

Kommentar zum Durchstanzen nach Norm SIA 262

Prof. Dr. Aurelio Muttoni und Dr. Stefano Guandalini, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne

1. Einführung

Die Bestimmungen hinsichtlich Durchstanzen von Stützen durch Stahlbetonplatten und Fundamente nach *SIA 262/2003* [1] sind eine Weiterentwicklung der Nachweismethode nach *SIA 162/1993* die auf theoretischen Arbeiten basieren [2,3]. Die Prinzipien dieser Methode und die Neuigkeiten bezüglich der vorigen Norm sind im Einführungskurs [4] beschrieben worden und sind in diesem Text zum Teil integriert.

Neue Forschungserkenntnisse [5] sowie die in den letzten Jahren im Rahmen von Gutachter-tätigkeiten gesammelten Erfahrungen erlauben uns den erwähnten Text [4] mit Kommentare und neuen Erkenntnissen aus der praktischen und theoretischen Seite zu ergänzen. Dieser Beitrag liegt lediglich in der Verantwortung der Autoren und nicht der *Normenkommission SIA 262 Betonbau*.

2. Prinzip

Der Nachweis des Durchstanzens von Stützen durch Platten und Fundamente erfolgt, indem die Querkraftbeanspruchung mit dem Querkraftwiderstand verglichen wird:

$$v_d \leq v_{Rd} \quad (1)$$

Der Bemessungswert der Querkraftbeanspruchung pro Längeneinheit erhält man mittels Division der Gesamtquerkraft V_d durch den Umfang des Nachweisschnittes u :

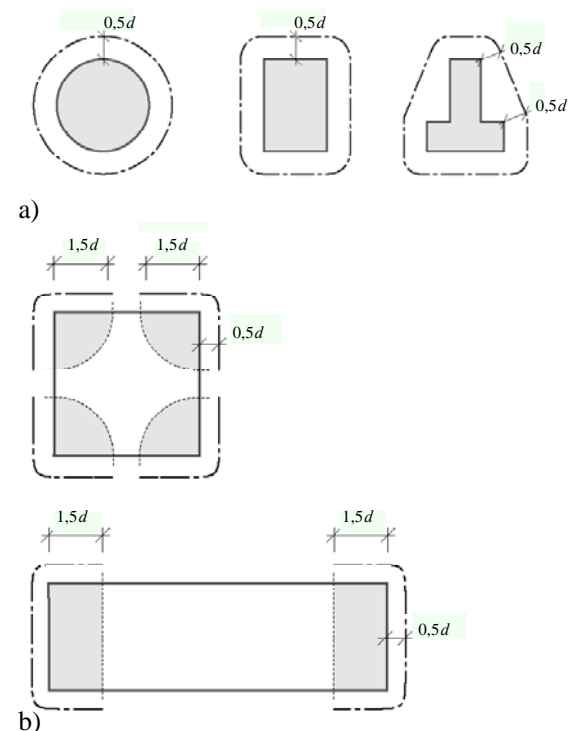
$$v_d = \frac{V_d}{u} \quad (262.48)$$

Selbstverständlich können dabei die Einwirkungen, die innerhalb des Nachweisschnittes angreifen (z.B. Eigengewicht, Auflasten, Nutz-

lasten, Sohldruckspannungen oder Umlenkkräfte von Spanngliedern) in Abzug gebracht werden. Es ist hierbei zu bemerken, dass die frühere Praxis mit dem Abzug der Kräfte in einem Abstand kleiner als d von der gestützten Fläche nicht mehr Normkonform ist. Dies ist vor allem bei Fundamentplatten wichtig.

3. Nachweisschnitt

Gemäss *SIA 162* erfolgt der Nachweis für den im Abstand $d/2$ von der gestützten Fläche verlaufenden Schnitt (Fig. 1a). Im *Eurocode 2* wurde hingegen die Lage des Nachweisschnitts so gewählt, dass der zugehörige Querkraftwiderstand dem Widerstand von randgestützten Platten entspricht.



