

**Einfluss des vertikalen Anteils
der Vorspannung auf den
Durchstanzwiderstand von
vorgespannten Flachdecken**

T 3226

T 3226

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

2009

ISBN 978-3-8167-8197-4

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Einfluss des vertikalen Anteils der Vorspannung auf den Durchstanzwiderstand von vorgespannten Flachdecken

(DIBt-Az: ZP 52-5-7.249-1181/05)

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik
Kolonnenstraße 30
10829 Berlin

erstattet von: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
Dipl.-Ing. Frank Häusler

Versuchsbericht: 185/2007
Umfang des Berichtes 57 Seiten

Datum: Aachen, den 15. Oktober 2008

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 Veranlassung und Zielsetzung	1
1.1 Veranlassung	1
1.2 Zielsetzung	1
2 Einfluss der Vorspannung auf den Durchstanzwiderstand	2
2.1 Allgemeines	2
2.2 Normative Regelungen	3
2.3 Spanngliedführung	6
3 Durchstanzversuche mit Vorspannung im Bereich von Innenstützen	9
4 Nachrechnung von Durchstanzversuchen mit Vorspannung mit dem Finite-Elemente Programm LIMFES	23
4.1 Allgemeines	23
4.2 Versuche ohne Durchstanzbewehrung	23
4.3 Versuche mit Durchstanzbewehrung	24
4.4 Netzgenerierung, Materialmodelle und Berechnungseinstellungen	25
4.5 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen	28
4.6 Schlussfolgerungen	33
5 Parameterstudie zum Einfluss des vertikalen Anteils der Vorspannung	34
5.1 Allgemeines	34
5.2 Referenzmodell	35
5.3 Parameterstudie zur Spanngliedneigung	37
5.4 Parameterstudie zum seitlichen Abstand der Spannglieder	41
5.5 Schlussfolgerung	44
6 Auswertung der Versuche aus der Literatur	45
7 Schlussfolgerungen	54

1 Veranlassung und Zielsetzung

1.1 Veranlassung

Bei einer vorgespannten Flachdecke entstehen im Allgemeinen über der Stütze vertikale, nach unten gerichtete Umlenkkräfte. Werden diese direkt in die Stütze eingeleitet, erzeugen sie keine durchstanzrelevanten Querkräfte. Die Summe der vertikalen Anteile der Umlenkkräfte über der Stütze kann daher von der einwirkenden Belastung abgezogen werden.

Aus baupraktischen Gründen werden jedoch nicht alle Spannglieder direkt über der Stütze angeordnet, sondern teilweise seitlich neben der Stütze verlegt. Für die Bemessung gegen Durchstanzen dürfen alle Spannglieder, die innerhalb des kritischen Rundschnitts verlaufen, in Rechnung gestellt werden. Während sowohl ACI 318-08 [1] als auch DIN 4227 [2] in Verbindung mit DIN 1045 [3] den kritischen Rundschnitt in einem Abstand von $0,5d$ vom Stützenrand führen, werden nach DIN 1045-1 [4] ($1,5d$) und Eurocode 2 [5] ($2,0d$) weiter entfernte Nachweisschnitte gewählt. Hierdurch können bereichsweise erheblich mehr Spannglieder berücksichtigt werden. Es ist jedoch fraglich, ob die weiter entfernt liegenden Spannglieder ihre nach unten gerichteten Umlenkkräfte direkt in die Stütze einleiten können. Zudem ist die vergrößerte Anrechenbarkeit weder durch Versuchsergebnisse noch durch Parameterstudien abgesichert. Inzwischen wurde in der überarbeiteten Fassung von Eurocode 2 (2005) [6] auf diesen Umstand reagiert, indem nur Spannglieder bis zu einem Abstand von $0,5d$ vom Stützenrand angesetzt werden dürfen.

1.2 Zielsetzung

Im Folgenden soll durch die Auswertung von Versuchen aus der Literatur und numerischen Simulationen untersucht werden, bis zu welchem Abstand vom Stützenrand die Umlenkkräfte direkt in die Stütze eingeleitet werden und somit keine durchstanzrelevanten Querkräfte entstehen. Hierzu werden einige dieser Durchstanzversuche an vorgespannten Platten aus der Literatur nachgerechnet, um die Leistungsfähigkeit des nichtlinearen Finite-Elemente-Programms LIMFES [7] nachzuweisen und ein Abbruchkriterium für die anschließende Parameterstudie festzulegen.

Der ursprüngliche Forschungsantrag beinhaltete ausschließlich numerische Simulationen zur Überprüfung unterschiedlicher Einflussparameter. Bei der Bearbeitung des Forschungsvorhabens war allerdings festzustellen, dass die Trennschärfe der numerischen Untersuchungen begrenzt ist und allein keine qualitativ abgesicherte Aussage erlauben. Aus diesem Grund wurden die numerischen Untersuchungen in zwei Parameterstudien gebündelt, die die prinzipielle Abhängigkeit der Durchstanztragfähigkeit von der Spanngliederführung beschreiben. Zur Überprüfung der Ergebnisse wurde zusätzlich eine Auswertung von vorgespannten Versuchen aus der Literatur durchgeführt.

2 Einfluss der Vorspannung auf den Durchstanzwiderstand

2.1 Allgemeines

Der Einsatz von verbundloser Vorspannung in Hochbaudecken erfolgt heutzutage unter den Gesichtspunkten einer verbesserten Dauerhaftigkeit (geringere Rissbildung) und der Beschränkung schädlicher Durchbiegungen [9]. Infolge der höheren Kosten für Spannstahl gegenüber Betonstahl wird die Vorspannung in der Regel nur noch in den Stützstreifen von Flachdecken vorgesehen (Bild 2-1), zumal eine annähernd gleiche statische Wirkung im Vergleich zu einer gleichmäßigen Verteilung der Spannglieder auch im Feldbereich mit geringeren erforderlichen Vorspannkräften erreicht werden kann. Teilweise kommt die Bauart „vorgespannter Stahlbeton“ zum Einsatz, bei dem die Biegetragfähigkeit ausschließlich durch Betonstahlbewehrung sichergestellt wird und zur Begrenzung der Durchbiegungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zusätzliche Spannglieder vorgesehen werden.



Bild 2-1: Ausführungsbeispiele vorgespannter Flachdecken mit Stützstreifenvorspannung

Für die Schnittgrößenermittlung infolge Vorspannung ist zu bedenken, dass die Vorspannkräfte bei nicht zwängungsfreier Lagerung der Decke in die aussteifenden Bauteile abfließen. Hierdurch reduziert sich die wirksame Betonnormalspannung in der Decke, auf die Größe der Umlenkkräfte hat dies jedoch keinen Einfluss.

Der Durchstanzwiderstand von vorgespannten Flachdecken wird sowohl durch einen Vertikalanteil aus den Umlenkkräften als auch durch einen Normalkraftanteil beeinflusst. Die einwirkende Belastung darf dabei in den Normen um die im Bereich des kritischen Rundschnitts wirkenden Vertikallastanteile der Vorspannung V_{pd} reduziert werden (Bild 2-2).

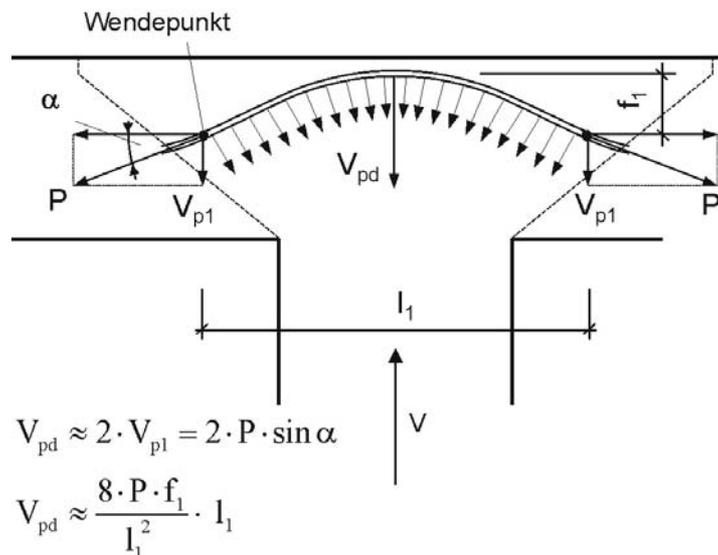


Bild 2-2: Umlenkkräfte über einer Stütze

Die Größe des Vertikallastanteils aus Vorspannung hängt demzufolge entscheidend von der Größe des kritischen Rundschnitts ab. Zum einen können mit zunehmendem Abstand des kritischen Rundschnitts vom Stützenrand mehr Spannglieder, die außerhalb der Stütze angeordnet sind, angerechnet werden und die Tragfähigkeit steigern. Zum anderen kann in Abhängigkeit der Spanngliederführung eine Vergrößerung des kritischen Rundschnitts zu einem erhöhten günstigen Vertikalanteil der Vorspannkraft führen, wenn die Neigung des Spanngliedes im weiter entfernten kritischen Rundschnitt größer ist und diese Lastanteile nicht direkt in die Stütze eingeleitet werden können.

2.2 Normative Regelungen

Die Regelungen zur Berücksichtigung einer Vorspannung auf den Durchstanzwiderstand in internationalen Normen unterscheiden sich im Wesentlichen in der unterschiedlichen Lage der Nachweisschnitte. Der Einfluss der Vorspannung auf den Durchstanzwiderstand wird in DIN 1045-1 und Eurocode 2 prinzipiell gleich berücksichtigt. Während der vertikale Anteil der Vorspannung von der einwirkenden Beanspruchung abgezogen werden darf, erfolgt die Berücksichtigung des günstig wirkenden Längskraftanteils der Vorspannung als additiver Term auf der Widerstandsseite. Die unterschiedlichen Vorfaktoren resultieren aus der abweichenden Nachweisschnittführung. Für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung und ohne Vorspannung konnte in [12] gezeigt werden, dass die angegebenen Bemessungsgleichungen etwa gleiche Durchstanzwiderstände ermitteln und das erforderliche Sicherheitsniveau nach Eurocode [10] und DIN 1055-100 [11] erreichen. Eine gezielte Auswertung vorgespannter Platten erfolgte in [12] nicht. In der amerikanischen Norm wird die Wirkung der Vorspannung allein auf der Widerstandsseite berücksichtigt.

DIN 1045-1

Für Platten ohne Durchstanzbewehrung ist nachzuweisen, dass die einwirkende Schubkraft v_{Ed} entlang des kritischen Rundschnitts im Abstand von $1,5d$ vom Stützenrand den Durchstanzwiderstand $v_{Rd,ct}$ nicht übersteigt. Dabei darf der vertikale Anteil der Spannglieder, die den Nachweisschnitt kreuzen, von der einwirkenden Querkraft abgezogen werden.

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot (V_{Ed} - V_{pd})}{u} \quad \text{mit } V_{pd} = \Sigma P \cdot \sin \alpha \quad (2-1)$$

$$v_{Rd,ct} = \left[0,14 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot d \quad (2-2)$$

Für die Normalspannung infolge Vorspannung σ_{cd} ist der Mittelwert aus beiden Richtungen anzusetzen.

Für die maximale Durchstanztragfähigkeit nach Gl. 2-3 wird in Heft 525 [13] festgelegt, dass bei kombiniertem Einsatz von Vorspannung und starker Bügelbewehrung der Normalspannungsanteil der Vorspannung im Ansatz für $v_{Rd,ct}$ nicht berücksichtigt werden darf. Dies erfolgt vor dem Hintergrund fehlender experimenteller Absicherung.

$$v_{Rd,max} = 1,5 \cdot v_{Rd,ct} \quad (2-3)$$

Eurocode 2

Die einwirkende Schubspannung v_{Ed} entlang des kritischen Rundschnitts wird im Abstand $2,0d$ vom Stützenrand ermittelt. Für Platten ohne Durchstanzbewehrung ist nachzuweisen, dass diese den Durchstanzwiderstand $v_{Rd,c}$ nicht übersteigt. Der vertikale Anteil der Spannglieder, die nicht weiter als $0,5d$ seitlich neben der Stütze liegen, darf von der einwirkenden Querkraft abgezogen werden.

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot (V_{Ed} - V_{pd})}{u \cdot d} \quad \text{mit } V_{pd} = \Sigma P \cdot \sin \alpha \quad (2-4)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}) - 0,10 \cdot \sigma_{cp} \quad (2-5)$$

Für die Normalspannung infolge Vorspannung σ_{cp} ist der Mittelwert aus beiden Richtungen anzusetzen.

Die maximale Durchstanztragfähigkeit wird in Eurocode 2 in Analogie zur Druckstrebentragfähigkeit von Balken definiert und in einem Rundschnitt u_0 direkt am Rand der Lasteinleitungsfläche ermittelt.

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \quad (2-6)$$

ACI 318-08

Für den kritischen Nachweisschnitt im Abstand $0,5d$ vom Rand der Lasteinleitungsfläche ist nach ACI 318-08 die folgende Ungleichung zu erfüllen:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2-7)$$

Dabei ist $\phi = 0,75$ der Sicherheitsbeiwert für Schub, V_n der Durchstanzwiderstand im betrachteten Nachweisschnitt, der sich aus einem Betontraganteil V_c und einem Stahltraganteil V_s zusammensetzen kann, und V_u die im betrachteten Nachweisschnitt wirkende Bemessungsschubkraft.

Zur Berücksichtigung einer Vorspannung auf die Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung gibt ACI 318-08 die folgende Bemessungsgleichung an:

$$V_c = \left(\beta_p \cdot \sqrt{f_c'} + 0,3 \cdot f_{pc} \right) \cdot b_0 \cdot d + V_p \quad (2-8)$$

Hierbei sind β_p der kleinere Wert aus 0,29 und $0,083 \cdot ((\alpha_s \cdot d) / b_0 + 1,5)$, f_{pc} der Mittelwert der Betonnormalspannung infolge Vorspannung und V_p der Vertikalanteil der Spannglieder, die den kritischen Rundschnitt kreuzen. Diese Gleichung gilt nur, wenn die betrachtete Stütze mindestens $4d$ von einem freien Rand entfernt ist, die Betonfestigkeit höchstens mit 35 MPa angesetzt wird und die Betonnormalspannung infolge Vorspannung in den Grenzen $0,9 \text{ MPa} \leq f_{pc} \leq 3,5 \text{ MPa}$ liegt. Sind diese Anforderungen nicht eingehalten, ist der Nachweis wie für eine Platte ohne Vorspannung zu führen. Zum kombinierten Einsatz von Vorspannung und Durchstanzbewehrung werden keine Angaben gemacht.

Der Einfluss der Betonnormalspannung wird in den internationalen Normen sehr unterschiedlich berücksichtigt, vor allem wegen der von einander abweichenden Definitionen der kritischen Rundschnitte. In Bild 2-3 ist der Traganteil V_c infolge der Normalspannung aus Vorspannung σ_c in Abhängigkeit der Stützensbreite für runde und quadratische Stützen dargestellt. Es zeigt sich, dass für große Stützenabmessungen der Traganteil der Betonnormalspannung nach ACI 318-08 höher ist als in den europäischen Ansätzen. Insbesondere bei quadratischen Stützen kommt es infolge der in den europäischen Normen abgerundeten Rundschnitte anstelle des rechteckigen Nachweisschnittes zu deutlicheren Unterschieden. Demgegenüber sind die Unterschiede zwischen DIN 1045-1 und Eurocode 2 gering.

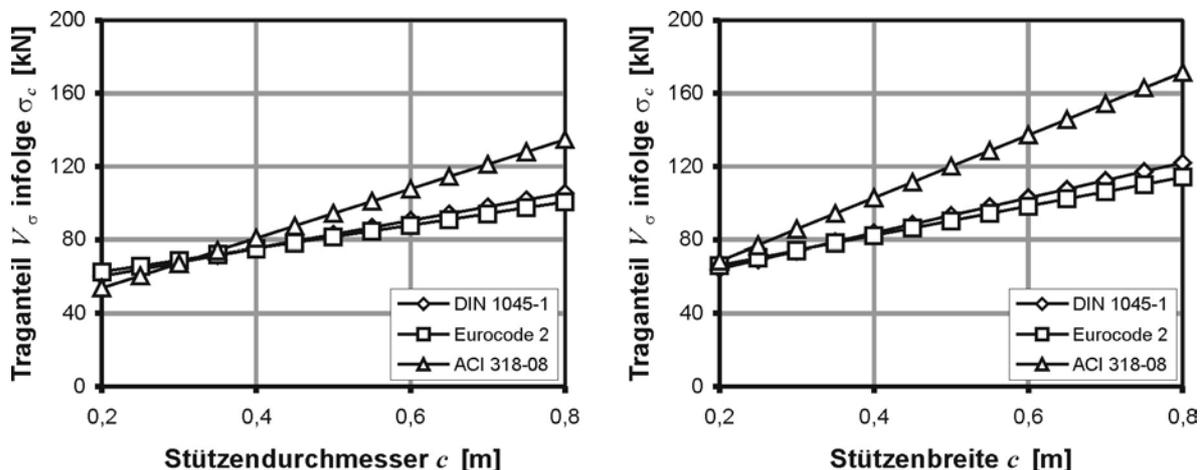


Bild 2-3: Vergleich der Traganteile infolge Normalspannung σ_c für unterschiedliche Normen (statische Nutzhöhe der Platte $d = 20 \text{ cm}$, links: runde Stütze, rechts: quadratische Stütze)

2.3 Spanngliedführung

Die im Hochbau maßgebende Belastung zur Bemessung der Konstruktion stellt in der Regel die gleichmäßig verteilte Flächenlast dar. Die dieser Belastung entsprechende Spanngliedführung ist die quadratische Parabel, die gleichmäßig verteilte Umlenkkräfte erzeugt (Bild 2-4). Um einen entsprechenden Spanngliedverlauf zu ermöglichen, ist eine große Anzahl an Unterstützungen nötig, die einen erheblichen Arbeitsaufwand darstellen. Da für die Bemessung vorgespannter flächiger Bauteile in der Regel nur die höchstbeanspruchten Querschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit und die Begrenzung der Verformungen nachzuweisen sind, ist die genaue Einhaltung der Spanngliedlage nur in den oberen und unteren Randlagen von Bedeutung, während der Verlauf dazwischen untergeordneten Einfluss besitzt [14]. Vor diesem Hintergrund kann anstelle einer parabelförmigen Spanngliedführung eine nahezu identische statische Wirkung durch die Wahl einer geradlinigen Spanngliedführung erreicht werden. Hierbei werden die Spannglieder im Feld auf der unteren Bewehrung verlegt und etwa von den Drittelpunkten an linear zu den Umlenk- oder Verankerungsstellen geführt [9].

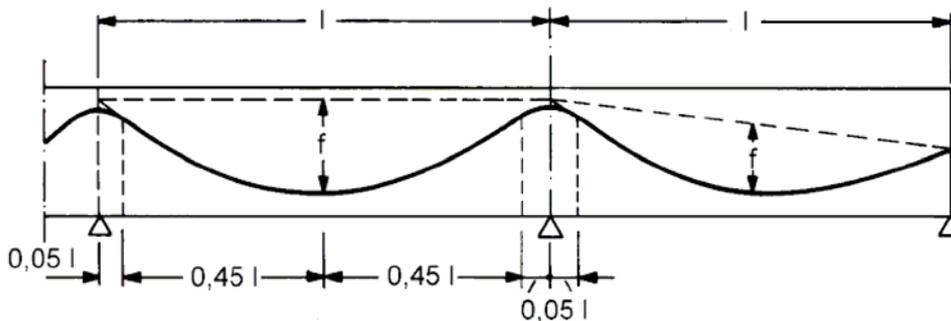


Bild 2-4: Verlauf eines Spanngliedes in parabolischer Spanngliedführung

Eine konsequente Weiterentwicklung dieses Gedankens stellt die „freie Spanngliedlage“ dar. Bei diesem Spanngliedverlauf werden die Spannglieder an zwei Stellen über der Stütze an der oberen Längsbewehrung fixiert und auf der unteren Bewehrungslage abgelegt. Durch das Eigengewicht des Spanngliedes ergibt sich in Abhängigkeit der Spanngliedsteifigkeit die Spanngliedführung (Bild 2-5). Da die bisher notwendigen Spanngliedunterstützungen und das aufwendige Einmessen der Spannglieder entfallen, ergibt sich eine deutliche Kostenreduzierung. Der Spanngliedverlauf unterscheidet sich insbesondere im Bereich des Übergangs vom Hochpunkt zum Tiefpunkt des Spanngliedes von der parabelförmigen Spanngliedführung.

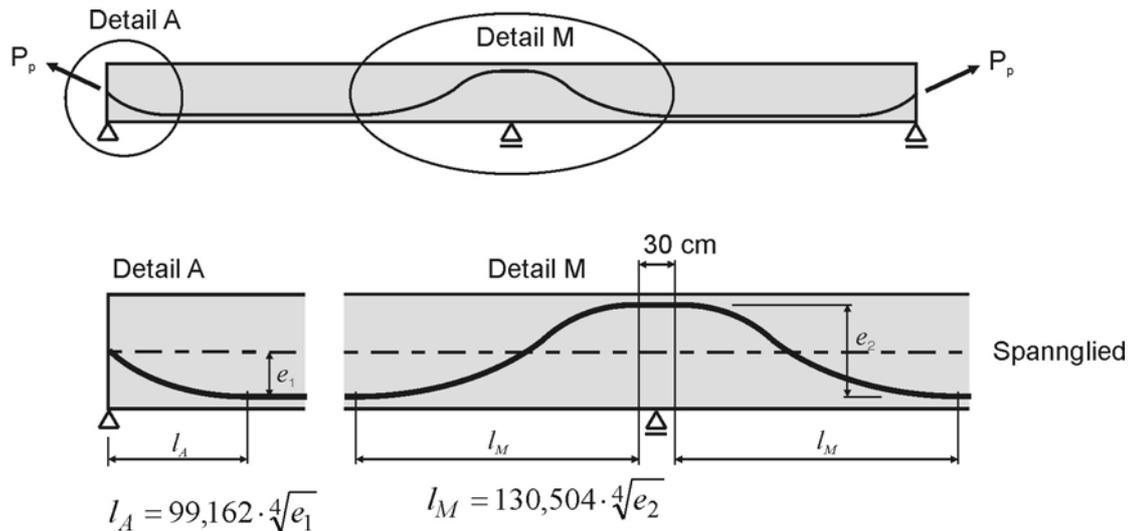
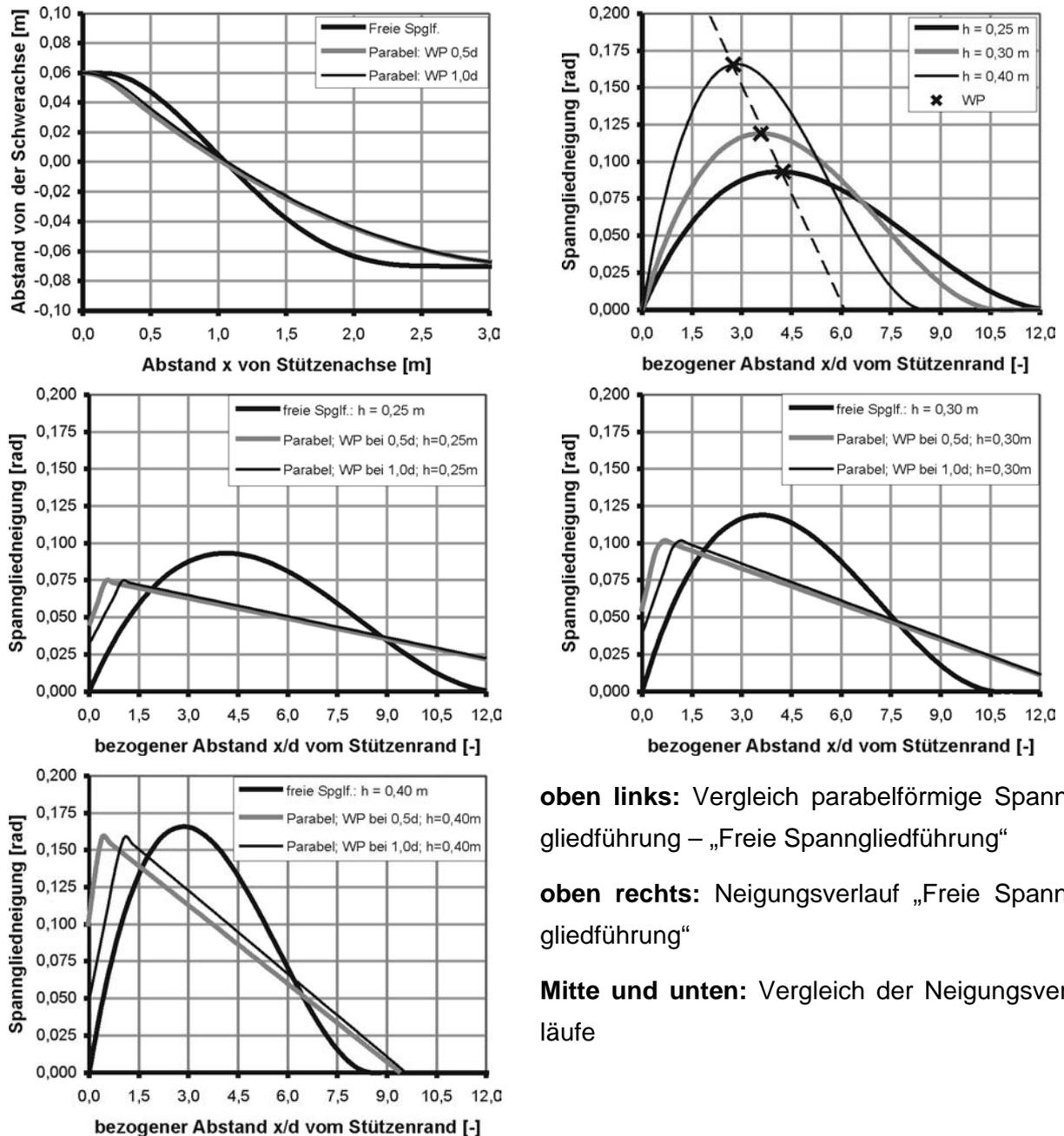


Bild 2-5: Verlauf eines Spanngliedes in freier Spanngliedlage [15]

Die Lage des Wendepunktes bei der parabelförmigen Spanngliedführung wird durch die vorgesehene Wirkung der Spannglieder bestimmt. Ist die Vorspannung primär für die Durchbiegungsbegrenzung vorgesehen, wird der Spanngliedverlauf der Momentenlinie angepasst und die Wendepunkte befinden sich dann in einem größeren Abstand von der Stütze (Momentennullpunkt etwa $0,15l - 0,20l$ von der Stütze entfernt). Soll die entlastende Wirkung der vertikalen Anteile der Vorspannung im Bereich der Stützen zu einer möglichst großen Durchstanztragfähigkeit führen, wird das Spannglied mit einem kleinen Radius über der Stütze angeordnet, um eine möglichst große Neigung des Spanngliedes zu erreichen. Die Wendepunkte liegen damit üblicherweise in einem Abstand von $0,5d$ bis $1,5d$ vom Stützenrand.

