

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 115 (1997)
Heft: 12

Artikel: Zur Bemessung innerer Stützenkopfverstärkungen aus Stahl: neue Erkenntnisse
Autor: Frangi, Tullio / Tonis, Dimitrios / Muttoni, Aurelio
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-79217>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 18.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Tullio Frangi, Bülach, Dimitrios Tonis, Berlin, Aurelio Muttoni, Lugano

Zur Bemessung innerer Stützenkopfverstärkungen aus Stahl

Neue Erkenntnisse

Innere Stützenkopfverstärkungen aus Stahl verhindern im Flachdecken- und im Fundamentbau (Stützenfussverstärkung) das Durchstanzen der Stütze durch die Platte. Seit über 20 Jahren genießen sie den Ruf grosser Zuverlässigkeit und Effizienz. Stützenkopfverstärkungen der neuesten Generation werden nach einem nichtlinearen Rechenverfahren bemessen. Umfangreiche Traglastversuche untermauern das dazu speziell entwickelte Berechnungsmodell. Wesentlich in diesem Zusammenhang ist die Erkenntnis, dass der Tragwiderstand der Durchstanzzone ein Optimum besitzt, d.h. mit zu biege-weicher, aber auch zu biege-steifer Ausbildung der Stützenkopfverstärkung eine Schwächung der Durchstanzzone einhergeht.

Weshalb Stützenkopfverstärkungen aus Stahl?

Wirtschaftlichkeit und Ästhetik sind wichtige Gründe für die häufige Wahl von Flachdecken im Hochbau. Der Bauherr schätzt die niedrigen Erstellungskosten, den Raumgewinn durch die geringe Konstruktionshöhe und die Flexibilität bei der späteren Nutzung, der Bauunternehmer die einfache Deckenschalung, der Architekt und der Installateur die einfache Planung und die ungehinderte Leitungsführung.

Der Wunsch, die Stärke von Flachdecken möglichst klein zu halten und die häufig gestellte Forderung nach Stützen mit geringen Querschnittsflächen haben zur Folge, dass die punktförmig gestützten Platten im Stützenkopfbereich einen räumlichen Spannungszustand mit derart hohen Spannungskonzentrationen aus Querkraften und Biegemomenten erleiden, dass sie den erforderlichen Tragwiderstand oft nicht mehr aufbringen können.

In dieser Situation sieht sich der Planer gezwungen, entweder sichtbare Stützenkopfverstärkungen wie Vouten usw. anzuordnen, mit denen er jedoch alle Vorteile der Flachdecke einbüsst, oder die Stär-

ke der Flachdecke zu erhöhen, was die Wirtschaftlichkeit vermindert.

Die innere Stützenkopfverstärkung aus Stahl löst dieses Problem. Sie wirkt unsichtbar im Inneren der Flachdecke und gestattet dünne Platten auf schlanken Stützen auch bei hoher Belastung. Die richtige Bemessung erfordert jedoch die genaue Kenntnis der Wirkungsweise dieses Tragelements. Der Tragwiderstand hängt neben den in der Norm SIA 162 genannten Faktoren wie statische Höhe der Platte, Betonfestigkeit und Umfang des Stützenquerschnitts im wesentlichen noch zusätzlich von der Geometrie sowie vom Verformungsverhalten und der Festigkeit der einzelnen Elemente der Stützenkopfverstärkung ab.

Dieses, vom Aussehen her einfache, aber von der Bemessung her anspruchsvolle Tragelement, erfüllt seine Aufgabe in allen Situationen: bei Innen-, Rand- und Eckstützen.

Rückblick auf Berechnungsmodelle

Grosse Verdienste gebühren den Ingenieuren S. Kinnunen und H. Nylander. In den 60er Jahren veröffentlichten sie ihre auf Versuchen begründete Theorie zum Durchstanzen von Stahlbetonplatten. An Deckenausschnitten führten sie ihre theoretischen Überlegungen und Versuche durch, wobei als Bruchkriterium das Erreichen einer kritischen Betonstauchung in einer rund um die Stütze liegenden, gedrückten Kegelschale angenommen wurde. Die Erkenntnisse fanden in der Norm SIA 162 (1968) als Richtlinie 18 ihren Niederschlag.

Wichtige Beiträge lieferte in den 70er und 80er Jahren das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, wo unter der Leitung von B. Thürlimann zahlreiche theoretische und praktische Arbeiten zur Durchstanzproblematik entstanden.

