

**Sichtung und Aufbereitung jüngerer  
Forschungsarbeiten zum Brandverhalten  
von Spannbetonhohlplatten**

**T 3275**

T 3275

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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.

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

2012

ISBN 978-3-8167-8709-9

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

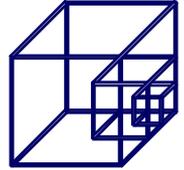
Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

**PROF. DR.-ING.**  
**PETER SCHAUMANN**  
BERATENDER INGENIEUR IM BAUWESEN



DATUM:  
20.MÄRZ 2012

PROF. DR.-ING. PETER SCHAUMANN  
KASTANIENWEG 9  
30916 ISERNHAGEN

MOBILE ☎ 0163 862 3781  
SCHAUMANN@STAHL.UNI-HANNOVER.DE

BERATENDER INGENIEUR IM BAUWESEN

SCHWEIßFACHINGENIEUR

LEITER DES INSTITUTS  
FÜR STAHLBAU DER  
LEIBNIZ UNIVERSITÄT HANNOVER

# Forschungsbericht

## **Sichtung und Aufbereitung jüngerer Forschungsarbeiten zum Brandverhalten von Spannbetonhohlplatten**

Az: ZP 52-5-4.184-1353/10

**Auftraggeber:**  
**Deutsches Institut für Bautechnik**  
**Kolonnenstraße 30 L**  
**10829 Berlin**

Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann  
Dipl.-Ing. Inka Kleibömer

März 2012



## Inhaltsverzeichnis

1	Symbolverzeichnis .....	4
2	Normen und Literatur .....	4
3	Einleitung .....	7
4	Entwicklung der Normen und Zulassungen .....	8
4.1	Normen für Spannbetonhohlplatten in Deutschland .....	8
4.2	Allgemeine Regelungen nach DIN 1168 und Entwurf A3.....	8
4.3	Regelungen zum Feuerwiderstand nach DIN 1168 und Entwurf A3, Anhang G .....	9
4.4	Zulassungskriterien des DIBt.....	12
4.4.1	Stellungnahme des DIBt zu den Brandschutzregelungen in abZ für Spannbetonhohlplatten, September 2009 .....	12
4.4.2	Zwischenlösung für die Regelung des Brandschutzes in abZ von Spannbetonhohlplatten, Stand 04/2010 .....	13
4.5	Derzeitige Produkte mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung .....	14
4.6	Richtlinien der European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) für Spannbetonhohlplatten .....	14
4.7	Neue Regelungen für Spannbetonhohlplatten als Reaktion auf einen Versagensfall in Rotterdam .....	15
5	Stand der Forschung/Technik .....	17
5.1	Forschungen an der ETH Zürich zum Tragverhalten von Spannbetonhohlplatten unter Brandeinwirkung .....	17
5.2	Versuche zur nachgiebigen Auflagerung von Spannbetonhohlplatten bei Raumtemperatur in Finnland und Schweden.....	22
5.3	Entwicklung von Modellen zur Vorhersage der Tragwiderstände von Spannbetonhohlplatten am TNO Delft.....	25
5.4	Großbrandversuche zum Einfluss der Lagerung von Spannbetonhohlplatten in Großbritannien .....	28
5.5	Versuche zum Schubversagen von Spannbetonhohlplatten auf Slim Floor Trägern bei Raumtemperatur an der RWTH Aachen .....	31
5.6	Analyse und Berechnung des Schubwiderstandes von Spannbetonhohlplatten im Brandfall.....	33
5.7	Verwandte Forschungsergebnisse .....	38
5.7.1	Untersuchungen an massiven Betonplatten mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund und ohne Verbund .....	38
5.7.2	Untersuchungen zum Einfluss der Lagerungsbedingungen von massiven Betonplatten.....	39
5.7.3	Modellierung der Verbindung von vorgespannten Decken zur Tragstruktur mit einem multi-spring Element.....	43
6	Zusammenfassung und Ausblick.....	45



## Veranlassung

Die Ergebnisse wissenschaftlicher Arbeiten sowie reale Schadensfälle haben Sicherheitslücken in den derzeitigen Regelungen des Brandschutzes in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen von Spannbetonhohlplatten aufgezeigt. Als Reaktion darauf hat das Deutsche Institut für Bautechnik eine Erneuerung der Zulassungsbedingungen geplant. Zunächst wurde die Projektgruppe „konstruktiver baulicher Brandschutz“ mit der Ausarbeitung einer Zwischenlösung für die Zulassungsbedingungen von Spannbetonhohlplatten beauftragt. Um längerfristige Zulassungsregelungen zu erarbeiten, bedarf es jedoch weiterer Untersuchungen. Damit dabei von einer einheitlichen Grundlage ausgegangen werden kann, wurde eine Sichtung und Aufbereitung jüngerer Forschungsergebnisse in Auftrag gegeben.

Die Verfasser bedanken sich für die Zusammenarbeit beim DIBt und den Betreuern Herrn Dr.-Ing. Sascha Hothan, BAM, Berlin und Herrn Dr.-Ing. Joachim Rosenbusch, DIBt, Berlin.

Hannover, März 2012

-----  
Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann

-----  
Dipl.-Ing. Inka Kleibömer



## 1 Symbolverzeichnis

### Lateinische Symbole

$A_{\text{brutto}}$	[cm <sup>2</sup> ]	Brutto-Querschnittsfläche
$A_{\text{netto}}$	[cm <sup>2</sup> ]	Netto-Querschnittsfläche
$b$	[mm]	Plattenbreite
$b_{\text{st}}$	[mm]	Stegdicke
$d_1, d_2$	[mm]	Spiegeldicken
$c$	[mm]	Betondeckung
$c_{\text{min}}$	[mm]	Mindestmaß der Betondeckung
$\Delta c$	[mm]	Toleranz für die Betondeckung
$C_{\theta,1}$		Koeffizient, der die Betonbeanspruchung unter Brandbedingungen berücksichtigt
$C_{\theta,2}$		Koeffizient, der die verankerte Längsbewehrung berücksichtigt
$h$	[mm]	Tatsächliche Plattendicke
$l$	[mm]	Stützweite
$t_e$	[mm]	Wirksame Plattendicke
$u$	[mm]	Achsabstand
$\Delta u$	[mm]	Korrekturbeiwert des Achsabstandes $u$
$V_{\text{Rd,c,cold}}$	[kN]	Querkrafttragfähigkeit bei Normaltemperatur
$V_{\text{Rd,c,fi}}$	[kN]	Querkrafttragfähigkeit unter Brandeinwirkung
$x,y,z$		Koordinaten

### Griechische Symbole

$\epsilon_{\text{th}}$		Thermische Dehnung
$\epsilon_{\text{res}}$		Resultierende Dehnung
$\sigma$	[kN/mm <sup>2</sup> ]	Normalspannung
$\tau$	[kN/mm <sup>2</sup> ]	Schubspannung

## 2 Normen und Literatur

### Normen

- [1] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Betonfertigteile – Hohlplatten; Deutsche Fassung EN 1168:2005+A2:2009*. Beuth Verlag GmbH, 2009 (DIN EN 1168)
- [2] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Betonfertigteile – Hohlplatten; Deutsche Fassung EN 1168:2005+ A2:2009/FprA3:2011*. Beuth Verlag GmbH, 2011 (DIN EN 1168/A3)



- [3] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *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*. Beuth Verlag GmbH, 2005 (DIN EN 1992-1-1)
- [4] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Allgemeine Regeln für Betonfertigteile; Deutsche Fassung EN 13369:2003*. Beuth Verlag GmbH, 2004 (DIN EN 13369)
- [5] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004*. Beuth Verlag GmbH, 2006 (DIN EN 1992-1-2)
- [6] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile*. Beuth Verlag GmbH, 1994 (DIN 4102-4)
- [7] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile; Änderung A1*. Beuth Verlag GmbH, 2004 (DIN 4102-4/A1)
- [8] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 22: Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten*. Beuth Verlag GmbH, 2004 (DIN 4102-22)
- [9] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil1: Bemessung und Konstruktion*. Beuth Verlag GmbH, 2008 (DIN 1045-1)
- [10] Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN) (Hrsg.): *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*. Beuth Verlag GmbH, 2006 (DIN EN 1994-1-2)

#### Literatur

- [11] Deutsches Institut für Bautechnik: *Zwischenlösung für die Regelung des Brandschutzes in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen von Spannbetonhohlplatten+Begründung für die Festlegung in Bezug auf die eingegangenen Stellungnahmen*. 06. April 2010
- [12] Mitteilungen des Instituts für Bautechnik: *Grundsätze für die statische Prüfung von Stahlbeton- und Stahlleichtbetonhohlplatten des DIBt*. Mitteilungen des IfBt 2/1985
- [13] Mitteilungen des Instituts für Bautechnik: *Grundsätze für die statische Prüfung von Stahlbeton- und Stahlleichtbetonhohlplatten des DIBt – Ergänzung hinsichtlich brandschutztechnischer Anforderungen*. Mitteilungen des IfBt 3/1986
- [14] Borgogno, W.: *Tragverhalten von Slim Floor Decken mit Betonhohlplatten bei Raumtemperatur und Brandeinwirkungen*. Zürich, Diss. 1997.



- [15] Borgogno, W.; Fontana, M.: *Brandverhalten von Slim-Floor-Decken mit vorgespannten Betonhohlplatten*. Stahlbau 67 Heft 10 (1998), S.776-784.
- [16] Borgogno, W.; Fontana, M.: *Versuche zum Tragverhalten von Betonplatten mit flexibler Auflagerung bei Raumtemperatur*. Zürich, 1996.
- [17] Pajari, M.; Koukkari, H.: *Shear resistance of PHC slabs supported on beams I: Tests*. Journal of Structural Engineering (1998), S.1050-1061.
- [18] Pajari, M.: *Shear resistance of PHC slabs supported on beams II: Analysis*. Journal of Structural Engineering (1998), S.1062-1073.
- [19] Fellingner, J. H. H.; Stark, J.; Walraven, J.: *Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs*. Heron, Vol. 50, No 4 (2005).
- [20] Fellingner, J. H. H.: *Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs*. Delft, Diss. 2004.
- [21] Bailey, C. G.; Lennon, T.: *Full-scale tests on hollowcore floors*. The Structural Engineer (2008), S.33-39.
- [22] Hegger, J.; Roggendorf, T.; Kerkeni, N.: *Shear capacity of prestressed hollow core slabs in slim floor constructions*. Engineering Structures 31 (2009), S.551-559.
- [23] Van Acker, A.: *Shear resistance of prestressed hollow core floors exposed to fire*. Structural Concrete (2003), S.65-74.
- [24] Van Acker, A.: *Schubtragfähigkeit von Spannbetonfertigdecken*. BetonWerk International (2010), S.186-201.
- [25] Bailey, C. G.; Ellobody, E.: *Comparison of unbounded and bonded post-tensioned concrete slabs under fire conditions*. The Structural Engineer (2009), S.23-31.
- [26] Lim, L.; Buchanan, A. H.; Moss, P. J.: *Restraint of fire-exposed concrete floor systems*. Second International Workshop - Structures in fire. Christchurch, 2002.
- [27] Min, J.-K.; Moss, P.; Dhakal, R.; Buchanan, A.: *Modelling the fire resistance of prestressed concrete floors using multi-spring connection elements*. Structures in fire – Proceedings of the sixth international conference (2010), S.216-223.
- [28] Van Overbeek, T.; Breunese, A.; Gijssbers, J.; Both, K.; Maljaars, J.; Noordijk, L.: *New regulations for hollow core slabs after premature partial collapse*. Structures in fire – Proceedings of the sixth international conference (2010), S.141-148.
- [29] European Convention for Constructional Steelwork, International prestressed Hollow core Association (Hrsg.): *Guidelines for the Application of prestressed hollow core slabs supported on built-in beams*, No 103, Brüssel, 1998

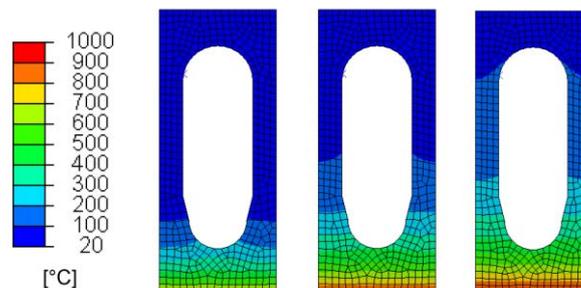


### 3 Einleitung

Die Zulassungskriterien des Deutschen Instituts für Bautechnik für Spannbetonhohlplatten unter Brandeinwirkung zielten bis zur Einführung einer „Zwischenlösung für die Regelungen des Brandschutzes in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen von Spannbetonhohlplatten“ [11] im April 2010 hauptsächlich auf die Biegemomententragfähigkeit ab. Dabei wurden lediglich Anforderungen an die Mindestplattendicke und den Mindestachsabstand der Spannstahlbewehrung gestellt. Anhand von Versuchen und durch Schadensfälle wurde jedoch offensichtlich, dass auch andere Versagensmechanismen auftreten können und die Erfüllung der Anforderungen an die Biegemomententragfähigkeit allein nicht ausreichend ist. Unter Normaltemperatur versagen dickere Spannbetonhohlplatten typischerweise infolge Überschreitung der Querkrafttragfähigkeit mit einem Schubzugbruch. Bei geringeren Plattendicken tritt häufig ein Verankerungsbruch auf, der zudem von Schubrisen begleitet wird. Auch unter Brandeinwirkung wurden diese Versagensmechanismen beobachtet. In einigen Versuchen führten sie sogar zu frühzeitigem Versagen der Konstruktion.

Im Brandfall treten neben den Belastungen aus Vorspannung, Eigengewicht und äußeren Einwirkungen auch zusätzliche Beanspruchungen durch thermische Eigenspannungen infolge eines nicht-linearen Temperaturgradienten über die Plattendicke auf. Dadurch entstehen Risse in den Platten, die je nach Ort und Ausmaß des Auftretens zu frühzeitigem Versagen führen können. Die Schubtragfähigkeit der Spannbetonhohlplatten wird infolge der Risse maßgeblich reduziert. Die thermischen Einwirkungen führen des Weiteren zu Querkzugspannungen in den Stegen der Platten, die ein Versagen durch Schubzugbruch begünstigen. Unter Brandeinwirkung nimmt zudem die Gefahr eines Verankerungsversagens zu, da zum einen die Verbundfestigkeit abnimmt und zum anderen die Verbundspannungen aufgrund der thermischen Einwirkungen zunehmen.

In der Literatur gibt es Analysen von Brandversuchen, mit denen eine Vielzahl von Parametern untersucht wurden. Vor allem der Einfluss von Zwängungen infolge behinderter Temperaturdehnungen war häufig Bestandteil der Forschungen. Dabei bestand das Ziel darin, eine Quantifizierung des positiven Effekts infolge des Gesamttragverhaltens der Konstruktion gegenüber der Betrachtung einzelner Bauteile im Brandfall zu erhalten. Eine diesbezügliche, auf der sicheren Seite liegende Formulierung zur Aufnahme in die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen ist jedoch aktuell noch nicht vorhanden.



**Abbildung 1: Temperaturverteilung in einer Spannbetonhohlplatte nach 30-, 60- und 90-minütiger Brandeinwirkung**



## 4 Entwicklung der Normen und Zulassungen

### 4.1 Normen für Spannbetonhohlplatten in Deutschland

Für Betonfertigteile gibt es eine Reihe von Produktnormen. Die DIN EN 1168:2009-07 (im Folgenden DIN 1168 genannt) [1] ist die derzeit gültige deutsche Fassung der Produktnorm für Hohlplatten. Sie umfasst Spannbeton- und Stahlbetonhohlplatten, die für Decken und Dächer eingesetzt werden. Der Anwendungsbereich bei Spannbetonhohlplatten beschränkt sich auf Platten mit einer maximalen Dicke von 500 mm und einer maximalen Breite von 1200 mm. Die Norm beinhaltet Angaben zur Terminologie, zu Leistungskriterien, Toleranzen, wesentlichen physikalischen Eigenschaften, besonderen Prüfverfahren und speziell auf den Transport und die Montage bezogene Aspekte. Die erste Fassung DIN EN 1168:2005-08 wurde zunächst durch die DIN EN 1168:2008-10 und danach durch die DIN EN 1168:2009-07 ersetzt. Für Dezember 2012 ist die Einführung des Entwurfsdokuments DIN EN 1168:2005/FprA3:2011 [2] (im Folgenden (Normen-) Entwurf A3 genannt) geplant.

Aus der Musterliste der Technischen Baubestimmungen kann entnommen werden, dass sämtliche informativen Anhänge der DIN 1168 nicht gelten. Unter anderem fällt darunter Anhang G der Norm, der die Regelungen für den Feuerwiderstand enthält. Demnach gibt es derzeit keine gültige Normengrundlage für die Bemessung von Spannbetonhohlplatten im Brandfall.

### 4.2 Allgemeine Regelungen nach DIN 1168 und Entwurf A3

Für die Verwendung von Spannstahl in Form von Drähten und Litzen enthält DIN 1168 Angaben zu maximal zulässigen Durchmessern. Der Einsatz von Spannstäben ist nach gültiger Norm untersagt. Im Normenentwurf A3 sind Regelungen zum Einsatz von Spannstäben zur thermischen Vorspannung vorgesehen, die im zugehörigen Anhang K enthalten sind.

DIN 1168 fordert für Bauteile mit einer Breite von 1,20 m den Einsatz von mindestens vier Spanngliedern. Für die Spannglieder wird eine minimale Betondeckung  $c_{min}$  zur nächstgelegenen Betonoberfläche und zur nächstgelegenen Hohlraumwandung vorgeschrieben. Sie ist entweder nach DIN EN 1992-1-1 (im Folgenden EC2-1-1 genannt) [3] oder in Abhängigkeit des Achsabstands der Litzen und des Litzendurchmessers zu ermitteln. Letztgenannte Methode stellt zudem die Vermeidung von Längsrissen infolge Querszug und Spaltzug sicher. Für die Betondeckung wird eine maximal zulässige Herstellungstoleranz von  $\Delta c = -10$  mm festgeschrieben.

