.05 \times 10^{-7} m^4 = 4.05 \times 10^{-7} m^4$$

Die Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung der Bewehrung steigt auf:

$$EI_{I} = E_{m}I_{c} + E_{s}I_{s} = 23685 \times 6,67 \times 10^{-5} + 200000 \times 4,05 \times 10^{-7} MNm^{4} = 1,66 MNm^{2}$$

5.1.2.5 Biegesteifigkeit im Zustand II

• Verfahren mit Nennsteifigkeiten

Die verwendete Formel weicht von der Formel (5.21) des Eurocodes 2 ab, sofern statt Design-Werten Mittelwerte genommen werden. Dies passt zum verfolgten Nachrechnungszweck besser.

$$EI = K_c E_m I_c + K_s E_s I_s$$

I_c Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts

I_s Flächenträgheitsmoment der Bewehrung bezogen auf den Schwerpunkt des Betonquerschnitts

Für *I_s* werden nur die Steiner-Anteile eingesetzt.

K_c Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen von Rissbildung, Kriechen etc..

Das Kriechen wird für die Nachrechnung eines kurzzeitigen Versuchs nicht berücksichtigt.

- *K_s* Beiwert zur Berücksichtigung der Mitwirkung der Bewehrung
- ρ geometrische Bewehrungsgrad

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{2 \times 6 \times 0.5 \ cm^2}{10 \ cm \times 80 \ cm} = 0,0075 > 0,002$$

$$K_s = 1$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} = k_1 k_2$$

 φ_{ef} effektive Kriechzahl. Hier wird die Kriechzahl gleich Null gesetzt.

$$k_1 = \sqrt{f_{cm}/20} = \sqrt{40,9/20} = 1,43$$
$$k_2 = n\frac{\lambda}{170} \le 0,2$$

λ Schlankheit

n bezogene Normalkraft

$$n = \frac{N}{A_c f_{cm}}$$

Die Biegesteifigkeiten im Zustand II werden in der Tabelle 7 für unterschiedliche Normalkraftniveaus dargestellt.

	Last in [MN]	bezogene Normalkraft	k₂	Kc	KcEclc	KsEsls	KcEclc + KsEsls
	0	0	0	0,00	0,00	0,08	0,08
	0,1	0,03	0,03	0,04	0,06	0,08	0,14
	0,2	0,06	0,05	0,07	0,12	0,08	0,20
	0,3	0,09	0,08	0,11	0,18	0,08	0,26
	0,4	0,12	0,10	0,15	0,24	0,08	0,32
	0,5	0,15	0,13	0,19	0,30	0,08	0,38
	0,6	0,18	0,16	0,22	0,35	0,08	0,44
[0,7	0,21	0,18	0,26	0,41	0,08	0,50

Tabelle 7: Biegesteifigkeit im Zustand II. Verfahren mit Nennsteifigkeiten

• Verfahren nach Litzner

$$\rho_{III} = A_{s1}/(b \times d) = \frac{6 \times 0.5 \ cm^2}{80 \ cm \times 7.6 \ cm} = 0.0049$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= A_{s2} \\ \alpha_e &= E_s/E_c = \frac{200000}{23685} = 8,44 \\ B_{II} &= \alpha_e \rho_{III} (1 + A_{s2}/A_{s1}) = 8,44 \times 0,0049(1 + 1) = 0,082712 \\ A_{II} &= \alpha_e \rho_{III} (1 + A_{s2} d_2/A_{s1} d) = 8,44 \times 0,0049 \left(1 + \frac{2,4cm}{7,6cm}\right) = 0,0544 \\ k_{xII} &= -B_{II} + \sqrt{B_{II}^2 + 2A_{II}} = -0,082712 + \sqrt{0,082712^2 + 2 \times 0,0544} = 0,25739 \\ k_{II} &= 4k_{xII}^3 + 12\alpha_e \rho_{III} (1 - k_{xII})^2 + 12\alpha_e \rho_{III} \frac{A_{s2}}{A_{s1}} (k_{xII} - d_2/d)^2 \\ &= 4 \times 0,25739^3 + 12 \times 8,44 \times 0,0049 \times (1 - 0,25739)^2 + 12 \times 8,44 \times 0,0049 \\ \times \left(0,25739 - \frac{2,4cm}{7,6cm}\right)^2 = 0,34358 \\ l_{II} &= k_{II} \frac{b \times d^3}{12} = 0,34358 \frac{0,8 \times 0,076^3}{12} = 1,0055 \times 10^{-5}m^4 \\ EI_{II} &= 23685 \times 1,0055 \times 10^{-5} = 0,2381MNm^2 \end{aligned}$$

Die Biegesteifigkeit, die mit den Tabellen von Litzner ermittelt wird, berücksichtigt nicht die vorhandene Normalkraft. Je größer die Normalkraft wird, desto mehr weicht die Biegesteifigkeit, die mit den Litzner-Tabellen ermittelt wird, von der Biegesteifigkeit, die mit dem Verfahren mit Nennsteifigkeiten ermittelt wird, ab. Für die Nachrechnung wird die Biegesteifigkeit nach dem Verfahren mit Nennsteifigkeiten bevorzugt.

5.1.3. Dehnungs- und Spannungsverläufe im Querschnitt und Aussage über die Exzentrizität nach Theorie I. Ordnung





Bis zu einer Druckkraft von 586 kN ist der Querschnitt überdrückt. Erst oberhalb dieser Last führen die im Querschnitt wirkende Momente zu Zugspannungen auf der konvexen Seite. Die im Querschnitt wirkenden Momente setzen sich aus Momenten nach Theorie I. Ordnung und aus Momenten nach Theorie II. Ordnung zusammen:

 $M_{tot} = M_I + M_{II}$

Zu den Momenten nach Theorie I. Ordnung zählen die Momente infolge Imperfektionen des Querschnitts und Exzentrizität der Lasteinleitung. Da die Lasteinleitung zentrisch erfolgen und der Querschnitt mit idealer Geometrie ausgeführt werden sollte, stehen zunächst keine Informationen über die Momente nach Theorie I. Ordnung zur Verfügung.

 $M_{I} = N (e_{0}+e_{I})$

Die Momente nach Theorie II. Ordnung sind diejenigen Momente, die infolge der Verformung des Querschnitts entstehen. Diese können mit den Messwerten der horizontalen Wegaufnehmer berechnet werden:

 $M = N \cdot e_2$

An der maßgebenden Stelle ist e₂ gleich dem Mittelwert der an den Wegaufnehmern 3 und 4 gemessenen Verschiebungen. Der Verlauf des Moments nach Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit von der Normalkraft wird in Bild 67 dargestellt.



Bild 67: Momente nach Theorie 2. Ordnung

Die Spannungen im Querschnitt setzen sich zusammen aus Normalspannungen und aus Biegespannungen, wie in Bild 68 illustriert.





Mit den Dehnungen der DMS auf der konvexen und konkaven Seite kann die Dehnung in der Mitte der Querschnittsbreite berechnet werden. Multipliziert mal diese mittlere Dehnung mit dem E-Modul und der Fläche des Querschnitts kommt man auf die resultierende Normalkraft, die von dem Querschnitt aufgenommen wird (siehe Bild 69).



Bild 69: Vergleich der anhand der Dehnmessstreifen berechneten Last mit den Angaben der Kraftmessdosen

Mit dem Dehnungsanteil infolge Biegung kann das Moment, das von dem Querschnitt aufgenommen wird, zurückgerechnet werden. Es handelt sich dabei um das Gesamtmoment. Ein Vergleich mit dem Moment nach Theorie II. Ordnung (siehe Bild 70) lässt eine Aussage über die Größe des Moments nach Theorie I. Ordnung zu und erlaubt es, auf die Exzentrizität nach Theorie I. Ordnung (siehe Bild 71) zu schließen. Diese beträgt im vorliegenden Fall 5 mm. Das Gesamtmoment bei dem Versagen beträgt 14,1 kNm.



Bild 70: Unterschied zwischen dem Gesamtmoment und dem Moment nach Theorie II. Ordnung



Bild 71: Exzentrizität nach Theorie I. Ordnung

5.1.4. Momenten-Krümmungslinie

Für die Ermittlung der Krümmung werden die Messwerte der horizontalen Wegaufnehmer genutzt. Die Verformungen in Querrichtung am Anfang und am Ende des Versuchskörpers (x = 0 m und x = 4,2 m) wurden zwar nicht messtechnisch erfasst. Sie werden aber trotzdem zu Null gesetzt. Die Reibungskräfte zwischen dem Versuchskörper und den Stahlrollenlagern sind groß genug, um eine seitliche Verschiebung des Versuchskörpers an diesen Stellen zu verhindern.

