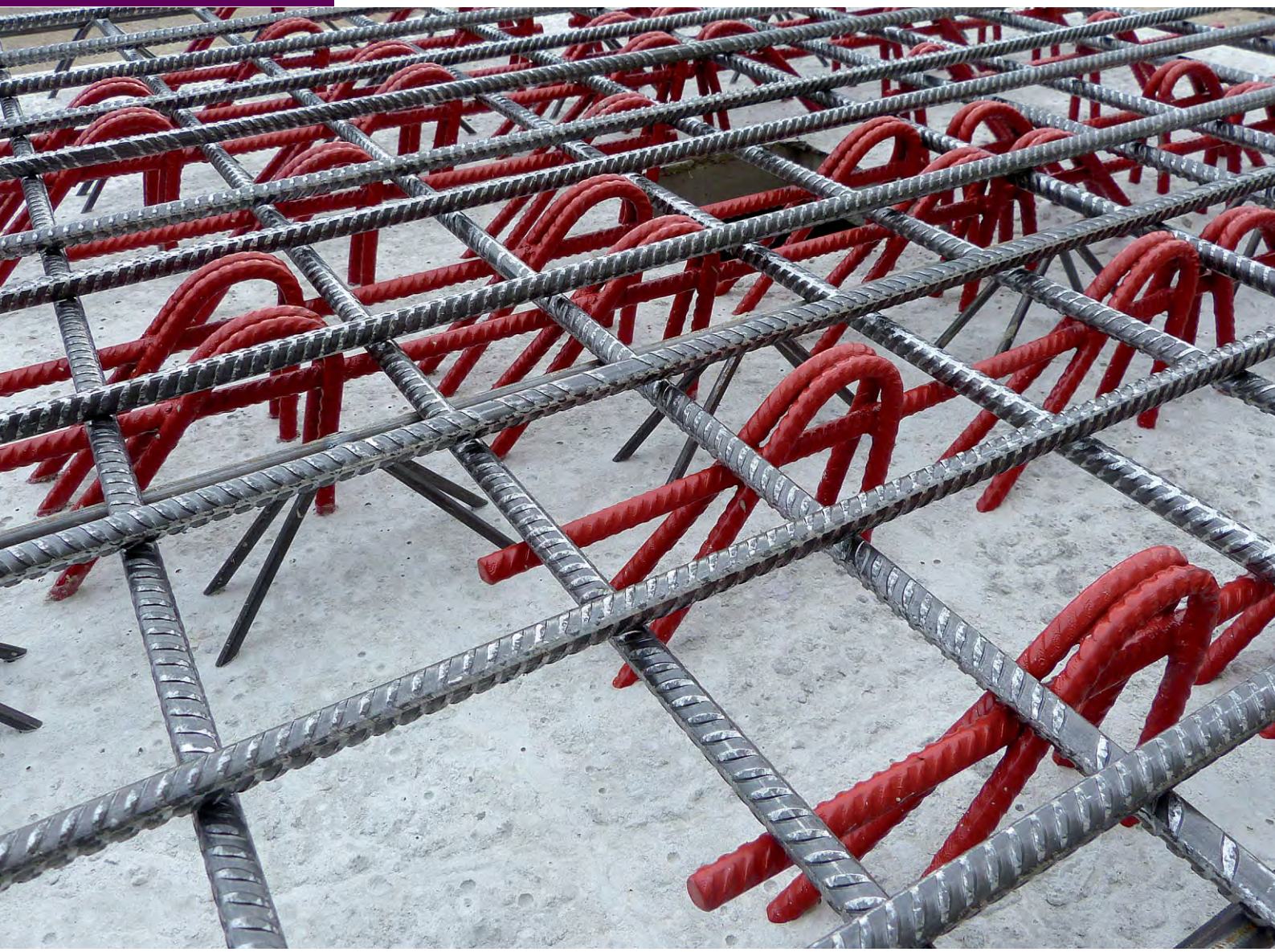
2015

Sonderdruck
ISSN 0005-9900
A 1740

Beton- und Stahlbetonbau

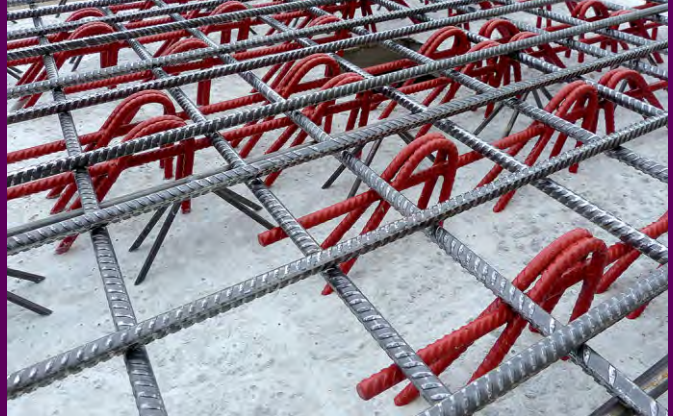


Elementdecken mit Gitterträgern

- Flachdecken in Elementbauweise nach Eurocode 2
- Durchstanzbewehrung für Elementdecken
- Durchbiegung von Flachdecken
- Momentenumlagerung
- Montagestützweite

Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern

Ernst & Sohn
A Wiley Brand



Inhalt

Elementdecken mit Gitterträgern 2015

Zum Titelbild Elementdecken mit Gitterträgern werden seit Jahren auch als Flachdecken ausgeführt. Der Beitrag auf Seite 5 enthält Hinweise zur Anwendung nach Eurocode 2. Als Durchstanzbewehrung werden unterschiedliche Systeme eingesetzt. Das Titelbild zeigt eine Fertigteilplatte mit Gitterträgern und spezieller Durchstanzbewehrung. Die gezeigte Filigran-Durchstanzbewehrung mit optimierter Geometrie sichert nicht nur die Verbundfuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbeton, sondern erhöht den Durchstanzwiderstand der Flachdecke auf mehr als das Doppelte (s. Beitrag auf Seite 15).

Gerhard Schulze
4 **Editorial: Verbundkonstruktionen**

FACHTHEMEN

Johannes Furche, Ulrich Bauermeister
5 **Flachdecken in Elementbauweise**
Hinweise zur Anwendung nach Eurocode 2
aus Beton- und Stahlbetonbau, 109 (2014), Heft 11

Carsten Siburg, Josef Hegger, Johannes Furche, Ulrich Bauermeister
15 **Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2**
aus Beton- und Stahlbetonbau, 109 (2014), Heft 3

Manfred Curbach, Anett Brückner
27 **Einfluss der Elementfugen auf die Durchbiegung von Flachdecken**
aus Beton- und Stahlbetonbau, 101 (2006), Heft 3

Rüdiger Beutel, Johannes Furche, Josef Hegger, Frank Häusler
33 **Zur Momentenumlagerung in Elementdecken mit Gitterträgern**
aus Beton- und Stahlbetonbau, 101 (2006), Heft 12

Guido Bertram, Josef Hegger, Johannes Furche, Ulrich Bauermeister
41 **Zulässige Montagestützweiten von Elementdecken mit verstärkten Gitterträgern**
aus Beton- und Stahlbetonbau, 106 (2011), Heft 8

BRANCHENFORUM

52 **Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e.V. (BmG)**
Entwicklung der Fachvereinigung

ISSN 0005-9900 (print)
ISSN 1437-1006 (online)

Peer-reviewed journal
Beton- und Stahlbetonbau ist ab dem Jahrgang 2007 bei Thomson Reuters ISI Web of Science akkreditiert.

Impact Factor 2013: 0,354

Wiley Online Library

www.wileyonlinelibrary.com, die Plattform für das Beton- und Stahlbetonbau Online-Abonnement

Verbundkonstruktionen

GERHARD SCHULZE

Die Elementbauweise mit Gitterträgern vereint als Verbundkonstruktion die Vorteile einer wirtschaftlichen und qualitativ hochwertigen Vorfertigung mit der Flexibilität und den statischen Vorteilen der Ortbetonbauweise. Starke Verbreitung findet diese Verbundbauweise in Mitteleuropa und insbesondere in Deutschland. Elementdecken und -wände mit Gitterträgern werden jedoch auch in anderen Regionen der Welt zunehmend eingesetzt. Bei der Einführung der Bauweise in neue Märkte sind Planer und Anwender von den Möglichkeiten der Anwendung zu überzeugen, Normen mit Bemessungs- und Anwendungsregeln sind zu erarbeiten.

Im Vergleich hierzu wird der Vorteil einer mehr als 50 Jahre langen Erfahrung in Deutschland deutlich. Anerkannte Bemessungs- und Anwendungsregeln gewährleisten eine hohe Akzeptanz dieser Bauweise. Darüber hinaus bildet der hohe Wissensstand die Grundlage für Weiterentwicklungen. Während in anderen Regionen vorwiegend einachsig gespannte Elementdecken eingesetzt werden, werden hier bereits seit Jahrzehnten auch zweiachsig gespannten Decken ausgeführt. Zum Tragverhalten liegen Untersuchungen auch bei Einsatz in punktförmig gestützten Flachdecken vor. Die Entwicklung systemkonformer Durchstanzbewehrung ist hierbei Grundlage einer erfolgreichen Anwendung. Der vorliegende Sonderdruck stellt hierzu Fachinformationen, welche in der Zeitschrift Beton- und Stahlbetonbau zur Elementbauweise erschienen sind, zusammen.

Die Weiterentwicklung der Elementbauweise mit Gitterträgern dient allen Beteiligten der Branche. Hier gilt es, zukünftige Entwicklungen mitzugestalten. Engagierte Fertigteilproduzenten sind bereits seit vielen Jahren aktiv. Aus einem Arbeitskreis entwickelte sich vor 20 Jahren die Fachgruppe Betonbauteile mit Gitterträgern innerhalb des Bundesverbandes der Beton- und Fertigteilindustrie. Vor 10 Jahren entstand daraus die eigenständige Fachvereinigung „Betonbauteile mit Gitterträgern e.V. (BmG)“. Hier konnten die Interessen von Fertigteilherstellern und anderen Branchenvertretern gebündelt werden. Eine gute Verbundkonstruktion!

Gerhard Schulze
Vorsitzender der Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e.V. (BmG)

© Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

DOI: 10.1002/best.201400072

Johannes Furche, Ulrich Bauermeister

Flachdecken in Elementbauweise mit Gitterträgern

Hinweise zur Anwendung nach Eurocode 2

Herrn Professor Dr.-Ing. Josef Hegger zu seinem 60. Geburtstag gewidmet

Flachdecken werden wirtschaftlich aus vorgefertigten Stahlbetonplatten und einer aufbetonierten Ortbetonschicht hergestellt. Das Tragverhalten dieser Elementdecken mit Gitterträgern ist ähnlich dem von Ortbetondecken. Bei der Bemessung und Konstruktion von Elementdecken sind jedoch einige Besonderheiten zu beachten. Der Eurocode 2 mit zugehörigem nationalem Anhang [1] enthält Regelungen hierzu. Als Durchstanz- und Verbundbewehrung kommen jedoch Bewehrungssysteme zur Anwendung, welche auf der Grundlage von nationalen oder europäischen Zulassungen bemessen werden. Die erforderlichen Nachweise im Durchstanzbereich von Flachdecken werden für unterschiedliche Systeme zusammengestellt und erläutert.

Flat Slabs built as Semi-Precast Slabs with Lattice Girders Advice to application according to Eurocode 2

Flat slabs are economically made of precast slabs with insitu topping. The load bearing behaviour of these semi-precast slabs with lattice girders is similar to in situ concrete slabs. Eurocode 2 together with the German annex [1] gives advice for that. The used punching shear reinforcement and composite reinforcement have to be designed according to national or European technical approvals. The necessary proofs in case of flat slabs are consolidated and explained.

1 Einleitung

Elementdecken bestehen aus etwa 5 cm bis 7 cm starken vorgefertigten Stahlbetonplatten, welche vor Ort mit einer Aufbetonschicht zur fertigen Decke ergänzt werden. Die im Werk vorgefertigten Platten sind für die Transport- und Montagezustände mit im Allgemeinen durchgehenden Gitterträgern bewehrt. Diese wirken im Endzustand der Decke auch als Teil der Biegezugbewehrung und Querkraftbewehrung und sichern die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge zwischen Fertigteil und Aufbetonschicht. Diese Elementdecken werden seit fast 50 Jahren auch als zweiachsig gespannte Stahlbetondecken eingesetzt. Dabei werden im üblichen Fall die Längsbewehrung der Haupttragrichtung sowie die Durchstanzbewehrung in die Fertigteilplatte eingebaut (Bild 1). Die zur Längsbewehrung quer verlaufende Biegezugbewehrung wird auf der Fertigteilplatte verlegt. Dieses entspricht auch der Regelausführung bei Flachdecken.

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) ermöglicht eine einfache Schnittgrößenermittlung von Platten über unregelmäßigen Grundrissen. Im Wohn- und Geschossbau werden zunehmend Wände als Linienauflager mit Wandenden und Einzelstützen als Auflager kombiniert. Auch für diese teilweise punktförmig gestützten Decken gelten folgende Ausführungen.

Die Bemessung von Flachdecken lässt sich getrennt durchführen für Biegung und für Querkraft im Bereich der punktförmigen Unterstützungen. Die letztgenannten Durchstanznachweise werden in Abschn. 3 beschrieben. Zur Schnittgrößenermittlung, Biegebemessung und Konstruktion von Flachdecken in Elementbauweise werden ergänzend Hinweise in Abschn. 2 gegeben. Alle Verweise auf den Eurocode 2 beziehen sich in diesem Beitrag immer auf die Norm in Verbindung mit dem nationalen Anhang für Deutschland [1].

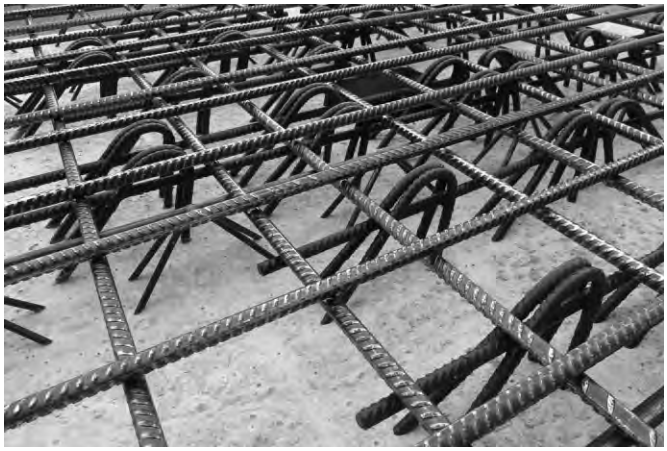


Bild 1 Fertigteilplatte mit Gitterträgern und Durchstanzbewehrung
Precast slab with lattice girders and punching shear reinforcement

2 Zweiachsig gespannte Elementdecken

2.1 Tragverhalten

Das Tragverhalten von Elementdecken als Verbundbauteil entspricht prinzipiell dem reiner Ortbetondecken. Bei nachgewiesener Schubkraftübertragung in der Fuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbetonschicht bleiben als Besonderheit der Elementdecke eine geänderte Höhenlage der Biegezugbewehrung und ggfs. Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten.

© Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

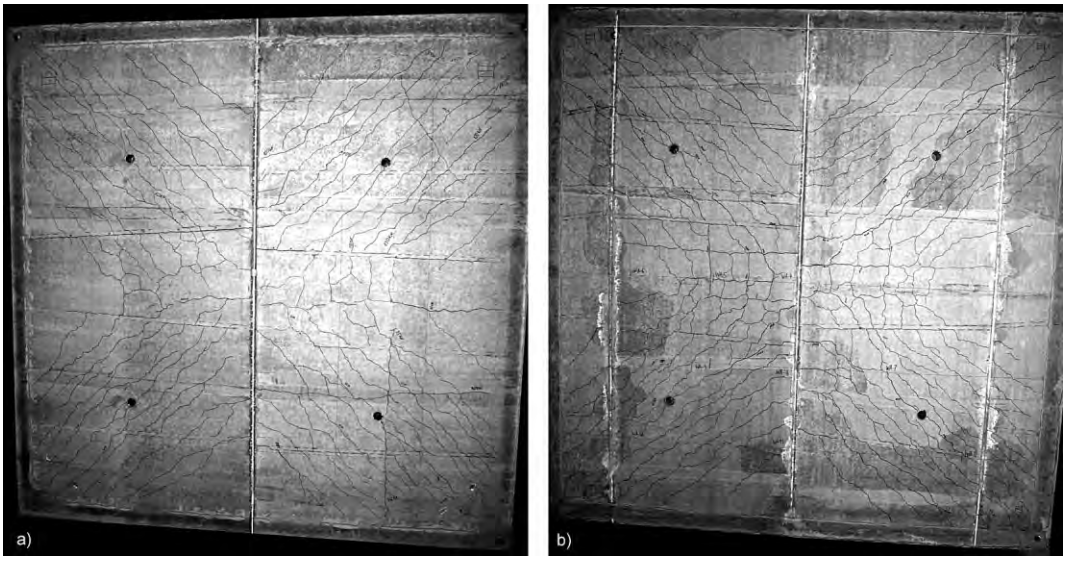


Bild 2 Rissbilder der Unterseite von zweiachsig gespannten Elementdecken [3]
a) Stoßfugen außerhalb des Drillbereichs; b) Stoßfugen im Drillbereich
Crack pattern of the lower side of two way span semi precast slabs [3]
a) Butted joints outside the drill area; b) Butted joints inside the drill area

Ein Einfluss der offenen Stoßfugen an der Deckenunterseite auf das Tragverhalten der Decke im Bruchzustand ist dann gegeben, wenn Druckkräfte senkrecht zur Fuge wirken. Daher sind im Durchstanzbereich und im Bereich negativer Momente Stoßfugen zu vermeiden oder auszubetonieren. Werden Druckkraftkomponenten an der Plattenunterseite senkrecht zur Fuge ausschließlich infolge schiefer Hauptdruckspannungen (Drillmomente) erzeugt, ist der Einfluss der Stoßfugen auf das Gesamttragverhalten der Platte untergeordnet. Dieses belegen Bauteilversuche von SCHIESSL [2], in denen Elementfugen auch im Drillbereich angeordnet waren. Danach wird die lokale Drillsteifigkeit durch die Stoßfugen zwar begrenzt reduziert, aber das Tragverhalten der Gesamtplatte praktisch nicht beeinflusst.

Ähnliche Bauteilversuche wie von SCHIESSL [2] an quadratischen Elementdecken durchgeführt wurden, führte 2012 auch GRÖNING [3] durch. Er testete drei allseitig gelenkig aufgelagerte Platten mit einer Spannweite von 4 m. Die Platten unterschieden sich in der Anordnung der Elementfugen und der Anordnung einer oberen Drillbewehrung in den Plattenecken. In den zwei Platten mit Stoßfugen im Drillbereich waren in einem Abstand von ca. 10 cm zu den Stoßfugen Gitterträger angeordnet. Es zeigte sich ein duktiles Tragverhalten der zweiachsig gespannten Fertigteilplatten mit Ortbetonergänzung auch dann, wenn sich vertikale Fugen im Drillbereich der Platte befinden. Der zweiachsige Lastabtrag ist durch die Rissbilder (Bild 2) bestätigt worden. Diagonale Risse auf der Plattenunterseite verlaufen nahezu ungestört über die Elementfuge auch im Eckbereich hinweg (Bild 2b). Das Gesamttragverhalten der Platte wird nur geringfügig von den vertikalen Elementfugen im Drillbereich beeinflusst, wenn zusätzlich Gitterträger im Randbereich eingebaut werden.

Eine obere Eckbewehrung (Drillbewehrung) steigert nach [3] die Tragfähigkeit der Platte nur um ca. 6 %, was den geringen Einfluss dieser Bewehrung auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten bestätigt. Es stellt sich nach GRÖNING [3] mit zunehmender Plattendurchbiegung im gerissenen Zustand ein Membranzustand ein, der die obere Drillbewehrung stark entlastet und somit deren Wirksamkeit begrenzt. Zur Begrenzung der Rissbreiten im Gebrauchszustand und wegen nicht ausreichender Absicherung des Membranmodells wird der Einbau der Drillbewehrung in [4] dennoch gefordert.

Nach Eurocode 2, 10.9.3 (NA15) [1] darf die günstige Wirkung der Drillsteifigkeit bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden, wenn sich innerhalb des Drillbereichs von 0,3l ab der Ecke keine Stoßfuge der Fertigteilplatte befindet oder wenn die Fuge durch eine Verbundbewehrung im Abstand von höchstens 100 mm vom Fugenrand gesichert wird (Bild 3). In Elementdecken werden als Verbundbewehrung Gitterträger angeordnet. Bei unregelmäßigen Grundrissen kann die Lage von „Drillbereichen“, d. h. Plattenbereiche mit Druckspannungskomponenten senkrecht zur Stoßfuge, nicht immer einfach zugeordnet werden. In solchen Decken empfiehlt sich die randnahe Anordnung der Gitterträger in allen Fertigteilplatten.

Die Anforderung in Eurocode 2 [1], wonach die Aufnahme der Drillmomente nachzuweisen ist, erfolgt in üblichen Bemessungsprogrammen durch den Nachweis der erforderlichen Biegebewehrung in diesen Bereichen. Die verringerte statische Höhe der in der Ortbetonschicht unten liegenden Bewehrung ist dabei zu berücksichtigen. Die lineare Erhöhung der Bewehrungsquerschnitte im Verhältnis der kompletten statischen Höhe zur statischen Höhe in der Ortbetonschicht ist im Allgemeinen ausreichend genau.

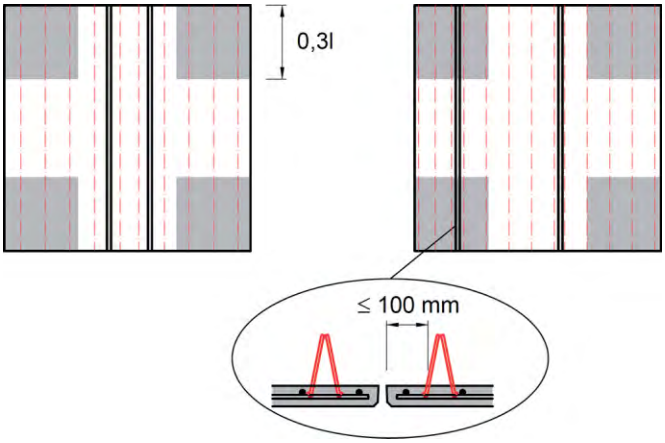


Bild 3 Gitterträger neben Stoßfugen im Drillbereich
Lattice girders nearby the butted joints inside drill area

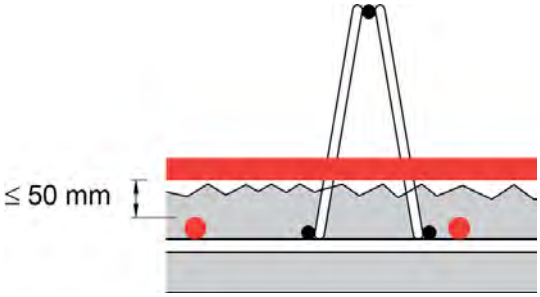


Bild 4 Maximaler Höhenabstand der Bewehrung bei Berechnung als isotrope Platte
Maximum height distance of the reinforcement to design as an isotropic slab

Über die Regelungen zur Drillsteifigkeit hinaus erlaubt der nationale Anhang [1] zum Eurocode 2 in 5.1.1 (NA.13) für die Ermittlung der Plattenschnittgrößen grundsätzlich den Ansatz gleicher Steifigkeiten in beiden Richtungen, wenn der Abstand der Längsbewehrung zur Querbewehrung in der Höhe 50 mm nicht überschreitet (Bild 4). Der in Heft 600 [5] zusätzlich genannte Maximalwert von einem Zehntel der statischen Höhe kann bei dickeren Decken genutzt werden, kommt aber bei üblichen Dicken von Elementdecken nicht zur Anwendung.

Die Schnittgrößenermittlung zum Nachweis der Tragfähigkeit von Elementdecken mit Gitterträgern kann somit grundsätzlich wie für Ortbetondecken erfolgen. Dieses gilt für linear-elastische Berechnungen ohne und mit Momentenumlagerung und somit für die bisher praxisüblichen Bemessungsverfahren. Die aktuellen Zulassungen für Gitterträger [6, 7, 8] schließen aufgrund mangelnder Erfahrung die Anwendung der Plastizitätstheorie und anderer nicht linearer Verfahren aus.

2.2 Gebrauchszustand

Der Einfluss von Fertigteilfugen und unterschiedlichen Höhenlagen der Bewehrung auf die Durchbiegung von Flachdecken wurde von CURBACH [9] anhand nicht linearer FE-Berechnungen untersucht. Danach ist ein Unterschied der Durchbiegung im Vergleich zur reinen Ortbetondecke belastungsabhängig. Im unteren Lastbereich sind die Durchbiegungen einer Elementdecke zunächst größer, der Unterschied gegenüber einer reinen Ortbetondecke verringert sich dann mit zunehmender Belastung bis zum Gebrauchslastniveau auf etwa 5 %. Dieses vergleichsweise günstige Durchbiegungsverhalten von Elementdecken begründet sich auch durch die in den Fertigteilplatten eingelegte Querbewehrung von 20 % der Längsbewehrung. Bei der in zweiachsig gespannten Platten üblichen Anordnung einer durchgehenden statisch erforderlichen Querbewehrung auf den Fertigteilplatten erhöht diese zusätzliche konstruktive Plattenbewehrung die Steifigkeit im gerissenen Zustand II.

Unter Berücksichtigung der grundsätzlichen Streuungen von gemessenen Durchbiegungen scheint der rechnerisch ermittelte Unterschied zwischen einer Elementdecke und einer reinen Ortbetondecke vernachlässigbar, eine gesonderte Durchbiegungsbemessung für Elementdecken entbehrlich. Wesentlich scheint nach Ansicht der Verfasser eher die grundsätzliche Begrenzung von Durchbiegungen der Flachdecken durch die sinnvolle Wahl der Plattendicke zu sein. Eurocode 2 [1] stellt Grundlagen zur Dimensionierung zur Verfügung. Diese gelten auch für Ausführung von Flachdecken als Elementdecken.

2.3 Konstruktive Hinweise

Unabhängig von einer Standardausführung mit durchgehender Biegezugbewehrung können Übergreifungsstöße zwischen der Bewehrung im Fertigteil und im Aufbeton erforderlich werden. In diesem Fall liegen die zu stoßenden Stäbe übereinander und dazwischen befindet sich die Verbundfuge.

Nach Eurocode 2, 10.9.3 (NA.14) sind für einen solchen Tragstoß zusätzliche Bedingungen einzuhalten:

- maximaler Durchmesser der gestoßenen Bewehrung: 14 mm
- maximaler Querschnitt der erforderlichen Stoßbewehrung: 10 cm^2/m
- Bemessungswert der einwirkenden Querkraft $V_{Ed} \leq 0{,}3\ V_{Rd,max}$
- der Stoß ist durch Bewehrung (Gitterträger) zu sichern, für die gilt:
  - maximaler Abstand: zweifache Plattendicke
  - Bewehrungsquerschnitt ist für die Kraft der zu stoßenden Stäbe ermittelt

Diese Regelung (Bild 5) geht auf einen Vorschlag von SCHIESSL [10] aus dem Jahr 1997 zurück. Dabei entsprechen Bewehrungsdurchmesser und -menge den Regelungen, welche seinerzeit für übereinanderliegende Matten-

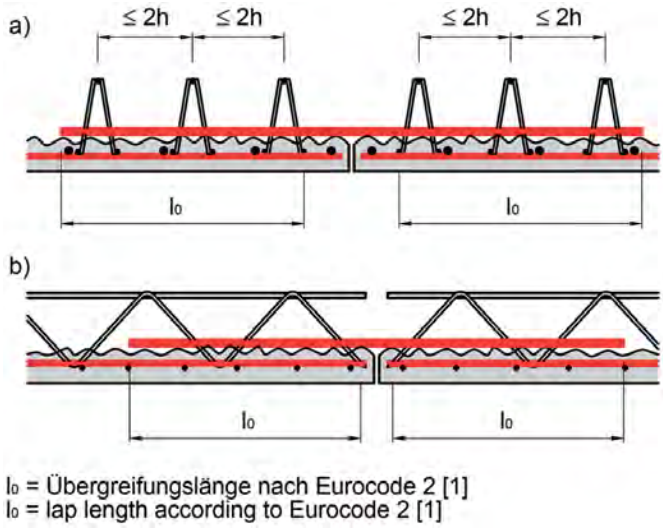


Bild 5 Mögliche Tragstoßausbildung in Elementdecken nach Eurocode 2
Possible design of a loadbearing lap length in semi precast slabs according to Eurocode 2

stöße erarbeitet wurden. Die Abstände der zu stoßenden Stäbe sind unterschiedlich und im Allgemeinen größer als der vierfache Stabdurchmesser. Aus diesem Grund hatte SCHIESSL [10] eine pauschale Vergrößerung der Verankerungslänge um 100 mm vorgeschlagen. Dieser Ansatz ist praktikabel, erübrigt sich aber, wenn die Übergreifungslänge für größere Stababstände als 4∅ nach Eurocode 2 [1], 8.7.2(3) erhöht wird.

Die Querkraftgrenze von 0,3 $V_{Rd,max}$ entspricht etwa der damaligen Anwendungsgrenze von Platten mit Querkraftbewehrung und somit der Anwendungsgrenze von Gitterträgern als alleinige Schubbewehrung. Da die Anwendungsgrenze in geltenden Zulassungen [6, 7, 8] an die aktuelle Regelung nach Eurocode 2, 9.3.2(3) auf 1/3 $V_{Rd,max}$ angepasst wurde, wird bei Ausführung eines Tragstoßes die Obergrenze demgegenüber geringfügig reduziert.

Die Sicherung des Stoßes der übereinanderliegenden Stäbe bzw. der dazwischenliegenden Verbundfuge erfolgt durch die Diagonalen der Gitterträger. Diese sind für die senkrecht zum Stoß wirkenden Zugkräfte zu bemessen, welche sich für ein Fachwerk mit Druckstrebenneigung von 45° einstellen. Aufgrund der ursprünglichen Empfehlung [10] sollen dabei nur die im Fachwerk als Zugstäbe wirkenden Diagonalen innerhalb der ausgeführten Übergreifungslänge berücksichtigt werden. Die vorhandene Verbundbewehrung darf auf die Stoßsicherung angerechnet werden.

Bild 5a zeigt einen tragenden Bewehrungsstoß quer und Bild 5b parallel zu den Gitterträgern. Für beide Ausführungen gilt innerhalb des Stoßbereichs ein maximaler Gitterträgerabstand entsprechend der zweifachen Deckenstärke von 2h. Dieser Abstand gilt auch für den maximalen Abstand von Gitterträgern [6, 7, 8] als Verbundbewehrung in zweiachsig gespannten Platten, wenn die Biegezugbewehrung in der Fertigteilplatte liegt und z. B. an den Plattenstößen entsprechend Bild 5a gestoßen wird. Liegt die Längsbewehrung der zweiten Spannrichtung wie üblich auf der Fertigteilplatte, gilt als maximaler Gitterträgerabstand 5h bzw. 75 cm. Für Gitterträger als Schubbewehrung gelten zusätzliche Regelungen [6, 7, 8].

Bild 5b zeigt eine baustellengerechte Stoßausausbildung der Längsbewehrung in der Fertigteilplatte mit einer Biegezugbewehrung im Ortbeton, die direkt von oben auf die Fertigteilplatten gelegt werden kann. Randbügel in der Fertigteilplatte sind bei dieser Konstruktion nicht erforderlich. Aus konstruktiven Gründen und aufgrund der o. g. Begrenzung der Querschnittfläche sollten tragende Bewehrungsstöße im Bereich geringer erforderlicher Biegebewehrung angeordnet werden.

3 Durchstanznachweise

3.1 Bemessungskonzept nach Eurocode 2

Kennzeichnend für das Tragverhalten von Flachdecken ist das mögliche Querkraftversagen der Platte im Bereich der Unterstützungen. Das Durchstanzen in Form eines kegelförmigen Betonausbruchs ist durch entsprechende Bemessung, Dimensionierung und Ausführung zu vermeiden. Eurocode 2 [1] fordert einen Nachweis der Spannungen bei Flachdecken im kritischen Rundschnitt in einer Entfernung der zweifachen Deckennutzhöhe d von der Stütze bzw. Lasteinleitungsfläche. Bild 6 zeigt den kritischen Rundschnitt für eine quadratische Innenstütze. Für andere Stützenquerschnitte und andere Randbedingungen enthält Eurocode 2 gesonderte Regelungen für die Schnittführung. Die einwirkende Schubspannung v_{Ed} in diesem kritischen Rundschnitt u_1 wird nach Gl. (1) ermittelt. Für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung und ohne Normalspannung gilt nach Eurocode 2 [1] für den Bemessungswiderstand $v_{Rd,c}$ die Gl. (2).

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed}/(u_1 \cdot d) \tag{1}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \tag{2}$$

Erläuterungen zu den Bezeichnungen vgl. Eurocode 2 [1].

Für Platten mit Durchstanzbewehrung gilt als Obergrenze für den Bemessungswiderstand $v_{Rd,max}$ ein Vielfaches des Querkraftwiderstands von Platten ohne Durchstanzbewehrung. Dieser Ansatz in Gl. (3) ermöglicht nach [11] die Berücksichtigung höherer Durchstanzwiderstände beim Einsatz von Durchstanzbewehrungen mit optimierter Endverankerung. Darüber hinaus wurde in [12] gezeigt, dass der Nachweis der maximalen Durchstanztragfähigkeit im Bemessungsrundschnitt in einer Entfernung von 2d von der Stütze ein gleichmäßiges Sicherheitsniveau gewährleistet. Daher wurde im nationalen Anwendungsdokument [1] dieses Nachweisformat anstelle des ursprünglich im Eurocode festgelegten Nachweises, der direkt an der Stütze zu führen ist, eingeführt.

$$v_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} \tag{3}$$

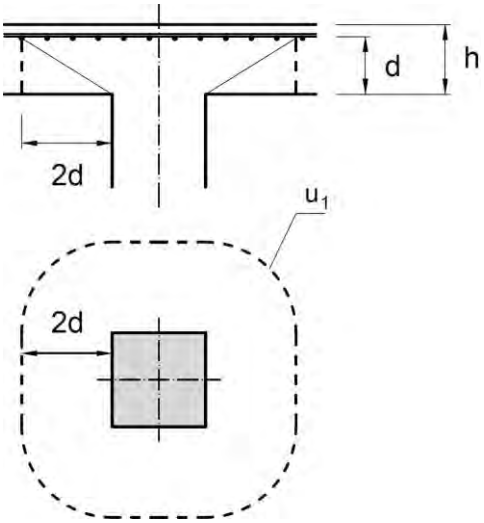


Bild 6 Kritischer Rundschnitt u_1 nach Eurocode 2
Basic control section u_1 according to Eurocode 2

Eurocode 2 [1] regelt als Durchstanzbewehrung Bügel und aufgebogene Längsstäbe. Für diese genormten Bewehrungen gilt in Gl. (3) der Erhöhungsfaktor von $\alpha_{max} = 1{,}4$. Die Festlegung dieses Werts geht maßgeblich auf eine Auswertung von 45 Versuchen mit Bügeln als Durchstanzbewehrung zurück [13].

Die Durchstanzbewehrung ist nach Eurocode 2 [1] in Bewehrungsreihen um die Stütze anzuordnen. Die erste Bewehrungsreihe liegt in einer Entfernung von 0,3d bis 0,5d von der Stütze entfernt. Die weiter entfernten Reihen haben einen maximalen Abstand von 0,75d. Nach DAfStb Heft 600 [5] sind Abweichungen von der Solllage bis ±0,2d zulässig. Entsprechend dem Bemessungswiderstand nach Gl. (4) ist in den Bewehrungsreihen nur der Querkraftanteil durch Schubbewehrung abzudecken, welcher 75 % des Betontraganteils übersteigt.

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin\alpha/(u_1 \cdot d) \quad (4)$$

$v_{Rd,cs}$ Bemessungswert der Durchstanztragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung

$f_{ywd,ef}$ wirksamer Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25d \le f_{ywd}$$

A_{sw} Querschnitt der Schubbewehrung einer Bewehrungsreihe

Im deutschen Anhang zum Eurocode 2 wurde festgelegt, dass die erforderliche Durchstanzbewehrung nach Gl. (4) in der ersten Bewehrungsreihe mit dem Faktor 2,5 und die der zweiten Reihe mit dem Faktor 1,4 erhöht werden muss. Nur die Berücksichtigung dieser Faktoren sichert nach [5] eine ausreichende Stahltragfähigkeit beim Durchstanzen, wie Auswertungen in [13] belegen.