Figur 1: Definition des Nachweisschnittes (a), Nachweisschnitt bei konzentrierten Beanspruchungen (b).

Diese Wahl ist in phänomenologischer und praktischer Hinsicht unglücklich, weil sich der so definierte Nachweisschnitt nicht im Bruchbereich befindet und weil darüber hinaus nicht alle Einwirkungen innerhalb des Nachweisschnitts in Abzug gebracht werden können.

Wenn aus der Geometrie der gestützten Fläche oder aus der Plattenbeanspruchung hervorgeht, dass die Querkraftbeanspruchung in gewissen Zonen des Nachweisschnitts konzentriert ist, ist deren Umfang entsprechend zu reduzieren. Dies ist zum Beispiel der Fall bei grossen rechteckigen oder wandartigen Stützen. Dabei sind gemäss *SIA 162* nur die Eckbereiche zu berücksichtigen (*SIA262 Zif. 4.3.6.2.4, Fig. 1b*).

Werden von einer biegesteif angeschlossenen Stütze Momente aufgenommen, sind die Querkraftbeanspruchungen in der Platte nicht konstant über dem Nachweisschnitt verteilt. Dies kann berücksichtigt werden, indem der Umfang des Nachweisschnitts um den Faktor k_e nach [6,7] verkleinert wird:

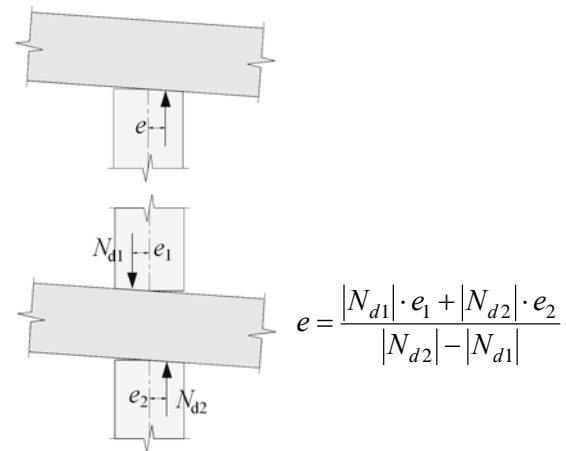
$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e}{b}} \quad (262.49)$$

Dabei sind

- $e = \frac{M_d}{V_d}$ die Lastexzentrizität der Auflagerkraft. Ist das Einspannmoment nicht parallel zu einer der Hauptachsen des Stützenquerschnitts, muss $M_d = \sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}$ angesetzt werden
- b der Durchmesser der in einen flächengleichen Kreis umgewandelten gestützten Fläche

Es ist zu bemerken, dass eine Einspannung praktisch nur mit einem mechanischen Gelenk oder mit einer extrem schlanken Stütze vermieden werden kann. Mit konstruktiven Lösungen ohne Einspannbewehrung oder mit einer schwach verankerten Anschlussbewehrung kann nicht die Einspannung komplett beseitigt werden (Fig. 2). Es muss weiter bemerkt wer-

den, dass die Vernachlässigung der Einspannung nur zulässig ist, wenn die Anwendung von Gl. (262.49) zu einem Faktor $k_e \approx 1$ führt.