Um die Einflüsse der unterschiedlichen Spanngliedführungen besser beurteilen zu können, wird im Folgenden ein Vergleich der parabelförmigen Spanngliedführung mit der freien Spanngliedlage für unterschiedliche Plattendicken durchgeführt. Ausgehend von einer gleichbleibenden Stützenbreite von $0,30$ m und einer Stützweite von $7,00$ m wird für Plattendicken von $0,25$ m, $0,30$ m und $0,40$ m der Verlauf der Spannglieder und der Verlauf der Spanngliedneigungen gegenübergestellt. Der parabelförmige Spanngliedverlauf wird durch den Hochpunkt über der Stütze, den Tiefpunkt im Feld sowie der Lage des Wendepunktes beschrieben. Die Lage des Wendepunktes wurde zu $0,5d$ und $1,0d$ angesetzt. Die freie Spanngliedlage ergibt sich aus der Steifigkeit des Spanngliedes sowie der Lage der Verankerungspunkte über der Stütze. Jedes Spannglied ist am Hochpunkt an zwei Stellen in einem Abstand von $0,30$ bis $1,0$ m an der oberen Längsbewehrung zu befestigen. In dem gewählten Beispiel liegen die Befestigungsstellen bei Wahl des kleinsten Abstandes jeweils am Stützenrand.



oben links: Vergleich parabelförmige Spanngliedführung – „Freie Spanngliedführung“

oben rechts: Neigungsverlauf „Freie Spanngliedführung“

Mitte und unten: Vergleich der Neigungsverläufe

Bild 2-6: Vergleich der parabelförmigen Spanngliedführung mit der "Freien Spanngliedführung"

Nach dem Vergleich der beiden Spanngliedführungen ist die maximale Neigung der Spannglieder in „freier Spanngliedlage“ grundsätzlich größer als bei parabelförmiger Anordnung. Allerdings tritt der Maximalwert in einem deutlich größeren Abstand von der Stütze auf. Mit zunehmender Plattendicke reduziert sich der bezogene Abstand von etwa $4,25d$ auf $2,75d$. Im Bereich der kritischen Rundschnitte nach DIN 1045-1 ($1,5d$) und Eurocode 2 ($2,0d$) ergeben sich für alle untersuchten Plattendicken nur geringe Unterschiede in den Spanngliedneigungen und damit etwa gleich große Vertikalanteile. Die Lage der Wendepunkte bei parabelförmiger Spanngliedführung hat für die untersuchten Parameter nur geringe Auswirkungen auf die Spanngliedneigung.

In Bauteilversuchen an Plattenausschnitten werden häufig einfach gekrümmte oder polygonale Spanngliedführungen verwendet. Seltener wurden parabelförmige Spanngliedführungen mit Wendepunkten und „freie Spanngliedführungen“ ausgeführt. Die einfach gekrümmte Spanngliedführung zeichnet sich im Vergleich zur parabelförmigen Spanngliedführung durch einen deutlich größeren Radius und demzufolge geringeren Umlenkkraften bzw. Spanngliedneigungen aus. Zusätzlich sind die Umlenkkraften im gesamten Plattenbereich nach unten gerichtet. Im Gegensatz dazu treten bei polygonal geführten Spanngliedern mit einem „Knick“ im Bereich der Stützenachse punktuell vergleichsweise große Vertikallasten auf, die bei gleicher Vorspannkraft und gleicher Exzentrizität höhere Beanspruchungen ergeben als bei einer geschwungenen Spanngliedführung. Solange die Spannglieder ausschließlich über der Stütze angeordnet werden, wird diese Belastung direkt in die Stütze abgeleitet und beansprucht den Durchstanzbereich nicht. Werden die Spannglieder hingegen außerhalb der Stütze verlegt, treten lokal große Beanspruchungen auf, die sich auf die Durchstanztragfähigkeit traglastmindernd auswirken können.

3 Durchstanzversuche mit Vorspannung im Bereich von Innenstützen

Nach [16] sind aus der Literatur nur wenige Versuche mit Vorspannung im Bereich von Innenstützen bekannt, die geeignet sind eine Aussage zur Berücksichtigung der Vertikallastanteile aus Vorspannung bzw. der Anrechenbarkeit seitlich neben der Stütze liegender Spannglieder zu treffen. Die eigene Literaturrecherche im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ergab, dass inzwischen neuere Versuchsergebnisse und Veröffentlichungen zu diesem Thema erschienen sind. Diese zusätzlichen experimentellen Untersuchungen werden im Folgenden zusammengestellt. Hierbei werden alle Durchstanzversuche an vorgespannten Platten ohne und mit Durchstanzbewehrung aufgeführt. Es bleibt allerdings festzuhalten, dass häufig die Informationen nicht vollständig sind, eine genaue Angabe der Spanngliedführung fehlt und eine Auswertung der Versuche somit schwierig ist.

Hassanzadeh / Sundquist (1998)

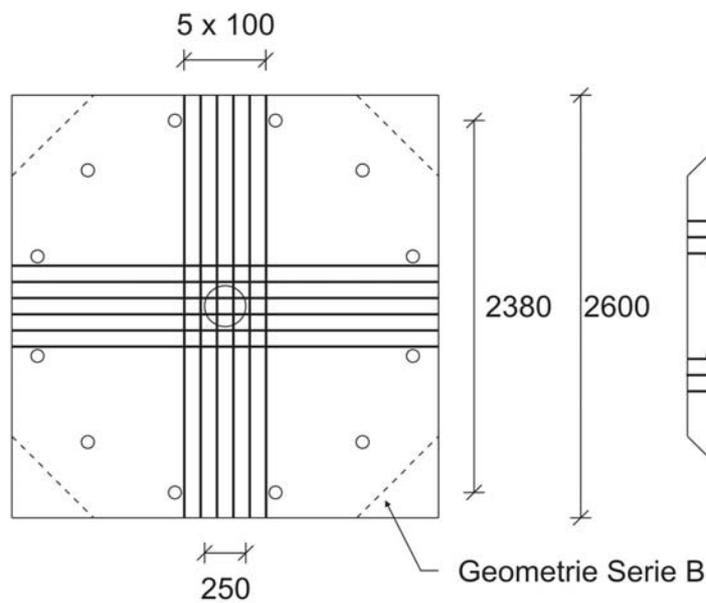
Hassanzadeh und Sundquist führten 1998 zwei Versuchsreihen mit insgesamt sieben Versuchen durch, in denen die Anordnung der Spannglieder innerhalb und außerhalb eines gedachten 45°-Durchstanzkegels untersucht wurde [19]. Die vorgespannten Plattenausschnitte wurden je Richtung mit sechs Spanngliedern bestückt, die entweder zentrisch oder einfach gekrümmt mit dem Hochpunkt über der Stütze eingebaut wurden (Bild 3-1).

Die Reihe A umfasste drei Versuche an quadratischen Platten mit einer Dicke von 180 mm. Im Versuch A1 waren die sechs Spannglieder im Abstand von 100 mm über der Stütze konzentriert angeordnet, in den Versuchen A2 und A3 wurden sie in zwei Gruppen von jeweils drei Spanngliedern außerhalb des gedachten 45°-Durchstanzkegels verlegt. Der Versuchskörper A3

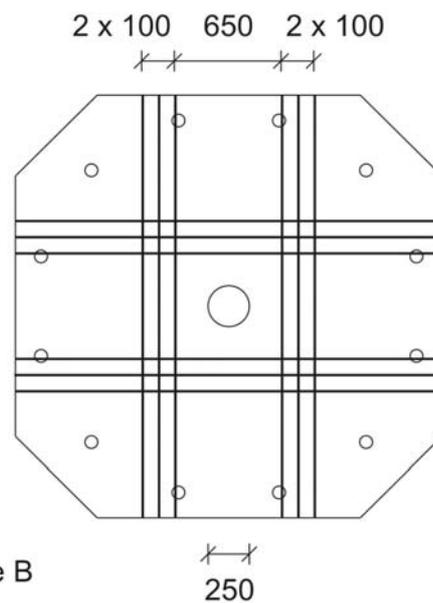
wurde mit einer Durchstanzbewehrung in Form von Schrägaufbiegungen verstärkt. Die Spann-
 gliedführung war in allen Fällen einfach gekrümmt mit dem Hochpunkt über der Stütze.

Im Rahmen der Versuchsreihe B wurden vier achteckige Platten mit einer Dicke von 220 mm
 geprüft. Bei Versuch B1 handelt es sich um einen Referenzversuch ohne Vorspannung. Für die
 Versuche B2 und B3 wurden sechs Spannglieder je Richtung über der Stütze konzentriert an-
 geordnet. Im Versuch B4 lagen zwei Gruppen von je drei Spanngliedern außerhalb des fiktiven
 45°-Durchstanzkegels. Während die Platte B2 zentrisch vorgespannt war, wurden die Spann-
 glieder der Versuchskörper B3 und B4 wie in der Serie A einfach gekrümmt verlegt.

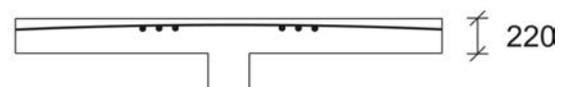
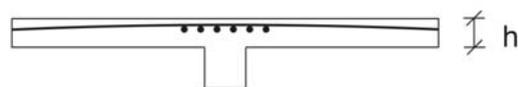
Versuchskörper A1, B2 und B3:



Versuchskörper B4:



Spanngliedführung A1 und B3:



Spanngliedführung B2:



[mm]

Bild 3-1: Anordnung der Spannglieder in den Versuchen A1 und B2 bis B4 von Hassanzadeh und Sundquist

Versuchskörper A2 und A3:

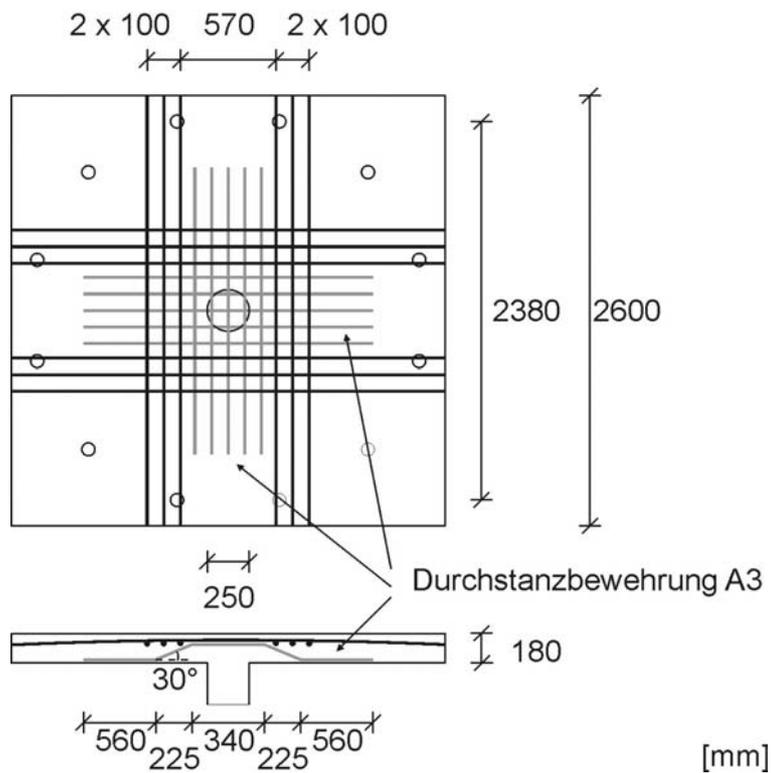


Bild 3-2: Anordnung der Spannglieder in den Versuchen A2 und A3 von Hassanzadeh und Sundquist [19]

Die Platten wurden nach dem Versuch zersägt, um den Versagensriss dokumentieren zu können (Bild 3-3). Man erkennt deutlich die flachen, unter etwa 20° bis 25° geneigten Durchstanzkegel der Versuchskörper A 1 und A 2, die nahezu unbeeinflusst von der Lage der Spannglieder sind. Bei den ausgelagerten Spanngliedern des Versuchs A 2 verläuft der Durchstanzkegel geringfügig steiler, wodurch dieser die Spanngliedgruppe zwischen dem zweiten und dritten Spannglied kreuzt. Abweichend davon verlief der Versagensriss im Versuch B1 ohne Vorspannung erwartungsgemäß deutlich steiler. Im Versuch A3 bildete sich der Durchstanzkegel in einem Winkel von etwa 30° außerhalb der aus Schrägstäben bestehende Durchstanzbewehrung aus. Die Forscher kommen auch aufgrund des Vergleichs mit unterschiedlichen Bemessungsnormen zu dem Ergebnis, dass auch Spannglieder außerhalb von $1,0d$ vom Stützenrand einen traglaststeigernden Einfluss auf den Durchstanzwiderstand haben.

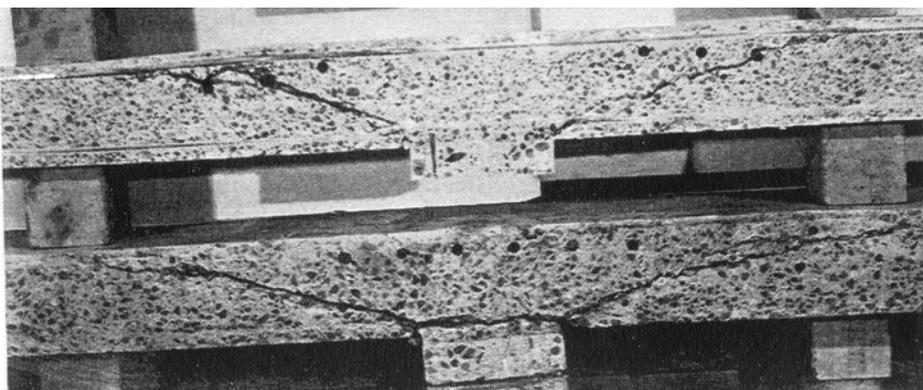


Bild 3-3: Durchstanzkegel der Versuchskörper A 1 (unten) und A 2 (oben)

Melges (2001)

Melges [20] berichtet im Rahmen seiner Dissertation 2001 an der Escola de Engenharia de São Carlos von sechs Durchstanzversuchen, an denen er den Einfluss von Vorspannung und Durchstanzbewehrung testete (Bild 3-4). Während die Versuche M1 bis M3 nicht vorgespannt waren, wurden die Versuche M4 bis M6 jeweils mit acht Spanngliedern je Richtung ausgestattet: sechs Spannglieder mit einem Abstand von 100 mm untereinander im Bereich der Stütze und zwei weitere Spannglieder je 300 mm vom Plattenrand entfernt. Die Spanngliederführung war parabelförmig, deren Verlauf in [20] beschrieben ist. Die Längsbewehrungsmenge und die Anordnung der Längsbewehrung blieben in allen Versuchen unverändert. Zusätzlich wurden in den Versuchen M2, M3, M5 und M6 Dübelleisten zur Steigerung des Durchstanzwiderstandes vorgesehen, von denen zwölf rechtwinklig zur Stütze und vier auf den Diagonalen angeordnet waren (Bild 3-4). Aus dem mit Fotos dokumentierten Bruchzustand lässt sich erkennen, dass der Versagensriss bei allen Versuchen mit Durchstanzbewehrung außerhalb der äußeren Dübelleiste auftrat (Bild 3-5).

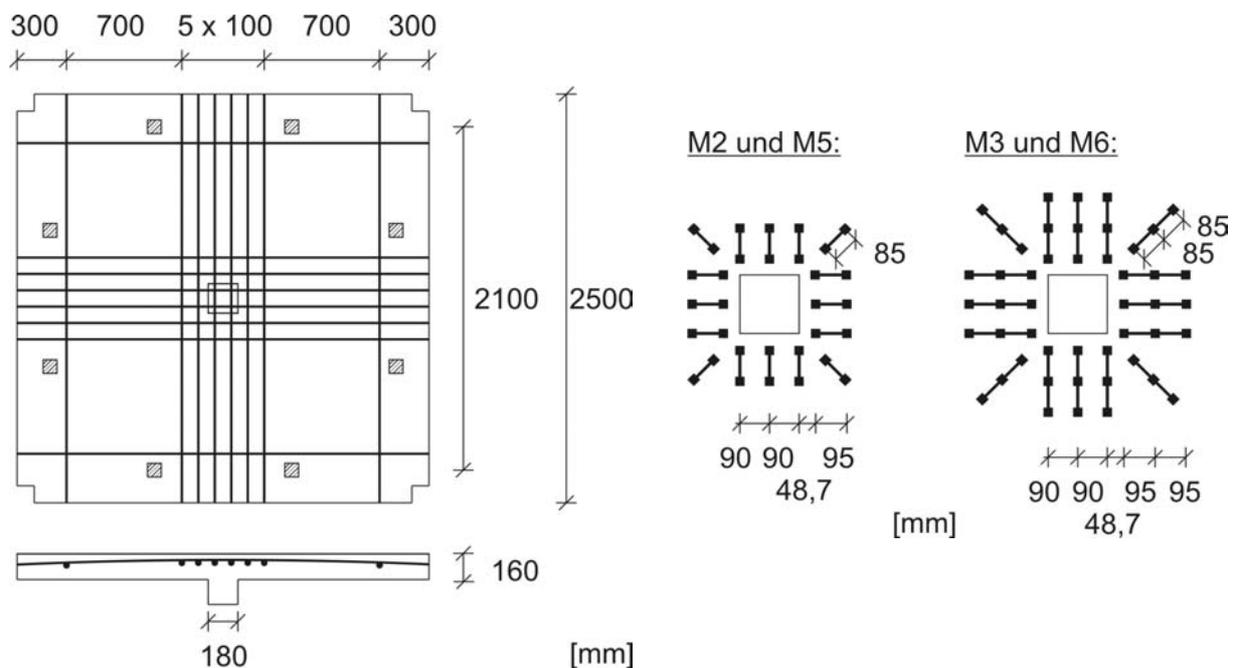


Bild 3-4: Anordnung der Spannglieder und Dübelleisten in den Versuchen von Melges [20]

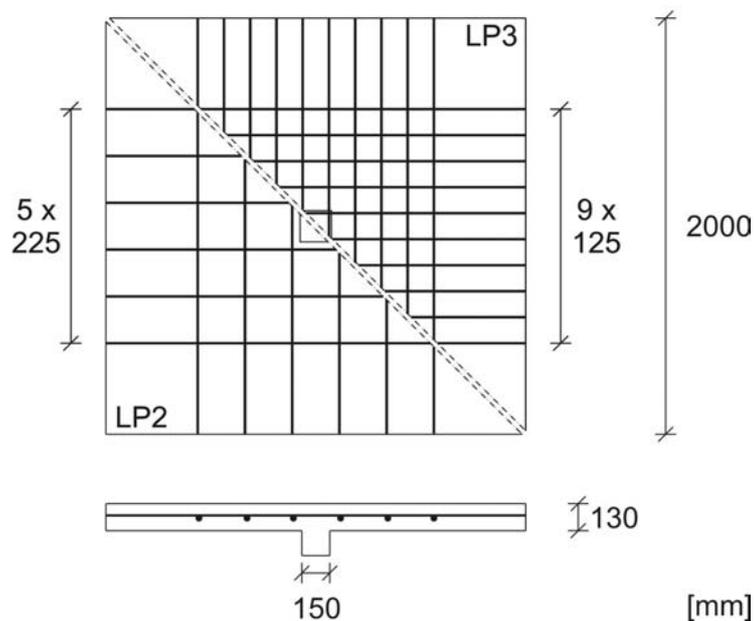


Bild 3-5: Rissbild des Versuchs M5 im Bruchzustand [20]

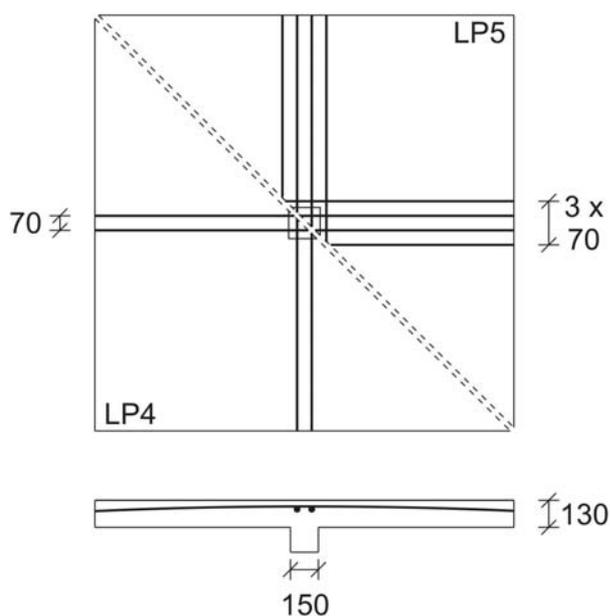
Corrêa (2001)

Corrêa [22] berichtet 2001 von einer Serie von sechs Durchstanzversuchen an quadratischen Versuchskörpern mit einer Plattendicke von 130 mm. Neben einem Referenzversuch ohne Vorspannung und zwei zentrisch vorgespannten Platten testete Corrêa drei Versuchskörper mit parabelförmiger Spanngliederführung, in denen die Anzahl der über der Stütze angeordneten Spannglieder um jeweils zwei Spannglieder je Richtung erhöht wurde. In den zentrisch vorgespannten Versuchen waren die Spannglieder annähernd gleichmäßig über die Plattenbreite verteilt angeordnet.

Versuche LP2 und LP3:



Versuche LP4 und LP5:



Versuch LP6:

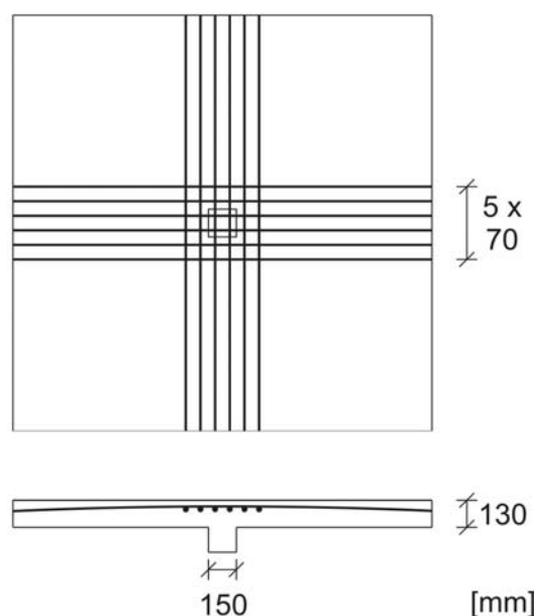


Bild 3-6: Anordnung Spannglieder in den Versuchen von Correa [22]

Ramos (2003)

Ramos führte drei Versuchsserien durch, in denen er getrennt den Einfluss der Normalspannung und des Vertikalanteils untersuchte [18] (Bild 3-7). In der ersten Serie (AR 2 bis AR 7) wurden die Versuchskörper ausschließlich durch Normalspannungen beansprucht, die durch außerhalb liegende Spannglieder über Randträger aufgebracht wurden. Die Versuche AR 2 und AR 3 wurden einachsig vorgespannt, in den restlichen Versuchen mit zweiachsiger Vorspannung wurde die Normalspannung variiert. Die Neigung der Versagensrisse in diesen Versuchen lag bei etwa 30° bis 35°.

In der zweiten Serie (AR 8, AR 10 und AR 11) wurden je Richtung vier Spannglieder polygonal innerhalb der Platte im Bereich der Stütze verlegt. Die Spannglieder wurden gegen eine steife Stahlkonstruktion gespannt, so dass die Versuchskörper nur durch die Umlenkkräfte beansprucht wurden. In der dritten Serie wurden die vier Spannglieder ebenfalls polygonal geführt, wobei dieses Mal die Spannglieder außerhalb der Stütze angeordnet wurden (Bild 3-8).

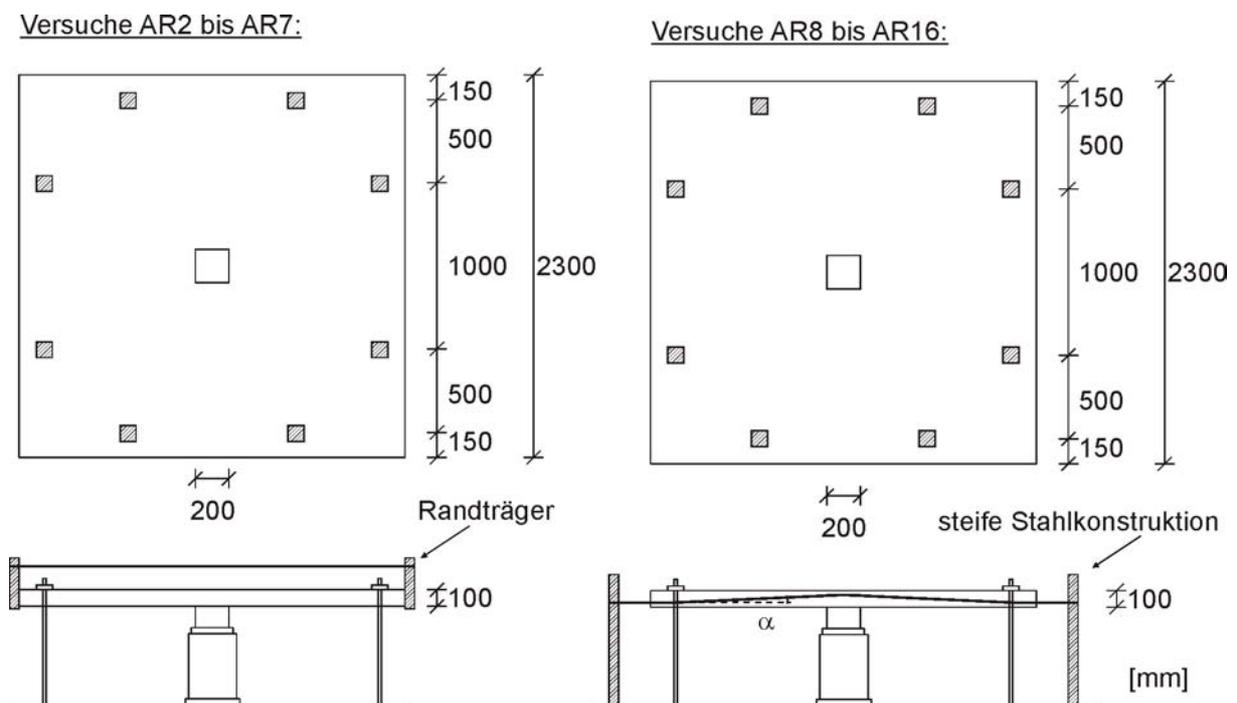


Bild 3-7: Versuchsaufbau der Versuche von Ramos [18]

Versuche AR8, AR10, AR11 und AR16:

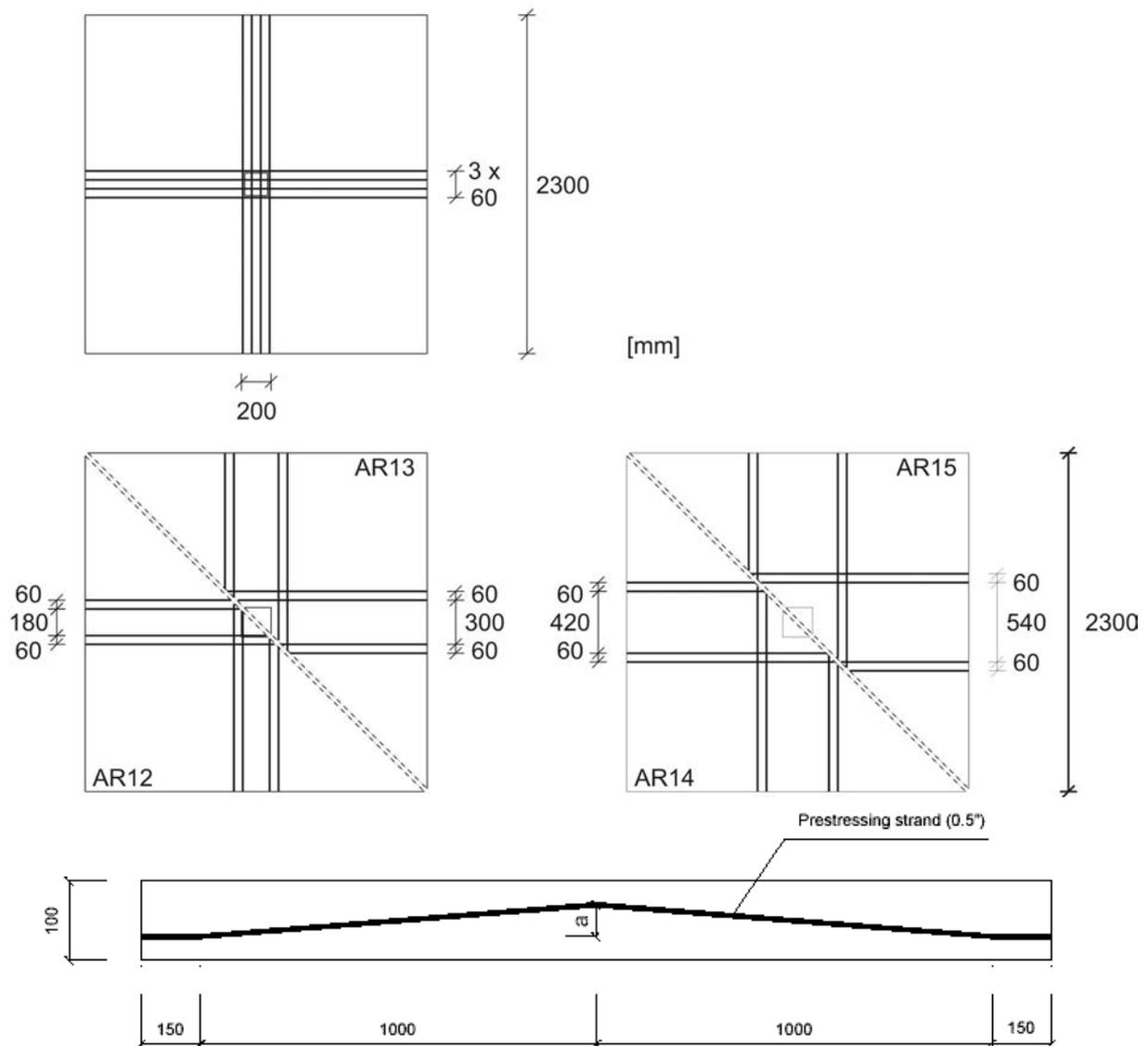


Bild 3-8: Anordnung der Spannglieder in den Versuchen von Ramos [18]

Nach Ramos üben die Normalspannungen aus Vorspannung nur einen geringen Einfluss auf die Durchstanztragfähigkeit aus. Für die Anrechnung der außerhalb der Stütze angeordneten Spannglieder kommt er zu dem Schluss, dass Spannglieder außerhalb von etwa $0,5d$ vom Stützenrand keine Traglaststeigerung bewirken. Dies erklärt er durch die Ausbildung der Durchstanzkegel, die in einem Winkel von etwa $45 - 60^\circ$ und zumeist zwischen den beiden orthogonalen Spanngliedlagen verlaufen (Bild 3-9).