3.2 Regelungen nach Zulassungen

3.2.1 Gitterträger als Durchstanzbewehrung

Gitterträger empfehlen sich als Durchstanzbewehrung aufgrund der steifen Verankerung der tragenden Streben infolge Verschweißung mit den Gurten. Die bekannten Systeme unterscheiden sich durch Geometrie und Konstruktion [14]. Je nach Ausführung ist die Effektivität bei der Steigerung des Durchstandwiderstands unterschiedlich.

In [15 bis 19] sind insgesamt 19 Durchstanzversuche mit unterschiedlichen Gitterträgern in Elementplatten, d. h. in Bauteilen mit horizontaler Verbundfuge zwischen zwei Betonierschichten sowie Stoßfugen zwischen vorgefertigten Platten, dokumentiert. Die Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten waren in diesen Versuchen zwischen 3,5 cm und 4 cm breit und wurden zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert. Die Verbundfuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbeton sowie die Stoßfugen waren nicht bruchauslösend und hatten somit keinen Einfluss auf den Durchstanzwiderstand der Platten. Die eingesetzte Durchstanzbewehrung wirkte auch als Verbundbewehrung.

In allen Versuchen erfolgte die Anordnung der Durchstanzbewehrung in Form kurzer linearer Elemente im Bereich der Unterstützungen parallel zueinander. Die Streben der Bewehrungselemente wurden zur Stütze hin aufsteigend angeordnet. Die parallele Anordnung gewährleistet einen einfachen Einbau in Fertigteilplatten mit durchgehenden Gitterträgern. Das Nachweisformat für Gitterträger als Durchstanzbewehrung entspricht prinzipiell dem nach Eurocode 2, jedoch weisen die verschiedenen Zulassungen Unterschiede hierzu auf.

Für Schubgitterträger nach Bild 7a gilt nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen [7, 8] auch das Nachweisformat nach Gl. (3). Der Erhöhungsfaktor ist mit $\alpha_{max} = 1{,}2$ jedoch geringer als jener für Bügel. Diese konservativ festgelegte Erhöhung begründet sich auch durch die wenigen Versuche. Zudem wurde die Obergrenze aufgrund begrenzter Stahltragfähigkeit in den Versuchen nicht hinlänglich abgeprüft.

Der Nachweis der Stahltragfähigkeit bei Einsatz der Schubgitterträger erfolgt analog den Regelungen nach Eurocode 2, jedoch mit einigen Modifikationen. Nach Zulassungen [7, 8] wird die zulässige Abweichung der anrechenbaren Stäbe von der Solllage der Bemessungsringe ±0,375d so weit gefasst, dass bei maximalem Abstand der Kreisringe von 0,75d aneinandergrenzende Kreisringflächen entstehen. Dadurch werden alle entsprechend ihrer Neigung wirksamen Streben anrechenbar. Dieser Ansatz war notwendig, da aufgrund der parallelen Anordnung der Bewehrungselemente in Kombination mit einem festen Abstand der Streben von 20 cm die engen Toleranzen wie für Bügel nicht einhaltbar waren. Andererseits zeigten im Versuch gemessene Dehnungen der Gitterträger, dass sich auch Streben außerhalb der nach Norm definierten

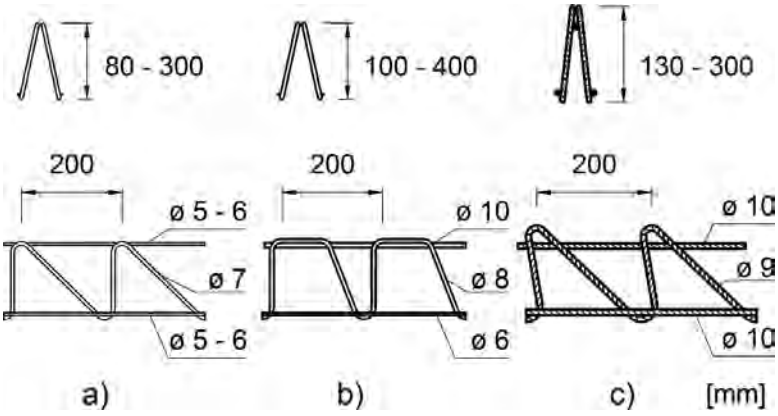


Bild 7 Unterschiedliche Gitterträger als Durchstanzbewehrung
Different lattice girders as punching shear reinforcement

Kreisringe am Lastabtrag beteiligen. Zudem ergibt sich bei einem maximalen Durchmesser von 7 mm [7, 8] eine gute Verteilung der einzelnen Bewehrungsstäbe.

Anders als nach Gl. (4) ist in den Zulassungen [7, 8] nur der Querkraftanteil durch Bewehrung abzudecken, welcher den Betontraganteil überschreitet. Anrechenbar sind allerdings auch nur die annähernd senkrechten Streben und die geneigten Streben derjenigen Bewehrungselemente, deren verlängerte Achse in der Aufsicht durch den Stützenquerschnitt verläuft. Diese geneigten Stäbe werden mit dem Faktor $1{,}3 \cdot \sin\alpha$ berücksichtigt. Die annähernd senkrechten Streben sind bei üblichen Plattendicken mit statischer Höhe unter 40 cm mit dem Abminderungsfaktor $\kappa_S = 0{,}7$ zu berücksichtigen.

Für die Anordnung der oberen Biegezugbewehrung gilt, dass nur Bewehrungsstäbe einer Richtung oberhalb der Gitterträgerobergurte liegen dürfen. Stäbe der zweiten Richtung müssen auf gleicher Höhe wie die Gurte oder darunter liegen (Bild 8a). Die Regelung gilt am Untergurt sinngemäß.

Auch für Sonderträger nach Bild 7b nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [20] gilt das Nachweisformat nach Gl. (3). Die zugelassene maximale Lasterhöhung von 50 % übertrifft jene für Bügel nach Eurocode 2. Nach Zulassung [20] sind die ersten Stäbe in einem Abstand von 0,35d bis 0,5d von der Stütze anzuordnen. Für den ersten Nachweisschnitt in einer Entfernung von 1,0d vom Stützenrand können alle Stäbe berücksichtigt werden, deren Schwerpunkt innerhalb dieses Bereichs vom Stützenrand liegt. Für die weiteren Ringe gelten bezüglich der Lage der anrechenbaren Streben die Vorgaben entsprechend Eurocode 2.

Ähnlich wie nach Gl. (4) ist in der Zulassung [20] nur der Querkraftanteil durch Bewehrung abzudecken, welcher 75 % des Betontraganteils überschreitet. Allerdings ist der Betontraganteil im Verhältnis der Rundschnittlänge in einem Abstand von 0,5d zum Umfang im Bemessungsschnitt abzumindern. Für den ersten Bemessungsschnitt in einer Entfernung von 1,0d reduziert sich der Betontraganteil z. B. für eine Rundstütze mit einem Stützendurchmesser entsprechend der statischen Höhe auf 50 %.

Anrechenbar sind nach [20] – im Gegensatz zu [7, 8] – alle Streben. Es werden auch die an der Stütze vorbeizeigenden Diagonalen mit dem Faktor $\kappa_S \cdot \sin\alpha$ berücksichtigt. Der Abminderungsbeiwert für die Stahltragfähigkeit ist in [20] jedoch mit $\kappa_S = 0{,}7 + 0{,}3\ (d\text{-}200)/150$ innerhalb der Grenzen 0,7 und 1,0 festgelegt. Diese Regelung weicht sowohl von der Festlegung in der Zulassung [7, 8] als auch vom Eurocode 2 [1] ab. Bereits bei statischen Höhen über 200 mm wird der Abminderungsfaktor größer als 0,7 und ist somit höher als nach vorgenannten Regelungen. Dadurch wird eine steifere Verankerung berücksichtigt und es resultiert daraus eine im Vergleich geringere erforderliche Menge an Durchstanzbewehrung.

Für die Anordnung der oberen Biegezugbewehrung gilt zunächst die gleiche Regelung wie für Schubgitterträger [7, 8] nach Bild 8a. Hiervon darf nach [20] abgewichen werden und die Stäbe beider Bewehrungsrichtungen auf die Obergurte gelegt werden, wenn je Bewehrungsrichtung nur eine Lage verlegt wird, der Durchmesser der Biegebewehrung 20 mm nicht überschreitet und die statische Höhe die 1,1-fache Höhe der verwendeten Durchstanzgitterträger nicht überschreitet. Die letztgenannte Bedingung lässt sich jedoch nur bei dicken Platten mit dünner Biegezugbewehrung und geringer Betonüberdeckung einhalten.

3.2.2 Filigran-Durchstanzbewehrung

Für die Filigran-Durchstanzbewehrung wurde eine europäisch technische Zulassung [21] erteilt. Aufgrund der optimierten Form der Bewehrungselemente wurden in Durchstanzversuchen höchste Durchstanzwiderstände erreicht [18]. Der Erhöhungsfaktor von $\alpha_{max} = 2{,}09$ ermöglicht mehr als eine Verdoppelung des Durchstanzwiderstands.

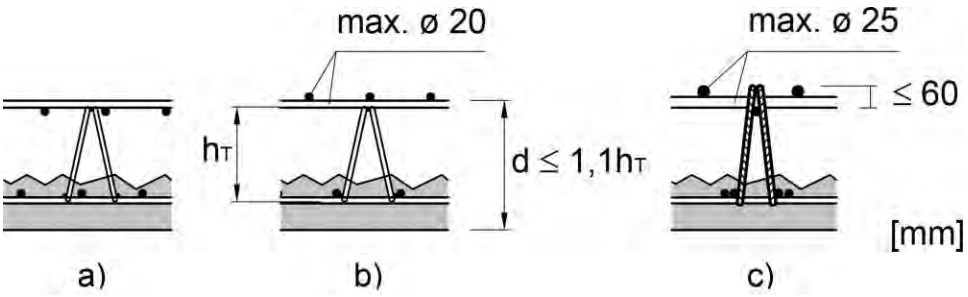


Bild 8 Anordnung der Biegezugbewehrung am Obergurt der Gitterträger
Arrangement of bending reinforcement near the upper chord of lattice girders

Nach Zulassung [21] sind die ersten Stäbe der Durchstanzbewehrung mit einem maximalen Abstand von 0,35d von der Stütze anzuordnen. Aufgrund der Versuche [18] wird empfohlen, die Bewehrungselemente direkt am Rand der Fertigteilplatte zur Stütze anzuordnen. Für den Nachweis der Stahltragfähigkeit wird zwischen dem stützennahen Bereich C bis zu einer Entfernung von 1,125d und dem daran anschließenden Bereich D unterschieden. Im Bereich C ist die komplette Belastung durch Bewehrung abzudecken, d. h. es wird kein Betontraganteil berücksichtigt. Das Nachweisformat für die Stahltragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ nach Zulassung [21] zeigt Gl. (5).

$$\beta \cdot V_{Ed} \le V_{Rd,sy} = f_{yk}/(\gamma_s \cdot \eta) \cdot \Sigma\,(A_{sy} \cdot \sin\alpha_i) \qquad (5)$$

mit $\eta = 1{,}0$ für $V_{ED}/V_{Rd,c} = 1{,}80$
$\eta = 1{,}5$ für $V_{ED}/V_{Rd,c} = 2{,}09$
Zwischenwerte dürfen interpoliert werden
A_{sy} = Querschnittsfläche eines wirksamen Stabes
α_i = Neigungswinkel des Stabes bezogen auf den horizontalen Gurt
Weitere Erläuterungen vgl. [21].

Im Bereich D wird der erforderliche Querschnitt der Gitterträgerstäbe je Kreisring nach Gl. (6) nachgewiesen.

$$0{,}5 \cdot \beta \cdot V_{Ed} \cdot (s / 0{,}75d) \le V_{Rd,sy} \qquad (6)$$

s = Kreisringbreite mit s = 0,75d

Anrechenbar sind beim Nachweis der Stahltragfähigkeit alle Stäbe, welche annähernd senkrecht stehen und die stark geneigten, wenn die verlängerte Achse der Bewehrungselemente im Grundriss durch die Stützenfläche (Lasteinleitungsfläche) verläuft.

Die obere Biegezugbewehrung darf komplett auf den Obergurten der Durchstanzbewehrung abgelegt werden (Bild 8c). Der Schlaufenüberstand über dem Obergurt muss mindestens der Gesamtdicke der auf dem Obergurt angeordneten Bewehrungslagen entsprechen. Der Mindestüberstand beträgt 20 mm, der Maximalwert 60 mm. Die obere Biegezugbewehrung darf in mehreren Lagen aufgebaut sein. Der maximale Stabdurchmesser beträgt nach [21] 25 mm. Diese Begrenzung resultiert aus den Parametern der Zulassungsversuche [18].

3.2.4 Konstruktive Hinweise

Für die Anwendung verschiedener Gitterträger als Durchstanzbewehrung gelten unterschiedliche Anwendungsbe-

Tab. 1 Anwendungsbedingungen für unterschiedliche Gitterträger als Durchstanzbewehrung im Vergleich zu Bügeln
Application rules for different lattice girders functioning as punching shear reinforcement in comparison to stirrups

System	Regelung	Erhöhungsfaktor α_{max}	Betontraganteil[1)]	Mindestplattendicke	maximale Trägerhöhe h_T	Abstand 1. Stab vom Stützenrand	Mögliche Anordnung der Biegezugbewehrung auf dem Obergurt
Schubträger	[7, 8]	1,2	1,0 $V_{Rd,c}$	200 mm	300 mm	0,3d–0,5d	Bewehrung einer Richtung
Bügel	[1]	1,4	0,75 $V_{Rd,c}$	200 mm	–	0,3d–0,5d	Bügel müssen mind. 50 % der Längsbewehrung umschließen
Durchstanzgitterträger	[20]	1,5	~ 0,5 $V_{Rd,c}$[2)]	180 mm	400 mm	0,35–0,5d	Bewehrung einer Richtung oder beider Richtungen für max ∅ 20 mm und d ≤ 1,1 h_T
Filigran-Durchstanzbewehrung	[21]	2,09	0	180 mm	320 mm	≤ 0,35d	mehrlagig in beiden Richtungen bis 60 mm Lagendicke max ∅ 25 mm

[1)] beim Nachweis der Stahltragfähigkeit
[2)] nach Übertragung auf den 1. Bemessungsschnitt bei 1d

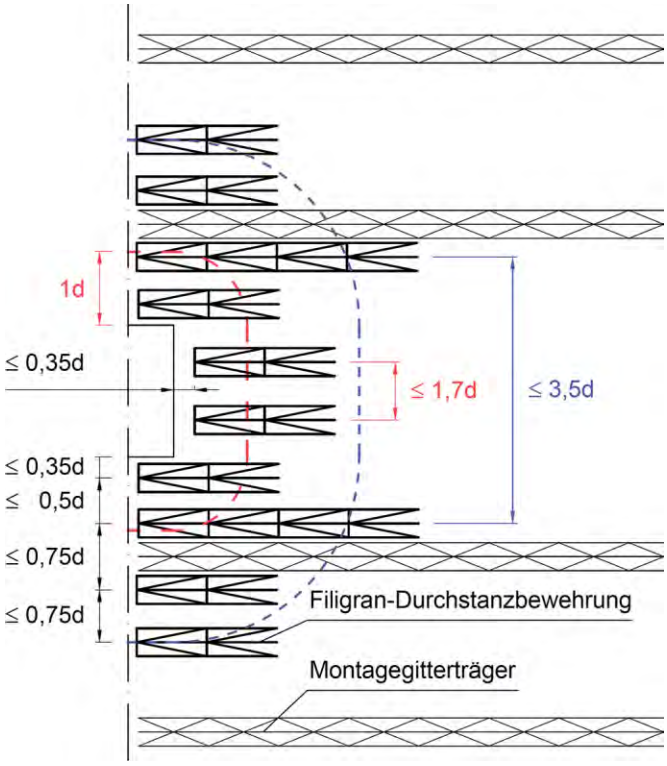


Bild 9 Anordnung von Gitterträgern und Filigran-Durchstanzbewehrung
Arrangement of lattice girders and Filigran punching shear reinforcement

dingungen. Diese begründen sich durch unterschiedliche Geometrie und Versuchsparameter sowie die jeweils geltenden Bemessungsmodelle. Tab. 1 stellt wesentliche Anwendungsbedingungen für die beschriebenen Systeme zusammen.

Maximale Abstände einzelner Stäbe werden durch die Festlegung maximaler Achsabstände der linearen Bewehrungselemente sichergestellt. Bild 9 zeigt eine Aufsicht mit durchgehenden Gitterträgern zur Gewährleistung der Montagesicherheit der Platte und die parallel dazu im Durchstanzbereich zugelegten Elemente der Filigran-Durchstanzbewehrung. Die festgelegten Maximalabstände gewährleisten bei einheitlichem Knotenabstand in Trägerlängsrichtung von 200 mm eine ausreichende Bewehrungsverteilung und eine Durchdringung möglicher Schubrisse durch Bewehrungsstäbe.

Soll im Durchstanzbereich bzw. im Bereich negativer Momente die Gesamtdeckenstärke angesetzt werden, so sind nach den Zulassungen Fugen in diesen Bereichen mindestens 40 mm breit auszuführen und zusammen mit dem Aufbeton zu füllen. In den Durchstanzversuchen kamen Betone mit Größtkorn 16 mm zum Einsatz. Bei Einsatz von Betonen mit größerem Korn sollten breitere Fugen eingeplant werden.

In den Durchstanzversuchen [15, 16, 17] wurden die Fertigteilplatten mit unterschiedlichen Abständen zur Stützenkante von 35 mm, 30 mm bzw. 20 mm angeordnet. In Versuchen mit der Filigran-Durchstanzbewehrung wurde dieser Abstand gezielt variiert. Ausgehend von einer angestrebten Lage direkt an der Stütze (Abstand 0 cm) wurde ein Toleranzbereich von +2 cm bis –1 cm abgeprüft [18]. Die Durchstanzwiderstände bei Einsatz der Filigran-Durchstanzbewehrung waren danach unabhängig vom Abstand der Fertigteilplatte von der Stütze. Zusätzliche Untersuchungen [19] bestätigten die Unempfindlichkeit der Filigran-Durchstanzbewehrung gegenüber Montageungenauigkeiten. Ein geringfügiges Eindringen der vorbetonierten Stütze von etwa 2 cm in die Decke bei gleichzeitigem Heranführen der Platten an die Stütze (Abstand null) zeigte keine Abminderung des Durchstanzwiderstands gegenüber einem Vergleichsversuch mit einem Abstand der Platte zur Stütze von 2 cm ohne Eindringen der Stütze in die Platte. Der ermittelte Erhöhungsfaktor lag mit $\alpha_{max,i}$ = 2,20 über dem Quantilwert von $\alpha_{max,5\,\%}$ = 2,09 der Versuche ohne Stützeneindringung (vgl. Bild 10).

Die europäisch technische Zulassung [21] erlaubt einen Abstand der Fertigteilplatten vom Stützenrand von 4 cm bis –1 cm, d. h. auch ein geringfügiges Auflegen der Platte auf die Stütze ist erlaubt. Für die praktische Anwendung ist ein direktes Heranführen der Platte an die Stütze sinnvoll, um auf eine zusätzliche Abschalung zu verzichten. Die Oberkante der vorbetonierten Stütze soll dabei nicht über der Deckenunterkante liegen [21].

Eurocode 2 fordert zur Vermeidung eines fortschreitenden Versagens von punktförmig gestützten Platten, einen Teil der Feldbewehrung über die Stützstreifen im Bereich von Innen- und Randstützen hinwegzuführen. Diese Regelung gilt unabhängig vom verwendeten Durchstanzsystem. Die geforderte Bewehrung muss mindestens die Querschnittsfläche nach Gl. (7) aufweisen. Diese Abreißbewehrung ist mit mindestens zwei Stäben je orthogonaler Richtung über die Lasteinleitungsfläche hinwegzuführen. Sie soll nach Heft 600 [5] nach einem lokalen Durchstanzversagen als Zugband eine Seilnetzwirkung sicher-

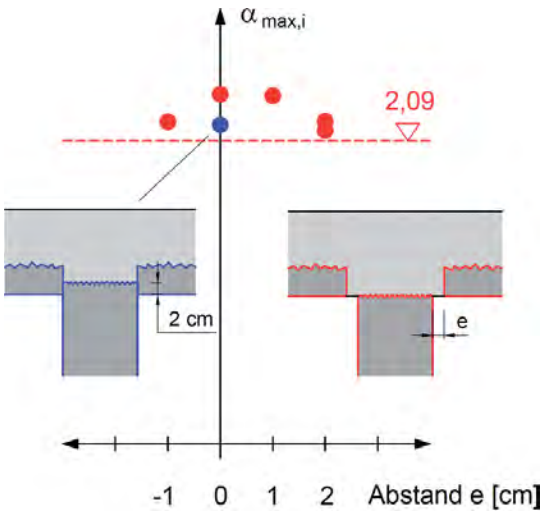


Bild 10 Erhöhungsfaktoren [18, 19] der Filigran-Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit vom Plattenabstand zur Stütze
Increase factors [18, 19] of the Filigran-Punching-Shear-Reinforcement in dependency of the distance of the precast slab to the column

stellen und ist hierzu mit der Feldbewehrung zu stoßen. In Elementdecken kann diese untere Bewehrung auf den Fertigteilplatten verlegt werden.

$$A_S = V_{Ed}/f_{yk} \quad (7)$$

A_S erforderliche Querschnittsfläche
V_{Ed} mit $\gamma_F = 1{,}0$

4 Nachweis der Verbundfuge

In Flachdecken in Elementbauweise ist grundsätzlich ein Nachweis der Schubtragfähigkeit der horizontalen Verbundfuge zwischen der vorgefertigten Platte und dem Aufbeton erforderlich. Für den Nachweis der Schubkraftübertragung gilt das Format nach Eurocode 2 bzw. nach Zulassungen (z. B. [6]).

Die Filigran-Durchstanzbewehrung (Bild 7c) darf nach [21] als Verbundbewehrung angerechnet werden. Die Oberfläche der Fertigteilplatte muss mindestens glatt sein, d. h. sie darf unbehandelt bleiben. Der erste Nachweis wird in einer Entfernung von 1,5d von der Stütze geführt [18]. Aufgrund der Durchstanzbemessung ohne Ansatz eines Betontraganteils ist näher an der Stütze ausreichend Verbundbewehrung vorhanden. Weitere Nachweise können weiter außen geführt werden, um eine Staffelung der Elemente als Verbundbewehrung zu ermöglichen. Die ermittelte Verbundbewehrung braucht nicht zusätzlich zur Durchstanzbewehrung eingebaut zu werden.

Schubgitterträger (Bild 7a) und Durchstanzgitterträger (Bild 7b) werden nach [7, 8] bzw. [20] unter Anrechnung eines Betontraganteils bemessen. Daraus resultiert eine geringere erforderliche Durchstanzbewehrung. Nach diesen Zulassungen ist die Schubkraftübertragung in Fugen jedoch für die gesamte einwirkende Schubkraft in den jeweiligen Nachweisschnitten nachzuweisen. Wie beim Nachweis der Durchstanzbewehrung liegt der erste Nachweisschnitt in einer Entfernung von 0,5d von der Stütze. Bei den Durchstanzsystemen [7, 8] mit begrenzter Lasterhöhung kann der Verbundfugennachweis im Stützenbereich bis zu einer Entfernung von 1,5d entfallen, wenn die Durchstanzbewehrung ohne Abzug des Betontraganteils bemessen wurde.

5 Zusammenfassung

Flachdecken aus Fertigteilplatten mit Gitterträgern und einer Aufbetonschicht werden sowohl im Eurocode 2 als auch in bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Der Ansatz einer Drillsteifigkeit der fertigen Stahlbetonplatte beim Nachweis der Tragfähigkeit ist bei Einhaltung bestimmter Randbedingungen wie bei monolithisch hergestellten Decken möglich. Das Durchbiegungsverhalten entspricht etwa dem von Ortbetondecken gleicher Abmessung. Im Bereich der Auflagerpunkte wirken Gitterträger als Durchstanzbewehrung und sichern zusätzlich die Übertragung der Schubkräfte in der horizontalen Verbundfuge zwischen Fertigteil und Aufbeton. Hierzu stehen unterschiedliche Systeme zur Verfügung, welche abhängig von ihrer Geometrie und Verankerungsintensität unterschiedliche Erhöhungen der Widerstände ermöglichen. Bezogen auf den Durchstanzwiderstand von Platten nach Eurocode 2 ohne Durchstanzbewehrung ergeben sich Erhöhungsfaktoren von 1,2 bis 2,09. Der höchste Wert für die Filigran-Durchstanzbewehrung gewährleistet einen Tragwiderstand der Elementdecke, welcher über dem für Ortbetondecken mit Bügeln oder anderen zugelassenen Durchstanzsystemen liegt. Die Schubkraftübertragung in der horizontalen Verbundfuge zwischen vorgefertigter Platte und dem Aufbeton wird durch die Durchstanzbewehrung selbst gesichert.

Literatur

[1] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004-AC:2010, Januar 2011, mit nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau, April 2013.

[2] Schiessl, P.: *Drillsteifigkeit von Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht*. Beton- und Stahlbetonbau 91 (1996), Heft 3, S. 62–67 und Heft 4, S. 86–89.

[3] Gröning, M.: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonfertigteilen mit Ortbetonergänzung – dreidimensionale Modellierung, numerische Simulation und experimentelle Untersuchung*. Dissertation TU Kaiserslautern, Kaiserslautern 2012.

[4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Bewehren nach Eurocode 2*. DAfStb Heft 599, Beuth Verlag, Berlin 2013.

[5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. DAfStb Heft 600, Beuth Verlag, Berlin 2012.

[6] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1-147 vom 7.5.2014 für Filigran-E-Gitterträger und Filigran-EV-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht.*

[7] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1.93 vom 1.7.2014 für Filigran-EQ-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht.*

[8] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1-38 vom 7.2.2014 für Kaiser-Omnia-Träger KTS für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht.*

[9] Curbach, M.; Brückner, A.: *Einfluss der Elementfugen auf die Durchbiegung von Flachdecken*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006) Heft 3, S. 132–137.

[10] Schiessl, P.: *Gutachterliche Stellungnahme zur Tragstoßausbildung in Teilfertigdecken. B 2202 vom 16.10.1997 für die BDB-Fachgruppe Betonbauteile mit Gitterträgern.*

[11] Hegger, J.; Häusler, F.; Ricker, M.: *Zur maximalen Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken*. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 11, S. 770–777.
[12] Hegger, J.; Walraven; J. C.; Häusler, F.: *Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2*. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 4, S. 206–215.
[13] Siburg, C.; Häusler, F.; Hegger, J.: *Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2*. Bauingenieur, Band 87, Mai 2012, S. 216–225.
[14] Hegger, J.; Häusler, F.; Siburg, C.: *Aktuelle Bewehrungstechnik (Teil 1) – Durchstanzbewehrung für Flachdecken im Vergleich*. Betonwerk+Fertigteiltechnik, Heft 8, 2008, S. 4–13.
[15] Furche, J.: *Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken*. Beton+Fertigteil-Jahrbuch, Bauverlag Wiesbaden und Berlin 1998.
[16] Eligehausen, R.; Vocke, H.; Clauss, A.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken*. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 5, S. 334–344.
[17] Häusler, F.: *Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung*. Dissertation, RWTH Aachen, 2009.
[18] Siburg, C.; Hegger, J.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2*. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 3, S. 170–180.
[19] Hegger, J.; Kueres, D.; Siburg, C.: *Versuchsbericht zu einem Durchstanzversuch (BMG01) zur Untersuchung des Abstands der Elementplatte von der Stütze*. Versuchsbericht 318/2013 vom 26.6.2013, IMB, RWTH Aachen, unveröffentlicht.
[20] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1-289 vom 27.1.2014 für Kaiser-Omnia-Träger KTP als Verbund-, Querkraft- und Durchstanzgitterträger.*
[21] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Europäisch Technische Zulassung ETA-13/0521 für Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II.* 13.6.2013.

Autoren

Dr.-Ing. Johannes Furche
j.furche@filigran.de

Dipl.-Ing. Ulrich Bauermeister
u.bauermeister@filigran.de

Filigran Trägersysteme
Zappenberg 6
31633 Leese

DOI: 10.1002/best.201300075

Carsten Siburg, Josef Hegger, Johannes Furche, Ulrich Bauermeister

Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2

Das Tragverhalten von speziellen Gitterträgern als Durchstanzbewehrung wurde in Bauteilversuchen an 18 cm bis 36 cm dicken teilvorgefertigten Stahlbetonplatten mit horizontaler Verbundfuge untersucht. Variiert wurde unter anderem auch die Anordnung der vorgefertigten Platten. Die ermittelten Durchstanzwiderstände und das beobachtete Tragverhalten bestätigen die Effektivität dieser Bewehrungselemente. Die Versuche führten zur Erteilung einer europäischen technischen Zulassung (ETA) auf der Bemessungsgrundlage von Eurocode 2.

Punching shear reinforcement for semi precast slabs according to Eurocode 2

The load bearing behaviour of special lattice girders functioning as punching shear reinforcement has been tested in full scale tests with 18 cm up to 36 cm thick semi precast slabs with horizontal composite joints. Varied was among other parameter also the arrangement of the precast plates. The determined punching shear resistance and the load bearing behaviour confirmed the effectiveness of this reinforcement. These tests had led to an European Technical Approval (ETA) based on Eurocode 2.

1 Einleitung

Elementdecken mit Gitterträgern bestehen aus etwa 5 cm bis 7 cm dicken Fertigteilplatten, die vor Ort mit einer Aufbetonschicht zur fertigen Decke ergänzt werden. Elementdecken werden seit Jahren auch als zweiachsig gespannte Flachdecken ausgeführt [1]. Zur Erhöhung der Durchstanzlasten von Elementdecken wurde bereits in [2] eine Durchstanzbewehrung aus speziellen Gitterträgern mit über den Obergurt hinausstehenden Schlaufen vorgestellt. Durchstanzversuche mit dieser Filigran-Durchstanzbewehrung (FDB I) ergaben gegenüber Platten ohne Querkraftbewehrung eine Lasterhöhung von etwa 75 % [2]. Die Nachweisformate der aktuellen nationalen Zulassung [3] basieren auf Regelungen der nationalen Bemessungsnorm DIN 1045-1.

Mit Einführung des Eurocode 2 [4] in Verbindung mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [5] war auch die Bemessung von bauaufsichtlich zugelassenen Durchstanzsystemen an das Bemessungsformat dieser Norm anzupassen. Zur Erlangung einer europäischen Zulassung (**E**uropean **T**echnical **A**pproval: **ETA**) für Gitterträger als Durchstanzbewehrung wurde vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) eine europäisch abgestimmte Beurteilungsrichtlinie (CUAP: Common Understanding of Assessment Procedure [6]) erarbeitet, auf deren Grundlage die hier vorgestellten Durchstanzversuche an der RWTH Aachen durchgeführt wurden. Die geprüfte Durchstanzbewehrung FDB II wurde gegenüber derjenigen nach [2] zur Erhöhung des Durchstanzwiderstands verbessert. Die Ergebnisse dieser Durchstanzversuche an Elementdecken und die ausgearbeiteten Anwendungsbedingungen für Flachdecken in Elementbauweise nach der europäischen Zulassung [7] werden hier vorgestellt.

2 Filigran-Durchstanzbewehrung für Flachdecken

Die **F**iligran-**D**urchstanz**b**ewehrung (**FDB** II) besteht aus speziellen Gitterträgern. Die Diagonalstreben sind in Längsrichtung der Elemente abwechselnd annähernd senkrecht bzw. leicht geneigt und deutlich geneigt angeordnet (Bild 1). Die tragenden Streben mit Nenndurchmesser 9 mm sind mittels Widerstandsschweißung mit den Gurten verbunden und dadurch schlupfarm verankert. In der Biegedruckzone reichen die Streben ca. 8 mm unter den Untergurt. Die Biegezugbewehrung kann auf den Obergurten der Gitterträger gestapelt werden. Zur Verbesserung der Verankerung werden die Diagonalstreben mit einem festzulegenden Maß über den Obergurt hinaus geführt. Der Überstand am Obergurt ist mindestens so hoch wie die Dicke der Lage der oberen Biegezugbewehrung zu wählen.

Bereits frühere Durchstanzversuche [2, 8] belegten die hohe Wirksamkeit und Traglaststeigerung gut verankerter und zur Stütze hin geneigter Durchstanzbewehrungselemente. Bei ausreichender Querkraftbewehrungsmenge verliefen die inneren Schubrisse in den damaligen Versuchen [2] ausgehend von Biegerissen zum Teil sehr steil in Richtung der Stütze und kreuzten die Durchstanzbewehrung unter einem flachen Winkel im Bereich der oberen Schlaufe. Durch eine stützennahe Anordnung der Bewehrungselemente in Kombination mit einer zusätzlichen Neigung der vormals senkrechten Strebe um 2 cm in Richtung der Stütze war ein größerer Schnittwinkel zwischen innerem Schubriss und der Durchstanzbewehrung zu erwarten, der die Schubrissbreite wirksamer begrenzt. Zur besseren Verankerung der Streben am Untergurt wurden bei der FDB II zusätzlich die Untergurtdurchmesser von 7 mm auf 10 mm erhöht und zur besseren Rissverteilung im Bauteil wurden alle Stäbe der Gitterträger gerippt ausgeführt.

© Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

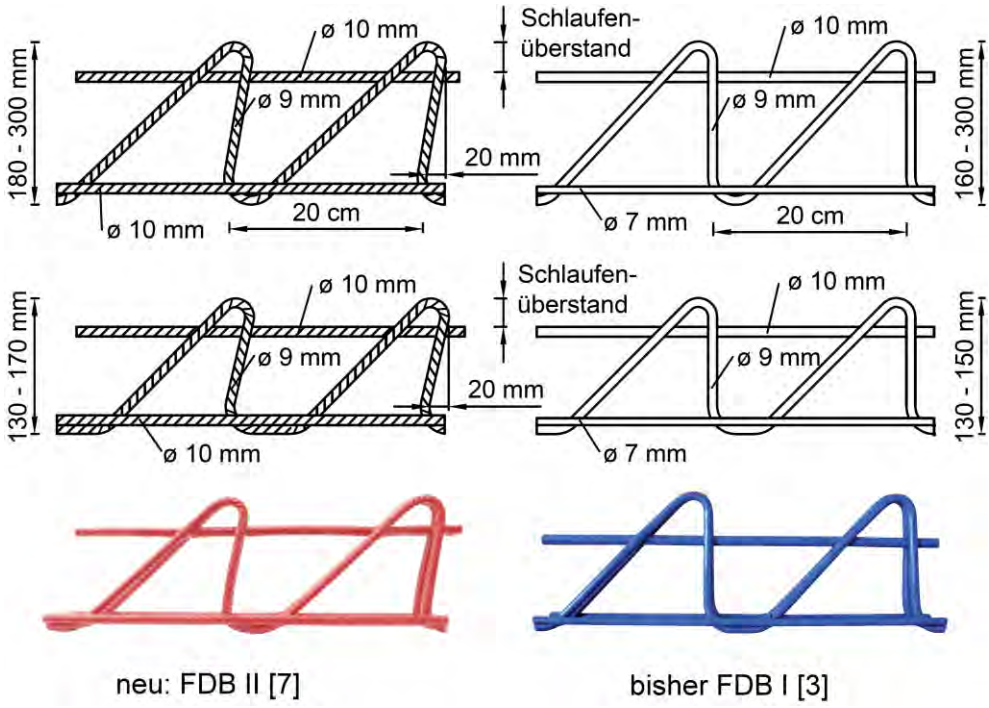


Bild 1 Filigran-Durchstanzbewehrung nach [3] und [7]
Filigran-Punching-Shear-Reinforcement according to [3] and [7]

Bild 1 zeigt die Unterschiede der hier untersuchten FDB II [7] im Vergleich mit der früheren Version FDB I [3].