Die Biegelinie wird mit einer Parabel zweiten Grades bestimmt. Da es 5 Stützstellen gibt, kann nur eine Approximation erfolgen.

$$y(x) = ax^{2} + bx + c$$
$$\frac{dy}{dx} = 2ax + b$$
$$\frac{d^{2}y}{dx^{2}} = 2a$$

Die Krümmung ist im Allgemeinen

$$K = \frac{\frac{d^2 y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}}$$

und im Fall einer Parabel zweiten Grades

$$K = \frac{2a}{[1 + (2ax + b)^2]^{3/2}}$$

In Tabelle 8 wird die Krümmung bei unterschiedlichen Lastniveaus bestimmt. Über 640 kN werden die Abstände zwischen den Lasten reduziert, um später die Änderung der Biegesteifigkeit infolge der Rissbildung besser berücksichtigen zu können.

		\sim	/erformung ir	n [m] an der S	Stelle x in [m]	=	2	/=a*x2+b*x+	с		
Mges in [MNm]	Last in [kN]	0	1,05	2,1	3,15	4,2	а	b	С	Krümmung	Krümmung*(-1)
0,00055	100	0	0,000228	0,000356	0,000067	0	-0,00007	0,0003	0,00002	-0,00014	0,00014
0,00119	200	0	0,000651	0,001027	0,000549	0	-0,0002	0,0009	0,000009	-0,0004	0,0004
0,00216	300	0	0,001333	0,002047	0,001282	0	-0,0004	0,0018	-0,00002	-0,0008	0,0008
0,00347	400	0	0,002385	0,003626	0,002404	0	-0,0008	0,0033	-0,00004	-0,0016	0,0016
0,00553	500	0	0,004078	0,006084	0,004168	0	-0,0013	0,0056	-0,00007	-0,0026	0,0026
0,00902	600	0	0,007425	0,010921	0,007657	0	-0,0024	0,0101	-0,0001	-0,0048	0,0048
0,00925	610	0	0,007777	0,011431	0,008018	0	-0,0025	0,0105	-0,0001	-0,005	0,005
0,00974	620	0	0,008248	0,012110	0,008505	0	-0,0027	0,0112	-0,0001	-0,0054	0,0054
0,01045	630	0	0,008853	0,012985	0,009132	0	-0,0028	0,012	-0,0001	-0,0056	0,0056
0,01147	640	0	0,009686	0,014194	0,010003	0	-0,0031	0,0131	-0,0002	-0,0062	0,0062
0,01152	641	0	0,009742	0,014275	0,010063	0	-0,0031	0,0132	-0,0002	-0,0062	0,0062
0,01160	642	0	0,009839	0,014417	0,010163	0	-0,0032	0,0133	-0,0002	-0,0064	0,0064
0,01165	643	0	0,009904	0,014508	0,010228	0	-0,0032	0,0134	-0,0002	-0,0064	0,0064
0,01173	644	0	0,009994	0,014641	0,010323	0	-0,0032	0,0135	-0,0002	-0,0064	0,0064
0,01182	645	0	0,010081	0,014769	0,010414	0	-0,0032	0,0136	-0,0002	-0,0064	0,0064
0,01191	646	0	0,010176	0,014905	0,010511	0	-0,0033	0,0138	-0,0002	-0,0066	0,0066
0,01198	647	0	0,010252	0,015017	0,010589	0	-0,0033	0,0139	-0,0002	-0,0066	0,0066
0,01205	648	0	0,010344	0,015150	0,010686	0	-0,0033	0,014	-0,0002	-0,0066	0,0066
0,01208	649	0	0,010397	0,015225	0,010739	0	-0,0033	0,0141	-0,0002	-0,0066	0,0066
0,01218	651	0	0,010537	0,015431	0,010885	0	-0,0034	0,0143	-0,0002	-0,0068	0,0068
0,01222	651	0	0,010586	0,015503	0,010932	0	-0,0034	0,0143	-0,0002	-0,0068	0,0068
0,01230	652	0	0,010698	0,015667	0,011048	0	-0,0034	0,0145	-0,0002	-0,0068	0,0068
0,01239	653	0	0,010817	0,015838	0,011170	0	-0,0035	0,0146	-0,0002	-0,007	0,007
0,01248	654	0	0,010925	0,015998	0,011285	0	-0,0035	0,0148	-0,0002	-0,007	0,007
0,01258	656	0	0,011053	0,016183	0,011416	0	-0,0036	0,015	-0,0002	-0,0072	0,0072
0,01269	656	0	0,011182	0,016371	0,011547	0	-0,0036	0,0151	-0,0002	-0,0072	0,0072
0,01281	657	0	0,011314	0,016567	0,011686	0	-0,0036	0,0153	-0,0002	-0,0072	0,0072
0,01300	659	0	0,011518	0,016868	0,011898	0	-0,0037	0,0156	-0,0002	-0,0074	0,0074
0,01307	659	0	0,011600	0,016987	0,011983	0	-0,0037	0,0157	-0,0002	-0,0074	0,0074
0,01328	660	0	0,011849	0,017353	0,012240	0	-0,0038	0,016	-0,0002	-0,0076	0,0076
0,01350	661	0	0,012116	0,017750	0,012518	0	-0,0039	0,0164	-0,0002	-0,0078	0,0078

Tabelle 8: Krümmung der Tragschale bei unterschiedlichen Lastniveaus



Bild 72: Entwicklung der Biegelinie zwischen einer Last von 0 und 600 kN



Bild 73: Momenten-Krümmungslinie

Die Biegesteifigkeit entspricht der Steigung der Momenten-Krümmungslinie. Im vorliegenden Fall beträgt ihr Wert 1,80 MNm² im Zustand I und 1,26 im Zustand II. Die rechnerische Biegesteifigkeit des Querschnitts im Zustand I ist gleich 1,58 MNm² ohne Berücksichtigung der Bewehrung und gleich 1,65 MNm² mit Berücksichtigung der Bewehrung.

5.1.5. Nachrechnung

Der Versuch wird iterativ nichtlinear nachgerechnet. Es wird davon ausgegangen, dass die Exzentrizität der Lasteinleitung und die Imperfektionen des Versuchskörpers mit einer Exzentrizität der Lasteinleitung gleich 5 mm (siehe 5.1.3) erfasst werden können. In einem ersten Iterationsschritt wird das Moment infolge der exzentrisch eingeleiteten Normalkraft berechnet.

$$M_1 = N \times 0,005 m$$

In einem zweiten Iterationsschritt wird die Verformung des Probekörpers wegen des im ersten Iterationsschritt berechneten Moments bestimmt.

$$w2 = \frac{2 \times M1 \times l^2}{16 EI}$$
$$w2 = \frac{2 \times M1 \times 4, 2^2}{16 \times 1, 8}$$

Die zusätzliche Exzentrizität w_2 nach Theorie 2. Ordnung wird berücksichtigt, um das Moment M_2 zu berechnen.

$$M2 = N \times (0,005m + w2)$$

In einem n-ten Iterationsschritt wird die Verformung infolge M_{n-1} gerechnet und das daraus resultierende Moment M_n gerechnet. Der Prozess wird beendet, sobald die Konvergenz der Ergebnisse befriedigend ist. Der Prozess wird bei Laststufen in einem gleichmäßigen Abstand wiederholt, bis bei einer bestimmten Laststufe die iterative Berechnung nicht mehr konvergiert.

Für die Biegesteifigkeit des Querschnitts wird die Biegesteifigkeit im Zustand I, die sich infolge der Versuchsauswertung herausgestellt hat, gewählt. Im Laufe der Iteration wird aber immer das Moment mit dem Rissmoment verglichen. Bei gleichzeitiger Wirkung einer Längskraft und eines Moments ist das Rissmoment gleich

$$Mcr = \frac{\left(fctm - \frac{N}{A_c}\right)I_I}{z}$$

z Schwerachsenabstand bis zum Zugrand im Zustand I.

Das Rissmoment ist von der Laststufe abhängig.

In dem Iterationsschritt, nach dem das einwirkende Moment das Rissmoment überschreitet, wird die Biegesteifigkeit wie folgt berechnet:

$$EI = \zeta EI_I + (1 - \zeta) EI_{II}$$
$$\zeta = 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{II}}\right)^2$$

 ζ Verteilungsbeiwert

M_{cr} Rissmoment

M_{II} Moment nach Theorie II. Ordnung im Querschnitt

Die Biegesteifigkeit wird in jedem Iterationsschritt nach der Rissbildung erneut berechnet. Dadurch wird der Anteil des Querschnitts berücksichtigt, der sich im Zustand II befindet.