Basierend auf diesen Berechnungsmodellen und ergänzt durch zahlreiche Belastungsversuche, wurden in der Schweiz und im Ausland mit grossem Erfolg unzählige Quadratmeter von Flachdecken mit inneren Stützenkopfverstärkungen erstellt.

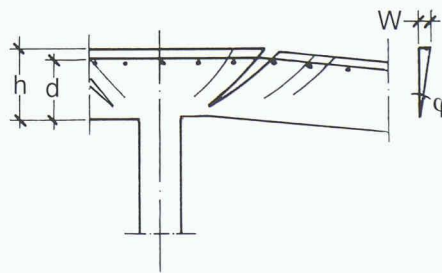
Durchstanzlast nach Norm SIA 162 (1989)

Mit Einführung der SIA-Normen-Generation der 90er Jahre wurde für den Nachweis der Tragsicherheit ein neuer Weg beschritten. Anstelle des Nachweises über die zulässigen Spannungen trat die Forderung einer genügenden Sicherheit gegenüber dem Durchstanzwiderstand. Dieser wurde über einen empirisch ermittelten Rechenwert der Schubspannungsgrenze, multipliziert mit dem massgebenden Umfang und der mittleren statischen Höhe, bestimmt.

Teilrevision Norm SIA 162 (1993)

Der Rechenwert der Schubspannungsgrenze ist nicht eine konstante Grösse, sondern hängt von den Verformungen, genauer von der Risseverteilung und den Rissweiten im Stützenbereich ab.

Nach Muttoni [1], [2] verhält sich der Durchstanzwiderstand umgekehrt proportional zu den Rissweiten der tangentialen Risse. Aus Bild 1 ist ersichtlich, dass die Rissweite w mit der Rotation ϕ und der Plattenstärke h (bzw. der statischen Höhe d) zunimmt. Dieser Ansatz erklärt, warum bei dicken Platten der Durchstanzwiderstand abfällt. In der Teilrevision 1993 der Norm SIA 162 wird diese Erkenntnis berücksichtigt, indem bei Platten mit einer mittleren statischen Höhe grösser 400 mm der Durchstanzwiderstand über eine reduzierte Schubspannungsgrenze zu ermitteln ist, deren Wert mit zunehmender Plattenstärke abnimmt.

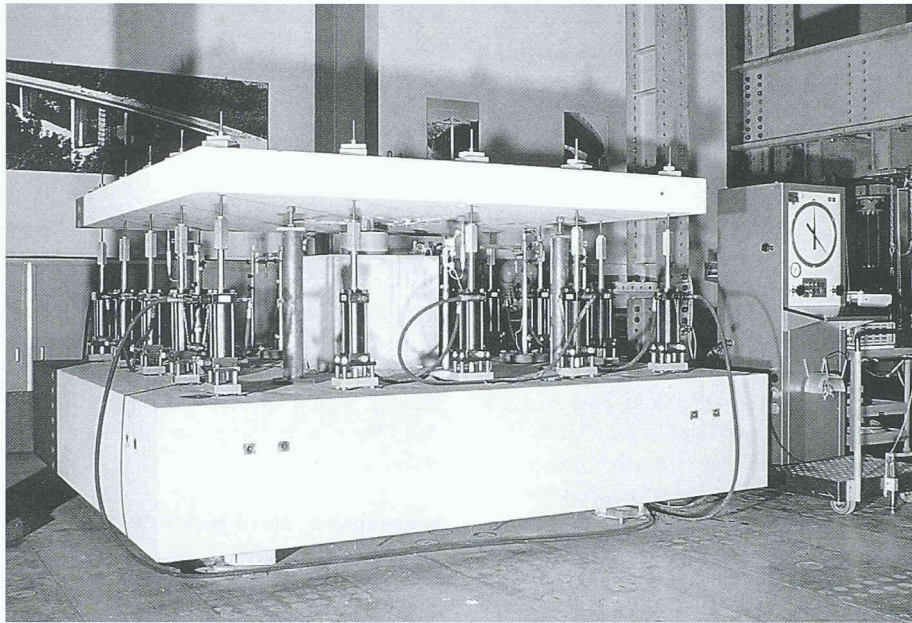


1
Die Rissweiten w nehmen mit der Rotation ϕ und der Plattendicke h (bzw. der statischen Höhe d) zu

Neues Berechnungsmodell

Ausgehend von den jüngsten Erkenntnissen [2] ist ein neues Berechnungsmodell zur Ermittlung des Tragwiderstands von Stützenkopfverstärkungen über Innenstützen entwickelt worden. Damit werden der Einfluss der Parameter