3 Durchstanzen nach Eurocode 2

In Eurocode 2 [4] wurde der Nachweis gegen Durchstanzen neu geregelt. In [9] wird anhand von Versuchsauswertungen und Parameterstudien gezeigt, dass diese neuen Regelungen zum Durchstanzen das geforderte Sicherheitsniveau insbesondere beim Einsatz von Bügeln als Durchstanzbewehrung teilweise deutlich unterschreiten. Entsprechend erfolgten erforderliche Anpassungen durch das nationale Anwendungsdokument [5]. In diesem Beitrag werden die Regelungen zum Durchstanzen nach Eurocode 2 ausschließlich in Verbindung mit diesem Anwendungsdokument widergegeben, da diese Regelungen auch die Bemessungsgrundlage für die hier untersuchte Durchstanzbewehrung FDB II bilden.

Das Durchstanzversagen in Form eines kegelförmigen Betonausbruchs im Bereich punktförmiger Unterstützungen ist durch entsprechende Bemessung, Dimensionierung und Ausführung zu vermeiden. Eurocode 2 [4, 5] fordert einen Nachweis der Spannungen in einem Rundschnitt nach Bild 2. Für die einwirkende Querkraft im kritischen Rundschnitt u_1 gilt Gl. (1).

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed}/(u_1 \cdot d) \quad (1)$$

mit:

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft (Stützenlast)
u_1 Länge des kritischen Rundschnitts
β Beiwert zur Berücksichtigung nicht rotationssymmetrischer Querkraftverteilung
d statische Nutzhöhe

Für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung und ohne Normalspannung gilt nach [4, 5] als Obergrenze für die einwirkende Schubspannung die Gl. (2).

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (2)$$

mit:

$v_{Rd,c}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung
v_{min} Mindestquerkrafttragfähigkeit
$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$ für $u_0/d \geq 4$
$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c \cdot (0{,}1\ u_0/d + 0{,}6) \geq 0{,}15/\gamma_c$ für $u_0/d < 4$
u_0 Stützenumfang (vgl. Bild 2)

Erläuterungen zu weiteren Bezeichnungen siehe Eurocode 2 [4, 5].

Für Platten mit Durchstanzbewehrung gilt als Bemessungsobergrenze ein Vielfaches der aufnehmbaren Querkraft für Platten ohne Durchstanzbewehrung.

$$v_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} \quad (3)$$

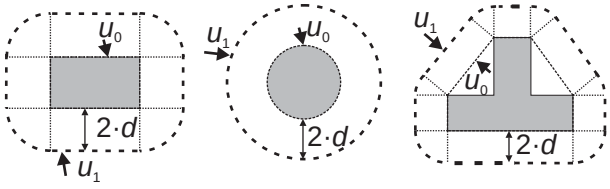


Bild 2 Kritischer Rundschnitt nach Eurocode 2 [4, 5]
Basic control perimeter according to Eurocode 2 [4, 5]

Für eine Durchstanzbewehrung aus Bügeln oder aufgebogenen Längsstäben beträgt der Erhöhungsfaktor $\alpha_{max,Bügel} = 1{,}4$. Diese Festlegung beruht im Wesentlichen auf den Auswertungen aus 45 Durchstanzversuchen in [9].

$$\alpha_{max,Bügel} = 1{,}4 \tag{3a}$$

4 Durchstanzversuche

4.1 Versuchsprogramm nach europäisch abgestimmter Beurteilungsrichtlinie (CUAP)

Das Versuchsprogramm zur Erlangung einer europäischen technischen Zulassung (ETA) wurde in einer europäisch abgestimmten Prüfrichtlinie CUAP festgelegt [6]. Tab. 1 zeigt die dort festgelegten Parameter für die symmetrisch belasteten Innenstützen mit einer Zuordnung zu den Versuchsnummern nach Tab. 2. In den Versuchen [10] wurden entsprechend dem angestrebten Anwendungsbereich Plattendicken von 18 cm bis 36 cm und Betonfestigkeitsklassen von C20/25 bis C50/60 geprüft.

Neben den Anforderungen aus der CUAP [6] wurde die Anordnung der Elementfugen variiert, um den zulässigen Anwendungsbereich zu überprüfen. Bis an die Stütze verliefen zwei bzw. vier Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten. Zusätzlich wurde der Abstand der Fertigteilplatten zum Stützenrand zwischen +2 cm und –1 cm gewählt, d. h. in einem Fall wurde die Fertigteilplatte sogar 1 cm auf die Stütze gelegt. Die statische Höhe der Platten lag zwischen d = 14,5 cm und d = 29,5 cm. Bei Stützenbreiten von c = 24 cm bis c = 30 cm variierten die bezogenen Stützenumfänge der im Querschnitt quadratischen Stützen zwischen $u_0/d = 4{,}0$ und $u_0/d = 8{,}0$.

Die Durchmesser der Biegezugbewehrung betrugen zwischen 15 mm und 26,5 mm. Durch unterschiedliche Durchmesser und Lagenanzahl der Biegezugbewehrung variierte die Dicke der oberen Längsbewehrungslage zwischen 3 cm und 6 cm. In gleichem Maße wurden jeweils auch die Schlaufenüberstände am Obergurt der Durchstanzbewehrung (Bild 1) gewählt. Der Biegebewehrungsgrad lag in einem Bereich von $\rho_l = 0{,}7\,\%$ bis $\rho_l = 1{,}5\,\%$. Die im Einzelnen geprüften Parameter sind in Tab. 2 angegeben.

Die Schubschlankheit λ der Versuchskörper, d. h. das Verhältnis aus dem Abstand der Lasteinleitung zur Stütze zur statischen Nutzhöhe entspricht in einer Flachdecke

Tab. 1 Versuchsprogramm nach europäischer Prüfrichtlinie CUAP [6]
Test program according to CUAP [6]

Nachweis	Plattendicke	Betondruckfestigkeit	Versuch nach Tab. 2
Maximaltragfähigkeit $V_{Rd,max}$	kleine Dicke	geringe Festigkeit	1
		hohe Festigkeit	2
	mittlere Dicke	geringe bis mittlere Festigkeit	3
	große Dicke	geringe Festigkeit	4
		mittlere bis hohe Festigkeit	5
Stahltragfähigkeit $V_{Rd,sy}$	mittlere Dicke	mittlere bis hohe Festigkeit	6

Tab. 2 Durchstanzversuche [10] mit Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II
Punching shear tests [10] with Filigran-Punching-Shear-Reinforcement FDB II

Nr.	Typ	Abmessung					Abreißb.	Biegezugbewehrung			Plattenanordnung	
	[1]	h	d	c	u_0/d	λ		$\varnothing_S$	s	ρ_l	Anzahl Stoßfugen	Abstand zur Stütze
		mm	mm	mm			mm	mm	cm	%		cm
1	FDB II 14/3	180	145	240	6,6	7,4	2∅16	15	12,5	0,97	2	–1
2	FDB II 14/3	180	150	300	8,0	7,0	2∅16	15	8	1,47	4	+2
3	FDB II 21/3	260	209	300	5,7	5,0	3∅16	15	12	0,70	2	+2
4	FDB II 30/5	360	295	295	4,0	3,6	–	15	20[2]/10	0,80	4	0
5	FDB II 30/6	360	295	300	4,1	3,6	3∅25	26,5	17,5	1,07	2	+1
6	FDB II 21/4	260	210	300	5,7	5,0	3∅16	20	10	1,50	2	+2

h: Plattendicke, d: statische Nutzhöhe, c: Abmessung der quadratischen Stütze, u_0/d bezogener Stützenumfang, λ: Schubschlankheit, Abreißb. = Abreißbewehrung auf den Fertigteilplatten je Richtung (vgl. [4, 5], 9.4.1), $\varnothing_s$: Durchmesser der Biegezugbewehrung, s: Stababstände der Biegezugbewehrung, ρ_l: Längsbewehrungsgrad
[1] Gesamthöhe [cm]/Schlaufenüberstand am Obergurt [cm]
[2] in zwei Lagen

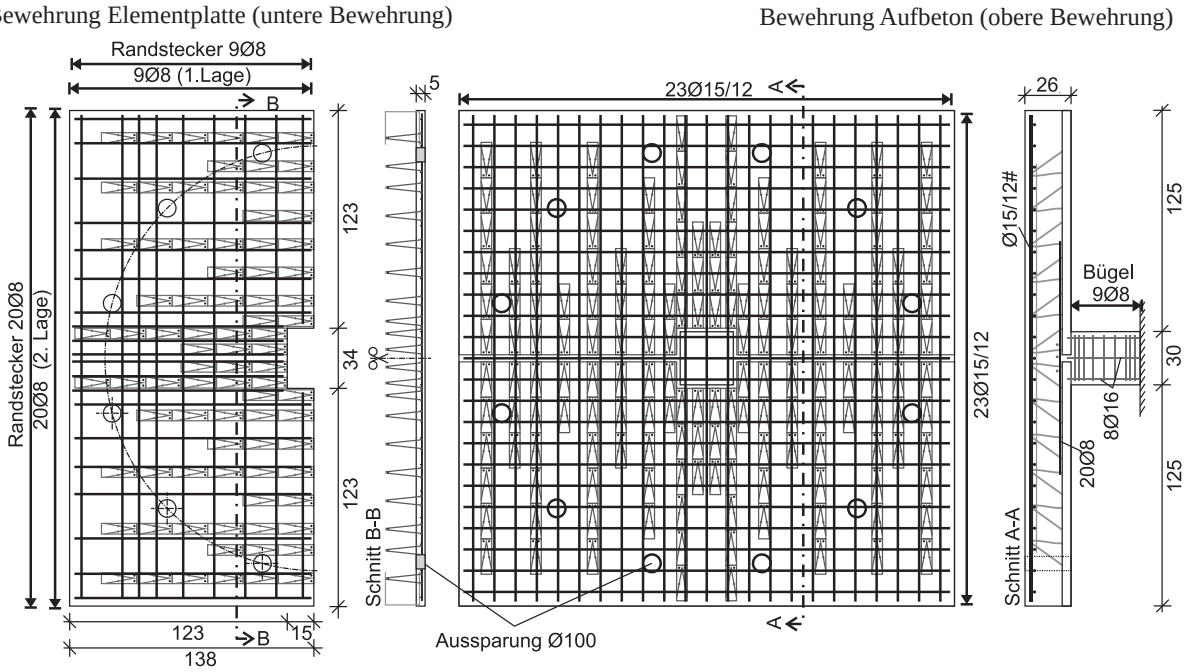


Bild 3 Bewehrungsplan (Elementplatte und Aufbeton) von Versuch Nr. 3 nach [10]
Plan view of reinforcement (precast slab and concrete topping) of test no. 3 according to [10]

dem Abstand zwischen Momentennullpunkt der radialen Plattenbiegemomente und dem Stützenanschnitt zur statischen Höhe. Diese Schlankheit sollte nach CUAP [6] zwischen $\lambda = 3$ und $\lambda = 5$ liegen. In zwei Versuchen zur Ermittlung der Maximaltragfähigkeit wurden aufgrund des einheitlich gewählten Versuchsaufbaues Schlankheiten von bis zu $\lambda = 7{,}4$ geprüft. Da nach [11] größere Schlankheiten tendenziell zu geringeren Durchstanzlasten führen, liegt die Auswertung dieser Versuche auf der sicheren Seite. Die untersuchten Schlankheiten von 3,6 bis 7,4 bei Innenstützen entsprechen nach [11] etwa Verhältnissen von Spannweite (l) zur statischen Höhe von $l/d = 18$ bis $l/d = 37$ und decken damit den baupraktischen Bereich weitgehend ab.

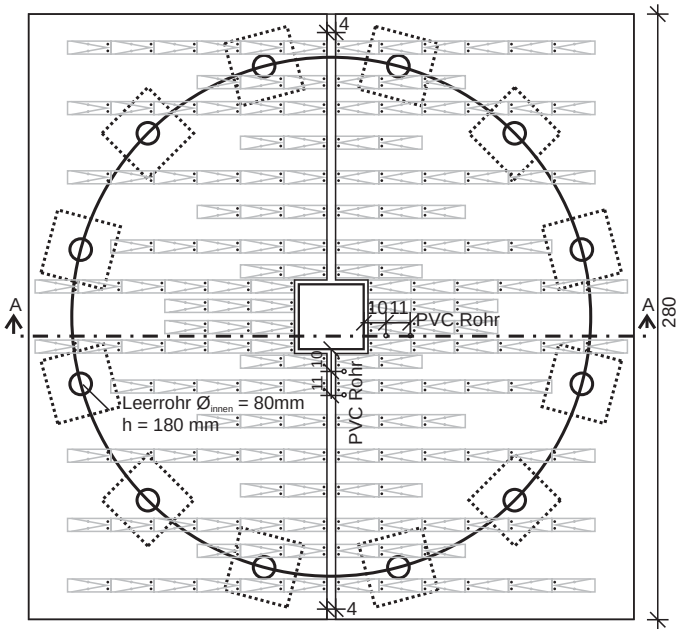
4.2 Versuchskörper

Die quadratischen Platten hatten eine Seitenlänge von 280 cm und wurden aus 5 cm dicken Fertigteilplatten und einer Aufbetonschicht hergestellt (Bild 3). Je nach Fugenanordnung (vgl. Tab. 2) wurden zwei oder vier Fertigteilplatten erstellt. Die Oberflächen dieser Fertigteilplatten blieben nach der Betonage unbehandelt. Nach dem Sandflächenverfahren wurden mit Ausnahme von Versuch Nr. 2 Rauigkeitswerte von $R_t = 0{,}7$ mm bis $R_t = 1{,}0$ mm ermittelt. Für Versuch Nr. 2 ergab sich ein abweichender Wert von $R_t = 2{,}6$ mm, obwohl auch hier keine Oberflächenbehandlung erfolgte. Mit Ausnahme dieses Versuchskörpers wiesen alle Verbundfugen eine Rauigkeit kleiner als 1,5 mm auf und sind damit nach [5] als glatt einzustufen. Alle Betone der Fertigteilplatten und der Aufbetonschicht wurden mit einem Größtkorn von 16 mm hergestellt.

Die obere Biegezugbewehrung (Bild 4) bestand aus gerippten Spannstahlstäben mit einer Nennstreckgrenze

Bild 4 Versuchskörper vor dem Aufbringen des Aufbetons (Beispiel: FDB II 21/3 mit Plattendicke 260 mm)
Test specimen before concreting the concrete topping (example: FDB II 21/3 with slab thickness of 260 mm)

von 900 N/mm² für ∅15 mm und ∅20 mm bzw. von 950 N/mm² für ∅26,5 mm. Die Auswahl der Bewehrung in den einzelnen Versuchen ist Tab. 2 zu entnehmen. Der Einsatz der höherfesten Spannstahlstäbe war erforderlich, um ein Biegeversagen auch bei geringeren Längsbewehrungsgraden zu vermeiden. Durch die im Vergleich zu Betonstahl höhere Ausnutzung der Stäbe bei annähernd gleicher bezogener Rippenfläche sind größere Biegerissbreiten zu erwarten, was das Durchstanztragverhalten ungünstig beeinflusst. Die untere Bewehrung in den vorgefertigten Platten bestand aus B500 mit ∅8 mm/15 cm. Die gleiche Bewehrung wurde in den Versuchen mit vier Stoßfugen (vgl. Tab. 2) auch quer zu den Gitterträgern auf den Fertigteilplatten angeordnet. Die Abreiß-



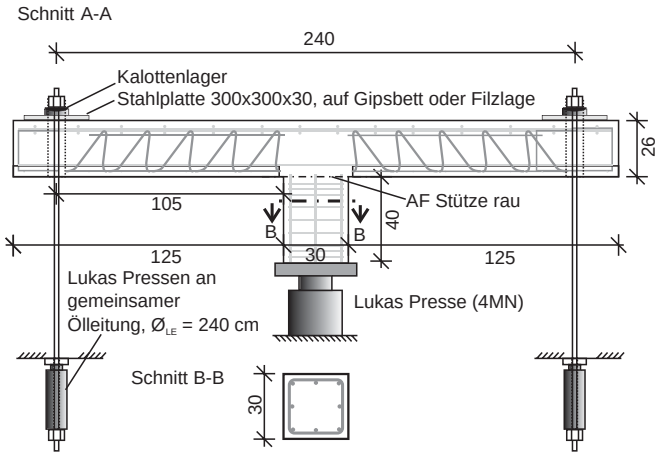


Bild 5 Aufsicht auf Versuchskörper mit Belastungspunkten und Versuchsaufbau
Top view of the test specimen with load points and test arrangement

bewehrung (vgl. Tab. 2) nach [4, 5], Abs. 9.4.1 wurde auf den Fertigteilplatten verlegt.

4.3 Versuchsdurchführung

In einer Entfernung von 1,2 m von der Stützenachse waren kreisförmig zwölf Abspannungen zur Lasteinleitung in der Platte angeordnet (Bild 5). Diese Abspannungen leiteten über Hohlkolbenzylinder (LUKAS, 590 kN) die Lasten in den Hallenboden ab. Zur Sicherstellung jeweils gleicher Abspannkräfte waren die zwölf Zylinder in einem geschlossenen Kreislauf gekoppelt. In allen Versuchen wurde die Belastung zunächst bis zur planmäßigen Gebrauchslast gesteigert und zehn Lastwechsel zwischen diesem Niveau und 50 % dieser Last gefahren. Das Niveau dieser Gebrauchslast entsprach der durch $\gamma = \gamma_M \times \gamma_F = 1{,}5 \times 1{,}4 = 2{,}1$ dividierten erwarteten Höchstlast. Anschließend wurde die Last in Stufen gesteigert, um auf diesen Stufen Rissbilder zu dokumentieren.

4.4 Versuchsergebnisse

In allen Versuchen wurde ein duktiles Bruchverhalten beobachtet, wie die Kraft-Durchbiegungskurven in Bild 6 belegen. Dabei entsprechen die gemittelten Durchbiegungen der Differenz der mittleren vertikalen Verschiebung der Platten in einer Entfernung von 1,2 m von der Stützenachse und der Platte an der Stütze. Bei einer Belastung von ca. 11 % bis 20 % der Bruchlast traten die ersten Biegerisse an der Plattenoberseite auf, was an dem Abfall der Biegesteifigkeit zu erkennen ist. Bei weiterer Laststeigerung bis etwa 2/3 der Höchstlast war ein annähernd lineares Kraft-Durchbiegungsverhalten zu beobachten, bevor zunehmend plastische Verformungen auftraten. Die

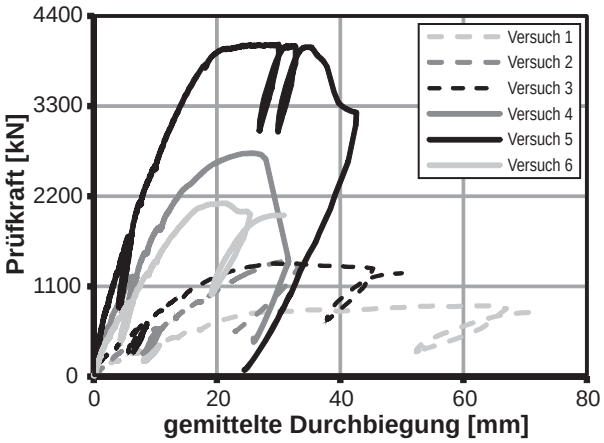


Bild 6 Last-Durchbiegungskurven der durchgeführten Versuche
Load-deflection-curves of the tests

Höchstlasten zur Ermittlung der Maximaltragfähigkeit wurden bei Durchbiegungen von 25 mm bis 63 mm erreicht (Tab. 3). Auf dem Niveau der Höchstlast waren ausgeprägte plastische Verformungen festzustellen. Nach Überschreiten der Durchbiegung bei Höchstlast erfolgte außer im Versuch 4 eine Entlastung der Versuchsplatte mit anschließender Wiederbelastung. Hierbei wurden Lasten von etwa 90 % der Höchstlast erreicht, ohne dass ein schlagartiges Versagen beobachtet wurde. Das Bruchverhalten kann somit als duktil eingestuft werden. In Bild 7 ist ein Rissbild einer Plattenoberseite nach Versuchsende von Versuch Nr. 3 mit einer mittleren Plattendicke von 260 mm dargestellt. Wie für Durchstanzversuche an Innenstützen üblich, entstanden zuerst radiale Biegerisse und mit weiter zunehmender Belastung kamen tangentiale Risse hinzu. Nach den Belastungsversuchen wurden die Platten in der Ebene der Stützenseitenflächen durchgesägt, um die innere Rissbildung zu bewerten.

Tab. 3 Ergebnisse der Durchstanzversuche nach [10]
Test results of punching shear tests according to [10]

Nr.	Ziel	Betondruckfestigkeit		Bruchzustand			
		$f_{c,m}{}^{A}$	$f_{c,m}{}^{F}$	s_{max}	V_u	$\alpha_{max,j}$	$V_u/(\alpha_{max,FDBII} \cdot V_{Rk,c})$
		N/mm²	N/mm²	mm	kN		
1	$V_{Rd,max}$	26,0	19,0	63,2	896	2,22	1,06
2	$V_{Rd,max}$	44,5	52,2	29,4	1461	2,25	1,08
3	$V_{Rd,max}$	21,9	22,7	32,7	1428	2,16	1,03
4	$V_{Rd,max}$	22,3	25,6	25,7	2796	2,42	1,16
5	$V_{Rd,max}$	48,2	45,6	42,6	4121	2,40	1,15
6	$V_{Rd,sy}$	45,6	48,1	20,8	2167	1,90	0,91
					Mittelwert (Nr. 1–5):	2,29	1,09
					Variationskoeffizient:	0,049	0,049
					5%-Quantile:	2,09	1,00

A: Aufbeton, F: Fertigteilplatte, s_{max}: gemittelte Durchbiegung bei Höchstlast, V_u: Bruchlast inkl. Eigengewicht, $\alpha_{max,j}$: Verhältnis V_u zur rechnerischen Tragfähigkeit $V_{Rk,c}$

Bild 7 Rissbild der Plattenoberseite nach dem Versuch Nr. 3
Crack pattern of the upper surface of the slab after testing specimen no. 3

Bild 8 zeigt beispielhaft das Schnittbild von Versuch Nr. 6 mit einer Plattendicke von 260 mm. Im Sägeschnitt parallel zu den Gitterträgern verlaufen die Risse vergleichsweise flach. Entlang der Untergurtstäbe der Gitterträger ist eine Ablösung der Betondeckung zu erkennen und im Bereich um die Stütze ist der Beton zerstört, was in der Endphase des Versuchs auftrat. Der Sägeschnitt senkrecht zu den Gitterträgern weist ein feiner verteiltes Rissbild auf. Es sind sowohl steile als auch geringfügig flachere Rissneigungen erkennbar, die von der Lage der Biegezugbewehrung ausgehen. Ein Riss in der Verbundfuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbetonschicht konnte nicht beobachtet werden.

Die Bruchlasten und zugehörigen Durchbiegungen aller Versuche sowie die Betondruckfestigkeiten zum Versuchszeitpunkt sind in Tab. 3 zusammengestellt. Kurz vor Erreichen der Höchstlast war eine deutliche Zunahme der Plattendicke festzustellen, die auf eine innere Schub-

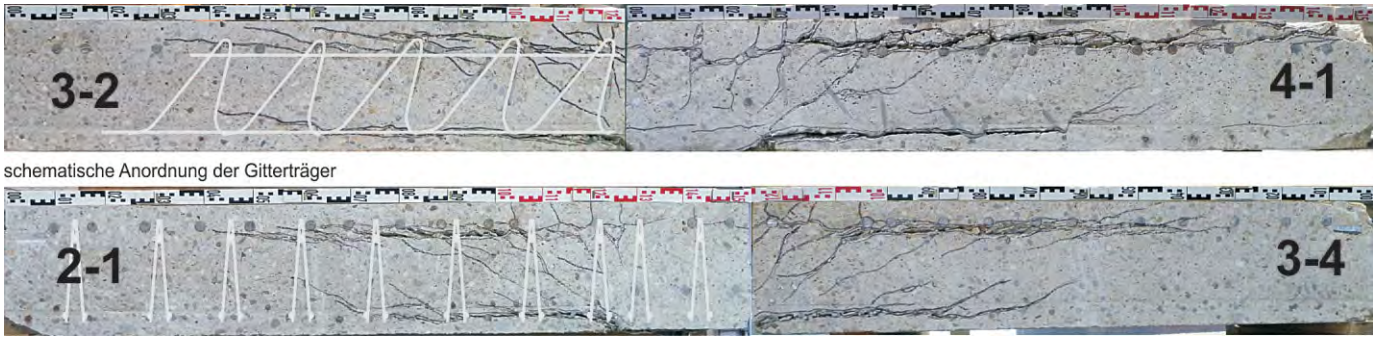


Bild 8 Rissbild im Sägeschnitt von Versuch Nr. 6 in zwei Achsen
Crack pattern in a saw cut of test specimen no. 6 in two axes

rissbildung zurückzuführen ist. Außerdem war eine Eindrückung der Stütze in die Platte zu beobachten. Anhand der durchgeführten Messungen und Rissbilder können die Versuche 1 bis 5 als Maximaltragfähigkeitsversuche eingestuft werden.

4.5 Auswertung

Die Auswertung der Versuche zur Maximaltragfähigkeit erfolgte auf der Grundlage der Prüfrichtlinie CUAP [6]. Der rechnerische Widerstand $V_{Rk,c}$ der Platte ohne Durchstanzbewehrung wurde unter Ansatz einer charakteristischen Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = f_{cm} - 4$ MPa ermittelt. Dieser Vorhaltewert von 4 MPa wurde auch bei der Auswertung von Durchstanzversuchen mit Bügeln [9] angesetzt, welche als Grundlage für die Regelungen im Eurocode 2 und nationalem Anhang [5] diente. Hieraus errechnen sich die Verhältniswerte $\alpha_{max,j} = V_u/V_{Rk,c}$ nach Tab. 3. Aus diesen Einzelwerten bestimmt sich der festzulegende Erhöhungsfaktor $\alpha_{max,FDBII}$ für die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II als 5 %-Quantile für eine Aussagewahrscheinlichkeit von 75 %. Nach der Prüfrichtlinie darf von einem bekannten Variationskoeffizienten ausgegangen werden, was bei fünf Versuchen in Gl. (4) zu einem Wert k = 1,80 führt.

$$\alpha_{max,5\,\%} = \alpha_{max,Mittel}\,(1 - k \cdot v) \qquad (4)$$
$$\alpha_{max,5\,\%} = 2{,}29\,(1 - 1{,}80 \cdot 0{,}049) = 2{,}09$$

Die Auswertung wurde mit den Betondruckfestigkeiten der Aufbetonschicht durchgeführt. Dieses entspricht den Untersuchungsergebnissen in [12], wonach der Durchstanzwiderstand maßgeblich von der Festigkeit des Aufbetons bestimmt wird, und der dortigen Auswertung. Für die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II ergab sich so ein Erhöhungsfaktor von

$$\alpha_{max,FDBII} = 2{,}09 \qquad (3b)$$

In Tab. 3 sind zusätzlich die Versuchsergebnisse unter Ansatz von $V_{Rk,max} = \alpha_{max,FDBII} \cdot V_{Rk,c}$ ausgewertet. Danach ergibt sich eine 5 %-Quantile für die Verhältniswerte aus Versuch und Bemessung von $V_u/V_{Rk,max} = 1{,}00$, die das geforderte Sicherheitsniveau nach CUAP [6] erreicht.

In Bild 9 sind die Einzelwerte der erreichten Erhöhungsfaktoren in Abhängigkeit von den Systemparametern Betondruckfestigkeit und Biegezugbewehrungsgrad im Vergleich mit dem Mittelwert und dem Quantilwert dargestellt. Die annähernd horizontale Lage der Punkte belegt die trendfreie Erfassung dieser Parameter durch das Bemessungskonzept nach Gl. (2) mit (3) auch für die Filigran-Durchstanzbewehrung. Diese Aussage gilt auch für die anderen variierten Parameter Plattendicke, Stützendurchmesser und bezogener Stützenumfang u_0/d. Weder die Bauteilschlankheit und der Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung noch die Fugenanordnung ließen für das getestete Durchstanzbewehrungssystem einen signifikanten Einfluss auf die Höchstlast erkennen.

Neben den Versuchen zur Bestimmung der Maximaltragfähigkeit wurde entsprechend der CUAP [6] im Versuch Nr. 6 das Bemessungskonzept im Hinblick auf ein Stahlversagen überprüft. Nach dem in [6] festgelegten Bemessungskonzept des Aufhängefachwerks ist in dem Bereich unmittelbar vor der Stütze die gesamte Deckenquerkraft von der Durchstanzbewehrung aufzunehmen. Nach bisheriger nationaler Zulassung für die FDB I [3] durften die Gitterträgerstäbe bis zu einer Entfernung 1,0d vom Stützenrand erfasst werden. Dieser sogenannte Bereich C wurde in der CUAP [6] in Angleichung an Regelungen für andere europäisch zugelassene Durchstanzbewehrungssysteme auf eine Entfernung von 1,125d zur Stütze ausgedehnt. In Versuch Nr. 6 betrug die charakteristische Stahltragfähigkeit der anrechenbaren Diagonalen im Bereich C $V_{yk} = 2093$ kN. Dieser Widerstand entspricht 97 % der erreichten Bruchlast bzw. einem Verhältnis von $V_{yk}/V_u = 0{,}97$ und bestätigt den Bemessungsansatz zum Nachweis der Stahltragfähigkeit.

4.6 Fugen im Bereich der Stütze

Der Abstand der Fertigteilplatten zur Stütze wird in der Praxis unterschiedlich ausgeführt. Erste Durchstanzversu-

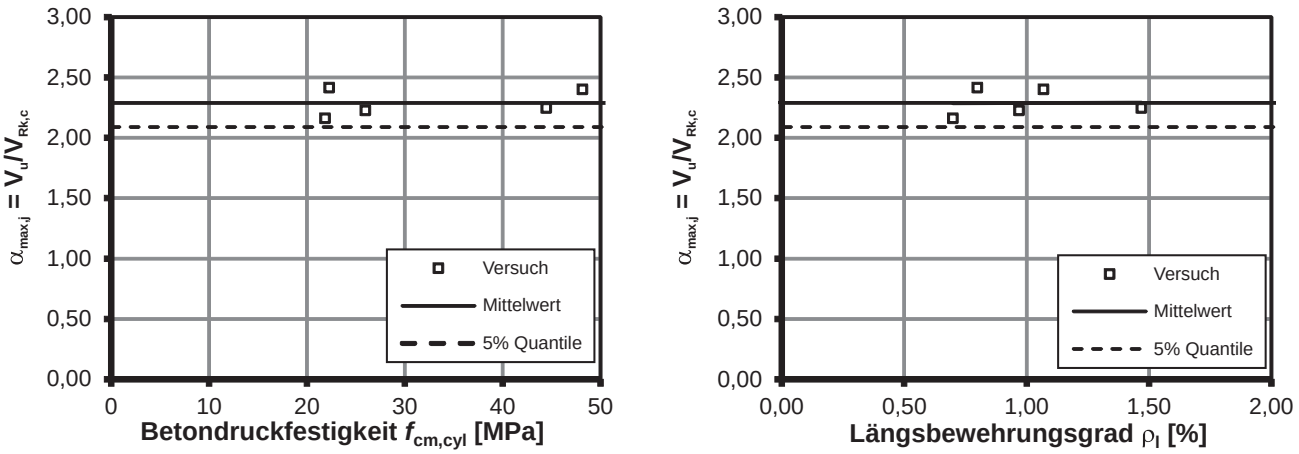


Bild 9 Erhöhungsfaktoren $\alpha_{max,j}$ in Abhängigkeit von Versuchsparametern, links: Betondruckfestigkeit, rechts: Biegezugbewehrungsgrad
Increasing factors $\alpha_{max,j}$ in dependence on test parameters, left: concrete compressive strength, right: longitudinal reinforcement ratio

che [2] wurden mit Abständen der Fertigteilplatten von der Stütze von ca. 3 cm durchgeführt. Nach der nationalen Zulassung [3] sollen die Fugen zwischen den Fertigteilplatten 4 cm breit sein. Durchstanzversuche mit solchen bzw. auch etwas schmaleren Fugen, welche zur Druckübertragung zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert wurden, zeigten keinen Einfluss auf den Durchstanzwiderstand. In einigen Bauvorhaben wurde daher auch zwischen der Stütze und der Fertigteilplatte ein Abstand von +4 cm eingeplant. Eine solche Ausführung hat den Vorteil, dass Abmessungs- und Lagetoleranzen ausgeglichen werden können. Nachteilig ist jedoch die zusätzlich erforderliche Abschalung der Fuge nach unten. Ein Heranführen der Fertigteilplatte an die Stütze ist im Hinblick auf eine vereinfachte Bauausführung erstrebenswert. Bei dieser Ausführung verlängern die teilweise sehr glatten Stirnflächen der Fertigteilplatten die Ebene der Stützenseitenfläche ins Platteninnere. Eine solche Ausführung wurde deswegen bisher kritisch beurteilt. Die neue Durchstanzbewehrung FDB II wurde auch im Hinblick auf diesen Anwendungsfall optimiert. Die neuen Bewehrungselemente werden an der Vorderkante der Fertigteilplatte, d. h. somit nahe an der Stütze, angeordnet ($\leq 0{,}35d$) und außerdem sind die Diagonalen leicht zur Stütze geneigt. Auch ein nahezu senkrechter Durchstanzriss in Verlängerung zur Stützenaußenfläche wird dadurch von Bewehrung durchdrungen.

Die Durchstanzversuche wurden mit unterschiedlichen Abständen der Fertigteilplatten zur Stütze von –1 cm (die Fertigteilplatte liegt auf der Stütze auf) bis +2 cm durchgeführt (Tab. 2). In Bild 10 sind die bezogenen Bruchlasten $V_u/V_{Rk,c}$ der Versuche zur Ermittlung der Maximaltragfähigkeit über den Abstand der Platten zur Stütze aufgetragen. Zum Vergleich ist auch der Mittelwert und der charakteristische Wert $\alpha_{max,\,FDBII} = 2{,}09$ dieser Versuche eingetragen. Anhand der Versuchsbeobachtungen und der trendfreien Darstellung ist kein signifikanter Einfluss des Abstands auf den Durchstanzwiderstand zu erkennen.

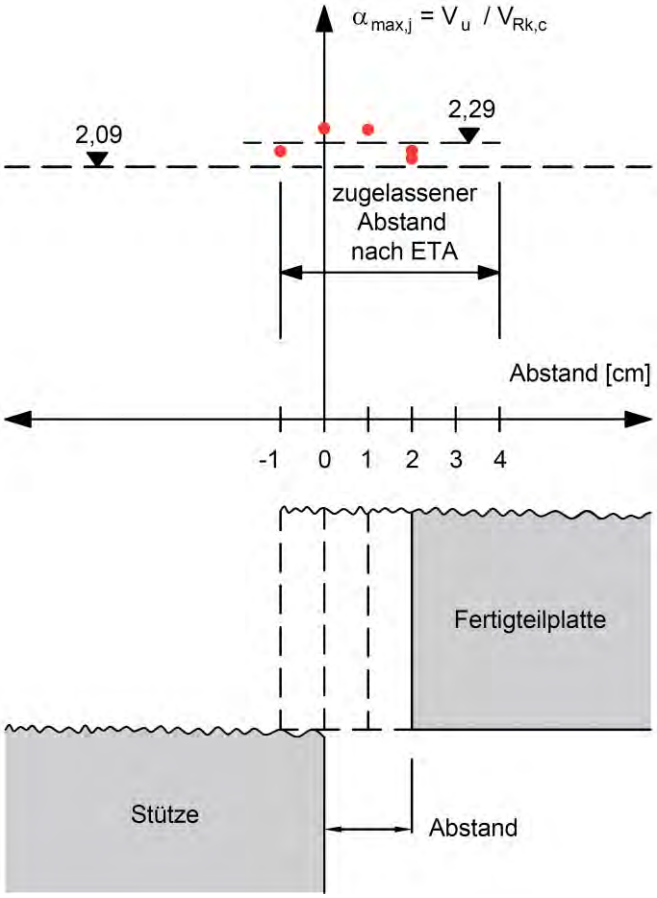


Bild 10 Bezogene Bruchlasten (Erhöhungsfaktoren $\alpha_{max,j}$) in Abhängigkeit vom Plattenabstand zur Stütze
Ratio values of maximum loads (increasing factors $\alpha_{max,j}$) in dependence on the slab distance to the column

5 Regelungen der europäisch technischen Zulassung (ETA)

5.1 Durchstanztragfähigkeit

Die Maximaltragfähigkeit von $2{,}09 \cdot V_{Rd,c}$ nach Gl. (3) mit (3b) ist in einem Rundschnitt in einer Entfernung von 2d um die Lasteinleitungsfläche (Stütze) nachzuweisen. Im Unterschied zu einer Bemessung von Bügeln als Durchstanzbewehrung nach [4, 5] darf für die FDB II kein Betontraganteil berücksichtigt werden. Höhere Durchstanzwiderstände bei Einsatz optimierter Durchstanzbewehrungen führen zu zunehmender Schubrissbildung, wodurch der Betontraganteil nur begrenzt wirksam ist. Im Bereich C (bis 1,125d vom Stützenanschnitt) ist daher die gesamte Deckenquerkraft ohne Abzug eines Betontraganteils von den anrechenbaren Gitterträgerstäben aufzunehmen. Bei der Ermittlung der Stahltragfähigkeit dürfen alle annähernd senkrechten Stäbe sowie die stark geneigten Stäbe der direkt auf die Stütze (Lasteinleitungsfläche) zulaufenden Elemente angerechnet werden. Die Lage der einzelnen Stäbe im Grundriss wird ihrem jeweiligen Schwerpunkt zugeordnet. Die anrechenbaren Stäbe sowie deren Lage sind in Bild 11 durch + und ○ gekennzeichnet.