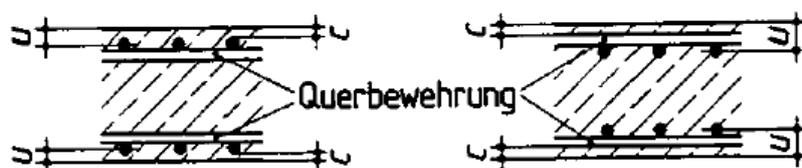


Abbildung 2: Definition der Betondeckung  $c$  und des Achsabstand  $u$ , aus [6]



Die Querkrafttragfähigkeit bei Normaltemperatur muss getrennt für gerissene und ungerissene Bereiche ermittelt werden. Der Normenentwurf A3 sieht zudem den Sonderfall von Biegerissen innerhalb der Verankerungslänge der Bewehrung vor. Das Auftreten solcher Risse kann zu einem frühzeitigen Verankerungsversagen führen. Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit in den gerissenen Bereichen soll nach EC2-1-1 erfolgen. Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit im ungerissenen Bereich sehen sowohl die DIN 1168 als auch der zugehörige Normenentwurf ein komplexes und ein vereinfachtes Berechnungsverfahren vor. Ergänzend wird zur praktischen Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit in Anhang J der DIN 1168 ein Prüfverfahren vorgestellt. Für eine biegeeweiche Auflagerung muss nach Inkrafttreten der Veränderungen aus Entwurf A3 der abmindernde Einfluss der Querkraften rechtwinklig zur Haupttragrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Nach derzeitiger Normung ist dies nicht notwendig.

In den Hohlplatten und ihren Verbindungsfugen kommt es infolge der Querkraftübertragung von einer Platte in die nächste zu vertikalen Schubkräften. Die Ermittlung der Schubtragfähigkeit erfolgt nach DIN 1168, wobei entweder der Flanschwiderstand der Platte oder der Fugenwiderstand maßgebend werden kann.

Um einem Schubversagen in Auflagernähe infolge von Zwangsrisse vorzubeugen, sollte die bauliche Durchbildung dahingehend geplant werden, dass ungewollte Einspannungen und negative Momente an den Auflagern nicht auftreten oder von zusätzlicher Bewehrung aufgenommen werden können. Der informative Anhang E sieht drei Verfahren zur Aufnahme von negativen Stütz- und ungewollten Einspannmomenten vor: die Anordnung oberliegender Litzen, die Anordnung von Bewehrungsstäben in den Längsfugen oder Hohlräumen und die Aufbringung eines Aufbetons.

Anhang F (informativ) stellt Formeln zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit und der Biegeschubtragfähigkeit von Hohlplatten mit Aufbeton oder einer Anzahl von aufgefüllten Hohlräumen zur Verfügung. Beide Maßnahmen können eine Erhöhung der Schubtragfähigkeit bewirken.

#### **4.3 Regelungen zum Feuerwiderstand nach DIN 1168 und Entwurf A3, Anhang G**

Sowohl der normative Teil der aktuellen DIN 1168 als auch der des Normenentwurfs A3 beinhalten keine verpflichtenden Regelungen bezüglich des Feuerwiderstands. Der jeweilige Anhang G, der Berechnungsverfahren und Bemessungstabellen für den Brandfall enthält, besitzt lediglich informativen Charakter und wird in der Musterliste der Technischen Baubestimmungen als ungültig deklariert. Die Einhaltung der dort niedergeschriebenen Bestimmungen qualifiziert ein Bauteil also nicht für eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung.

Als normative Ergänzung wurde in den Normenentwurf aufgenommen, dass zum Nachweis der raumabschließenden Funktion (E) zusätzlich die Einhaltung des Isolationskriteriums (I) gefordert wird.



**Tabelle 1: Vergleich des Anhangs G der DIN 1168 mit dem Entwurf A3**

<b>DIN EN 1168:2009-07</b>	<b>Entwurf EN 1168:2005/FprA3:2011</b>
<b>Ermittlung der Querschnitts- und Baustofftemperaturen</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Querschnittstemperaturen nach DIN EN 1992-1-2:2004 (EC2-1-2) [5], Bild A.2. Dabei ist a der durchschnittliche Achsabstand des Stahls von der Plattenunterseite.</li> <li>• Ermittlung der Stahlfestigkeit nach EC2-1-2, Bilder 4.2a, 4.2b und 4.3 oder nach Abschnitt 3.</li> <li>• Verringerung der Betonfestigkeit und des Querschnitts nach EC2-1-2, Abschnitt 3.</li> <li>• Bei Beton mit Gesteinskörnungen aus Kalkstein darf der durchschnittliche Achsabstand um 10 % verringert werden.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Unterhalb der Stufe <math>a_{50\%}</math> (die Stufe, auf der die gesamte Stegbreite gleich der Hohlraumbreite ist) darf die entsprechende Temperaturverteilung einer massiven Platte angenommen und nach EC2-1-2, Bild A.2 ermittelt werden.</li> <li>• Oberhalb der Stufe <math>a_{50\%}</math> darf eine lineare Interpolation zwischen der Temperatur auf dieser Stufe und der Temperatur an der Oberseite der Decke angenommen werden.</li> <li>• Entsprechend des Wärmedämmkriteriums darf die Temperatur auf der Oberseite <math>160\text{ °C}</math> (<math>= 140\text{ °C} + 20\text{ °C}</math>) nicht überschreiten.</li> </ul>
<b>Biegebemessung im Brandfall</b>	
Keine zusätzlichen Regelungen.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit darf auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, dass sich die Betonfestigkeit in der Druckzone und der innere Hebelarm nicht gegenüber der Bemessung unter Normaltemperatur verändern.</li> </ul>
<b>Querkraft und Verankerung im Brandfall</b>	
Keine zusätzlichen Regelungen.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Es steht ein empirisch ermitteltes Berechnungsmodell zur Verfügung. Darin berücksichtigt <math>C_{\theta,1}</math> die Beanspruchung des Betons unter Brandeinwirkung und <math>C_{\theta,2}</math> die verankerte Längsbewehrung.</li> <li>• Für Feuerwiderstandsklassen &lt;R60 ist der Nachweis nicht erforderlich.</li> </ul>
<b>Zulässige vereinfachte Verfahren zur Bestimmung des Feuerwiderstands</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nach EC2-1-2, Anhang B (sofern entsprechende Versuche dies unterstützen), Anhang D (durch NA von der Anwendung ausgeschlossen) oder Anhang E.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Die Biegetragfähigkeit darf nach dem vereinfachten Verfahren nach EC2-1-2, 4.2 und Anhang B berechnet werden.</li> <li>• Die Querkrafttragfähigkeit und Verankerung im Brandfall darf unter Anwendung der vereinfachten Rechenverfahren nach EC2-1-2, 4.2 und Anhang B und D berechnet werden.</li> </ul>
<b>Tabellenwerte</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Die Tabellenwerte aus G.1 sind in Zusammenhang mit EC2-1-2, Abschnitt 5 anwendbar.</li> <li>• Tabelle G.1 enthält minimale Achsabstände für Betonstahl (Übertragung auf Spannstahl nach EC2-1-2, 5.2(5)) und Mindestplattendicken für Normalbeton mit Kies als Gesteinskörnung.</li> <li>• Bei Verwendung von kalkhaltigen Gesteinskörnungen gelten die in EC2-1-2, 5.1 gegebenen Anforderungen.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Klassifizierung der Hohlplatten hinsichtlich des Feuerwiderstands für die Wärmedämmung und Querkrafttragfähigkeit nach den Tabellen G.1 und G.2 oder nach EC2-1-2, Abschnitt 5.</li> <li>• Für Biegung sind keine Tabellenwerte angegeben, die Berechnung erfolgt nach einem der o.g. Verfahren.</li> <li>• Tabelle G.1 enthält Mindestplattendicken für den Feuerwiderstand und die Wärmedämmung.</li> <li>• Tabelle G.2 enthält in Abhängigkeit des Feuerwiderstands und der Plattendicke Werte für die Querkrafttragfähigkeit am Auflager; Angabe als prozentuale Werte <math>V_{Rd,c,fi}/V_{Rd,c,cold}</math>.</li> </ul>



Die Tabellenwerte für die Mindestplattendicke können jeweils nach der Umrechnung in eine wirksame Plattendicke mit den Werten aus EC2-1-2, Tabelle 5.8 verglichen werden. Es ist zu beachten, dass die Werte aus Anhang G der aktuellen Norm auf einer Mindestbetonfläche  $A_{\text{netto}}/A_{\text{brutto}}$  von 55 % beruhen, wohingegen in Entwurf A3 eine Mindest-Nettobetonfläche von  $0,4 \cdot b \cdot h$  (40 %) vorausgesetzt wird. Rechnet man die angegebenen Mindestplattendicken in eine wirksame Dicke entsprechend der Betonfläche um, so erhält man die in Tabelle 2 dargestellten Werte. Der Vergleich zeigt, dass der Normenentwurf für die Feuerwiderstandsklassen REI 60 und REI 90 einer geringere wirksame Plattendicke fordert als die aktuelle Norm. Für die Feuerwiderstandsklassen REI 120 und REI 180 wird im Entwurf eine größere wirksame Plattendicke verlangt.

**Tabelle 2: Mindestplattendicken und Umrechnung in wirksame Plattendicken nach [1] und [2]**

Mindestmaße Plattendicke		Geforderte Feuerwiderstandsklasse			
		REI 60	REI 90	REI 120	REI 180
nach DIN EN 1168	[mm]	120	140	160	200
Wirksame Dicke $t_e = h \cdot \sqrt{A_c / (b \cdot h)}$	[mm]	89,0	103,8	118,7	148,3
nach Entwurf A3	[mm]	130	160	200	250
Wirksame Dicke $t_e = h \cdot \sqrt{A_c / (b \cdot h)}$	[mm]	82,2	101,2	126,5	158,1

Ergänzende Hinweise zum Normenentwurf A3, Anhang G:

- Anhang G enthält eine Bemessungsformel zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit im Brandfall (Abschnitt G.1.3). Die entsprechende Formel in der englischen Fassung des Dokuments sieht auf den ersten Blick anders aus, ist aber äquivalent.
- Die Werte der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,cold}$  in Tabelle G.2 wurden nach dem vereinfachten Querkraftmodell ermittelt. Daher können die Tabellenwerte nur mit der vereinfachten Gleichung nach DIN 1168, 4.3.3.2.2.1 angewendet werden. Zudem sollte der Einfluss ausbetonierter Hohlräume mit eingelegter Zugbewehrung in diesem Modell vernachlässigt werden.
- Anhang G enthält in der Entwurfsfassung einen Abschnitt zur Anordnung von Hohlplatten für die Brandprüfung. Die Verbindung zwischen Auflagerbalken und Decke soll realitätsgetreu nachgebildet werden. Das heißt, dass entsprechend der Einspannwirkung in der Anwendung eine Längseinspannung in der Brandprüfung erzeugt werden soll. Dies kann über waagerechte hydraulische Pressen oder mit Bewehrungsstäben in Spannrichtung an beiden Seiten der Deckenplatte erreicht werden (vgl. [2], Bilder G.5 und G.6)
- G.3.5: „Es kann eine Einspannung in Querrichtung erzeugt werden, um die



*Dehnungsbehinderung der Deckenplatte durch die angrenzenden Bauteile zu simulieren. Die Prüfanordnung muss so genau wie möglich die tatsächlichen Bedingungen der Deckenplatte im Aufbau wiedergeben, auch am Deckenrand."*

Anhand dieses Normentextes wird eine wesentliche Problematik für die Zulassungsversuche deutlich: Die qualitative Anforderung „so genau wie möglich die tatsächlichen Bedingungen (...) wiedergeben" ist sehr schwer in physikalischen Randbedingungen umzusetzen, die im Versuch reproduzierbar sind und in der Praxis garantiert werden können.

#### **4.4 Zulassungskriterien des DIBt**

Das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) erteilt allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) für Spannbetonhohlplatten. Aufgrund der aufgetretenen Versagensfälle und der Diskussionen über das Brandverhalten von Spannbetonhohlplatten in der Literatur ist eine Erneuerung der Zulassungsbedingungen geplant.

##### **4.4.1 Stellungnahme des DIBt zu den Brandschutzregelungen in abZ für Spannbetonhohlplatten, September 2009**

Das DIBt hat im Vorfeld zur Tätigkeit der Projektgruppe „konstruktiver baulicher Brandschutz“ eine Zusammenstellung und Bewertung der bisherigen Brandschutzregelungen in abZ für Spannbetonhohlplatten verfasst. Diese Regelungen sahen lediglich Nachweise der Betondeckung und des Achsabstandes der Spannglieder auf Grundlage der DIN 4102-4 [6] und DIN 4102-4/A1 [7] zusammen mit der DIN 4102-22 [8] vor.

Das DIBt merkt an, dass die Anwendung dieser Regelungen fraglich ist, da sowohl Teil 4 als auch Teil 22 der DIN 4102 keine expliziten Regelungen für Spannbetonhohlplatten beinhalten.

Beim Übergang der DIN 1045 (88) in die DIN 1045-1 ging zudem die Begrenzung der Betondruckfestigkeit verloren, sodass nach den geltenden Bestimmungen auch die Verwendung hochfester Betone bis zur Festigkeitsklasse C100/115 (Beschränkung entsprechend [8]) zulässig war. Für die Zwischenlösung wurde vom DIBt wegen der höheren Neigung zu Abplatzungen bei höheren Betondruckfestigkeiten die Aufnahme einer Einschränkung empfohlen.

Bezüglich der Thematik der Oberflächenbewehrung gibt es Regelungen für Stahlbetonhohlplatten in DIN 4102-4, die auf der DIN 1045 beruhen. Die Übertragung der dort festgelegten Bestimmungen zum Achsabstand der Bewehrung für Stahlbetonhohlplatten mit Querbewehrung auf Spannbetonhohlplatten ohne Querbewehrung hält das DIBt für nicht zulässig.

Die Mindestanforderungen an die Querschnittsgeometrie werden in DIN 4102-4 festgelegt, wobei dort nicht zwischen Stahlbeton- und Spannbetonhohlplatten differenziert wird. Da diese Anforderungen das Ergebnis von Versuchen bzw. Untersuchungen darstellen, wurde



die weitere Anwendung dieser Regelungen vom DIBt empfohlen, bis explizite Ergebnisse für Spannbetonhohlplatten unter Brandeinwirkung vorliegen.

Das DIBt weist darauf hin, dass es nach den bisherigen Regelungen keine Unterscheidung des Korrekturbeiwertes  $\Delta u$  (vgl. Abbildung 2) für Hohl- und Vollplatten gibt. Zudem müsse über eine Regelung für den Einsatz des Korrekturbeiwertes als seitlichen Abstand in den Stegen der Hohlplatten nachgedacht werden, da es infolge Spiegelabplatzungen zu einer Erwärmung der Spannglieder durch benachbarte Hohlräume kommen kann.

Bei Spannbetonhohlplatten mit einer geringen Plattendicke ist der Auftritt von Verankerungsbrüchen typisch. Im Brandfall nimmt die Verbundfestigkeit zusätzlich ab. Da noch nicht geklärt ist, ob die Tragfähigkeit der Verankerung mit temperaturabhängig reduzierten Materialeigenschaften erfolgen kann, empfiehlt das DIBt, vorübergehend einen zusätzlichen Nachweis der Verankerung nach EC2-1-2, 4.6 zu fordern.

Bei Spannbetonhohlplatten mit größeren Plattendicken tritt häufig Querkraftversagen ein. Maßgebend ist dabei das Hauptspannungskriterium im Steg. Aufgrund der Analogie würde eine Berechnung nach DIN 1045-1 [9], Gleichung (72) in Betracht kommen. Jedoch ist diese Berechnung auf Platten mit Querkraftbewehrung ausgerichtet. Daher empfiehlt das DIBt die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit unter Brandbeanspruchung ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1, Gleichung (70) in die Zulassungskriterien aufzunehmen. Der Bezug zu Gleichung (70) zur Beschränkung der Querkrafttragfähigkeit rechtfertigt das DIBt damit, dass sich in der Regel im Brandfall ein Biegeschub einstellt.

#### 4.4.2 Zwischenlösung für die Regelung des Brandschutzes in abZ von Spannbetonhohlplatten, Stand 04/2010

Die unter 4.4.1 zusammengefasste Stellungnahme des DIBt diene als Grundlage für die Arbeit der Projektgruppe „konstruktiver baulicher Brandschutz“. Bei einer informativen Veranstaltung am 15. Dezember 2009 am DIBt in Berlin wurde darauf basierend die Notwendigkeit der Überarbeitung der bisher geltenden Regelungen zum Brandverhalten dargestellt. Am 2. Februar 2010 wurde in einer weiteren Sitzung ein Vorschlag für eine vorläufige Zwischenlösung zur Brandschutzregelung für Spannbetonhohlplatten erarbeitet. Sie wurde als Grundlage für die Sitzung der Projektgruppe am 5. März 2010 genutzt, bei der eine Zwischenlösung festgelegt wurde, die solange gilt, bis weitere Ergebnisse aus Versuchen und Untersuchungen vorliegen. Im Wesentlichen wurden Regelungen zur Betonzusammensetzung, den Abmessungen und der Geometrie, dem Korrekturbeiwert  $\Delta u$ , der Verbundfestigkeit, der Querkrafttragfähigkeit und der biegeweichen Auflagerung erarbeitet. Mit diesen Ergänzungen können Zulassungsbedingungen erfüllt werden, mit denen eine Klassifizierung in die Feuerwiderstandsklasse F90 erreicht werden kann.