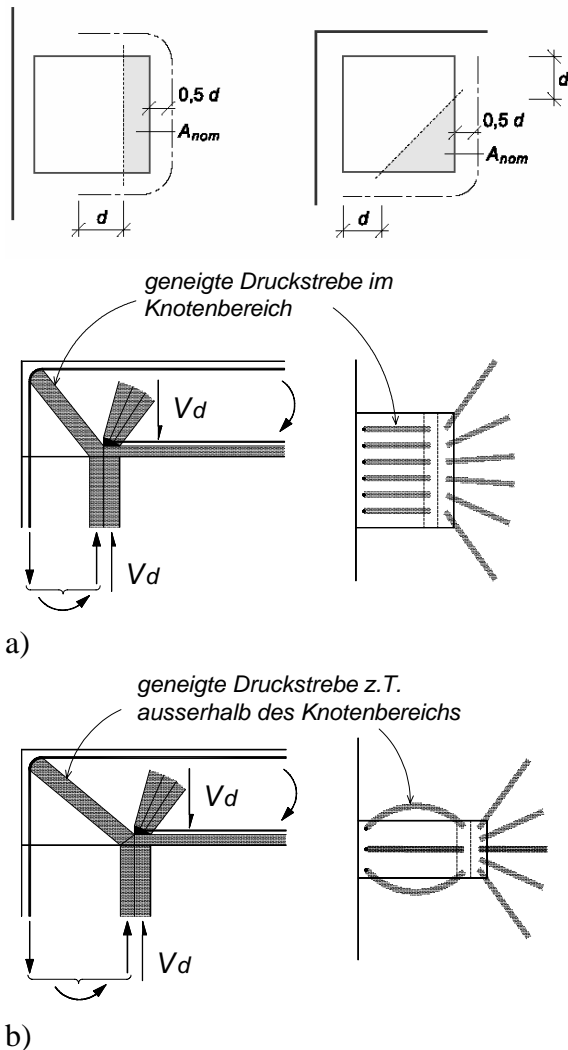


Figur 2: Einspannung bei Stützen ohne Anschlussbewehrung.

Bei regelmässig gestützten Flachdecken mit biegesteif angeschlossenen Innenstützen kann näherungsweise $k_e = 0.9$ angenommen werden. Damit sind die Einflüsse der Nutzlastverteilung und der Stützenbiegung infolge Zwängungen (Temperaturänderung, unterschiedliches Schwinden und Kriechen der Platten) berücksichtigt [8]. Bei unregelmässigen Flachdecken (unregelmässiges Stützenraster, Spannweitenverhältnis von benachbarten Feldern $\ell_{\max}/\ell_{\min} > 1.25$) oder im Fall von hohen variablen Nutzlasten ist hingegen Gl. (262.49) anzuwenden. Müssen die Stützen auch horizontale Einwirkungen aufnehmen (z.B. bei Gebäuden ohne Tragwände zur Aufnahme von Wind- und Erdbebeneinwirkungen), ist ebenfalls Gl. (262.49) anzuwenden.

Bei regelmässig gestützten Flachdecken mit biegesteif angeschlossenen Rand- und Eckstützen, die nicht für die Aufnahme der horizontalen Einwirkungen ausgelegt sind, kann der Einfluss der Einspannung analog *SIA 162* berücksichtigt werden, indem der Umfang des Nachweisschnitts nur im Bereich der effektiven Auflagerfläche angerechnet wird. Der Intensität des Einspannmomentes wird normalerweise nicht Rechnung getragen. Dabei wird implizit angenommen, dass die Momenteneinleitung mit einer geneigten Druckstrebe im Knotenbereich ohne Beeinflussung der Tragwirkung im

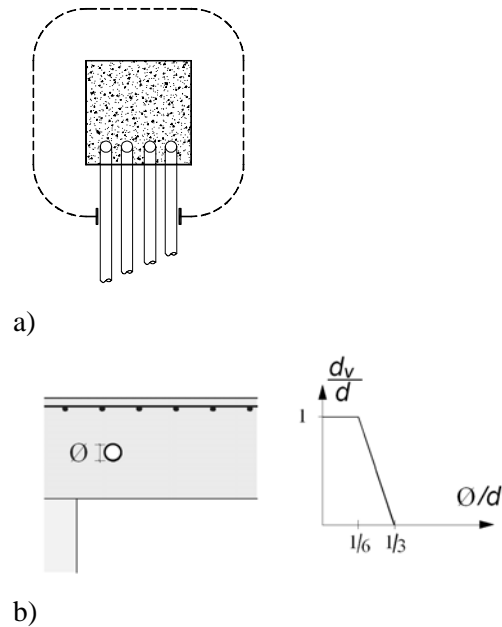
kritischen Bereich erfolgt (Fig. 3a). Dies kann bei wandartigen Stützen mit der längeren Seite senkrecht zum Plattenrand nicht zutreffen (Fig. 3b). In solchen Fällen kann vorsichtshalber der Umfang des Nachweisschnitts nach *SIA 262 Fig. 22 und 21* mit dem k_e Beiwert nach *Gl. (262.49)* abgemindert werden.