- Geometrie der Stützenkopfverstärkung



2

Versuchsanordnung an der Empa Dübendorf

- Steifigkeit und Festigkeit (Biegung und Schub) der Stützenkopfverstärkung
- Abmessungen der Stahlbetonplatte
- Bewehrungsgehalt der Stahlbetonplatte
- Betonfestigkeit und Festigkeit des Bewehrungsstahls der Stahlbetonplatte
- Betonüberdeckung der Stützenkopfverstärkung

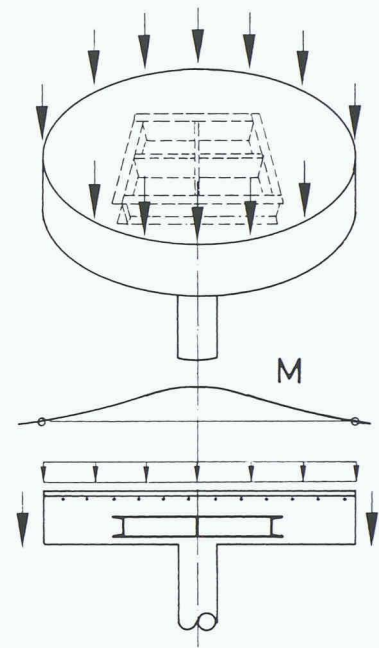
erfasst und ebenso die vier massgebenden Brucharten:

- Biegebruch ausserhalb der Stützenkopfverstärkung
- Schubbruch ausserhalb der Stützenkopfverstärkung

- Biegebruch innerhalb der Stützenkopfverstärkung
- Schubbruch innerhalb der Stützenkopfverstärkung

Das Bemessungsmodell stellt eine Weiterentwicklung und Verfeinerung der in SIA 162 (1993) angegebenen allgemeinen Methode zur Berechnung des Durchstanzwiderstands dar und wurde durch einen Gutachter geprüft [3].

Mehrere an der Empa Dübendorf durchgeführte Traglastversuche im Massstab 1:1 dienen zur Untermauerung des neuen Berechnungsmodells und bestätigen die analytisch ermittelten Resultate. Bild 2 zeigt die Versuchsanordnung für

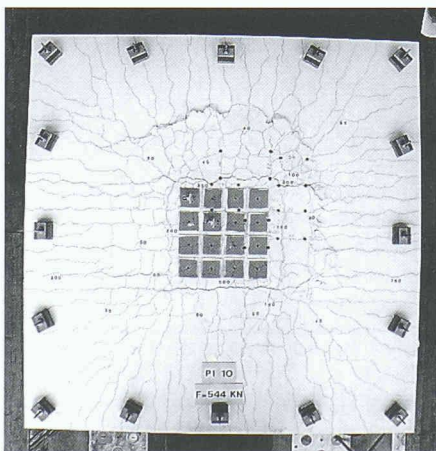


3

Statisches Modell des Versuchskörpers

einen solchen Versuch. In Bild 3 ist das statische Modell des Versuchskörpers wiedergegeben. In der Draufsicht (Bild 4) erkennt man, dass sich in der Platte mit zunehmender Belastung Gelenklinien ausbilden, je eine kreisförmige Gelenklinie um die Stütze und um die Stützenkopfverstärkung, sowie zahlreiche gerade, radiale Gelenklinien.

Dies bestätigt die Erfahrung zahlreicher Durchstanzversuche: Die Krümmungen in radialer Richtung konzentrieren sich auf konzentrische Bereiche um die Stütze bzw. um die Stützenkopfverstärkung. In den übrigen Zonen sind nur gerade radiale Risse vorhanden. Bild 5 zeigt