#### 4.5 Derzeitige Produkte mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung

Das Verzeichnis der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt mit Stand 06. November 2011 führt die folgenden Produkte im Sachgebiet Spannbeton-Hohlplatten auf:

Zulassungsgegenstand	Antragsteller	Zulassungsnummer	Bescheid vom: Geltungsdauer bis:
Sachgebiet: Spannbeton-Hohlplatten			
Spannbeton-Hohlplattendecke nach DIN 1045-1:2008-08 System Unipan	Universalbeton Heringen GmbH & Co. KG Nordhäuser Straße 2 99765 Heringen	Z-15.10-221	Z: 17.08.2009 A: 17.12.2009 G: 31.08.2014
Spannbeton-Hohlplattendecke nach DIN 1045-1:2008-08 System BRESPA	DW Systembau GmbH Werk BRESPA Schneverdingen Stockholmer Straße 1 29640 Schneverdingen	Z-15.10-228	Z: 21.04.2010 G: 30.11.2014
Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08 System Schwörer	KASTELL GmbH Gunzenhofstr. 9 72519 Veringenstadt	Z-15.10-274	Z: 14.06.2010 G: 31.08.2014
Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08 System Betonson	Betonson Betonfertigteile GmbH Eurotec-Ring 15 47445 Moers	Z-15.10-275	Z: 16.06.2010 G: 31.08.2014
Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08 System VMM	Forschungsgesellschaft VMM-Spannbetonplatten GbR Im Fußtal 2 50171 Kerpen	Z-15.10-276	Z: 11.06.2010 G: 31.08.2014
Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08 System VarioPlus	H & L Baustoff-Werke GmbH Steigewaldstraße 8 91486 Uehlfeld	Z-15.10-277	Z: 11.06.2010 G: 31.08.2014
Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und 1045-1:2008-08 System VS	Franz Oberndorfer GmbH & Co. Lambacher Straße 14 4623 GUNSKIRCHEN ÖSTERREICH	Z-15.10-278	Z: 03.07.2010 G: 30.10.2014
Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08 System BRESPA	DW Systembau GmbH Werk BRESPA Schneverdingen Stockholmer Straße 1 29640 Schneverdingen	Z-15.10-279	Z: 14.06.2010 E: 13.04.2011 G: 30.11.2014
Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08 System VBI	Verenigde Bouwproducten Industrie BV Looveer 1 6851 AJ Huissen NIEDERLANDE	Z-15.10-280	Z: 30.11.2009 E: 22.07.2011 G: 30.11.2014
Verwendung von Spannbeton-Hohlplatten nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08 System Goldbeck	GOLDBECK PREFABETON S.R.O. Chrudimská 42 285 71 VRDY TSCHECHISCHE REPUBLIK	Z-15.10-291	Z: 06.08.2010 G: 31.08.2015
Spannbeton-Hohlplatten des Typs VMM Climadeck nach DIN 1045-1:2008-08	Forschungsgesellschaft VMM-Spannbetonplatten GbR Im Fußtal 2 50171 Kerpen	Z-15.10-300	Z: 16.09.2010 G: 28.02.2015

#### 4.6 Richtlinien der European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) für Spannbetonhohlplatten

Bereits 1998 veröffentlichte die ECCS spezielle Richtlinien für die Anwendung von Spannbetonhohlplatten, die auf Trägern in der Deckenebene aufgelagert sind, für Normaltemperatur und unter Brandbeanspruchung. Diese Richtlinien implizieren die Interaktion von Träger und Decke bei nachgiebiger Auflagerung der Platten auf den Trägern. Die ECCS stellt detaillierte Leitfäden zur Bemessung von Spannbetonhohlplatten unter Normaltemperatur und für den Brandfall vor. Zudem werden Verbindungsdetails für den Anschluss der Hohlplatten an die Slim Floor Träger dargestellt. (vgl. [29])



Um die Auflagerung der Spannbetonhohlplatten im Brandfall zu gewährleisten, wird eine maximale Trägertemperatur von 650 °C festgelegt. Die Einhaltung dieses Grenzwertes kann z.B. mit Hilfe von Brandschutzbekleidung oder dem Einbetonieren des Trägers erreicht werden. Die Steifigkeit der Auflagerung hat einen bedeutenden Einfluss auf die Tragfähigkeit des Deckensystems. Durch zusätzliche Längsbewehrung kann sie erhöht werden. Zur Ermittlung der geringeren Tragfähigkeit bei biegeweicher Auflagerung gegenüber starren Auflagerbedingungen wurde ein Diagramm entwickelt, das den Einfluss der Spannweite der Decke, der Trägersteifigkeit sowie eventueller Betonfüllung der Hohlräume und Aufbeton quantifiziert. Die Hersteller der Spannbetonhohlplatten sollen Informationen über die Querkrafttragfähigkeit bei starrer und nachgiebiger Auflagerung für ihre Produkte bereitstellen. Zur generellen Erhöhung des Feuerwiderstands der Gesamtkonstruktion werden bewehrter Aufbeton, zusätzliche Zugbewehrung und das teilweise Ausbetonieren von Hohlräumen genannt. Es werden Regelungen zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit vorgestellt, die darauf abzielen, dass die Schubtragfähigkeit im Brandfall nicht schneller abnimmt als die Biegetragfähigkeit. In Tabellenform werden für verschiedene Feuerwiderstandsklassen die erforderlichen Maßnahmen für geschützte und ungeschützte Trägerdargestellt zusammengestellt.

#### 4.7 Neue Regelungen für Spannbetonhohlplatten als Reaktion auf einen Versagensfall in Rotterdam

Bei einem Brand in einem Gebäude in Rotterdam versagten einige der brandbeanspruchten Spannbetonhohlplatten vorzeitig. Über die Ergebnisse der darauf folgenden Untersuchungen berichten van Overbeek et al. [28]. Die Ermittlungen haben ergeben, dass sich horizontale Risse entlang der Stege der Hohlplatten ausgebreitet haben. Wie Abbildung 3 zeigt, wurden die Deckenplatten in zwei Teile geteilt, deren unterer Teil kollabierte. Bereits während des Brandes versagten vier Deckenplatten und nach Abschluss der Löscharbeiten brachen zwei weitere Platten entzwei.



**Abbildung 3: Kollabierte Spannbetonhohldielen infolge Längsrissbildung in den Stegen [28]**



Die niederländischen Regularien erwähnen nicht explizit, dass thermisch bedingte Eigenstressungen berücksichtigt werden müssen, weshalb dies in der Praxis nur sehr selten getan wird. Die Regelungen zielen nur auf eine Überprüfung der Biegetragfähigkeit ab. Wie der Unfall in Rotterdam gezeigt hat und auch bereits in der Literatur diskutiert wurde, reicht dieses Kriterium offensichtlich jedoch nicht aus, um einem frühzeitigen Versagen vorzubeugen. Bekannt ist, dass die Behinderung der thermischen Dehnungen einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Platten hat. Die genauen Umstände, unter denen horizontale Risse wie die in Rotterdam auftreten, sind jedoch noch nicht bekannt.

Van Overbeek et al. befürworten die Nutzung von Entwurfsschemata solange, bis weitere Forschungsergebnisse zu einer Neuformulierung der Entwurfsregeln führen. In ihrem Beitrag empfehlen die Autoren das Entwurfsschema der Centraal Overleg Bouwconstructies. Danach sollen Gebäude mit einem erforderlichen Feuerwiderstand von 30 Minuten nach der niederländischen Norm NEN 6071 bzw. Eurocode 2 über die Biegetragfähigkeit nachgewiesen werden. Für Gebäude mit 60 oder mehr Minuten erforderlicher Feuerwiderstandsdauer werden zusätzlich eine Berechnung der Schubtragfähigkeit nach Anhang G der Produktnorm EN 1168 sowie weitere Detailberechnungen, z.B. für die Auflagerung, notwendig. In Einzelfällen kann zusätzlich zu den Bedingungen für 60-minütigen Feuerwiderstand gefordert werden, dass die Maximaltemperatur an der dem Feuer ausgesetzten Betonfläche auf 400 °C begrenzt wird. Alternativ kann auch auf die Berechnungen nach Norm verzichtet werden, wenn entweder konstruktiv dafür gesorgt wird, dass die Maximaltemperatur an der brandausgesetzten Betonoberfläche 200 °C nicht überschreitet oder eine Risikoanalyse nach Eurocode 1 durchgeführt wird, die ein äquivalentes Sicherheitsniveau bereitstellt.



## 5 Stand der Forschung/Technik

### 5.1 Forschungen an der ETH Zürich zum Tragverhalten von Spannbetonhohlplatten unter Brandeinwirkung

In seiner Dissertation hat sich Borgogno [11] mit dem Tragverhalten von Slim Floor Decken mit Spannbetonhohlplatten bei Raumtemperatur und unter Brandeinwirkung beschäftigt. Ziel seiner Arbeit war es, Tragmodelle für den Brandfall zu entwickeln und Verbesserungen konstruktiver Details zu analysieren. Während seiner Promotionsphase wurden 1994/95 insgesamt sechs Brandversuche und 65 Versuche unter Normaltemperatur an der ETH Zürich durchgeführt, die vor allem Aussagen über das Schubbruchversagen bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen der Hohlplatten zulassen sollten.

In [16] geben Borgogno und Fontana einen Überblick über die verschiedenen Brucharten von Spannbetonhohlplatten. Dieser Versuchsbericht listet alle an der ETH durchgeführten Versuchsserien und die jeweils untersuchten Parameter auf. Es wird über die verwendeten Baustoffe, die Versuchskörper, die Versuchseinrichtung, die Versuchsdurchführung, die Messungen und die Resultate Protokoll geführt. Die Ergebnisse dieser Versuchsreihen, die Borgogno als Grundlage für die Entwicklung der Tragmodelle in seiner Dissertation verwendet, können wie folgt zusammen gefasst werden:

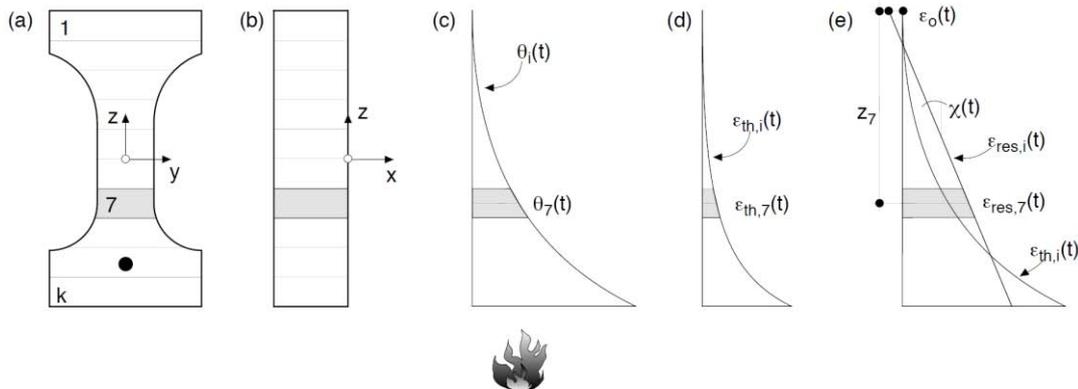
Eine nachgiebige Auflagerung - wie sie z.B. bei Slim Floor Decken vorliegt - mindert den Schubwiderstand erheblich ab. Generell führen eine größere Auflagerbreite, ein geringerer Abstand der äußeren Kräfte zum Auflager sowie bessere Verbundeigenschaften der Litze mit dem Beton zu höheren Schubwiderständen. Auch im Brandfall wirken sich eine starre Auflagerung, profilierte Litzen und geringere Belastungen vorteilhaft auf den Widerstand und damit die erreichbare Feuerwiderstandsklasse aus.

Die Ergebnisse der Versuche bei Raumtemperatur nutzt Borgogno in [11] zur Formulierung der vorhandenen Tragwiderstände von Betonhohlplatten. In seiner Dissertation widmet er sich neben der allgemeinen Formulierungen des Materialverhaltens von Stahl und Beton bei Normaltemperatur und bei erhöhten Temperaturen auch ausführlich dem Verbundverhalten unter thermischen Einflüssen. Zusätzlich zu den unter Raumtemperatur wirkenden Beanspruchungen aus Vorspannung und äußeren Lasten treten im Brandfall weitere Belastungen der Decke auf. Borgogno identifiziert die thermischen Eigenspannungen, die aufgrund des Temperaturgradienten über die Plattendicke entstehen, als maßgebende zusätzliche Beanspruchung.

Zur Berechnung der thermischen Eigenspannungen entwickelte Borgogno ein Gedankenmodell, das den Querschnitt in eine feste Anzahl von Lamellen unterteilt (vgl. Abbildung 4, (a) im Querschnitt und (b) im Längsschnitt). Zu jedem Zeitpunkt wird jeder Lamelle eine über die Dicke konstante Temperatur und damit auch eine thermische Dehnung zugewiesen. Unter Beachtung der Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte folgt, dass die freie Lamellendehnung behindert wird und es durch die so entstehenden zusätzlichen erzwungenen Dehnungen der Lamellen zu Spannungen – den thermischen Eigenspannungen – kommt. Unter



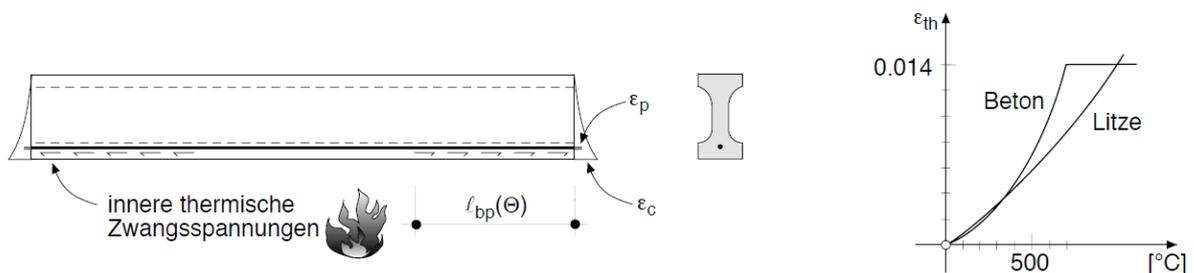
Verwendung von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen kann so den Lamellen eine Spannung infolge der spannungserzeugenden Dehnungen zugeordnet werden. Abbildung 4 zeigt in (c) bis (e) die Temperaturverteilung infolge Brandbeanspruchung, die freien thermischen Dehnungen  $\epsilon_{th}$  sowie die resultierenden Dehnungen  $\epsilon_{res}$  unter Beachtung der Bernoulli-Hypothese. Aus (e) kann abgeleitet werden, dass aufgrund der Brandbeanspruchung Druckspannungen im Ober- und Unterflansch sowie Zugspannungen im Steg auftreten.



**Abbildung 4: (a) Lammelleneinteilung im Querschnitt, (b) Lamelleneinteilung im Längsschnitt, (c) Temperaturverteilung über die Plattendicke infolge Brandeinwirkung, (d) freie Dehnungen infolge Brandbeanspruchung, (e) resultierende Dehnungsebene unter Beachtung des Ebenbleibens des Querschnitts, aus [11]**

Die thermischen Eigenspannungen erreichen schon kurz nach Beginn der Brandeinwirkung ihren Maximalwert und nehmen durch die fortlaufende Durchwärmung des Querschnitts und den dadurch abnehmenden Temperaturgradienten mit der Zeit ab.

Aufgrund des unterschiedlichen Dehnungsverhaltens unter hohen Temperaturen von Stahl und Beton treten durch den Verbund innere thermische Zwangskräfte im Querschnitt auf (vgl. Abbildung 5).



**Abbildung 5: Innere thermischer Zwangsspannungen infolge unterschiedlicher Materialdehnungen unter Brandeinwirkung, aus [11]**

Neben den thermischen Eigen- und Zwangsspannungen erzeugt eine Brandeinwirkung auch maßgebliche Schubbeanspruchungen im Endbereich gelenkig gelagerter Platten. Für die Länge des Endelements nimmt Borgogno dabei eine Plattendicke an. Werden die Dehnungen im Endelement jedoch eingeschränkt, so kommt es zu äußeren Zwangsspannungen,



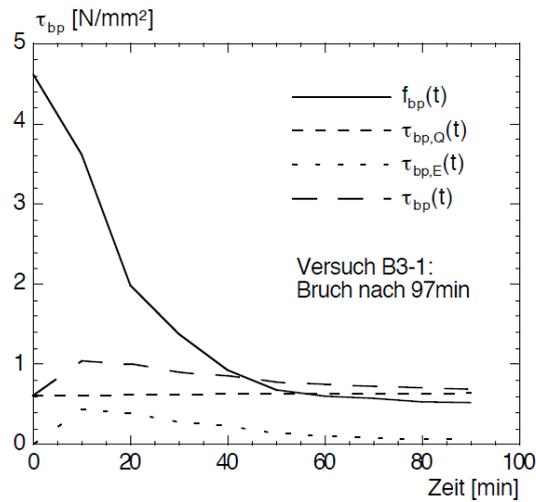
infolge derer sich trotz einer nicht-linearen Temperaturverteilung nur Druckkräfte in den Lamellen ergeben. Die Schubspannungen zwischen den Lamellen im Bereich des Endelements nehmen dadurch ab und entfallen bei einer vollkommenen Dehnungsbehinderung vollständig. Mit diesem Effekt begründet Borgogno den positiven Einfluss einer Dehnungsbehinderung der Platten.

Die thermische Einwirkung führt ferner zu Querkzugspannungen in den Stegen der Betonhohlplatten. Querkzugspannungen wirken förderlich für ein Versagen durch Schubzugbruch. Borgogno stellt ein Fachwerk- und ein Scheiben-Modell vor, um sie zu quantifizieren. Ihren Maximalwert erreichen die Querkzugspannungen in Höhe der dünnsten Stegdicke. In einem Vergleich zu einer äquivalenten Vollplatte stellt Borgogno heraus, dass die Querkzugspannungen infolge Brandeinwirkung dort nur in etwa halb so groß sind.

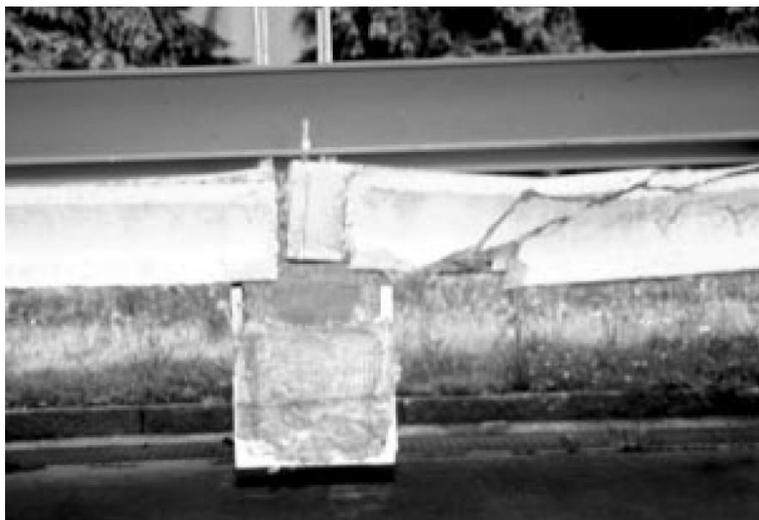
Borgogno analysiert in seiner Dissertation die unterschiedlichen Versagensarten im Brandfall. Die für einen Biegebruch verantwortlichen Durchbiegungen werden in den ersten ca. 30 Minuten maßgeblich von den thermischen Krümmungen beeinflusst und steigen schnell an. Im weiteren Verlauf wird die Abnahme der Baustoffeigenschaften für die auftretende Durchbiegung maßgebend. Beim Übersteigen der temperaturabhängigen Fließgrenze des Stahls kommt es in kurzer Zeit zu sehr großen Verformungen. Die Berechnung des Biegegewiderstands im Bruchzustand kann nach plastischer Festigkeitslehre erfolgen. Die Durchbiegungen können mit nicht-linearen Materialgesetzen und zugehörigen Momenten-Krümmungs-Beziehungen ermittelt werden.