Alle anrechenbaren Stäbe werden mit ihrer senkrecht zur Plattenebene wirkenden Komponente angesetzt. Für den Nachweis der Stahltragfähigkeit im Bereich C gilt Gl. (5). Der Erhöhungsfaktor η berücksichtigt die höheren, in den Versuchen getesteten Querschnittsflächen der Durchstanzbewehrung zur Erreichung der maximalen Durchstanztragfähigkeit und kompensiert die Vergrößerung des Bereichs C von 1,0d auf 1,125d gegenüber der bisherigen nationalen Zulassung [3]. Ohne den Faktor η hätte die Vergrößerung des Bereichs C zu einer Bewehrungsreduktion gegenüber der bisherigen nationalen Regelung geführt, die experimentell nicht abgesichert ist.

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} = f_{yk}/(\gamma_S \cdot \eta) \sum (A_{sy} \cdot \sin \alpha_i) \qquad (5)$$

mit:

A_{sy} Querschnittsfläche eines einzelnen Stabes ($63{,}6\ mm^2$)

f_{yk} charakteristische Streckgrenze der Stäbe ($500\ N/mm^2$)

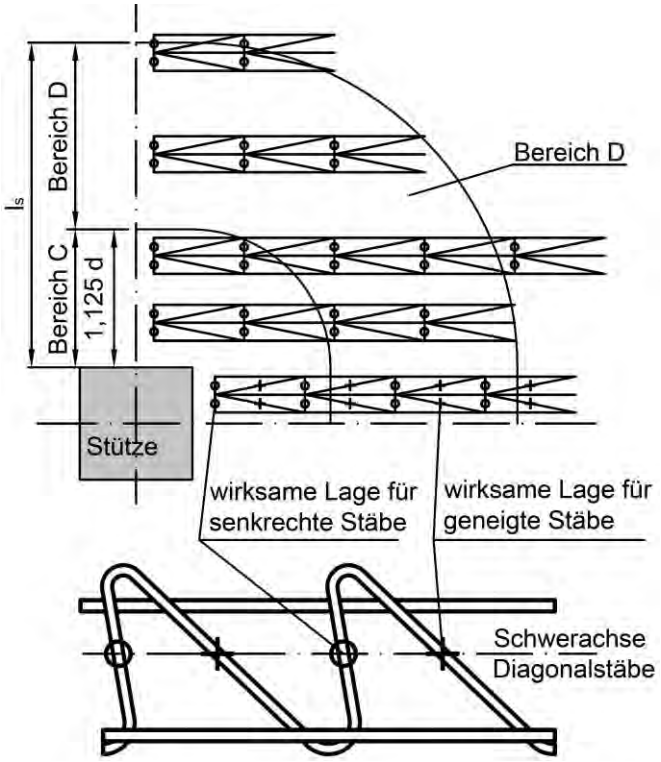


Bild 11 Lage der anrechenbaren Diagonalstäbe im Grundriss zur Bestimmung der Stahltragfähigkeit nach [7]
Position of the countable strut bars on top view to determine the load bearing steel capacity according to [7]

γ_S Teilsicherheitsbeiwert für Stahl (empfohlener Wert $\gamma_S = 1{,}15$)
α_i Neigungswinkel des einzelnen Stabes bezogen auf die Plattenebene
η Erhöhungsfaktor für die Bewehrungsermittlung
$\eta = 1{,}0$ für $V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1{,}80$
$\eta = 1{,}5$ für $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 2{,}09$
Zwischenwerte dürfen interpoliert werden

Im Bereich D, der den durchstanzbewehrten Bereich außerhalb C abdeckt, ist die erforderliche Bewehrung in Kreisringen mit einer Breite von maximal 0,75d für 50 % der Stützenlast nachzuweisen. Für diesen Nachweis gilt Gl. (6).

$$0{,}5\ \beta \cdot V_{Ed} \cdot (s/0{,}75d) \leq V_{Rd,sy} \qquad (6)$$

s Breite des gedachten Kreisringes im Bereich D mit $s \leq 0{,}75d$

Für die Abstände der Bewehrungselemente von der Stütze, die Achsabstände untereinander und die Abstände in Umfangrichtung gelten Maximalabstände, die als Vielfaches der statischen Höhe festgelegt wurden (Bild 12). Diese Maximalabstände sollen sicherstellen, dass mögliche Durchstanzrisse von den Diagonalstreben durchdrungen werden. Insbesondere die Maximalabstände in Umfangrichtung stellen darüber hinaus eine Bewehrungsverteilung für eine ausreichende Lastverteilung auf mehrere Bewehrungselemente sicher. Die erforderliche Größe des durchstanzbewehrten Bereichs bzw. die erforderliche Länge l_S von der Stütze bis zum äußersten anrechenbaren Stab ergibt sich aus dem Nachweis am äußeren Rundschnitt u_{out}. In einer maximalen Entfernung von 1,5d vom Bereich mit Durchstanzbewehrung ist die Querkrafttragfähigkeit der Platte ohne Querkraftbewehrung nachzuweisen. Hierfür gilt das Format der Gl. (2). Jedoch gilt analog zur Schubtragfähigkeit von Platten mit Linienlagerung nach Eurocode 2 ein reduzierter Beiwert von $C_{Rd,c} = 0{,}15/\gamma_c$. Dieser Wert wird auch in der europäischen Zulassung ETA [7] empfohlen, kann aber auf der Grundlage der ETA auch den jeweiligen nationalen Regelungen entnommen werden.

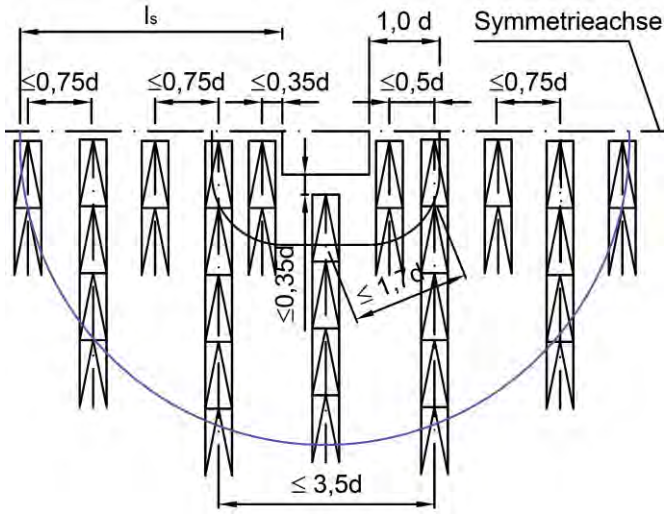


Bild 12 Maximale Abstände der Bewehrungselemente im Grundriss [7] am Beispiel einer Innenstütze
Maximum distance of the reinforcement elements on top view [7] on the example of an inner column

Ein kontinuierlicher Übergang zwischen der Tragfähigkeit im Durchstanzbereich mit $C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$ und der außerhalb geltenden Schubtragfähigkeit mit $C_{Rd,c} = 0{,}15/\gamma_c$, wie er inhaltlich in der nationalen Zulassung [3] enthalten war, wurde nicht formuliert. Jedoch wird in der Zulassung für den Nachweis am äußeren Rundschnitt ein reduzierter Lasterhöhungsfaktor β_{red} nach Gl. (7) angegeben. Dieser berücksichtigt das Abklingen von Spannungsspitzen mit zunehmendem Abstand von der Stütze bzw. von der Lasteinleitungsfläche, da die Einflüsse aus der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung abnehmen. Die Reduktion dieses Lasterhöhungfaktors wurde so festgelegt, dass die aus dem Nachweis am äußeren Rundschnitt resultierenden Längen der Durchstanzbewehrungselemente etwa denen nach bisheriger nationaler Zulassung [3] unter zusätzlicher Berücksichtigung eines kontinuierlichen Überganges zwischen Durchstanztragfähigkeit und Querkrafttragfähigkeit ergaben.

$$\beta_{red} = \kappa_\beta \cdot \beta \geq 1{,}1 \qquad (7)$$

für Eckstützen gilt: $\kappa_\beta = 1/(1{,}2 + \beta/20 \cdot l_S/d)$ (8a)

für Randstützen gilt: $\kappa_\beta = 1/(1{,}2 + \beta/15 \cdot l_S/d)$ (8b)

Für die pauschalen Erhöhungsfaktoren von $\beta = 1{,}4$ für Randstützen und $\beta = 1{,}5$ für Eckstützen errechnen sich nach Gl. (7) mit (8) bereits bei kleinen Durchstanzbereichen mit $l_s = 1{,}0d$ bzw. $l_s = 1{,}6d$ reduzierte Abminderungsfaktoren von $\beta_{red} = 1{,}1$, sodass dieser Wert praktisch für alle Eck- und Randstützen gilt, in denen die pauschalen Erhöhungsfaktoren nach Eurocode 2 für den Nachweis am kritischen Rundschnitt angesetzt wurden. Die genaue Auswertung nach den Gln. (8a) bzw. (8b) kommt somit im Wesentlichen zum Tragen, wenn höhere Faktoren ß für den Nachweis am kritischen Rundschnitt nach [5] gesondert ermittelt werden. Für Wandecken und -enden wurden in der ETA [7] keine reduzierten Faktoren für den Nachweis am äußeren Rundschnitt festgelegt, d. h. hier gilt $\kappa_\beta = 1$. Obgleich auch in diesen Fällen eine Reduktion technisch begründet wäre, wurde in der ETA [7] hierauf verzichtet. Abweichende Regelungen zu den β-Werten in Zulassungen für andere Durchstanzsysteme sollten so vermieden werden, da diese systemunabhängig gelten.

5.2 Verbundtragfähigkeit bei Einsatz in Elementdecken

Die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II ist insbesondere für die Anwendung in Elementdecken konzipiert. Die Versuchskörper wurden daher wie eine teilvorgefertigte Decke mit horizontaler Verbundfuge ausgeführt. Trotz nicht aufgerauter und als glatt einzustufender Fertigteiloberfläche konnte kein Versagen der Verbundfuge festgestellt werden. Bereits nach nationaler Zulassung [3] für die Filigran-Durchstanzbewehrung war ein Verbundnachweis im Bereich bis zu einer Entfernung von 1,0d von der Stütze entbehrlich, da die gesamte Deckenquerkraft von den Diagonalstreben aufzunehmen ist, und die Querkraftbewehrung auf die Verbundbewehrung angerechnet werden darf. Der stützennächste Verbundnachweis wurde daher im kritischen Rundschnitt bei 1,5d geführt [1]. Für den Nachweis nach ETA [7] entspricht dieser Abstand der Ausdehnung des Bereichs C zuzüglich der halben Breite des ersten Bemessungsringes im Bereich D (1,125d + 0,75d/2) Der Nachweis in diesem Schnitt wurde anhand der neu durchgeführten Versuche überprüft. Die einwirkende Schubspannung lag in den drei Versuchen mit niedriger Betondruckfestigkeit über der rechnerischen Obergrenze nach Gl. (9), ohne dass ein Verbundversagen beobachtet wurde. Gl. (9) entspricht dem Nachweis der Verbundfuge nach Eurocode 2 [4, 5] (Bezeichnungen s. dort).

$$v_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{yd} \,(1{,}2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \qquad (9)$$

$v_{Rd,i}$ = Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge

In der ETA [7] werden keine Angaben zur Lage der erforderlichen Bemessungsschnitte für den Verbundnachweis gemacht. Unabhängig von der Lage des kritischen Rundschnitts bei 2,0d für den Durchstanznachweis sollte der stützennächste Verbundnachweis wie nach bisheriger nationaler Zulassung [3] in einer Entfernung von 1,5d von der Stütze entfernt geführt werden. Für den ersten Nachweisschnitt außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs ist dementsprechend der Verbundnachweis in einer Entfernung von 1,5d vom Durchstanzbereich bei u_{out} zu führen.

Die ETA [7] fordert bei Einsatz der Filigran-Durchstanzbewehrung eine mindestens „glatte“ Oberfläche der Fertigteilplatten. Eine unbehandelte Oberfläche ohne gesonderten Nachweis ist nach Eurocode 2 [4, 5] als glatt einzustufen und die Fertigteilplatten erfordern bei dieser Einstufung keine besondere Behandlung der Oberfläche. Der Nachweis der maximalen Verbundspannungsobergrenze nach Gl. (9) kann jedoch bei Ausnutzung der maximalen Durchstanzlasten die Ausführung einer rauen Fuge erforderlich machen. Eine solche Oberflächenausführung kann mittels des Sandflächenverfahrens [13] nachgewiesen werden. Nach nationalem Anhang zum Eurocode 2 [4, 5] ist für eine raue Fuge mindestens eine mittlere Rautiefe von $R_t = 1{,}5$ mm nachzuweisen. Solche Rautiefenmessungen können auch in Plattenbereichen neben der Durchstanzbewehrung erfolgen. Auf eine mechanische Aufrauung kann verzichtet werden, indem vorgenannter Grenzwert allein durch eine gut eingestellte Betonrezeptur und -konsistenz erreicht wird.

5.3 Konstruktion

Die nach ETA [7] zulässigen Plattendicken liegen zwischen 18 cm und 40 cm. Die Produktionshöhen der Bewehrungselemente betragen zwischen 13 cm und 30 cm. Da die Plattendicke der Höhe der Durchstanzbewehrung zuzüglich der Betondeckung an der Plattenunterseite und -oberseite entspricht, bleiben Plattendicken über 35 cm auf Anwendungen mit großer Betondeckung begrenzt.

Die ETA [7] fordert einen Mindestüberstand der Schlaufen am Obergurt von 20 mm und begrenzt den Überstand auf den maximal in den Bauteilversuchen geprüften Wert von 60 mm und den Durchmesser der Biegezugbewehrung auf 25 mm.

Fugen zwischen den Fertigteilplatten müssen im Durchstanzbereich mindestens 4 cm breit ausgeführt und zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert werden. Diese Fugenbreite ermöglicht das bedingungsgemäße Einbringen des Betons und stellt eine Druckkraftübertragung zwischen den Fertigteilplatten über die Fuge hinweg sicher. Diese Ausführung hat sich bewährt [1]. Allein bei Verwendung eines Aufbetons mit Größtkorn größer als 16 mm kann eine breitere Fuge sinnvoll sein. Die ETA [7] erlaubt für dieses Durchstanzsystem aufgrund der positiven Versuchsergebnisse (Bild 10) Abstände der Fertigteilplatten zur Stütze zwischen –1 cm und +4 cm, sofern die Betonierfuge der Stütze nicht oberhalb der Unterkante der Elementplatte liegt. Die Zulassung erfasst somit auch eine Anordnung der Fertigteilplatten direkt am Stützenrand (Bild 13) unter Berücksichtigung von positiven und

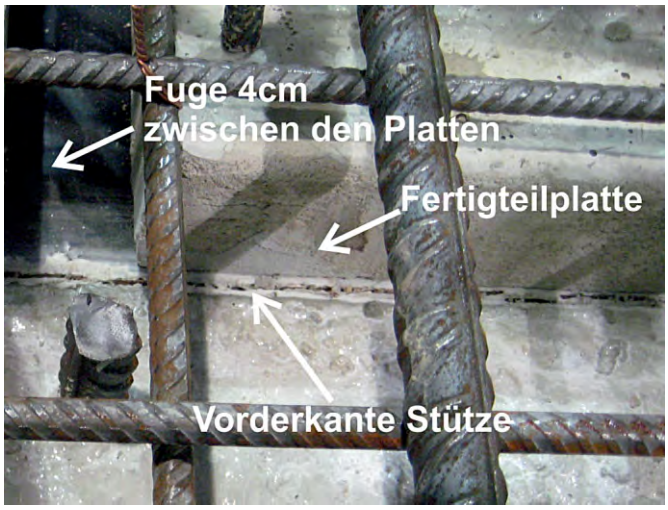


Bild 13 Anordnung der Fertigteilplatte mit Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II direkt an der Stütze
Arrangement of the precast slab with Filigran-Punching-Shear-Reinforcement FDB II right to the column edge

negativen Abweichungen von der Solllage. Unabhängig von der in der Praxis gewählten Anordnung der Fertigteilplatten zur Stütze sollten die stützennächsten Bewehrungselemente möglichst nah am Stützenrand angeordnet werden. Die ETA [7] gibt einen Abstand der stützennächsten Bewehrungsstäbe von maximal 0,35d (vgl. Bild 12) vor. Der Schwerpunkt (wirksame Lage) der geneigten Stäbe soll jedoch nicht über der Stützenquerschnittsfläche liegen. Dieses ist durch den Überstand der Untergurte auch dann gewährleistet, wenn die Bewehrungselemente direkt am Rand der Fertigteilplatte angeordnet sind und der Abstand der Fertigteilplatte zur Stütze null beträgt.

Für die Bemessung der Durchstanzbewehrung liegt ein Bemessungsprogramm [14] vor. Hiermit können die Spannungsnachweise geführt, die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte ermittelt und der Verbundfugennachweis im Falle einer Elementdecke geführt werden.

6 Zusammenfassung

Zur Erlangung einer europäisch technischen Zulassung (ETA) für eine Durchstanzbewehrung aus speziellen Gitterträgern wurden sechs zentrische Durchstanzversuche durchgeführt. Die Versuchskörper wurden mit horizontaler Verbundfuge und unterschiedlich angeordneten Fertigteilplatten konzipiert. Trotz unbehandelter Oberfläche der Fertigteilplatten und somit als glatt einzustufender Verbundfuge konnte kein Verbundversagen beobachtet werden. Die Sägeschnitte der Versuchskörper nach dem Durchstanzversagen der Platte zeigten eine feine Verteilung der Durchstanzrisse, die von den Stäben der Durchstanzbewehrung durchdrungen war.

Die Auswertung der fünf Versuche zur Bestimmung der Maximaltragfähigkeit erfolgte auf der Grundlage von Eurocode 2 in Verbindung mit dem nationalen Anhang für Deutschland [4, 5]. Dieser Bemessungsansatz erfasst die Ergebnisse der Versuche mit Plattendicken zwischen 18 cm und 36 cm, mittleren Betondruckfestigkeiten von ca. 20 N/mm^2 bis ca. 50 N/mm^2 und Längsbewehrungsgraden von 0,7 % bis 1,5 % nahezu trendfrei. Der Durchstanzwiderstand der Platte wird durch die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II gegenüber dem Widerstand von Platten ohne Durchstanzbewehrung mehr als verdoppelt ($\alpha_{max,\,FDBII} = 2{,}09$).

Das Bemessungskonzept zur Stahltragfähigkeit wurde anhand eines Versuchs mit reduzierter Menge an Durchstanzbewehrung überprüft. Entsprechend einer früheren nationalen Zulassung für eine geometrisch ähnliche Durchstanzbewehrung ist im stützennahen Bereich eine Bewehrung für die gesamte Stützenlast anzuordnen. Im Anschluss an diesen Bereich erfolgt der Nachweis der erforderlichen Bewehrung in Kreisringen.

Für die untersuchte Durchstanzbewehrung wurde eine europäisch technische Zulassung [7] erteilt. Der Anwendungsbereich dieser Filigran-Durchstanzbewehrung regelt und erfasst ausdrücklich auch die Anwendung in teilvorgefertigten Elementdecken.

Literatur

[1] Furche, J.; Bauermeister, U.: *Flachdecken in Elementbauweise – Hinweise zum Durchstanznachweis nach DIN 1045-1*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 4, S. 223–232.

[2] Eligehausen, R.; Vocke, H.; Clauss, A.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken*. Beton- und Stahlbetonbau, 98 (2003), Heft 5, S. 334–344.

[3] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1-217 vom 3.8.2009 für Filigran-Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1:2008-8.*

[4] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004-AC:2010, Januar 2011.

[5] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*; Januar 2011.

[6] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Supplement to Common Understanding of Assessment Procedure (CUAP) 03.01/05, Lattice-girders for the increase of punching resistance in flat slabs on column.* January 2013 (unveröffentlicht).

[7] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Europäisch Technische Zulassung ETA-13/0521 für Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II, 13.6.2013.*

[8] Beutel, R.; Hegger, J.: *The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone.*

In: Cement & Concrete Composites (2002), Nr. 24, S. 539–549.

[9] Siburg, C; Häusler, F.; Hegger, J.: *Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2*. Bauingenieur, Band 87, Mai 2012, S. 216–225.

[10] Hegger, J.; Siburg, C.: *Versuchsberichte der RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB) zu Durchstanzversuchen zur Maximaltragfähigkeit von Gitterträgern* Typ FDB-II: 275/2012 vom 17.09.2012; 298/2012 vom 16.1.2013; 300/2012 vom 16.1.2013; 301/2012 vom 16.1.2013; 302/2012 vom 16.1.2013 (zusammen mit Kueres, D.); 310/2013 vom 12.3.2013 (unveröffentlicht).

[11] Hegger, J.; Beutel, R.; Kerkeni, N.: *Einfluss der Deckenschlankheit auf den Durchstanzwiderstand nach DIN 1045-1, SIA 262, Ö-Norm B4700(01) und Eurocode prEN 1992-1-1*. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 1, S. 23–32.

[12] Häusler, F.: *Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung*. Dissertation, RWTH Aachen, 2009.

[13] Furche, J.; Bauermeister, U.: *Elementbauweise mit Gitterträgern*. In: Beton-Kalender 2009 – Band 1: Konstruktiver Hochbau, aktuelle Massivbaunormen. Berlin, 2009.

[14] Bauermeister, U.: *ProFi-2, Bemessungsprogramm zum Durchstanznachweis nach ETA- 13/0521*. www.filigran.de, 2013.

Autoren

Dipl.-Ing. Carsten Siburg
csiburg@imb.rwth-aachen.de

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
jhegger@imb.rwth-aachen.de

RWTH Aachen
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen

Dr.-Ing. Johannes Furche
j.furche@filigran.de

Dipl.-Ing. Ulrich Bauermeister
u.bauermeister@filigran.de

Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese

DOI: 10.1002/best.200500462

Manfred Curbach
Anett Brückner

Einfluß der Elementfugen auf die Durchbiegung von Flachdecken

Herrn Prof. *Josef Eibl* zum 70. Geburtstag gewidmet

Das Verformungsverhalten von Flachdecken in Elementbauweise unterscheidet sich von einer reinen Ortbetondecke aufgrund der vorhandenen Elementfugen. Die damit verbundenen lokalen Querschnittsschwächungen erfordern schon auf niedrigem Lastniveau eine Umlagerung der Belastung in angrenzende Feld- und Stützbereiche. Die Folge der Lastumlagerung sind anfänglich höher beanspruchte Deckenbereiche und eine frühere Rißbildung im Vergleich zu einer reinen Ortbetondecke. Mit steigender Belastung kommt es jedoch zur Annäherung der Rißzustände von Fertigteil- und Ortbetondecken, wie anhand nichtlinearer Berechnungen nachgewiesen werden konnte. Der relative Unterschied in der Durchbiegung wird deutlich reduziert. Auf Gebrauchslastniveau liegen die Verformungen der Fertigteildecken etwa 5% über denen der reinen Ortbetondecke.

Influence of Bond Joints on Deformation of precast Slabs
Precast slabs and in-situ concrete slabs vary in their deflection behaviour due to the bond joints between the precast concrete units. The diminished cross section of the bond joints require a redistribution of internal forces to adjoining field and support areas already at a small load. The consequence of this redistribution are higher demands in these slab areas and an earlier crack initiation in comparison to the in-situ concrete slabs. With an increase of the loading the cracking pattern of the precast slabs and the in-situ concrete slabs converge as the nonlinear FE-calculation have shown. The relative difference in deformation is clearly reduced. At the service load the deformation of the precast slabs is only 5% higher than the deformation of the in-situ concrete slabs.

1 Einleitung

Bereits seit vielen Jahren werden Decken ohne Unterzüge, sogenannte Flachdecken, erfolgreich in Elementbauweise ausgeführt. Anfängliche Bedenken bei der Anwendung der Elementdecken im Durchstanzbereich der Stützen konnten durch Versuche ausgeräumt werden. Die Durchstanzlast wird durch die Verbundfuge zwischen Fertigteil und mitwirkender Ortbetonschicht nicht nachteilig beeinflußt [1]. Auch die Tragfähigkeit der vorgefertigten Deckensysteme ist mit der Tragfähigkeit einer reinen Ortbetondecke vergleichbar. Verschiedene FE-Studien [2], [3] haben gezeigt, daß die Biege- und Drillmomente von Ortbeton- und Fertigteildecken in Größe und Verteilung kaum voneinander abweichen. Bei der Bemessung dürfen beide Deckensysteme als statisch gleich behandelt werden.

Hinsichtlich ihrer Bewehrungsführung unterscheiden sich Fertigteil- und Ortbetondecken bei zweiachsig gespannten Systemen. In der Längsrichtung der Fertigteilelemente liegt die Feldbewehrung innerhalb des Fertigteils. In Querrichtung wird die Feldbewehrung üblicherweise in der Ortbetonergänzung eingelegt. Eine Bewehrungsführung innerhalb der Fertigteile erscheint aufgrund der geringen Elementbreiten und der relativ großen Übergreifungslängen der Feldbewehrung unwirtschaftlich. Im Fertigteil selbst, liegt in der Querrichtung nur die konstruktive Mindestquerbewehrung.

Die Folge einer Bewehrungsführung innerhalb der Ortbetonergänzung ist eine geringere Nutzhöhe der Feldbewehrung verglichen mit einer reinen Ortbetondecke. Um trotzdem eine annähernd gleiche Tragfähigkeit zu erreichen [4], wird bei der Elementdecke die Fläche der Feldbewehrung im Verhältnis der Nutzhöhen vergrößert.

Die geänderte Bewehrungslage hat aber nicht nur Einfluß auf die Tragfähigkeit der Decken. Auch die Gebrauchstauglichkeit wird durch den größeren Randabstand der Feldbewehrung zur Deckenunterseite sowie durch die vorhandenen Fugen zwischen den einzelnen Fertigteilelementen beeinflußt. Es stellt sich die Frage, ob Decken in Elementbauweise auch hinsichtlich ihrer Gebrauchstauglichkeit wie eine Ortbetondecke behandelt werden dürfen. Anhand nichtlinearer Berechnungen wird gezeigt, daß die für Flachdecken üblichen Biegeschlankheiten [5] und eine entsprechende Biegebemessung auch bei einer Elementbauweise zur Begrenzung der Durchbiegung im Sinne von DIN 1045-1[1)] ausreichen.

2 Vergleichsstudie

Die Unterschiede im Tragverhalten von Ortbeton- und Fertigteildecken wurden anhand von Vergleichsrechnungen aufgezeigt [6]. Untersucht wurden verschiedene Deckenvarianten (Bild 1) mit Stützenweiten von 5 m und 7,5 m, einem Stützweitenverhältnis von 1,0 und 1,5 sowie einer Fertigteildicke von 5 cm bzw. 7 cm. Die Dicke der Flachdecken ist mit 18 cm bzw. 22 cm von der jeweils größeren Stützweite der beiden Tragrichtungen abhängig.

Als Referenzobjekt wurde zu jeder Deckenvariante eine Ortbetonausführung gerechnet. Die zugehörigen Fertigteildecken variieren in der Anordnung der Elementstöße und dem Querbewehrungsgrad der Fertigteilelemente. Die Elementstöße wurden jeweils in der Mitte der Stützweite, d. h. im Bereich der größten Biege-

[1)] gilt nach Erstverfasser bei Anwendung von Eurocode 2 sinngemäß

© 2006 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

Variante	Ausführung	Stützenabmessung		Stützweite		Deckendicke	Fertigteildicke
		S_x [m]	S_y [m]	L_x [m]	L_y [m]	d_{Pl} [m]	d_{Ft} [m]
1	Ortbetondecke	0,50	0,50	5,0	5,0	0,18	
1.1	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 26 %						0,05
1.2	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 50 %						0,05
1.3	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 25 %						0,05
1.4	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 50 %						0,05
1.5	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in x-Richtung						
1.6	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in y-Richtung						
2	Ortbetondecke	0,50	0,75	5,0	7,5	0,22	
2.1	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 22 %						0,05
2.2	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 50 %						0,05
2.3	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 37 %						0,05
2.4	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 50 %						0,05
2.5	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in x-Richtung						
2.6	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in y-Richtung						
3	Ortbetondecke	0,50	0,75	5,0	7,5	0,22	
3.1	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 22 %						0,07
3.2	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 50 %						0,07
3.3	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 37 %						0,07
3.4	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 50 %						0,07
3.5	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in x-Richtung						
3.6	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in y-Richtung						
4	Ortbetondecke	0,90	0,90	7,5	7,5	0,22	
4.1	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 20 %						0,07
4.2	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 50 %						0,07
4.3	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 20 %						0,07
4.4	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 50 %						0,07
4.5	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in x-Richtung						
4.6	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in y-Richtung						

Bild 1. Übersicht der untersuchten Deckenvarianten
Fig. 1. Overview of the investigated slabs

momente, angeordnet. Der Einfluß der Elementfugen auf die Durchbiegung der Decken wird so besonders deutlich. Weitere Elementfugen innerhalb der Stützweite wurden nicht vorgesehen. Bei einer Fertigteilbreite von 2,5 m befinden sich diese schon im Bereich der Stützmomente bzw. in der Nähe der Momentennullpunkte und sind somit für die Durchbiegung nicht oder nur in geringem Maße von Bedeutung. Es wurden ausschließlich Elementstöße in Querrichtung der Fertigteile betrachtet, da sie keinen Zugstoß der Feldbewehrung erfordern. Aufgrund ihrer Lage in der Ortbetonergänzung kann die Bewehrung über den Elementfugen durchlaufen. Die Fuge selbst stellt somit nur eine lokale Querschnittsschwächung dar.

Die Elementfugen stellen lokale Querschnittsschwächungen dar.

Bei einem Tragstoß hingegen muß die Feldbewehrung der Elemente kraftschlüssig im Bereich der Fuge gestoßen werden. Die zu stoßende Längsbewehrung darf dabei eine Querschnittsfläche von 10 cm^2/m nicht überschreiten (DIN 1045-1[1)] Abs. 13.4.3). Entsprechend eingeschränkt ist die Biegetragfähigkeit senkrecht zur Fuge, was zur Folge hat, daß Tragstöße nur im Bereich der Stützmomente bzw. in der Nähe der Momentennullpunkte angeordnet werden können. Für die Untersuchung der Durchbiegung sind sie demnach nicht relevant, da nach der Zulassung der Fertigteile überdrückte Elementfugen mit Beton verfüllt werden müssen. Eine Querschnittsschwächung ist nicht mehr vorhanden.

Der Querbewehrungsgrad der Fertigteile wurde variiert, um die Rißbreiten an der Oberfläche der Fertigteile besser zu begrenzen. Die geringere Nutzhöhe der Feldbewehrung in der Ortbetonergänzung der Fertigteile kann zwar hinsichtlich der Tragfähigkeit durch einen erhöhten Bewehrungsquerschnitt kompensiert werden, für die Rißbreitenbegrenzung ist der große Randabstand jedoch von Nachteil. Untersucht wurden der Mindestquerbewehrungsgrad von 20 % bzw. 4 ∅ 6 mm je m sowie ein frei gewählter Querbewehrungsgrad von 50 %.

Neben den Fertigteildecken wurden weitere Decken ohne Elementfuge jedoch mit der Bewehrungsführung einer Fertigteildecke gerechnet. Sie geben Aufschluß darüber, welcher Anteil der Durchbiegung allein auf den größeren Randabstand der Feldbewehrung zurückzuführen ist.

[1)] gilt nach Erstverfasser bei Anwendung von Eurocode 2 sinngemäß

3 Modellierung der Decken

Unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen wurde jede Deckenvariante als Viertelplatte eines Innenfeldes modelliert. Eine separate Betrachtung der Rand- und Eckfelder war nicht notwendig, da nicht die maximale Durchbiegung, sondern der relative Unterschied zwischen Ortbeton- und Fertigteildecken Gegenstand der Untersuchung war.

Das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons wird im Modell durch den Ansatz reduzierter Biegesteifigkeiten für den Zustand II berücksichtigt. Jede Zugbelastung oberhalb der Betonzugfestigkeit führt zur Rißbildung im Beton und damit zu einer lokalen Abnahme der Biegesteifigkeit. Diese wiederum hat über die Krümmung des Querschnitts direkten Einfluß auf die Durchbiegung eines Bauteiles.

Die Größe der Biegesteifigkeit hängt von verschiedenen Faktoren ab, u. a. von der Querschnittsdicke, von der eingelegten Bewehrung und deren statischer Nutzhöhe sowie vom Zustand der Rißbildung. Vor Beginn der Belastung werden den finiten Elementen die Biegesteifigkeiten für den Zustand I (ungerissen) zugewiesen. Jede Flachdecke wird so in Stütz-, Gurt- und Feldstreifen eingeteilt (DAfStb 240 [7]). Vorhandene Elementfugen werden als zusätzliche Deckenstreifen mit eigener Biegesteifigkeit modelliert. Die Breite der Elementfugen wird im Modell mit 10 cm angenommen und beinhaltet neben der tatsächlichen Fugenbreite noch den halben Störbereich infolge der Spannungseinschnürung bzw. -ausbreitung in unmittelbarer Nähe der Querschnittsschwächung (Bild 2).

Der gerissene Stahlbeton wird durch reduzierte Biegesteifigkeiten modelliert.

Das Aufbringen der Gebrauchslast erfolgt in einzelnen Laststufen, die während der Rißbildung eine allmähliche Umlagerung der Schnittgrößen gewährleisten. Nach jeder Laststufe werden die Platten hinsichtlich der Biegesteifigkeit in gerissene und ungerissene Plattenbereiche eingeteilt. Maßgebendes Kriterium sind dabei die rechnerischen Randspannungen der finiten Elemente. Überschreiten die Randspannungen die Zugfestigkeit des Betons, wird dem jeweiligen Element die Biegesteifigkeit für den Zustand II zugewiesen. Einmal gerissene Plattenbereiche verbleiben unabhängig von später auftretenden Randspannungen im Zustand II.

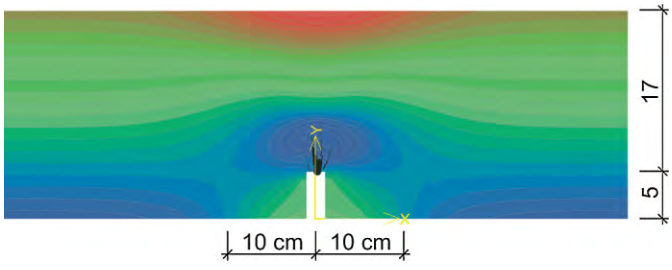


Bild 2. Spannungszustand im Bereich von Elementfugen (ATENA)
Fig. 2. Stress condition in the area of bond joints

Das Auflager der Flachdecken wird in der Größe des Stützenquerschnittes als Flächenlager modelliert. Extreme Stützmomente, wie sie bei einer Punktlagerung infolge der Singularität auftreten, werden so vermieden [8]. Eine elastische Bettung auf Federn ermöglicht außerdem eine begrenzte Verdrehung der Decke und damit eine gewisse Ausrundung des Biegemomentes über der Stütze. Die Feldmomente werden weder von der Lagerung noch von der Breite der Stütze maßgeblich beeinflußt.