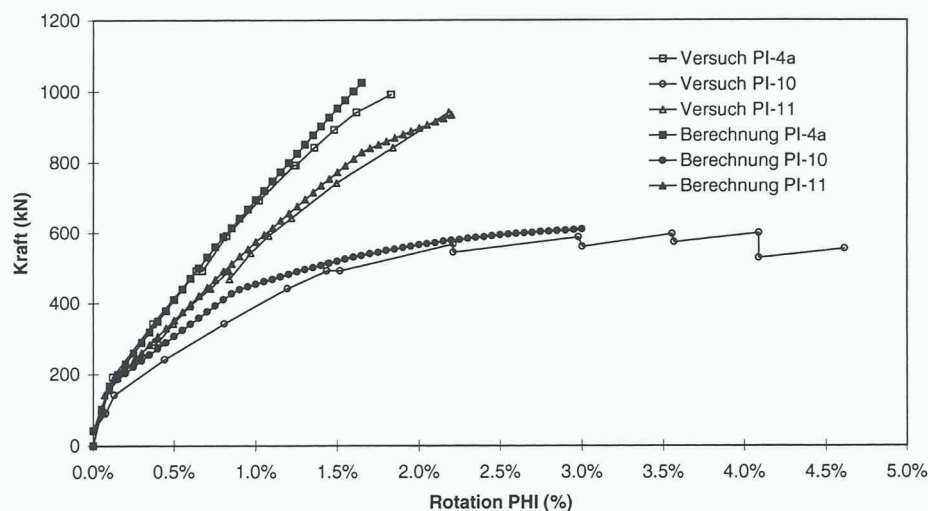
4

Rissbild (Foto Empa-Nr. 97435/11)



5

Bruchbild in den zentrisch durchgeschnittenen Versuchskörper



Versuch	Tragwiderstand		
	Versuch	Berechn.	Abweichung
PI-4a	992 kN	1025 kN	+ 3,3%
PI-10	599 kN	609 kN	+ 1,7%
PI-11	942 kN	933 kN	- 1,0%

6

Kraft-Verformungs-Diagramm

die Platten nach der Versuchsdurchführung im Schnitt.

Alle Kraft-Verformungs-Diagramme zeigen eine ausserordentlich gute Übereinstimmung zwischen Berechnungsmodell und Versuch. Als Beispiel sind in Bild 6 die Empa-Versuche PI-4a, PI-10 und PI-11 dargestellt. Im Bereich des Bruchzustands weisen hier die berechneten Kräfte gegenüber den experimentellen Werten Abweichungen zwischen -1,0% und +3,3% auf, d.h., der Bereich der Streuung ist wesentlich enger als bei solchen Versuchen sonst üblich.

Basierend auf dieser mehrjährigen theoretischen und experimentellen Arbeit, die Stützenkopfverstärkungen über Innenstützen zum Gegenstand hatte, erfolgte die Weiterentwicklung des Berechnungsmodells auf Stützenkopfverstärkungen für Rand- und Eckstützen. Zu lösende Hauptprobleme waren:

- Einfluss der nicht mehr vorhandenen Quasi-Rotationssymmetrie in Belastung und Geometrie auf den Tragwiderstand,

- Einfluss des Stützenabstandes vom Plattenrand auf den Tragwiderstand.

Bei allen neu entwickelten Berechnungsmodellen galt als oberstes Gebot die Einhaltung des in der Norm SIA 162 (1993), Art. 3 25 413, geforderten Gleichgewichtszustands, der die statischen Randbedingungen zu erfüllen hat und die Fließbedingungen nirgends verletzt.

Wesentliche Erkenntnis

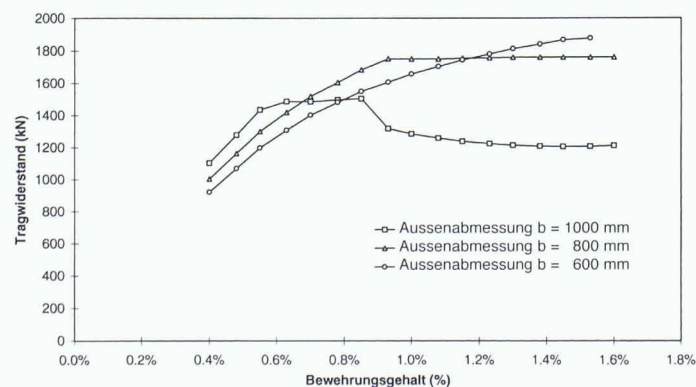
Die Bilder 7 und 8 zeigen den Tragwiderstand als Funktion

- des Bewehrungsgehaltes (Bild 7) und
- der Aussenabmessung der Stützenkopfverstärkung (Bild 8)

Erstaunlicherweise ist der Verlauf solcher Kurven nicht immer stetig zunehmend. Dies steht im Widerspruch mit der aus der Plastizitätstheorie herleitbaren Aussage, dass im Normalfall jede Verstärkung eines Bauelements zu einer Erhöhung des Tragwiderstands des Systems führt.