Laut dem Modell reißt die Tragschale über ihre gesamte Länge schon bei der Laststufe, bei der die Rissbildung zustande kommt (siehe Tabelle 9). Dies widerspricht den Feststellungen, die nach dem Versuch im Labor gemacht wurden. Es gab nämlich nur Risse in Feldmitte und kein abgeschlossenes Rissbild. Außerdem liefert die Momenten-Krümmungslinie vor dem Versagen einen höheren Wert für die Biegesteifigkeit ($EI = 1,2 \gg EI_{II} = 0,45$). In dieser Nachrechnung konvergiert der Rechenprozess schon nicht mehr bei der ersten Laststufe, bei der die Rissbildung auftritt.

Last in [MN]	bezogene Normalkraft	k ₂	K¢	KcEmlc	KsEsls	El∎= KcEclc + KsEsls
0,629	0,19	0,16	0,24	0,37	0,08	0,45

Tabelle 9: Rissbildung

lt.	w [m]	B [MNm ²]	M [MNm]	ζ
0	0	1,8	0,003145	
1	0,00385263	1,8	0,005568301	
2	0,00682117	1,8	0,007435515	
3	0,00910851	1,8	0,00887425	
4	0,01087096	1,8	0,009982832	
5	0,01222897	1,8	0,010837021	
6	0,01327535	1,8	0,011495196	
7	0,01408162	1,8	0,012002336	
8	0,01470286	1,8	0,0123931	
9	0,01518155	1,8	0,012694193	
10	0,01555039	1,8	0,012926193	
11	0,01583459	1,8	0,013104955	
12	0,01605357	1,8	0,013242695	
13	0,0162223	1,8	0,013348828	
14	0,01635231	1,8	0,013430606	
15	0,01645249	1,8	0,013493617	
16	0,01652968	1,8	0,01354217	
17	0,01658916	1,8	0,01357958	
18	0,01663499	1,8	0,013608406	
19	0,0166703	1,8	0,013630617	
20	0,01669751	1,79987777	0,013647731	9,05384E-05
21	0,01671961	1,79649442	0,013661632	0,002596724
22	0,01676816	1,79375564	0,01369217	0,004625449
23	0,0168313	1,7877683	0,013731886	0,009060518
24	0,01693665	1,78004117	0,013798154	0,01478432
25	0,01709226	1,7672964	0,013896033	0,02422489
26	0,01733764	1,74880463	0,014050377	0,037922495
27	0,01771558	1,7204265	0,014288097	0,058943336
28	0,01831247	1,67850435	0,014663542	0,089996781
29	0,01926305	1,61640053	0,015261457	0,135999608
30	0,0208188	1,52679609	0,016240023	0,202373267
31	0,02345385	1,40093801	0,017897473	0,295601472
32	0,02816965	1,23296444	0,020863708	0,420026344
33	0,03731209	1,0261592	0,026614302	0,573215404
34	0,05718853	0,80407504	0,039116585	0,737722193
35	0,10726868	0,6139093	0,070617002	0,8785857
36	0,25363761	0,50029293	0,162683057	0,962745978
37	0,71701221	0,45947634	0,454145682	0,992980486
38	2,17941846	0,451216	1,373999214	0,999099256
39	6,71445214	0,45013285	4,226535397	0,999901595
40	20,7039113	0,45001404	13,02590522	0,9999896
41	63,8249443	0,45000148	40,14903495	0,999998905
42	196,729625	0,45000016	123,7460792	0,999999885
43	606,355578	0,45000002	381,4008037	0,999999988
44	1868,86387	0,45	1175,518519	0,999999999
45	5760,04072	0,45	3623,06876	1



Die Nachrechnung des Versuchs wird im Bild 10 den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

Bild 74: Gegenüberstellung der Last-Verformungsbeziehung in Versuch und Nachrechnung

- 5.2. Hauptversuchsprogramm
- 5.2.1. Nachrechnung bis zur Rissbildung in der Vorsatzschale am Beispiel des Versuchskörpers Nr.6 (Kernschicht bestehend aus 14 cm Styropor mit horizontalen Thermoankern)
- 5.2.1.1 Eigenschaften des Versuchskörpers Nr. 6

Die Eigenschaften des Versuchskörpers Nr. 6 werden in Tabelle 10 dargestellt. Die Dehnsteifigkeit und die Biegesteifigkeit werden nach (Klaus Stamm, Horst Witte, 1974) definiert. Der hohe Wert der Sandwichbiegesteifigkeit lässt sich dadurch erklären, dass die Schubweichheit der Kernschicht in der Definition der Sandwichbiegesteifigkeit nicht berücksichtigt wird. Zu erwarten sind Werte zwischen der Biegesteifigkeit der alleinstehenden Tragschale (1,8 MNm²) und dem theoretischen Wert (36,24 MNm²), dem eine vollständige Aktivierung der Vorsatzschale zugrunde liegt.

Betoneigenschaften am Tag des Ve	rsuchs	
Biegezugfestigkeit	2,11	MN/m ²
Würfeldruckfestigkeit	24,87	MN/m ²
E-Modul	20624,00	MN/m ²
Querschnittsgeometrie		
Tragschalendicke	0,10	m
Kernschichtdicke	0,14	m
Vorsatzschalendicke	0,07	m
Wandbreite	0,80	m
Abstand zwischen den Schwerachsen der Schalen	0,23	m
Lage des Schwerpunkts und Lastexzentrizität	0,09	m
physikalische Eigenschaften des Sandwic	hquerschn	itts
Biegesteifigkeit der Tragschale	1,37	MNm ²
Biegesteifigkeit der Vorsatzschale	0,47	MNm ²
Dehnsteifigkeit der Tragschale	1649,92	MN
Dehnsteifigkeit der Vorsatzschale	1154,94	MN
Dehnsteifigkeit	2804,86	MN
Sandwichbiegesteifigkeit	34,39	MNm ²
Gesamtbiegesteifigkeit	36,24	MNm ²

Tabelle 10: Eigenschaften des Versuchskörpers Nr. 6

5.2.1.1 Dehnungsanteile im Sandwichquerschnitt

Im Eurocode 2 ist

$$e_1 = e_0 + e_i$$

- e_0 Exzentrizität infolge des Moments nach Theorie 1. Ordnung.
- e_i Exzentrizität infolge Imperfektionen.

Im Fall eines Sandwichquerschnitts wird davon ausgegangen, dass die Exzentrizität infolge Imperfektionen e_i vernachlässigbar ist im Vergleich zu e_0 . e_0 entspricht nämlich dem Abstand zwischen der Lasteinleitung der Normalkraft (Mitte der Tragschale) und dem Schwerpunkt des Sandwichquerschnitts.

Das innere Moment des Sandwichquerschnitts ist gleich

$$M_{in} = M_{Vorsatzschale} + M_{Tragschale} + M_{Sandwich}$$

Das äußere Moment ist gleich

$$M_{au} = N(e_0 + e_2)$$

*e*₂ Exzentrizität nach Theorie 2. Ordnung.

Wie in Absatz 5.2.1.2 gezeigt, sind die Spannungen infolge der Normalkraft in der Vorsatzschale vernachlässigbar. Somit ergibt sich der in Bild 75 dargestellte Spannungsverlauf.

In der Tragschale setzen sich die Spannungen zusammen aus:

- Normalspannungen infolge der einwirkenden Normalkraft
- Biegespannungen infolge des einwirkenden Biegemoments, die dem Eigenbiegeanteil der Tragschale entsprechen
- Normalspannungen infolge des einwirkenden Biegemoments, die auf die Sandwichtragwirkung zurückzuführen sind

In der Vorsatzschale setzen sich die Spannungen zusammen aus:

- Biegespannungen infolge des einwirkenden Biegemoments, die dem Eigenbiegeanteil der Vorsatzschale entsprechen
- Normalspannungen infolge des einwirkenden Biegemoments, die auf die Sandwichtragwirkung zurückzuführen sind



Bild 75 : Spannungen im Sandwichquerschnitt

5.2.1.2 Verteilung einer Normalkraftbeanspruchung zwischen der Tragschale und der Vorsatzschale



Bild 76: Verteilung der Normalkraft zwischen der Tragschale und der Vorsatzschale Die Breite des Sandwichquerschnittes beträgt d m.