4 Ergebnisse der Untersuchung

Die Auswirkungen der Elementfugen auf das Tragverhalten der Flachdecken werden durch den Vergleich der Mittendurchbiegungen deutlich. In Bild 3 sind für eine quadratische Stützweite von 5 m die Durchbiegungen der Flachdecken gemeinsam mit der Ortbetondecke aufgetragen. Die maximale Belastung von 9 kN/m^2 entspricht der Gebrauchslast der Decken. Der Verlauf der Kraft-Verformungskurven zeigt die drei Zustandsformen des Stahlbetons: den ungerissene Zustand I, den beginnenden Zustand der Erstrißbildung im Bereich der Stützmomente und anschließend im Feld sowie den allmähliche Übergang der Decken zum Zustand der abgeschlossenen Rißbildung.

Erwartungsgemäß sind die Verformungen der Fertigteildecken bis zum Gebrauchslastniveau größer als die der reinen Ortbetondecke. Der relative Unterschied ist jedoch stark von der Belastung abhängig. Auf niedrigem Lastniveau ist der Einfluß der Elementfugen scheinbar ausgeprägter als auf Gebrauchslastniveau. Bei der Betrachtung der auf die Ortbetondecke bezogenen Durchbiegung der Flachdecken wird dieses Phänomen noch deutlicher (Bild 4.)

Die Erklärung hierfür liegt in der Rißbildung. Die Fertigteildecken sind in der Tragrichtung senkrecht zur Elementfuge weicher als die Ortbetondecke. Schon bei geringen Lasten beginnt der Deckenquerschnitt innerhalb der Fuge zu reißen. Es kommt zur Umlagerung der Schnittgrößen in angrenzende Feldbereiche sowie in die Stützbereiche der betroffenen Tragrichtung. Die daraus resultierende höhere Beanspruchung führt vor allem in den Feldbereichen der Fertigteildecke früher zur Rißbildung,

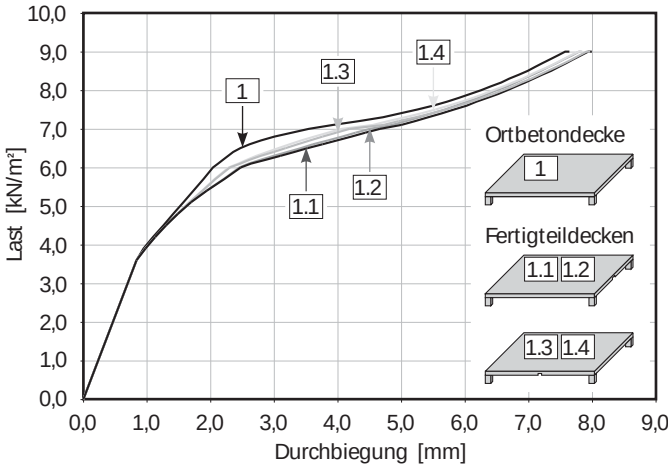


Bild 3. Kraft-Verformungskurve, Stützweite 5 m × 5 m
Fig. 3. Load-displacement-diagram, span 5 m × 5 m

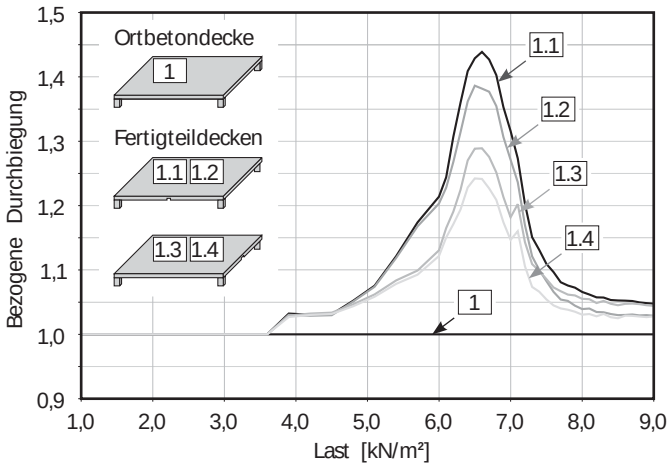


Bild 4. Durchbiegung der Flachdecken bezogen auf die Ortbetonausführung, Stützweite 5 m × 5 m
Fig. 4. Deflection of flat slabs related to deflection of in-situ concrete slabs, span 5 m × 5 m

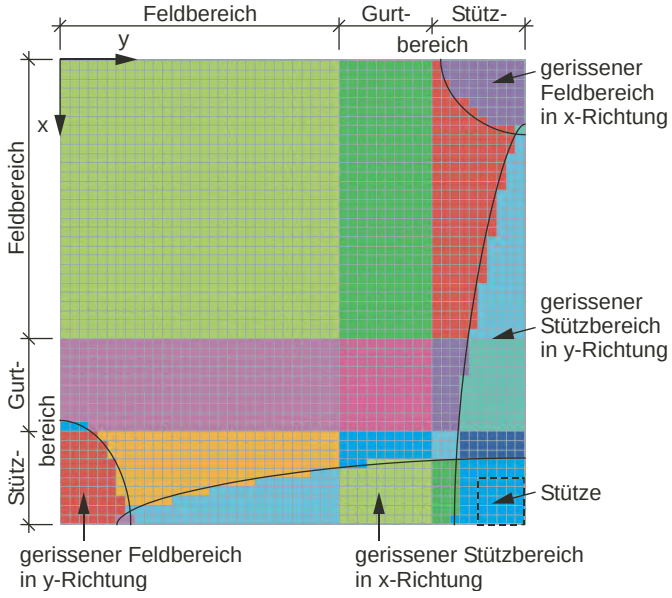


Bild 5. Rißzustand der Ortbetondecke bei 6,6 kN/m²
Fig. 5. Crack condition of an in-situ concrete slab with a load of 6.6 kN/m²

als es bei einer reinen Ortbetondecke der Fall ist. Die größere Ausdehnung der gerissenen Deckenbereiche verstärkt den Einfluß der Elementfuge (vergleiche Bild 5 mit Bild 6 bzw. Bild 7). Der Verformungsunterschied zwischen Ortbeton- und Fertigteildecken wächst.

Der Einfluß der Elementfugen ist belastungsabhängig.

Dieser Trend ändert sich jedoch mit dem Beginn der Rißbildung im Feldbereich der Ortbetondecke. Der Anstieg der Verformungskurven wird flacher und kehrt sich schließlich um (Bild 4). Eine weitere Laststeigerung führt zur Annäherung der Rißbilder von Ortbeton- und Fertigteildecken. Der Verformungsunterschied wird zunehmend geringer und damit auch der Einfluß der Elementfuge. Auf Gebrauchslastniveau sind die Durchbiegungen der Fertigteildecken maximal 5 % größer als die der Ortbetondecke.

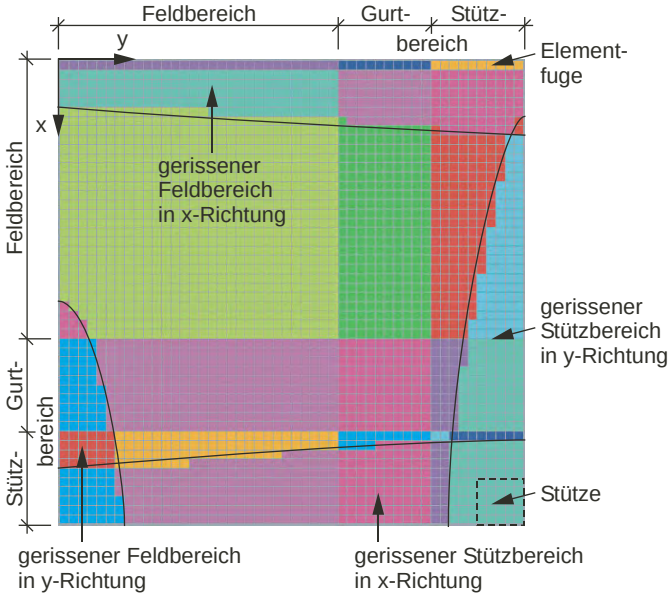


Bild 6. Rißzustand der Fertigteildecke (Fuge in x-Richtung)
Fig. 6. Crack condition of a precast slab (bond joint in x-direction)

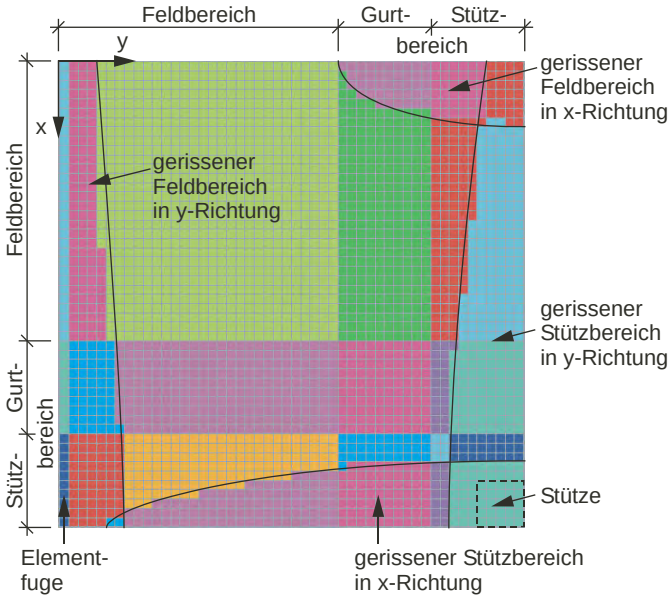


Bild 7. Rißzustand der Fertigteildecke (Fuge in y-Richtung)
Fig. 7. Crack condition of a precast slab (bond joint in y-direction)

Die beschriebenen Effekte sind für die Elementfugen in beiden Tragrichtungen gleichermaßen zu beobachten. Trotzdem unterscheiden sich die Durchbiegungen der Flachdecken erheblich (Bild 4). Offensichtlich sind die Fugen senkrecht zur x-Richtung (Fertigteildecken 1.1 bzw. 1.2) ungünstiger als die Fugen senkrecht zur y-Richtung (Fertigteildecken 1.3 bzw. 1.4). Da die Stützweite in beiden Tragrichtungen gleich groß ist, resultiert die Abweichung in der Durchbiegung lediglich aus der unterschiedlichen Nutzhöhe der Stützbewehrung. In Richtung der kleineren Nutzhöhe (x-Richtung) ist die Biegesteifigkeit in den gerissenen Stützbereichen geringer. Die Belastung muß stärker umgelagert werden als in Richtung der größeren Nutzhöhe (y-Richtung). Die Ausdehnung der gerissenen Stütz- und Feldbereiche wächst (Bild 6 und Bild 7)

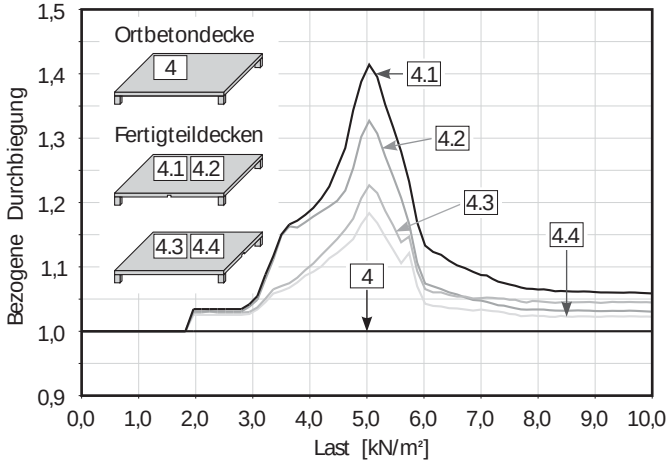


Bild 8. Durchbiegung der Flachdecken bezogen auf die Ortbetonausführung, Stützweite 7,5 m × 7,5 m
Fig. 8. Deflection of flat slabs related to deflection of in-situ concrete slabs, span 7,5 m × 7,5 m

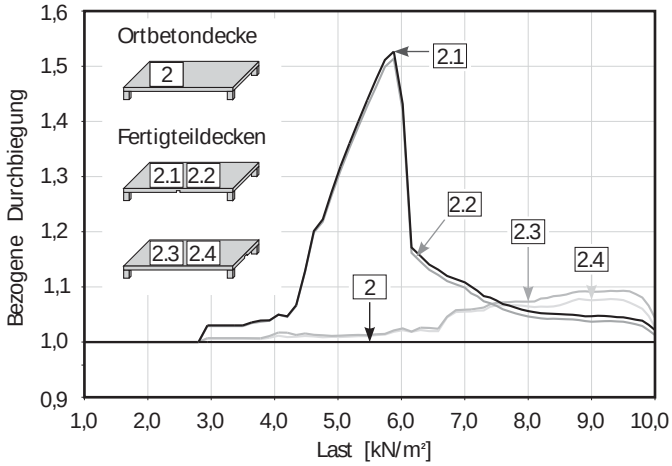


Bild 9. Durchbiegung der Flachdecken bezogen auf die Ortbetonausführung, Stützweite 5 m × 7,5 m
Fig. 9. Deflection of flat slabs related to deflection of in-situ concrete slabs, span 5 m × 7,5 m

und mit ihr auch die Durchbiegung der Flachdecken. Es ist also günstiger, die Elementfugen bei gleicher Stützweite senkrecht zur Tragrichtung mit der größeren Nutzhöhe der Stützbewehrung anzuordnen.

Die Querbewehrung der Fertigteile begrenzt die Rißbreiten und damit die Verformungen.

Die Querbewehrung der Fertigteile wird i. d. R. als konstruktive Mindestbewehrung mit einem Bewehrungsgrad 20% konzipiert. Beim Nachweis der Biegetragfähigkeit bleibt die Querbewehrung jedoch unberücksichtigt, da sie über den Elementfugen nicht kraftschlüssig gestoßen wird. Für die Durchbiegung ist sie aber aufgrund der Rißbreitenbegrenzung von Bedeutung. Die Zugspannungen in der Feldbewehrung der Ortbetonergänzung werden durch die parallel verlaufende Querbewehrung reduziert. Je höher der Querbewehrungsgrad ist, desto kleiner werden die Rißbreiten und folglich auch die Durchbiegung der Fertigteildecken (Bild 4). Vor allem der maximale Verformungsunterschied von Ortbeton- und Fertigteildecken wird durch die Querbewehrung reduziert. Der Einfluß der Elementfuge ist weniger ausgeprägt, hängt aber von der Stützweite der Decke ab. Mit zunehmender Stützweite werden die Feldmomente und die Ausdehnung der gerissenen Feldbereiche bei gleicher Flächenlast größer. Der Beginn der Rißbildung im Feldbereich der Ortbetondecke ist gegenüber der Fertigteildecke weniger stark verzögert. Der maximale Verformungsunterschied zwischen Ortbeton- und Fertigteildecke bleibt geringer. Gleichzeitig gewinnt die Querbewehrung durch die größere Ausdehnung der gerissenen Feldbereiche an Bedeutung. Die maximale bezogene Durchbiegung wird stärker reduziert (vgl. Bild 4 mit Bild 8).

Bei Decken mit ungleicher Stützweite in beiden Tragrichtungen wird die Belastung vorwiegend über die größere Stützweite abgetragen. Eine Unterbrechung der Haupttragrichtung durch die Elementfugen erscheint deswegen besonders ungünstig. Die rechnerische Durchbiegung bestätigt zunächst diese Theorie. Die Rißbildung im Feld der Haupttragrichtung beginnt aufgrund der Querschnittsschwächung schon bei geringen Flächenlasten. Die Fertigteildecke mit der Elementfuge in der Nebentragrichtung bzw. die Ortbetondecke sind bei gleicher Belastung im Feld kaum bzw. nicht gerissen. Der Unterschied in den Rißzuständen spiegelt sich in der bezogenen Durchbiegung wider. Während die Fertigteildecke mit der Elementfuge in der Nebentragrichtung noch annähernd die gleichen Verformungen aufweist wie die reine Ortbetondecke, sind die Verformungen der Fertigteildecke mit der Elementfuge in der Haupttragrichtung bedeutend größer.

Mit dem Beginn der Rißbildung im Feld der Ortbetondecke reduziert sich aber auch hier der Verformungsunterschied. Die gerissenen Plattenbereiche in der Haupttragrichtung der Ortbeton- und Fertigteildecken werden in ihrer Ausdehnung mit steigender Belastung immer ähnlicher. In der Nebentragrichtung hingegen zeigen die gerissenen Plattenbereiche der Fertigteildecken noch deutliche Unterschiede. Die Decken mit der Elementfuge in der Nebentragrichtung sind sowohl im Feld als auch über der Stütze in wesentlich größeren Bereichen gerissen als die vergleichbare Fertigteildecke mit der Elementfuge in der Haupttragrichtung. Es kommt zur Umkehrung der Verhältnisse. Die Durchbiegung der Flachdecken mit der Elementfuge in der Nebentragrichtung wird größer als die Durchbiegung der Flachdecke mit der Elementfuge in der Haupttragrichtung (Bild 9).

Bis zum Erreichen des Gebrauchslastniveaus nähern sich aber auch in der Nebentragrichtung die gerissenen Bereiche der Fertigteildecken allmählich an. Auch der Unterschied gegenüber der Ortbetondecke wird zunehmend geringer, wie am abfallenden Verlauf der bezogenen Durchbiegung in der Nähe des Gebrauchslastniveaus gut zu erkennen ist (Bild 9).

Weiterführende Informationen zu der Vergleichsstudie sind im Abschlußbericht des Forschungsvorhabens enthalten [6].

5 Fazit

Der Einfluß der Elementfugen auf das Verformungsverhalten der Flachdecken konnte anhand der nichtlinearen Berechnungen eindeutig nachgewiesen werden. Bis zum Gebrauchslastniveau sind die Durchbiegungen der Fertigteildecken größer als die der Ortbetondecke. Der relative Unterschied ist aber geringer als erwartet. Am Kraft-Verformungsverlauf der bezogenen Durchbiegungen konnte gezeigt werden, daß der relative Verformungsunterschied gegenüber der Ortbetondecke belastungsabhängig ist.

Die Fertigteildecken sind im ungerissenen Zustand aufgrund der Querschnittsschwächung im Bereich der Elementfuge weicher als eine Ortbetondecke. Es kommt zur Umlagerung der Belastung in die Feld- und Stützbereiche der betroffenen Tragrichtung und damit zu einer früheren Rißbildung. Die Verformung der Fertigteildecken steigt gegenüber der Ortbetondecken deutlich an.

Mit zunehmender Belastung wird der Unterschied in den Durchbiegungen jedoch maßgeblich reduziert, da auch die Ortbetondecke vermehrt in den Zustand II übergeht. Auf Gebrauchslastniveau verbleibt ein Verformungsunterschied von etwa 5 %. Dieser ist zum einen auf die geringere Biegesteifigkeit der Elementfuge und zum anderen auf die geringere Nutzhöhe der Feldbewehrung in der Ortbetonergänzung zurückzuführen.

Die Querbewehrung der Fertigteile ist für die Durchbiegung aufgrund der Rißbreitenbegrenzung von Bedeutung. Abhängig vom Bewehrungsgrad dämpft sie so den Einfluß der Elementfuge und reduziert die Auswirkungen des großen Randabstandes der Feldbewehrung in der Ortbetonergänzung.

Dank

Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung der Studie durch die Forschungsvereinigung der Deutschen Beton- und Fertigteilindustrie e.V.

Literatur

[1] *Furche, J.:* Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 63 (1997), Heft 6, S. 96–104.

[2] *Goldberg, G., Schmitz, M.* und *Land, H.:* Zweiachsige Lastabtragung bei Elementdecken. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 59 (1993), Heft 7, S. 86–89.

[3] *Bechert, H.* und *Furche, J.:* Bemessung von Elementdecken mit der Methode der Finiten Elemente. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 59 (1993), Heft 5, S. 47–51.

[4] *Land, H.:* Teilfertigdecken – Besondere Punkte der Schnittgrößenermittlung, Bemessung und Konstruktion. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 60 (1994), Heft 5, S. 93–95, Heft 6, S. 108–118.

[5] *Herzog, M.:* Vereinfachte Bemessung punktgestützter Platten nach der Plastizitätstheorie. In: *Bautechnik* 77 (2000), Heft 7, S. 945–950.

[6] *Curbach, M.* und *Brückner, A.:* FEM-Studie über Durchbiegung und Tragverhalten von Flachdecken aus Elementplatten. Abschlußbericht, Institut für Massivbau, TU Dresden, Juli 2004.

[7] *Grasser, E.* et al: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Heft 240 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Berlin: Beuth, 1991.

[8] *Rombach, G.:* Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau – Fehlerquellen und ihre Vermeidung. Berlin: Ernst & Sohn, 2000.

Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
Manfred.Curbach@mailbox.tu-dresden.de

Dipl.-Ing. Anett Brückner
Anett.Brueckner@mailbox.tu-dresden.de

Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Massivbau
01062 Dresden

DOI: 10.1002/best.200600519

Rüdiger Beutel
Johannes Furche
Josef Hegger
Frank Häusler

Zur Momentenumlagerung in Elementdecken mit Gitterträgern

Elementdecken aus vorgefertigten Stahlbetonplatten mit Gitterträgern und aufbetonierter Ortbetonschicht werden bei einem zusätzlichen Nachweis der Verbundfuge wie Ortbetondecken bemessen. Während nichtlineare und plastische Bemessungsverfahren in bauaufsichtlichen Zulassungen für Gitterträger derzeit aufgrund mangelnder Erfahrung ausgeschlossen sind, ist eine lineare Schnittgrößenermittlung mit nachträglicher begrenzter Momentenumlagerung wie bei Ortbetondecken möglich. Für Momentenumlagerungen von 30% muß nach DIN 1045-1 hochduktiler Betonstahl für die Biegezugbewehrung verwendet werden. Wenngleich DIN 1045-1 hierbei normalduktilen Betonstahl für Gitterträger nicht ausschließt, ist die notwendige Rotationsfähigkeit sicherzustellen. Vier Versuche am Institut für Massivbau der RWTH Aachen haben gezeigt, daß auch mit Gitterträgern aus normalduktilem Betonstahl große plastische Rotationen möglich sind, ohne daß eine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit festzustellen war.

Moment Redistribution in Precast Plates with Lattice Girders
Semi precast slabs consist of precast plates with lattice girders and an in-situ concrete topping. The structural behaviour is nearly equivalent to monolithic slabs. However, the shear capacity at the interface between precast element and concrete topping has to design thoroughly. Although technical approvals of lattice girders do not allow non-linear analysis due to insufficient experience, a linear elastic analysis with limited moment redistribution is permitted. For a moment redistribution of 30% the use of class B (high ductility) reinforcement is required according to DIN 1045-1. Hereby, a sufficient rotation capacity has to be ensured for both bending reinforcement and lattice girder, too. Beam tests with lattice girders of class A (normal ductility) reinforcing steel have performed at the institute of structural concrete at RWTH Aachen University revealed high plastic rotations without reducing the shear capacity.

1 Einleitung

Für die Schnittgrößenermittlung stellt DIN 1045-1 [1] vier Verfahren zur Auswahl. Neben linearen Verfahren ohne und mit begrenzter Momentenumlagerung können nichtlineare Verfahren oder Verfahren nach der Plastizitätstheorie angewendet werden, wobei die beiden letztgenannten Verfahren nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit Anwendung finden.

Für Elementdecken ist nach den aktuellen bauaufsichtlichen Zulassungen für Gitterträger [3], [4] die Bemessung nach nichtlinearen und plastischen Verfahren ausgeschlossen. Die Begrenzung auf lineare Rechenverfahren erfolgte aufgrund mangelnder Erfahrung mit der Ausführung von nach diesen Verfahren bemessenen Elementdecken. Für die aktuelle Bemessungspraxis ergibt sich hieraus allerdings kaum eine Einschränkung.

Für Elementdecken waren bereits nach DIN 1045(88) Momentenumlagerungen und -ausrundungen zulässig, sofern eine linearelastische Schnittkraftermittlung vorlag. Wie für Ortbetondecken betrug das maximale Umlagerungsvermögen auch für Elementdecken 15%. Nach DIN 1045-1 [1] kann dieser Wert bei Verwendung von hochduktiler Biegezugbewehrung auf maximal 30% erhöht werden.

Üblicherweise werden in Durchlaufsystemen die höheren Stützmomente in die weniger beanspruchten Feldbereiche umgelagert. In diesem Fall ist die Rotationsfähigkeit der Stahlbetonplatten im Stützbereich für die mögliche Momentenumlagerung maßgebend. Die Anforderung an die Duktilität der Biegezugbewehrung im Hinblick auf die maximale Momentenumlagerung gilt somit für die über die Streckgrenze beanspruchte Biegezugbewehrung im Stützbereich. Die Duktilität der Feldbewehrung wird hier nicht maßgebend, da sie maximal bis zur Streckgrenze beansprucht wird, um die umgelagerten Momente aufnehmen zu können.

Gitterträgeruntergurte wirken im Endzustand als Teil der Feldbewehrung und Gitterträgerdiagonalen gegebenenfalls als Verbund- bzw. Querkraftbewehrung. Gitterträgerobergurte werden dagegen üblicherweise nicht als Bewehrung im Endzustand der Decke angesetzt, d. h. sie sind rechnerisch nicht Teil der Stützbewehrung. Zur Sicherstellung des erhöhten Rotationsvermögens im Stützbereich sind daher rechnerisch keine erhöhten Anforderungen an die Gitterträger zu stellen – vergleichbar zur Feldbewehrung.

Da jedoch Gitterträgerdiagonalen im Stützbereich von Durchlaufträgern für die Querkraftaufnahme genutzt werden und auch Gitterträgerobergurte ohne Anrechnung über ein Zwischenauflager durchgeführt werden können, waren folgende Fragen experimentell zu klären:

- Führen durchgehende normalduktile Gitterträgerobergurte bei großen Biegeverformungen im Stützbereich zu einem vorzeitigen Versagen der Gitterträgerfunktion?
- Führen weite Biegerisse im Bereich der Gitterträgerschweißpunkte zu einem frühzeitigen Versagen der normalduktilen Gitterträger-Diagonalstäbe?

© Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

Hierzu wurden am Institut für Massivbau der RWTH Aachen vier Biegeversuche an Elementdeckenausschnitten mit Gitterträgern durchgeführt.

2 Momentenumlagerung in Platten

2.1 Einfluß der Biegezugbewehrung

Die mögliche Momentenumlagerung wird wesentlich durch die Rotationsfähigkeit des hochbeanspruchten Plattenquerschnitts bestimmt. Im Fall einer erfolgreichen Nachweisführung muß die mögliche plastische Rotation θ_{pl} größer sein als die für die Momentenumlagerung erforderliche Rotation θ_E. Die mögliche Rotation wird dabei maßgeblich von der Verformungsfähigkeit (Duktilität) der Biegezugbewehrung und der Betondruckzone bestimmt. Während für große Werte der Betondruckzonenhöhe (für hochduktile Bewehrung: $x/d > 0{,}16$) das Versagen der Betondruckzone bestimmend ist, wird bei kleiner bezogener Druckzonenhöhe (für hochduktile Bewehrung: $x/d \leq 0{,}16$) meist das Stahlversagen der Biegezugbewehrung maßgebend. Der Einsatz einer hochduktilen Bewehrung führt daher insbesondere im Bereich kleiner bezogener Druckzonenhöhen zu größeren möglichen Rotationen. DIN 1045-1 unterscheidet beim Betonstahl zwischen zwei Duktilitätsklassen (Tabelle 1).

Die mögliche plastische Rotation $\theta_{pl,d}$ wird für Normalbeton bis C50/60 in Heft 525 [2] nach Gl. (1) angegeben.

$$\theta_{pl,d} = 22{,}5 \cdot \left(1 - \frac{f_{yk}}{f_{tk}}\right) \cdot \frac{\varepsilon^*_{su} - \varepsilon_{sy}}{1 - x_d/d} \cdot \sqrt{\frac{\lambda}{3}} \cdot 10^3 \qquad \text{[mrad]} \qquad (1)$$

mit

$$\varepsilon^*_{su} = \min \begin{cases} 0{,}28 \cdot \left(\frac{x_d}{d}\right)^{0{,}2} \cdot \varepsilon_{uk} & \text{(Stahlversagen)} \\ 1{,}75 \cdot \left(\frac{x_d}{d}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(1 - \left(\frac{x_d}{d}\right)^{-1}\right) \cdot - 0{,}0035 & \text{(Betonversagen)} \end{cases}$$

x_d/d = bezogene Druckzonenhöhe
ε_{sy} = Stahldehnung bei Fließbeginn
ε_{uk} = Stahldehnung unter Höchstlast
λ = Schubschlankheit

Tabelle 1. Duktilitätseigenschaften der Betonstähle nach DIN 1045-1
Table 1. Ductility characteristics of the reinforcement according to DIN 1045-1

	BSt 500 (A)	BSt 500 (B)
Duktilität	normal	hoch
Verhältnis Zugfestigkeit/ Streckgrenze f_{tk}/f_{yk}	≥ 1,05	≥ 1,08
Stahldehnung unter Höchstlast ε_{uk} [‰]	25	50

In DIN 1045-1 wurden die jeweils geforderten charakteristischen Betonstahleigenschaften (Mindestwerte nach Tabelle 1) für die Festlegung der möglichen Rotation zugrunde gelegt. Bild 9 der Norm gibt die Werte für die Anwendung einer hochduktilen Bewehrung bei einer Schubschlankheit von $\lambda = 3$ wieder. Liegen die mechanischen Kennwerte des verwendeten Bewehrungsstahls über den Mindestanforderungen nach DIN 1045-1, so ergeben sich größere mögliche plastische Querschnittsrotationen.

2.2 Einfluß der Querkraftbewehrung

Der Übergang von der Biegetheorie zur Fachwerkanalogie führt zu einer Verschiebung der Zugkraftlinie um das Versatzmaß, was eine völligere Momentenlinie zur Folge hat. Dadurch vergrößert sich der plastische Bereich und somit die mögliche Rotation, sofern kein vorzeitiges Querkraftversagen eintritt. Die Bildung von Querkraftrissen führt zu einer Vergrößerung der Rotationsfähigkeit [5], die allerdings in Gl. (1) auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt wurde.

2.3 Umlagerung nach DIN 1045-1 [1]

Die Größe der zulässigen Momentenumlagerung ist nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit vom verwendeten Verfahren für die Schnittgrößenermittlung festgelegt. Bei einer linearelastischen Schnittgrößenermittlung mit begrenzter Momentenumlagerung kann in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit, der bezogenen Druckzonenhöhe und der Duktilitätsklasse der Biegezugbewehrung der Umlagerungsgrad mit den folgenden Gleichungen ermittelt werden. Dabei ist δ das Verhältnis des umgelagerten Moments zum Ausgangsmoment vor der Umlagerung.

Hochduktiler Betonstahl:
$\delta \geq 0{,}64 + 0{,}8 \cdot x_d/d \geq 0{,}7$ bis C50/60 (2)
$\delta \geq 0{,}72 + 0{,}8 \cdot x_d/d \geq 0{,}8$ ab C55/67 und Leichtbeton (3)

Normalduktiler Betonstahl:
$\delta \geq 0{,}64 + 0{,}8 \cdot x_d/d \geq 0{,}85$ bis C50/60 (4)
$\delta = 1{,}0$ (keine Umlagerung) ab C55/67 und Leichtbeton (5)

Für die bezogene Druckzonenhöhe x_d/d ist hierbei der Wert nach der Umlagerung einzusetzen.

Sollen größere Momentenumlagerungen erfolgen oder werden die Schnittgrößen mit nichtlinearen oder plastischen Verfahren ermittelt, ist nach DIN 1045-1 ein direkter Nachweis der Rotationsfähigkeit und der Einsatz hochduktiler Biegezugbewehrung im Stützmomentenbereich zwingend erforderlich. Allerdings wird für eine notwendige Querkraft- oder Verbundbewehrung der Einsatz von normalduktilem Betonstahl in DIN 1045-1 nicht ausgeschlossen.

2.4 Regelungen für Gitterträger [3, 4]

Gitterträger werden als Querkraft- und/oder Verbundbewehrung in Elementdecken mit Ortbetonergänzung eingesetzt und können grundsätzlich aus normal- und hochduktilem Betonstahl hergestellt werden.

Ist Querkraftbewehrung erforderlich, so werden Gitterträger häufig als Abstandhalter für die obere Bewehrung verwendet. Das Stapeln der Quer- und Längsbewehrung, d. h. das Auflegen der oberen Biegezugbewehrung vollständig oberhalb der Gitterträgerobergurte, ist dabei bis zu einer Beanspruchung von $0{,}5 \cdot V_{Rd,max}$ ($V_{Rd,max}$ für Gitterträger in Abhängigkeit von der Diagonalenneigung nach [3]) zulässig. Für darüber hinausgehende Querkräfte ist die Längsbewehrung in Höhe der Gitterträgerobergurte zu verlegen. Ist keine Querkraftbewehrung erforderlich, so werden häufig deutlich niedrigere Gitterträger verwendet, die allein den Verbund zwischen Fertigteil und Aufbeton sicherstellen.

3 Versuche mit Gitterträgern

3.1 Konzept und Versuchsprogramm

Vorüberlegungen ergaben folgende Versagensszenarien, die experimentell zu überprüfen waren:

(a) Gitterträgerobergurte können in Einzelfällen auch über ein Mittelauflager durchgeführt werden. Große Dehnungen oberhalb von 2,5 % im Bereich solcher Gitterträgerobergurte können zu einem Zugversagen der normalduktilen Drähte führen, bevor die erwarteten Bauteilrotationen bei Verwendung von hochduktiler Biegezugbewehrung erreicht werden. Dadurch könnte ein vorzeitiges Querkraftversagen des Plattenbauteils ausgelöst oder eingeleitet werden, wenn dadurch die Verankerung der Querkraftbewehrung beeinträchtigt wird. Günstig wirkt sich allerdings der mäßige Verbund der glatten Drähte aus, der eine größere Dehnlänge ergibt. Es bestand daher die Erwartung, daß hohe Dehnungen der gerippten Betonstahlbewehrung im Riß für den Gitterträger nur in abgemilderter Form wirksam werden.

(b) Gitterträgerlängsstäbe und Diagonalstäbe sind durch Schweißknoten definierter Qualität verbunden. Es war unklar, inwieweit das Verformungsvermögen der Drähte im Bereich der Schweißeinflußzone beeinflußt wird. Zudem liegen im Bereich der Diagonalenkrümmung teilweise zwei Schweißpunkte eng zusammen, sodaß nur eine begrenzte Dehnlänge zum Abbau hoher lokaler Dehnungen im Riß zur Verfügung steht. Kritisch könnte daher ein breiter Riß direkt im Bereich der Schweißpunkte sein. Aus diesem Grund wurden die Versuchskörper im Bereich der Gitterträgerknoten mit einer Rißvorgabe versehen.

(c) Zur Überprüfung eines möglichen vorzeitigen Querkraftversagens infolge großer Rotationen und Rißbreiten war es notwendig, auch Querkraftbeanspruchungen zu untersuchen, bei denen die Gitterträgerbewehrung zwingend zum inneren Gleichgewicht der Kräfte erforderlich ist ($V_{Ed} > V_{Rd,ct}$). Nachzuweisen ist dabei die Kombination einer maximalen Rotation in Verbindung mit einer hohen Querkraft.

(d) Grundsätzlich wäre es denkbar – wenn auch nicht zu erwarten –, daß eine normalduktile Querkraftbewehrung eine große Rotation behindert. Zum Gegenbeweis sollte bei erforderlicher und vorhandener Verbundbewehrung die maximale Rotation überprüft werden. Eine Platte ohne erforderliche Querkraftbewehrung ($V_{Ed} < V_{Rd,ct}$) stellt dabei den kritischen Fall dar, da bei höherer Schubbeanspruchung eine Schubrißbildung sich steigernd auf die Rotation auswirkt.