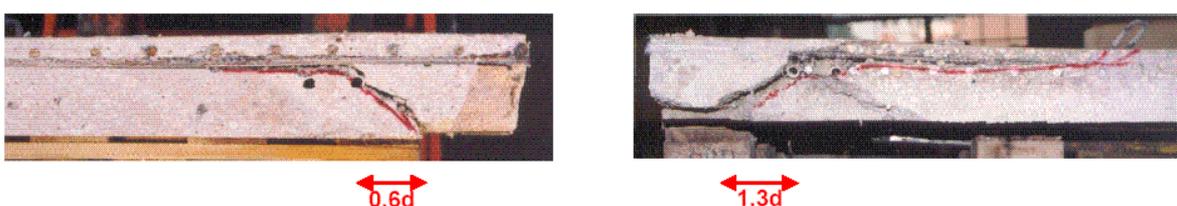


Bild 3-9: Sägeschnitte der Versuche AR 13 und AR 14 von Ramos [18]

Silva (2004)

Silva führte 2004 insgesamt 16 Versuche an vorgespannten, 125 mm dicken Plattenausschnitten durch [21]. Die Spanngliedführung entsprach einem Kreisbogen. Versuchsparameter waren die Anzahl und Lage der Spannglieder sowie die Größe der quadratischen Stütze. Die Seitenlänge der Stütze variierte zwischen 100 mm (Versuchsreihe A), 200 mm (Versuchsreihen B und D1-D3) und 300 mm (Versuchsreihe C und D4). Jeweils vier oder sechs Spannglieder je Richtung wurden in verschiedenen Abständen konzentriert im Stützbereich, gleichmäßig verteilt über einen größeren Bereich oder in Gruppen außerhalb der Stütze angeordnet (Bild 3-10).

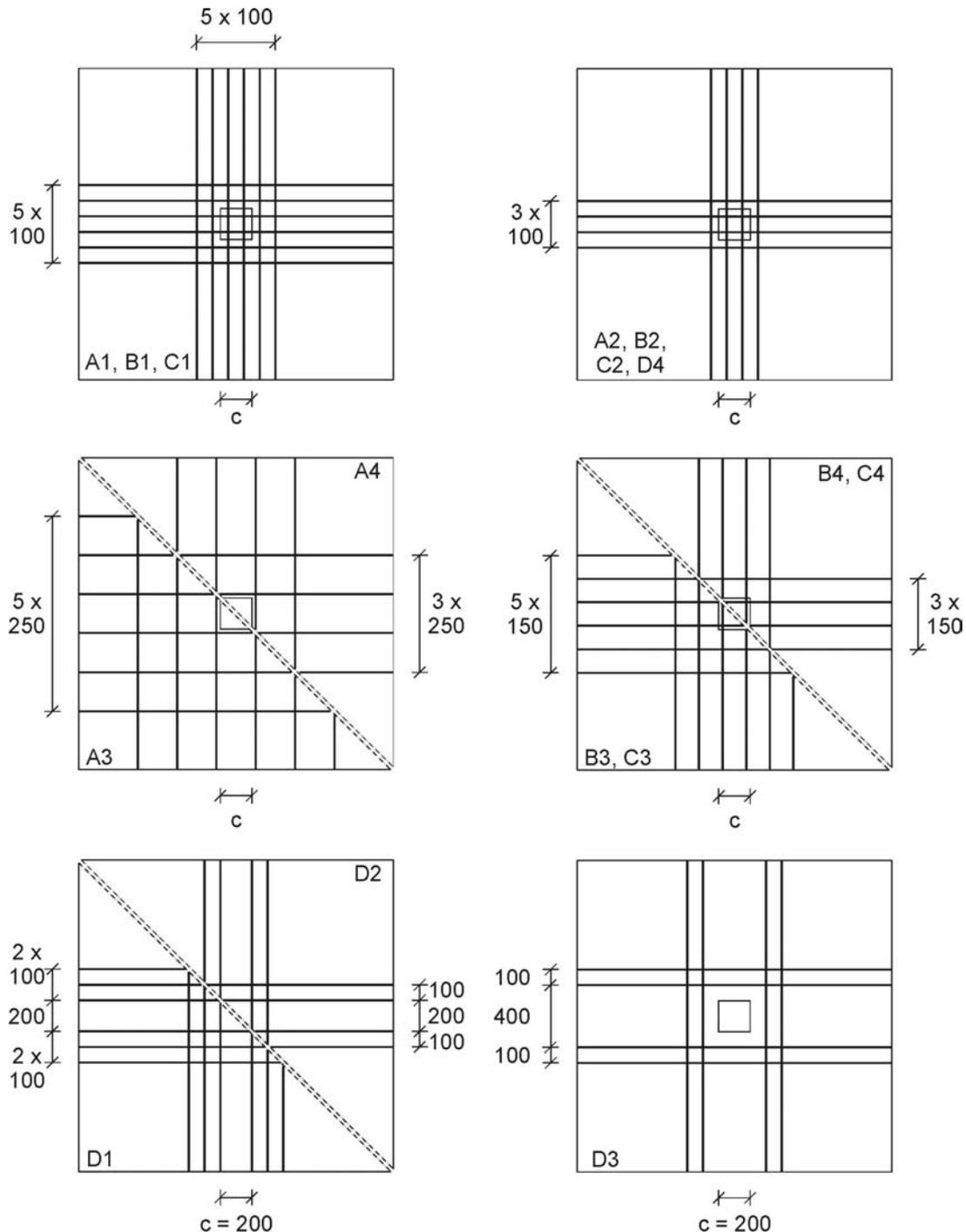


Bild 3-10: Anordnung der Spannglieder bei den Versuchen von Silva

Silva stellte eine Abhängigkeit der Neigung des Durchstanzkegels von der Stützenbreite fest. Für die Versuche mit einer Stützenbreite von 100 mm ergab sich eine mittlere Neigung von 25°, für eine Stützenbreite von 200 mm von 19° und für eine Stützenbreite von 300 mm eine Neigung von 18°. Seine Auswertung beschäftigt sich überwiegend mit der Dekompressionsmethode nach den FIP Recommendations [25]. Insgesamt schlägt er vor den Vertikalanteil der Spannglieder im Abstand $0,5d$ von der Stütze zu ermitteln.

Hassanzadeh / Sundquist (2004)

Sundquist berichtet in [27] von drei vorgespannten Durchstanzversuchen mit Durchstanzbewehrung, die auf den Versuchen von 1998 aufbauen. Für die Versuchsbeschreibung wird auf eine bislang unveröffentlichte Literaturstelle verwiesen, so dass nur wenige Informationen zu den Versuchen bekannt sind. Sundquist gibt als Ergebnis der Untersuchungen an, dass bei durchstanzbewehrten Platten die Vertikalanteile von Spanngliedern mit einem seitlichen Abstand von mehr als $1,0d$ vom Stützenrand angerechnet werden können. Zusätzliche Angaben oder Einschränkungen werden nicht angegeben. Für Versuche ohne Durchstanzbewehrung schlägt er vor nur die Vertikalanteile der Spannglieder mit einem Abstand von maximal $1,0d$ anzurechnen.

Zorn (2005)

Zorn führte eine Versuchsreihe an sechs Platten durch, bei denen die Spannglieder im Aufriss gekrümmt mit einem Radius von jeweils 2,50m verlegt wurden [26]. Die Versuchskörper waren 12-eckig mit einer Breite von 4,60 m und sind damit deutlich größer als alle anderen Versuche (Bild 3-11). Als Spannglieder kamen Spannbänder aus jeweils 4 verbundenen Monolitzen zur Anwendung, deren Anzahl variiert wurde. Die Anordnung der Spannbänder erfolgte im Bereich der Stütze oder unmittelbar daneben. Zusätzlich wurden ein Vergleichsversuch ohne Vorspannung und ein Versuch mit zentrischer Vorspannung durchgeführt. Die Betondruckfestigkeit lag am Versuchstag zwischen 18,8 MPa und 20,2 MPa und ist als vergleichsweise niedrig anzusehen.

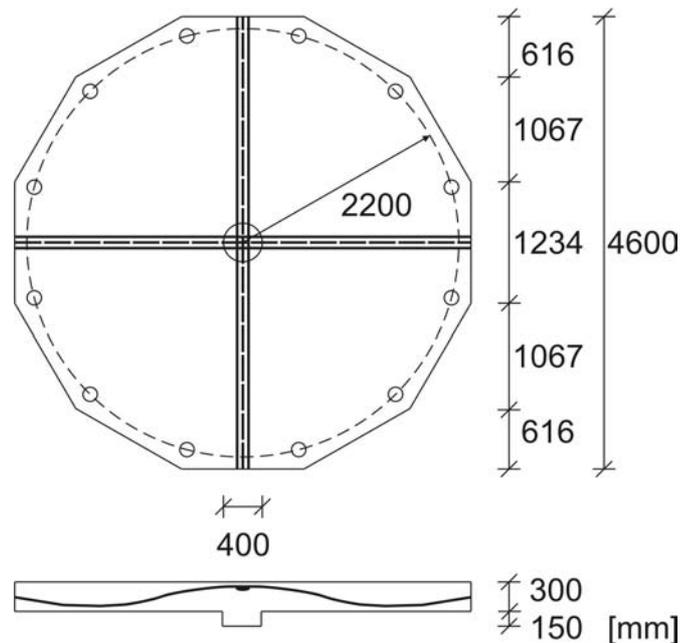


Bild 3-11: Versuchskörper und Spanngliedführung des Versuchs 01 von Zorn [26]

Die Versagensbilder für die Versuche mit mehr als einem Spannbänder weisen neben einem schrägen Schubriss einen nahezu vertikalen Riss direkt am Stützenrand auf (Bild 3-12). Die erreichten Bruchlasten liegen bei den Versuchen mit mehr als einem Spannbänder deutlich unterhalb der nach unterschiedlichen Normen erwarteten Bruchlasten. Zorn erklärt dies mit der Durchdringung des Durchstanzkegels mit Spannbändern, wodurch sich nicht mehr der volle Durchstanzwiderstand einstellen kann. Bei Reduktion des kritischen Rundschnitts um die Summe der Spannbänder ergeben sich rechnerisch etwa die im Versuch erreichten Bruchlasten. Da ähnliche Phänomene bei anderen Versuchsreihen bisher nicht beobachtet werden konnten, sind die Versuchsergebnisse nur bedingt für eine Auswertung geeignet.

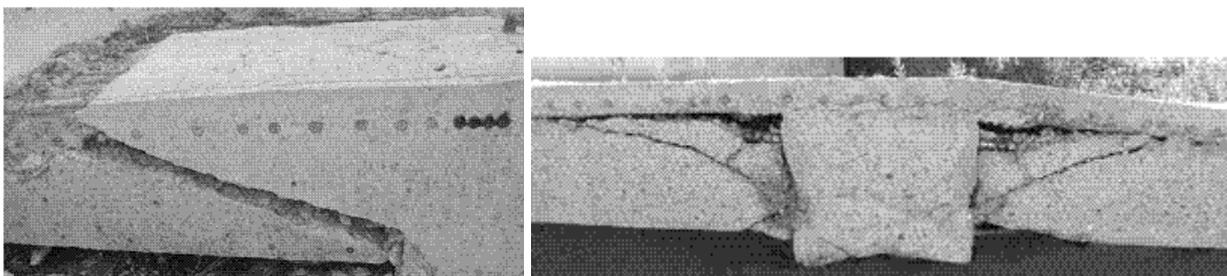


Bild 3-12: Versagensrisse im Sägeschnitt der Versuche 01 und 03

Fortunato (2005)

Fortunato untersuchte 2005 eine Serie von sieben Durchstanzversuchen an vorgespannten Versuchskörpern mit Durchstanzbewehrung [28]. Die quadratischen Versuchskörper hatten eine Seitenlänge von 3,00 m und eine Plattendicke von 200 mm. Die Spanngliedführung war parabelförmig (Bild 3-13). Zehn der zwölf Spannglieder je Richtung wurden mit je 100 mm Abstand in der Mitte der Platte angeordnet. Die restlichen zwei Spannglieder lagen 525 mm vom Plattenrand entfernt. Die Durchstanzbewehrung bestand aus acht sternförmig angeordneten Dübelleis-

ten mit unterschiedlicher Anzahl von Kopfbolzendübeln. Der Durchmesser der Kopfbolzendübel wurde ebenfalls variiert. Der Abstand der ersten Dübelreihe vom Stützenrand betrug ebenso wie der Abstand der Dübelreihen untereinander 80 mm. Das entspricht je nach statischer Nutzhöhe des entsprechenden Versuchskörpers 0,5 bis 0,6 d . Alle Versuche bildeten im Versagenszustand einen deutlichen Durchstanzkegel aus. In den Versuchen L2 und L6 verlief der maßgebende Versagensriss außerhalb der Durchstanzbewehrung, in allen anderen Fällen kreuzte der Riss die Durchstanzbewehrung.

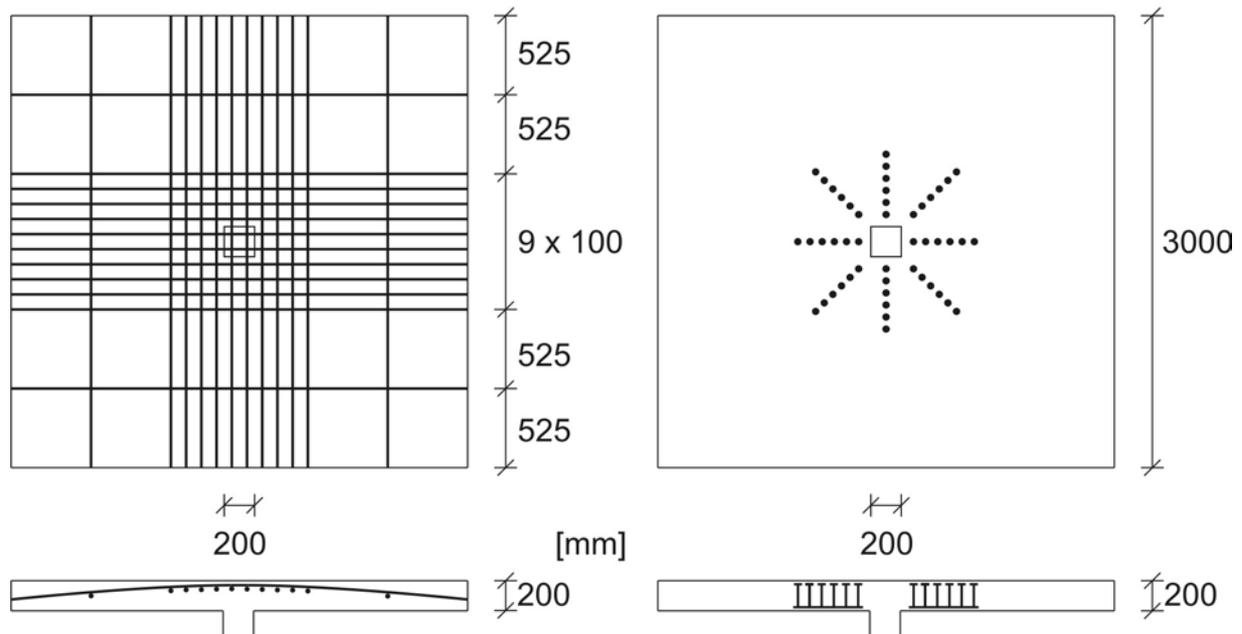


Bild 3-13: Anordnung der Spannglieder und Dübelleisten in den Versuchen von Fortunato [28]

Carvalho (2005)

Carvalho testete 2005 im Rahmen ihrer Dissertation an der Universität von Brasilia 17 vorgespannte Versuchsplatten [29]. Die Versuchskörper wiesen die gleiche Geometrie wie die Platten von Fortunato auf und bildeten die Fortsetzung der Versuchsreihe L1 bis L7. Alle Platten wurden mit zwölf parabelförmig verlaufenden Spanngliedern vorgespannt (Bild 3-14). Carvalho unterteilt die Versuche in 2 Serien, die jeweils einen Referenzversuch ohne Durchstanzbewehrung beinhalten. Die übrigen Versuche der Serie L wurden mit je acht Dübelleisten bewehrt. Mit Ausnahme des Versuchs L2C, mit orthogonaler Anordnung der Dübelleisten, waren alle Platten sternförmig im Winkel von 45° bewehrt.

In den Versuchen der Serie S wurden jeweils zwölf Dübelleisten angeordnet. Der Versuch S5C wies eine kreuzförmige Anordnung der Durchstanzbewehrung auf. In allen anderen Versuchen wurden die Dübelleisten sternförmig eingebaut. Der Winkel zwischen den einzelnen Dübelleisten betrug 30°.

In beiden Versuchsreihen wurden die Anzahl der Dübel je Leiste, die Dübelabstände auf der Leiste und die Durchmesser der Dübel variiert.

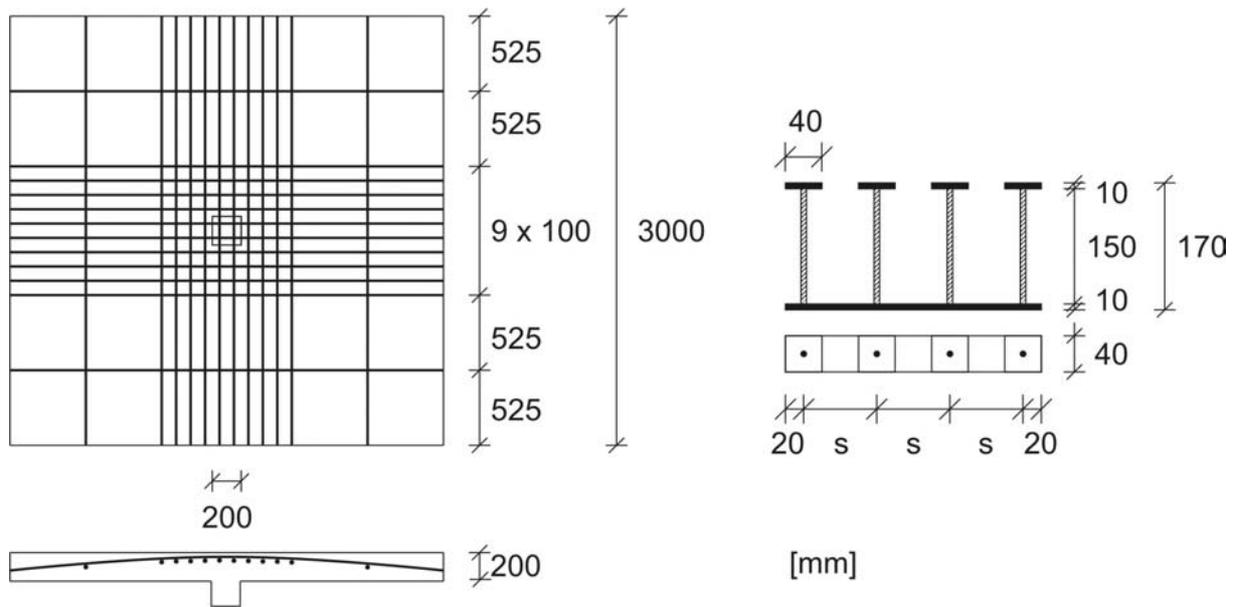


Bild 3-14: Anordnung der Spannglieder und Dübelleisten in den Versuchen von Carvalho [29]

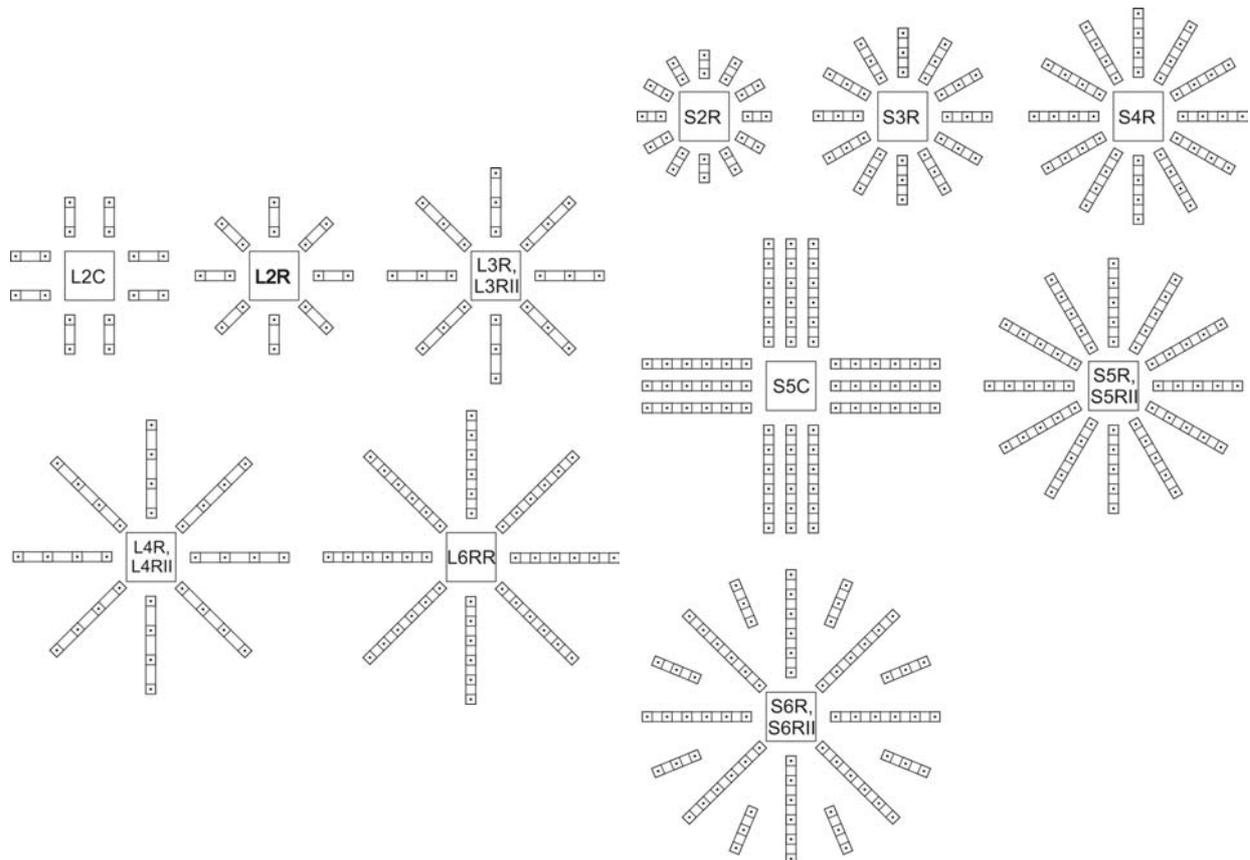


Bild 3-15: Anordnung der Dübelleisten in den Versuchen von Carvalho [29]

Nach dem Zersägen der Versuchsplatten wurden die maßgebenden Versagensrisse dokumentiert. In Abhängigkeit der Anordnung und Menge der Durchstanzbewehrung versagten die Versuchskörper außerhalb oder innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs.

Hegger / Häusler (2007)

2007 wurden am Institut für Massivbau der RWTH Aachen eine Serie von drei Durchstanzversuchen an vorgespannten, durchstanzbewehrten Platten durchgeführt [30]. Alle Versuche wurden je Richtung mit sechs parabelförmig geführten Spanngliedern ausgestattet. Der Hochpunkt befand sich in Stützenmitte, die Tiefpunkte am Plattenrand. In den Versuchen VV1 und VV3 erfolgte die Anordnung der Spannglieder in zwei Gruppen von je drei Spanngliedern konzentriert neben der Stütze. Im Versuch VV2 wurden die Spannglieder annähernd gleichmäßig verteilt eingebaut. In den Versuchen VV1 und VV2 bestand die Durchstanzbewehrung aus Bügeln $\varnothing 8$ mm, die nach DIN 1045-1 bemessen waren. In Versuch VV3 wurde die Bügelbewehrung durch Doppelkopfanker $\varnothing 16$ mm mit gleichem Querschnitt je Rundschnitt ersetzt. Die Anordnung der Doppelkopfanker erfolgte sternförmig.