Gleichgewicht der vertikalen Kräfte:

$$N_{ges} = N_T + N_V$$

$$N_{ges} = ad\sigma_T + cd\sigma_V$$

$$N_{ges} = adE_T\varepsilon_T + cdE_V\varepsilon_V$$

$$N_{ges} = adE_T \frac{\Delta_{lT}}{l} + cdE_V \frac{\Delta_{lV}}{l}$$
(1)

Übertragung der Schubkräfte:

$$\tau = \sigma_V = \alpha G$$
$$\alpha = \frac{E_V \Delta_{lV}}{G l} \quad (2)$$

Verzerrungen:

 $\Delta_{lV} + b \tan \alpha = \Delta_{lT}$

Approximierung für kleine Winkel: $\Delta_{lV} + b\alpha = \Delta_{lT}$ (3)

(2) in (3)

$$\Delta_{lV} + b \frac{E_V}{G} \frac{\Delta_{lV}}{l} = \Delta_{lT}$$
(4)
(4) in (1) $N_{ges} = adE_T \frac{\Delta_{lV} + b \frac{E_V \Delta_{lV}}{G}}{l} + cdE_V \frac{\Delta_{lV}}{l}$

$$N_{v} = \frac{cN_{ges}}{a\frac{E_{T}}{E_{v}} + \frac{abE_{T}}{Gl} + c}$$

Für den nachgerechneten Versuchskörper:

$$N_{v} = \frac{0,07m \times N_{ges}}{0,1m \times 1 + \frac{0,1m \times 0,14m \times 20624 N/mm^{2}}{10 \times 2,1m} + 0,07m}$$
$$N_{v} = 0,5\% \text{ von } N_{ges}$$

Die Normalspannungen infolge Normalkraft in der Vorsatzschale dürfen vernachlässigt werden.

5.2.1.3 Dehnungs- und Spannungsverläufe im Sandwichquerschnitt

Die aufgebrachten DMS (siehe Bild 77), sowohl auf der Längsbewehrung als auch auf der Betonoberfläche ermöglichen es, den Dehnungsverlauf über den Sandwichquerschnitt zu rekonstruieren.



Bild 77 : Lage der DMS

Beispielhaft wird der Dehnungsverlauf bei 50 kN angezeigt.



Bild 78 : Dehnungsverlauf bei 50 kN

Anhand des linearen Dehnungsverlaufs im Zustand I und unter der Annahme, dass die Normalspannungen in der Vorsatzschale auf die Sandwichtragwirkung zurückzuführen sind, lassen sich die Spannungsanteile sowohl in der Vorsatzschale als auch in der Tragschale zurückrechnen. Diese werden in Tabelle 11 für Laststufen bis 450 kN zusammengefasst.

		DMS	DMS	Dehnung in	aufgenommene	Biegede	hnungen	aufgenomm	Msandwich
		konvexe	konkave	Querschnitt	Normalkraft in	konkave	konvexe	enes Moment in	
Last in [kN]		Seite	Seite	mitte	[kN]	Seite	Seite	[kNm]	in [kNm]
50	Tragschale	-13,27	-31,44	-22,36	-36,89	-9,08	9,08	0,25	
50	Vorsatzschale	3,95	0,51	2,23	2,57	-1,72	1,72	0,02	0,58
100	Tragschale	-26,78	-71,43	-49,10	-81,02	-22,33	22,33	0,61	
100	Vorsatzschale	7,69	-0,91	3,39	3,91	-4,30	4,30	0,06	0,88
150	Tragschale	-39,60	-118,95	-79,28	-130,80	-39,68	39,68	1,09	
150	Vorsatzschale	11,88	-4,79	3,55	4,10	-8,33	8,33	0,11	0,92
200	Tragschale	-47,18	-178,07	-112,62	-185,82	-65,45	65,45	1,80	
200	Vorsatzschale	19,89	-6,92	6,49	7,49	-13,41	13,41	0,18	1,69
250	Tragschale	-53,88	-234,95	-144,41	-238,27	-90,54	90,54	2,49	
250	Vorsatzschale	29,19	-8,45	10,37	11,97	-18,82	18,82	0,25	2,69
200	Tragschale	-61,34	-288,63	-174,98	-288,71	-113,65	113,65	3,13	
300	Vorsatzschale	38,36	-9,22	14,57	16,83	-23,79	23,79	0,32	3,79
350	Tragschale	-68,52	-341,81	-205,16	-338,50	-136,65	136,65	3,76	
350	Vorsatzschale	49,26	-7,93	20,67	23,87	-28,59	28,59	0,39	5,37
400	Tragschale	-73,92	-393,51	-233,71	-385,61	-159,80	159,80	4,39	
400	Vorsatzschale	60,66	-8,70	25,98	30,01	-34,68	34,68	0,47	6,75
450	Tragschale	-65,23	-457,73	-261,48	-431,42	-196,25	196,25	5,40	
400	Vorsatzschale	85,04	1,22	43,13	49,81	-41,91	41,91	0,56	11,21

Tabelle 11: Spannungen im Sandwichquerschnitt

5.2.1.4 Momenten-Krümmungslinie

Die Ermittlung der Krümmung erfolgt wie für die alleinstehende Tragschale (siehe 5.1.4) Tabelle 12 : Krümmung des Versuchskörpers Nr.6 bei unterschiedlichen Lastniveaus

					Verformung in	i fini an der St	telle x in Imb			/=a*x*+b*x+c				
Lest in [kN]	e2 in [mm]	N e2 in [kNm]	8	0	1,05	2,1	3,15	4,2	8	q	o	Krümmung	Kümmung*(-1)	Mees in [MNm]
C I				00000010	2/2000/2	0,000064	0,000015	0,00000,0	-0,000020	0/0000/0	3*1E-5	-0,000040	0,000040	0,000852
00	0,061205	0,003060	0,016971	0,000000,0	0,000000,0	0,000000	0,000000	0,000000						0,000000
007				000000000	795000,0	0,000316	0,000174	0,000000	-0,000080	0,0003000,0	5*1E-5	-0,000180	0,000160	0,001553
201	0,050231	0,005023	0,015477	0/00000	000000/0	000000'0	0/00000	0,000000						0,00000,0
4ED				00000000	0,000672	0,000684	0,000437	0,000000	-0,000200	0,000700	5*1E-5	-0,000400	0,000400	0,002125
20	0,023688	0,003553	0,014142	0/00000	000000'0	000000'0	0/00000	0,000000						0,000000
000				0,000000	0,001045	0,001139	0,000773	0,000000	-0,000300	001100/0	6*1E-5	-0,000800	0,000600	0,003666
200	-0,109467	-0,021893	0,018439	0,000000	0,00000,0	0,000000	0,000000	0,000000						0,000000
JED.				0,000000	0,001490	0,001708	201100/0	0,000000	-0,000400	0,001600	7*1E-5	-0,000800	0,000800	0,005438
007	-0,383605	-0,095901	0,022134	0,000000,0	0,000000,0	0,000000	0,000000	0,000000						0,000000
000				00000000	0,001950	0,002305	0,001645	0,000000	-0,000500	0,002200	7*1E-5	-0,001000	0,001000	0,007232
200	-0,035854	-0,010756	0,024144	0,000000,0	0,000000,0	0,000000	0,000000	0,000000						0,000000
0EC				0,000000	0,002434	0,002932	0,002096	0,000000	-0,000700	0,002800	8*1E-5	-0,001400	0,001400	0,009513
200	-0,018656	-0,006530	0,027199	0,000000	0,000000,0	0,000000	0,000000	0,000000						0,000000
007				0,000000	0,003024	0,003715	0,002685	0,000000	-0,000900	0,003500	8*1E-5	-0,001800	0,001800	0,011613
201	-0,024957	-0,009983	0,029057	0,000000	0,000000,0	0,000000	0,000000	0,000000						0,000000
AED				0,000000	0,004147	0,005280	0,003961	0,000000	-0,001200	0,005100	5*1E-5	-0,002400	0,002400	0,017168
207	-0,023328	-0,010498	0,038175	0,000000,0	0,000000,0	0,000000	0,000000,0	0,000000,0						



Bild 79: Biegelinien des Versuchskörpers Nr. 6 bei unterschiedlichen Lastniveaus



Bild 80: Momenten-Krümmungslinie

Aus der Momenten-Krümmungslinie lässt sich die Biegesteifigkeit ablesen, diese beträgt 6,85 MNm².

5.2.2. Aufstellung der Differentialgleichungen zur Beschreibung des Sandwichtragverhaltens nach Theorie 2. Ordnung unter in die Tragschale zentrisch eingeleiteter Druckbeanspruchung

Die aufgestellten Differentialgleichungen basieren auf linear elastischen Materialgesetzen. Diese ermöglichen also nicht die Ermittlung einer Traglast, weil diese zum Beispiel meistens erst nach der Rissbildung der Vorsatzschale erreicht wird. Für die Ermittlung der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit behalten sie aber ihre Gültigkeit. Die Kernschicht wird als homogen angenommen. Die Versuche mit einer lokal erhöhten Schubsteifigkeit der Kernschicht (siehe Versuchskörper mit Schräganker) können also nicht mit diesen Differentialgleichungen nachgerechnet werden. Die Probekörper mit einer Kernschicht bestehend aus Dämmstoff und horizontalen Thermoankern können mit diesen Differentialgleichungen nachgerechnet werden unter der Bedingung, dass die zusätzliche diskrete Schubsteifigkeit der Thermoanker verschmiert über die Dämmstoffschicht berücksichtigt wird. Es wird davon ausgegangen, dass die Kernschicht im Vergleich zu den Betonschalen weich ist und keine Normalspannungen aufnehmen kann. Die Kernschicht wird trotzdem als nicht zusammendrückbar betrachtet. Es wird davon ausgegangen, dass die Tragschale und die Vorsatzschale die gleichen Krümmungen erfahren. Diese Annahme basiert auf der Unzusammendrückbarkeit der Kernschicht sowie darauf, dass die Thermoanker in den Bereichen des Probekörpers Zugkräfte aufnehmen können. auflagernahen Die Differentialgleichungen werden für kleine Winkel aufgestellt und gelten somit nur für kleine Verformungen. Die Schubverformungen der Betonschalen werden vernachlässigt.