Zur Überprüfung der Punkte (a) bis (d) wurden an Elementdecken mit Ortbetonergänzung 3-Punkt-Biegeversuche mit normalduktilen Gitterträgern und hochduktiler Biegezugbewehrung durchgeführt, die den Stützmomentenbereich eines Durchlaufträgers nachbildeten. Es wurde die obere und untere Grenze praxisüblicher Betonfestigkeitsklassen geprüft, um den ungünstigen Einfluß erhöhter Verbundeigenschaften auf das Rotations- und Dehnungsverhalten der Gitterträgerstäbe zu berücksichtigen (Tabelle 2). Platten mit Schubbewehrung (Versuche 1 und 2) dienten insbesondere dem Nachweis der Gitterträgerfunktion nach a) bis c). Die Platten ohne erforderliche Schubbewehrung (Versuche 3 und 4) sollten nicht nur die Fragen nach a) und b) beantworten, sondern dienten insbesondere dem Nachweis einer ausreichenden Rotationsfähigkeit. In allen Versuchen wurde eine bezogene Druckzonenhöhe von $0{,}1 \le x/d \le 0{,}2$ angestrebt. Hierfür ergeben sich rechnerisch große mögliche Rotationen, welche in den Versuchen mit normalduktilen Gitterträgern nachgewiesen werden sollten.

3.2 Versuchskörper und -durchführung

Die Biegeversuche wurden an Balken mit einer Stützweite von 2,40 m und Auflagerüberständen von jeweils 0,25 m durchgeführt (Bild 1). Alle Versuchskörper wurden mit einer horizontalen Verbundfuge ausgeführt, die bei Ausbreitmaßen von 41 cm bis 48 cm rüttelrauh belassen wurden. Die Verbundfuge war aufgrund der gemessenen Rauhtiefen von $R_t \approx 1{,}5$ mm nach dem Sandflächenverfahren nach *Kaufmann* als rauh einzustufen.

Für die Versuchskörper 1 und 2 mit einer hohen Querkraftbeanspruchung war es für eine trennscharfe Untersuchung notwendig, einen Plattenbalkenquerschnitt mit reduzierter Stegbreite zu untersuchen. Dadurch konn-

Tabelle 2. Überblick über die Versuchsparameter
Table 2. Details of test parameters

Versuch	Betongüte	Längsbewehrungsgrad	x/d[1)]	Gitterträgerfunktion	Versuchsquerkraft
1	C20/25	1,30 %	0,19	Querkraft- + Verbundbewehrung	$\approx 0{,}4\ V_{R,max}$
2	C50/60	1,75 %	0,10		
3		0,41 %	0,08	Verbundbewehrung	$\approx 0{,}9\ V_{R,ct}$
4	C20/25	0,29 %	0,11		

[1)] ermittelt mit den charakteristischen Materialfestigkeiten und den erzielten Versuchslasten

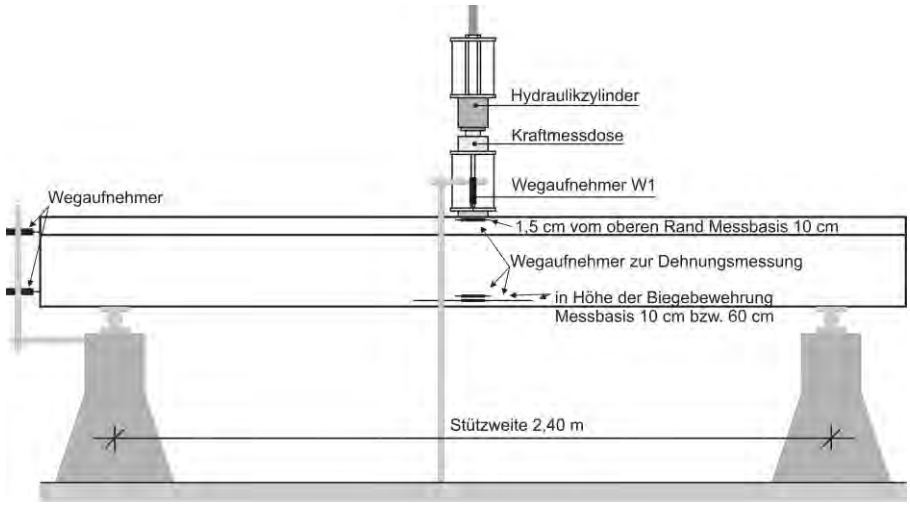


Bild 1. Versuchsaufbau
Fig. 1. Test setup

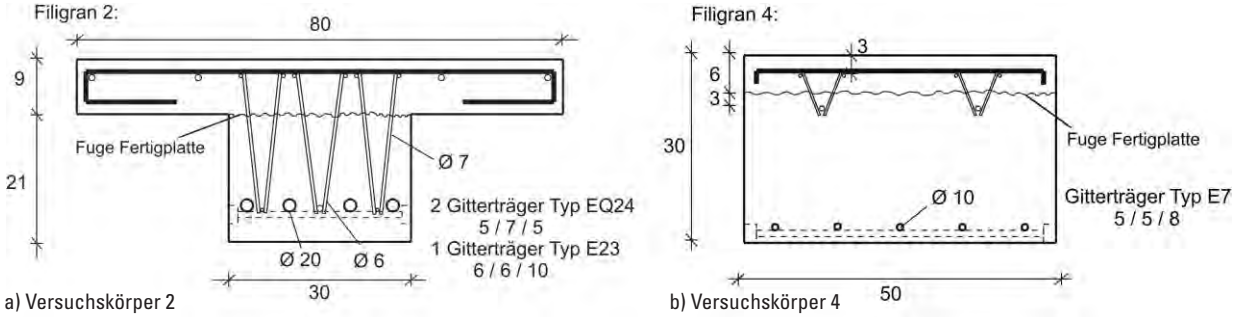


Bild 2. Exemplarische Querschnitte
Fig. 2. Test specimens

Tabelle 3. Kennwerte der Versuchskörper
Table 3. Details of test specimens

Versuch	Stegbreite	Druckzonenbreite	Zylinderdruckfestigkeit Elementdecke/Aufbeton	Längsbewehrung[1)]	Gitterträger
1	40 cm	80 cm	19,1/20,9 MPa	7 Ø 16 mm	2 EQ24 – 05705
2	30 cm	80 cm	47,7/39,8 MPa	4 Ø 20 mm [2)]	2 EQ24 – 05705 + E23 – 06610
3	50 cm	50 cm	43,9/40,5 MPa	5 Ø 12 mm	2 E7 – 0558
4	50 cm	50 cm	19,7/21,1 MPa	5 Ø 10 mm	2 E7 – 0558

[1)] Zugzone
[2)] + 1 Ø 10 mm BSt 500 G (Gitterträgerobergurt E24)

te eine hohe Querkraftbelastung und entsprechende Gitterträgerbeanspruchung bei kleiner bezogener Druckzonenhöhe geprüft werden, welche gleichzeitig große Rotationen ermöglicht. Als Querkraft- und Verbundbewehrung wurden jeweils Gitterträger des Typs EQ24 [3] verwendet. Im Versuchskörper 2 wurde zur Verbundsicherung zusätzlich ein Gitterträger Typ E23 [4], der durchlaufend ausgebildet war, erforderlich. Zusätzlich variierte die Anordnung der Biegebewehrung. Im Versuch Nr. 1 wurden die Quer- und Längsbewehrung vollständig oberhalb der Gitterträgerobergurte gestapelt. Eine solche Anordnung ist nach den aktuellen Gitterträgerzulassungen nur für $V_{Ed} \leq 0{,}5\ V_{Rd,\,max}$ zulässig. Im Versuchskörper 2 verlief die parallel zu den Obergurten angeordnete Biegezugbewehrung in Höhe der Gitterträgerobergurte (Bild 2).

Die Versuche 3 und 4 erforderten keine Querkraftbewehrung, so daß niedrige Gitterträger E7 [4] zur Verbundsicherung zwischen Elementdeckenspiegel und Aufbeton verwendet wurden. Eine Zusammenstellung der Kennwerte der Versuchskörper enthält Tabelle 3, die Kennwerte der verwendeten Betonstähle sind in Tabelle 4 zusammengefaßt. Meßtechnisch wurde während der Versuchsdurchführung die Dehnung der Betonstahlbewehrung (Längsbewehrung und Gitterträger), die Betonstauchung und die Endtangentenverdrehung, die später zur Ermittlung der Rotation verwendet wurde, kontinuierlich erfaßt. Die Versuchskörper wurden lastgesteuert bis zur Fließgrenze der Biegebewehrung belastet, danach wurde die Durchbiegung weggesteuert bis zum Bruch gesteigert. Zwischen 50 % und 100 % der Gebrauchslast wurden zwischenzeitlich zehn Lastwechsel gefahren.

Versuch	Bewehrung	f_y	f_t/f_y	ε_{uk}
1	Ø 16 mm BSt 500 S (B)	581 MPa	1,14	8,1 %
2	Ø 20 mm BSt 500 S (B)	567 MPa	1,14	10,2 %
1 + 2	Ø 7 mm BSt 500 G (A) Diagonale EQ24	563 MPa	1,06	4,8 %
1 + 2	Ø 5 mm BSt 500 G (A) Obergurt EQ24	611 MPa	1,08	5,1 %
2	Ø 6 mm BSt 500 G (A) Diagonale E23	547 MPa	1,06	3,9 %
2	Ø 10 mm BSt 500 G (A) Obergurt E23	576 MPa	1,06	4,2 %
3	Ø 12 mm BSt 500 S (B)	564 MPa	1,14	10,8 %
4	Ø 10 mm BSt 500 S (B)	597 MPa	1,12	10,5 %
3 + 4	Ø 5 mm BSt 500 G (A) Diagonale E7	631 MPa	1,07	4,9 %
3 + 4	Ø 8 mm BSt 500 G (A) Obergurt E7	554 MPa	1,07	3,9 %

Tabelle 4. Kennwerte der verwendeten Betonstähle
Table 4. Mechanical properties of the reinforcement

Tabelle 5. Versuchslasten
Table 5. Failure loads

	Versuchslasten		rechnerische Tragfähigkeiten			bezogene Tragfähigkeiten		
Versuch	Bruchlast	Querkraft V_u	$V_{R,ct}$	$V_{R,max}$	$V_{R,sy}$	$V_u/V_{R,ct}$	$V_u/V_{R,max}$	$V_u/V_{R,sy}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[–]	[–]	[–]
Filigran 1	360	180	91	408	260		0,44	0,69
Filigran 2	302[1)]	151[1)]	77	485	207		0,31[1)]	0,73[1)]
Filigran 3	168	84	99	350	–	0,85		
Filigran 4	134	67	68	167	–	0,99		

[1)] Versuch vor Erreichen der Höchstlast abgebrochen

3.3 Versuchsergebnisse

In keinem Versuch konnte ein Versagen der Verbundfuge festgestellt werden, lediglich bei den Versuchen 3 und 4 verliefen die Biegerisse in kurzen Teilbereichen der Fuge horizontal. In Tabelle 5 sind die Versuchsbruchlasten zusammengestellt und in Bild 5 das Gesamtrotationsvermögen dargestellt. Im einzelnen zeigten sich folgende Versagenscharakteristika:

Versuch 1:
Der Versuchskörper 1 versagte infolge eines Biegeschubbruchs im Bereich der Endverankerung der Biegezugbewehrung, ohne daß wesentliche plastische Verformungen aufgetreten waren (Bild 3). Während des Versuchs entwickelte sich mit zunehmender Laststeigerung neben der planmäßigen Schubrißbildung eine verstärkte Horizontalrißbildung in Höhe der Biegezugbewehrung. Das Lastniveau des Balkens erreichte die Grenzquerkrafttragfähigkeit des für die Stapelung zulässigen Bereichs ($V_{Ed} \cong 0{,}5\ V_{Rd,\,max}$). Der Versuch bestätigt die konstruktiven Regelungen der Zulassung, wonach bei einer Querkraftbeanspruchung größer als $0{,}5\ V_{Rd,\,max}$ die Querkraftbewehrung und die Gitterträgerobergurte auf Höhe der Biegezugbewehrung verankert werden muß.

Bild 3. Rißbilder der Versuchskörper 1 bis 4
Fig. 3. Crack pattern of the test specimens 1 to 4

Versuch 2:
Der Versuch 2 wurde vorzeitig nach hörbarem Zugversagen des statisch nicht berücksichtigten Obergurtes des durchlaufenden Gitterträgers E23 beendet. Durch eine

a) Versuch 3 b) Versuch 2

Bild 4. Aufgestemmte Versuchskörper
Fig. 4. Prisen test specimens

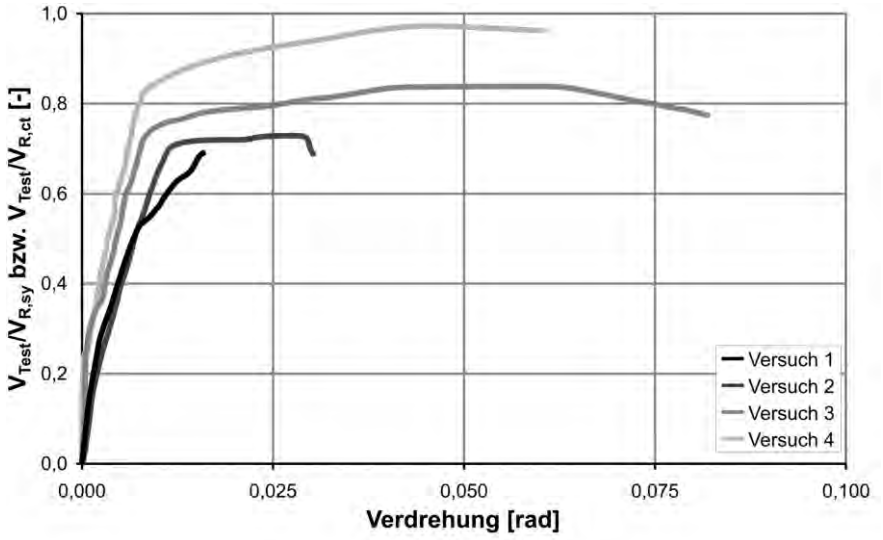


Bild 5. Bezogene Last-Verdrehungskurven: Versuche 1 und 2 (Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{R,sy}$), Versuche 3 und 4 (Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{R,ct}$)
Fig. 5. Related load versus rotation: tests 1 and 2 (shear resistance of the shear reinforcement $V_{R,sy}$), tests 3 and 4 (shear resistance without shear reinforcement $V_{R,ct}$)

Untersuchung des Versuchkörpers sollte die genaue Versagensart insbesondere im Hinblick auf eine Beeinträchtigung der Schweißknoten und der Verankerung der Querkraftbewehrung untersucht werden. Allerdings befand sich der gebrochene Längsstab außerhalb der Gitterträgerknoten (Bild 4b). Da keinerlei Versagensanzeichen an den Gitterträgern EQ24 und der Biegebewehrung vorlagen, wäre eine weitergehende Belastung des Versuchskörpers möglich gewesen.

Aufgrund der schlechten Verbundeigenschaften des glatten Obergurtes ergibt sich eine freie Dehnlänge von etwa 20 cm zwischen den Schweißpunkten, die als Verankerungspunkte dienen. Trotz dieser großen Dehnlänge versagt der normalduktile Obergurt vor der in gleicher Lage angeordneten hochduktilen Biegezugbewehrung, was auch im Fall einer gerippten normalduktilen Bewehrung zu erwarten ist.

Versuche 3 und 4:
Die Versuchskörper 3 und 4 versagten durch Reißen der Biegezugbewehrung, wobei die Obergurte der Gitterträger E7 im Bereich zwischen den Schweißpunkten Einschnürungen aufwiesen (Bild 4a). Die Dehnungen waren aufgrund der verminderten Höhe der Gitterträger von 7 cm nicht so hoch, wie die der Biegezugbewehrung und führten somit nicht zum endgültigen Versagen. Auch in diesem Versuch kündigte sich das Versagen auf der freien Länge zwischen den Schweißpunkten an. Die Verankerung der Verbundbewehrung war somit hiervon nicht beeinträchtigt.

3.4 Versuchsauswertung und Schlußfolgerungen

In Bild 6 sind die ermittelten plastischen Rotationen θ_{pl} der Versuche 2 bis 4 in Abhängigkeit von der jeweiligen bezogenen Druckzonenhöhe ausgewertet. Eingetragen sind in diesem Bild auch die Grundwerte der plastischen Rotationen nach DIN 1045-1 (dort Bild 9), die sich aus Gl. (1) für einen Normalbeton, den charakteristischen Materialkennwerten eines Betonstahls BSt 500(B) (hochduktil) und einer Schubschlankheit von $\lambda = 3$ ergeben. In den Versuchen lagen die Materialkennwerte der Biegezugbewehrung über den geforderten Materialkennwerten und die Schubschlankheit λ betrug zwischen 4,36 und 5. Daher wurden zum Vergleich für jeden Versuch die erwarteten Rotationen nach Gl. (1) für die jeweiligen Versuchsparameter aufgetragen.

Die Gegenüberstellung der experimentell festgestellten plastischen Rotationen gegenüber den rechnerischen Grenzwerten ergibt, daß die Versuche 3 und 4 über den erwarteten Werten liegen. Elementdecken mit niedrigen normalduktilen Gitterträgern als Verbundbewehrung und hochduktiler Biegezugbewehrung sind daher vergleichbar mit einer Ortbetondecke mit hochduktiler Längsbewehrung. Eine begrenzte Rotationsfähigkeit aufgrund der normalduktilen Gitterträger konnte nicht festgestellt werden.

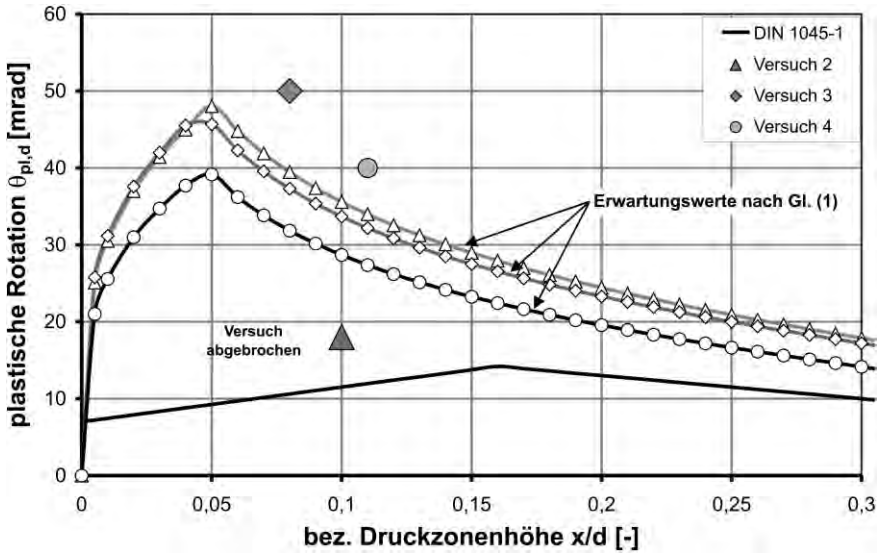


Bild 6. Verlauf der möglichen plastischen Rotation in Abhängigkeit von der bezogenen Druckzonenhöhe nach Gl. (1) und im Versuch erreichte plastische Rotationen
Fig. 6. Allowable plastic rotation versus related depth of the neutral axis according to eq. (1) and measured rotations of the tests

Versuch 2 mit einer hohen Querkraftbeanspruchung wurde nach dem Reißen des statisch nicht berücksichtigten durchgehenden Obergurtes vorzeitig abgebrochen (vergleiche Abschn. 3.3). Zu diesem Zeitpunkt konnten keine Anzeichen an der statisch wirksamen Gitterträgerbewehrung und der Biegezugbewehrung festgestellt werden, die ein Versagen ankündigen. Der Versuchskörper wies bei Beanspruchungen oberhalb der tatsächlichen Streckgrenze der Biegezugbewehrung ein stabiles Schubrißbild auf, während die Biegerisse in Balkenmitte kontinuierlich größere Rißbreiten annahmen. Es ist davon auszugehen, daß nach dem Reißen des durchlaufenden Obergurtes eine weitere Rotationszunahme möglich gewesen wäre. Durch den vorzeitigen Abbruch des Versuches liegt die experimentelle Rotation unterhalb des nach Gl. (1) möglichen plastische Rotationsvermögens (Bild 6). Dennoch übersteigt der erreichte Wert die mögliche plastische Rotation nach DIN 1045-1. Für die geprüften Verhältnisse ist mit dieser Rotation eine Momentenumlagerung von 30% möglich (siehe [2]). Auch bei hoher Querkraftbeanspruchung und einer Lage der Biegezugbewehrung in Höhe des normalduktilen Gitterträgerobergurtes liegt eine vergleichbare Rotationsfähigkeit wie bei einer Ortbetonkonstruktion vor. Es ist allerdings davon auszugehen, daß im Grenzzustand der Tragfähigkeit die statisch nicht angerechneten Gitterträgerobergurte im Stützbereich vorzeitig reißen können. Ein solches Zugversagen ist allerdings im Bruchzustand tolerierbar, da nach den Versuchen die Querkraftbewehrung funktionstüchtig bleibt, wie auch andere Versuche belegen. In Ermüdungsversuchen an Elementdecken mit Gitterträgern [8] traten Brüche der Gitterträgergurte im Bereich der Schweißpunkte auf. Auch in diesen Fällen blieb die Verankerung und die Tragfähigkeit der Gitterträgerdiagonalen als Querkraftbewehrung erhalten. Eine Anrechnung der normalduktilen Gurte auf die Biegezugbewehrung ist bei einer Momentenumlagerung von über 15% jedoch grundsätzlich ausgeschlossen.

Im Versuch 1, bei dem die komplette Biegezugbewehrung auf den Obergurten verlegt wurde (gestapelte Bewehrung), trat ein Biegeschubbruch im Bereich der Endverankerung der Biegezugbewehrung auf. Aufgrund dieser Versagensart wurde nur eine begrenzte Rotationsfähigkeit festgestellt. Wenngleich im Bereich von Zwischenauflagern im Hinblick auf diese Versagensart günstigere Verhältnisse vorliegen, sollte bei einer Momentenumlagerung größer 15% auf ein Stapeln der Biegezugbewehrung oberhalb der Gitterträgergurte grundsätzlich verzichtet werden. Diese Empfehlung gilt unabhängig von der Duktilität der Gitterträger und somit auch bei Einsatz hochduktiler Gitterträger.

Die vorgenannte Empfehlung gilt grundsätzlich nur für Platten mit erforderlicher Schubbewehrung, da in Platten ohne Schubbewehrung ($V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$) die vorgenannte Versagensart nicht zu erwarten ist. Werden Gitterträger allein als Verbundbewehrung eingesetzt und über die gesamte Bauteilhöhe geführt, können diese als Abstandhalter für die obere Biegezugbewehrung genutzt werden. In diesem Fall kann die Biegezugbewehrung auch bei einer Momentenumlagerung von bis zu 30% auf den Obergurten „gestapelt“ werden.

4 Ausblick

Die durchgeführten vier Versuche mit hochduktiler Biegezugbewehrung und normalduktilen Gitterträgern ergaben Rotationskapazitäten, die für die geprüften x/d-Verhältnisse oberhalb der erforderlichen Werte für eine Momentenumlagerung von 30% lagen. Darüber hinaus erreichten die plastischen Rotationen grundsätzlich die für Ortbetonplatten zu erwartenden Werte. Die Funktionsfähigkeit der Gitterträger als Querkraftbewehrung blieb dabei erhalten. Die Erweiterung des Anwendungsbereiches von Elementdecken auch auf plastische Verfahren erscheint daher grundsätzlich möglich. Hierzu erscheinen weitere Versuche mit Schubbewehrung und hohen Rotationen zur Verbreiterung der Datenbasis notwendig und zielführend. Dieses gilt auch bei Einsatz von hochduktilen Gitterträgern.

Unabhängig von der Duktilität der Gitterträger kann aufgrund des durchgeführten Versuchs 1 für schubbewehrte Platten bei Ausnutzung einer Momentenumlagerung von bis zu 30% eine Stapelung der oberen Biegezugbewehrung auf den Gitterträgerobergurten nicht empfoh-

len werden. Ergänzende Untersuchungen zur Variation der Bewehrungsanordnung und der Verankerung der Biegezugbewehrung sind hier erforderlich, wenn diese Einschränkung aufgehoben werden soll. Auch im Hinblick auf eine grundsätzlich mögliche Anwendung nichtlinearer Verfahren scheint die Ausarbeitung konstruktiver Regelungen in diesem Bereich angebracht.

5 Zusammenfassung

Vier Versuche zur Rotationsfähigkeit von Elementdecken mit Gitterträgern am Institut für Massivbau der RWTH Aachen ergaben, daß die Anwendung von normalduktilen Gitterträgern in Verbindung mit hochduktiler Biegebewehrung grundsätzlich möglich ist. Werden normalduktile Gitterträger ausschließlich als Verbundbewehrung eingesetzt und reichen nicht über die volle Bauteilhöhe, sind die möglichen plastischen Rotationen der Platten ähnlich wie die reiner Ortbetondecken. Die Gitterträger können die großen plastischen Rotationen ohne Beeinträchtigung der Querkrafttragfähigkeit ertragen. Damit ist eine Momentenumlagerung bis zu 30 % auch bei Verwendung normalduktiler Gitterträger möglich.

Werden Gitterträgerobergurte über ein Zwischenauflager durchgeführt, ist für den Bruchzustand davon auszugehen, daß diese frühzeitig vor der hochduktilen Biegezugbewehrung versagen, ohne daß die Funktionsfähigkeit der Querkraftbewehrung beeinträchtigt wird. Eine Anrechnung der normalduktilen Gurte auf die Biegezugbewehrung ist bei einer Momentenumlagerung von über 15 % jedoch grundsätzlich ausgeschlossen. Unabhängig von der Duktilität der eingesetzten Gitterträger sollte bei Platten mit erforderlicher Schubbewehrung bei Ausnutzung einer Momentenumlagerung von über 15 % die Biegezugbewehrung auf Höhe der Gitterträgerobergurte angeordnet werden.

Literatur

[1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.

[2] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525, 2003.

[3] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-15.1-93 vom 28.11.2005 für Filigran-EQ-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht.

[4] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-15.1-147 vom 12.11.2004 für Filigran-E-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht.

[5] *Langer, P.:* Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) Heft 484, Beuth Verlag, Berlin 1997.

[6] *Hegger, J., Beutel, R.* und *Häusler, F.:* Versuchsbericht zum Rotationsvermögen von Elementplatten mit Gitterträgern. Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB), Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH) Aachen, 2.5.2006.

[7] *Hegger, J.* und *Beutel, R.* u. a.: Umstellung der Zulassungs-Bemessungsregeln für Gitterträger von DIN 1045(88) auf DIN 1045-1. Gutachten G03-41 vom 22.5.2004 für das Deutsche Institut für Bautechnik.

[8] *Schießl, P.:* Zulassungsversuche für den Filigran EQ-Träger unter dynamischer Beanspruchung. Gutachten W1107 vom 29.06.1990, Aachen.

Dr.-Ing. Rüdiger Beutel
H+P Ingenieure GmbH & Co. KG
Schurzelter Straße 25
52074 Aachen
rbeutel@huping.de

Dr.-Ing. Johannes Furche
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
j.furche@filigran.de

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
heg@imb.rwth-aachen.de

Dipl.-Ing. Frank Häusler
fhaeusler@imb.rwth-aachen.de

Lehrstuhl und Institut für Massivbau
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen

DOI: 10.1002/best.201100031

Guido Bertram
Johannes Furche
Josef Hegger
Ulrich Bauermeister

Zulässige Montagestützweiten von Elementdecken mit verstärkten Gitterträgern

Elementdecken bestehen aus vorgefertigten Stahlbetonplatten und einer aufbetonierten Ortbetonschicht. Die vorgefertigten etwa 5 cm dicken Stahlbetonplatten dienen als verlorene Schalung für den Ortbeton und sind integraler Bestandteil der fertigen Stahlbetondecke. Die Fertigteilplatten sind mit Gitterträgern bewehrt, welche die Eigenbiegesteifigkeit und die Tragfähigkeit der Platten im Montagezustand erhöhen. Das Tragverhalten im Montagezustand kann aufgrund des aufgelösten Querschnitts nicht mit den Berechnungsansätzen für Stahlbetonplatten [1] beschrieben werden. Die Bemessung wird daher in bauaufsichtlichen Zulassungen auf der Grundlage von Versuchen geregelt. Ein bereits zugelassener Gitterträgertyp [2] (Bild 1a) wurde zur Erzielung größerer Montagestützweiten mit größeren Stabquerschnitten versehen. Das Tragverhalten von Fertigteilplatten mit diesen verstärkten Gitterträgern wurde am Institut für Massivbau der RWTH Aachen University in 78 Biege- und Querkraftversuchen untersucht. Die wesentlichen Versuchsergebnisse und die daraus abgeleiteten Montagestützweiten der erweiterten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [3] werden in diesem Beitrag vorgestellt.

Permissible Span of Semi-precast Slabs in Case of Erection

The construction of semi-preacast slabs made of precast lattice girder planks and insitu topping is economic in a large application field. The precast planks consist of a 5 cm thick RC slab serving as permanent formwork for the topping. Lattice girders, set into the slab concrete with their lower chord bars, are used to increase the bending stiffness as well as the bearing capacity of the planks. Furthermore, the described lattice girders consist of an upper chord bar, two lower chord bars and in between diagonal bars. Due to the upper chord bar located above the concrete slab the section modulus as well as the moment of inertia is increased resulting in clearly enlarged permissible spans in the case of erection. The bearing behaviour cannot be described with common bending and shear design methods due to the divided cross section with a slender compression chord. A structural design according to DIN 1045-1 [1] is not possible, thus the use of lattice girders is regulated by approvals from the German Building Authorities.

The lattice girder type E [2] (Fig. 1a) is already approved. Additionally, the diameter of the upper chord bar and the diagonals were enlarged to improve the bearing behaviour in case of erection. The Institute of Structural Concrete at RWTH Aachen University has carried out 78 bending and shear tests to investigate the bearing behaviour of the strengthened lattice girders. The main test results as well as the evaluated permissible spans for the current enhanced approval [3] are presented in this paper.

1 Einleitung

Gitterträger in Elementdecken stellen einerseits die Transport- und Montagezustände der Fertigteilplatten sicher, andererseits dienen sie im Endzustand als Teil der Bewehrung. Während die Bemessung als Verbundbewehrung zwischen Fertigteil und Ortbetonergänzung bei der Entwicklung der Bemessungsnormen [1, 4] und Zulassungen detailliert diskutiert wurde, standen die Transport- und Montagezustände der Fertigteilplatten in den letzten Jahren nur begrenzt im Mittelpunkt systematischer Untersuchungen.

Im Montagezustand liegen die Fertigteile in der Regel an den Enden auf und werden erforderlichenfalls an wei-

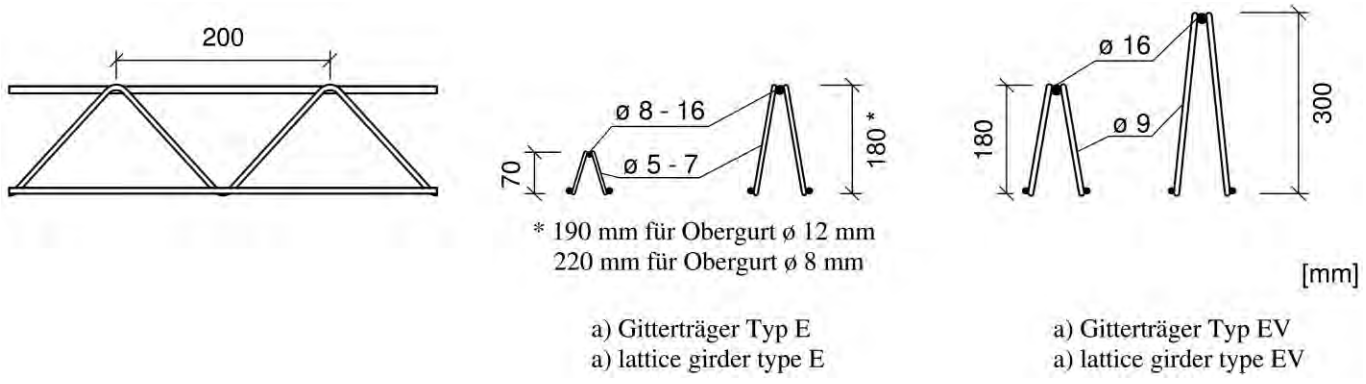


Bild 1. Gitterträger nach [3] mit den für den Montagezustand relevanten Abmessungen
Fig. 1. Lattice girders according to [3] with relevant dimensions for the erection stage

© Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

teren Stellen im Feld temporär unterstützt, um das Eigengewicht sowie die Frischbeton- und Verkehrslasten im Bauzustand aufzunehmen. Das Tragverhalten im Montagezustand beruht auf der Fachwerkwirkung der Gitterträger in Kombination mit der Tragwirkung der Betonplatte. Ein Berechnungsmodell, welches das Tragverhalten in den Grenzzuständen der Trag- und Gebrauchstauglichkeit für beliebige Gitterträgergeometrien und Plattenabmessungen ausreichend genau beschreibt, liegt bislang nicht vor. Die in den bauaufsichtlichen Zulassungen festgelegten Montageschnittgrößen und die daraus hergeleiteten Montagestützweiten beruhen auf Bauteilversuchen. Die zugelassenen Werte beziehen sich dabei ausschließlich auf die geprüften Gitterträgertypen und -abmessungen [5]. Versuche mit über 18 cm hohen Gitterträgern in Kombination mit einem Stabdurchmesser der Diagonalen größer als 7 mm oder mit einem Durchmesser des Obergurtes von 16 mm wurden als Grundlage für deutsche Zulassungen bisher nicht durchgeführt.

Bei dünnen Decken mit entsprechend niedrigen Gitterträgern wird regelmäßig die Momententragfähigkeit bzw. die Durchbiegungsbegrenzung für die Bestimmung der zulässigen Montagestützweite maßgebend. Hingegen wird die zulässige Montagestützweite bei Einsatz hoher Gitterträger in dickeren Decken durch die Querkrafttragfähigkeit bestimmt. In diesem Fall nimmt einerseits die Schlankheit der Gitterträgerdiagonalen zu und das Knicken der Diagonalen wird bemessungsrelevant, andererseits wirken infolge dickerer Platten größere Querkräfte ein. Um größere zulässige Montagestützweiten bei unveränderter Gitterträgerhöhe zu ermöglichen, sind daher je nach Versagensart sowohl die Stabdurchmesser der Obergurte als auch der Diagonalen zu vergrößern.

2 Montagezustand von Elementdecken nach bauaufsichtlichen Zulassungen

2.1 Allgemeines

Der Montagezustand von Elementdeckenplatten mit Gitterträgern wird derzeit in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Viele dieser Zulassungen wurden erstmalig bereits vor bzw. während der Gültigkeit der alten DIN 1045(1988) [6] erteilt. Die Herleitung der zulässigen Schnittgrößen basiert daher auf einem globalen Sicherheitskonzept mit 1,0-fachen Lasten und einer Sicherheit $\gamma = 1{,}75$ gegen gutmütiges Versagen mit Vorankündigung sowie $\gamma = 2{,}1$ gegen sprödes Versagen. Da beim Montagelastfall ein lokales Stahlversagen des Gitterträgers das Bauteilversagen einleitet, wurde hier $\gamma = 1{,}75$ gefordert. Bei drei durchgeführten Versuchen je Parameterkombination wurde diese Sicherheit auf den jeweils kleinsten Einzelwert bezogen [5]. Nach Einführung der aktuellen Normengeneration auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzeptes wurden auch die Zulassungen entsprechend umgestellt. Allerdings wurden vereinfachend die zulässigen Schnittgrößen im Montagezustand als charakteristische Werte und der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen zu $\gamma_F = 1{,}0$ festgelegt, so dass der Nachweis mit Gebrauchslasten geführt wird. Durch diesen Ansatz konnten bereits vorher tabellierte und baupraktisch abgesicherte zulässige Montagestützweiten unverändert beibehalten werden.

2.2 Statisches System und Einwirkungen

Nach derzeit geltenden Zulassungen sind die einwirkenden Montageschnittgrößen auch für Elementplatten mit temporären Zwischenunterstützungen für einen Einfeldträger, d. h. ohne Berücksichtigung der Durchlaufwirkung zu bestimmen. Bei dünnen Platten wird regelmäßig die Biegetragfähigkeit bemessungsrelevant, so dass die ermittelte zulässige Montagestützweite geringer ist als bei Ansatz einer Durchlaufwirkung. Einerseits wurde die Durchlaufwirkung experimentell nicht überprüft. Andererseits liegt der Ansatz der Zulassung auf der sicheren Seite und führt somit zu Reserven im Gebrauchszustand.