Figur 3: Nachweisschnitt bei biegesteif angeschlossenen Randstützen (a), Fall mit wandartiger Stütze senkrecht zum Rand (b).

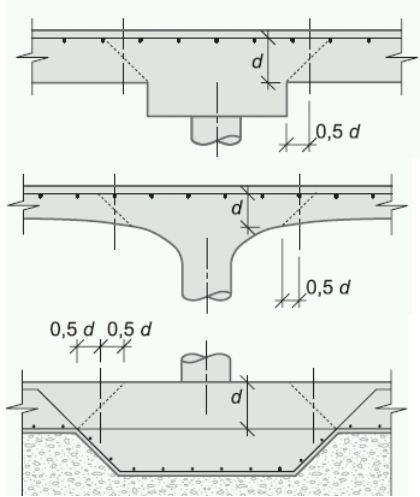
Einbetonierte Leitungen, Leitungsbündel oder Deckeneinlagen sind zu berücksichtigen, sobald deren Abstand von der gestützten Fläche kleiner als $6d$ und deren Breite oder Höhe grösser als $d/6$ ist. Nach *SIA 262 Zif. 4.3.6.2.9* ist anzunehmen, dass keine Querkraft durch diese Einlagen aufgenommen werden kann, sobald die Breite oder die Höhe grösser als $d/3$ sind. Im Zwischenbereich (Breite und Höhe

zwischen $d/6$ und $d/3$) ist deren Einfluss auf den Querkraftwiderstand (Abminderung der statischen Höhe) und auf den Umfang des Nachweisschnitts zu berücksichtigen. In Fig. 4 sind einige Fälle beschrieben.



Figur 4: Einbetonierte Leitungen, Leitungsbündel oder Deckeneinlagen, Abminderung des Umfangs des Nachweisschnitts im Fall einer radialen Leitung (a) und Abminderung der effektiven statischen Höhe im Fall einer tangential verlaufenden Leitung (b).

Bei Platten mit variabler Plattenstärke können Nachweisschnitte massgebend werden, bei denen der Abstand von der gestützten Fläche grösser als $d/2$ ist. Dabei ist die Lage des Nachweisschnitts der Art zu bestimmen, dass der Durchstanzwiderstand V_{Rd} am kleinsten ist. Die zugehörige statische Höhe d ist gemäss *SIA 262 Fig. 23* anzunehmen (siehe auch Fig. 5).



Figur 5: Definition der statischen Höhe und des zugehörigen Nachweisschnitts bei Platten mit variabler Stärke (SIA 262 Fig. 23).

4. Durchstanzwiderstand bei Platten ohne Schubbewehrung

Analog zu den randgestützten Platten (SIA 262 4.3.3.2) wird auch beim Durchstanzen die Querkraftübertragung durch das Entstehen von Biegerissen beeinträchtigt. Dies wird beim Bemessungswert des Querkraftwiderstandes

$$v_{Rd} = k_r \tau_{cd} d \quad (262.51)$$

mit dem Beiwert k_r in Abhängigkeit von den zu erwartenden Verformungen im kritischen Bereich berücksichtigt. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Durchstanzwiderstand ist mit dem Bemessungswert der Schubspannungsgrenze τ_{cd} berücksichtigt:

$$\tau_{cd} = \frac{0.3}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}} \quad (262.3)$$

Da sich die Verformungen in Stützennähe konzentrieren und dadurch in radialer Richtung stark variieren, ist es angebracht, als massgebende Verformung die Plattenrotation ψ zu betrachten. Nach [2] ist die Rissbreite des kritischen Risses mit dem Produkt $\psi \cdot d$ korreliert (Fig. 6a), so dass der k_r Beiwert als Funktion des Produktes $\psi \cdot d$ ausgedrückt werden kann. Wie Fig. 6b aus [3] zeigt, kann die Beziehung