Verzerrungen: •

Die Aufstellung der Verzerrungen in (Klaus Stamm, Horst Witte, 1974) wird hier zusammengefasst und in Bild 81 dargestellt:

$$\sin \gamma_1 = \frac{dw}{dx}$$

Für kleine Winkel gilt $\sin \gamma_1 \sim \gamma_1$ und $\gamma_1 = \frac{dw}{dx} = w'$

or kieline winker gilt $\sin \gamma_1 \sim \gamma_1$ und γ_1 dx

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2$$

$$\tan \gamma = \frac{\Delta U}{a}$$

Für kleine Winkel gilt $\tan \gamma = \gamma$

$$\Delta U = a\gamma$$
$$\tan \gamma_K = \frac{\Delta U}{h}$$

Für kleine Winkel gilt $\tan \gamma_K = \gamma_K$

$$\Delta U = h \gamma_K$$



Bild 81: Verzerrungen des Sandwichquerschnitts

$$\gamma = \frac{h}{a} \gamma_K$$
$$\gamma_K = \frac{h}{a} \gamma$$

Die Bezeichnung der Schichten wird an (Klaus Stamm, Horst Witte, 1974) angepasst. Die untere Deckschicht entspricht der Vorsatzschale, während die obere Deckschicht der Tragschale entspricht.

Die Dehnung der Deckschichten beträgt:

$$\varepsilon_u = \frac{du_u}{dx}$$
$$\varepsilon_o = \frac{du_o}{dx}$$

Die Berücksichtigung der Dicke der Deckschichten führt zu folgenden Beziehungen:

$$u_u = \bar{u} + a_u \gamma_2 - z_u \gamma_1$$
$$u_o = \bar{u} - a_o \gamma_2 - z_o \gamma_1$$

Nach Ableitung nach x

$$\varepsilon_u = \bar{u}' + a_u \gamma_2' - z_u \gamma_1'$$
$$\varepsilon_o = \bar{u}' + a_o \gamma_2' - z_o \gamma_1'$$

• Materialgesetze

Das Hookesche Gesetz wird wie folgt formuliert:

• für die Kernschicht:

$$\tau = \frac{a}{h}G\gamma$$

• für die Deckschichten:

$$\sigma_u = E_u \varepsilon_u$$
$$\sigma_o = E_o \varepsilon_o$$

Normalkraft

$$N = \int \sigma \, dF = N_u + N_o$$

$$N_u = bE_u \int_{-\frac{t_u}{2}}^{\frac{t_u}{2}} (\bar{u}' + a_u \gamma_2' - z_u \gamma_1') \, dz_u$$

$$N_u = bE_u t_u (\bar{u}' + a_u \gamma_2') - bE_u \int_{-\frac{t_u}{2}}^{\frac{t_u}{2}} (-z_u \gamma_1') \, dz_u$$

$$= 0$$

$$N_u = bE_u t_u (\bar{u}' + a_u \gamma_2')$$

Nach einem ähnlichen Integrationsprozess kommt man auf

$$N_o = bE_o t_o(\bar{u}' - a_o \gamma_2')$$
$$N = N_u + N_o = bE_u t_u(\bar{u}' + a_u \gamma_2') + bE_o t_o(\bar{u}' - a_o \gamma_2')$$

Biegemoment

$$M = \int \sigma z \, dF$$

Das Moment setzt sich zusammen aus einem Sandwichanteil und aus Eigenanteilen jeweils für die Tragschale und für die Vorsatzschale:

Sandwichanteil:

$$M_{s} = -bE_{o}t_{o}(\bar{u}' - a_{o}\gamma_{2}')a_{o} + bE_{u}t_{u}(\bar{u}' + a_{u}\gamma_{2}')a_{u}$$

$$M_{s} = -a_{o}E_{o}bt_{o}\bar{u}' + E_{o}bt_{o}a_{o}^{2}\gamma_{2}' + a_{u}E_{u}bt_{u}\bar{u}' + E_{u}bt_{u}a_{u}^{2}\gamma_{2}'$$

$$M_{s} = \gamma_{2}'(E_{u}bt_{u}a_{u}^{2} + E_{o}bt_{o}a_{o}^{2}) + \bar{u}'(a_{u}E_{u}bt_{u} - a_{o}E_{o}bt_{o})$$

$$M_{s} = \gamma_{2}'(D_{u}a_{u}^{2} + D_{o}a_{o}^{2}) + \bar{u}'(a_{u}D_{u} - a_{o}D_{o})$$

Eigenanteile:

$$M_{u} = \int \sigma_{u} z_{u} dz_{u}$$

$$M_{u} = \int_{-\frac{t_{u}}{2}}^{\frac{t_{u}}{2}} E_{u}(\bar{u}' + a_{u}\gamma_{2}' - z_{u}\gamma_{1}') z_{u} dz_{u}$$

$$M_{u} = \int_{-\frac{t_{u}}{2}}^{\frac{t_{u}}{2}} E_{u}(\bar{u}'z_{u} + a_{u}\gamma_{2}'z_{u} - z_{u}^{2}\gamma_{1}') dz_{u}$$

$$M_{u} = E_{u}(\bar{u}' + a_{u}\gamma_{2}') \int_{-\frac{t_{u}}{2}}^{\frac{t_{u}}{2}} z_{u} dz_{u} - E_{u}\gamma_{1}' \int_{-\frac{t_{u}}{2}}^{\frac{t_{u}}{2}} z_{u}^{2} dz_{u}$$

$$= 0$$

$$M_{u} = -E_{u}\gamma_{1}' \left[\frac{z_{u}^{3}}{3}\right]_{-\frac{t_{u}}{2}}^{\frac{t_{u}}{2}} = -E_{u}\gamma_{1}'\frac{t_{u}^{3}}{12} = -B_{u}\gamma_{1}'$$
$$M_{o} = -E_{o}\gamma_{1}'\frac{t_{o}^{3}}{12} = -B_{o}\gamma_{1}'$$

 $M = M_s + M_o + M_u = \gamma_2'(D_u a_u^2 + D_o a_o^2) + \bar{u}'(a_u D_u - a_o D_o) - B_o \gamma_1' - B_u \gamma_1'$

<u>Querkraft</u>



$$\tau = G\gamma_K$$
$$\tau = \frac{a}{h}G\gamma$$

$$Q_{S} = ba\tau$$

$$Q_{S} = ba\frac{a}{h}G\gamma = b\frac{a^{2}}{h}G\gamma$$

$$Q_{u} = -B_{u}\gamma_{1}''$$

$$Q_{o} = -B_{o}\gamma_{1}''$$

$$Q = Q_{S} + Q_{u} + Q_{o} = b\frac{a^{2}}{h}G\gamma - B_{u}\gamma_{1}'' - B_{o}\gamma_{1}''$$

Nun wird die Bezugsachse des Sandwichquerschnitts in die Mitte der Tragschale verschoben:



Gleichgewichtsbedingung $\sum M = 0$

$$-Q_{z}\frac{d_{x}}{2} - Q_{z}\frac{d_{x}}{2} + d_{M} - d_{Q_{z}}\frac{d_{x}}{2} + N_{x}\frac{d_{w}}{2} + N_{x}\frac{d_{w}}{2} = 0$$

$$N_{x}d_{w} - Q_{z}d_{x} + d_{M} = 0$$

$$N_{x}d_{w} - Q_{z}d_{x} + d_{M} = 0$$

$$\frac{d_{M}}{d_{x}} + N_{x}\frac{d_{w}}{d_{x}} - Q_{z} = 0$$

Gleichgewichtsbedingung $\sum P_z = 0$

$$\frac{d_{Q_z}}{d_x} = 0$$
$$M = \gamma_2'(D_u a^2) + \bar{u}'(aD_u) - B_o \gamma_1' - B_u \gamma_1'$$
$$\frac{dM}{dx} = \gamma_2''(D_u a^2) + \bar{u}''(aD_u) - B_o \gamma_1'' - B_u \gamma_1''$$

$$\begin{split} \gamma_{2} \, ''(D_{u}a^{2}) + \bar{u} \, ''(aD_{u}) - B_{o}\gamma_{1} \, '' - B_{u}\gamma_{1} \, '' + Nw' - \left[b\frac{a^{2}}{h}G\gamma - B_{u}\gamma_{1} \, '' - B_{o}\gamma_{1} \, ''\right] &= 0 \\ \gamma_{2} \, ''(D_{u}a^{2}) + \bar{u} \, ''(aD_{u}) + Nw' - b\frac{a^{2}}{h}G\gamma &= 0 \\ \gamma_{2} &= \gamma - w' \\ \gamma_{2} \, '' &= \gamma'' - w''' \\ \hline \gamma_{2} \, '' &= \gamma'' - w''' \\ \hline (\gamma'' - w''')(D_{u}a^{2}) + \bar{u} \, ''(aD_{u}) + Nw' - b\frac{a^{2}}{h}G\gamma &= 0 \\ \frac{dQ}{dx} &= b\frac{a^{2}}{h}G\gamma' - (B_{o} + B_{u})\gamma_{1} \, ''' &= 0 \\ \gamma_{1} &= w' \\ \hline b\frac{a^{2}}{h}G\gamma' - (B_{o} + B_{u})w'''' &= 0 \\ N &= bE_{u}t_{u}(\bar{u}' + a\gamma_{2}') + bE_{o}t_{o}\bar{u}' \\ N &= bE_{u}t_{u}(\bar{u}' + a(\gamma' - w'')) + bE_{o}t_{o}\bar{u}' \\ \hline N &= \bar{u}'(bE_{o}t_{o} + bE_{u}t_{u}) + bE_{u}t_{u}a(\gamma' - w'') \end{split}$$

Die 3 umrahmten Gleichungen enthalten für ein bestimmtes Lastniveau N 3 Unbekannte: \bar{u} , *w* und γ .

Entkopplung der Gleichungen nach w:

$$\bar{u}' = \frac{N - bE_u t_u a(\gamma' - w'')}{bE_o t_o + bE_u t_u}$$
$$\bar{u}'' = \frac{-bE_u t_u a(\gamma'' - w''')}{bE_o t_o + bE_u t_u}$$
$$\bar{u}''' = \frac{-bE_u t_u a(\gamma'' - w''')}{bE_o t_o + bE_u t_u}$$

$$\gamma' = \frac{B_o + B_u}{b \frac{a^2}{h} G} w''''$$

$$\begin{split} \gamma'' &= \frac{B_o + B_u}{b \frac{a^2}{h} G} w''''' \\ \gamma''' &= \frac{B_o + B_u}{b \frac{a^2}{h} G} w''''' \\ \gamma''' &= \frac{B_o + B_u}{b \frac{a^2}{h} G} w''''' \\ (\gamma''' - w'''')(D_u a^2) + \bar{u}''(aD_u) + Nw'' - b \frac{a^2}{h} G\gamma' = 0 \\ \left(\frac{B_o + B_u}{b \frac{a^2}{h} G} w''''' - w'''' \right) \\ (D_u a^2) - \frac{bE_u t_u a \left(\frac{B_o + B_u}{b \frac{a^2}{h} G} w'''' - w'''' \right)}{bE_o t_o + bE_u t_u} (aD_u) + Nw'' \\ - b \frac{a^2}{h} G \frac{B_o + B_u}{b \frac{a^2}{h} G} w'''' = 0 \\ \left(\frac{B_o + B_u}{A} w^6 - w^4 \right) (D_u a^2) - \frac{D_u a \left(\frac{B_o + B_u}{A} w^6 - w^4 \right)}{D_o + D_u} (aD_u) + Nw^2 - (B_o + B_u) w^4 = 0 \\ \left(\frac{B_o + B_u}{A} w^6 - w^4 \right) (D_u a^2) - \frac{D_u a \left(\frac{B_o + B_u}{A} w^6 - w^4 \right)}{D_o + D_u} (aD_u) + Nw^2 - (B_o + B_u) w^4 = 0 \\ \left(\frac{B_o + B_u}{A} w^6 - w^4 \right) (D_u a^2) - \frac{D_u a \left(\frac{B_o + B_u}{A} w^6 - w^4 \right)}{D_o + D_u} (aD_u) + Nw^2 - (B_o + B_u) w^4 = 0 \\ w^6 \frac{D_u a^2 (B_o + B_u) (1 - (D_o + D_u))}{A} - w^4 \left(B_o + B_u + \frac{D_u D_o a^2}{D_o + D_u} \right) + Nw^2 = 0 \end{split}$$

Diese Differentialgleichung beschreibt die Verformung des Sandwichquerschnitts mit einer zentrisch in die Tragschale eingeleiteten Normalkraft nach Theorie 2. Ordnung.

5.3. Vergleich zwischen der alleinstehenden Tragschale und den Sandwichwandstreifen

Die Absicht war es, die Tragfähigkeit von Sandwichwandstreifen unter Vertikallast zu untersuchen und dafür für jeden Versuchskörper eine zentrische Kraft in die Tragschale einzuleiten. Die Biegung des Referenzversuchskörpers im Laufe des Versuchs Nr. 1 hat gezeigt (siehe Bild 22), dass es trotz des präzisen Justierens des Versuchskörpers im Prüfstand mit Schienen und Schrauben nicht gelungen ist. eine reine Normalkraftbeanspruchung zu erreichen. Der Grund hierfür ist, dass die Versuchskörper selber aufgrund von Ungenauigkeiten des Schaltischs und der Schalung den vorgesehenen Abmessungen nicht perfekt entsprechen. Einen extremen Fall zeigt Bild 56. Für alle anderen Versuchskörper mit Vorsatzschale ist eine reine Normalkraftbeanspruchung des Versuchskörpers schon theoretisch unmöglich. Durch die Vorsatzschale verschiebt sich der Schwerpunkt des Sandwichwandstreifens in ihre Richtung. Es gibt also schon ohne ungewollte Ausmitte eine exzentrische Lasteinleitung in Bezug auf den Schwerpunkt des Sandwichguerschnitts. Diese planmäßige Exzentrizität entspricht dem Abstand zwischen dem Schwerpunkt der Tragschale (d. h. Lasteinleitungsstelle) und dem Schwerpunkt des gesamten Sandwichwandstreifens.

Auf der einen Seite könnten also das Vorhandensein der Vorsatzschale und die damit einhergehende zusätzliche Biegebeanspruchung einen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Sandwichwand haben (siehe Bild 83). Auf der anderen Seite könnten die Vorsatzschale und die Dämmung bei dem Erreichen der Knicklast der Tragschale eine seitliche Versteifung für diese darstellen und das Knicken des Bauteils verzögern (siehe Bild 84). Die Versuche haben gezeigt, dass die zweite Betrachtungsweise des Problems der Realität entspricht. Alle Versuchskörper haben nämlich eine deutlich höhere Versagenslast als der Referenzversuchskörper erreicht (siehe Tabelle 13 und Bild 82).

Versuchskörper- nummer	Kurzbeschreibung	Versagens- last in kN
1	Tragschale	397
2	Styropor 6 cm	797
3	Styropor 14 cm	977
4	Styropor 20 cm	1007
5	Styrodur 6 cm	1003
6a	Styrodur 14 cm	1198
6b	Styrodur 14 cm	956
7	Styrodur 20 cm	1020
8	Styropor 14 cm mit TA-D	1075
9	Styrodur 14 cm mit TA-D	1256
10	ohne Dämmung	525
11	ohne Dämmung mit TA-D	1149
12	Styrodur mit Gitterträger	1403

Tabelle 13: Versagenslast der getesteten Versuchskörper



Bild 82 : Versagenslast der getesteten Versuchskörper



Bild 83 : Einleitung der Kraft in die Tragschale und damit einhergehendes Moment



Bild 84: statische Ersatzsysteme für die Tragschale und für die Sandwichwand

5.4. Prinzipielles Tragverhalten

Der Sandwichwandstreifen wird während des Versuchs einer Normal- und darüber hinaus einer Biegebeanspruchung ausgesetzt. Die Sandwichtragwirkung des Sandwichwandstreifens wird aktiviert.