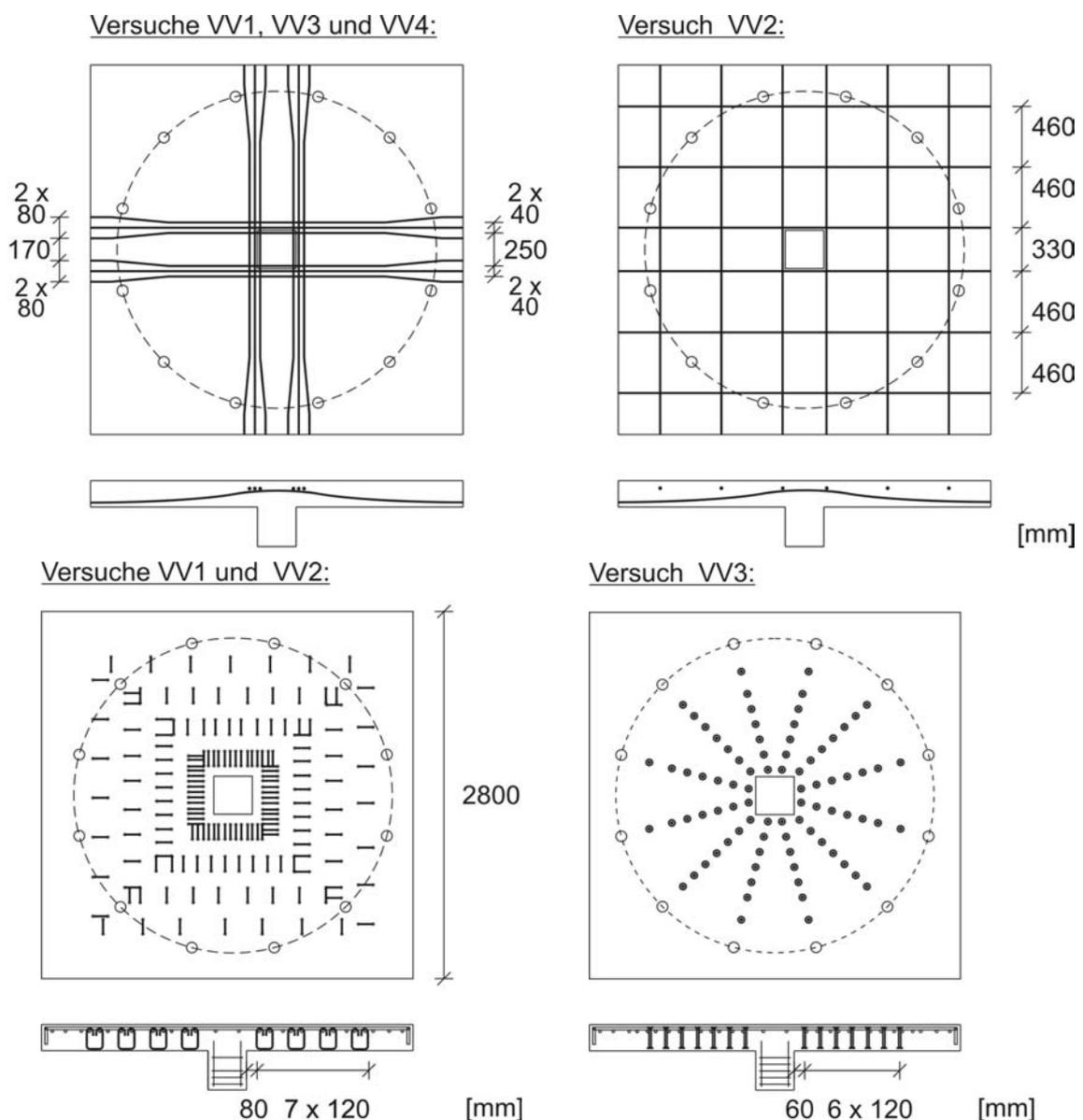


Bild 3-16: Anordnung der Spannglieder und Durchstanzbewehrung in den Versuchen von Hegger/Häusler [30]

Nach dem Versuch wurden die Platten zersägt und die Versagensrisse dokumentiert. In allen Fällen trat das Versagen infolge eines Abplatzens der unteren Betondeckung im Bereich des Stützenanschnitts ein. Zusätzlich waren Schubrisse in unmittelbarer Stützennähe zu erkennen, wobei im Versuch VV 2 der Versagensriss eindeutig zu erkennen ist. Da die Durchstanzbewehrung nicht die Fließgrenze erreichte, wurde mit den Versuchen die maximale Durchstanztragfähigkeit überprüft.



Bild 3-17: Sägeschnitte der Versuche VV 1 (links) und VV 2 (rechts) von Hegger/Häusler [30]



Bild 3-18: Bruchbild auf der Plattenunterseite der Versuche VV 1 (links) und VV 3 (rechts) von Hegger/Häusler [30]

Zorn (2008)

Zorn berichtet in [31] von einer umfangreichen Versuchsserie an 18 Platten mit Spanngliedern ohne Verbund. Mit den Versuchen sollte der Einfluss von Hüllrohren auf den Durchstanzwiderstand ermittelt werden. Hierzu wurden die Versuchskörper mit Spanngliedern bzw. Spannbändern in unterschiedlicher Anzahl ausgestattet, jedoch nicht vorgespannt. Mit zunehmender Anzahl der Spannglieder konnte eine Abnahme der Durchstanztragfähigkeit in den Versuchen von

bis zu 20 % festgestellt werden. Hieraus leitet Zorn eine erforderliche Abminderung der wirksamen Rundschnittlänge bei vorgespannten Platten ab.

Die in den Versuchen beobachteten reduzierten Tragfähigkeiten sind aufgrund der durch die Spannglieder erzeugten Fehlstellen im Betonquerschnitt plausibel. Allerdings werden die positiven Einflüsse der Vorspannung vollständig vernachlässigt. Es stellt sich daher die Frage, ob eine Abminderung in der beobachteten Größenordnung auch bei vorgespannten Platten auftritt.

4 Nachrechnung von Durchstanzversuchen mit Vorspannung mit dem Finite-Elemente Programm LIMFES

4.1 Allgemeines

Zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit des nicht-linearen Finite-Elemente Programms LIMFES wurden einige aus der Literatur bekannte Durchstanzversuche mit unterschiedlicher Spanngliedführung im Bereich von Innenstützen berechnet. Der Vergleich zwischen numerischer Berechnung und Versuch erfolgt dabei sowohl anhand der dokumentierten Bruchlast als auch über die Last-Verformungskurven. Die ausgewählten Versuche stammen von Hassanzadeh [19], Ramos [18], Melges [20], Nölting [23] und Hegger/Häusler [30], da hierfür neben der Bruchlast auch Last-Verformungskurven zur Verfügung stehen. Die ausgewählten Versuche wurden an Platten ohne und mit Durchstanzbewehrung durchgeführt. Hierdurch ist es möglich unterschiedliche Versagensmechanismen zu überprüfen. Insbesondere die Versuche von Hassanzadeh und Ramos untersuchten explizit den Einfluss ausgelagerter Spannglieder auf den Durchstanzwiderstand, wobei beide Forscher zu unterschiedlichen Schlussfolgerungen kommen.

4.2 Versuche ohne Durchstanzbewehrung

In drei Versuchsserien wurden von Hassanzadeh Ausschnittversuche an Platten mit praxisüblichen Deckenstärken durchgeführt (Bild 4-1). Neben der Variation der Plattendicke wurde die Lage der Spannglieder variiert. Beim Versuch A1 lagen die sechs Spannglieder innerhalb eines gedachten unter 45° verlaufenden Durchstanzkegels. Beim Versuch A2 wurden die sechs Spannglieder außerhalb dieses gedachten Stanzkegels verlegt und im Versuch B2 wurde eine zentrische Vorspannung mit einer Anordnung der Spannglieder wie im Versuch A1 untersucht. Zusätzlich wurden zentrisch vorgespannte Versuche von Ramos und Nölting sowie ein Versuch mit gekrümmter Spanngliedführung von Melges nachgerechnet. Eine Übersicht über die wesentlichen Versuchsparameter gibt Tabelle 4-1.

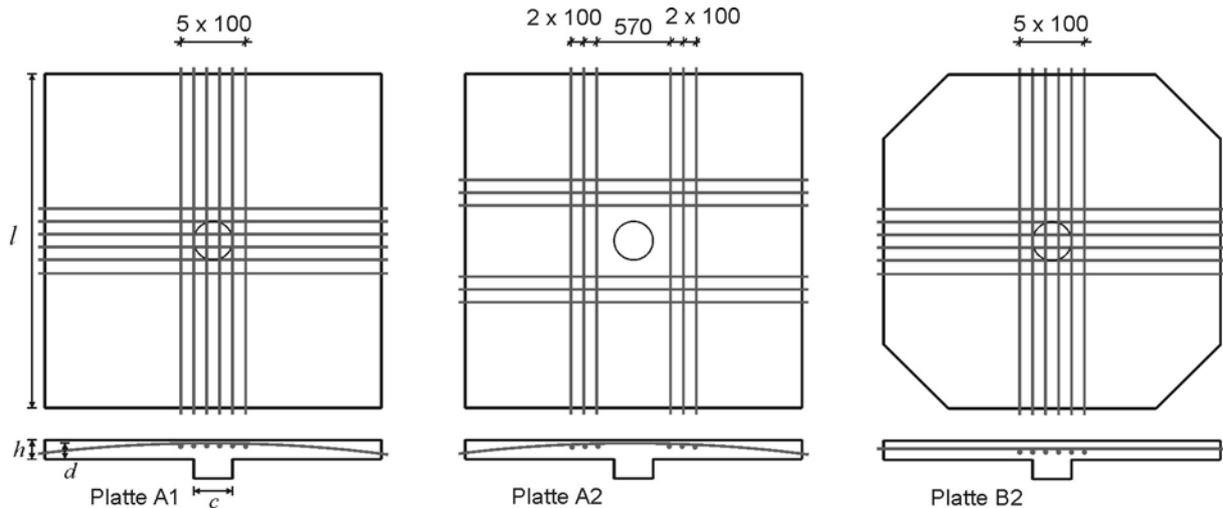


Bild 4-1: Simulierte Versuche von Hassanzadeh [19]

Tabelle 4-1: Übersicht der nachgerechneten vorgespannten Versuche ohne Durchstanzbewehrung

			Hassanzadeh			Ramos	Melges	Nölting
			A1	A2	B2	AR5	M4	V6
Kantenlänge Versuchskörper	l	[m]	2,6	2,6	2,6	2,3	2,5	2,2
Höhe	h	[m]	0,18	0,18	0,22	0,10	0,16	0,15
stat. Nutzhöhe	d	[m]	0,15	0,15	0,19	0,08	0,135	0,128
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	[%]	0,181	0,181	0,285	1,646	0,88	0,616
Stützenabmessung	c	[m]	Ø 0,25	Ø 0,25	Ø 0,25	0,20x0,20	0,18x0,18	Ø 0,20
Betonfestigkeit	$f_{c,cyl}$	[MPa]	32,2	29,8	40,5	35,7	51,9	30,4
Spanngliedverlauf	-	[-]	Kreisbogen	Kreisbogen	gerade	gerade	Parabel	gerade
Normalspannung	σ_{cp}	[MPa]	2,79	2,74	2,12	2,35	2,61	1,77
Bruchlast	V_u	[kN]	668	564	827	251	773	375

4.3 Versuche mit Durchstanzbewehrung

Zusätzlich zu den Versuchsnachrechnungen ohne Durchstanzbewehrung wurden Versuche mit Durchstanzbewehrung von Melges und Hegger simuliert. Die Versuche von Melges enthielten Doppelkopfanker als Durchstanzbewehrung und die Versuche von Hegger/Häusler waren mit Bügeln bzw. Doppelkopfkernern bewehrt. Während die Versuche von Hegger/Häusler auf dem Niveau des maximalen Durchstanzwiderstandes versagten, zeichnen sich die Versuche von Melges durch relativ kurze durchstanzbewehrte Bereiche aus.

Tabelle 4-2: Übersicht der nachgerechneten vorgespannten Versuche mit Durchstanzbewehrung

			Melges		Hegger		
			M5	M6	VV 1	VV 2	VV 3
Kantenlänge Versuchskörper	l	[m]	2,5	2,5	2,8	2,8	2,8
Höhe	h	[m]	0,16	0,16	0,20	0,2	0,2
stat. Nutzhöhe	d	[m]	0,133	0,132	0,16	0,16	0,16
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	[%]	0,9	0,9	1,94	1,94	1,94
Stützenabmessung	c	[m]	0,18x0,18	0,18x0,18	0,29x0,29	0,29x0,29	0,29x0,29
Betonfestigkeit	$f_{c,cyl}$	[MPa]	59,4	51,6	29,5	30	34,6
Spanngliedverlauf	-	[-]	Parabel	Parabel	gekrümmt	gekrümmt	gekrümmt
Normalspannung	σ_{cp}	[MPa]	2,48	2,61	1,83	1,83	1,82
Bruchlast	V_u	[kN]	1104	1078	1765	1569	2178

4.4 Netzgenerierung, Materialmodelle und Berechnungseinstellungen

Netzgenerierung

Die Finite-Elemente-Netze für die Simulationen der Durchstanzversuche wurden manuell im integrierten Pre-Processing Modul des FE-Programms LIMFES erstellt. Dabei wurde darauf geachtet den Verlauf der Spannglieder im Versuchskörper möglichst genau abzubilden. Der Beton wurde mit 9-Knoten Volumenelementen diskretisiert, die Abbildung der Betonstahlbewehrung erfolgte diskret mit 2-Knoten-Fachwerkstäben. Um eine stabilere Berechnung zu ermöglichen, wurden die Bewehrungsstäbe gleichmäßig über die Plattenbreite verteilt eingelegt (Bild 4-2). Die Elemente haben im Bereich des erwarteten Durchstanzkegels eine Kantenlänge von 4 bis 5 cm, außerhalb wurden die Elemente auf 10 cm vergrößert. Die Spannglieder wurden als Spline unter Vorgabe von bis zu 30 Stützstellen eingegeben. Im Falle runder Stützen wurde abweichend von den Versuchskörpern eine flächengleiche quadratische Stütze abgebildet, um ein möglichst gleichmäßiges Elementnetz zu erhalten und Einflüsse aus verzerrten Elementen zu vermeiden.

Die Belastung wurde in Übereinstimmung mit den Versuchsständen über Flächenlasten an den Abspannungen eingeleitet (Bild 4-2), wobei allerdings abweichend von den Versuchen nicht die Stütze angehoben, sondern die Abspannungen abgesenkt wurden. Hierdurch wurde unterstellt, dass die Kräfte aller 12 Abspannungen während des Versuchs gleich groß waren.

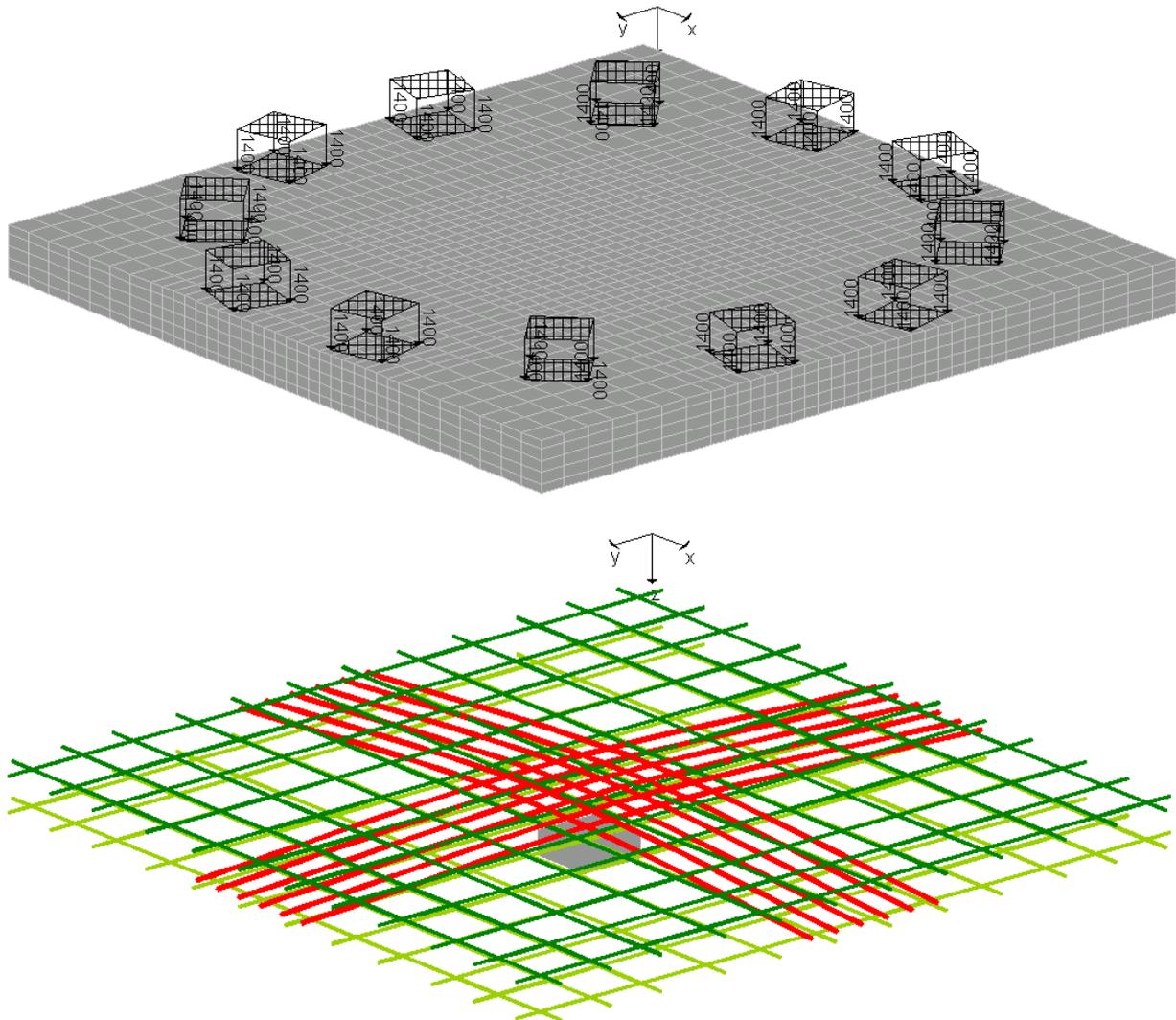


Bild 4-2: Belastung, Bewehrungsanordnung und Lage der Spannglieder im Modell A 1

Die Durchstanzbewehrung wurde zunächst in allen Modellen durch eine Kombination aus Fachwerkstab und Biegestäben abgebildet (Bild 4-3). Dabei wurde der vertikale Bewehrungsstab (Bügelschenkel oder Doppelkopfanker) als Fachwerkstab mit der zugehörigen Querschnittsfläche definiert. Zur Verankerung der Stabkraft wurden an den Stabenden Biegestäbe angeordnet, die eine gute Verankerung simulierten. Diese Annahme ist für Doppelkopfanker zutreffend, für Versuche mit Bügeln als Durchstanzbewehrung wird durch diese Form der Abbildung ein möglicher Verankerungsschlupf nicht simuliert. Für den Versuch VV 3 wurden die Doppelkopfanker zusätzlich aus Volumenelementen gebildet. Aufgrund der begrenzten Rechenkapazität mussten die Doppelkopfanker allerdings quadratisch generiert werden (Bild 4-3).

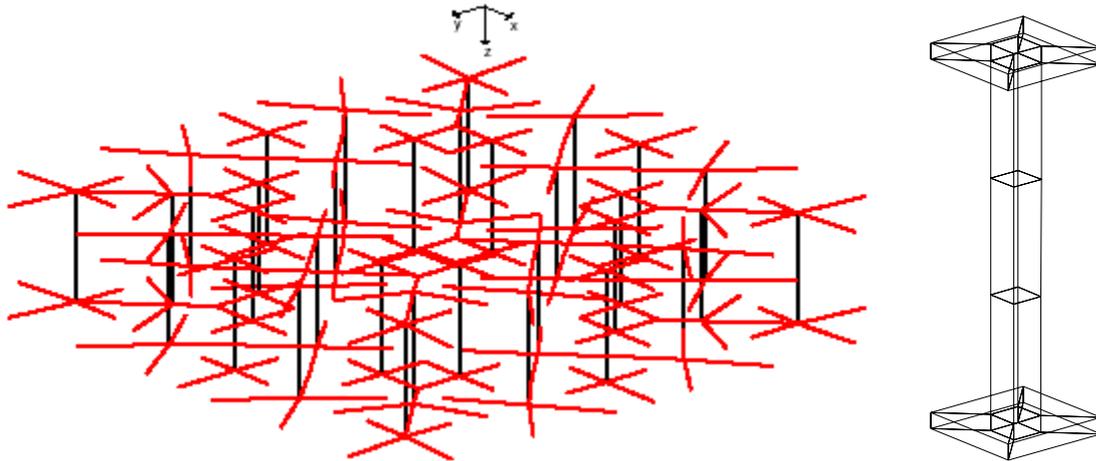


Bild 4-3: Abbildung der Doppelkopfkanker im Modell M5 (links) bzw. im Modell VV 3 (rechts)

Materialeigenschaften

Das Verhalten der Volumenelemente des Betons wurde mit dem Microplane-Materialgesetz nach Bazant charakterisiert. Das Werkstoffmodell definiert die Arbeitslinie des Betons durch verschiedene Parameter, die den Verlauf im Bereich der Maximalspannung und im abfallenden Ast beschreiben. Die in der Simulation verwendeten Parameter sind im Wesentlichen die von Bazant [32] angegebenen Standardwerte, wobei der Verlauf des abfallenden Astes des Betons auf der Zugseite und die Zugfestigkeit entsprechend den Materialkennwerten am Versuchstag angepasst wurde. Das Vorgehen des Microplane-Materialmodells ist in Bild 4-4 verdeutlicht. Die Dehnungen in einem Integrationspunkt werden auf unterschiedlich gerichtete Ebenen (Microplanes) projiziert. Auf diesen Ebenen werden aus den Dehnungen die Microplane-Spannungen bestimmt. Im Schlussschritt wird dann aus diesen Microplane-Spannungen der Spannungstensor im Materialpunkt ermittelt.

Das Materialverhalten der diskret abgebildeten Bewehrungselemente unter Belastung wurde mit einem bilinearen Spannungs-Dehnungs-Verlauf mit Verfestigung charakterisiert.

Zur Beschreibung der Materialkennlinien stehen die Druck- und Zugfestigkeit (Streckgrenze), der Elastizitätsmodul sowie die zugehörigen Dehnungen als charakteristische Punkte zur Verfügung. Diese Werte wurden soweit vorhanden den Materialproben am Versuchstag entnommen.

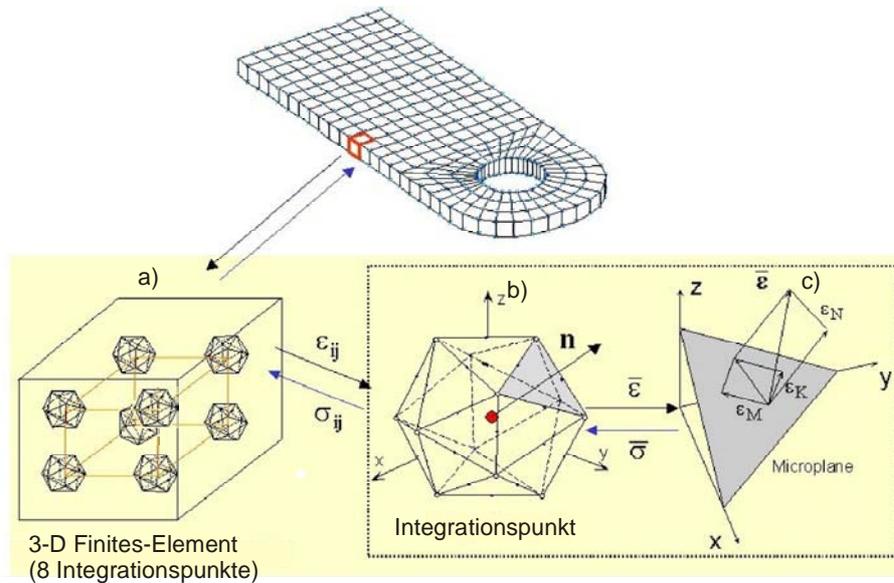


Bild 4-4: Prinzip des Microplane-Materialmodells

Berechnungsverfahren

Alle Simulationen wurden lastgesteuert durchgeführt. Als Iterationsmethode wurde das modifizierte Newton-Raphson-Verfahren in Kombination mit der Option „linesearch“ verwendet. Zur Erzielung eines möglichst genauen Gleichgewichtszustandes wurden 40 Iterationen pro Laststufe berechnet und die Last in Schritten von etwa 1 bis 2 % der angegebenen Bruchlast gesteigert. Der Restfehler betrug bis zum Erreichen der Traglast wenige kN, so dass von einer guten Genauigkeit ausgegangen werden kann. Das Versagen des Versuchskörpers kündigt sich durch die Zunahme der Ungleichgewichtskräfte und durch Unregelmäßigkeiten in der Last-Verformungskurve an.

4.5 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

Das Durchstanzversagen von nicht vorgespannten Platten deutet sich durch die Zunahme der Ungleichgewichtskräfte innerhalb einer Laststufe an. Ein schlagartiges Versagen, wie es in Versuchen beobachtet werden kann, tritt in den numerischen Simulationen in der Regel nicht auf. Dies liegt im Wesentlichen an der Abbildung der Rissbildung, die üblicherweise verschmiert erfolgt. Während sich im Bauteilversuch die Mikrorisse nach und nach zum Versagensriss zusammenschließen und dadurch das Versagen eintritt, entstehen im numerischen Modell immer neue Risse mit geringen Rissbreiten. Aufgrund der geringen Rissbreiten wird die Tragfähigkeit teilweise überschätzt, da die Resttragfähigkeit nach Überschreiten der Zugfestigkeit für geringe Rissbreiten größer ist als bei größeren Rissbreiten. Dennoch ist dieser Zustand anhand der Ungleichgewichtskräfte zu identifizieren, da er durch ein nichtstabiles Risswachstum gekennzeichnet ist. Dies konnte bei der Nachrechnung verschiedener Versuche festgestellt werden.

Im Gegensatz dazu sind bei vorgespannten Versuchen ohne Durchstanzbewehrung nach Erreichen der Durchstanztragfähigkeit zumeist noch Traglaststeigerungen durch die weitere Aktivie-

rung der Vorspannung möglich. Dies erschwert die Identifizierung der Versagenslast, zumal sich der Durchstanzkegel in der Rissbildung weniger deutlich bzw. erst nach Überschreiten der eigentlichen Traglast deutlich abzeichnet. Für die Versuche mit gekrümmter Spanngliedführung kann die Tragfähigkeit anhand der Entwicklung der Ungleichgewichtskräfte identifiziert werden. Zusätzlich lassen sich in den Last-Verformungskurven Unregelmäßigkeiten erkennen, die ein Versagen andeuten.