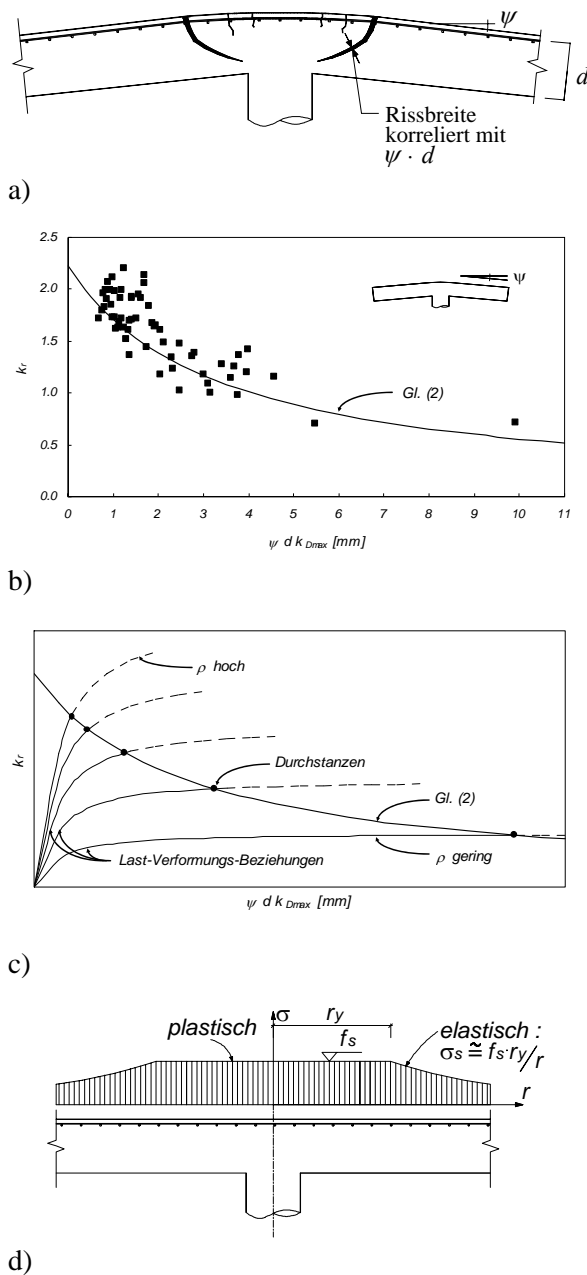
$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.135 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{Dmax}} \quad (2)$$

die Resultate von Durchstanzversuchen an Plattenausschnitten recht gut beschreiben. Neue Durchstanzversuche haben gezeigt, dass diese Beziehung auch bei sehr schwach bewehrten Platten, bei dicken Platten sowie bei Beton mit einem kleinen Grösstkorn sehr gute Resultate liefert [5]. Der Einfluss des Grösstkorns der Gesteinskörnung D_{max} wird mit dem Beiwert k_{Dmax} berücksichtigt:

$$k_{Dmax} = \frac{48}{D_{max} + 16} \quad (3)$$

Für die Bestimmung der Plattenrotation ψ muss berücksichtigt werden, dass im Bemessungszustand die Bewehrung in Stützennähe ihre Streckgrenze normalerweise erreicht hat. Es resultieren somit die in Fig. 6c dargestellten nichtlinearen Last-Verformungs-Beziehungen. Aus dem Schnittpunkt mit dem Bruchkriterium nach Gl. (2) kann dann die Durchstanzlast ermittelt werden.

Die beschriebene Ermittlung der Durchstanzlast ist für praktische Anwendungen jedoch ungeeignet, weil eine nichtlineare Berechnung erforderlich ist [5]. Dabei kann die Grösse der plastischen Zone r_y nach Fig. 6d herangezogen werden [4].