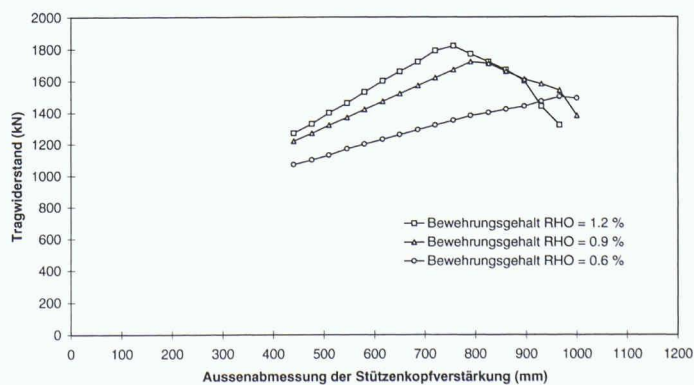
Diese unerwartete Verminderung des Tragwiderstands lässt sich über die Risseverteilung erklären. Wie aus Bild 4 ersichtlich, bilden sich unter der Belastung zwei konzentrische Hauptrisse (Gelenklinien). Der eine Hauptriss umkreist die Stütze, der andere die Stützenkopfverstärkung. Das Verstärkungselement hat nun einen unmittelbaren Einfluss auf die Verformungen und Rissweitenverteilung im Stützenbereich. Ist es extrem steif, wirkt es wie ein gleich grosses, starres Stützenauflager, mit einer Konzentration der Verformungen (Rotation) und einem breiten Tangentialriss an seinem Umfang. Ist es extrem weich, so entsteht dagegen ein grosser Tangentialriss um die Stütze (Bild 9). Rissbildung und Rissverteilung hängen neben dem Bewehrungsgehalt der Platte, der Plattenschlankheit, der Plattenstärke und Betonfestigkeit entscheidend von der Geometrie, Schlankheit und Biegefestigkeit der Stahlprofile der Stützenkopfverstärkung ab.

Eine gleichmässige Rissverteilung wirkt sich positiv auf das Tragverhalten



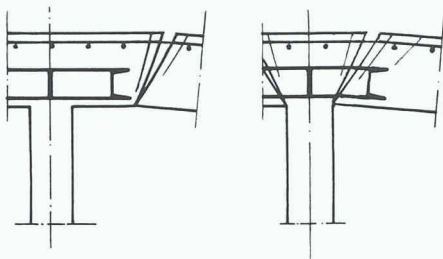
7

Tragwiderstand in Funktion des Bewehrungsgehalts für drei Aussenabmessungen der Stützenkopfverstärkung



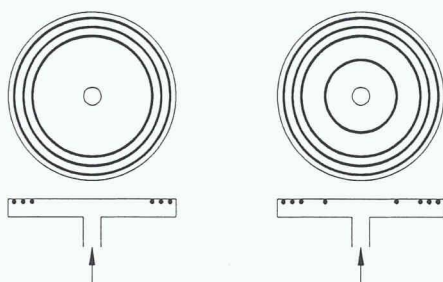
8

Tragwiderstand in Funktion der Aussenabmessung der Stützenkopfverstärkung für drei Bewehrungsgehalte



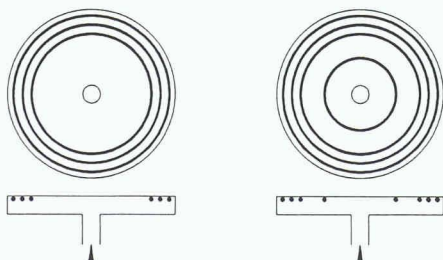
9

Einfluss der Steifigkeit der Stützenkopfverstärkung auf die Rissweitenverteilung. Links: grosse Steifigkeit, rechts: geringe Steifigkeit



Versuch 9a
3 Bewehrungsringe $\varnothing 8$
Traglast = 56.7 kN

Versuch 10a
3 $\varnothing 8$ + 1 $\varnothing 12$
Traglast = 41.5 kN



Versuch 11
3 Bewehrungsringe $\varnothing 10$
Traglast = 76.1 kN

Versuch 12
3 $\varnothing 10$ + 1 $\varnothing 12$
Traglast = 44.0 kN

10

Abnahme des Tragwiderstands bei Anordnung eines zusätzlichen Bewehrungsringes

aus. Bei optimierter Stützenkopfverstärkung stellt sich das Rissbild um die Stütze bzw. um das Verstärkungselement derart ein, dass etwa gleich grosse Durchstanzwiderstände an diesen beiden Rundschnitten resultieren. Mit z.B. zunehmender Biegesteifigkeit der Stützenkopfverstärkung wird dieser ausgewogene Zustand gestört. Die Rissweiten um die Stützen vermindern sich, diejenigen um die Stützenkopfverstärkung vergrössern sich. Damit geht eine Senkung des Tragwiderstands im Rundschnitt um das Verstärkungselement einher, während der Tragwiderstand um die Stütze erhöht wird.