Im Folgenden soll allein die Biegebeanspruchung Gegenstand der Betrachtungen sein. Die Normalkraftbeanspruchung wird zunächst nicht betrachtet. Die Biegebeanspruchung führt ausschließlich zur Entstehung von Zugspannungen auf der Außenseite der Vorsatzschale. Man könnte einerseits behaupten, dass je dünner die Kernschicht ist, desto kleiner ist die Biege-Scherverformung der Kernschicht zwischen der Tragschale und der Vorsatzschale und desto größer sind die Kräfte, die auf die Vorsatzschale übertragen werden können (siehe Bild 85). Also sollte mit kleineren Deckschichtdicken die Vorsatzschale besser aktiviert, größere Momente aufgenommen und eine höhere Versagenslast erreicht werden können. Andererseits ließe sich argumentieren, dass je größer die Dämmungsdicke wird, desto größer wird der Hebelarm zwischen der Tragschale und der Vorsatzschale. In der Konsequenz sollten also mit größeren Dämmungsdicken größere Momente aufzunehmen sein und eine höhere Versagenslast erreicht werden (siehe Bild 86). Es könnte auch sein, dass sich beide Aspekte miteinander in Einklang bringen lassen: Zwar werden mit einer steigenden Dämmungsdicke weniger Kräfte der Vorsatzschale weitergegeben, aber diese wirken dann mit einem größeren Hebelarm, so dass beide Phänomene sich ausgleichen.



Bild 85 : Momente in der Vorsatzschale in Abhängigkeit von der Kernschichtdicke



Bild 86 : aufnehmbares Moment im Fall einer idealisierten Sandwichtragwirkung

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass sowohl bei den drei Versuchen mit Styropor und TA-H als auch bei den drei Versuchen mit Styrodur und TA-H, die Versuchskörper mit der Dämmungsdicke 6 cm die größten Durchbiegungen aufweisen und somit die geringste Biegesteifigkeit. Allerding geht dies nur für den Versuch mit einem Dämmstoff aus Styropor mit einer kleineren Traglast einher. In Bezug auf die Traglast scheint die Dämmungsdicke bei Styrodur, sowie bei Styropor wenig Einfluss zu haben. Für alle Dämmungsdicken sind die Traglasten mindestens zweimal höher als die der Tragschale allein und die Durchbiegungen geringer als die der Tragschale allein. Die Kraft-Durchbiegungs-Verläufe werden mit den Messdaten der Wegaufnehmer 3 und 4 (siehe Bild 11) für die oben erwähnten Versuchskörper in Bild 87 und Bild 88 dargestellt.



Bild 87: Einfluss der Dämmungsdicke auf die Durchbiegung und auf die Traglast bei einer Dämmung aus Styropor



Bild 88: Einfluss der Dämmungsdicke auf die Durchbiegung und auf die Traglast bei einer Dämmung aus Styrodur

Nun soll die Biegebeanspruchung beiseite gelassen und die Druckbeanspruchung in den Blick genommen werden: Die kleineren Kernschichten können auf die Vorsatzschale größere Druckkräfte übertragen als die größeren Kernschichten (siehe Bild 89).



Bild 89 : Normalkraft in der Vorsatzschale in Abhängigkeit von der Kernschichtdicke

Die Idee der reinen Druckbeanspruchung ist aber nur theoretisch, da die Druckbeanspruchung immer mit einer induzierten Biegebeanspruchung einhergeht. Theoretisch könnten also sowohl Zugspannungen als auch Druckspannungen auf der Außenseite der Vorsatzschale entstehen je nachdem welcher Anteil maßgebend ist. Bei dem Versuchskörper mit Styropor und mit diagonalen Ankern entstehen Druckspannungen sowohl auf der Seite der Tragschale als auch auf der Seite der Vorsatzschale (siehe Bild 92).

5.5. Einfluss des Dämmstofftyps auf die Versagenslast

Der Vergleich zwischen Versuch Nr. 10 ohne Dämmung und den Versuchen Nr. 6b und 3 mit jeweils Styrodur und Styropor zeigt den Einfluss der Dämmung auf die Aktivierung der Vorsatzschale. Der Versuch Nr. 10 erreicht nämlich eine deutlich kleinere Traglast (525 kN) als die Versuche Nr. 3 (977 kN) und 6b (956 kN). Der nur geringe Unterschied zwischen den erreichten Traglasten bei den Versuchen 3 und 6b trotz der beträchtlichen Unterschiede der mechanischen Eigenschaften von XPS und EPS lässt sich dadurch erklären, dass die höheren Festigkeiten des XPS nicht ausgeschöpft werden. Es findet bei den Versuchen mit XPS immer ein Versagen der Kontaktfuge zwischen dem Beton und dem Dämmstoff statt und dies trotz der Oberflächen, waffelung" des XPS. Der Dämmstoff selber ist am Ende des Versuchs immer unversehrt geblieben. Bei den Versuchen mit EPS ist der Dämmstoff selbst maßgebend. Scherrisse sind im Dämmstoff am Ende des Versuchs zu sehen.

5.6. Einfluss der Steifigkeit der Kernschicht auf die Versagenslast

Um den Einfluss der Steifigkeit der Kernschicht auf die Versagenslast zu ermitteln, wurden die Verbindungsmittel variiert. Die in Tabelle 13 zusammengefassten Ergebnisse zeigen, dass der Versuchskörper mit der steifsten Kernschicht (Versuch Nr. 12 mit Stahlgitterträger) die größte Traglast erreicht hat. Außer Versuch Nr. 8, bei dem der Dämmstoff Styropor mit TA-D kombiniert war, haben die anderen Versuchskörper mit TA-D das Podium der besten drei ergänzt. Die Steifigkeit der Kernschicht hat also einen klaren Einfluss auf die Traglast der Sandwichwand.

5.7. Beanspruchungen der Betonschalen

Die Messdaten der Dehnungsmesstreifen auf dem Beton zeigen, dass die Druckfestigkeit des Betons bei keinem Versuch vor dem Versagen erreicht wurde. Das Stabilitätsproblem der Tragschale hat sich also nicht wegen der Anordnung der Dämmung und der Vorsatzschale in ein Spannungsproblem umgewandelt, bei dem die Druckzone der Tragschale versagen würde. Das Schadensbild (siehe Bild 54 oder Bild 61) ist somit eine *Konsequenz* des Versagens des Sandwichwandstreifens und nicht die *Ursache* des Versagens des Sandwichwandstreifens.

Angenommen, dass die Rissbildung bei 0,1 °/° Dehnung stattfindet und dass die Unterbrechung des Signals von dem Dehnmessstreifen das Zeichen für die Entstehung eines Risses ist. Dann erfolgt die Rissbildung der Vorsatzschale, ohne dass das Knicken des Sandwichwandstreifens daraus resultiert.

Mit der Rissbildung in der Vorsatzschale sinkt die Steifigkeit der Vorsatzschale und die Dehnungen in der Tragschale nehmen schneller zu. Die Dehnungen in der Bewehrung der Vorsatzschale steigen mit Beginn der Rissbildung auch deutlich schneller (siehe Bild 90).



Bild 90: Dehnungen des Betons und der Bewehrung der Vorsatzschale bei Versuch Nr. 6

Die in Bild 91 zusammengefassten Ergebnisse zeigen, dass es anhand dieser Versuchsserie nicht möglich ist, einen Zusammenhang zwischen der Dicke der Dämmschicht oder zwischen dem Dämmstofftyp und der Dehnung der freien Seite der Vorsatzschale herzustellen. Aus der Interpretation der in Bild 92 zusammengefassten Messdaten lässt sich schlussfolgern, dass es ebenfalls unmöglich ist, einen Zusammenhang zwischen der Steifigkeit der Kernschicht und der Dehnung der freien Seite der Vorsatzschale zu ziehen. An dieser Stelle muss ergänzt werden, dass die einzelne Dehnung am Rand der Vorsatzschale keine Information über den Aktivierungsgrad der Vorsatzschale gibt. Hier sollte die Photogrammmetrie, indem sie einen Dehnungsverlauf über die Dicke der Vorsatzschale liefert, helfen den Aktivierungsgrad der Vorsatzschale zu bestimmen.



Bild 91: Vergleich der Dehnungen auf der Oberfläche der Tragschale und der Vorsatzschale bei unterschiedlichen Dämmungsdicken und Dämmstoffen



Bild 92: Vergleich der Dehnungen auf der Oberfläche der Tragschale und der Vorsatzschale bei unterschiedlichen Dämmungsdicken und Dämmstoffen

5.8. Traganteile

Bei einer Last von 250 kN wurden die Traganteile von drei Probekörpern, die sich lediglich durch Ihre Kernschichtdicke unterscheiden, verglichen. In den Diagrammen wurden die Dehnungen über den Querschnitt dargestellt. Diese wurden aber in einen Biegeanteil und in einen Normalkraftanteil getrennt. Bei diesem geringen Lastniveau kann man noch davon ausgehen, dass ein linearer Zusammenhang zwischen den Spannungen und den Dehnungen besteht. Die Biegeanteile resultieren aus der Biegebeanspruchung. Die Normalkraftanteile resultieren aus der Biegebeanspruchung (Sandwichtragwirkung) und aus der Druckbeanspruchung. Die Streuungen lassen keinen klaren Einfluss des Parameters Dämmungsdicke erkennen.