Figur 6: Verformung im Stützenbereich und Abschätzung der kritischen Rissweite (a), Vergleich der Gl. 2 mit den Resultaten von Durchstanzversuchen (b), Ermittlung der Durchstanzlast aus dem Schnittpunkt der Last-Verformungskurven mit dem Bruchkriterium nach Gl. 2 (c), Verlauf der tangentialen Stahlspannung im elastisch-plastischen Zustand und Definition der plastischen Zone (d).

Unter der Annahme, dass die Rotation ψ sich auf den Stützenbereich konzentriert, kann die Krümmung in tangentialer Richtung bei axial-symmetrischen Verhältnissen direkt als Funk-

tion des Radius r und von ψ ausgedrückt werden:

$$\chi = \frac{\psi}{r} \tag{4}$$

Die Dehnung der Bewehrung in tangentialer Richtung beträgt:

$$\varepsilon_s = \chi \cdot (d - x) \cdot \beta \tag{5}$$

Dabei ist β eine Konstante zur Berücksichtigung der grösseren Verformung einer nicht isotropen Bewehrung. Für orthogonal verlegte Bewehrungsstäbe gilt $\beta \approx 0.4$. Aus Gl. (4) und (5) folgt somit:

$$\begin{aligned} \psi &= r \cdot \chi = r_y \cdot \chi_y = \frac{r_y \cdot \varepsilon_{sy}}{(d - x) \cdot \beta} \\ &\cong \frac{r_y}{0.85 \cdot d \cdot \beta} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cong 0.0065 \frac{r_y}{d} \end{aligned} \tag{6}$$

Dies in Gl. (2) eingesetzt führt zu:

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.9 \cdot r_y} \tag{262.52a}$$

Die Grösse der plastifizierten Zone im Bruchzustand r_y (in Gl. 262.52a in [m] ausgedrückt) ist von der Beanspruchungsintensität, vom Biege- und Torsionswiderstand und von den Plattenabmessungen abhängig. Bei Flachdecken mit regelmässigem Stützenraster kann mit

$$r_y = 0.15 \cdot \ell \cdot \left(\frac{m_{0d}}{m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \tag{262.52b}$$

gerechnet werden. Dabei sind ℓ die Stützweite und m_{0d} ein Vergleichsmoment entsprechend dem Mindestmoment nach SIA 162 (die Werte für Innen-, Rand- und Eckstützen sind mit SIA 262 Zif. 4.3.6.4.3 als Funktion von V_d angegeben). Der Biege- und Torsionswiderstand m_{Rd} ist der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes im Stützenbereich.

Bei anderen Plattensystemen kann für die Ermittlung von r_y folgende Beziehung verwendet werden:

$$r_y = 0.7 \cdot a \cdot \left(\frac{m_{0d}}{m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (7)$$

Dabei sind a der Radius, bei welchem das radiale Moment gleich Null ist und m_{0d} der Mittelwert des tangentialen Momentes vom Stützenrand bis a . Diese Gleichung liefert im Allgemeinen gute Resultate die mit nichtlinearen Berechnungen bestätigt wurden. Nur in extremen Fällen, wie zum Beispiel bei stark variablen Spannweiten, sind relativ grosse Abweichungen festgestellt worden. Es sind Untersuchungen im Gange, um diese Beziehung zu verbessern.

Da bei Gl. (6) mit $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$ und in Gl. 262.52a mit $k_{Dmax} = 1$ gerechnet wurde, ist bei der Verwendung von Betonstahl mit $f_{sd} > 435 \text{ N/mm}^2$ oder bei einer Gesteinskörnung $D_{max} < 32 \text{ mm}$ der Radius r_y mit dem Faktor $f_{sd}/435$ bzw. k_{Dmax} nach Gl. (3) zu vergrössern.