Borgogno widmet sich des Weiteren dem Versagensmechanismus des Verankerungsbruchs. Entscheidend für dieses Versagen ist die Überschreitung der aufnehmbaren Verbundspannung. Neben der Vorspannkraft wird die Litze im Brandfall auch durch die thermischen Eigenspannungen belastet. Reißt zudem der Beton aufgrund einer Überschreitung der Zugfestigkeit im Stegbereich, erfolgt eine Umlagerung der nicht mehr vom Beton aufnehmbaren Zugkräfte in die Litze, wodurch es zu einer noch höheren Belastung kommt. Durch den Einfluss der thermischen Eigenspannungen ergibt sich zu Beginn eines Brandes der Maximalwert der Verbundbeanspruchung. Die der Belastung entgegenstehende Verbundfestigkeit wird ermittelt, indem die Litzenkraft durch den wirksamen Litzenumfang und die temperaturabhängige Übertragungslänge dividiert wird. In den ersten ca. 45 Minuten einer Brandeinwirkung nach Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) sinkt die Verbundfestigkeit stark ab. Auch in den Brandversuchen der ETH Zürich konnte dieses Verhalten beobachtet werden. Abbildung 6 zeigt den Abfall der Verbundfestigkeit zu Beginn der Brandeinwirkung sowie den Verlauf der Verbundspannungen. Eine aufgrund von Verankerungsversagen gerissene Spannbetonhohlplatte der Versuche aus Zürich ist in Abbildung 7 abgebildet.

Des Weiteren hat Borgogno die Versagensart des Biegeschubbruchs untersucht. Der Biegeschubwiderstand kann im Brandfall unter Anwendung der Berechnungsvorschrift für Raumtemperatur ermittelt werden, wobei der Litzenquerschnitt entsprechend der temperaturbedingten Festigkeitsabnahme des Stahl verringert werden muss. Biegeschubbruch war bei keinem der untersuchten Brandversuche maßgebend.

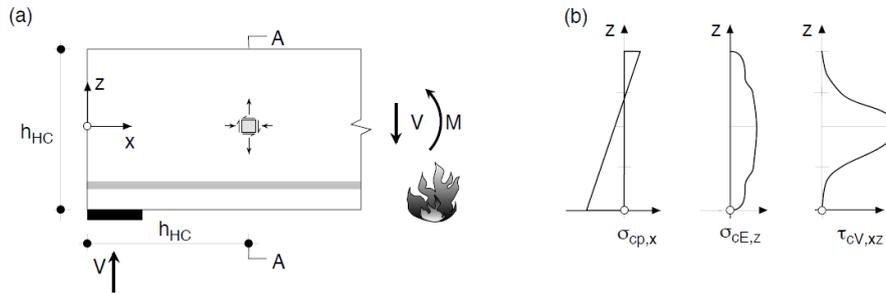


**Abbildung 6: Verlauf der Verbundspannungen und Verbundfestigkeit im Verankerungsbereich bei einem Versuch an der ETH Zürich, aus [11]**



**Abbildung 7: Verankerungsversagen bei Brandversuch an der ETH Zürich, aus [11]**

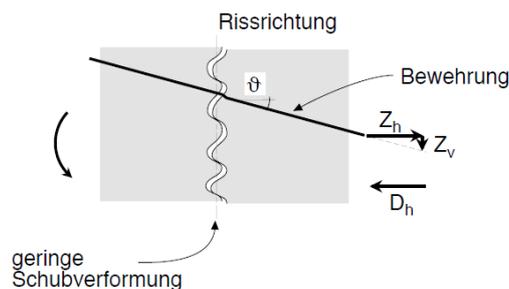
Einer der Brandversuche der ETH hat aufgrund eines Schubzugbruchs versagt. Dieses Versagen tritt beim Überschreiten der abgeminderten Betonzugfestigkeit durch die Hauptzugspannung infolge Schubbeanspruchung, Vorspannung und Querspannungen aus Temperaturbeanspruchung ein (vgl. Abbildung 8). Über die Normalspannungshypothese im kritischen Punkt, d.h. im Abstand einer Plattendicke vom Plattenende und in Höhe der schmalsten Stegdicke, kann der Schubwiderstand in Abhängigkeit der o.g. Beanspruchungen angegeben werden.



**Abbildung 8: Kritischer Ort und maßgebende Einwirkung für Schubzugbruch, aus [11]**

Borgogno fand im Zuge seiner Forschungsarbeiten heraus, dass das Tragverhalten einer nachgiebig gelagerten Spannbetonhohlplatte – z.B. in Slim Floor-Bauweise - unter Raumtemperatur mit einer Modellierung als Trägerrost wirklichkeitsgetreu abgebildet werden kann. Dabei wird die Durchbiegung der Träger aufgrund ihrer Nachgiebigkeit und die daraus resultierende größere Querkraftbeanspruchung der Randhohlplatten realitätsnah wiedergegeben. Nach Borgogno ist es hinreichend genau, jede Hohlplatte in Form eines Längsträgers im Trägerrost zu modellieren. Als Resultat der Berechnung nach diesem Modell erhält man die Querkraft und das Torsionsmoment in Plattenlängsrichtung sowie das Biegemoment in Querrichtung. Unter Berücksichtigung eines Vergrößerungsfaktors für die Schubeinwirkung infolge Torsion gleichen sich die Ergebnisse aus der Trägerrostberechnung denen der Versuchen an. Unter Normbrandbedingungen stellt das Trägerrostmodell laut Borgogno keine geeignete Modellierung dar. Sämtliche Versuche an der ETH Zürich wiesen schon nach kurzer Brandeinwirkung Längsrisse an der Plattenoberseite entlang einiger Hohlkörper auf. Dadurch kann nur eine geringere Querkraft übertragen werden, sodass die Modellierung als Trägerrost nicht mehr realitätsgetreu ist.

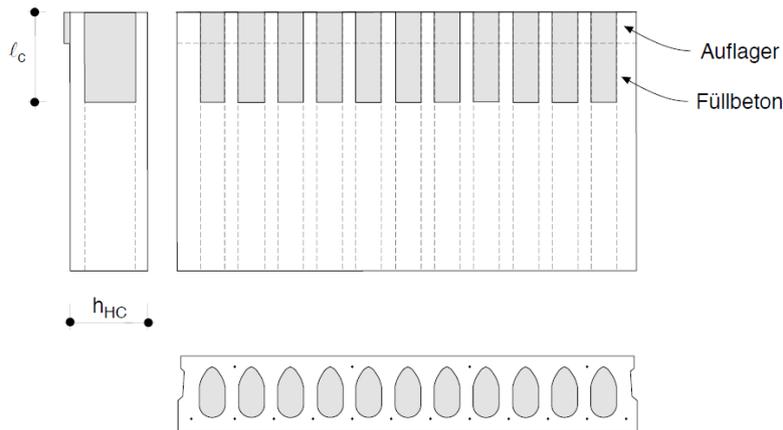
Die Untersuchungen von Verstärkungen an Auflagern haben gezeigt, dass der Einsatz von in die Hohlkörper einbetonierter Einlagebewehrung eine wirtschaftliche Verbesserung darstellt. In den Brandversuchen der ETH Zürich hat sich der Auflagerwiderstand in den Versuchen, bei denen aufgebogene Zugbewehrungsstäbe durch den Slim Floor Träger geführt wurden, deutlich erhöht. Schräg angeordnete Bewehrung ermöglicht die vertikale Schubübertragung in gerissenen Bereichen, indem sie zum einen eine gewisse Querkrafttragfähigkeit und zum anderen die notwendige Normalkraft, die zur Übertragung weiterer Querkraft über Reibung benötigt wird, bereit stellt (vgl. Abbildung 9).



**Abbildung 9: Vertikale Schubübertragung im Bereich von Rissen beim Einsatz schräger Bewehrung, aus [11]**



Eine weitere Möglichkeit zur Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer infolge Verstärkung der Auflager stellt laut Borgogno das bereichsweise Ausbetonieren der Hohlkörper, wie in Abbildung 10 gezeigt, dar, wobei der Füllbeton mindestens über die Länge einer Plattenhöhe eingefüllt werden muss. Dadurch erhöhe sich der Widerstand gegen Schubzugversagen maßgeblich. Auch der Einsatz von Einlagebewehrung mit Endhaken sowie Umschnürungsbewehrung zum Erzielen einer Teileinspannung wird von Borgogno zur Erhöhung des Widerstands der Decke empfohlen.



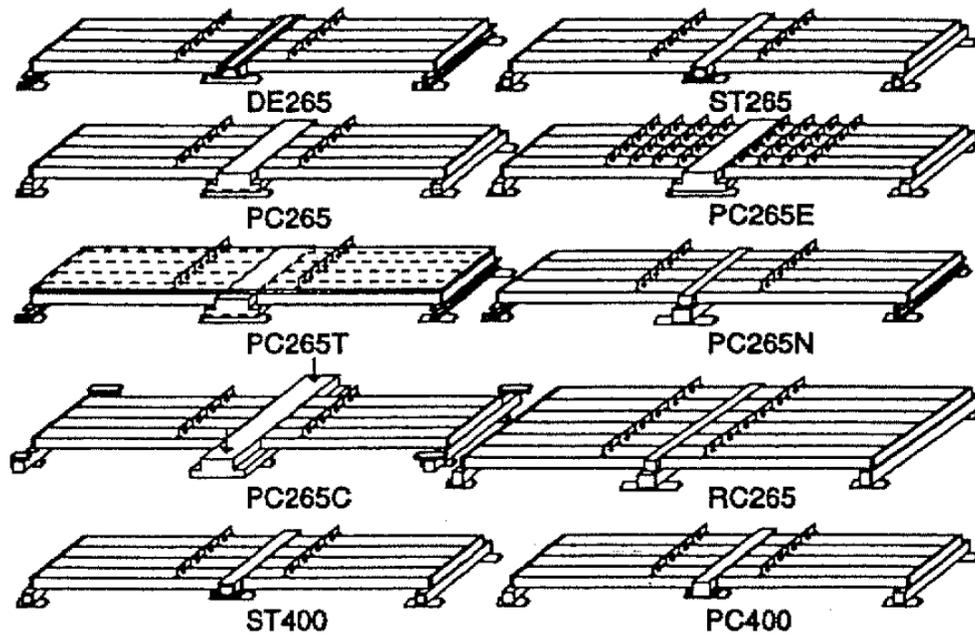
**Abbildung 10: Ausbetonierte Hohlräume im Endbereich zur Erhöhung des Feuerwiderstands, aus [11]**

## 5.2 Versuche zur nachgiebigen Auflagerung von Spannbetonhohlplatten bei Raumtemperatur in Finnland und Schweden

Zwischen 1990 und 1994 wurden in Finnland zehn Versuche an Spannbetonhohlplatten mit nachgiebiger Lagerung bei Raumtemperatur durchgeführt. Die auf Stahl- oder Betonträgern aufgelagerten Platten erreichten dabei nur Schubtragfähigkeiten von 40-77 % derjenigen bei starrer Auflagerung. Pajari und Koukkari fassen die Versuchsergebnisse in [17] zusammen. In einer weiteren Veröffentlichung beschreibt Pajari [18] die Hintergründe der Beobachtungen und formuliert ein Versagenskriterium.

Die Versuche fanden an je zwei Deckenfeldern mit Mittelauflagerung statt. Abbildung 11 zeigt die Versuchsaufbauten mit den unterschiedlichen Auflagerungen.

Die Versuche haben gezeigt, dass nicht die Träger den für die Bemessung maßgebenden Faktor darstellen, sondern ein Schubversagen der Platten schon bei niedrigeren Beanspruchungen eintreten kann. Dies folgerten die Autoren unter anderem daraus, dass neun der zehn Versuche versagten, bevor ein Fließen in den Trägern auftrat. Dabei haben alle neun Versuche aufgrund von Schubversagen der Stege in Auflagernähe versagt. Bis auf einen Versuch, der eine Durchlaufwirkung der Platten aufwies und plötzlich kollabierte, waren alle Brüche duktil. Durch die nachgiebige Auflagerung auf Stahl- oder Betonträgern erfahren vor allem die äußeren Hohlplatten Schubbeanspruchungen in Vertikal- und Querrichtung.



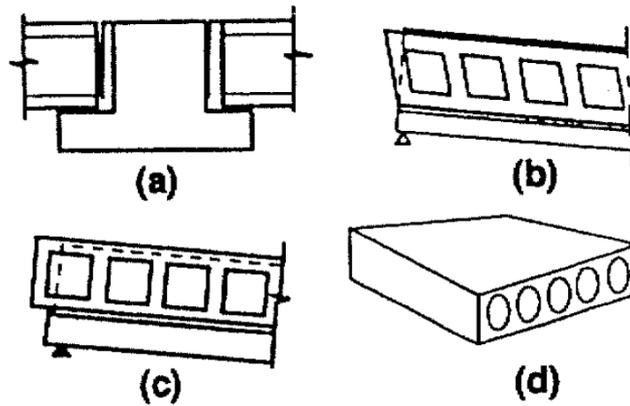
**Abbildung 11: Überblick über die Versuchsaufbauten, aus [17]**

Pajari und Koukkari schreiben den Schubverformungen in Querrichtung einen Anteil an der Reduzierung der Schubfestigkeit zu. Die Versuche haben gezeigt, dass das vorzeitige Versagen durch das Ausbetonieren der Hohlkerne wirksam eingedämmt werden kann. Der einzige Versuch, bei dem Fließen im Träger aufgetreten ist, verfügte über ausbetonierte Hohlkerne. Die Schubverformungen können auch durch eine stärkere Verbindung zwischen Plattenobergurt und Träger oder mithilfe von bewehrtem Überbeton verkleinert werden. Eine Durchlaufwirkung der Träger verringert die Schubverformungen ebenfalls, da sie die Durchbiegung der Träger reduziert.

Neben den Schubverformungen identifizieren die Autoren auch das Auftreten von Verwölbungen als negativen Einfluss auf die Schubfestigkeit. Bei unterschiedlicher Verformung der Träger an den Plattenenden wird die Platte Verwölbungen ausgesetzt.

In der Ortbeton-Verbindungsfläche zwischen den Hohlplatten und dem Träger traten in allen Versuchen Risse auf. Zum Teil verliefen sie entlang der Materialoberfläche, zum Teil aber auch mitten durch den Ortbeton.

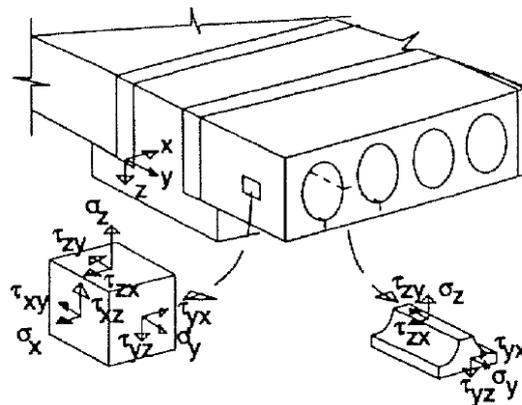
In einigen Versuchen wurden Risse auf der Unterseite entlang der Spannritzen beobachtet. Teilweise traten sie bereits vor der Belastung beim Aktivieren der Vorspannkraft auf. Eine Mitwirkung dieser Risse an der Reduzierung der Schubtragfähigkeit schließen die Autoren jedoch aus. Abbildung 12 zeigt vier der maßgebenden Einflussfaktoren auf die Reduzierung der Schubtragfähigkeit, die in den Versuchen beobachtet wurden.



**Abbildung 12: Einflussfaktoren auf die Reduzierung der Schubtragfähigkeit: (a) Risse in der Fuge zwischen Hohlplatte und Träger, (b) Schubverformungen, (c) Abscheren, (d) Verwölbung, aus [17]**

Die Autoren merken an, dass ihnen keine realen Versagensfälle von Betonhohlplatten infolge Schubversagen bekannt sind. Dies führen sie auf drei Effekte zurück: Zum einen sei die Schubfestigkeit in konventionellen Entwürfen selten kritisch. Zudem würden die häufig großen Spannweiten und geringen Steifigkeiten der Träger dazu führen, dass die zum Schubversagen notwendigen großen Auflagerkräfte gar nicht auftreten. Als dritten Faktor geben sie an, dass der Sicherheitsfaktor für Stegschubversagen sehr konservativ ist. Den Autoren zufolge führt allein durch die Kombination dieser drei Faktoren sogar eine um 60 % reduzierte Schubfestigkeit noch nicht zu kritischen Situationen.

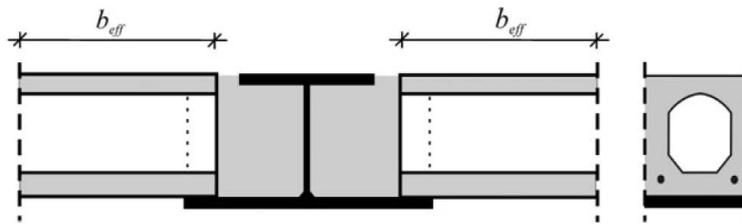
In einem zugehörigen Artikel veröffentlicht Pajari [18] eine Analyse der voranstehenden Versuche und stellt ein vereinfachtes Berechnungsmodell für das Schubversagen in den Stegen vor. Darin wird die auftretende Hauptspannung der Betonzugfestigkeit gegenübergestellt. In dem Modell werden die Spannungskomponenten  $\tau_{zy}$ ,  $\sigma_y$  und  $\tau_{zx}$  beachtet. Dabei kennzeichnet, wie in Abbildung 13 dargestellt, y die Längs-, x die Quer- und z die nach unten positive Vertikalrichtung.



**Abbildung 13: Spannungskomponenten im Modell für Stegschubversagen, aus [18]**



$\tau_{zy}$  und  $\sigma_y$  werden wie bei entsprechender starren Auflagerung berechnet. Die Querschubspannung  $\tau_{zx}$  wird nach der Theorie für Verbundquerschnitte berechnet. Der Verbundquerschnitt setzt sich dabei, wie in Abbildung 14 zu erkennen ist, aus dem Träger, dem umgebenden Ortbeton sowie beidseitig einem Stück der Hohlplatte der effektiven Breite  $b_{eff}$  zusammen. Die effektive Breite wird entsprechend der Verbundwirkung zwischen Träger und Platte berechnet. Sie ist proportional zur Spannweite des Trägers, aber unabhängig von der Spannweite der Decke und der Art der Belastung. Das Modell kann die positiven Effekte infolge des Einsatzes von Überbeton und ausbetonierten Hohlkernen beachten.



**Abbildung 14: Zusammensetzung des Verbundquerschnitts für das Modell für Stegschubversagen nach [18], aus [22]**

Pajari erklärt das Versagen aufgrund von Schubrisse damit, dass sich die Schubrisse im Steg nach oben und unten ausbreiten. Breiten sie sich auflagernah nach unten aus, so kann die Vorspannkraft nicht mehr eingeleitet werden und es tritt plötzliches Versagen auf.