Im Montagezustand ist neben dem Eigengewicht der Rohdecke (Fertigteil und Ortbeton) eine Verkehrslast von 1,5 kN/m^2 anzusetzen. Bei kleinen Spannweiten kann statt der Flächenlast eine Einzellast von 1,5 kN maßgebend werden. Diese darf allerdings quer zur Spannrichtung der Gitterträger auf eine Breite gleich dem Abstand zwischen Einzellast und dem nächstgelegenen Auflager, jedoch nicht größer als die Breite des Fertigteils, verteilt werden. Mehr als die volle Einzellast muss jedoch einem Träger nicht zugewiesen werden.

2.3 Berechnung der zulässigen Montagestützweiten

Die zulässige Montagestützweite ergibt sich aus den Bestimmungsgleichungen für die maximale Schnittgröße eines Einfeldträgers. Die zulässige Montagestützweite errechnet sich durch Auflösen dieser Gleichungen nach der Spannweite und Ersetzen der maximalen Schnittgröße durch die zulässige Querkraft zul Q bzw. das zulässige Moment zul M. Gleichung (1) resultiert aus der Bestimmungsgleichung für das maximale Moment je Gitterträger in Feldmitte, und Gl. (2) resultiert aus derjenigen für die maximale Querkraft am Auflager jeweils infolge einer Flächenlast (g + p). Gleichung (3) ergibt sich für das maximale Moment in Feldmitte resultierend aus der Flächenlast des Betons g und einer Einzellast F in Feldmitte. Das Moment aus Einzellast wird entsprechend der Zulassungsregelung dabei im Verhältnis von Gitterträgerabstand s_G und dem Abstand der Last zum Auflager (l/2) reduziert und dadurch auf den einzelnen Gitterträger bezogen. Gleichung (4) folgt aus der maximalen Querkraft am Auflager bei Ansatz einer Flächenbelastung g und einer auflagernahen Einzellast F, welche allein von einem Gitterträger getragen wird. Der kleinste Wert nach Gln. (1) bis (4) ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend.

$$\text{zul}\, l_M(M, p) = \sqrt{\frac{8 \cdot \text{zul}\, M}{(g + p) \cdot s_G}} \tag{1}$$

$$\text{zul}\, l_M(Q, p) = \frac{2 \cdot \text{zul}\, Q}{(g + p) \cdot s_G} \tag{2}$$

$$\text{zul}\, l_M(M, F) = \sqrt{\frac{8 \cdot \text{zul}\, M}{g \cdot s_G} - 4 \cdot \frac{F}{g}} \tag{3}$$

$$\text{zul}\, l_M(Q, F) = \frac{2 \cdot (\text{zul}\, Q - F)}{g \cdot s_G} \tag{4}$$

mit:

zul l_M	zulässige Montagestützweite
zul M	zulässiges Moment je Gitterträger
zul Q	zulässige Querkraft je Gitterträger
g	Eigenlast der Rohdecke (Fertigteil und Ortbeton)
s_G	Gitterträgerabstand
p	Verkehrsflächenlast (nach Zulassung: $p = 1{,}5\ kN/m^2$)
F	Verkehrseinzellast (nach Zulassung: F = 1,5 kN)

Bei Streifen- oder Balkenelementen mit nur einem Gitterträger ist keine Querverteilung der Einzellast möglich. In diesem Fall ist anstelle von Gl. (3) die Gl. (5) anzusetzen. Diese resultiert aus der Bestimmungsgleichung für das maximale Moment in Feldmitte aus der Flächenlast g und einer Einzellast F in Feldmitte, welche allein von einem Gitterträger abgetragen wird. Bei mindestens zwei Gitterträgern in einem Streifenelement kann die Einzellast auf zwei Gitterträger verteilt und F = 1,5/2 = 0,75 kN in Gl. (5) angesetzt werden.

$$\text{zul } l_M(M, F) = \frac{-F}{g \cdot s_G} + \sqrt{\left(\frac{F}{g \cdot s_G}\right)^2 + \frac{8 \cdot \text{zul } M}{g \cdot s_G}} \qquad (5)$$

Für Gitterträger mit Obergurtdurchmessern bis 10 mm ist nach geltenden Zulassungen kein Durchbiegungsnachweis erforderlich. Bei Einsatz dieser Obergurte sind aufgrund begrenzter Montagestützweiten im Allgemeinen temporäre Unterstützungen erforderlich, wodurch der Durchbiegungsnachweis als entbehrlich angesehen wurde. Bei Obergurtdurchmessern von 12 mm bis 16 mm ist hingegen im Gebrauchszustand zusätzlich eine rechnerische Durchbiegung von maximal 1 cm einzuhalten. Die zulässigen Stützweiten unter Berücksichtigung dieses Nachweises werden in den Zulassungen [2, 3] tabelliert zur Verfügung gestellt.

3 Entwicklung des verstärkten EV-Gitterträgers

3.1 Zielsetzung

Bei Deckendicken ab ca. 20 cm und entsprechend hohen Gitterträgern wird die Montagestützweite durch die Querkrafttragfähigkeit bestimmt und nimmt daher mit zunehmender Deckenstärke und entsprechender Ortbetonbelastung ab. Für Deckenstärken von z. B. 20 cm sind bei Verwendung von bisher zugelassenen Gitterträgern mit Obergurtdurchmessern von 8 mm, 10 mm und 16 mm sowie Gitterträgerabständen von 62,5 cm Montagestützweiten von etwa 1,6 m, 2,0 m und 3,0 m möglich. Bei größeren Deckenstärken verringern sich diese Werte deutlich, wenn die Gitterträgerhöhe der jeweiligen Deckenstärke angepasst wird. Bei Deckenstärken von 35 cm lassen sich dann für Gitterträger mit Obergurten von 8 mm und 10 mm bei vorgenanntem Trägerabstand keine Montagestützweiten mehr ausweisen, da die Zulassung eine rechnerische Mindeststützweite von 1 m fordert. Für Gitterträger mit Obergurtdurchmesser von 16 mm ergibt sich bei einer Gitterträgerhöhe von 18 cm eine verminderte Stützweite von ca. 2,0 m.

Ziel der hier vorgestellten Untersuchungen an Gitterträgern mit dickeren Diagonalstäben und größeren Bauhöhen war die Ableitung von größeren zulässigen Montagestützweiten, insbesondere bei Deckenstärken von etwa 22 cm bis 38 cm. Bei geringen Gitterträgerabständen und praxisüblichen Spannweiten sollten Montagen ohne temporäre Unterstützungen möglich sein.

3.2 Eigenschaften und Geometrie der Gitterträger

Die Gitterträger bestehen je nach Anwendungsfall aus gerippten oder glatten miteinander verschweißten Betonstahlstäben. Die mechanischen Kennwerte der verwendeten Gitterträgerstäbe (Gurte und Diagonalen) sind in der Zulassung festgelegt. Danach betragen die charakteristischen Werte der standardmäßig eingesetzten normalduktilen Betonstähle für die Streckgrenze $R_e = 500\ N/mm^2$, für das Verhältnis von Zugfestigkeit zur Streckgrenze $R_m/R_e = 1{,}05$ und für die Dehnung bei Höchstlast $A_{gt} = 2{,}5\,\%$.

Der Gitterträger vom Typ E war nach der alten Zulassung [2] bereits für Stabdurchmesser der Diagonalen von 5 mm bis 9 mm und Gitterträgerhöhen von 7 cm bis 30 cm zugelassen. Die Montagestützweiten für Gitterträger mit 8 mm und 9 mm Durchmesser der Diagonalen wurden auf der sicheren Seite liegend denen mit 7 mm gleichgesetzt, da bisher keine entsprechenden Versuche vorlagen. Für Gitterträger mit dem größten zulässigen Obergurtdurchmesser von 16 mm waren nur bis zu einer Trägerhöhe von 18 cm zulässige Montageschnittgrößen festgelegt.

In Bild 2 sind die zulässigen Momente je E-Gitterträger für 33 cm Trägerabstand in Abhängigkeit von der Gitterträgerhöhe und dem Obergurtdurchmesser nach [2, 3] dargestellt. Die zulässigen Momente steigen mit zunehmendem Obergurtdurchmesser und vorwiegend bei den Obergurtdurchmessern ∅12 und ∅16 mit zunehmender Trägerhöhe an. Für Gitterträger mit dünneren Obergurten in Kombination mit 5 mm dünnen Diagonalen wurde ein Anstieg der Momententragfähigkeit mit zunehmender Höhe nicht nachgewiesen. Da die Diagonalstäbe auch die Knicklast des Obergurtes beeinflussen, sind in Abhängigkeit vom Obergurtdurchmesser Mindestdurchmesser der Diagonalstäbe gefordert, welche den geprüften Dimensionen entsprechen.

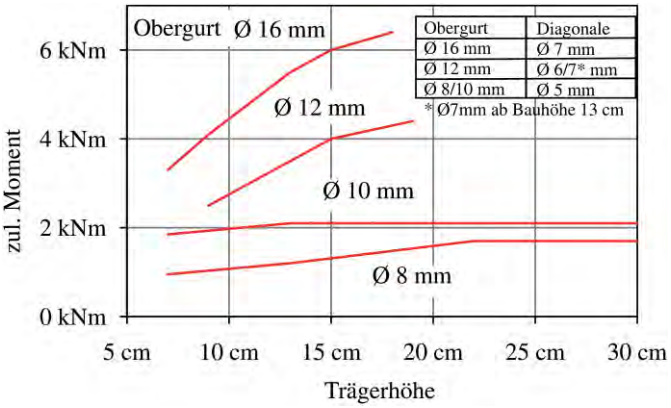


Bild 2. Zulässige Momentenbeanspruchung eines Gitterträgers des Typs E [2] abhängig vom Obergurtdurchmesser und der Trägerhöhe für 33 cm Trägerabstand
Fig. 2. Approved bending moments of a single lattice girder type E [2] as function of the upper chord diameter and the girder height in case of 33 cm lateral girder spacing

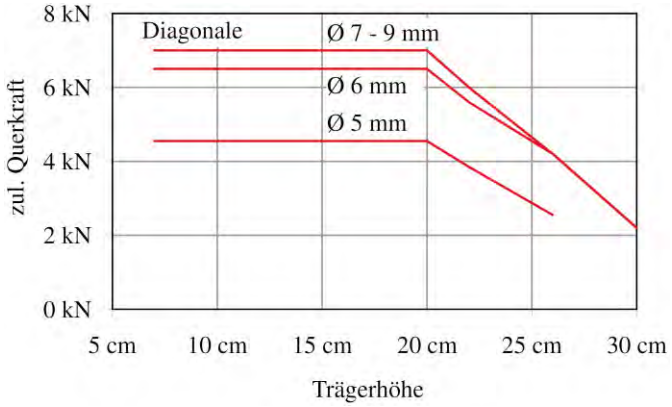


Bild 3. Zulässige Querkraftbeanspruchung eines Gitterträgers des Typs E [2] in Abhängigkeit von den Stabdurchmessern der Diagonalen und der Trägerhöhe
Fig. 3. Approved shear loads of one lattice girder type E [2] as function of the diagonal bar diameter and the girder height

Die Querkrafttragfähigkeit wird durch ein mögliches Knicken der Druckdiagonalen bestimmt, was in erster Linie von der Knicklänge und dem Stabdurchmesser beeinflusst wird. Die zulässige Querkraftbeanspruchung nach [2] ist daher gemäß Bild 3 eine vereinfachte Funktion der Gitterträgerhöhe und des Durchmessers der Diagonalstäbe. Die zulässige Querkraftbeanspruchung steigt mit zunehmendem Stabdurchmesser und nimmt ausgehend von einem konstanten Wert bis 20 cm Trägerhöhe mit zunehmender Gitterträgerhöhe ab.

Um bei hohen Gitterträgern mit Bauhöhen von 18 cm bis 30 cm ein verbessertes Tragverhalten und somit größere Montagestützweiten zu erzielen, wurde der neue Gitterträger vom Typ EV nach Bild 1b mit 9 mm Diagonale und 16 mm Obergurt entwickelt. Der Durchmesser der Gitterträgeruntergurte wurden gegenüber dem E-Gitterträger mit ∅6 mm nicht erhöht, da der Untergurtdurchmesser keinen maßgeblichen Einfluss auf den Tragwiderstand hat.

3.3 Versuche an Fertigteilplatten mit Gitterträgern Typ EV

3.3.1 Versuchsprogramm und -durchführung

Das Versuchsprogramm mit den EV-Gitterträgern mit insgesamt 78 Versuchen [7, 8] ist in Tabelle 1 dargestellt. Die Kurzbezeichnung der Gitterträger wird vom Trägertyp und der -höhe in Zentimeter angeführt. Nach dem Bindestrich folgen die Stabdurchmesser des Untergurts, der Diagonalen und des Obergurts jeweils in Millimeter.

Für große Montagestützweiten sind geringe Gitterträgerabstände hinunter bis zu 10 cm von Interesse. In Versuchen an breiten Fertigteilplatten mit mehreren Gitterträgern ist die Lastzuordnung zu einem Gitterträger nicht eindeutig. Daher wurden die Versuche an 10 cm und 33 cm schmalen Platten mit jeweils nur einem Gitterträger durchgeführt (Bild 4). Die Versuchsserien für jede Gitterträgergeometrie bestanden jeweils aus vier 4-Punkt-Biegeversuchen (Bild 5) und acht Querkraftversuchen (Bild 6). Zusätzlich wurden zum Vergleich Platten mit jeweils zwei Gitterträgern geprüft.

Bei der Hälfte der Querkraftversuche wurde entsprechend der Forderung der Zulassung [2] bei Ausnutzung der maximal zulässigen Querkraft ein Schweißknoten des Untergurtes über dem Auflager angeordnet, so dass die Querkraft mit dem letzten Diagonalstab über Druck abgetragen werden kann (Bild 6 links). Zusätzlich wurden Querkraftversuche an Elementplatten mit durchtrennten Enddiagonalen über dem Auflager (Bild 6 rechts) und an Fertigteilplatten, deren Plattenende einschließlich des letzten Untergurtschweißknotens abgesägt wurde, vorgesehen. Diese Versuche sollten Aufschluss über eine mögliche Modifizierung der vorgenannten Zulassungsanforderung bringen.

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit der Fertigteilplatte auf die Tragwiderstände ist nach bisherigen Erkenntnissen gering und wurde daher auch in dieser Versuchsserie nicht gezielt untersucht. In den Versuchen wurde ausschließlich eine geringe Betondruckfestigkeit geprüft, welche zur Festlegung einer entsprechenden Mindestbetondruckfestigkeit in [3] führte.

Die Versuchskörper waren 4,45 m lang und die Plattendicke betrug 5 cm. Als Längsbewehrung der Platte wurde eine R188 bzw. 2∅8 gewählt (Bild 4). Die Versuche wurden nach etwa drei bis neun Tagen bei einer Zylinderdruckfestigkeit zwischen $f_{c,zyl}$ = 18 N/mm² und $f_{c,zyl}$ = 28 N/mm² durchgeführt. Die Spannweite im 4-Punkt-Biegeversuch betrug 4,0 m (Bild 5). Dadurch lag bei allen Trägerhöhen eine große Biegeschlankheit vor und Querkraftversagen konnte ausgeschlossen werden. Nach dem Biegeversagen wurden an beiden Plattenenden Querkraftversuche mit 40 cm Lastabstand durchgeführt (Bild 6).

Tabelle 1. Versuchsprogramm
Table 1. Test program

Plattenbreite	Gitterträgerhöhe und -bezeichnung			
	18 cm EV18-06916	20 cm EV20-06916	24 cm EV24-06916	30 cm EV30-06916
10 cm	4 B + 8 Q		4 B + 8 Q	4 B + 8 Q
33 cm	4 B + 8 Q		4 B + 8 Q	4 B + 8 Q
66 cm*)		1B + 2Q		1 B + 2 Q
Σ = 26 B + 52 Q = 78 Versuche				

*) zwei Gitterträger je Platte, sonst ein Gitterträger je Platte
B = 4-Punkt-Biegeversuche
Q = Querkraftversuche

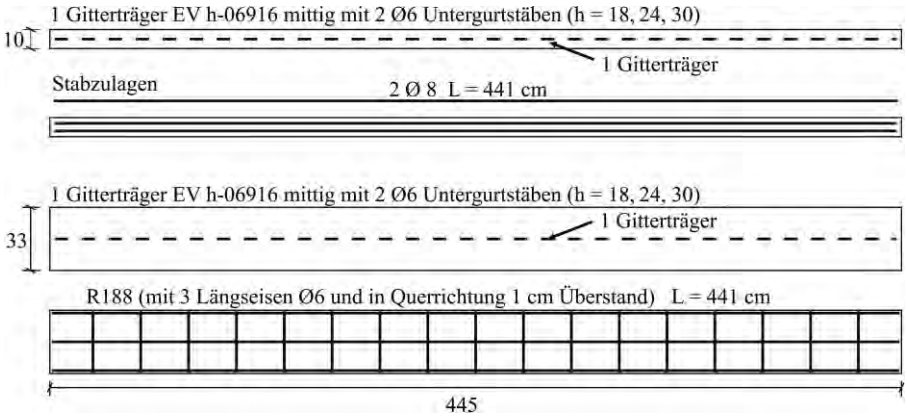


Bild 4. Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper
Fig. 4. Dimensions and reinforcement of the specimens

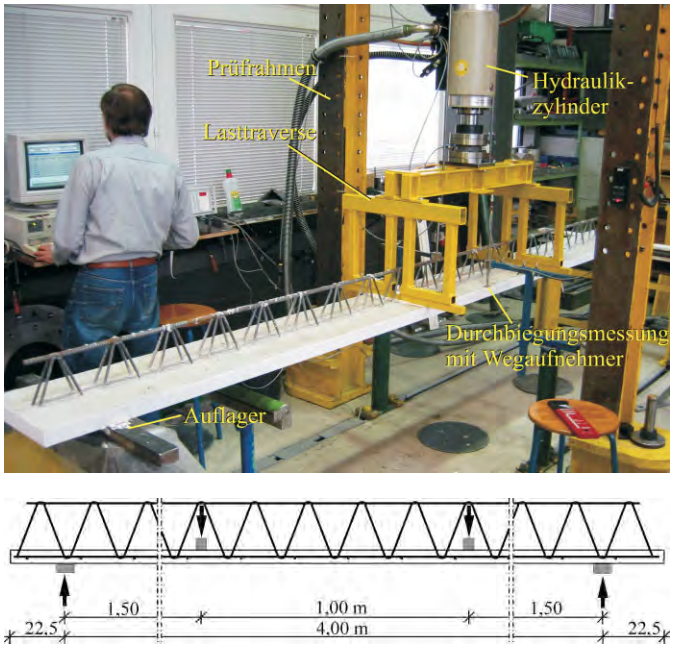


Bild 5. Versuchsaufbau der 4-Punkt-Biegeversuche
Fig. 5. Test setup of the 4-point-bending tests

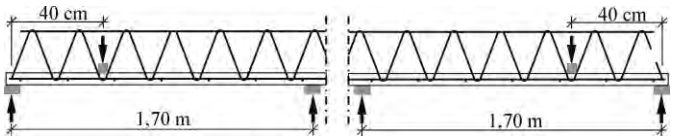


Bild 6. Versuchsaufbau der Querkraftversuche mit intakter und durchtrennter Diagonale über dem Auflager
Fig. 6. Test setup of the shear tests with uncut and cut diagonal placed above the support

3.3.2 Ergebnisse und Auswertung der Biegeversuche

Bild 7 zeigt beispielhaft eine im 4-Punkt-Biegeversuch ermittelte Momenten-Durchbiegungs-Kurve für eine 33 cm breite Betonplatte mit einem Gitterträger EV18-06916. Bis zum Erreichen der Gebrauchslast bei einem Moment von etwa 7,1 kNm bildeten sich Biegerisse mit geringer Rissbreite an der Plattenunterseite. Erst mit weiterer Verformungs- bzw. Lastzunahme entstanden weitere Risse auch an der Plattenoberseite. Die Maximallast wurde hier bei etwa sechs Zentimetern Durchbiegung erreicht. Nach dem Abfall der Last infolge Ausknickens des Obergurtstabes wurde der verformungsgesteuerte Versuch beendet.

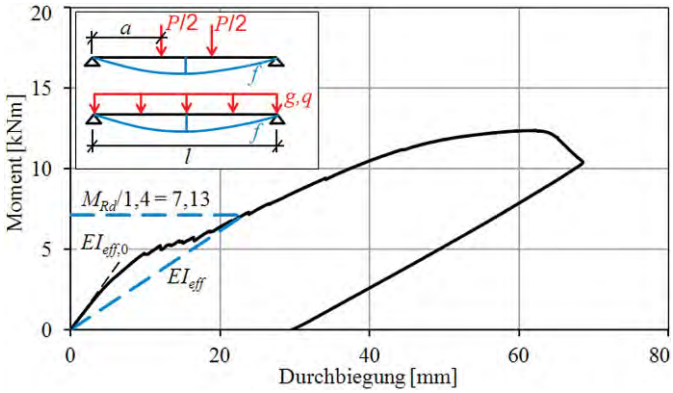


Bild 7. Momenten-Durchbiegungs-Kurve und Ableitung der effektiven Biegesteifigkeit beispielhaft für einen Gitterträger EV18-06916 mit 33 cm Plattenbreite [9]
Fig. 7. Moment-deflection-diagram and evaluation of the effective bending stiffness exemplified for a lattice girder EV18-06916 and 33 cm slab width [9]

In den Biegeversuchen trat Ausknicken des Obergurtes sowohl in vertikaler (Bild 8a) als auch in horizontaler Richtung auf, vorwiegend jedoch das horizontale Ausknicken nach Bild 8b. Die oberen Schweißpunkte mit Abständen von 20 cm dienen für den Druckstab als Festhaltungen mit hoher Steifigkeit gegen Verschiebung und geringer gegen Verdrehen, so dass das System dem *Euler*-fall 2 mit 20 cm Knicklänge nahe kommt. Die Knotenpunkte sind jeweils durch vier Diagonalstäbe relativ zur Platte gehalten. Während die horizontale Verdrehung des Obergurtstabes an den Knoten lediglich durch die geringe Torsionssteifigkeit der Diagonalstäbe vermindert wird, wirkt der vertikalen Verdrehung die deutlich höhere Normal- und Biegesteifigkeit der Diagonalstäbe entgegen. Dadurch verringern sich die rechnerischen Knicklängen für beide Richtungen unter 20 cm, allerdings in unterschiedlichem Maße.

In den Versuchen mit 10 cm schmalen Platten wurde auch ein seitliches Ausweichen des Obergurtes über eine größere Länge beobachtet (Bild 9). Durch ein seitliches Ausweichen der Knoten vergrößert sich in diesem Fall die Knicklänge auf Werte über 20 cm. Aufgrund der geringen Torsionssteifigkeit der Platte verdreht sich der Gesamtquerschnitt und die oberen Knotenpunkte verschieben sich seitlich, so dass die lokale Momentenbeanspruchung des Druckgurtes nach Theorie II. Ordnung ansteigt. Hier geht das lokale Knicken in ein Kippen des Trägers über.

a) in vertikaler Richtung
a) in vertical direction

b) in horizontaler Richtung
b) in horizontal direction

Bild 8. Ausknicken des Obergurtes zwischen zwei Knoten
Fig. 8. Buckling of the upper chord between two knots

Bild 9. Seitliches Ausweichen des Druckgurtes über eine größere Länge
Fig. 9. Lateral buckling leading to lateral deformation

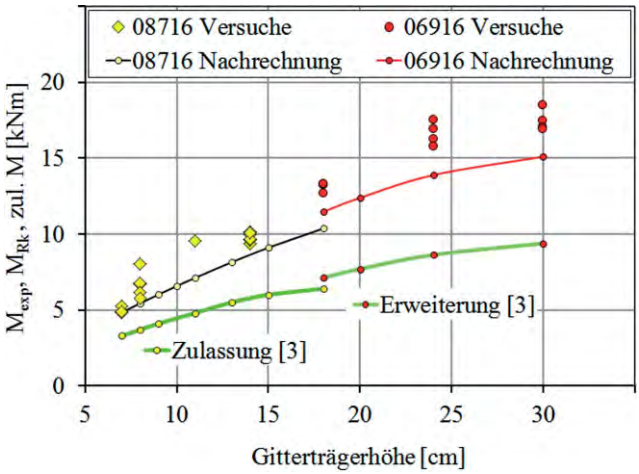


Bild 10. Vergleich der experimentellen Bruchmomente von 33 cm breiten Elementen mit charakteristischen [9] und zulässigen Werten [3]
Fig. 10. Comparison of the tested ultimate bending moments with 33 cm plank width with characteristic [9] as well as approved values [3]

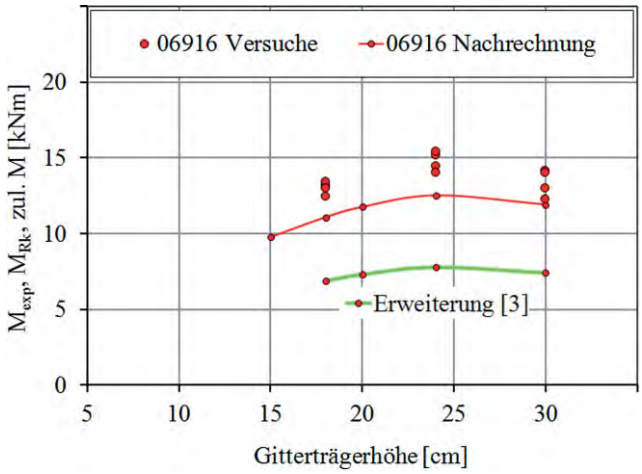


Bild 11. Vergleich der experimentellen Bruchmomente von 10 cm breiten Elementen mit charakteristischen [9] und zulässigen Werten [3]
Fig. 11. Comparison of the tested ultimate bending moments with 10 cm plank width with characteristic [9] as well as approved values [3]

Die Bruchmomente der Versuche sind jeweils in Abhängigkeit von der Gitterträgerhöhe für Plattenbreiten von 33 cm in Bild 10 und für 10 cm in Bild 11 dargestellt. Die Versuchsergebnisse wurden in [9] ausgewertet. Auf der Grundlage dieser und früherer Versuche [10, 11, 12] wurde ein Bemessungsansatz für das Stabilitätsversagen in Abhängigkeit von der Trägerhöhe, der Plattenbreite sowie der Stabdurchmesser des Obergurtes und der Diagonalen hergeleitet. In Bild 10 sind die experimentellen Bruchmomente der Auswertung der Bemessungsgleichungen mit charakteristischen Größen und den Zulassungswerten gegenübergestellt. Die Bemessungsgleichungen sind statistisch abgesichert und ergeben 5 %-Quantilwerte. Die dargestellten Bruchmomente und zugehörigen Rechenwerte für Gitterträger mit Höhen kleiner als 18 cm gelten für Durchmesser der Diagonalstäbe ∅ 7 mm, die für höhere Gitterträger gelten für Durchmesser der Diagonalen von ∅ 9 mm. Die Bemessungskurve für die stärkere Diagonale liegt tendenziell höher. Die wenig streuenden

Tabelle 2. Zulässige Gebrauchsmomente nach [3] basierend auf [9]
Table 2. Permissible service moments in [3] based on [9]

Gitterträger	Höhe	Zulässiges Moment in [kNm] je Gitterträger bei Plattenbreite je Gitterträger von			
		10 cm	33 cm	50 cm	62,5 cm
EV18-06916	18 cm	6,89	7,13	7,18	7,20
EV20-06916	20 cm	7,31	7,70	7,77	7,80
EV24-06916	24 cm	7,79	8,63	8,80	8,87
EV30-06916	30 cm	7,41	9,38	9,81	10,0

Versuchsergebnisse liegen alle über den charakteristischen Bemessungsmomenten.

Tendenziell steigt die Momententragfähigkeit mit zunehmender Gitterträgerhöhe an. Der zunehmende Einfluss des Kippens führt bei sehr hohen Trägern in Kombination mit schmalen Platten jedoch zu einer Abnahme (Bild 11). Beide Einflüsse werden durch die Rechenansätze erfasst.

Aus den rechnerischen 5%-Quantilwerten der Bruchmomente wurden zulässige Momente für die Zulassung [3] hergeleitet. Da in dieser Zulassung der Nachweis des Montagezustandes mit 1,0-fachen Einwirkungen zu führen ist, wurden die charakteristischen Werte durch den mittleren Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite $\gamma = 1{,}4$ und durch $\gamma_s = 1{,}15$ dividiert. Die so ermittelten Widerstände sind in den Bildern 10 und 11 eingezeichnet bzw. in Tabelle 2 aufgeführt. Auf den Ansatz eines nach DIN 1045-1 [1] reduzierten Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_g = \gamma_q = 1{,}15$ im Bauzustand wurde verzichtet, so dass das globale Sicherheitsniveau von $1{,}4 \cdot 1{,}15 = 1{,}61$ bei Stahlversagen und $1{,}4 \cdot 1{,}35 = 1{,}89$ bei Betonversagen etwa der alten Auswertemethode mit einer globalen Sicherheit von 1,75 bezüglich des schlechtesten Versuchswertes entspricht.

Die zulässigen Momente setzen voraus, dass das Biegeversagen nicht durch ein Versagen des Zuggurtes erfolgt. Ein solches Versagen der Betonplatte wurde in den Versuchen nicht beobachtet. Zur Vermeidung eines solchen Versagens ist eine Mindestbewehrung in der Betonplatte einzubauen. Die Längsbewehrung der Platte muss mindestens Gl. (6) entsprechen. Danach hat die Biegezugbewehrung der Platte einschließlich der Gitterträgeruntergurte als Zuggurt die gleiche Kraft wie der Gitterträgerobergurt als Druckgurt aufzunehmen. Der innere Hebelarm beträgt näherungsweise H-1 cm. Auf dieser Grundlage wurde in der Zulassung [3] für das jeweils zulässige Moment die Mindestbewehrung je Gitterträger zwischen 1,53 cm^2/Träger und 1,23 cm^2/Träger für Gitterträgerhöhen von 18 cm bis 30 cm festgelegt.

$$\text{erf } A_s = \frac{\gamma \cdot M}{(H - 1\,\text{cm}) \cdot f_{yk}} \tag{6}$$

mit:
- $\text{erf } A_s$ erforderliche Längsbewehrung je Gitterträger (einschließlich Untergurtstäbe)
- γ globaler Sicherheitsbeiwert (hier: $\gamma = 1{,}75$)
- M Moment je Gitterträger (hier: im Gebrauchszustand mit $\gamma_F = 1{,}0$)
- H Gitterträgerhöhe
- f_{yk} charakteristischer Wert der Streckgrenze der Bewehrung

Aus den Verformungen im 4-Punkt-Biegeversuch wurden die Biegesteifigkeiten der Elementplatten in Abhängigkeit von der Trägerhöhe und der Plattenbreite berechnet [9]. In Bild 7 ist die Vorgehensweise exemplarisch für den Gitterträger EV18-06916 mit 33 cm Plattenbreite dargestellt. Die Durchbiegung eines durch zwei Einzellasten symmetrisch belasteten Einfeldträgers wie er im Versuch getestet wurde (vgl. Bild 5) berechnet sich bei bekannter Biegesteifigkeit nach Gl. (7a). Nach Umstellung dieser Gleichung kann bei bekannter bzw. gemessener Durchbiegung die Biegesteifigkeit berechnet werden (Gl. (7b)). Die Biegesteifigkeit ist aufgrund der Rissbildung in der Platte abhängig von der Belastung und daher über die Trägerlänge nicht konstant. Die mit Gl. (7b) aus den Versuchen errechnete Biegesteifigkeit des Systems wird hier als effektive Biegesteifigkeit EI_{eff} bezeichnet. Zu Versuchsbeginn errechnet sich für den ungerissenen Zustand der Platte die Ausgangssteifigkeit $E_{eff,0}$ (vgl. Bild 7). Auf Höhe der Gebrauchslast beträgt die effektive Biegesteifigkeit nach den durchgeführten Versuchen in Abhängigkeit von der Trägerhöhe und der Plattenbreite etwa 850 kNm^2 bis 2000 kNm^2.

$$f = \frac{Pl^3}{24 \cdot EI}\left(3 \cdot \frac{a}{l} - 4\left(\frac{a}{l}\right)^3\right) \tag{7a}$$

$$EI_{eff} = \frac{Pl^3}{24 \cdot f}\left(3 \cdot \frac{a}{l} - 4\left(\frac{a}{l}\right)^3\right) \tag{7b}$$

mit:
- EI Biegesteifigkeit eines elastischen Balkens
- EI_{eff} effektive Biegesteifigkeit unter Gebrauchslast
- P Prüfkraft
- f Durchbiegung in Feldmitte
- l Spannweite
- a Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung

Die in den Versuchen ermittelten effektiven Biegesteifigkeiten gelten zunächst für einen Einfeldträger mit Belastung durch zwei Einzellasten. Aufgrund des konstanten Momentes in Trägermitte in den 4-Punkt-Versuchen ist die Krümmungsverteilung an die parabelförmige Durchbiegung eines Einfeldträgers unter Gleichlast angenähert. Daher können die errechneten Steifigkeiten auch für die

a) Knicken der Diagonalstäbe
a) buckling of the braces

b) Betonausbruch
b) concrete blow out

c) Spalten
c) splitting

Bild 12. Versagensarten der Querkraft bei Schweißknoten über dem Auflager
Fig. 12. Shear failure modes of girders with welding point above the support

Ermittlung der Durchbiegung eines Einfeldträgers unter Gleichlast herangezogen werden. Für die maximale Durchbiegung eines Einfeldträgers unter Gleichlast gilt Gl. (8). Mit dieser Gleichung erfolgte der Nachweis der maximalen Durchbiegung von 1 cm für die ermittelten zulässigen Montagestützweiten der EV-Gitterträger.

$$f = \frac{5}{384 \cdot EI_{eff}} \cdot gl^4 \qquad (8)$$

mit:
EI_{eff} effektive Biegesteifigkeit aus Gl. (7b)
g Eigengewicht und Ortbetonlast als Gleichlast

3.3.3 Ergebnisse und Auswertung der Querkraftversuche

Bei den Querkraftversuchen traten in Abhängigkeit von den Gitterträgerabmessungen und der Plattenbreite unterschiedliche Versagensarten auf (Bild 12). Das Knicken der Diagonalstäbe wird in erster Linie von der Knicklänge und dem Trägheitsmoment (Durchmesser) der Diagonalstäbe beeinflusst, das Ausbrechen von der Betonfestigkeit und der Knotengeometrie, das Spalten von der Betonfestigkeit und der Plattenbreite bzw. der in den Versuchen nicht vorhandenen Querbewehrung bei 10 cm Breite.

Die Versagensart wechselte vom Betonversagen bei niedrigen Gitterträgern zum Knicken der Diagonalen ab etwa 25 cm Trägerhöhe. Die charakteristischen Ansatzfunktionen für die Bruchlasten in Bild 13 berücksichtigen diesen Wechsel sowie die unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten in den einzelnen Versuchen. Den rechnerischen Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit bei Betonversagen verdeutlichen die beiden Kurven für f_{ck} = 25 N/mm² und 30 N/mm². Die Versuche mit 18 cm Trägerhöhe hatten tendenziell eine etwas höhere Druckfestigkeit als die restlichen Versuche.