Massgebend ist der kleinere der beiden Widerstände, gesamthaft gesehen verliert das Tragsystem an Tragwiderstand.

Warum scheitert man bei der Anwendung der eingangs erwähnten Aussage in diesem Fall? Der Grund liegt darin, dass die Umlagerung der inneren Kräfte – die wesentliche Voraussetzung zur Erreichung des plastischen Tragwiderstands – durch zu breite Risse im spröden Beton verunmöglicht werden kann, d.h. die Platte die erforderliche Rotationsfähigkeit verliert. Sehr steife wie auch sehr weiche Stützenkopfverstärkungen vermindern die Duktilität der Durchstanzzone, indem sie örtlich breite Risse entstehen lassen, wodurch weniger Energie dissipiert werden kann.

Ähnliche Fälle, bei denen das nach der Plastizitätstheorie vorgesehene Tragmodell durch breite Risse im Stahlbeton verunmöglicht wird, sind bei schubbeanspruchten Balken und Platten ohne Schubbewehrung anzutreffen. Hierzu ein Beispiel:

Bollinger [4] beschreibt Versuche, bei denen in der Stahlbetonplatte konzentrisch zur Stütze angeordnete Bewehrungsringe angeordnet sind. Die in Bild 10 dargestellten Versuchskörper verlieren an Tragwiderstand, wenn zu der bereits am Plattenrand vorhandenen kreisförmigen Bewehrung eine zusätzliche Bewehrung im Stützenbereich eingelegt wird. In den zwei beschriebenen Fällen sinkt der Tragwiderstand nach der Verstärkung im einen Fall auf 73%, im anderen Fall gar auf 58% des Ursprungswerts, weil das Rissbild durch die zusätzliche Bewehrung ungünstig beeinflusst wird, vgl. [1].

Schlussfolgerungen

Innere Stützenkopfverstärkungen aus Stahl vergrössern den Auflagerbereich und den Durchstanzkegel von Flachdecken. Durch die Mitwirkung der biegesteifen Stahlprofile erhöhen sie zusätzlich den Schub- und Biegewiderstand der Platte.

Zu ihrer richtigen Dimensionierung gehört die Erkenntnis, dass sie die Duktilität der Durchstanzzone unmittelbar beeinflussen. Richtig ausgelegt, tragen sie zu einer günstigen Verteilung des Rissbildes bei und fördern somit die Fähigkeit zur Umlagerung der inneren Kräfte.

Praktische Folgerungen

Zu weiche Stützenkopfverstärkungen bergen die akute Gefahr des Versagens infolge Durchstanzen am Stützenumfang in sich.

Steifere Stützenkopfverstärkungen ergeben nicht automatisch einen höheren Tragwiderstand: Nachgiebige Verstärkun-

Literatur

[1]

Muttoni Aurelio: Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton. Dissertation, IBK Bericht Nr. 176, ETH Zürich 1990

[2]

Muttoni Aurelio, Schwartz Joseph: Behaviour of beams and punching in slabs without shear reinforcement. Structural Concrete, IABSE Colloquium, Stuttgart 1991

[3]

Marti Peter: Vorwort zur Dokumentation Geilinger Europilz. Zürich 1994

[4]

Bollinger Kurt: Zu Tragverhalten und Bewehrung von rotationssymmetrisch beanspruchten Stahlbetonplatten. Dissertation, Universität Dortmund 1985

gen können höhere Tragwiderstände als z.B. steife Betonstützen gleicher Abmessungen ergeben.

Adresse der Verfasser:

Tullio Frangi, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Geilinger Stahlbau AG, 8180 Bülach, Dimitrios Tonis, Dr.-Ing., dipl. Wirtsch.-Ing. Univ., Geilinger Stahlbau AG, 10178 Berlin, und Aurelio Muttoni, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Grignoli & Muttoni, 6900 Lugano