Für sein Modell trifft Pajari vereinfachende Annahmen, die es auf der einen Seite leicht handhabbar machen, auf der anderen Seite aber auch die Frage aufwerfen, ob z.B. das zugrunde liegende lineare Modell ein so komplexes und in vielen Punkten nicht-lineares Verhalten abbilden kann.

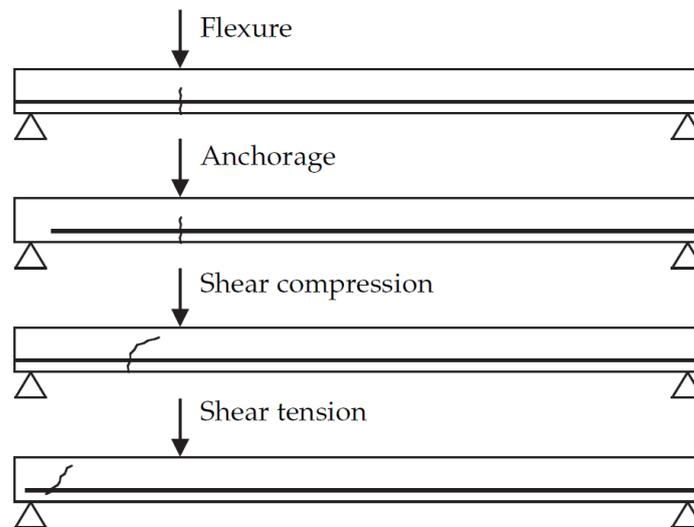
Aus [17] und [18] können zusammenfassend folgende positive und negative Einflussfaktoren auf die Schubtragfähigkeit identifiziert werden: Vorteilhaft wirken sich eine hohe Steifigkeit der Träger, ausbetonierte Hohlkerne und eine starke Verbindung der Platte mit dem Träger an der Oberseite aus. Die Tragfähigkeit wird des Weiteren positiv beeinflusst, wenn die Träger über eine Durchlaufwirkung verfügen und eine Zugbewehrung oberhalb der Plattenmitte eingelegt ist. Eine Zugbewehrung im unteren Bereich hat negative Auswirkungen. Ebenso nachteilhaft ist eine Verbindung zwischen Träger und Platte an der Unterseite zu werten. Große Risse im Ortbeton zwischen den Plattenenden und den Trägern bewirken eine Abnahme der Schubtragfähigkeit.

### 5.3 Entwicklung von Modellen zur Vorhersage der Tragwiderstände von Spannbetonhohlplatten am TNO Delft

In [19] geben Fellingner et al. einen Überblick über die vier relevanten Versagensfälle von Spannbetonhohlplatten unter Normaltemperatur und identifizieren den Biegebruch als anzustrebenden Versagensfall, da er duktil ist und sich vor dem Versagen durch Rissbildung ankündigt. Verankerungsbrüche treten je nach Entfernung des Lastangriffspunktes vom Auflager spröde oder duktil auf. Ein Reißen der Spannlitze tritt dabei nicht ein, da zuvor die



Verbundspannung zwischen Stahl und Beton überschritten und die Litze herausgezogen wird. Des Weiteren können zwei Mechanismen des Schubversagens auftreten: das Schubzugversagen und das Schubdruckversagen. Schubzugversagen tritt in Auflagernähe ein und stellt einen spontanen und spröden und damit gefährlichen Versagensmechanismus dar. Er tritt bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit durch die auftretende Hauptspannung im Steg ein. Schubdruckversagen tritt in gerissenen Querschnitten auf, wenn die in der Druckzone auftretenden Schubspannungen nicht mehr vom Beton aufgenommen werden können. Abbildung 15 zeigt die unterschiedlichen Versagensfälle.



**Abbildung 15: Versagensmodi von Spannbetonplatten unter Normaltemperatur, aus [19]**

2004 hat Fellingner seine Dissertation zum Thema „Shear and Anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs“ [20] am TNO Centre for Fire Research in Delft vorgelegt. Er verfolgt darin das Ziel, das Schub- und Verankerungsverhalten von brandbeanspruchten Hohlplatten näher zu ergründen und FE-Modelle zur Berechnung und Vorhersage dieser Versagensmechanismen zu entwickeln. Im Zuge seiner Promotion wurden 25 realmaßstäbliche Brandversuche am TNO durchgeführt, an denen er seine Modelle validiert hat.

Fellingner untersucht in seiner Dissertation ausschließlich starr aufgelagerte Hohlplatten und betont, dass seine Ergebnisse und Modelle nicht auf nachgiebige Auflagerungen übertragbar sind. Für typische Slim Floor Decken können seine Ergebnisse also nicht verwendet werden. Zur Modellierung des Schub- und Verankerungsversagens entwickelt Fellingner zwei 2D-Modelle, die, wie in Abbildung 16 dargestellt, miteinander verknüpft werden.

Das Auftreten von Spalttrissen, Vertikalrissen und Litzenschlupf hat einen Einfluss auf die eintretende Versagensart und kann in den beiden Modellen dargestellt werden. Das erste Modell bildet die im Querschnitt auftretenden Temperaturen infolge Brandbeanspruchung ab. Dabei werden in den Hohlräumen auch die Wärmetransportmechanismen Strahlung und Konvektion beachtet (vgl. Abbildung 17).

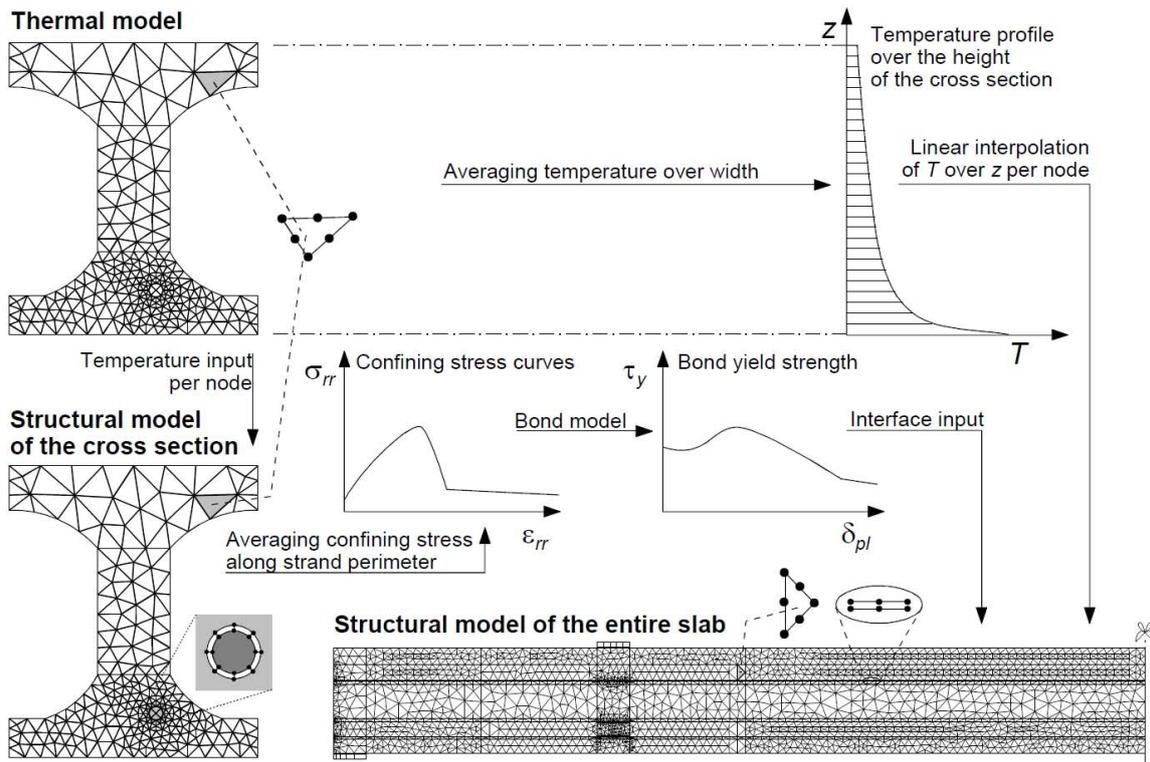


Abbildung 16: Modelle zur Vorhersage von Schub- und Verankerungsversagen, aus [20]

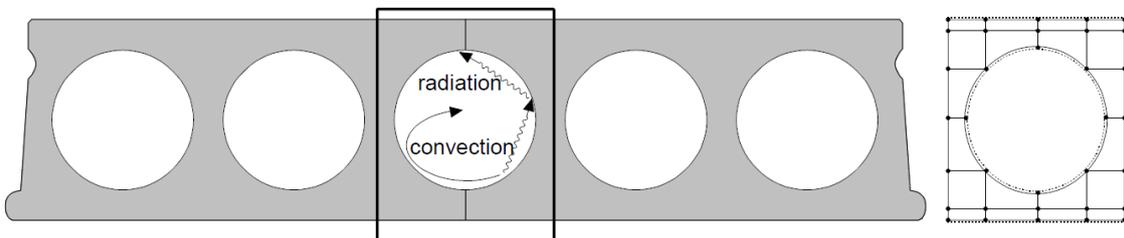


Abbildung 17: Wärmetransportmechanismen Strahlung und Konvektion in den Hohlräumen des thermischen Modells, aus [20]

Die Temperaturverteilung aus dem thermischen Modell wird auf das mechanische Modell, das die gesamte Decke samt Auflager- und Verbundbedingungen umfasst, übertragen. In diesem Modell verwendet Fellingner eine elastisch-plastische Formulierung des Verbundverhaltens zwischen Beton und Litze. Das Modell impliziert zusätzlich den Effekt, dass Litzenschlupf gleichzeitig immer zu einer radialen Aufweitung der Litze über die verbleibende Länge führt.

Sowohl die Versuche als auch die FE-Modelle zeigen, dass Schub- und Verankerungsversagen umso kritischer wird, je dicker die Hohlplatte ist. Des Weiteren fand Fellingner heraus, dass die Art der Zuschlagstoffe einen erheblichen Einfluss auf den Tragwiderstand hat. Zum einen hängt die thermische Ausdehnung der Hohlplatte vom Zuschlag ab, zum



anderen beeinflusst er auch die Bruchenergie des Betons. Diese beiden Faktoren wirken sich maßgeblich auf die Querschnittstragfähigkeit aus.

Mit Versuchen, die zu einem bestimmten Zeitpunkt der Brandbeanspruchung bis zum Versagen der Platte belastet wurden, zeigt Fellingner die maßgebliche Abnahme der Tragfähigkeit in den ersten ca. 30 Minuten und die geringere Abnahme im weiteren Verlauf.

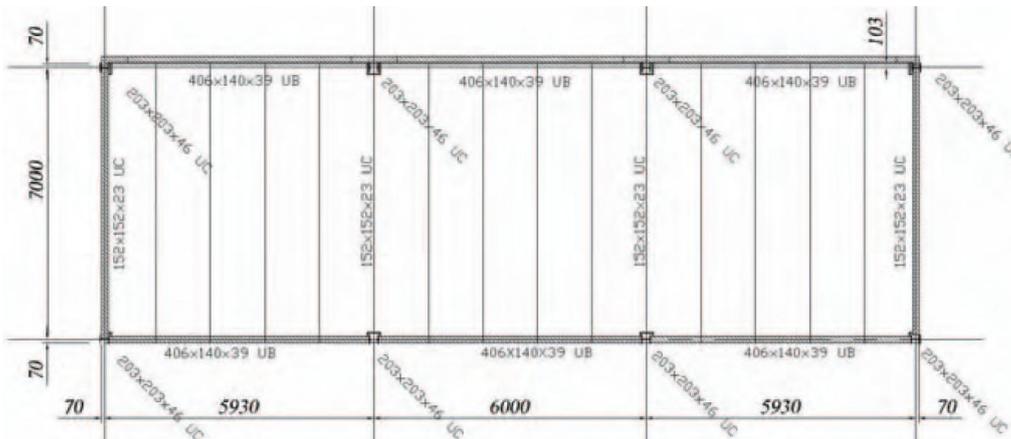
In seinem Resümee betont Fellingner, dass Schub- und Verankerungsversagen zu frühzeitigem Versagen der Hohlplatten führen können und daher unbedingt in die Regelwerke aufgenommen werden müssen. Er fordert, dass durch konstruktive Ausführungen Schub- und Verankerungsversagen ausgeschlossen werden soll, sodass nur der duktile und vorhersehbare Versagensfall des Biegeversagens eintreten kann.

Fellingner schlägt vor, die sich auf dem Markt befindenden Hohlplatten mit den von ihm erstellten Modellen nachzurechnen und eine Begrenzung der Beanspruchbarkeit anzugeben. Sie soll so gewählt werden, dass ein Versagen infolge Schubeinwirkung oder Verankerungsversagen ausgeschlossen werden kann. Positive Effekte durch die Wahl geeigneter Zuschlagsstoffe könnten dabei in die angegebene Belastungsgrenze mit einbezogen werden. Durch die Herstellung der Betonhohlplatten im Werk kann die Zuschlagszusammensetzung genau angegeben und überprüft werden. Im Gegensatz dazu mahnt Fellingner jedoch davor, den positiven Effekt von teilgezwängten Decken in einer Zulassung zu beachten. Zwar können seine Modelle einen solchen Effekt berechnen, die Einbausituation auf der Baustelle stellt aber einen streuenden Faktor dar.

#### **5.4 Großbrandversuche zum Einfluss der Lagerung von Spannbetonhohlplatten in Großbritannien**

Im Jahr 2007 wurden in Großbritannien zwei Brandversuche durchgeführt, über die Bailey und Lennon in [21] berichten. Die Versuche waren darauf ausgerichtet, den Einfluss der Verbindungsart der Spannbetonplatten zur tragenden Struktur zu erforschen.

Ausschlaggebend für die Durchführung dieser Versuche waren Versuche aus Finnland, bei denen Betonhohlplatten schon nach 21- und 26-minütiger Brandbelastung aufgrund von Schubbelastungen versagten. Vor diesem Hintergrund greifen die Autoren die Aussage von van Acker [23] auf, dass das Auftreten von Schubversagen in realen Gebäuden untypisch sei. Jedoch schreiben die britischen Regelwerke für sogenannte „Class 2A buildings“ (z.B. Hotels, Büros, Wohnungen) mit maximal vier Stockwerken keine Verbindung der Decken mit der Tragstruktur über Ringanker o.ä. vor. Es ist daher bei diesem Gebäudetyp verbreitete Praxis, die Hohlplatten auf die Träger aufzulagern, ohne sie direkt miteinander zu verbinden. Daher können van Ackers Ansätze, die eine Verbindung der Hohlplatten zur umgebenden Tragstruktur implizieren, auf eine Vielzahl der britischen Gebäude nicht angewendet werden. Um den Einfluss der Verbindung zum stützenden Tragwerk zu untersuchen, wurden zwei Versuche durchgeführt, die bis auf die Verbindungsart gleich aufgebaut waren. In beiden Versuchen lag eine starre Auflagerung der Träger auf Betonsteinmauern vor. In den folgenden Abbildungen sind ein Plan und ein Foto des Versuchsaufbaus abgebildet.



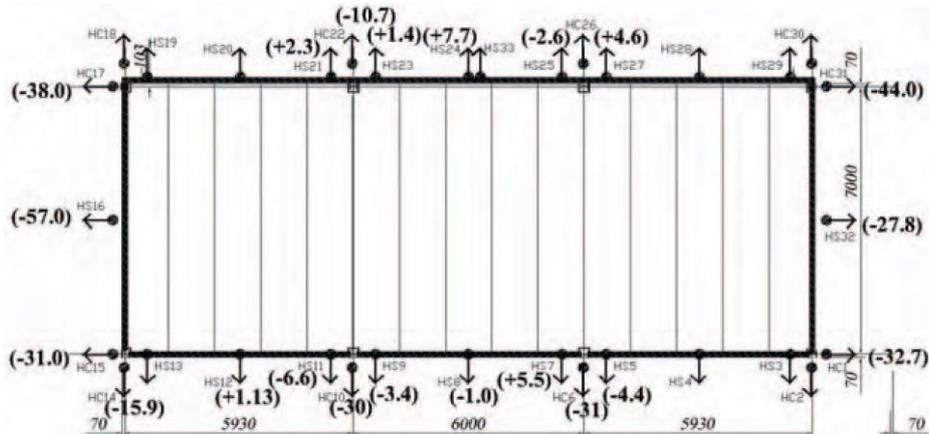
**Abbildung 18: Abmessungen und Anordnung der Hohlplatten in den Versuchen in Großbritannien, aus [21]**



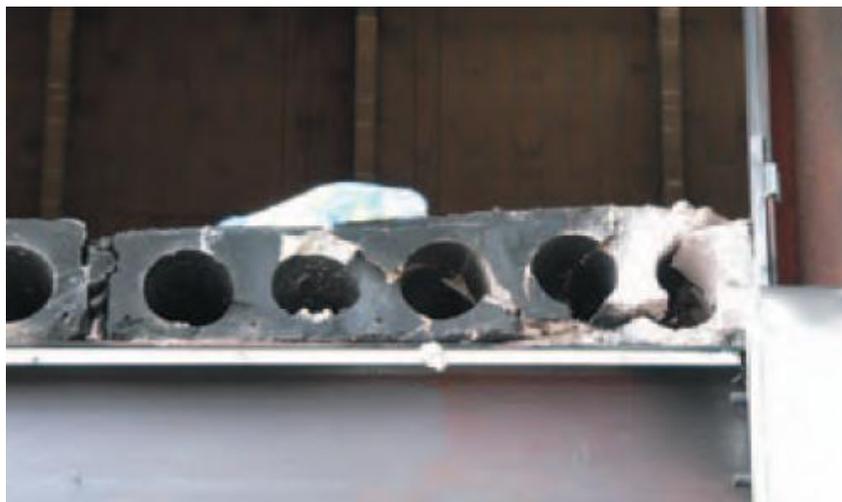
**Abbildung 19: Versuchsaufbau in Großbritannien, aus [21]**

Im ersten Versuch wurden die Hohlplatten nur auf die Träger aufgelegt und die Zwischenräume mit Ortbeton ausgefüllt. Beim zweiten Versuch wurde zusätzlich durch das Einbetonieren von Bewehrungsstäben in die Hohlräume und ihren Anschluss an die Träger eine direkte Verbindung zum umgebenden Tragsystem hergestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die unterschiedliche Verbindung kaum Einfluss auf die vertikale Verschiebung hat. Die Stahlträger haben sich in den Versuchen stärker gedehnt als die Betonplatten (vgl. Abbildung 20). Der verwendete Stahlrahmen hat also keine Dehnungsbehinderung in Längsrichtung für die Platten dargestellt und somit keine Schubfestigkeitserhöhung bewirkt.