Die zulässigen Querkräfte bzw. die Bemessungswiderstände für den Nachweis im rechnerischen Gebrauchszustand mit γ_F = 1 wurden aus den Rechenwerten für eine charakteristische Betondruckfestigkeit von f_{ck} = 25 N/mm² hergeleitet. In Tabelle 3 sind diese nach unterschiedlichen Sicherheitskonzepten ermittelten Werte gegenübergestellt. Die statistisch abgeleiteten 5 %-Quantilwerte sind für hohe Gitterträger niedriger. Da für die Bestimmung der Bemessungswiderstände der Quer-

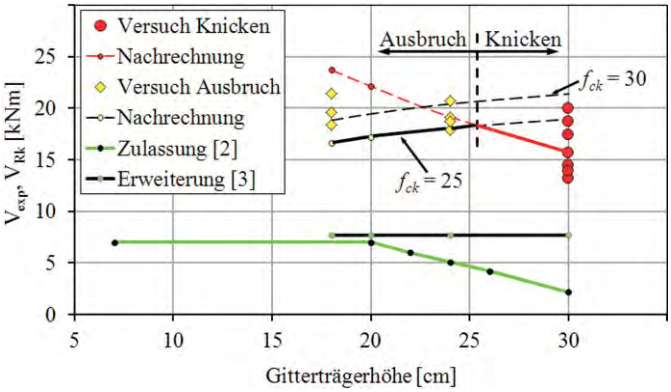


Bild 13. Experimentelle, rechnerische und zugelassene Werte der Querkrafttragfähigkeit
Fig. 13. Experimental, calculated and approved values of the shear capacity

kraft beim Stahlversagen der 30 cm hohen Träger ein kleinerer Teilsicherheitsbeiwert γ_s = 1,15 eingeht als mit γ_c = 1,35 beim Betonversagen der Platten mit niedrigen Trägern, nähern sich die unterschiedlichen Bemessungswerte an und sind annähernd unabhängig von der Trägerhöhe. Daher wurde der Querkraftwiderstand in der Zulassung [3] für den untersuchten Bereich bis 30 cm Trägerhöhe einheitlich zu 7,7 kN für eine Mindestbetonfestigkeit f_{ck} = 25 N/mm² festgelegt. Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton entspricht dem nach DIN 1045-1 [1] für Fertigteile mit einer werksmäßigen und ständig überwachten Herstellung. Auf der Einwirkungsseite wurde auch hier pauschal γ = 1,4 verwendet, jedoch zur Angleichung an das bisherige Sicherheitskonzept der Zulassung wiederum auf der Widerstandseite eingerechnet. Das Sicherheitsniveau und die abgeleiteten Bemessungswiderstände auf der Grundlage vorgenannter Teilsicherheitsbeiwerte entsprechen etwa denen nach dem bisher üblichen globalen Sicherheitskonzept.

Die Bruchquerkräfte der Versuche an 10 cm breiten Platten lagen etwa 25 % unter denen der 33 cm breiten Platten und die nach dem globalen Sicherheitskonzept hergeleitete zulässige Querkraft liegt etwa 12 % unter der zulässigen Querkraft nach [3] (s. Tabelle 3). Das Versagen trat dabei durch Spalten im Verankerungsbereich (Bild 12c) der schmalen Platten ohne Querbewehrung mit nur einem Gitterträger auf. Die Zulassung [3] fordert jedoch

Tabelle 3. Auswertung der Querkraftversuche nach Teilsicherheitskonzept, nach globalem Sicherheitskonzept und zugelassener Wert
Table 3. Evaluation of the shear tests according to partial safety factor concept, global safety factor concept and value of the approval

Gitterträger	Höhe	Teilsicherheitskonzept nach Versagensart		Globales Sicherheitskonzept $V_{min}/1{,}75$		Zulässiger Wert nach [3] basierend auf [9]
		Versagen	$V_{RK}/1{,}35^*/1{,}4 = V_{Rd}/1{,}4$	b = 33 cm	b = 10 cm	
EV18-06916	18 cm	Ausbruch	7,5 kN	8,1 kN	7,7 kN	7,7 kN
EV20-06916	20 cm	Ausbruch	7,7 kN			
EV24-06916	24 cm	Ausbruch	8,1 kN	10,2 kN	7,6 kN	
EV30-06916	30 cm	Stabilität	7,5 kN	9,0 kN	6,8 kN	

* bei Stabilitätsversagen 1,15

mindestens zwei Gitterträger je Fertigteilplatte, auch um Kippen auszuschließen. Dadurch wird indirekt eine größere Mindestbreite gefordert, die in Verbindung mit einer dann vorhandenen Mindestquerbewehrung den Widerstand gegen Spalten im Verankerungsbereich erhöht. Bei Ausnutzung der zulässigen Montagestützweite für Gitterträgerabstände von 10 cm werden zudem die zulässigen Querkräfte nach Zulassung [3] nicht ausgenutzt. Daher war eine zusätzliche Regelung in der Zulassung entbehrlich.

Sofern über dem Endauflager kein Schweißknoten des Untergurtes angeordnet ist, reduziert sich die Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit von der Plattenbreite auf bis zu 40 %. Das Plattenende wird durch das Versatzmoment resultierend aus der Auflagerkraft und dem Abstand des ersten Schweißknotens zum Auflager beansprucht und kann in der kurzen Kragplatte zu Biege-, Querkraft- oder Verankerungsversagen führen. In der Zulassung [3] ist diese Anordnung allerdings nicht geregelt. Kann die Forderung der Zulassung nach einem Untergurtknoten über dem Auflager nicht eingehalten werden, ist daher eine temporäre Unterstützung vor dem Auflager erforderlich.

4 Zulässige Montagestützweiten

Auf der Grundlage der Zulassung [3] können die zulässigen Stützweiten aus den zulässigen Momenten- und Querkraftwiderständen sowie aus der zulässigen Durchbiegung berechnet werden. Tabelle 4 beinhaltet die nach Abschn. 2.3 und Gl. (8) ermittelten zulässigen Stützweiten des Trägertyps EV. Diese Stützweiten sind in Abhängigkeit von der Gesamtdeckenstärke, dem Gitterträgerabstand und der Gitterträgerhöhe tabelliert. Danach ist z. B. mit Gitterträgern EV26-06916 und einem Gitterträgerabstand von 62,5 cm bei einer Deckendicke von 34 cm eine Montagestützweite von 2,46 m zulässig. Mit einem Gitterträgerabstand von 10 cm kann die zulässige Montagestützweite auf 6,02 m erhöht werden.

Zusätzlich ist in Tabelle 4 die statisch erforderliche Mindestlängsbewehrung der Fertigteilplatte nach Gl. (6) angegeben. Diese Bewehrung wurde für das jeweils vorhandene Moment berechnet, das auch kleiner als das zulässige Moment sein kann, wenn Querkraftversagen oder das Durchbiegungskriterium für die Ermittlung der Montagestützweite maßgebend wird. Bei Passplatten mit geringer Breite ist die Verteilung der Einzellast auf die vorhandenen Gitterträger begrenzt, gegebenenfalls auf lediglich zwei Gitterträger. Dies kann in bestimmten Fällen dazu führen, dass trotz gegenüber breiteren Platten gleich bleibender Montagestützweite das vorhandene Moment je Gitterträger bei Passplatten größer ist. Das führt zu einer größeren erforderlichen Längsbewehrung als bei Regelplatten und wird in Tabelle 4 durch einen „Passplattenfaktor“ für Platten mit weniger als vier Gitterträgern berücksichtigt.

Die Ausnutzung der Montagestützweiten nach Tabelle 4 setzt die Anwendung verstärkter EV-Gitterträger nach Zulassung [3] und die Einhaltung der darin festgelegten Anwendungsbedingungen voraus:

- Es treten im Montagezustand keine höheren Belastungen als nach [3] auf.
- Die Betondruckfestigkeit zum Montagezeitpunkt beträgt mindestens $f_{ck} = 25$ N/mm^2.
- Die Mindestplattendicke von 5 cm ist einzuhalten.
- Über dem Endauflager befinden sich Untergurtknoten der Gitterträgerdiagonalen.
- Die statisch erforderliche Mindestlängsbewehrung der Platte ist einzulegen.
- Es sind mindestens zwei Gitterträger je Fertigteilplatte vorhanden.

Mit den verstärkten EV-Gitterträgern lassen sich bei Deckendicken ab etwa 22 cm größere Montagestützweiten als mit dem bereits zugelassenen Typ E ausführen. Bild 14 zeigt einen Vergleich zulässiger Montagestützweiten für Gitterträger mit unterschiedlichen Stabdurchmessern. Für diesen Vergleich wurden die Gitterträgerhöhen gleich der Gesamtdeckenstärke abzüglich 6 cm gewählt, wobei E-Gitterträger mit Obergurtdurchmessern von 12 mm und 16 mm entsprechend der Zulassung [3] auf eine maximale Höhe von 19 cm bzw. 18 cm begrenzt sind. Insbesondere bei kleinen Gitterträgerabständen lassen sich mit dem EV-Gitterträger große Montagestützweiten ausführen.

5 Zusammenfassung

In 78 Bauteilversuchen wurde das Momenten- und Querkrafttragverhalten von Fertigteilplatten mit verstärkten Gitterträgern mit Höhen zwischen 18 und 30 cm untersucht. Zur Herleitung von Bemessungsansätzen für unterschiedliche Versagensarten der Fertigteilplatten im Montagezustand wurden zusätzlich zu diesen Ergebnissen wei-

Tabelle 4. Zulässige Montagestützweiten für den Gitterträger EV-06916 nach [3]
Table 4. Allowed spans in case of erection for lattice girder EV-06916 according to [3]

Träger-abstand [cm]	Trägerhöhe [cm]	Zulässige Montagestützweiten [m] für EV-Gitterträger mit **Obergurt ø 16 mm und Diagonalen ø 9 mm** bei einer Gesamtdicke h [cm] von											
		22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
62,5	18	3,52	3,29	3,08	2,90	2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	20		3,29	3,08	2,90	2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	22			3,08	2,90	2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	24				2,90	2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	26					2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	28						2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	30							2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
50	18	4,05	3,91	3,79	3,62	3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	20		4,07	3,85	3,62	3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	22			3,85	3,62	3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	24				3,62	3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	26					3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	28						3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	30							3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
33	18	4,53	4,44	4,35	4,27	4,20	4,13	4,07	4,01	3,96	3,88	3,80	3,72
	20		4,59	4,50	4,42	4,36	4,29	4,23	4,16	4,10	4,03	3,89	3,73
	22			4,70	4,62	4,54	4,47	4,40	4,34	4,24	4,06	3,89	3,73
	24				4,76	4,68	4,61	4,54	4,44	4,24	4,06	3,89	3,73
	26					4,80	4,72	4,64	4,44	4,24	4,06	3,89	3,73
	28						4,83	4,67	4,44	4,24	4,06	3,89	3,73
	30							4,67	4,44	4,24	4,06	3,89	3,73
20	18	5,04	4,93	4,83	4,74	4,66	4,59	4,52	4,45	4,39	4,34	4,29	4,24
	20		5,12	5,01	4,92	4,84	4,76	4,69	4,62	4,56	4,50	4,45	4,40
	22			5,22	5,13	5,04	4,96	4,88	4,81	4,75	4,69	4,63	4,58
	24				5,29	5,20	5,12	5,04	4,97	4,90	4,84	4,78	4,73
	26					5,32	5,23	5,16	5,08	5,01	4,95	4,89	4,83
	28						5,35	5,26	5,19	5,12	5,06	4,99	4,94
	30							5,37	5,29	5,22	5,15	5,09	5,03
10	18	5,89	5,77	5,65	5,55	5,45	5,37	5,28	5,21	5,14	5,07	5,01	4,95
	20		5,97	5,85	5,75	5,66	5,57	5,48	5,41	5,34	5,27	5,20	5,14
	22			6,11	5,99	5,89	5,80	5,71	5,63	5,55	5,48	5,42	5,35
	24				6,19	6,08	5,98	5,89	5,81	5,73	5,66	5,59	5,52
	26					6,21	6,11	6,02	5,94	5,86	5,78	5,71	5,65
	28						6,24	6,14	6,06	5,97	5,90	5,83	5,76
	30							6,26	6,17	6,09	6,01	5,93	5,87
Träger-abstand [cm]	Trägerhöhe [cm]	**erforderliche Feldbewehrung [1] [cm²/m]** bei einer Gesamtdicke h [cm] von											
		22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
62,5	18	2,30	2,15	2,02	1,90	1,79	1,70	1,61	1,54	1,47	1,40	1,34	1,29
	20		1,92	1,80	1,69	1,60	1,52	1,44	1,37	1,31	1,25	1,20	1,15
	22			1,63	1,53	1,45	1,37	1,30	1,24	1,18	1,13	1,09	1,04
	24	vorh. As [2] = 0,90 cm²/m			1,39	1,31	1,24	1,18	1,12	1,07	1,03	0,98	0,94
	26					1,21	1,15	1,09	1,04	0,99	0,95	0,91	0,87
	28						1,06	1,01	0,96	0,92	0,88	0,84	0,81
	30							0,93	0,89	0,85	0,81	0,78	0,75
50	18	3,06	3,06	3,06	2,98	2,81	2,66	2,53	2,41	2,30	2,20	2,11	2,02
	20		2,96	2,83	2,66	2,51	2,38	2,26	2,15	2,06	1,97	1,89	1,81
	22			2,57	2,41	2,28	2,16	2,05	1,95	1,87	1,78	1,71	1,64
	24	vorh. As [2] = 1,13 cm²/m			2,20	2,07	1,96	1,87	1,78	1,70	1,62	1,56	1,49
	26					1,93	1,83	1,73	1,65	1,58	1,51	1,45	1,39
	28						1,70	1,61	1,54	1,47	1,40	1,34	1,29
	30							1,50	1,43	1,36	1,30	1,25	1,20
33	18	3,86	3,96	4,06	4,16	4,25	4,34	4,44	4,53	4,62	4,64	4,64	4,64
	20		3,80	3,89	3,99	4,11	4,19	4,30	4,37	4,45	4,48	4,36	4,19
	22			3,87	3,97	4,06	4,15	4,23	4,32	4,33	4,15	3,97	3,81
	24	vorh. As [2] = 1,71 cm²/m			3,86	3,95	4,03	4,12	4,15	3,96	3,79	3,63	3,48
	26					3,88	3,96	4,03	3,88	3,71	3,55	3,40	3,26
	28						3,88	3,82	3,63	3,47	3,32	3,18	3,05
	30							3,57	3,40	3,25	3,10	2,97	2,86
20	18	4,86	4,98	5,11	5,23	5,35	5,47	5,58	5,69	5,81	5,92	6,03	6,13
	20		4,85	4,97	5,09	5,21	5,32	5,44	5,55	5,66	5,76	5,87	5,97
	22			4,99	5,11	5,23	5,34	5,45	5,57	5,67	5,78	5,89	5,99
	24	vorh. As [2] = 2,83 cm²/m			5,03	5,15	5,26	5,37	5,48	5,59	5,70	5,80	5,90
	26					5,17	5,28	5,39	5,50	5,61	5,72	5,82	5,93
	28	Passplattenfaktor [3] = 1,02					5,28	5,39	5,50	5,61	5,71	5,82	5,92
	30							5,36	5,47	5,57	5,68	5,78	5,89
10	18	6,75	6,92	7,09	7,26	7,43	7,59	7,75	7,91	8,06	8,22	8,37	8,52
	20		6,76	6,93	7,11	7,29	7,45	7,61	7,77	7,94	8,07	8,22	8,36
	22			7,06	7,23	7,40	7,56	7,72	7,88	8,03	8,19	8,34	8,48
	24	vorh. As [2] = 5,65 cm²/m			7,20	7,37	7,53	7,69	7,84	8,00	8,15	8,30	8,45
	26					7,54	7,70	7,86	8,03	8,18	8,34	8,49	8,64
	28	Passplattenfaktor [3] = 1,15					7,84	8,01	8,17	8,33	8,49	8,65	8,80
	30							8,12	8,29	8,45	8,61	8,77	8,92

[1] einschließlich Gitterträgeruntergurte
[2] vorhandene Biegezugbewehrung der zwei Gitterträgeruntergurte ø 6 mm
[3] Erhöhungsfaktor für erf. As bei Passplatten mit 2 Gitterträgern

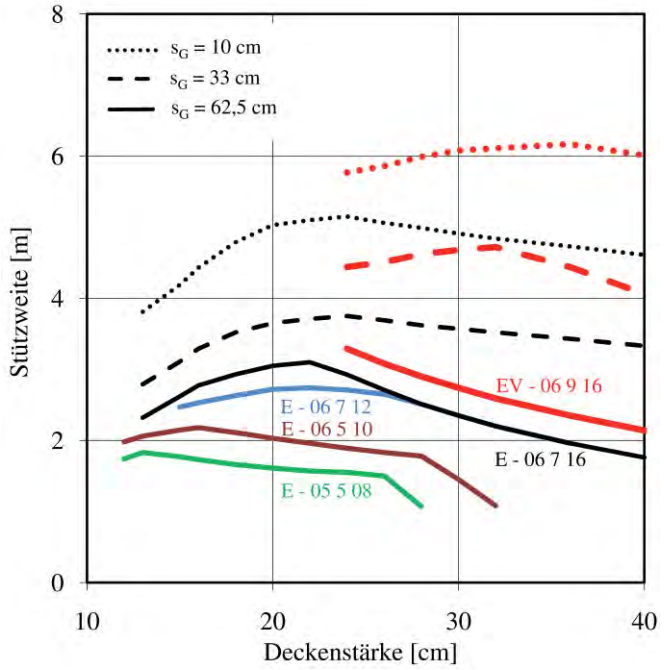


Bild 14. Zulässige Montagestützweiten für E- und EV-Gitterträger im Vergleich
Fig. 14. Comparison of permissible erection spans for lattice girders type E and EV

tere Versuche zur statistischen Absicherung ausgewertet. Aus den Versuchsdaten wurden zulässige Momente und Querkräfte hergeleitet, die in die Zulassung [3] eingingen und unter Berücksichtigung der Durchbiegungsbeschränkung zu Stützweiten nach Tabelle 4 führten. Danach lassen sich bei Gesamtdeckenstärken über 22 cm bei Einsatz der verstärkten Gitterträger weit größere Montagestützweiten als bisher erzielen.

Literatur

[1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, August 2008.

[2] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Filigran-E-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht, Zulassung Z-15.1-147 vom 12. Nov. 2004.

[3] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Filigran-E-Gitterträger und Filigran-EV-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht, Zulassung Z-15.1-147 vom 19. Juni 2010.

[4] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004.

[5] *Furche, J.* und *Bauermeister, U.*: Elementbauweise mit Gitterträgern. Betonkalender 2009 (Hrsg.: *Bergmeister/Fingerloos/Wörner*), Ernst & Sohn, Berlin.

[6] DIN 1045(1988): Beton- und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Beuth Verlag, Juli 1988.

[7] *Hegger, J.; Beutel, R.* und *Häusler, F.*: Versuchsbericht über Tastversuche zum Montagezustand von Elementdecken mit Gitterträgern. Versuchsbericht 168/2006, Institut für Massivbau der RWTH Aachen University vom 22.11.2006 (unveröffentlicht).

[8] *Hegger, J.* und *Bertram, G.*: Versuche zur Biege- und Querkrafttragfähigkeit von Elementdecken und Balken mit Gitterträgern im Montagezustand. Versuchsbericht 194/2007, Institut für Massivbau der RWTH Aachen University vom 12.12.2007 (unveröffentlicht).

[9] *Hegger, J.* und *Bertram, G.*: Erweiterung der Zulassung für Filigran Gitterträger Typ E mit Obergurtdurchmessern 10 und 16 im Montagezustand. Gutachten G-2008-001, Institut für Massivbau der RWTH Aachen University vom 3.9.2008 (unveröffentlicht).

[10] MPA der TU München: Untersuchungsbericht Nr. 3736/Bö/sw „Ermittlung der aufnehmbaren Momente und Querkräfte bei übergebenen Filigran-Elementplatten im Montagezustand. München, 18.11.1980; Untersuchungsbericht Nr. 720/Sr/Lo „Ermittlung der aufnehmbaren Momente und Querkräfte an Filigran-Elementplatten im Montagezustand“, München, 2.4.1981 (unveröffentlicht).

[11] Prüfamt für Baustatik der LGA Bayern: Prüfbericht St. 767/81 Hei/Kn, „Gutachterliche Stellungnahme zur Vorlage beim Institut für Bautechnik“, Nürnberg, 29.10.1981. (unveröffentlicht)

[12] *Zelger, C.*: Gutachterliche Stellungnahme zum Filigran-D-Träger mit dickem Obergurt – Zulässige Schnittkräfte im Montage-Zustand“, München, 20.5.1981,. Nachtrag zur Gutachterlichen Stellungnahme vom 13.10.1982 zum Filigran-D-Träger mit Betonfußleiste und dickem Obergurt, München, 20.12.1982 (unveröffentlicht)

Dr.-Ing. Johannes Furche
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
j.furche@filigran.de

Dipl.-Ing. Guido Bertram
gbertram@imb.rwth-aachen.de

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
heg@imb.rwth-aachen.de

RWTH Aachen
Lehrstuhl für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen

Dipl.-Ing. Ulrich Bauermeister
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
u.bauermeister@filigran.de

Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e.V. (BmG)

Entwicklung der Fachvereinigung

Betonbauteile mit Gitterträgern wie Elementdecken und -wände sind in Deutschland seit Jahren weit verbreitet. Die hohe Akzeptanz dieser Bauweise begründet sich in der Wirtschaftlichkeit, der Flexibilität und der Qualität. Zur Förderung dieser Bauart hatte sich bereits Anfang der 90er Jahre aus einem offenen Arbeitskreis von Fertigteilherstellern eine Gütegemeinschaft Bauelemente mit Gitterträgern e.V. gebildet, welche später zur Fachgruppe Betonbauteile mit Gitterträgern innerhalb es Bundesverbandes der Beton- und Fertigteilindustrie e.V. (BDB) in Bonn wurde. 2005 entstand hieraus die eigenständige Fachvereinigung „Betonbauteile mit Gitterträgern e.V. (BmG)“.

1 Aktivitäten der Fachvereinigung

Die Aufgaben der Fachvereinigung werden durch den Vorstand selbst oder durch Arbeitsausschüsse wie den Marketingausschuss oder den Technischen Ausschuss wahrgenommen.

Folgende Schwerpunkte der technischen Arbeit lassen sich nennen:

- Mitarbeit in nationalen und internationalen Normenausschüssen
- Ausarbeitung und Erläuterung von Bemessungsansätzen
- Erarbeitung von Bemessungshilfen
- Optimierung der Anwendungsbedingungen
- Steigerung der Produktqualität
- Weiterbildung der Mitglieder

Die „BmG“ hat bereits zahlreiche Untersuchungen durchgeführt bzw. beauftragt und begleitet. Für einen Überblick über die Bandbreite der Fragestellungen dienen nachfolgende Ausführungen.

2 Endzustand

Zur Bemessung und Ausführung von Elementdecken wurden mehrere Gutachten in Auftrag gegeben und Anwendungsregelungen sowie Bemessungshilfen erarbeitet Schießl [1] hatte bereits 1997 im Auftrag der Fachgruppe ein erstes Gutachten über die Ausführung von Übergreifungsstößen im Bereich von Stoßfugen erstellt. Diese Arbeit konnte von Fachgruppenmitgliedern bereits frühzeitig genutzt werden und fand dann Eingang in die Bemessungsnorm für Stahlbeton DIN 1045-1 und zuletzt in den Eurocode 2. Weitere Arbeiten über konstruktive Themen folgten. Die Bemessung von niedrigen Konsolen mit Gitterträgern z. B. [6] und der Gebrauchszustand von Elementdecken in Flachdecken z. B. [10, 15, 17] wurden untersucht.

Grundlage der Elementbauweise ist die Bemessung der fertigen Decken und Wände analog monolithischer Bauteile. Voraussetzung hierfür ist ein Nachweis der Verbundfuge unter Ansatz der Gitterträgerdiagonalen als Verbund- und Querkraftbewehrung. Im Zuge von Normenumstellungen wurden die Bemessungskonzepte wiederholt diskutiert. Als Grundlage zur Normenarbeit dienten dem Technischen Ausschuss hierzu verschiedene Ausarbeitungen zur Verbund- und Querkrafttragfähigkeit von Verbundbauteilen [21, 23, 24].

Flachdecken werden zunehmend mit Gitterträgern ausgeführt. Das Heranführen der Fertigteilplatten bis direkt an die Stütze wurde vereinzelt als kritisch beurteilt. Im Auftrag der BmG wurde zur Klärung dieser Frage ein Durchstanzversuch mit spezieller Anordnung der Gitterträgerplatten durchgeführt [31]. Nach erster Auswertung ist das Heranführen der Fertigteilplatten bis direkt an die Stütze unkritisch, eine detaillierte Beurteilung steht noch aus.

Elementwand

Der wirtschaftliche Einsatz von Elementwänden kann bei einem möglichen Verzicht auf Anschlussbewehrung erheblich gesteigert werden. Hierzu wurden rechnerische Untersuchungen beauftragt [12] und zur Umsetzung in die Baupraxis aufbereitet. Auch die Ausführung von Elementwänden im Hinblick auf die Anwendung bei drückendem Wasser ist möglich. Zur Beurteilung einer entsprechenden Ausführungsqualität wurden Ringversuche zur Haftzugfestigkeit der Verbundfuge [13] und zur Oberflächenrauigkeit [20] der Fertigteiloberflächen durchgeführt. FEM-Studien zum Schwindverhalten zweischaliger Elementwände [18] bestätigen die Praxisregelung, wonach die Fertigteilinnenseiten vor dem Betonieren des Ortbetonkerns vorgenässt werden sollen. In diesem Fall ist eine Störung in der Verbundfuge aufgrund der unterschiedlichen Schwindvorgänge nicht zu erwarten.

Die Anwendung von Elementwänden legte im Hinblick auf den Korrosionsschutz der eingebauten Bewehrung zwei Fragen offen. In zweischaligen Wänden ohne Ortbetonschicht („Nullwände“), welche auf Produktionsanlagen für Elementwände hergestellt werden, bestand die

 © Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

Frage nach ausreichendem Korrosionsschutz der Gitterträgerdiagonalen in einem möglichen Spalt zwischen den zwei Schalen. In [22] wird für die Anwendung solcher Sonderbauteile in Innenräumen ein möglicher Einsatz begutachtet. Eine andere Frage bezog sich auf den Einsatz üblicher Elementwände insbesondere in Parkhäusern. Für stark chloridbeanspruchte Elementwände werden hierzu in [25] Lösungsansätze aufgezeigt, um die hohen erforderlichen Betondeckungen zu reduzieren.

Die Elementwand mit Kerndämmung stellt eine effektive Weiterentwicklung der klassischen Elementwand dar. Zur Bemessungen der Gitterträgerverbindung und der belasteten außenseitigen Fertigteilschale wurden Berechnungen für verschiedene Parameter erstellt [16].

Ausführung
Im Hinblick auf die Ausführung wurden Arbeiten über die Nachbehandlung von Fertigteilen [14], die Beurteilung und Vermeidung von Rissen in Elementdecken [2], [9] und über mögliche Stöße der Gitterträgerobergurte [19] vergeben. Auch eine Empfehlung zur Ladungssicherung [4] von Fertigteilen wurde erarbeitet. Für die Transport- und Montagezustände überhoher Wandelemente werden in [27] Bemessungshilfen zur Verfügung gestellt. Die Steigerung der Arbeitssicherheit bei Anwendung dieser Bauweise ist im allgemeinen Interesse aller Beteiligten.

Elementdeckenhersteller müssen in ihrer Montageanleitung Aussagen zum Krantransport der Deckenplatten treffen. Zahlreiche Versuche hierzu an der MPA Braunschweig führten zu ersten Empfehlungen [26]. In der Praxis werden vermehrt längere Fertigteilplatten eingesetzt. Versuche an bis zu 8 m langen Platten wurden daher ergänzt [28].

Derzeit wird in Deutschland der Montagezustand von Elementplatten mit Gitterträgern durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Die europäische Produktnorm DIN EN 13747 für Elementdeckenplatten regelt den Montagezustand hiervon abweichend. In [30] werden Montagestützweiten auf der Grundlage der Produktnorm ermittelt und mit denen nach Zulassung verglichen. Die Studie kann als Grundlage für zukünftige europäische Regelungen dienen.

Die Arbeiten werden fortgesetzt. Dabei ergeben sich die zu bearbeitenden Themen aus den Fragestellungen der Mitglieder.

3 Mitgliedschaft

Die Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e.V. (BmG) vertritt die Interessen der Hersteller (Betonfertigteilwerke) von Bauteilen mit Gitterträgern. Mitglied kann jedes Unternehmen werden, das Betonbauteile mit Gitterträgern oder Gitterträger herstellt. Der Vorstand kann zudem außerordentliche Mitglieder ernennen, wenn ihre wissenschaftlichen und technischen Kenntnisse den Zielen der Fachvereinigung dienen können. Hier sind sowohl Firmen der Zulieferindustrie, Softwarehersteller als auch Planungsbüros angesprochen.

Mitgliedsanträge werden gerne entgegen genommen:
Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e.V.
Raiffeisenstraße 8
D-30938 Burgwedel
info@betonverband-nord.de
www.fachvereinigung-bmg.de

Literatur

[1] Schiessl, Peter: Gutachtliche Stellungnahme B 2202 zur Tragstoßausbildung in Teilfertigdecken, Aachen, 16.10.1997.
[2] Schiessl, Peter: Gutachtliche Stellungnahme B 6008, Beurteilung von Rissen in Elementdecken, München 19.8.1998.
[3] Fehling, E.; Röder, F.-K.: Prüfbericht Nr. 1303 phys/99, zur Tragfähigkeit von Konsolbändern mit niedriger Bauhöhe, Kassel 1.6.1999.
[4] DEKRA: Gutachten-Nr. 422/8153 YX 99-06786 vom 4.10.1999, Fahrversuche zur Ladungssicherung von Betonbauteilen mit Gitterträgern.
[5] Eligehausen, R.; Asmus, J.: Untersuchungen zu Bewehrungsanschlüssen bei Elementwänden, Stuttgart, 28.12.1999.
[6] Fehling, E.: Gutachten: Tragverhalten und Bemessung von konsolartigen Auflagern bei Fertigteilplatten, Kassel, Februar 2000.
[7] Fehling, E.; Röder, F.-K.: Versuchsbericht zur Tragfähigkeit und der zulässigen Belastung von Konsolbändern mit niedriger Bauhöhe an Podestplatten für Treppenläufe mit Betonierfuge, Kassel, 15.01.2001.
[8] Fehling, E.; Röder, F.-K.: Versuchsbericht „Podestplatte mit Konsolbändern“, Kassel, 5. Juli 2001.
[9] Schiessl, Peter: Rissbildung in Stahlbetonbauteilen – Ursachen und Erscheinungsformen-B 6008/1, München, 26. Oktober 2001.
[10] Curbach, Manfred; Brückner, Anett: Zwischenbericht zu vergleichenden FEM-Studie über Durchbiegung und Tragverhalten von Flachdecken aus Elementplatten. Dresden, 24.7.2002.
[11] Technischer Ausschuss BmG: Neues Programm zur Querkraftbemessung – Elementdecken nach DIN 1045-1, Betonwerk-Fertigteiltechnik, Heft 1, 2003,
[12] Eligehausen, R.; Asmus, J.; Mayer, U.: Untersuchungen zur Anschlussbewehrung, zur Verankerung der Biegezugbewehrung sowie der Rissbreiten infolge Zwang bei Elementwänden. Stuttgart, 5.5.2003.
[13] Blume, F.; Schmitt, M.: Wasserundurchlässige Elementwände mit Ortbetonergänzung, Haftzugfestigkeit zwischen Elementbeton und Kernbeton, Bericht über einen Ringversuch, Auftrag-Nr. 59420/03 vom 28.3.2003, Großburgwedel.

[14] Grübl, P.; Adam, Th.: Nachbehandlung von Betonfertigteilen. TU Darmstadt, 28. Mai 2003.
[15] Curbach, Manfred; Brückner, Anett: Zwischenbericht zu Forschungsvorhaben: FEM-Studie über Durchbiegung und Tragverhalten von Flachdecken aus Elementplatten. Dresden, 18.12.2003.
[16] Gastmeyer, R.: BmG-Thermo-Elementwand mit integrierter Wärmedämmung. Bemessung der Gitterträgerverbindung und der außenseitigen Fertigteilschale. Lichtenstein, 18.6.2004.
[17] Curbach, Manfred; Brückner, Anett: FEM-Studie über Durchbiegung und Tragverhalten von Flachdecken aus Elementplatten, TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Massivbau, Juli 2004.
[18] Müller, Harald S.: Gutachten Untersuchungen zum Schwindverhalten zweischaliger Elementwände, Karlsruhe, 4.3.2005.
[19] Schiessl, P.: Gutachterliche Stellungnahme, Stoßen von Gitterträger-Obergurten mittels Stumpfstoß durch Abbrennstumpfschweißen (RA), 05/052 vom 8.3.2005, München.
[20] Blume, F.; Schmitt, M.: Wasserundurchlässige Elementwände mit Ortbetonergänzung. Rauigkeitsmessungen an den Innenflächen von Elementwandprüfkörpern - Bericht über einen Ringversuch –. Auftrag 62772/05 vom 18.1.2005, Güteschutz Beton- und Fertigteilwerke Nord e.V., Prüfstelle, Großburgwedel. (interner Bericht)
[21] Eligehausen, R.; Asmus, J.: Beurteilung der Querkraftnachweise nach DIN 1045-1, Einleitung von Querkraft in das Fundament. Schreiben vom 14.6.2006, Ingenieurbüro Eligehausen und Asmus, Stuttgart.
[22] Gehlen, Ch.; Schiessl-Pecka, A.: Bewertung von Elementwänden in Innenräumen in Bezug auf carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion. Gutachterliche Stellungnahme 06/045/1.1.2 vom 22.6.2006 zum Einsatz von „Nullwänden“, Ingenieurbüro Schießl-Gehlen-Sodeikat, München.
[23] Zilch, K.; Müller, A.: Querkrafttragfähigkeit von Elementdecken mit Gitterträgern. Forschungsbericht Mai 2007, TUM Lehrstuhl für Massivbau, München.
[24] Zilch, K.; Lenz, P.; Müller, A.: Zum Einfluss einer zum Auflager hin fallenden Verbundbewehrung auf die Schubkraftübertragung in Fugen. Forschungsbericht Februar 2008. TUM Lehrstuhl für Massivbau, München. (interner Bericht)
[25] Schiessl, P.; Gehlen, Ch.; Schiessl-Pecka, A.; Kapteina, G.: Optimierung der Betondeckung von chloridbeanspruchten Elementwänden mittels Dauerhaftigkeitsberechnungen. Gutachterliche Stellungnahme 08/222/1.1.1 vom 3.3.2009, Ingenieurbüro Schießl-Gehlen-Sodeikat, München.
[26] Empelmann, M.; Sender, Ch.; Henke, V.: Empfehlungen zum Krantransport langer Elementplatten. Bericht Nr. P 08-144-4. 18.1.2010, IBMB MPA Braunschweig.
[27] Pape, H.: Überhohe Elementwand-Fertigteile - Montagelastfall. Projektnummer 08-T-049 vom 22.4.2010, bauart Konstruktions GmbH & Co. KG. Lauterbach 2010.
[28] Empelmann, M.; Sender, Ch.: Krantransport von Elementdeckenplatten. Ergänzende Prüfung von Klein- und Großmodellversuchen. Bericht Nr. P 10-156. 23.11.2010, IBMB MPA Braunschweig.
[29] Schnell, J.; Wörner, R.: Zwang und Mindestbewehrung in Elementdecken des allgemeinen Hochbaus. Projekt-Nr.: 11/812 vom 11.11.2011; Ingenieurgesellschaft BORAPA, Kaiserlautern, 2011.
[30] Hemmy, O.; Willers, K.: Erstellung von Montagestützweiten-Tabellen für Gitterträgerplatten auf der Basis der DIN EN 13747. 10.9.2013, Beratende Ingenieure für Bauwesen KSF, Bremerhaven, 2013.
[31] Hegger J.; Kueres, D.; Siburg, C.: Versuchsbericht zu einem Durchstanzversuch (BMG01) zur Untersuchung des Abstandes der Elementplatte von der Stütze. Versuchsbericht 318/2013 vom 26.6.2013, IMB der RWTH Aachen, 2013.

Fachvereinigung
Betonbauteile
mit Gitterträgern

per Post oder Fax an

Fachvereinigung
Betonbauteile mit Gitterträgern e.V.
Raiffeisenstr. 8
30938 Burgwedel

Anmeldung

zur Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e.V.

Wir erklären hiermit unseren Beitritt
zur Fachvereinigung
Betonbauteile mit Gitterträgern e.V. (BmG)

❑ Fertigteilwerk (1) _____

❑ Ingenieurbüro (2) _____
(Firma)

_____
(Ansprechpartner)

_____
(E-Mail-Adresse)

_____ _____
Ort/Datum Unterschrift

(1) Beitrag für 1. Betriebsstätte 1.200,00 €/p.a.
2.-4. Betriebsstätte 75 % 900,00 €/p.a.
jede weitere Betriebsstätte 50 % 600,00 €/p.a.

(2) außerordentlicher Beitrag für Ingenieurbüros 250,00 €/p.a.

überreicht durch:

FILIGRAN

Trägersysteme GmbH & Co. KG

Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern

Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e.V. (BmG)
Raiffeisenstraße 8
30938 Burgwedel
www.fachvereinigung-bmg.de