Insgesamt ergaben sich bei den nachgerechneten Versuchen A1 und A2 Durchstanztragfähigkeiten, die etwa 5 % über den experimentellen Bruchlasten lagen und damit eine gute Übereinstimmung darstellten. Ein Vergleich der Last-Verformungskurven zeigte demgegenüber ein gemischtes Bild. Während das Last-Verformungsverhalten des Versuchs A1 qualitativ gut abgebildet werden konnte und die Verformung im Bereich der Bruchlast nahezu erreicht wurde, verhielt sich der Versuch A2 mit ausgelagerten Spanngliedern in der numerischen Simulation deutlich zu steif (Bild 4-5). Beim Versuch M4 von Melges war dagegen eine gute Übereinstimmung des Last-Verformungsverhaltens zwischen numerischer Berechnung und Versuch festzustellen, allerdings wurde die Bruchlast 13 % zu hoch ermittelt.

Tabelle 4-3: Vergleich der Bruchlasten im Versuch und in der numerischen Simulation

	Versuch	$V_{u, \text{Test}}$	$V_{u, \text{Simulation}}$	$V_{u, \text{Sim.}} / V_{u, \text{Test}}$
Hassanzadeh [19]	A1	668	693	1,04
	A2	564	598	1,06
	B2	827	906	1,10
Ramos [18]	AR 5	251	271	1,08
Nölting [23]	V 6	375	461	1,23
Melges [20]	M4	773	873	1,13

Die Nachrechnung des zentrisch vorgespannten Versuchs B2 lieferte eine zufriedenstellende Abbildung des Verformungsverhaltens und überschätzte die Tragfähigkeit um etwa 10 %. Bei etwa 75 % der Traglast traten zwischenzeitlich große Ungleichgewichtskräfte auf, die aber noch nicht die Versagenslast darstellten. Dies ist vermutlich auf die Aktivierung der Spannglieder zurückzuführen, die aufgrund ihrer Lage in Plattenmitte erst nach der Ausbildung einer verstärkten Biegerissbildung zunehmend am Lastabtrag beteiligt werden können. Eine ähnlich gute Übereinstimmung war beim Versuch AR 5 von Ramos zu erkennen, bei dem die Normalspannung über äußere Flächenlasten an den Plattenrändern aufgebracht wurde.

Deutlich größere Abweichungen zwischen der rechnerischen Tragfähigkeit der Simulation und der Bruchlast ergab der Versuch V 6 von Nölting. Die Abweichung in der Traglast von 23 % verdeutlicht die größere Streuung der Ergebnisse bei zentrisch vorgespannten Versuchen. Die Ursache für diese vergleichsweise große Überschreitung konnte nicht eindeutig geklärt werden.

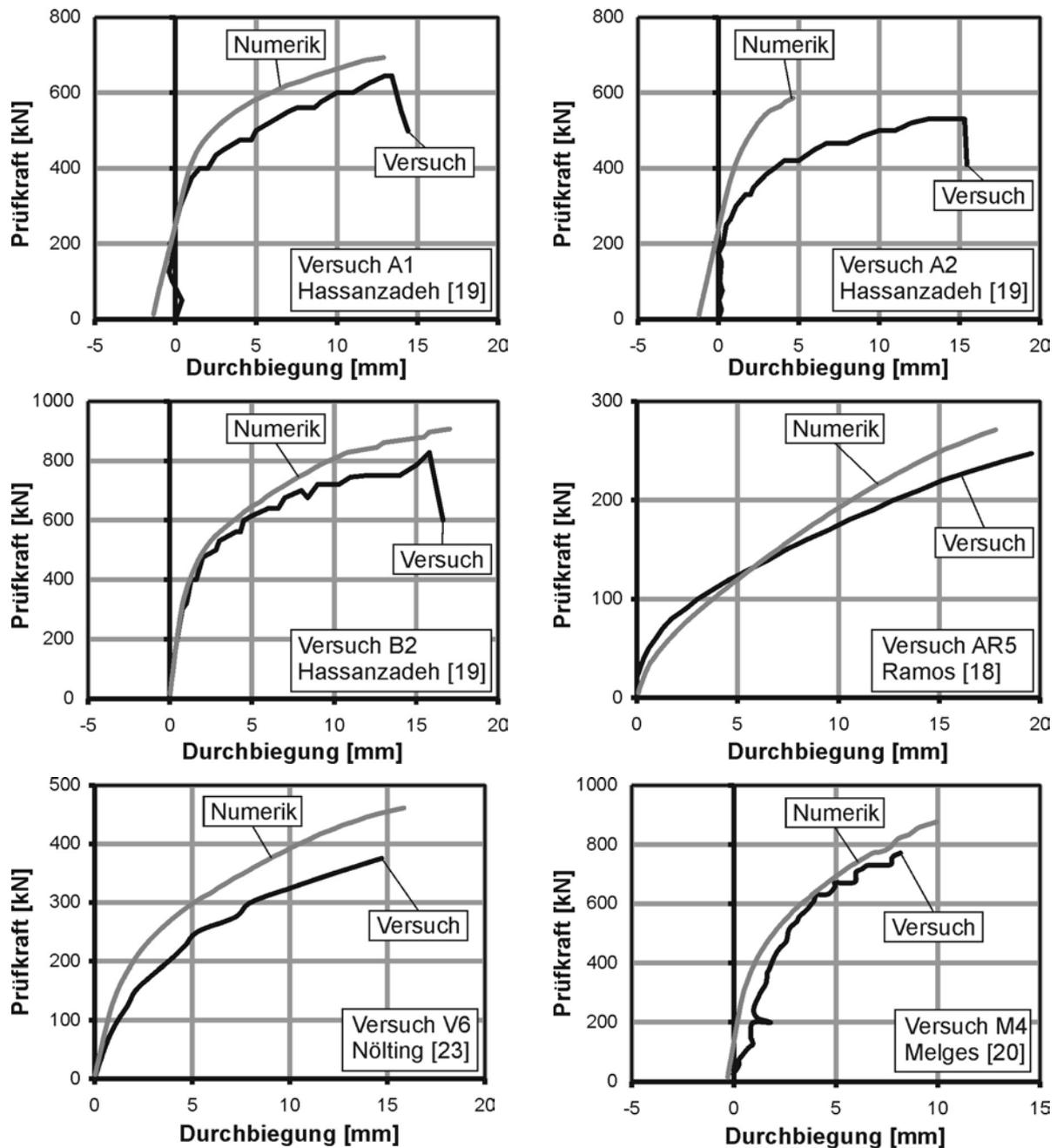


Bild 4-5: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Last-Verformungskurven für Versuche ohne Durchstanzbewehrung

Die rechnerische Bruchlast in den numerischen Simulationen wurde anhand der Entwicklung der Ungleichgewichtskräfte und der Last-Verformungskurven ermittelt. In den Rissbildern (Bild 4-6) ist zu diesem Zeitpunkt noch kein ausgeprägter Durchstanzkegel zu erkennen. Vielmehr ist das Rissbild durch eine deutliche Biegerissbildung mit ersten geneigten Schubrissen gekennzeichnet. Die beginnende Schubrissbildung führt zu einer verstärkten Zunahme der Ungleichgewichtskräfte (Bruchlastkriterium). Infolge der Berechnung mit verschmierter Rissbildung wird die Ausbildung des Versagensrisses im Gegensatz zum Versuch jedoch noch verzögert. Zusätzlich bleiben die Schubrissbreiten infolge der Vorspannung klein.

Zwischen den einzelnen Versuchen sind deutliche Unterschiede in der Rissbildung zu erkennen. Während beim Versuch A1 entlang der Stützenränder Biegerisse verlaufen, sind diese bei Versuch A2 weniger stark ausgebildet. Allerdings erreichte der Versuch A2 nur 84 % der Traglast des Versuchs A1 und erfuhr dementsprechend auch eine geringere Momentenbeanspruchung. Die Ausbildung des Durchstanzkegels wird wenige Laststufen später deutlicher sichtbar, wodurch eine eindeutige Abgrenzung zum Biegeversagen möglich ist.

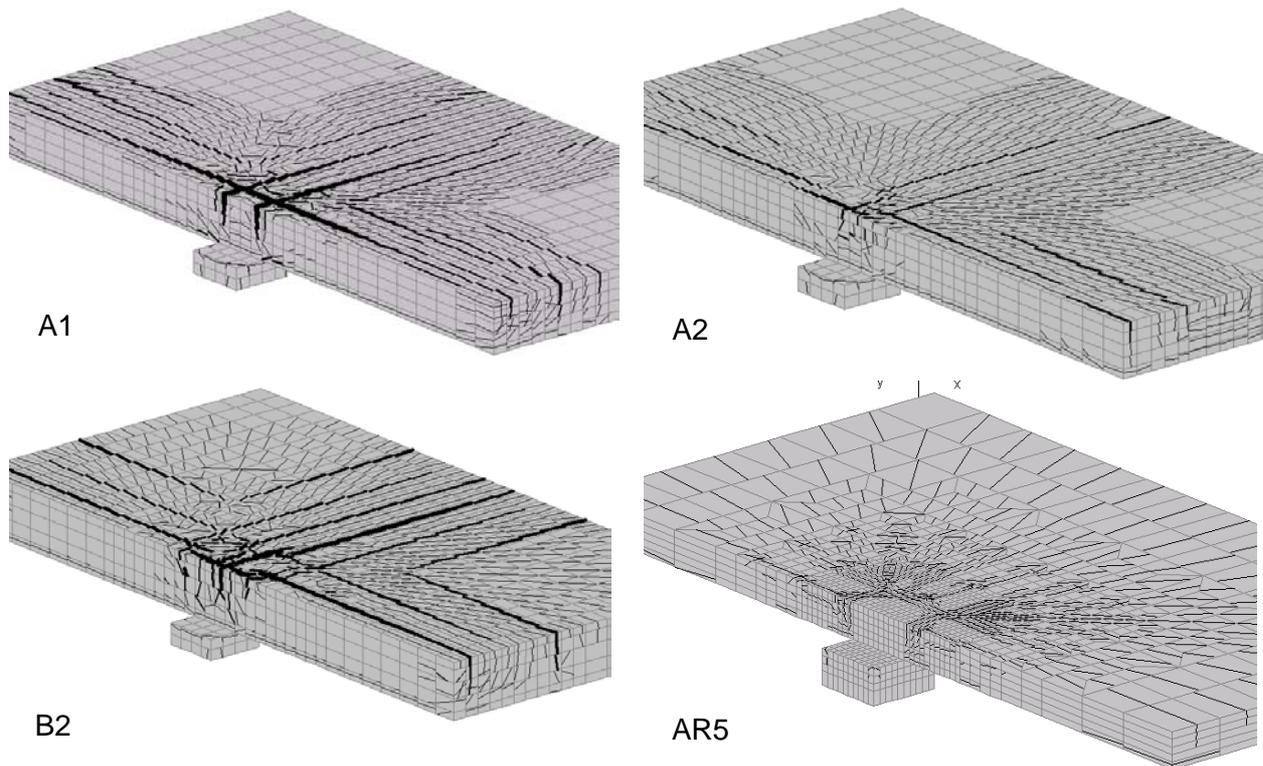


Bild 4-6: Rissbilder der simulierten Versuche A1, A2, B2 nach [19] und AR 5 nach [18] bei rechnerischer Bruchlast

Für die Versuchsnachrechnungen an Platten mit Durchstanzbewehrung wurden Versuche von Melges [20] und Hegger/Häusler [30] ausgewählt, da diese gut dokumentiert sind. In den Simulationen zeigte sich, dass der Grad der Übereinstimmung in den Ergebnissen zwischen numerischer Simulation und Versuch u. a. von der Versagensart abhängig war. Während die Versuche von Melges insbesondere beim Vergleich der Last-Verformungskurven eine sehr gute Übereinstimmung ergaben (Bild 4-7) und ohne Änderungen der Parametereinstellungen nachgerechnet werden konnten, ergab sich für den Versuch VV 1 von Hegger/Häusler mit den Standardeinstellungen eine um etwa 9 % zu geringe Tragfähigkeit. Dies ist vermutlich auf die unterschiedlichen Versagensmechanismen beim Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung und bei Erreichen der Maximaltragfähigkeit zurückzuführen. Beim Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung stellt die Betonzugfestigkeit den wesentlichen Materialparameter dar. Dem gegenüber wird auf dem Niveau der maximalen Durchstanztragfähigkeit die Tragfähigkeit durch das Versagen des Be-

tondruckringes im Bereich des Stützenanschnitts eingeleitet. Demzufolge ist hierfür die Arbeitslinie auf der Betondruckseite ausschlaggebend.

Im Gegensatz zu den Versuchsnachrechnungen des Versuchs VV 1 ergaben sich für den Versuch VV 2 mit den Standardeinstellungen gute Übereinstimmungen (Bild 4-7). Die Ursache hierfür ist nicht direkt erkennbar. Allerdings kann vermutet werden, dass aufgrund der gleichmäßigen Verteilung der Spannglieder der Einfluss der Vorspannung geringer war.

Für die Nachrechnung des Versuchs VV 3 mit Doppelkopfkankern wurden die Doppelkopfkanker aus Volumenelementen generiert. Diese Simulation erreichte mit den Standardeinstellungen 89 % der Versuchsbruchlast. Durch die genauere Abbildung der Doppelkopfkanker konnte somit eine deutliche Traglaststeigerung erreicht werden, die jedoch unterhalb der im Versuch beobachteten Tragfähigkeit blieb.

Durch eine Anpassung der Arbeitslinie auf der Druckseite konnten die Bruchlasten erhöht werden, allerdings war es nicht möglich eine einheitliche Parameterkombination für alle Versuche zu finden, die eine gleichmäßig gute Abbildung ermöglichte. Zusätzlich ist festzustellen, dass mit den vorgenommenen Änderungen die Versuche ohne Durchstanzbewehrung eine schlechtere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielen.

Tabelle 4-4: Vergleich der Bruchlasten im Versuch und in der numerischen Simulation

	Versuch	$V_{u, Test}$	$V_{u, Simulation}$	$V_{u, Sim.} / V_{u, Test}$
Melges [20]	M5	1104	1126	1,02
	M6	1078	1035	0,96
Hegger/Häusler [31]	VV 1	1765	1610	0,91
	VV 2	1569	1526	0,97
	VV 3	2178	2106	0,97

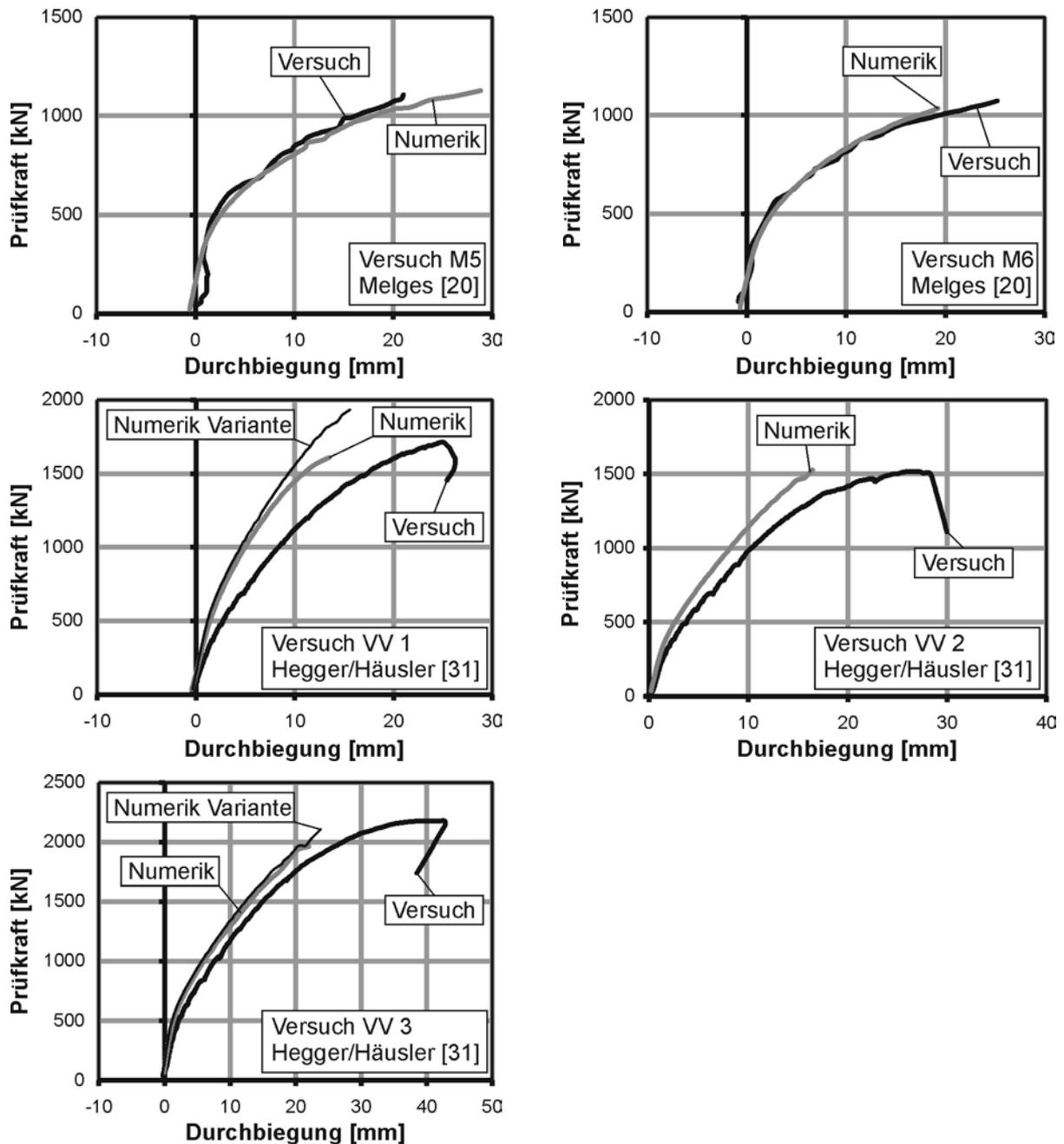


Bild 4-7: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Last-Verformungskurven für Versuche mit Durchstanzbewehrung

4.6 Schlussfolgerungen

Nach den vorgestellten Versuchsnachrechnungen ist eine Simulation der vorgespannten Versuche prinzipiell möglich. Es ist allerdings festzustellen, dass je nach Versagensart unterschiedliche Parametereinstellungen erforderlich sind, um eine gute Übereinstimmung der Bruchlasten mit den Versuchsergebnissen zu erreichen. Für Platten ohne Durchstanzbewehrung und einer nicht zentrischen Spanngliedführung überschätzten die Simulationen die Tragfähigkeit im Mittel um etwa 8 %. Dies wird bei der gewählten Diskretisierung als ausreichend genau eingestuft. Bei den zentrisch vorgespannten Versuchen wurde die Tragfähigkeit im Mittel

um 14 % überschätzt und die Versagenslast war schwieriger zu identifizieren. Zusätzlich ergab sich in einigen Simulationen bei etwa 75 % der Bruchlast ein Systemwechsel, der sich durch erhöhte Ungleichgewichtskräfte und eine Versteifung in der Last-Verformungskurve bemerkbar machte. Die größere Streuung in den Traglasten der numerischen Simulationen mit zentrischer Vorspannung zeigt, dass die Traglasten dieser Systeme offenbar schwieriger zu bestimmen sind.

Bei den numerischen Untersuchungen an vorgespannten Platten mit Durchstanzbewehrung auf dem Niveau der maximalen Durchstanztragfähigkeit wurden unterschiedliche Ergebnisse erzielt. Während die Bruchlast des Versuchs VV 2 mit den Standardeinstellungen in der Simulation mit guter Näherung ermittelt werden konnte (VV 2: 97 %), ergaben sich für die Versuche VV 1 und VV 3 deutlich zu geringe Traglasten (VV 1: 88% und VV 3: 76 %). Durch eine Anpassung der Arbeitslinie auf der Druckseite und die Abbildung der Doppelkopfanker mit Volumenelementen konnte die Bruchlast des Versuchs VV 3 erhöht werden, so dass die Abweichungen zur Versuchslast etwa 3 bis 11 % betragen.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass das Programmsystem LIMFES in der Lage ist vorgespannte Versuche mit und ohne Durchstanzbewehrung nachzurechnen und die Versagenslasten mit ausreichender Genauigkeit zu ermitteln. Es ist daher gerechtfertigt Parameterstudien zum Einfluss des vertikalen Anteils der Vorspannung durchzuführen. Allerdings können unterschiedlich große Abweichungen in den Ergebnissen in Abhängigkeit des Versagensmechanismus auftreten. Dies ist bei der Durchführung von Parameterstudien zu berücksichtigen.

Die folgenden numerischen Untersuchungen werden ausschließlich für vorgespannte Platten ohne Durchstanzbewehrung durchgeführt, da ansonsten eine Untersuchung der unterschiedlichen Versagensarten notwendig wird. Hierfür müssten jedoch, wie die Versuchsnachrechnungen gezeigt haben, unterschiedliche Parametereinstellungen gewählt werden. Die Identifizierung eines möglichen Wechsels in der Versagensart innerhalb einer Parameterstudie wird dadurch erschwert.

5 Parameterstudie zum Einfluss des vertikalen Anteils der Vorspannung

5.1 Allgemeines

In internationalen Normen wird der Vertikalanteil der Spannglieder im kritischen Rundschnitt ermittelt, der in den einzelnen Normen jedoch unterschiedlich definiert ist. Die Abweichungen in den Nachweisschnittführungen stehen dabei im Widerspruch zur mechanischen Wirkung der Vorspannung, die unabhängig vom gewählten Nachweisschnitt sein sollte. In Teil 1 der Parameterstudie wird daher zunächst der Vertikalanteil in Spanngliedlängsrichtung untersucht, der aus der Spanngliedneigung resultiert. Hierzu wurde der Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand variiert. Im zweiten Teil der Parameterstudie wird der Einfluss seitlich neben der Stütze liegender Spannglieder betrachtet, um deren Mitwirkung bei der Durchstanztragfähigkeit

liegender Spannglieder betrachtet, um deren Mitwirkung bei der Durchstanztragfähigkeit zu bewerten.

5.2 Referenzmodell

Für die Parameterstudie wurde auf Grundlage des eigenen durchstanzbewehrten Versuchs VV 1 ein fiktives Modell ohne Durchstanzbewehrung erstellt. Die Platten- und Stützegeometrie wurden beibehalten und eine Zylinderdruckfestigkeit von 30 N/mm² gewählt. Im Versuch VV 1 mussten die Spannglieder im Bereich der Plattenränder verzogen werden, um ausreichend Platz für die Kraftmessdosen zur Messung der Vorspannkräfte zu erhalten. Hierauf wurde im Referenzversuch verzichtet und ein gleichbleibender Abstand der Spannglieder von 4 cm vorgesehen. Die Spanngliedführung wurde parabelförmig mit einem Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand von $0,5d$ ausgeführt.

Zusätzlich wurde ein Modell ohne Vorspannung berechnet, um den Traganteil des Betons ohne Vorspannung zu ermitteln.

Tabelle 5-1: Zusammenstellung der Versuchsparameter des Referenzversuchs

Modell	c	l	h	d	ρ_l	$f_{c,zyl.}$
	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[N/mm ²]
WP 0,5d	0,29	2,8	0,2	0,16	1,94	30,0

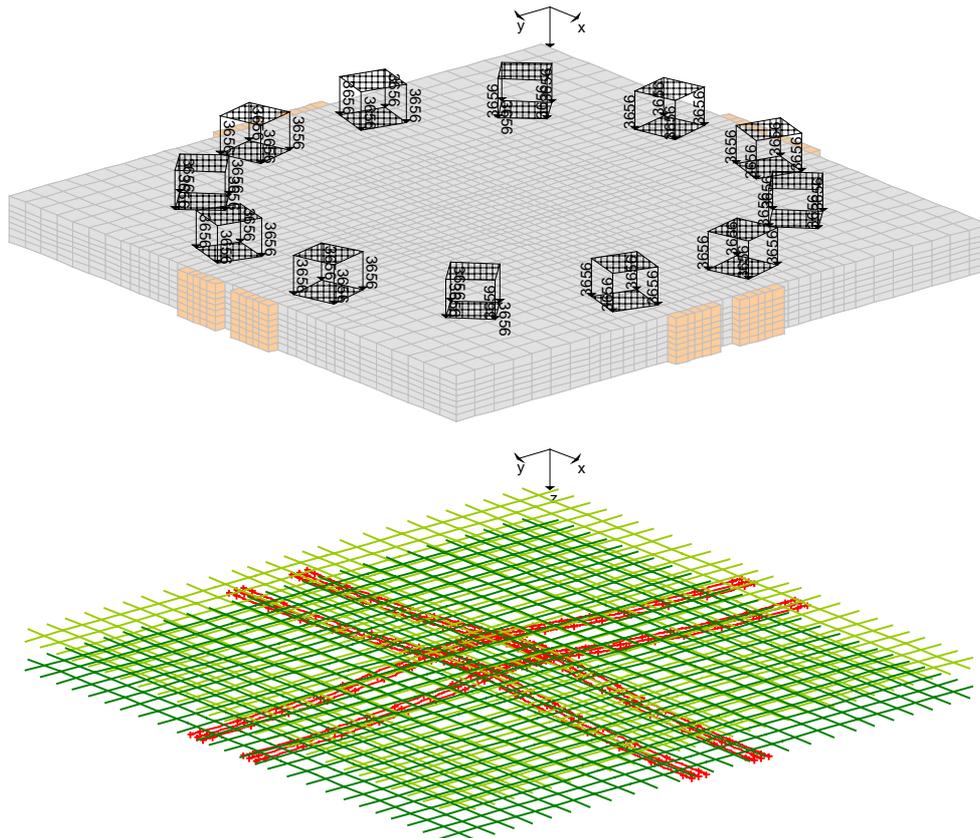


Bild 5-1: Referenzmodell WP 0,5d für die Parameterstudie

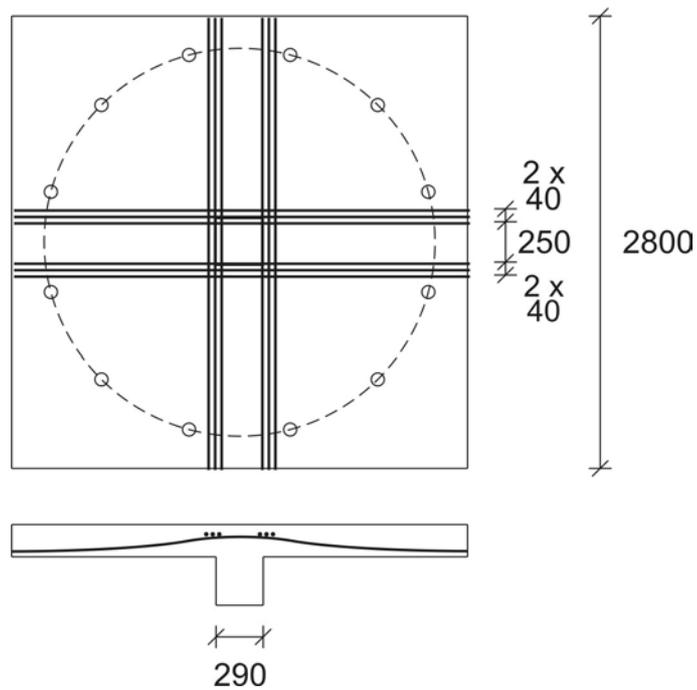


Bild 5-2: Prinzipielle Anordnung der Spannglieder

5.3 Parameterstudie zur Spanngliedneigung

Unter Beibehaltung der maximalen Spanngliedneigung wurde im ersten Teil der Parameterstudie der Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand in Schritten von $0,5d$ bis auf $3,0d$ erhöht (Bild 5-3). Durch die Variation des Abstandes des Wendepunktes vom Stützenrand x/d lässt sich somit die traglaststeigernde Wirkung der Vorspannung untersuchen.