Trotzdem ist kein Schubversagen aufgetreten, was auf einen anderen Mechanismus zurück zu führen sein muss. Bailey und Lennon merken an, dass sich in den Randbereichen dennoch eine Druckzone ausgebildet hat. Die zerdrückten Randplatten zeigen diesen Effekt sehr deutlich (vgl. Abbildung 21). Bailey und Lennon folgern, dass durch diese Druckzonenausbildung Membrantragmechanismen in der Decke aktiviert wurden, über die höhere Lasten abgetragen werden konnten. Die Membrantragwirkung hat auch bewirkt, dass der Litzenschlupf begrenzt und damit die Schubtragfähigkeit erhöht wurde.



**Abbildung 20: Gemessene Dehnungen der Hohlplatten und Stahlträger in den Versuchen aus Großbritannien, aus [21]**



**Abbildung 21: Versagen der Randplatten infolge Druckbelastung, aus [21]**

Die Decken haben zwar wie gefordert einer Brandbelastung über 60 Minuten standgehalten, in der Abkühlphase sind jedoch einige der Randplatten der Länge nach gerissen. Während des Abkühlvorgangs traten zudem weitere vertikale Verformungen auf, infolge derer maßgebliche Querbiegungen in den Platten aufgetreten ist. Bailey und Lennon führen das Auftreten der Längsrisse auf die Querbiegung der Platten zurück. Bei der Untersuchung der gerissenen Platten stellte sich heraus, dass die robustere Lagerung des zweiten Versuchs hier eine positive Wirkung hatte: Die Randplatten im zweiten Versuch wurden nach der Längsrisseausbildung weiter von der Bewehrung getragen, wohingegen die Platten im ersten Versuch teilweise kollabierten. Die Risse im zweiten Versuch traten jedoch früher auf als im Ersten. Die Autoren fassen zusammen, dass die beiden Versuche gezeigt haben, dass das Zusammenwirken der Platten zur Aktivierung eines vorteilhaften Widerstandsmechanismus führt. Unabhängig von der Ausführung der Verbindung zwischen Hohlplatte und Träger wurde der



Mechanismus gleichermaßen aktiviert. Die vertikalen Verschiebungen wurden durch die unterschiedlichen Lagerungen kaum beeinflusst. Das Mitwirken der umgebenden Tragstruktur führt zu besseren Widerstandswerten der Hohlplatten, als in Laborversuchen an Einzelplatten ermittelt wurde.

### **5.5 Versuche zum Schubversagen von Spannbetonhohlplatten auf Slim Floor Trägern bei Raumtemperatur an der RWTH Aachen**

In Zusammenarbeit der RWTH Aachen und dem Büro H+P Ingenieure wurden in Deutschland Versuche zum Schubversagen von Hohlplatten auf Slim Floor Trägern bei Raumtemperatur durchgeführt. Hegger et al. [22] berichten über die vier Großversuche, die an je zwei mal fünf Hohlplatten mit Mittelauflagerung stattfanden (vgl. Abbildung 22). Die wesentlichen Versuchsparameter waren der Querschnitt der Hohlplatten, die Steifigkeit des Slim Floor Trägers, die horizontale Beschränkung der Ausdehnungen, Auflagerdetails und das Ausbetonieren einzelner Hohlkerne. Alle vier Versuche haben aufgrund von Schubrisen in den Stegen der äußeren Deckenplatten versagt. Es wurden dabei Schubfestigkeiten zwischen 60-68 % derjenigen bei starrer Auflagerung erreicht. Die Tragfähigkeit wurde durch die Zugfestigkeit des Betons begrenzt. Im Zuge der Forschungen wurden des Weiteren Referenzversuche an Einzelplatten mit starrer Auflagerung durchgeführt.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Querschnittsform der Hohlplatten keinen maßgeblichen Einfluss auf die erzielte Tragfähigkeit hat. Eine Beschränkung der horizontalen Dehnungen wirkt sich dahingegen deutlich positiv auf die Tragfähigkeit des Systems aus. Das Ausfüllen einzelner Hohlkerne führte in den Versuchen zu keiner Erhöhung der Schubfestigkeit. Das veränderte Rissmuster lässt die Autoren jedoch darauf schließen, dass das Ausbetonieren zu einer Verbesserung führen kann. Sie weisen darauf hin, dass der Füllbeton nach den Versuchen sehr einfach aus den Hohlräumen entfernt werden konnte. Aufgrund der glatten Oberfläche der Hohlkerne und des auftretenden Schwindens kam es offensichtlich zu keinem festen Verbund. Die Schubfestigkeit wurde daher nicht erhöht, aber die Schubverformungen wurden reduziert. Abbildung 23 zeigt die Anordnung der ausbetonierten Hohlräume in den Randplatten der Versuche 3 und 4.

Die Auflagerung auf Neoprenstreifen, wie sie zum Teil in deutschen Zulassungen gefordert wird, hatte in den Versuchen keine negativen Auswirkungen. Die Autoren empfehlen daher ihren Einsatz, um geometrische Ungenauigkeiten auszugleichen.

Trotz unterschiedlicher Trägersteifigkeiten und –durchbiegungen traten in den Versuchen nahezu gleiche Versagenslasten auf. Große Trägerverformungen führen zu Querbiegung in den Platten, die mittig auf dem Träger aufgelagert sind, und erhöhen die Gefahr von Längsrissen (vgl. Abbildung 24, links). Die Längsrisse haben Hegger et al. zufolge aber keinen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit. Bei Messungen an den Spannritzen wurden keine Endverschiebung registriert, sodass die Autoren daraus schließen, dass die Verbundfestigkeit von den Längsrissen nicht beeinflusst wurde. Trägerdurchbiegungen führen des Weiteren zu Schubverformungen und Querspannungen, die die äußeren Platten maßgeblich beeinflussen



(vgl. Abbildung 24, rechts). Sie mindern die Schubfestigkeit auch bei Durchbiegungen von  $l/100$  bis  $l/300$  bereits maßgeblich ab. Vor allem bei kurzen Spannweiten und hohen, auflagenahen Lasten kann die Schubtragfähigkeit der Versagen bringende Faktor sein. Sehr große Verformungen, z.B. infolge Fließens des Trägers, führen unweigerlich zum Versagen der Platten.

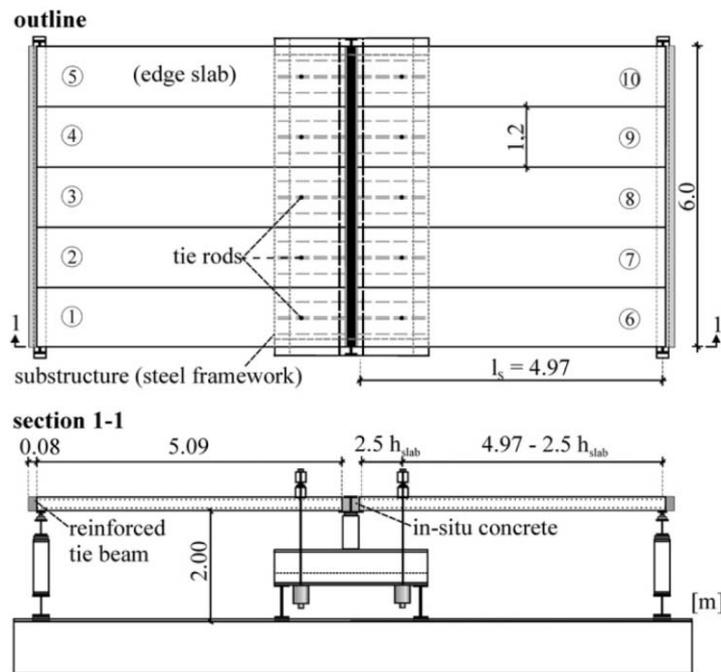


Abbildung 22: Versuchsaufbau der Versuche an der RWTH Aachen, aus [22]

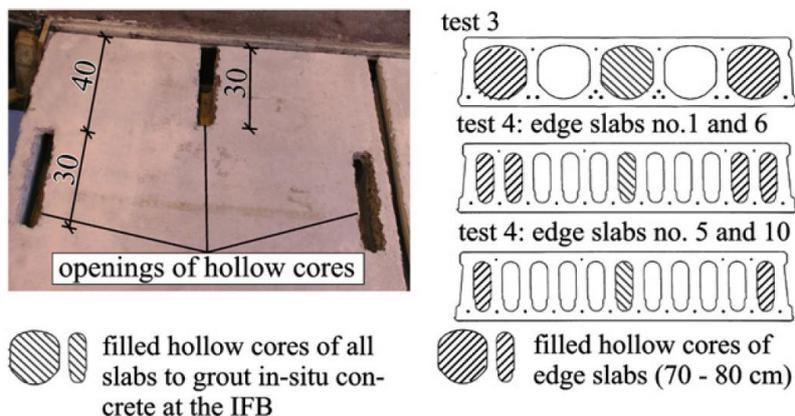
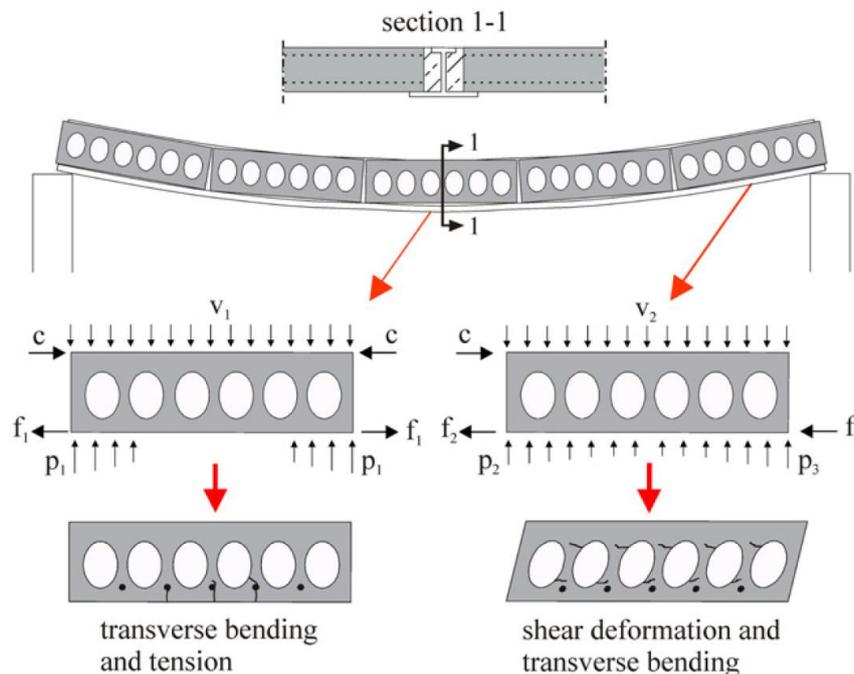


Abbildung 23: Ausbetonierte Hohlräume in den Randplatten in den Versuchen 3 und 4, aus [22]



**Abbildung 24: Maßgebliche Beanspruchungen von mittigen und äußeren Deckenplatten bei nachgiebiger Auflagerung, aus [22]**

Die Bemessungsschubfestigkeit von starr aufgelagerten Platten sollte Hegger et al. zufolge bei der Übertragung auf nachgiebig aufgelagerte Platten stark reduziert werden. Infolge der Interaktion zwischen den Platten und den Trägern kommt es zu Schubverformungen und quer verlaufenden Spannungen in den Endplatten. Durch die Übertragung der Lasten von den inneren Platten auf die äußeren nimmt die Schublast in Richtung des Randes zu. Durch diese Effekte tritt die deutliche Reduzierung der Schubfestigkeit auf. Sogar eine Abminderung des Bemessungswertes von starr aufgelagerten Platten um 50 % kann den Autoren zufolge in einigen Fällen auf der unsicheren Seite liegen.

### 5.6 Analyse und Berechnung des Schubwiderstandes von Spannbetonhohlplatten im Brandfall

In einem Beitrag im Structural Concrete befürwortet van Acker [23] die Nutzung von vorgespannten Betonhohlplatten. Die bestehenden Zweifel am Einsatz dieser Fertigteile aufgrund ihres Brandverhaltens versucht er zu widerlegen. Das Auftreten frühzeitigen Versagens auf Schub sei nur bei einer kleinen Anzahl von Versuchen aufgetreten und bisher nicht bei realen Bränden beobachtet worden. Van Acker bemängelt, dass bei den Versuchsaufbauten, bei denen dieses Versagen aufgetreten ist, der positive Effekt der umgebenden Tragstruktur auf die Tragfähigkeit vollkommen ignoriert wurde. Es sei den unrealistischen Versuchsbedingungen zuzuschreiben, dass dieser Versagensfall eingetreten ist.

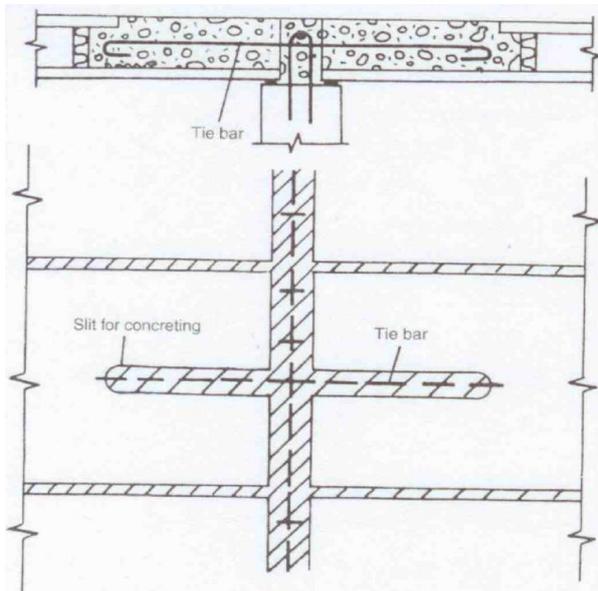
Van Acker räumt ein, dass unter bestimmten ungünstigen Bedingungen ein frühzeitiges Schubversagen eintreten kann. So ist dies möglich beim gleichzeitigen Auftreten von



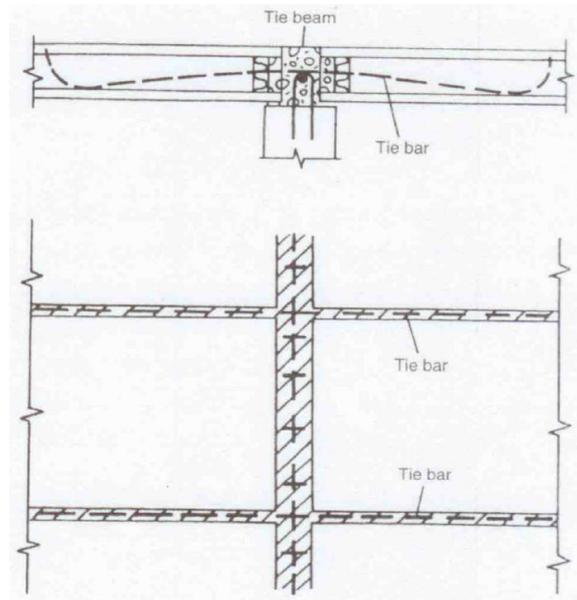
- Rissen in Querschnittsmitte aufgrund der nicht-linearen Temperaturbelastung im Brandfall,
- zusätzlichen Zugspannungen im unteren Querschnittsbereich aufgrund äußerer Belastung sowie
- Litzenschlupf im Endbereich der Decke.

Um dem Versagen vorzubeugen, ist darauf zu achten, die Risse mit konstruktiven Maßnahmen geschlossen zu halten. Bei geschlossenen Rissen ist die Schubtragfähigkeit gerissener und ungerissener Querschnitte gleich groß. Dies ist auf die rauen Rissflächen und die Kornverzahnung des Betons zurückzuführen. Als weiteren Effekt, der einem Schubversagen automatisch vorbeugt, nennt van Acker die Querdehnungsbehinderung der brandbeanspruchten Platten durch die benachbarten Platten. Dabei werden die infolge Temperaturbeanspruchung auftretenden Dehnungen der Unterseite der Platte behindert, sodass sich Druckspannungen einstellen, die wiederum die kritischen Zugspannungen infolge äußerer Lasten auf der Deckenunterseite abschwächen. Daher muss angestrebt werden, die Querkraftübertragung in Rissen über die Kornverzahnung und das Zusammenwirken der Platten untereinander sicherzustellen, um einem frühzeitigen Schubversagen vorzubeugen. Um dies zu erreichen, schlägt van Acker fünf Entwurfsmöglichkeiten vor:

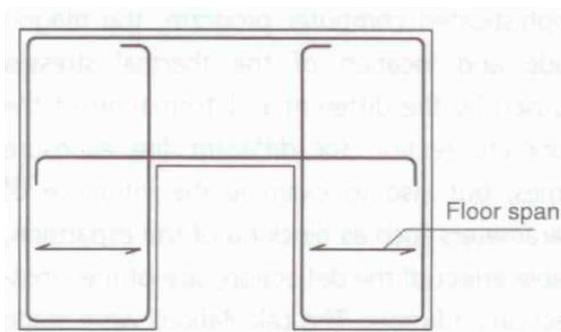
- **Das Einbetonieren von Bewehrungsstäben in einige der Hohlkerne** (siehe Abbildung 25): Die Risse bleiben geschlossen und es wird eine wirkungsvolle Verbindung der Hohlplatten zur tragenden Struktur hergestellt.
- **Das Einbringen von Stahlstäben in die Stoßfugen der Hohlplatten** (siehe Abbildung 26): Anhand von Versuchen wurden bereits maximale Durchmesser und minimale Verankerungslängen für diese Bewehrungsstäbe ermittelt.
- **Die Verwendung eines Ringankers** (siehe Abbildung 27): Er spielt eine wichtige Rolle in der Behinderung der thermischen Ausdehnung der Decke und beeinflusst die Schubfestigkeit durch das Aufrechterhalten des Zusammenwirkens benachbarter Platten.
- **Das Aufbringen von Überbeton**: Zum einen wird ein direkter positiver Effekt durch die erhöhte Masse und Steifigkeit des Querschnitts erzielt und zum anderen wird durch den Einsatz das Zusammenwirken der einzelnen Betonhohlplatten als gesamtes Tragwerk erzwungen.
- **Aktivierung der Steifigkeit der umgebenden Struktur** (siehe Abbildung 28): Die horizontale thermische Ausdehnung wird über die vertikale Tragstruktur in obere und untere Stockwerke getragen und aktiviert dort weitere Widerstände. In Querrichtung der Deckenplatte bewirkt die Endauflagerung ebenfalls einen Widerstand durch die Verbindung zu nicht brandbeanspruchten Platten.