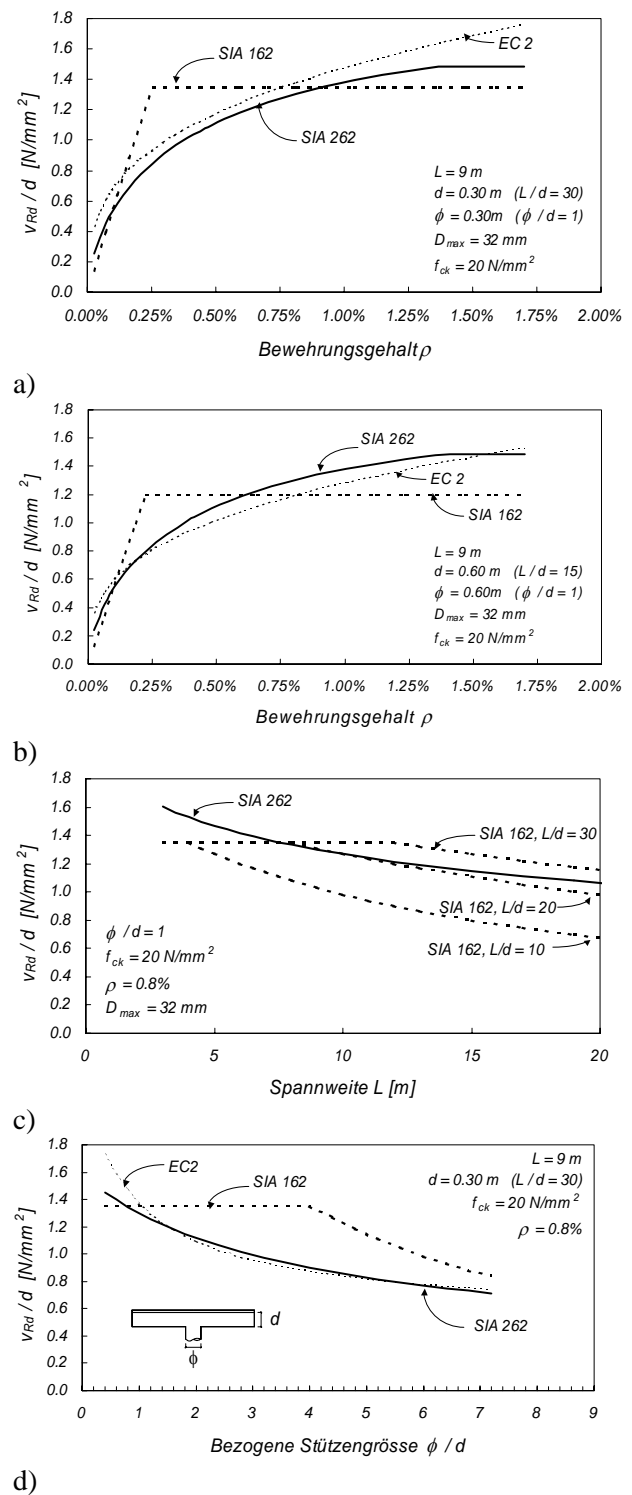
5. Normenvergleich

Nach SIA 162 musste $m_{Rd} \geq m_{0d}$ eingehalten werden, damit der Durchstanzwiderstand aktiviert werden kann. Nach SIA 262 Zif. 4.3.6.4.1 kann ein viel kleinerer Biege- widerstand akzeptiert werden:

$$m_{Rd} \geq 0.5 \cdot m_{0d} \quad (262.53)$$

Daraus resultiert jedoch eine grosse plastische Verformung (nach Gl. (262.52b) ergibt sich ein grosser plastischer Bereich r_y) und somit ein geringer Durchstanzwiderstand nach Gl. (262.52a). Umgekehrt ist es möglich, den Durchstanzwiderstand durch Vergrösserung des Biege- widerstands zu erhöhen. In Gl. (262.52b) darf jedoch lediglich ein Biege- widerstand bis maximal $4 \cdot m_{0d}$ eingesetzt werden. Aus Fig. 7a und b ist ersichtlich, wie der Durchstanzwiderstand nach SIA 262 vom Bewehrungs- gehalt beeinflusst wird. Verglichen mit der SIA 162 ergibt somit die neue Norm geringere Querkraftfestigkeiten bei schwach bewehrten Platten und höhere Festigkeiten bei stark bewehrten Platten. Eine ähnliche Abhän- gigkeit zeigt auch die Berechnungsmethode

nach Eurocode 2 [9], welche auf empirisch er- mittelte Ansätze basiert.