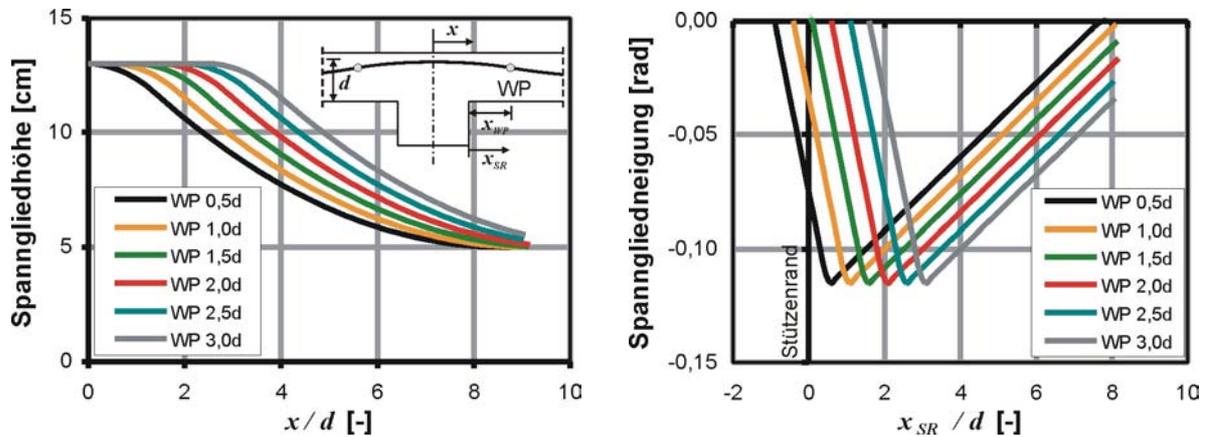


Bild 5-3: Verlauf und Neigung der Spannglieder in der Parameterstudie in Abhängigkeit des bezogenen Abstandes von der Stützenachse bzw. vom Stützenrand

Ausgehend von der Durchstanztragfähigkeit des Referenzmodells ohne Vorspannung von 722 kN kann die Traglaststeigerung infolge Vorspannung aus Bild 5-4, links direkt abgeleitet werden. Mit zunehmendem Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand verringert sich der traglaststeigernde Einfluss der Vorspannung in den numerischen Simulationen in etwa linear. Anhand einer Spannungsintegration entlang eines Rundschnitts im Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand wurde der Vertikalanteil der Vorspannung für die untersuchten Modelle ermittelt und in Bild 5-4, rechts dargestellt. Man erkennt, dass der Vertikalanteil infolge Vorspannung am Wendepunkt wie beabsichtigt in den Simulationen nahezu konstant ist. Der Mittelwert der sechs Werte ergibt sich zu 446 kN. Aus der maximalen Spanngliedneigung von $\varphi = 0,115$ rad entsprechend Bild 5-3, rechts ergibt sich unter Ansatz einer Vorspannkraft von 170 kN und 2 x 6 Spanngliedern ein Vertikalanteil von 469 kN und damit eine gute Übereinstimmung mit dem Mittelwert in Bild 5-4.

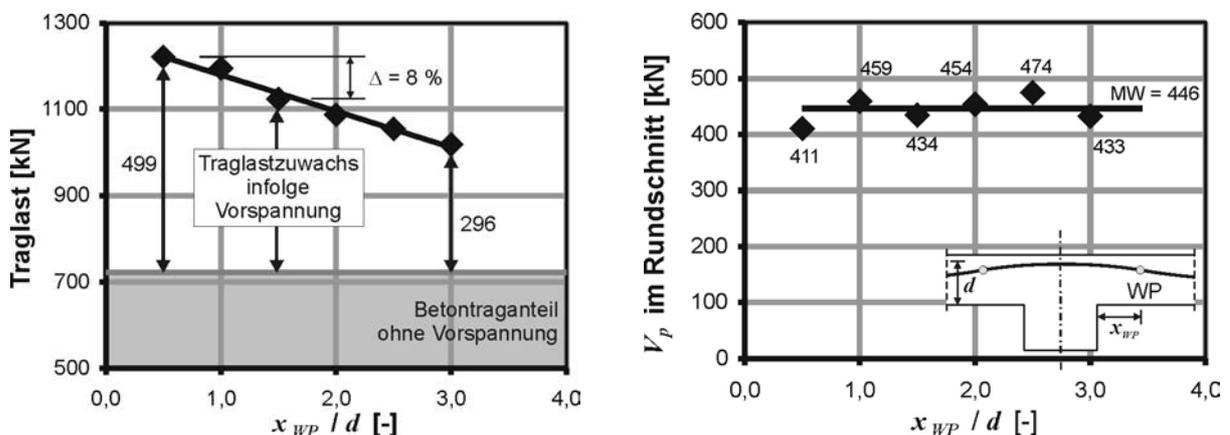


Bild 5-4: Traglastzuwachs infolge Vorspannung (links) und Vertikalanteil der Vorspannung am Wendepunkt (rechts)

Der in Bild 5-4 dargestellte Traganteil infolge Vorspannung beinhaltet den Normalspannungsanteil und den Vertikalanteil. In einem ersten Schritt wird der Normalspannungsanteil aus der Differenz zwischen dem ermittelten Vertikalanteil und der Traglaststeigerung infolge Vorspannung bestimmt. Unter der Annahme, dass der Vertikalanteil im Abstand $0,5d$ voll wirksam ist, ergibt sich der Traganteil infolge Normalspannung zu $499 - 446 = 53$ kN bzw. $499 - 411 = 88$ kN (Mittelwert bzw. Einzelwert aus Spannungsintegration, vgl. Bild 5-4, rechts). Dieser Wert liegt geringfügig unter dem rechnerischen Traganteil nach DIN 1045-1, der sich unter Ansatz einer gleichmäßigen mittleren Betonspannung von $\sigma_{cp} = 1,82$ N/mm² zu 92 kN ermitteln lässt.

In Bild 5-5 ist der bezogene wirksame Vertikalanteil in Abhängigkeit der Lage des Wendepunktes vom Stützenrand aufgetragen. Hierbei wurde der Traganteil infolge Normalspannung der Vorspannung zu 70 kN (Mittelwert aus 53 und 88 kN) und der Mittelwert der Vertikalanteile von 446 kN angesetzt. Wie zu erwarten, reduziert sich die traglaststeigernde Wirkung des Vertikalanteils mit zunehmendem Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand. Bei der gewählten Spanngliedführung muss bei einem großen Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand ein Großteil der Vertikalkraft infolge Vorspannung im Bereich des Durchstanzkegels nochmals hochgehängt werden, da die nach unten gerichteten Umlenkkräfte nicht mehr direkt in die Stütze eingeleitet werden können. Daher war eine überproportionale Abnahme der Traglaststeigerung infolge Vorspannung mit zunehmendem Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand erwartet worden. Die Ergebnisse der Parameterstudie zeigen hingegen einen annähernd linearen Zusammenhang zwischen Traglaststeigerung infolge Vorspannung und Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand. Eine Verschiebung des Wendepunktes von $0,5d$ auf $1,5d$ führt zu einer Traglastminderung von 8 % (Bild 5-4). Diese reduzierte Tragfähigkeit entspricht einer Abnahme des wirksamen Vertikalanteils um etwa 25 % (Bild 5-5).

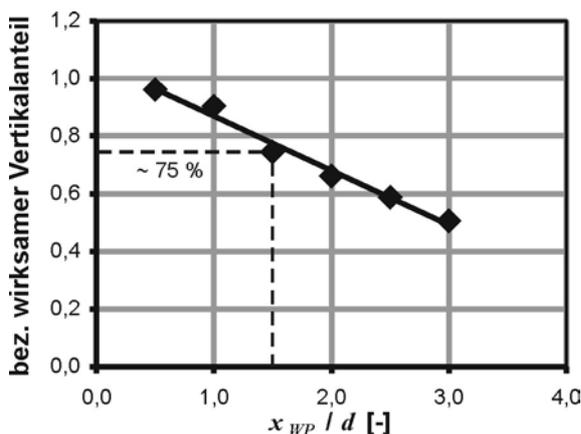


Bild 5-5: Wirksamer Vertikalanteil in Abhängigkeit der Lage des Wendepunktes

Die gewählte Spanngliedführung zeichnet sich durch einen klar begrenzten Bereich mit nach unten gerichteten Umlenkkräften aus (Bild 5-6). Dieser Bereich verschiebt sich mit zunehmendem Abstand des Wendepunktes in gleichem Maße vom Stützenrand. Die Querkraftverläufe infolge Vorspannung (Bild 5-6) zeigen die daraus resultierenden Bereiche ohne Querkraftbeanspruchung infolge Vorspannung an. Insbesondere für die Modelle mit einem großen Abstand

des Wendepunktes vom Stützenrand erscheint die ermittelte Traglaststeigerung nicht durch eine entlastende Querkraftwirkung infolge Vorspannung erklärbar. Für die gewählte Spannliedführung ergibt sich die Länge des Bereichs mit nach unten gerichteten Umlenkkraften zu etwa $1,4d$ (Bild 5-6). In den Modellen mit einem Abstand der Wendepunkte vom Stützenrand von mehr als $0,5d$ verläuft das Spannlied über der Stütze horizontal. Unterstellt man, dass entsprechend Bild 5-5 der Vertikalanteil im Modell WP $0,5d$ (Wendepunkt im Abstand $0,5d$ vom Stützenrand) voll traglaststeigernd wirksam ist, so ist der maßgebende Nachweisschnitt zur Ermittlung des Vertikalanteils im Abstand $0,5d$ zu positionieren. Hieraus folgt jedoch zwangsläufig, dass in allen Modellen mit einem Abstand des Wendepunktes von mehr als $1,9d$ (keine Neigung des Spannliedes im Abstand $0,5d$ vom Stützenrand) keine traglaststeigernde Vertikalkomponente infolge Vorspannung auftritt. Dies steht im Widerspruch zu den Ergebnissen der anderen Simulationen in Bild 5-5. Daher ist zu vermuten, dass in den Simulationen eine zusätzliche Tragwirkung vorhanden ist oder andere Einflussparameter die Traglast bestimmen.

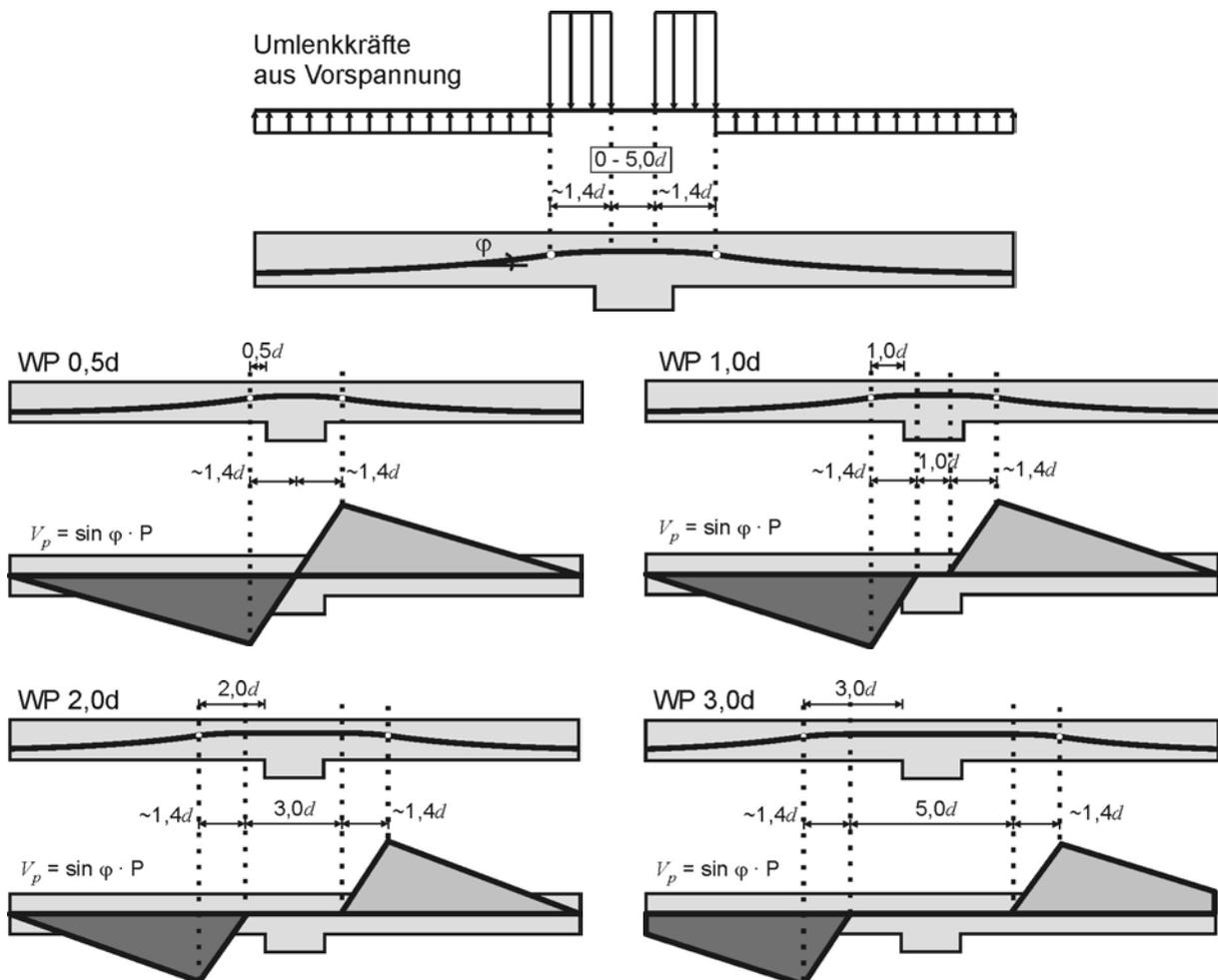


Bild 5-6: Umlenkkräfte, Spannliedverlauf und Querkraftverlauf infolge Vorspannung für ausgewählte Simulationen

Aus der Literatur sind Modellvorstellungen zum Durchstanzen bekannt, die die Durchstanztragfähigkeit auf eine ertragbare Plattenrotation bzw. eine Grenzstauchung der Betondruckzone zurückführen (z.B. [34], [35]). Bei einer exzentrischen Spanngliedführung im Stützenbereich wird die Betondruckzone durch das aufgebrauchte Biegemoment aus Vorspannung zunächst entlastet, so dass dieser Anteil für die Durchstanztragfähigkeit zur Verfügung steht.

Für die durchgeführten Simulationen wurde die Plattenkrümmung infolge Vorspannung am Stützenanschnitt aus den Betondehnungen an der Plattenober- und -unterseite ermittelt und zusammen mit den Traglasten in Bild 5-7, links dargestellt. Die Ergebnisse zeigen eine klare Abhängigkeit zwischen der aufgebrauchten Plattenrotation infolge Vorspannung und der erreichten Traglast.

Um diesen Zusammenhang weitergehender zu untersuchen, wurden zusätzliche Simulationen mit anderen Spanngliedführungen durchgeführt: Wendepunkt im Abstand $5,0d$, eine kreisförmige Spanngliedführung, eine zentrische und eine exzentrische, horizontale Spanngliedführung. Die Gegenüberstellung der erreichten Traglasten und der infolge Vorspannung aufgebrauchten Plattenkrümmung ist in Bild 5-7, rechts dargestellt. Die Ergebnisse belegen ebenfalls den beschriebenen Zusammenhang.

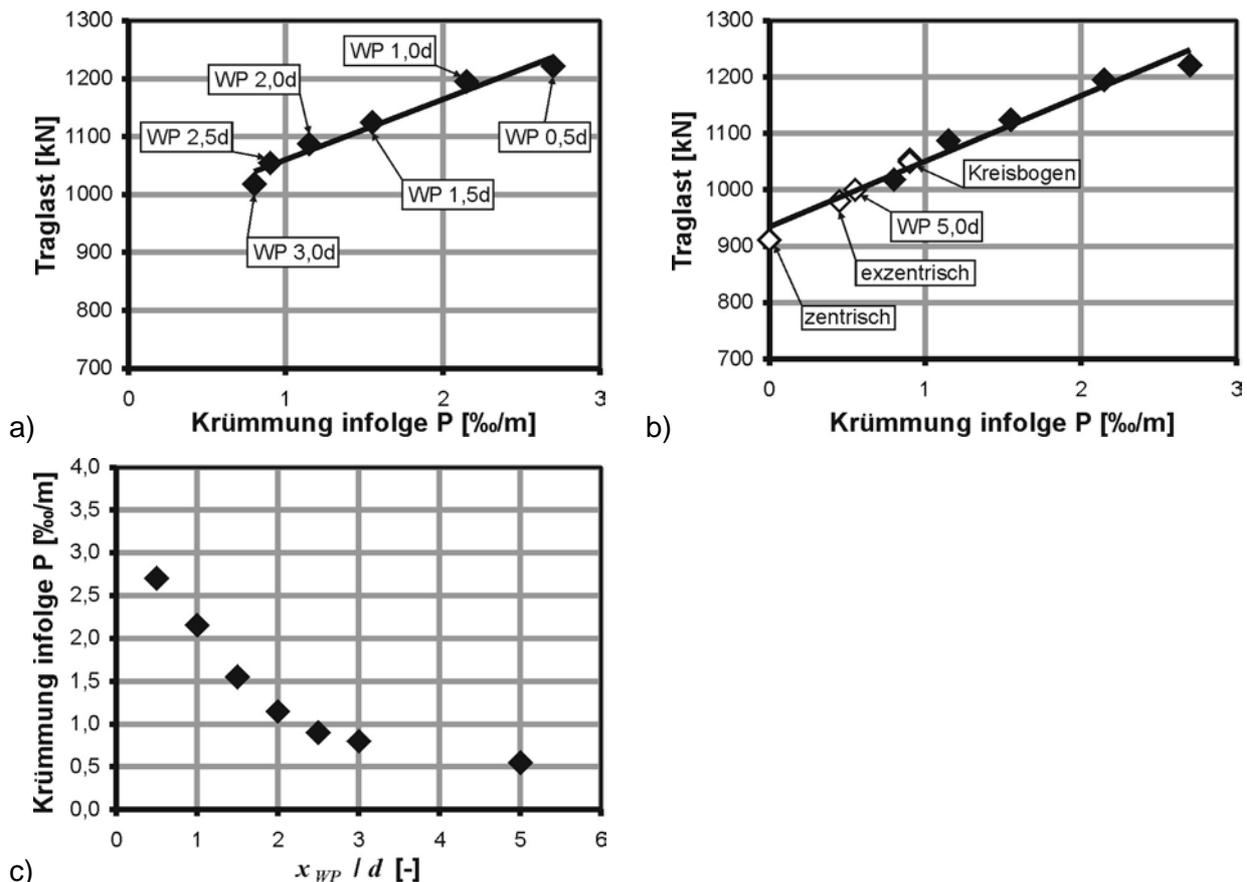


Bild 5-7: Traglast in Abhängigkeit der Plattenkrümmung infolge Vorspannung: a) Modelle WP 0,5d bis WP 3,0d; b) zusätzliche Simulationen; c) Plattenkrümmung infolge Vorspannung in Abhängigkeit der Lage des Wendepunktes

Die durchgeführten Simulationen lassen vermuten, dass die aufgebrauchte Krümmung infolge Vorspannung die unterschiedlichen Traglaststeigerungen hervorruft. Eine Zuordnung der erreichten Traglasten in Abhängigkeit der Querkraft infolge Vorspannung ist nicht möglich.

Es muss allerdings festgestellt werden, dass das Modell mit zentrischer Vorspannung eine deutlich größere rechnerische Traglaststeigerung (189 kN) erreicht als nach DIN 1045-1 zu erwarten gewesen wäre (92 kN). Unter Berücksichtigung der Versuchsnachrechnungen in Kapitel 4.2 kann nicht ausgeschlossen werden, dass die rechnerische Traglast für das zentrisch vorgespannte Modell etwas zu groß ermittelt wurde. An den prinzipiellen Zusammenhängen zwischen Traglast und aufgebrauchter Plattenkrümmung ändert dies allerdings wenig. Sollte die tatsächliche rechnerische Traglast geringer sein, so verschiebt sich der Datenpunkt in Bild 5-7 b) mit einer Krümmung von 0 ‰/m nach unten. Der Zusammenhang zwischen rechnerischer Traglast und Plattenkrümmung infolge Vorspannung kann dann alternativ mit einem Polynom beschrieben werden.

Zusätzlich ist festzustellen, dass die exzentrische Anordnung eines Spanngliedes eine Traglaststeigerung bewirkt, obwohl kein Vertikalanteil der Vorspannung vorhanden ist. Dieser Effekt wurde bereits von Regan [17] beobachtet.

Abschließend zeigt der Vergleich der Modelle mit kreisförmiger Spanngliederführung und Wendepunkt im Abstand $2,5d$, dass die gleiche Traglast infolge der gleichen Plattenkrümmung aus Vorspannung erreicht wird. Eine plausible andere Erklärung für die Traglaststeigerung kann von den anderen Modellen nicht geliefert werden.

Tabelle 5-2: Zusammenstellung der Bruchlasten für die durchgeführten numerischen Simulationen zur Lage des Wendepunktes

Modell	V_u
WP 0,5d	1221
WP 1,0d	1195
WP 1,5d	1124
WP 2,0d	1087
WP 2,5d	1054
WP 3,0d	1018
WP 5,0d	1000
Zentrisch	911
Exzentrisch	980
Kreisförmig	1050

5.4 Parameterstudie zum seitlichen Abstand der Spannglieder

Im zweiten Teil der Parameterstudie wurde der seitliche Abstand der Spannglieder vom Stützenrand variiert. Ausgehend von dem Referenzmodell aus dem ersten Teil mit einem Abstand der Wendepunkte von $0,5d$ vom Stützenrand und der Anordnung der Spannglieder im Bereich

der Stützenränder wurden die Spannglieder seitlich nach außen verschoben, so dass der Abstand des inneren Spanngliedes zum Stützenrand x_{pi} etwa $0,25d$, $0,5d$, $1,0d$, $1,5d$, $2,0d$ und $3,0d$ betrug.

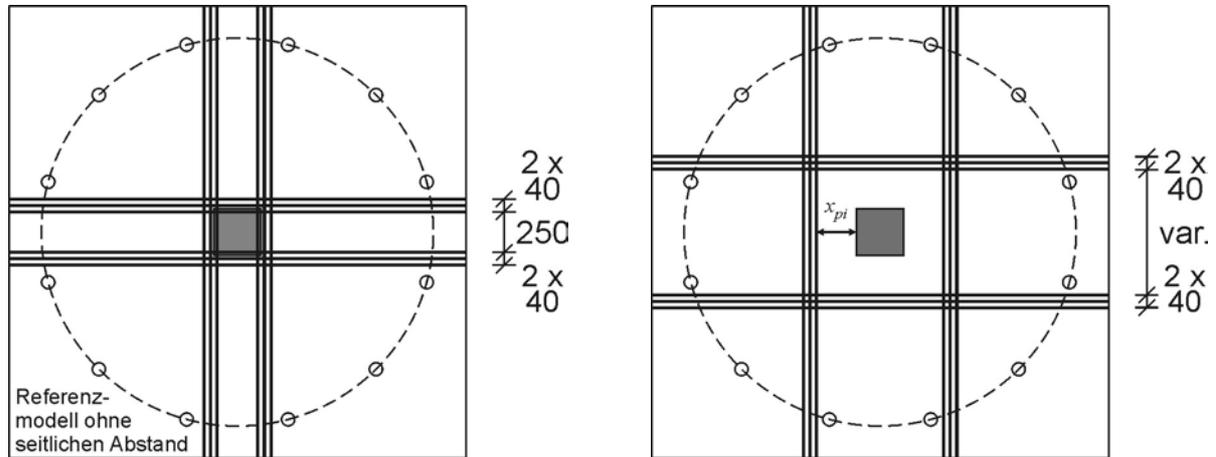


Bild 5-8: Anordnung der Spannglieder im Grundriss

Der Vergleich der numerischen Traglasten ergibt bei einer Vergrößerung des seitlichen Abstandes vom Stützenrand einen Abfall der Tragfähigkeit (Bild 5-9, links). Dieser ist ausgeprägter als im ersten Teil der Parameterstudie, wobei jedoch auch hier eine etwa lineare Reduktion der Tragfähigkeit zu beobachten war. Die stärkere Reduktion ist darauf zurückzuführen, dass die Umlenkkräfte nahezu vertikal von den Spanngliedern in den Beton eingeleitet werden und somit den Durchstanzbereich direkt beanspruchen. Infolge der Auslagerung der Spannglieder wird außerdem die Biegetragfähigkeit im Bereich der Stütze reduziert und eine größere Plattenrotation mit entsprechend größeren Biegerissbreiten erzeugt. Zur Auswertung des wirksamen Vertikalanteils wurden die selben Annahmen wie im ersten Teil der Parameterstudie getroffen.

Nach Bild 5-9, rechts wird bereits bei einer Auslagerung um $0,5d$ (drei Spannglieder im Bereich $0,5d$ bis $1,0d$) der wirksame Vertikalanteil der Spannglieder um 25 % reduziert. Hieraus resultiert für die gewählte Parameterkombination eine um etwa 8 % reduzierte Gesamttragfähigkeit (Bild 5-9, links). Bei einer Bemessung nach DIN 1045-1 darf der Vertikalanteil aller Spannglieder innerhalb des Durchstanzkegels im Abstand $1,5d$ vom Stützenrand angesetzt werden. Für diesen Fall (Spannglieder liegen im Bereich $1,0d$ bis $1,5d$) ergibt die numerische Simulation eine Reduktion der Traglast um etwa 13 % und einen wirksamen Vertikalanteil von 61 %.