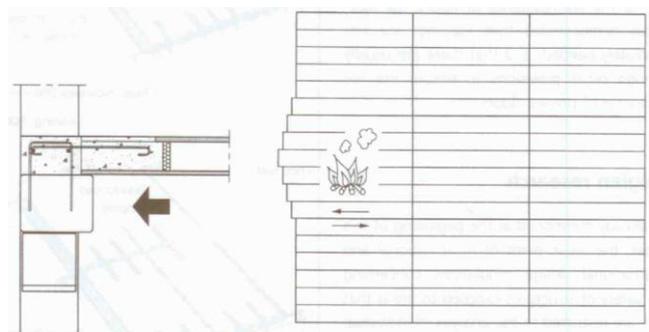
**Abbildung 25: Einbringen von Bewehrungsstäben in einige Hohlräume zur Vorbeugung von Schubversagen, aus [23]**



**Abbildung 26: Einbringen von Bewehrungsstäben in Stoßfugen der Hohlplatten zur Vorbeugung von Schubversagen, aus [23]**



**Abbildung 27: Verwendung von Ringankern zur Vorbeugung von Schubversagen, aus [23]**



**Abbildung 28: Aktivierung der Widerstände benachbarter Platten, aus [23]**

2010 hat van Acker einen weiteren Artikel zum Thema der Schubtragfähigkeit von Spannbetonfertigdecken veröffentlicht [24]. Darin nimmt er Bezug auf die Ergebnisse der Arbeitsgruppe zur Neufassung des Anhangs G der DIN 1168, die die ehemals geltenden Tabellenwerte für minimale Deckendicken und minimale Abstände zwischen Bewehrungsstäben als nicht hinreichend eingestuft hat. Die Arbeitsgruppe hat des Weiteren strengere Regelungen für die Schubtragfähigkeit von Spannbetonhohlplatten vorgesehen. In seinem Beitrag erläutert van Acker erneut die Rolle des Zusammenwirkens des Tragwerks in Hinsicht auf Brandbeanspruchungen. Im Übrigen stellt er ein Berechnungsverfahren für die Schubtragfähigkeit von Spannbetonfertigteilen vor.



Die wenigen Versagensfälle, die infolge Brandeinwirkung bei Gebäuden eingetreten sind, seien weniger auf die thermisch bedingte Abnahme der Materialkennwerte als auf die Unfähigkeit des Gebäudes, thermische Dehnungen aufzunehmen, zurück zu führen. Die Einwirkungen, die auf eine Deckenplatte unter Brandeinwirkung wirken und ihre Auswirkungen fasst van Acker wie folgt zusammen:

- Spannungen infolge nicht-linearer Temperaturverteilung im Querschnitt führen nach 20 bis 40 Minuten zu vertikal verlaufenden Rissen in den Stegen im Abstand von ca. 150 bis 200 mm. Zwischen den Rissen verlaufen horizontale Zugspannungen.
- Im unteren Querschnittsbereich kommt es infolge der thermischen Beanspruchung zu eng benachbarten Zug- und Druckspannungen. Im Übergangsbereich treten dadurch horizontale Schubspannungen auf.
- In den Stegen treten aufgrund des Eigengewichts und der Auflasten vertikale Schubspannungen auf.
- Infolge der Vorspannkraft treten an den Enden der Decke zusätzliche Schubspannungen auf.

Bei gelenkig gelagerten Decken kann es zum Versagen kommen, wenn die thermisch induzierten Vertikalrisse mit Rissen infolge von Schubbeanspruchungen zusammentreffen. Dieser Versagensfall wird meist auflagernah eintreten und kann durch Litzenschlupf beschleunigt werden. Unter Bezug auf Versuchsergebnisse empfiehlt van Acker den Einsatz von spiralförmiger Bewehrung, mit der der Litzenschlupf vollkommen unterbunden werden kann.

Zusätzlich zu den Tragwiderständen der einzelnen Bauteile stehen durch den Zwängungseffekt der umliegenden Struktur zusätzliche Widerstände bereit, die laut van Acker einen beträchtlichen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit besitzen. So können horizontale Schubkräfte teilweise über die Längsfugen, eventuell vorhandene Überbetonbewehrung und Querbewehrung im Randbereich aufgenommen werden. Volleinspannungen der Decken sind jedoch kritisch zu bewerten, da es zu übermäßigen Druckspannungen im unteren Flansch infolge negativer Momente und thermischen Zwängungen bis hin zum Versagen oder großflächigen Betonabplatzungen kommen kann.

An seiner 2003 in [23] dargelegten Hypothese, dass die Schubtragfähigkeit gerissener Querschnitte gleich groß der ungerissener Querschnitte ist, hält van Acker fest und unterstreicht erneut die Wichtigkeit der Sicherstellung des geschlossenen Haltens der auftretenden Risse zur Gewährleistung der Schubübertragung.

Van Acker unterstützt seine Aussagen, dass ein vorzeitiges Schubversagen unter realen Einbausituationen sehr selten eintritt, mit dem Verweis auf Brandversuche aus Belgien, Dänemark und Großbritannien. Die belgischen Versuche untersuchten den Einsatz von Ringankern, Aufbeton sowie unterschiedlicher Zugbewehrungen in den Hohlkernen und Stoßfugen (vgl. Abbildung 29). Nur einer der dort durchgeführten Versuche wies ein Versagen auf Schub auf. Das Schubversagen führt van Acker auf die aufgetretenen großflächigen Betonabplatzungen zurück. Die Decken wurden in ihren thermischen Dehnungen behindert



und nach dem Bestehen einer 120 minütigen Brandbeanspruchung bis zum Versagen belastet.

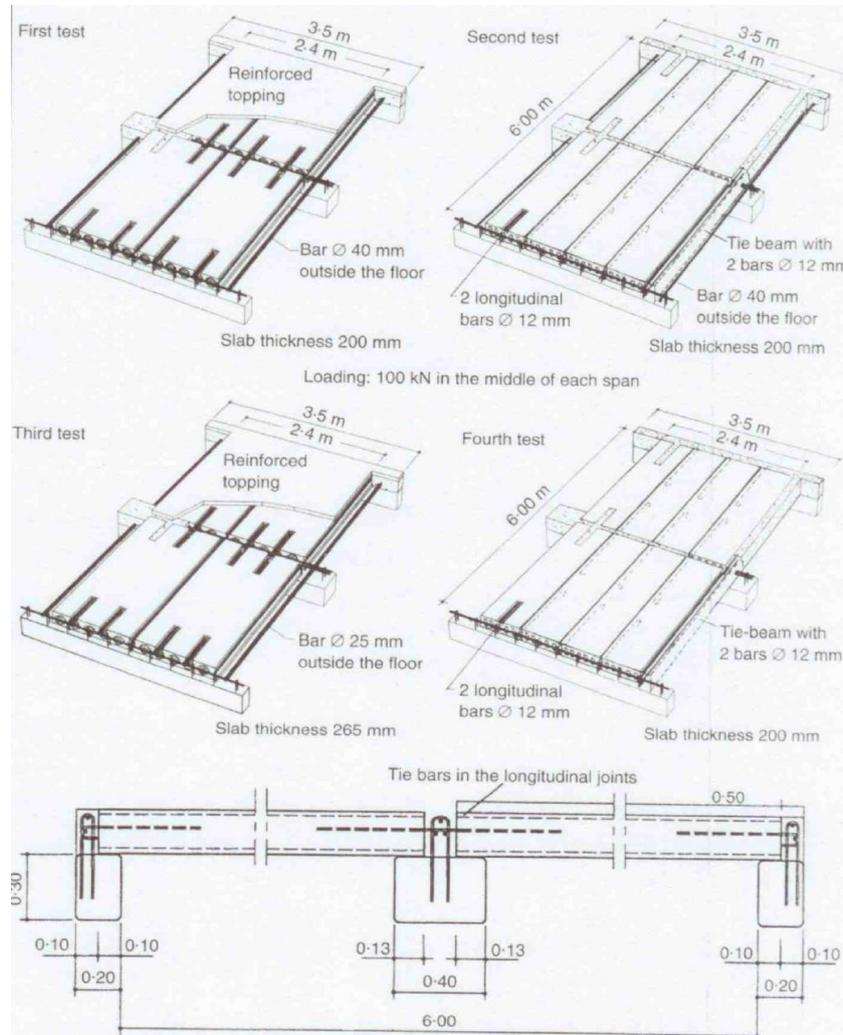


Abbildung 29: Versuchsaufbauten aus Belgien, aus [23]

Die Hohlplatten in den Versuchen aus Dänemark wurden einer 60 minütigen Brandbeanspruchung ausgesetzt. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass Hohlbetonplatten, die einer Zwängung durch benachbarte, nicht brandbeanspruchte Platten unterliegen, einer Schubbeanspruchung standhalten können, die 75% der Schubtragfähigkeit bei Raumtemperatur entspricht.

Die Versuchsergebnisse aus Großbritannien legt van Acker so aus, dass die Ausbildung des Druckbereichs infolge thermischer Dehnungen seine Aussage dahingehend unterstützt, dass das gesamte Tragwerk bei der Ermittlung des Tragwiderstands herangezogen werden sollte. Van Acker sieht einen Mangel in der Normung, die das Zusammenwirken der Bauteile vernachlässigt. Er resümiert, dass reale Brände sowie Brandversuche gezeigt haben, dass die indirekten Auswirkungen infolge der thermischen Dehnungen einen größeren Einfluss auf



den Tragwiderstand der Konstruktion haben als die unter erhöhten Temperaturen abnehmenden Materialeigenschaften.

Für die mechanische Beanspruchung im Brandfall darf nach Eurocode 2-1-2 [5] wenn nicht anders nachgewiesen ein Reduktionsfaktor für den Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall  $\eta_{fi} = 0,7$  angesetzt werden. Dieser Wert bildet das Verhältnis aus Einwirkungen im Brandfall zu den Einwirkungen bei Raumtemperatur. Er variiert mit dem Verhältnis der veränderlichen zu den ständigen Lasten und kann auf der sicheren Seite liegend zu 0,7 gesetzt werden. Die Versuche aus Belgien und Großbritannien, auf die sich van Acker bezieht, weisen jedoch deutlich geringere Ausnutzungsfaktoren im Bereich von 0,15 bis 0,35 auf. Diese Versuche sind also keinesfalls repräsentativ, um eine sichere Bemessungsgrundlage zu schaffen. Die genannten Versuche aus Dänemark ergaben zwar, dass bei einer Ausnutzung der Schubtragfähigkeit von 75 % nach 60-minütiger Brandbeanspruchung kein Versagen aufgetreten ist, jedoch geben auch sie keine Auskunft über die Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten. Die Ergebnisse der Versuche können daher nicht zur Festlegung neuer Kriterien für die Zulassung von Spannbetonhohlplatten in Deutschland genutzt werden.

## 5.7 Verwandte Forschungsergebnisse

### 5.7.1 Untersuchungen an massiven Betonplatten mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund und ohne Verbund

Bailey und Ellobody [25] haben im Jahr 2006 Versuche an Vollbetondecken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund und mit Spanngliedern ohne Verbund durchgeführt. Als weitere Versuchsparameter wurde zwischen Kies- und Kalksteinzuschlägen variiert, es wurde der Einfluss einer Längsdehnungsbehinderung sowie der Unterschied zwischen Hüllrohren aus Plastik und Metall bei Decken mit nachträglichem Verbund untersucht. Insgesamt umfasst die Versuchsreihe 16 Versuche, davon vier bei Raumtemperatur und 12 Brandversuche, die alle Kombinationen der zuvor genannten Parameter abdecken.

Die Autoren erläutern die wesentlichen Kraftübertragungsmechanismen der untersuchten Vorspannungsmechanismen: Die Kraftübertragung in Decken ohne nachträglichen Verbund erfolgt über die Endverankerung und das Profil der Spannglieder. Dehnungen in den Spanngliedern werden über die gesamte Länge verteilt. Es besteht nahezu keine Reibung zwischen dem Spannglied und dem Beton. Bei der Verwendung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund werden die Kräfte über die Endverankerung, den direkten Verbund und die Krümmung der Spannglieder übertragen.

Für die Verwendung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund spricht die höhere Bruchfestigkeit und Robustheit sowie die geringere Abhängigkeit von der Endverankerung. Die alternative Variante bringt den Vorteil einer einfachen und schnellen Anwendung, der Möglichkeit des Austauschens einzelner Spannglieder und eine große Flexibilität mit sich.



Die Versuche bei Raumtemperatur haben gezeigt, dass die Decken mit nachträglichem Verbund der Spannglieder eine höhere Bruchfestigkeit und eine größere Duktilität aufweisen als die Decken ohne Verbund.

In den Brandversuchen führte die Variation der Zuschlagsstoffe zu dem Ergebnis, dass bei der Verwendung von Kies als Zuschlag größere Verformungen in Vertikal- und Horizontalrichtung auftreten als bei Kalkstein. Die Autoren führen dies auf den thermischen Dehnungskoeffizient von Kies zurück, der größer ist als der von Kalkstein. Die Untersuchungen bezüglich des Hüllrohrmaterials zeigten, dass im Spannglied höhere Temperaturen erreicht werden, wenn Plastik als Hüllrohrmaterial verwendet wird. Bei der Verwendung von Plastikhüllrohren in den Deckenplatten mit nachträglichem Verbund traten kleinere Verformungen auf als bei den äquivalenten Decken ohne Verbund. Beim Einsatz von metallischen Hüllrohren traten größere Verformungen auf.

Dehnungsbehinderte Decken führten unter Brandbeanspruchung geringere Verformungen aus als zwängungsfrei gelagerte Decken. Im Allgemeinen tritt das Versagen von Deckenplatten mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund duktil auf und geht mit einer Abnahme der Vorspannkraft bei geringen Spanngliedtemperaturen einher. Deckenplatten ohne Verbund versagen dahingegen im Allgemeinen spröde bei höheren Spanngliedtemperaturen. In allen Brandversuchen traten schon nach 14 - 21 Minuten aufgrund der thermisch induzierten Spannungen Längsrisse oberhalb der Spannglieder auf. Dies führen Bailey und Lennon darauf zurück, dass aufgrund der thermischen Ausdehnung der Spannlitzen die Überdrückung des Betons infolge reduzierter Vorspannung abnimmt und die gleichzeitig unter Brandeinwirkung auftretenden Querdehnung zu Zugspannungen im Querschnitt führen kann.

Die Deckenplatten mit nachträglichem Verbund der Spannlitzen erreichten jeweils eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als 90 Minuten. In der Regel erreichten die Decken ohne Verbund diese Feuerwiderstandsklasse nicht. In einem Vergleich mit den Festlegungen im Eurocode 2 [5] und den Regelungen des British Standard BS 8110-2 stellt sich heraus, dass die Werte des Eurocodes für beide Arten der Vorspannung konservativ formuliert sind, wohingegen im British Standard Angaben optimistische Bemessungswerte für Spannglieder ohne Verbund angegeben sind.

#### 5.7.2 Untersuchungen zum Einfluss der Lagerungsbedingungen von massiven Betonplatten

Die neuseeländischen Forscher Lim et al. [26] haben 2002 den Effekt der Längsdehnungsbehinderung auf gelenkig gelagerte und auf rotatorisch behinderte Vollbetondecken unter Brandbeanspruchung numerisch analysiert. In ihren Analysen untersuchten sie jeweils Deckenplatten, die keiner Längsdehnungsbehinderung ausgesetzt sind, die gesteuert über eine Feder einer bestimmten prozentualen Dehnungsbehinderung unterliegen und Decken, die vollkommen dehnungsbehindert sind (vgl. Abbildung 30 und Abbildung 31).

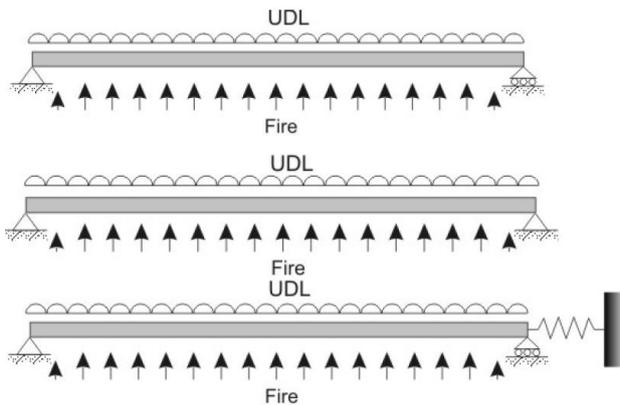


Abbildung 30: Untersuchte Modell gelenkig gelagerter Deckenplatten, aus [26]

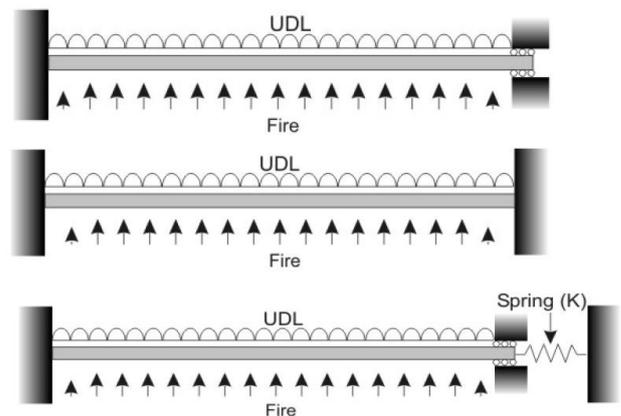


Abbildung 31: Untersuchte Modelle rotatorisch behinderter Deckenplatten, aus [26]

Wird die horizontale Ausdehnung durch eine steife Umgebungsstruktur eingeschränkt, so treten Druckkräfte in der Deckenplatte auf. Den Angriffspunkt  $z_0$  dieser Druckkräfte haben die Autoren als maßgebenden Parameter identifiziert, da er das Moment  $M = T * z_0$ , das aufgrund der exzentrisch eingeleiteten Druckkraft entsteht, beeinflusst (vgl. Abbildung 32 und Abbildung 33). Einige ihrer Studien haben Lim et al. deshalb in Abhängigkeit dieses Parameters durchgeführt. Die Autoren merken an, dass bei einem Anschluss der Deckenplatte an die umgebende Struktur in Ortbetonweise dieser Angriffspunkt während einer Brandeinwirkung nicht konstant bleibt, sondern aus dem unteren Bereich des Deckenquerschnitt in den oberen wandert.