Bild 93: Dehnungen in der Tragschale und der Vorsatzschale des Versuchskörpers 3 bei 250 kN



Bild 94 : Dehnungen in der Tragschale und der Vorsatzschale des Versuchskörpers 4 bei 250 kN





5.9. Biegelinien

Bei dem Lastniveau 250 kN, welches von allen Versuchskörpern erreicht wurde, lässt sich klar erkennen, dass die Kernschicht und die Vorsatzschale die Tragschale versteifen. Der Versuchskörper 8, der nur aus einer alleinstehenden Tragschale besteht, zeigt nämlich die größte Verformung (siehe Bild 96).



Bild 96 : Biegelinien bei 250 kN

Beim Erreichen der Traglast haben die meisten Versuchskörper größere Verformungen erreicht als die alleinstehende Tragschale (siehe Bild 97).



Bild 97 : Biegelinien bei der Traglast





Bild 98 : Normalkraft-Moment Interaktionsdiagramme der Versuchskörper

Die Normalkraft-Momenten-Verläufe der Sandwichelemente sind dem Verlauf der alleinstehenden Tragschale ähnlich. Jedoch fehlen die Querschnittstragfähigkeiten, um eine

Umhüllung der Ergebnisse zu ermöglichen. Stamm und Witte können für Sandwichwände mit dicken Schalen eine Knicklast definieren. Dafür gehen sie aber davon aus, dass die Last am Schwerpunkt des Sandwichquerschnitts angreift, was hier nicht der Fall ist. Es existiert also kein Verzweigungsproblem, wie in Bild 98 zu sehen. Nur bei dem theoretischen Fall einer extrem schubweichen Kernschicht könnte eine theoretische Knicklast definiert werden. Diese würde der nach Euler definierten Knicklast entsprechen.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Der Einfluss der Vorsatzschale und der Kernschicht auf das Tragverhalten der Tragschale von Sandwich- und Elementwänden sollte untersucht werden.

In diesem Zusammenhang wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm an Großbauteilen durchgeführt.

Die Probekörper waren 4,2 m lang und 0,8 m breit und bestanden aus einer 10 cm dicken Tragschale (Schlankheit von 145,5), aus einer von 6 bis 20 cm dicken Kernschicht und aus einer 7 cm dicken Vorsatzschale. Verwendet wurde für die Ausbildung der Kernschicht expandierter oder extrudierter Polystyrol als Dämmstoff sowie GFK Thermoanker der Firma Schöck® als Verbindungsmittel.

Die Dokumentation und eine umfangreiche Auswertung des Versuchsprogramms sind in diesem Bericht enthalten.

Die Versuchsserie hat erwartungsgemäß gezeigt, dass die Vorsatzschale und die Kernschicht stets eine Erhöhung der Traglast des Bauteils im Vergleich zu einer alleinstehenden Tragschale ermöglichen. Die Varianten, die die größten Steifigkeiten der Kernschicht besaßen, haben in der Regel die größten Traglastzuwächse erreicht.

Der Einfluss der Dämmstoffdicke und des Dämmstofftyps auf die Traglaststeigerung konnte aufgrund der Streuung der Versuchsergebnisse bzw. unterschiedlichen Versagensarten bei unterschiedlichen Dämmstofftypen nicht eindeutig identifiziert werden. Das Kriechen der Kernschicht wurde nicht behandelt.

Die im Vergleich zu expandierten Polystyrol (EPS) höhere Scherfestigkeit des extrudierten Polystyrols (XPS) konnte nicht vollständig ausgenutzt werden. Maßgebend hierfür war, dass bei den Versuchen mit XPS der Verbund zwischen dem Dämmstoff und dem Beton versagte, und nicht der Dämmstoff selbst.

Der Einfluss der Verbindungsmittel konnte anhand der gefahrenen Versuche deutlich identifiziert werden. Die Versuche haben gezeigt, dass die Verbindungsmittel aus GFK aufgrund einer geringeren Steifigkeit im Vergleich zu Gitterträgern aus Stahl zwar nicht die gleiche Erhöhung der Traglast ermöglichen jedoch trotzdem in dieser Hinsicht auch ein starkes Potential aufweisen. Berücksichtigt man neben diesen statischen Aspekten die erhöhte Energieeffizienz der GFK Verbindungsmittel im Vergleich zu ihren herkömmlichen Vorgängern aus Stahl, erscheinen GFK Verbindungsmittel als Verbindungsmittel der Zukunft.

Neben dem Einfluss des Verbindungsmitteltyps auf die erreichten Traglasten konnte auch der Einfluss der Verteilung der Verbindungsmittel identifiziert werden. Unter diesem Aspekt ist eine Versteifung der Kernschicht in den Fuß- und Kopfbereichen der Sandwichwand zu empfehlen. Diese kann leicht mit einer herstellfreundlichen punktuellen Anordnung von Schrägankern erfolgen. Dem steht jedoch eine Erhöhung der Zwängung infolge indirekten Einwirkungen (ungleichmäßiges Schwinden, Temperaturänderung) entgegen.

Obwohl die Trag- und Vorsatzschalen in allen Versuchen identisch ausgeführt wurden und nur Variationen in der Ausführung der Kernschicht erfolgten, wurden unterschiedliche Versagensmechanismen beobachtet. Hierzu konnten wertvolle Erkenntnisse gewonnen werden.

Die Differentialgleichungen, die von Stamm und Witte (Stamm/Witte, 1974) zusammengestellt wurden, wurden der in diesem Forschungsprojekt maßgebenden Problemstellung angepasst. Diese können aber nur für einfache Fälle aufgestellt und gelöst werden (kontinuierliche Kernschichteigenschaften). Die Gültigkeit der angepassten Differentialgleichungen für praxisrelevante Fälle wird derzeit untersucht.

Für kompliziertere Ausführungen der Kernschicht bietet sich der Aufbau eines numerischen Modells an. Dieses kann auch die Simulation mit Variierung aller Parameter ermöglichen, ohne auf eine sehr große Anzahl an Laborversuchen zurückgreifen zu müssen.

Insgesamt konnten aussichtsreiche Ansätze für eine wirtschaftlichere Bemessung von schlanken Sandwichfassadenbauteilen erarbeitet werden, auf die derzeit an der TU Kaiserslautern aufgebaut wird. Das Vorhaben wird aktuell mit finanziellen Mitteln der TU Kaiserslautern fortgeführt. In diesem Rahmen soll u. a. die vorgenannte numerische Modellierung erfolgen. Auf dieser Grundlage wiederum sollen Ingenieurmodelle erarbeitet werden, die zumindest für Standardfälle eine leichte Handhabung in der Bemessungspraxis von Tragwerksplanern erlauben. Die Ergebnisse sollen in eine Dissertation einfließen, die voraussichtlich im Jahr 2017 abgeschlossen werden wird.

In zukünftigen Forschungsprojekten müssen Langzeiteffekte untersucht und modelliert werden. Neben dem Kriechen der Tragschale sind auch das Kriechen der Vorsatzschale und der Kernschicht unter Dauerlast zu untersuchen. Die gegenseitige Beeinflussung dieser Mechanismen muss ebenso berücksichtigt werden. Dafür müssen Langzeitversuche zur Bestätigung der Modelle durchgeführt werden.

7. Literaturverzeichnis

Eurocode 2 Deutsches Institut für Normung e.V.; Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011) DIN EN 1992-1-1 [Buch]. - Berlin : [s.n.], 2011.

Klaus Stamm, Horst Witte Sandwichkonstruktionen: Brechnung, Fertigung, Ausführung [Buch]. - [s.l.] : Springer Verlag, 1974.

Schmitz/Goris Bemessungstafeln nach DIN 1045-1 [Buch]. - 2001.

Stamm/Witte Sandwichkonstruktionen: Berechnung, Fertigung, Ausführung [Buch]. - 1974.

Wommelsdorf Stahlbetonbau Bemessung und Konstruktion Teil 2 [Buch]. - [s.l.] : Werner Verlag, 2012.

Zulassung Thermoanker DIBt: Zulassungsbescheid Z-21.8-1894, Schöck ComBAR Thermoanker. Antragsteller: Schöck Bauteile GmbH, Deutsches Institut für Bautechnik [Buch]. - Berlin : [s.n.], 2015.

8. Anhang







Querschnitt A-A





Querschnitt A-A







Querschnitt A-A











Querschnitt A-A







Querschnitt A-A





Querschnitt A-A









Querschnitt A-A







Querschnitt A-A







Querschnitt A-A