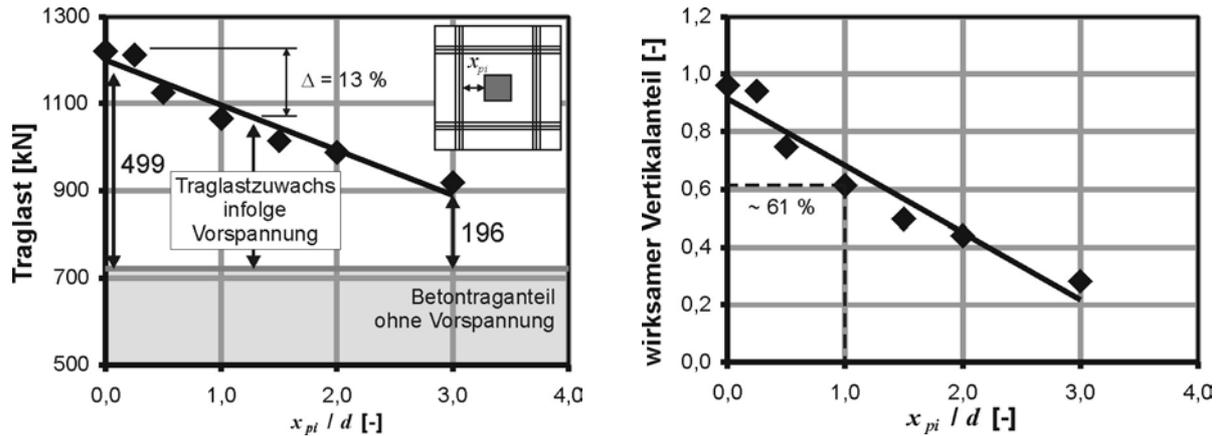


Bild 5-9: Ergebnisse der Parameterstudie (links) und wirksamer Vertikalanteil der Vorspannung (rechts)

Im Vorfeld der numerischen Untersuchungen zum seitlichen Abstand der Spannglieder auf den Durchstanzwiderstand war erwartet worden, dass eine traglaststeigernde Wirkung der Vorspannung nur in einem relativ geringem Abstand zur Stütze festgestellt werden kann. Für weiter entfernt liegende Spannglieder hätte demnach kein positiver Einfluss festgestellt und lediglich die Wirkung des Normalspannungsanteils beobachtet werden dürfen. Die Auswertung der numerischen Simulationen belegt einen solchen ausgeprägten Einfluss nicht. Aus diesem Grund soll die im ersten Teil der Parameterstudie untersuchte Abhängigkeit der Durchstanztragfähigkeit von der Plattenrotation infolge Vorspannung auch für diesen Teil der Parameterstudie überprüft werden.

In Bild 5-10, links ist die infolge Vorspannung aufgebrachte Plattenkrümmung in Abhängigkeit des seitlichen Abstands der Spannglieder aufgetragen. Es wird deutlich, dass bei einem seitlichen Abstand der Spannglieder von etwa $3,0d$ die Platte im Bereich der Stütze ausschließlich zentrisch beansprucht wird. Mit abnehmendem Abstand der Spannglieder ist eine überproportionale Zunahme der Plattenkrümmung festzustellen. In Bild 5-10, rechts ist die in den numerischen Simulationen erreichte Traglast in Abhängigkeit der Plattenkrümmung infolge Vorspannung für die beiden durchgeführten Parameterstudien dargestellt. Während der Zusammenhang für den Teil 1 der Parameterstudie etwa linear ist, kann für Teil 2 eine bilineare Abhängigkeit festgestellt werden. Demzufolge tritt in diesen Fällen ein zusätzlicher Traganteil auf. Größere Tragfähigkeiten werden insbesondere für geringe seitliche Abstände vom Stützenrand erreicht, während dieser Einfluss mit zunehmendem Abstand abnimmt. Die Ursache für den unterschiedlichen Zusammenhang zwischen Plattenkrümmung und Traglast in den beiden Parameterstudien kann nicht abschließend geklärt werden.

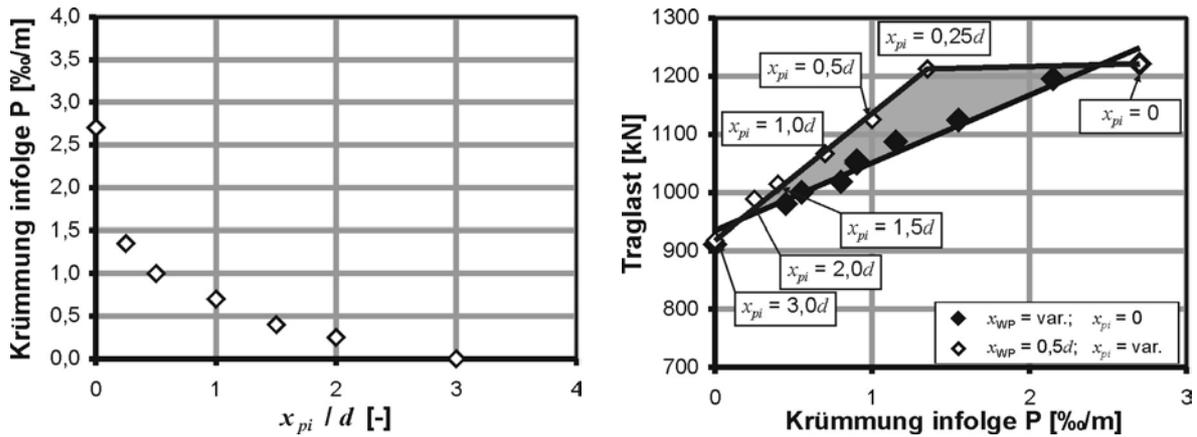


Bild 5-10: Plattenkrümmung aus Vorspannung in Abhängigkeit des seitlichen Abstands der Spannglieder (links) und Traglast in Abhängigkeit der Plattenkrümmung aus Vorspannung (rechts)

In einem letzten Schritt wurden sechs weitere Modelle berechnet, die eine Kombination des seitlichen Abstandes und der Lage des Wendepunktes untersuchten. Hierzu wurden die Spanngliederführungen mit einem Abstand des Wendepunktes von $1,0d$ und $1,5d$ sowie ein Kreisbogen jeweils mit einem seitlichen Abstand vom Stützenrand von $0,5d$ und $1,5d$ kombiniert. Die Ergebnisse sind in Bild 5-11 dargestellt und liegen innerhalb des grau hinterlegten Bereichs. Die Ergebnisse sind nahezu unabhängig von der Spanngliederführung aber vom seitlichen Abstand. Insbesondere für die Simulationen mit einem seitlichen Abstand von $0,5d$ ergeben sich nahezu identische Traglasten, während im Abstand $1,5d$ etwas größere Abweichungen sowohl in der Tragfähigkeit als auch in der Plattenkrümmung auftreten.

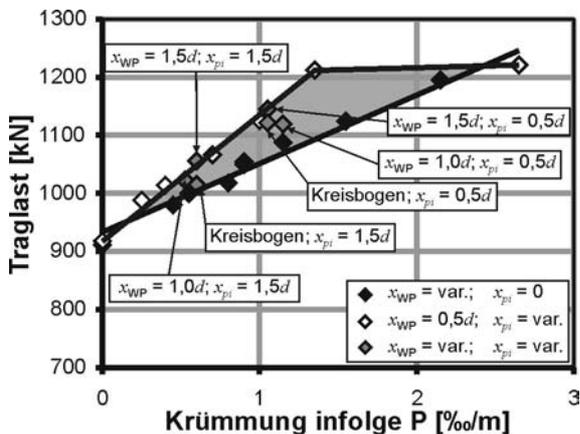


Bild 5-11: Ergebnisse der zusätzlichen Simulationen in Abhängigkeit der Plattenkrümmung

5.5 Schlussfolgerung

Zur Beurteilung des vertikalen Anteils der Vorspannung auf den Durchstanzwiderstand von Flachdecken sind zwei Situationen zu untersuchen. Grundsätzlich ist zwischen Spanngliedern im Bereich der Stütze und solchen, die außerhalb der Stütze verlaufen, zu unterscheiden.

Werden die Spannglieder über der Stütze verlegt und befinden sich die Wendepunkte der Spannglieder nicht weiter als $1,0d$ vom Stützenrand, kann unterstellt werden, dass die nach unten gerichteten Umlenkkräfte direkt in die Stütze eingeleitet werden und den Durchstanzbereich nicht beanspruchen. Für die numerischen Untersuchungen im ersten Teil der Parameterstudie konnte allerdings ein direkter Zusammenhang zwischen Vertikalanteil der Vorspannung und Traglast nicht festgestellt werden. Vielmehr zeigte sich eine etwa lineare Abhängigkeit der Traglast von der infolge Vorspannung aufgebrachten Plattenkrümmung am Stützenanschnitt. Diese Abhängigkeit konnte mit zusätzlichen Simulationen mit unterschiedlichen Spanngliedführungen (kreisförmig, zentrisch und exzentrisch) grundsätzlich bestätigt werden.

Bei den Untersuchungen zum Einfluss der seitlichen Auslagerung der Spannglieder auf den Durchstanzwiderstand ergaben sich bereits für geringe Abstände vom Stützenrand deutlich reduzierte Tragfähigkeiten. Die Anordnung der Spannglieder in einem Abstand von $0,5d$ bis $1,0d$ vom Stützenrand ergab eine Reduktion des wirksamen Vertikalanteils der Vorspannung von 25 % bei einer Reduktion der Gesamttragfähigkeit von etwa 8 %. Für die Randbedingungen in DIN 1045-1 (Ansatz aller Spannglieder innerhalb des kritischen Rundschnitts) ergab die numerische Simulation eine Reduktion der Tragfähigkeit um 13 % bei einem wirksamen Vertikalanteil von 61 %. Vergleicht man die in den numerischen Simulationen erreichten Traglasten mit der infolge Vorspannung aufgebrachten Plattenkrümmung am Stützenanschnitt kann ein bilinearer Zusammenhang festgestellt werden. Die Traglaststeigerung gegenüber der im ersten Teil der Parameterstudie beobachteten linearen Abhängigkeit der Traglast von der Plattenkrümmung deutet auf einen zusätzlichen Traganteil hin, der im Rahmen dieser Untersuchungen jedoch nicht abschließend ermittelt werden konnte. Insbesondere für geringe seitliche Abstände ergaben sich bei gleicher Plattenkrümmung deutlich größere Tragfähigkeiten. Zusätzliche Simulationen mit einer Kombination der untersuchten Spanngliedparameter stellten eine deutliche Abhängigkeit vom seitlichen Abstand fest, während die Spanngliedführung einen untergeordneten Einfluss aufwies.

Zur Bestätigung der numerischen Ergebnisse werden in Kapitel 6 die zur Verfügung stehenden experimentellen Untersuchungen ausgewertet. Hierbei stehen insbesondere die Untersuchungen zum Einfluss ausgelagerter Spannglieder auf den Durchstanzwiderstand im Mittelpunkt.

6 Auswertung der Versuche aus der Literatur

Im Folgenden werden die in der Literatur gefundenen Versuche mit Vorspannung nach DIN 1045-1 ausgewertet. Hierbei werden die Versuche nach der Art der Spanngliedführung (zentrisch und gekrümmt) klassifiziert und innerhalb der Klassen die unterschiedliche Lage der Spannglieder (seitlicher Abstand zur Stütze) berücksichtigt. Die Auswertung erfolgt für die am Versuchstag gemessenen Mittelwerte der Betondruckfestigkeit und ohne Begrenzung des Maß-

stabsfaktor κ auf den Wert 2,00, um die Vorhersagegenauigkeit der Normen beurteilen zu können. Als Zielwert für eine gute Vorhersagegenauigkeit wird der Wert 1,0 angesehen.

Zur Beurteilung des Sicherheitsniveaus von DIN 1045-1 werden die charakteristischen Betondruckfestigkeiten ($f_{ck} = f_{c,Test} - 8$ MPa) und die Begrenzung des Maßstabeffekts auf 2,0 angesetzt. Die Beurteilung des erreichten Sicherheitsniveaus kann dann anhand des 5%-Quantilwertes der Verhältniszerte V_{Test}/V_{Norm} erfolgen.

Zentrische Vorspannung

Für die Auswertung stehen insgesamt elf Versuche ohne Durchstanzbewehrung zur Verfügung. Die Bandbreite der Normalspannung infolge Vorspannung reicht von 1,5 bis 4,3 N/mm² und liegt damit tendenziell im oberen Bereich der bei Flachdecken üblichen Normalspannungen infolge Vorspannung.

In Bild 6-1 sind die zentrisch vorgespannten Versuche nach DIN 1045-1 ausgewertet und in Abhängigkeit des Traganteils V_{cp} infolge Normalspannung dargestellt. Die Auswertung wurde dabei einmal ohne Begrenzung des Maßstabsfaktors κ und mit der mittleren Betonfestigkeit am Versuchstag f_{cm} (Bild 6-1, links) durchgeführt und zusätzlich mit den Vorgaben in DIN 1045-1 (Bild 6-1, rechts). Die Versuche von Ramos [18] an 10 cm dicken Platten mit einer gleichmäßigen Pressung an den Plattenrändern liegen unter dem Zielwert von 1,0 (Bild 6-1, links). Ebenso ist deutlich zu erkennen, dass der Versuch von Zorn [26] wegen der extrem niedrigen Traglast offenbar ungeeignet für die Beurteilung der Tragfähigkeit ist. Die Versuche von Hassanzadeh [19] und Stahlton [36] liegen dagegen deutlich über dem erwarteten Wert. Dies kann teilweise darauf zurückgeführt werden, dass bei diesen beiden Versuchen die Spannglieder unmittelbar im Bereich der Stütze angeordnet waren (Bild 6-2, links; $b_p/b = 0,20$ und $0,35$). Hierdurch tritt eine Spannungskonzentration im Stützenbereich auf, der durch den Ansatz der mittleren Normalspannung infolge Vorspannung nicht berücksichtigt wird. Im Vergleich zum Versuch von Kordina/Nölting ($h = 150$ mm) wurden die Versuche an vergleichsweise dicken Platten ($h = 220$ bzw. 260 mm) durchgeführt, so dass im Bruchzustand zusätzlich ein deutlicher Spannungszuwachs der Spannglieder möglich ist. Ein solcher Spannungszuwachs wurde von Ramos versuchstechnisch ausgeschlossen. Bei Berücksichtigung dieser Einflüsse kann der Abstand zum Zielwert etwas reduziert werden. In Bild 6-2, rechts ist der experimentelle Normalspannungsanteil als Differenz aus der Bruchlast und dem Betontraganteil ohne Vorspannung $V_{c,DIN}$ dem rechnerischen Normalspannungsanteil V_{cp} nach DIN 1045-1 gegenübergestellt. Um den in den Versuchen beobachteten Wert zu erreichen, müsste der Traganteil aus Normalspannung für die beiden Versuche von Hassanzadeh und Stahlton etwa um den Faktor drei vergrößert werden, was durch die Berücksichtigung der beschriebenen Einflüsse allerdings nicht erreicht werden kann (Bild 6-2, rechts).

Führt man die Auswertung unter Berücksichtigung der Vorgaben in DIN 1045-1 durch (Bild 6-1, rechts), dann liegen mit Ausnahme des Versuchs von Zorn alle Versuche über dem Zielwert von

1,0 und es ergibt sich ein 5%-Quantilwert von 1,03 ($\xi_m = 1,26$, $\nu = 0,105$; ohne Versuch von Zorn). Die Durchstanzbemessung nach DIN 1045-1 für zentrisch vorgespannte Platten kann daher als ausreichend sicher eingestuft werden.

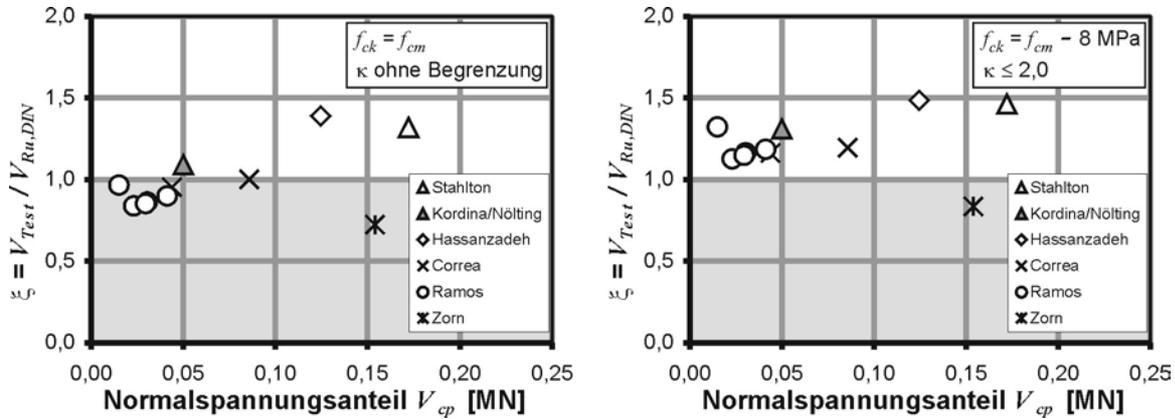


Bild 6-1: Vergleich der rechnerischen Durchstanztragfähigkeit nach DIN 1045-1 mit 11 Versuchen (links: Auswertung mit f_{cm} und ohne Begrenzung von κ ; rechts: Auswertung mit f_{ck} und $\kappa \leq 2,0$)

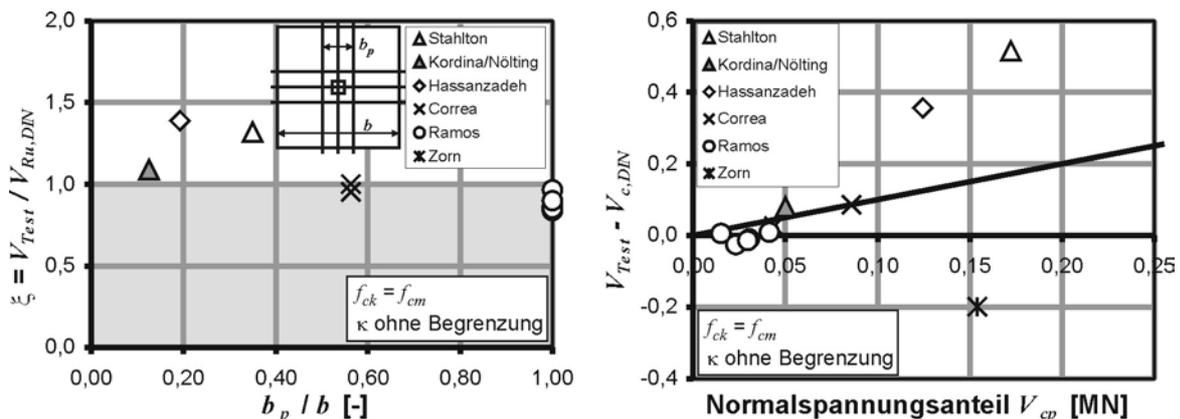


Bild 6-2: Vergleich der rechnerischen Durchstanztragfähigkeit nach DIN 1045-1 mit 11 Versuchen (links) und Berücksichtigung des Normalspannungsanteils (rechts)

Exzentrische Vorspannung

Für die Auswertung zum Einfluss des Vertikalanteils der Vorspannung stehen einige Versuchsserien zur Verfügung, die bereits weiter oben beschrieben wurden. Prinzipiell wurden Versuche mit kreisförmiger, trapez- bzw. polygonaler und parabelförmiger Spanngliedführung untersucht. Allerdings ist häufig die genaue Spanngliedführung nur unzureichend dokumentiert. Zusätzlich ergeben sich bei den kurzen Spanngliedlängen auch bei Vorspannung ohne Verbund im Bruchzustand z.T. deutliche Zusatzdehnungen in den Spanngliedern, die von den einzelnen Forschern unterschiedlich oder gar nicht angegeben bzw. bewertet werden. Die Zusatzkräfte in den Spanngliedern betragen in den Versuchen ohne Durchstanzbewehrung überwiegend etwa 10 % der Vorspannkraft. Grundsätzlich ist es notwendig diese Zusatzdehnungen bei der Auswertung mitzunehmen, da diese bei Spanngliedlängen in üblichen Flachdeckensystemen in dieser Größe auch im Bruchzustand nicht zu erwarten sind. Liegen in den Versuchsberichten keine Anga-

ben für den Bruchzustand vor, wurde von einer Spannkrafterhöhung von 10 % ausgegangen, die sowohl für den Normalspannungs- als auch den Vertikalanteil angesetzt wurde. Die Vertikalanteile infolge Spanngliedneigung wurden entsprechend DIN 1045-1 im kritischen Rundschnitt im Abstand $1,5d$ vom Stützenrand bestimmt und alle Spannglieder bis zu einem seitlichen Abstand von $1,5d$ vom Stützenrand berücksichtigt. Die Auswertung erfolgte ohne Begrenzung des Maßstabeffekts und unter Ansatz der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} .

Die Auswertungen in Bild 6-3 stellen das Verhältnis aus Versuchsbruchlast und rechnerischer Durchstanztragfähigkeit nach DIN 1045-1 $V_{Test}/V_{Ru,DIN}$ in Abhängigkeit des Vertikalanteils $V_{p,DIN}$ und des Verhältnisses der Spannglieder innerhalb des kritischen Rundschnitts zur Gesamtanzahl dar. Es lässt sich erkennen, dass mit Ausnahme der Versuche von Ramos und Zorn die Verhältniswerte $V_{Test}/V_{Ru,DIN}$ im Bereich von 1,0 oder größer sind. Bei den Versuchen von Zorn war bereits bei der Auswertung der zentrisch vorgespannten Versuche eine nicht nachvollziehbare geringe Durchstanztragfähigkeit festgestellt worden. In den Versuchen von Ramos zum Einfluss des Vertikalanteils waren die Spannglieder mit einem Knick in der Stützenachse versehen und es wurde allein der seitliche Abstand zur Stütze variiert. Die Spannglieder wurden außerhalb der Platte gegen einen Stahlrahmen gespannt, so dass keine Normalspannungen in den Versuchskörper eingeleitet wurden. Die ausschließliche Untersuchung des Vertikalanteils in Kombination mit einer ungünstigen Spanngliedführung führen hier zu vergleichsweise geringen Tragfähigkeiten.

Bild 6-3, rechts lässt den Schluss zu, dass auch Spannglieder außerhalb des kritischen Rundschnitts eine Traglaststeigerung bewirken, da mit abnehmendem Verhältnis von $n_{1,5d}/n_{ges}$ der Verhältniswert $V_{Test}/V_{Ru,DIN}$ ansteigt.

Führt man die Auswertung unter Berücksichtigung der Vorgaben in DIN 1045-1 durch ($f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa}$; $\kappa \leq 2,0$), dann liegen mit Ausnahme von zwei Versuchen von Zorn alle Versuche über dem Zielwert von 1,0 und es ergibt sich ein 5%-Quantilwert von 1,06 ($\xi_m = 1,37$, $\nu = 0,139$; ohne Versuche von Zorn). Die Durchstanzbemessung nach DIN 1045-1 kann daher für die untersuchten vorgespannte Platten als ausreichend sicher eingestuft werden. Es ist allerdings zu berücksichtigen, dass der Großteil der Versuche mit einer kreisförmigen oder polygonalen Spanngliedführung ausgeführt wurden. Diese zeichnen sich durch eine im Vergleich zu einer praxisüblichen parabelförmigen Spanngliedführung geringere Spanngliedneigung aus.

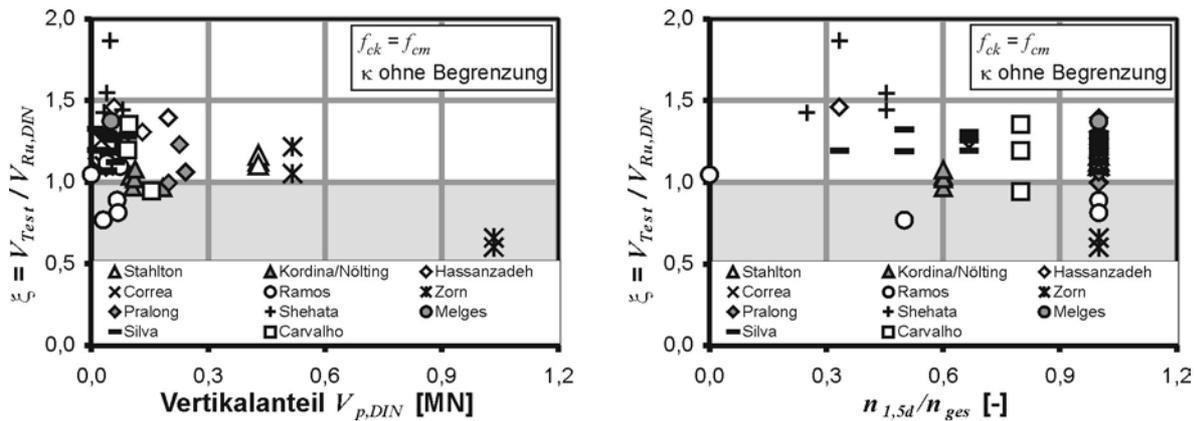


Bild 6-3: Vergleich der rechnerischen Durchstanztragfähigkeit nach DIN 1045-1 mit 54 Versuchen

In Bild 6-4 ist der rechnerische Vertikalanteil als Differenz der Versuchsbruchlast und der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{c,DIN}$ sowie dem Normalspannungsanteil V_{cp} über dem Vertikalanteil aller Spannglieder in einem Rundschnitt im Abstand $1,5d$ vom Stützenrand aufgetragen. Die Auswertung der Versuche verdeutlicht, dass die überwiegende Anzahl an Versuchen über der Geraden liegt, die die Winkelhalbierende darstellt. Unterstellt man, dass der Betontraganteil $V_{c,DIN}$ und der Normalspannungsanteil V_{cp} im Mittel von den Bemessungsgleichungen nach DIN 1045-1 zutreffend ermittelt werden, so sind die wirksamen Vertikalanteile größer als die angesetzten Anteile. Hierbei ist zu beachten, dass Abweichungen bei der Ermittlung des Betontraganteils $V_{c,DIN}$ oder des Normalspannungsanteils $V_{cp,DIN}$ auf den Vertikalanteil der geeigneten Spannglieder $V_{p,DIN}$ angerechnet werden.