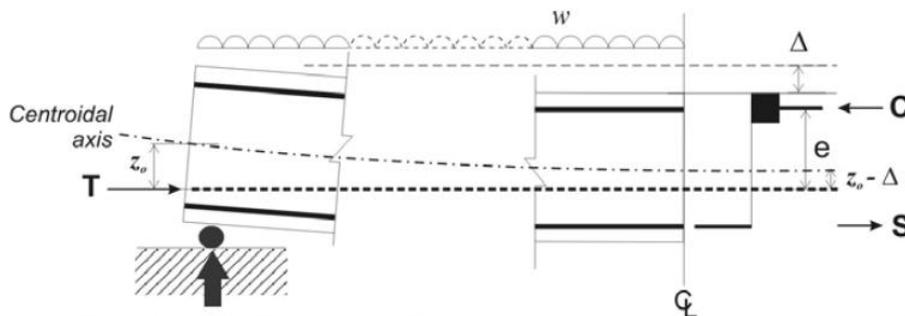
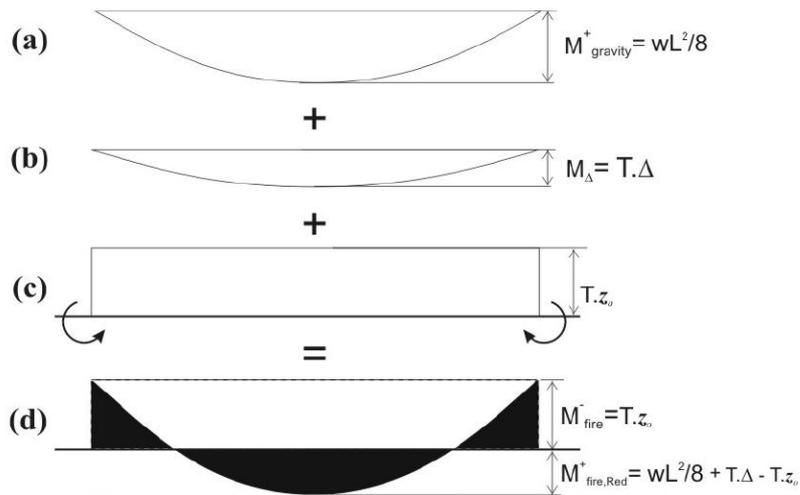


Abbildung 32: Darstellung des Angriffspunktes der thermischen Zwangskraft T, aus [26]

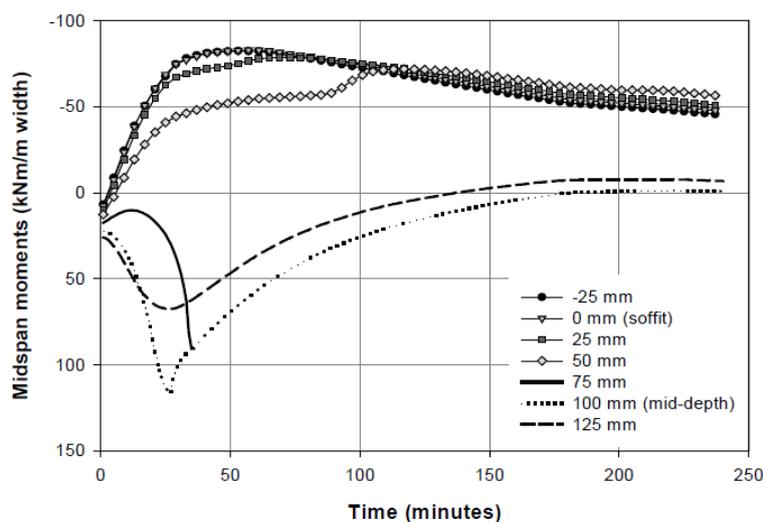
Für ihre Analysen haben die Autoren einige vereinfachte Annahmen getroffen, die die Übertragbarkeit auf reale Strukturen und Brände sehr beeinträchtigen:

- es kann kein Schubversagen auftreten,
- es treten keine Betonabplatzungen auf,
- die Decken werden in den Analysen mit einer über die Fläche konstanten Temperatureinwirkung beansprucht,
- homogene und konstante Materialeigenschaften.



**Abbildung 33: Anteile an der Momentenbeanspruchung der Decke unter Brandeinwirkung, aus [26]**

Im Allgemeinen leiten Lim et al. aus den Ergebnissen ab, dass das Tragverhalten der gelenkig gelagerten Decken sowohl von der Lage des Angriffspunktes der thermisch induzierten Druckkraft als auch vom Grad der Dehnungsbehinderung abhängt. Für vollständig dehnungsbehinderte Platten tritt bei Angriffspunkten nahe der Unterkante eine positive Wirkung in Form von geringen, aufwärts gerichteten Durchbiegungen ein. Bei Kraftangriffspunkten, die von der Plattenunterseite mehr als ein Viertel der Plattendicke entfernt sind, treten große abwärtsgerichtete Verformungen auf und die Decke hängt sich in Form einer Seillinie zwischen den Auflagern ein. In Abbildung 34 ist für eine Plattendicke von 200 mm der Verlauf der Biegemomente in Plattenmitte über die Zeit für unterschiedliche Angriffspunkte der thermischen Zwangskraft dargestellt.



**Abbildung 34: Momentenbeanspruchung in Plattenmitte von gelenkig gelagerten, vollständig dehnungsbehinderten Platten in Abhängigkeit des Angriffspunktes der thermischen Zwangskraft, aus [26]**



Für gelenkig gelagerte Platten, die nur teilweise in ihren Dehnungen behindert sind, fanden die Autoren einen Zusammenhang zwischen dem Tragwiderstand und dem Grad der Dehnungsbehinderung. Wie in Abbildung 35 deutlich zu erkennen ist, tritt erst ab einem Grad der Behinderung von 50 % relevanter, den Tragwiderstand erhöhender Effekt ein.

Die rotatorisch behinderten Platten lenkten sich allgemein, wie Abbildung 36 zeigt, geringer aus als die gelenkig gelagerten Platten. Bereits ab einer horizontalen Dehnungsbehinderung von 10 % nahmen die Durchbiegungen weiter ab. Mit der steigenden Längssteifigkeit sinkt allerdings auch die Zeit bis zum Eintreten des Versagens. Den höheren Widerstand der eingespannten Deckenplatten führen Lim et al. darauf zurück, dass aufgrund der statischen Unbestimmtheit Querschnittsreserven aktiviert werden können. So kann beim Auftreten eines Fließgelenks eine Momentenumlagerung eintreten und damit können höhere Lasten aufgenommen werden als bei einfach gelagerten Platten.

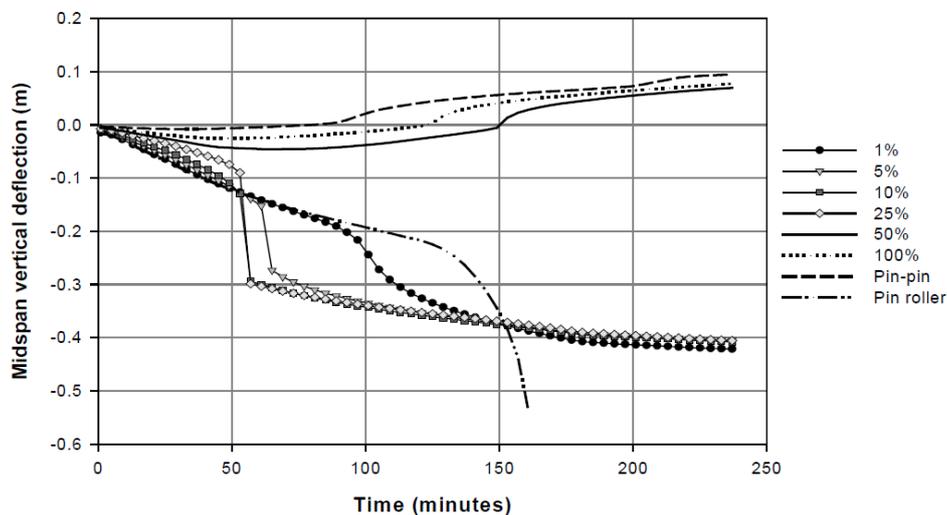


Abbildung 35: Durchbiegungen in Plattenmitte von gelenkig gelagerten Decken in Abhängigkeit der Dehnungsbehinderung, aus [26]

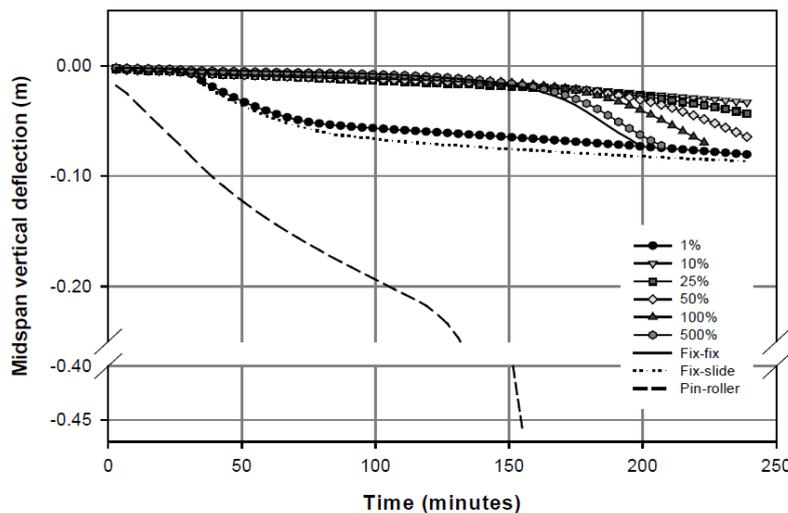


Abbildung 36: Durchbiegungen in Plattenmitte von rotatorisch behinderten Decken in Abhängigkeit der Dehnungsbehinderung, aus [26]

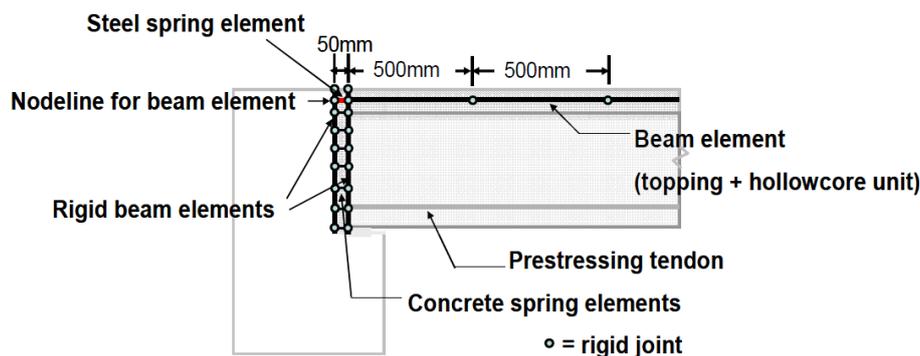


Sowohl für einfach gelagerten Platten als auch für rotatorisch gehaltenen Platten fanden Lim et al. heraus, dass eine vollständige Dehnungsbehinderung nach längerer Brandbeanspruchung zu Längszugkräften führt, die ein Versagen hervorrufen können.

### 5.7.3 Modellierung der Verbindung von vorgespannten Decken zur Tragstruktur mit einem multi-spring Element

Bei der Modellierung vorgespannter Decken tritt die Problematik der modelltechnischen Verankerung der Vorspannkraft innerhalb der Decke auf. Min et al. [27] haben zur Lösung der Problematik ein „multi-spring“ Element in der Software SAFIR erzeugt, das im Übergang zwischen der Deckenplatte und der Tragstruktur eingefügt wird. Es soll sich dazu eignen, das reale Tragverhalten von vorgespannten Decken in Abhängigkeit der Auflagerbedingung und der Steifigkeit der umgebenden Tragstruktur zu beschreiben.

Die Schwierigkeit der Modellierung besteht darin, dass das Modell fähig sein muss, den Effekt, dass die vorgespannte Litze an ihrem Ende nicht mit der Tragstruktur verbunden ist, sondern dass sich innerhalb der Decke ein Gleichgewicht mit der Vorspannkraft einstellt, abzubilden. Min et al. kritisieren, dass in bisherigen Modellierungen die Verbindung zwischen Decke und Auflagerung durch die Verwendung gleicher Knoten realisiert wurde. Damit ist die Beachtung des vorstehend genannten Effekts und eine realitätstreue Abbildung nicht möglich. Mit dem Einsatz des „multi-spring“ Elements zwischen der Decke und dem Träger kann der Effekt abgebildet werden und durch die Trennung von Decke und Auflager ist das Problem der Einleitung der Vorspannkraft beseitigt. Indem jeder einzelnen Feder unterschiedliche Eigenschaften zugeschrieben werden, kann der Übergang von der Decke zur Auflagerung individuell beschrieben werden (vgl. Abbildung 37 und Abbildung 38). So kann auch problemlos eine biegesteife Auflagerung mit zusätzlichen Bewehrungsstäben abgebildet werden (vgl. Abbildung 39).

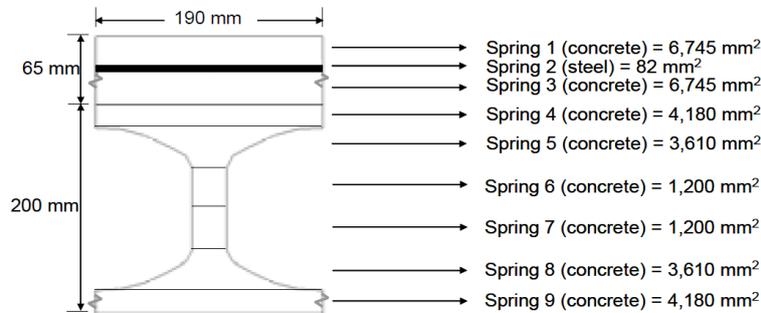


**Abbildung 37: Modellierung einer vorgespannten Deckenplatte mit dem multi-spring-Element im Längsschnitt, aus [27]**

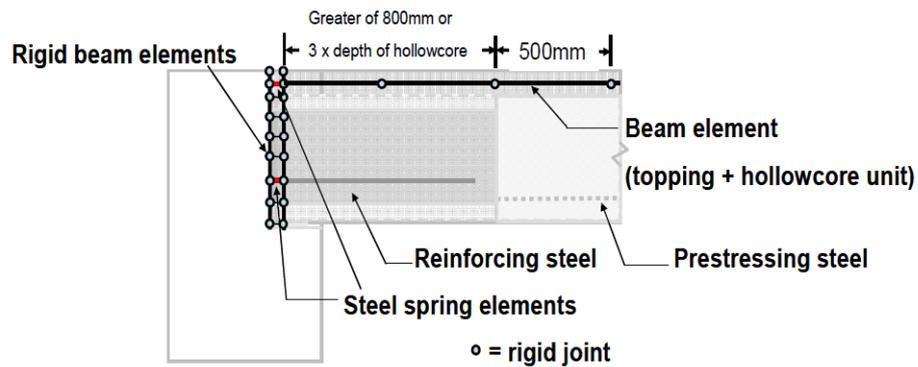
Das untersuchte Element wurde von den Autoren anhand eines der bereits erwähnten Versuche aus Belgien validiert. Sie fanden eine gute Übereinstimmung zwischen dem im Versuch beobachteten Feuerwiderstand und der numerischen Modellierung. Jedoch wichen die numerisch ermittelten, vertikalen Verschiebungen von den Versuchsergebnissen ab. Dies



führen Lim et al. auf einige Einschränkungen der Software zurück. SAFIR kann keinen Schlupf der Litzen, keine Betonabplatzungen und aufgrund der hinterlegten Bernoulli-Hypothese auch keinen Schub abbilden.



**Abbildung 38: Modellierung einer vorgespannten Deckenplatte mit dem multi-spring-Element im Querschnitt, aus [27]**



**Abbildung 39: Modellierung einer vorgespannten Deckenplatte mit biegesteifer Lagerung mit dem multi-spring-Element im Längsschnitt, aus [27]**



## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Der vorliegende Bericht enthält eine Zusammenstellung der Normen und Zulassungsbedingungen für Spannbetonhohlplatten im Brandfall sowie einen Überblick über aktuelle Forschungsergebnisse. Das Deutsche Institut für Bautechnik sieht eine Erneuerung der Zulassungsbedingungen für allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen von Spannbetonhohlplatten vor. Die Sichtung der aktuellen Forschungsergebnisse kann als Grundlage zur Ausarbeitung der Kriterien herangezogen werden.

Wie verschiedene Brandversuche und leider auch Brandfälle an realen Gebäuden gezeigt haben, sind die aktuellen Bemessungsgrundlagen für Spannbetonhohlplatten unter Brandbeanspruchung nicht hinreichend. Die bisherige Bemessung für den Brandfall über eine Mindestbetondeckung und einen Mindestabstand der Spannstähle beugt einem frühzeitigen Schub- oder Verankerungsversagen nicht vor.

Die in der Literatur vielfach behandelte Fragestellung nach dem Einfluss einer Dehnungsbehinderung der Hohlplatten durch benachbarte, nicht brandbeanspruchte Platten und die umgebende Tragstruktur führt zu dem Ergebnis, dass sich die Beschränkung der Ausdehnungen vorteilhaft auf die Tragfähigkeit im Brandfall auswirkt. Einer diesbezüglichen normativen Regelung steht jedoch entgegen, dass die Einbausituation und die Lagerungsbedingung im realen Tragwerk nie exakt bekannt sind. Der Ansatz des Effekts der Dehnungsbehinderung kann daher nicht allgemeingültig auf der sicheren Seite liegend formuliert werden.

Der Einsatz von Zuschlägen mit einem niedrigen thermischen Dehnungskoeffizienten führte in Brandversuchen zu geringeren Verformungen der Platten. Da die Zusammensetzung des verwendeten Betons beim DIBt hinterlegt werden muss und es sich bei der Herstellung der Spannbetonhohlplatten um einen gut reproduzierbaren und kontrollierbaren Herstellungsprozess handelt, kann in Erwägung gezogen werden, die vorteilhafte Wirkung der Zuschläge normativ zu erfassen.

Die numerische Modellierung von Spannbetonhohlplatten ist derzeit noch nicht ausgereift. Auch die Modellierung mit dem in Neuseeland entwickelten multi-spring Element führt zu erheblich abweichenden Verschiebungen im Vergleich zu Messungen an Versuchen. Für die Beurteilung der Hohlplatten sind daher Untersuchungen im Labor weiter unerlässlich.

Die Überarbeitung der Produktnorm DIN EN 1168 und die Anpassung des zugehörigen Anhangs G, der sich auf die Regelungen zum Feuerwiderstand bezieht, ist ein sinnvoller Ansatz zur Erhöhung der Sicherheit bei der Bemessung von Spannbetonhohlplatten. Dennoch zeigen sich auch im Normenentwurf Unklarheiten bzgl. der Prüfung und Anwendung von Spannbetonhohlplatten. Daher sollten für allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen auch weiterhin die Nachweise für den Feuerwiderstand gesondert geführt werden.