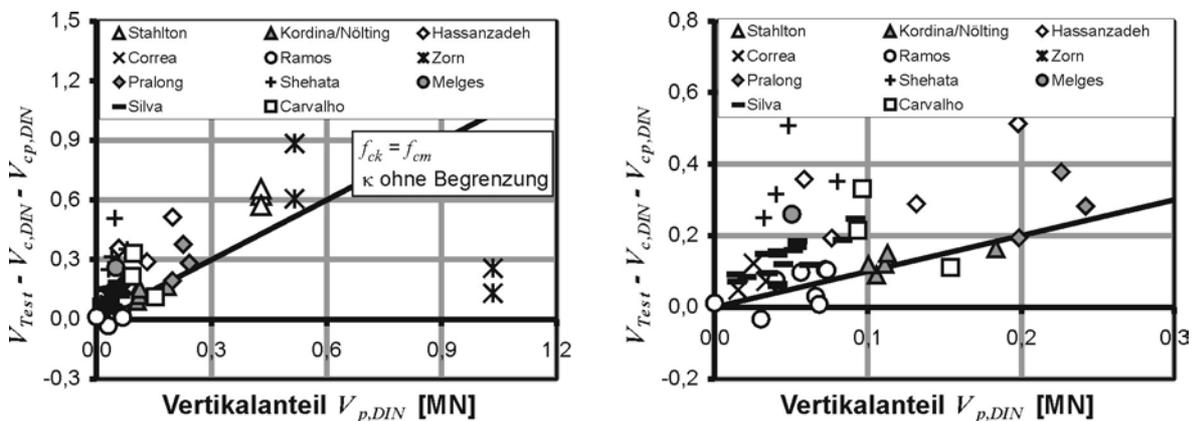


Bild 6-4: Vergleich der Vertikalanteile aus Versuchslast und Nachweis nach DIN 1045-1 (links: gesamte Datenbasis; rechts: Ausschnitt)

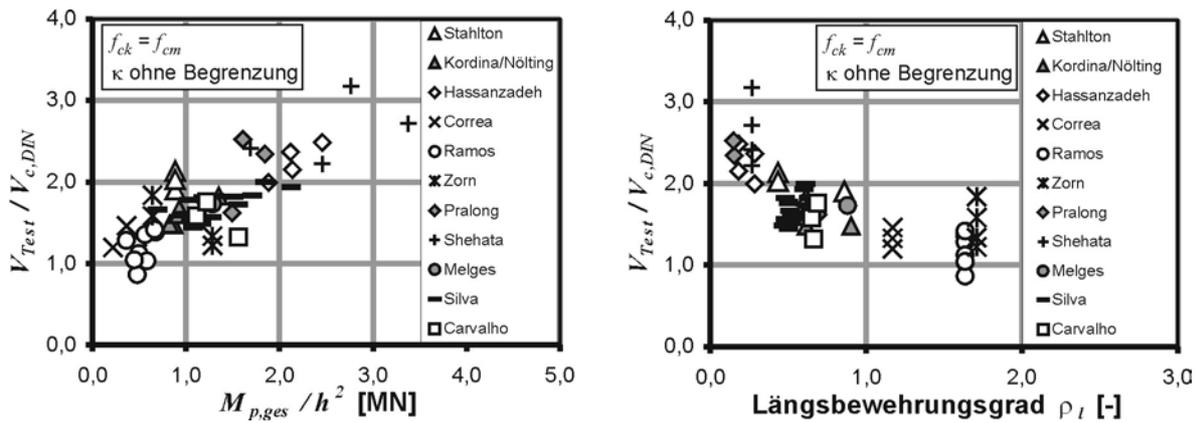


Bild 6-5: Traglaststeigerung in Abhängigkeit des bezogenen Biegemomentes aus Vorspannung (links) und des Längsbewehrungsgrades (rechts)

In Bild 6-5, links ist die Traglaststeigerung infolge Vorspannung als Verhältnis von $V_{Test}/V_{c,DIN}$ in Abhängigkeit des bezogenen Biegemomentes infolge Vorspannung $M_{p,ges} / h^2$ dargestellt. Hierbei wurde das Biegemoment vereinfacht aus der Vorspannkraft aller Spannglieder und dem Hebelarm $z_p = d_p - h/2$ über der Stütze ermittelt. Über die Gesamtheit der Versuche ist eine deutliche Zunahme der Tragfähigkeit in Abhängigkeit des bezogenen Moments infolge Vorspannung zu erkennen. Die große Streuung ist dabei vermutlich auf die Gleichgewichtung aller Spannglieder unabhängig von der horizontalen Lage in der Platte zurückzuführen. Diese Abhängigkeit bestätigt die Ergebnisse der numerischen Simulationen in Kapitel 5, die den Traglastzuwachs im Wesentlichen auf die Plattenkrümmung infolge Vorspannung zurückführten. Gleichzeitig ist jedoch im rechten Bild zu erkennen, dass die Traglaststeigerung zusätzlich vom Längsbewehrungsgrad abhängig ist, da dieser maßgebend den Betontraganteil $V_{c,DIN}$ beeinflusst. Insbesondere für geringe Längsbewehrungsgrade ergeben sich hohe Traglaststeigerungen infolge Vorspannung.

Ausgelagerte Spannglieder

Zur Beurteilung des Einflusses ausgelagerter Spannglieder auf den Durchstanzwiderstand stehen neun Versuche mit ausgelagerten Spanngliedern (gruppenweise neben der Stütze angeordnet) zur Verfügung. Die Auswertung nach DIN 1045-1 ohne Begrenzung des Maßstabsfaktors und unter Ansatz der mittleren Betondruckfestigkeit ergibt keine eindeutige Abhängigkeit von der Lage der Spannglieder. Wie bereits vorher angemerkt, ergeben sich für die Versuche von Ramos kleinere Tragfähigkeiten aufgrund der gewählten Versuchsdurchführung. Bei der Berechnung wurden nur die Spannglieder angerechnet, die innerhalb des kritischen Rundschnitts angeordnet waren. Ein möglicher traglaststeigernder Einfluss der weiter entfernt liegenden Spannglieder bleibt dabei unberücksichtigt. In Bild 6-7, links sind die Ergebnisse in Abhängigkeit des Anteils der berücksichtigten Spannglieder und im rechten Bild unter Berücksichtigung aller Spannglieder bei der Ermittlung von $V_{Ru,DIN}$ dargestellt. Eine signifikante Abhängigkeit kann aus der zur Verfügung stehenden Datenbasis nicht abgeleitet werden.

Führt man die Auswertung unter Berücksichtigung der Vorgaben in DIN 1045-1 durch (Bild 6-6, rechts), dann liegen alle Versuche über dem Zielwert von 1,0 und es ergibt sich ein 5%-Quantilwert von 1,00 ($\xi_m = 1,33$, $\nu = 0,151$).

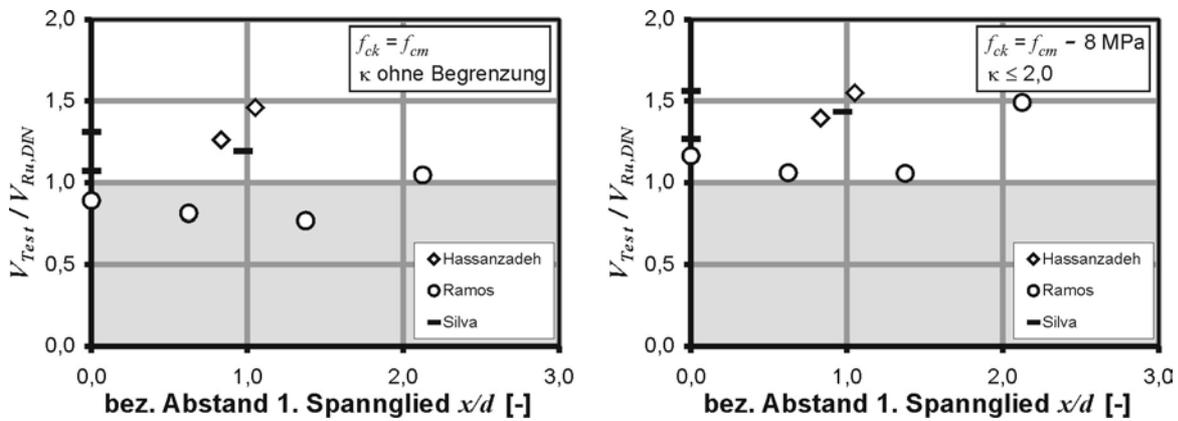


Bild 6-6: Vergleich der rechnerischen Durchstanztragfähigkeit nach DIN 1045-1 mit 9 Versuchen mit ausgelagerten Spannliedern (links: Auswertung mit f_{cm} und ohne Begrenzung von κ ; rechts: Auswertung mit f_{ck} und $\kappa \leq 2,0$)

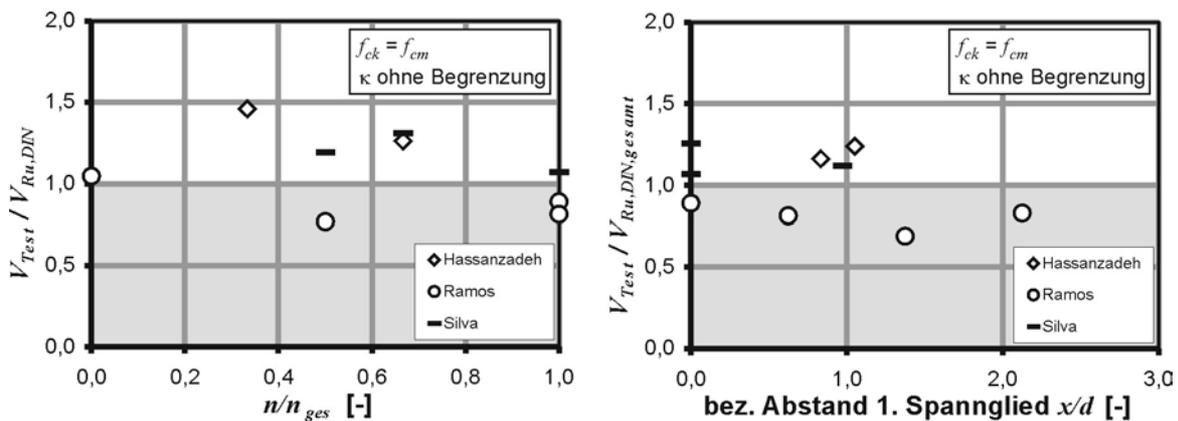


Bild 6-7: Vergleich der rechnerischen Durchstanztragfähigkeit nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit der angesetzten Spannlied (links) bzw. unter Ansatz aller Spannlied in Abhängigkeit der Lage der Spannlied

Vergleicht man den rechnerischen Vertikalanteil als Differenz der Bruchlast mit dem Beton- und Normalspannungsanteil, erkennt man, dass der wirksame Vertikalanteil mit Ausnahme der Versuche von Ramos größer ist als der in der Bemessung nach DIN 1045-1 unterstellte Vertikalanteil (Bild 6-8). Erst bei Ansatz aller Spannlied nähern sich die beiden Werte an.

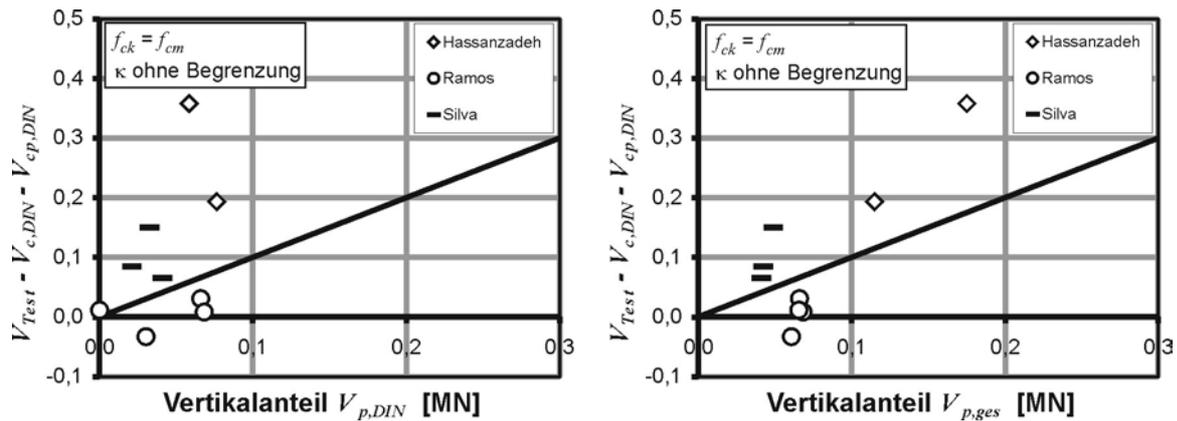


Bild 6-8: Vergleich der Vertikalanteile aus Versuchslast und Nachweis nach DIN 1045-1 (links: unter Ansatz der Spannglieder im kritischen Rundschnitt; rechts: unter Ansatz aller Spannglieder)

Die in den numerischen Simulationen beobachtete Traglastreduktion mit zunehmendem Abstand der Spannglieder vom Stützenrand ist bei den Versuchsnachrechnungen in dieser Form zunächst nicht erkennbar. Deshalb werden abschließend Versuche von Hassanzadeh und Silva, bei denen die Spannglieder teilweise außerhalb des kritischen Rundschnitts nach DIN 1045-1 angeordnet wurden, tabellarisch ausgewertet (Tabelle 6-1). Es werden jeweils vergleichbare Versuche ausgewählt, die direkt den Einfluss ausgelagerter Spannglieder zeigen. Aus Tabelle 6-1 wird deutlich, dass bei Ansatz aller ausgelagerter Spannglieder bei der Berechnung der rechnerischen Tragfähigkeit nach DIN 1045-1 der Verhältniswert $V_{Test}/V_{DIN,gesamt}$ um 8 bis 15 % reduziert wird. Auch wenn die Spanngliederführungen der Versuche und der numerischen Simulationen nicht direkt vergleichbar sind, ergeben sich ähnliche Traglastreduktionen von 10 bis 13 %.

Die Auswertung der vergleichbaren Versuche zeigt deutlich, dass die Auslagerung von Spanngliedern neben die Stütze zu einer Traglastminderung führt. Allerdings ergeben sich für die zur Verfügung stehenden Versuche bei einer Auswertung nach DIN 1045-1 auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse.

Tabelle 6-1: Einfluss der Auslagerung von Spanngliedern auf die Durchstanztragfähigkeit

	Versuch	Spannglieder	Bereich	V_{Test} / V_{DIN}	$V_{Test} / V_{DIN,gesamt}$	Δ
Hassanzadeh	A1	zentriert	bis 0,8d	1,31	1,31	1,00
	A2	ausgelagert	0,8d bis 2,2d	1,26	1,16	0,92
	B3	zentriert	bis 0,7d	1,40	1,40	1,00
	B4	ausgelagert	1,0d bis 2,1d	1,46	1,24	0,85
Silva	B2	zentriert	bis 0,5d	1,29	1,29	1,00
	D3	ausgelagert	1,0d bis 2,0d	1,19	1,12	0,94

Versuche mit Durchstanzbewehrung

Die in der Literatur angegebenen Versuche mit Vorspannung und Durchstanzbewehrung ([20], [28], [29]) wurden überwiegend mit Dübelleisten ausgeführt. Lediglich die eigenen Versuche [30] untersuchten Bügel und Doppelkopfanker.

Die eigenen Versuche zur Ermittlung der maximalen Durchstanztragfähigkeit von Platten mit Vorspannung bestätigten die Empfehlung im Heft 525 des DAfStb [13], wonach bei der Berechnung des maximalen Durchstanzwiderstands der Normalspannungsanteil der Spannglieder unberücksichtigt bleiben sollte.

Ein überwiegender Anteil der übrigen Versuche zeichnet sich durch kurze durchstanzbewehrte Bereiche aus, wodurch rechnerisch ein Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs maßgebend wird. Darüber hinaus ist die Spanngliederführung in den Versuchen von Fortunato und Carvalho im Bereich des kritischen Rundschnitts nach DIN 1045-1 nahezu horizontal, wodurch nur geringe Vertikalanteile in Ansatz gebracht werden. Die in den Versuchen vorgesehene Durchstanzbewehrungsmenge ist teilweise erheblich geringer als nach der bauaufsichtlichen Zulassung für Doppelkopfanker oder Dübelleisten erforderlich. In Kombination mit den geringen Vertikalanteilen ergibt sich für diese Versuche rechnerisch ein Stahlversagen mit sehr hohen Sicherheiten.

Wertet man die Versuche nach DIN 1045-1 aus (Bild 6-9), ergeben sich hohe Werte für das Verhältnis $(V_{Test} - V_p)/(V_c + V_{cp})$ aus wirksamer Bruchlast und Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung unter Berücksichtigung des Normalspannungsanteils. Der Zielwert für die maximale Durchstanztragfähigkeit von 1,9 (Dübelleisten und Doppelkopfanker) und 1,5 (Bügel) wird von nahezu allen Versuchen erreicht. Hiernach wäre eine Addition aller Traganteile infolge Vorspannung zulässig. Wie die numerischen Simulationen gezeigt haben, können ausmittig angeordnete Spannglieder, die keinen Vertikalanteil aufweisen, eine Traglaststeigerung bewirken. Dieser Anteil wird in den Bemessungsgleichungen nach DIN 1045-1 jedoch nicht berücksichtigt. Nach Auffassung der Autoren sind die hohen ermittelten Verhältniswerte deshalb kritisch zu beurteilen, da in den Versuchen eine traglaststeigernde Wirkung der Vorspannung wirksam war, die beim Vergleich mit der Bemessungsnorm nicht berücksichtigt werden kann.

Es wird daher auf Grundlage der eigenen Versuchsergebnisse empfohlen für die maximale Durchstanztragfähigkeit auf den Ansatz der Normalspannung zu verzichten. Der Nachweis außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs darf analog zum Nachweis ohne Durchstanzbewehrung unter Berücksichtigung des Übergangs zur Querkrafttragfähigkeit erfolgen, wobei sowohl der im Nachweisschnitt wirksame Vertikalanteil als auch der Normalspannungsanteil angesetzt werden darf. Für den Nachweis innerhalb der Durchstanzbewehrung ist mit den vorhandenen Versuchen derzeit keine abschließende Bewertung möglich.

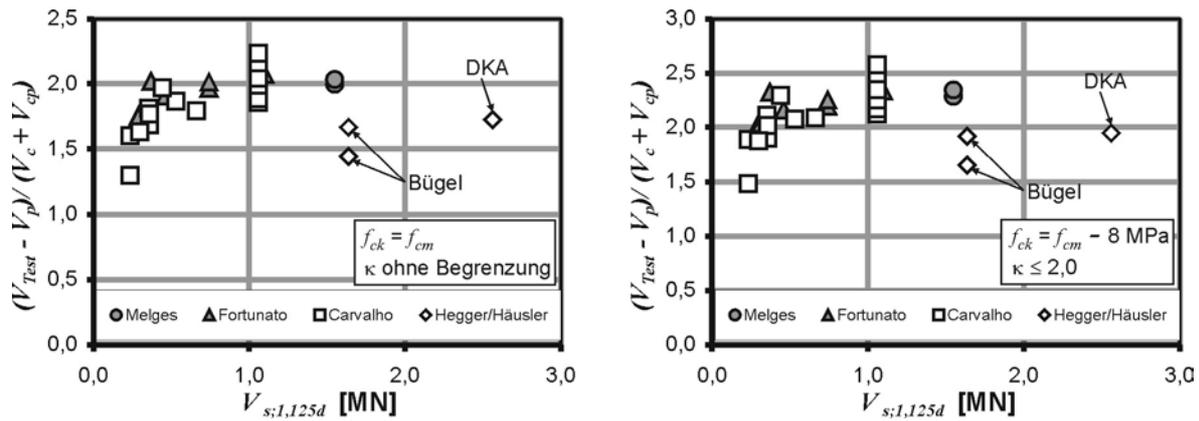


Bild 6-9: Auswertung der Versuche mit Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit des Traganteils der Durchstanzbewehrung in einem Bereich von $1,125d$ vom Stützenrand

7 Schlussfolgerungen

In diesem Bericht wurde der Einfluss des Vertikalanteils von Spanngliedern auf den Durchstanzwiderstand durch numerische Simulationen und durch die Auswertung von Versuchen aus der Literatur untersucht.

Hierzu wurde zunächst eine Datenbank mit Versuchen an vorgespannten Platten im Bereich von Innenstützen aus der Literatur zusammengestellt. Einige dieser Versuche wurden daraufhin mit dem nicht linearen Finite-Elemente-Programm LIMFES nachgerechnet, um die Leistungsfähigkeit des Programms bei der Berechnung vorgespannter Platten zu bestätigen.

Da die Ergebnisse der Versuche mit ausreichender Genauigkeit simuliert werden konnten, wurden zwei Parameterstudien zum Einfluss des Vertikalanteils der Vorspannung durchgeführt. Im ersten Teil der Parameterstudie wurde der Spanngliedverlauf in Spanngliedlängsrichtung variiert. Hierzu wurde eine parabelförmige Spanngliedführung gewählt und der Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand verändert. Dabei zeigte sich, dass sich die Traglast mit zunehmendem Abstand des Wendepunktes vom Stützenrand reduziert. Die beobachtete Traglastreduktion konnte dabei nicht durch den Vertikalanteil des in Richtung der Stütze ansteigenden Spanngliedes erklärt werden. Nach weiteren Berechnungen mit unterschiedlichen Spanngliedführungen nimmt der Traglastzuwachs proportional zur aufgetragenen Plattenkrümmung am Stützenrand infolge Vorspannung zu.

Im zweiten Teil der Parameterstudie wurden die Spannglieder seitlich neben der Stütze in unterschiedlichen Abständen angeordnet. Wie zu erwarten war, reduzierte sich in den numerischen Simulationen mit zunehmendem Abstand der Spannglieder vom Stützenrand die Durchstanztragfähigkeit der Platte. Allerdings kam es nicht zu einem sprunghaften Abfall sondern zu einer gleichmäßigen Reduktion der Tragfähigkeit mit zunehmendem Abstand vom Stützenrand. Auch in dieser Parameterstudie konnte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit von der aufgetragenen Plattenkrümmung infolge Vorspannung abhängig war. Allerdings ergibt sich hierfür ein

parabolischer Zusammenhang, der auf das Vorhandensein zusätzlicher Tragmechanismen hindeutet.

Zur Überprüfung der aus den numerischen Simulationen gewonnenen Erkenntnisse wurden die Versuche der Datenbank nach DIN 1045-1 ausgewertet. Danach ergab sich für annähernd alle Versuche unabhängig von der Spanngliedführung ein ausreichendes Sicherheitsniveau. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass aufgrund fehlender Angaben in der Literatur teilweise Annahmen getroffen werden mussten, um eine Auswertung durchführen zu können. Zur Beurteilung des Einflusses von neben der Stütze ausgelagerten Spanngliedern wurden zusätzlich zwei Versuchsserien verglichen, die explizit diesen Einfluss untersuchten. Nach diesen Versuchen führt die Auslagerung von Spanngliedern zu einer Reduzierung des Sicherheitsniveaus, wenn unabhängig von der Lage alle Spannglieder in der Berechnung berücksichtigt werden.

Zur Beurteilung der Durchstanztragfähigkeit von Platten mit Vorspannung und Durchstanzbewehrung erscheinen ausschließlich die eigenen Versuche zur Ermittlung des maximalen Durchstanzwiderstands geeignet. Die Versuche bestätigen die Empfehlung in Heft 525 des DAfStb, wonach die Normalspannung infolge Vorspannung beim Nachweis des maximalen Durchstanzwiderstandes unberücksichtigt bleiben sollte.

Obwohl die Ermittlung des Vertikalanteils nach DIN 1045-1 in einem Abstand von $1,5d$ vom Stützenrand die mechanische Wirkung der Vorspannung nur in Ausnahmefällen (abhängig von der Spanngliedführung) richtig beschreibt, besteht aufgrund der durchgeführten Untersuchungen keine Notwendigkeit dieses in der Praxis etablierte Verfahren zu ändern. Sowohl nach den Ergebnissen der numerischen Simulationen als auch nach Auswertung der Datenbank wird der Traglastzuwachs infolge Vorspannung von der aus Vorspannung aufgebrauchten Plattenkrümmung gesteuert. Die Berücksichtigung dieses Zusammenhangs in der Bemessungspraxis ist allerdings erheblich aufwändiger als die Ermittlung eines Vertikalanteils aus der Spanngliedneigung.

Literatur

- [1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, First Printing, January 2008, 465 pp.
- [2] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung. Ausgabe Juli 1988.
- [3] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1988.
- [4] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
- [5] Eurocode 2: Design of concrete structures part 1: General rules and rules for buildings prEN 1992-1-1 (draft for stage 49, July 2002)
- [6] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau; Berlin: Beuth 2005.
- [7] Kerkeni, N.: Handbuch zum FE-Programm LIMFES. Aachen 2002
- [8] Leonhardt, F.: Vorlesung über Massivbau, Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, 1986.
- [9] Fastabend, M.: Zur Frage der Spanngliedführung bei Vorspannung ohne Verbund. Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 1, 1999
- [10] DIN EN 1990: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin: Beuth 2002.
- [11] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Berlin: Beuth 2001.
- [12] Hegger, J.; Ricker, M.; Häusler, F.: Hintergrundbericht – Durchstanzen nach Eurocode 2. Institutsbericht 173/2006, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2007
- [13] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525, 2003
- [14] Morgen, K.; Nölting, D.; Wollrab, E.: Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund nach DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 11, 2004
- [15] Wicke, M.: Spannglieder ohne Verbund im Hochbau – Bemessung und Ausführung leicht gemacht. Expertenforum Beton 2005
- [16] Zilch, K.; Hammelehle, G.: Beurteilung des rechnerischen Ansatzes des vertikalen Anteils der Vorspannung beim Durchstanznachweis von vorgespannten Flachdecken auf Grundlage des Eurocode 2 prEN 1992-1-1 (July 2002, stage 49). Abschlussbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben P 32-5-7.227-1067/03, TU München, 2003
- [17] Silva, R.; Regan, P.; Melo, G.: Punching of Post-Tensioned Slabs – Tests and Codes. ACI Structural Journal March-April 2007, p. 123-132.
- [18] Ramos, A.; Lucio, V.: Safety on Punching of Prestressed Flat Slabs. Proceedings of the 2nd International fib Congress. Neapel 2006
- [19] Hassanzadeh, G.: Betongplattor pa pelare Dimensioneringsmetoder för plattor med icke vidhäftande spännarmering. TRITA-BKN, Bulletin 43, KTH Stockholm, 1998

- [20] Melges, J. L. P. : Análise Experimental da Puncao em Lajes de Concreto Armado e Protendido. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de Sao Carlos, 2001.
- [21] Silva, R. J. C.: Puncao em Lajes Cogumelo Protendida. PhD thesis, Department of Civil Environmental Engineering, University of Brasilia, 2004
- [22] Corrêa, G. S.: Puncionamento em Lajes Cogumelo Protendidas com Cabos Nao Aderentes. MSc dissertation, Department of Civil Environmental Engineering, University of Brasilia, 2001
- [23] Kordina, K.; Nölting, D.: Versuche zum Durchstanzen ohne Verbund vorgespannter Flachdecken. Lehrstuhl für Massivbau, TU Braunschweig, 1984
- [24] Shehata, I. A.: Punching of Prestressed and Non-Prestressed Reinforced Concrete Flat Slabs. MPhil thesis, Polytechnic of Central London, 1982
- [25] CEB – FIP: Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts. SETO, May 1998.
- [26] Zorn, A.: Durchstanzen von verbundlos vorgespannten Flachdecken. 45. Forschungskolloquium des DAfStb in Wien, 2005
- [27] Sundquist, H.: Punching Research at the Royal Institute of Technology (KTH) in Stockholm. ACI Special Publication 232, 2005.
- [28] Fortunato, P. A. G.: Puncao em Lajes Cogumelo Protendidas com Armatura de cisalhamento. Dissertacao de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, UFG, Goiania, 2005.
- [29] Carvalho, A. L.: Puncao em Lajes Cogumelo de Concreto Protendido com Cabos Nao-Aderentes e Armadura de Cisalhamento. Tese de Doutorado, Universidade de Brasilia, 2005.
- [30] Hegger, J.; Häusler, F.: Einfluss von Hüllrohren auf den maximalen Durchstanzwiderstand. Institutsbericht 196/2007, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2008.
- [31] Schustereder, C.; Zorn, A.; Feix, J.: Versuche zur Grenztragfähigkeit beim Durchstanzen. Innsbrucker Bautage, 2008.
- [32] Bazant, Z.; Caner, F.; Carol, I.; Adley, M.; Akers, S.: Microplane Model M4 for concrete, 2: Algorithm and calibration. Journal of Engineering Mechanics, 2000.
- [33] Deutscher Beton- und Bautechnikverein E.V.: Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1, Band 2: Ingenieurbau. Ernst & Sohn, 2006.
- [34] Kinnunen, S.; Nylander, H.: Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement. Transactions of the Royal Institute of Technology Stockholm, Nr. 158 Civil Engineering 3, 1960.
- [35] Broms, C. E.: Concrete flat slabs and footings – Design method for punching and detailing for ductility. Dissertation, Royal Institute of Technology Stockholm, 2005.
- [36] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten. K. Kordina und D. Nölting, Heft 371, 1986.