Figur 7: Vergleich der bezogenen Querkraftfestigkeit nach SIA 262, SIA 162 und EC2, Einfluss des Bewehrungs- gehaltes (a,b), Einfluss der Spannweite (c) und Einfluss der Stützens- grösse (d).

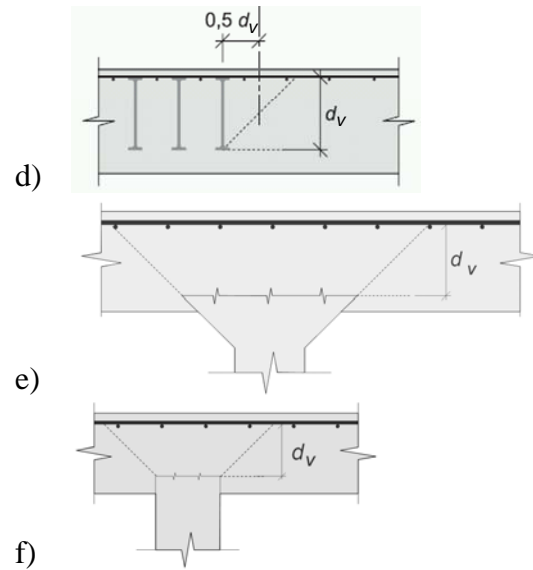
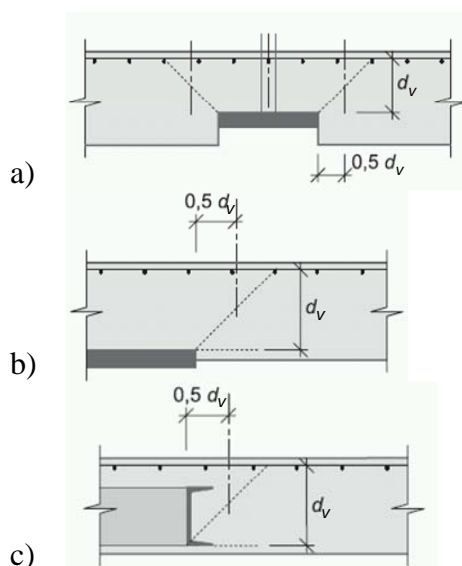
Wie im Kapitel 9 gezeigt wird, bewirkt eine Zunahme des Bewehrungsgehaltes eine zum Teil starke Versprödung des Verhaltens im Bruchzustand.

Nach *SIA 162* und *Eurocode 2* ist der empirisch ermittelte Massstabeffekt als Funktion der statischen Höhe definiert. Die theoretischen Überlegungen, auf die sich die Bemessungsmethode nach *SIA 262* stützt, zeigen hingegen, dass der Massstabeffekt nach Gl. (262.52) primär von der Plattenspannweite abhängig ist. Wie Fig. 7c zeigt, entstehen somit bei grossen Plattenschlankheiten geringere Festigkeiten nach *SIA 262* als nach *SIA 162*; das Gegenteil ist der Fall für gedrungenen Platten.

Wie Fig. 7d zeigt, nimmt der bezogene Querkraftwiderstand v_{Rd} nach *SIA 262* mit der Grösse der Stütze ab. Dies resultiert aus der Zunahme von m_{0d} und r_y nach Gl. (262.52b). Auch der Querkraftwiderstand nach *Eurocode 2* zeigt einen ähnlichen Verlauf, weil dort der Nachweisschnitt im Abstand $2d$ von der Stütze entfernt ist. Nach *SIA 162* nimmt der Querkraftwiderstand erst für $u > 16d$ ab.

6. Effektive statische Höhe

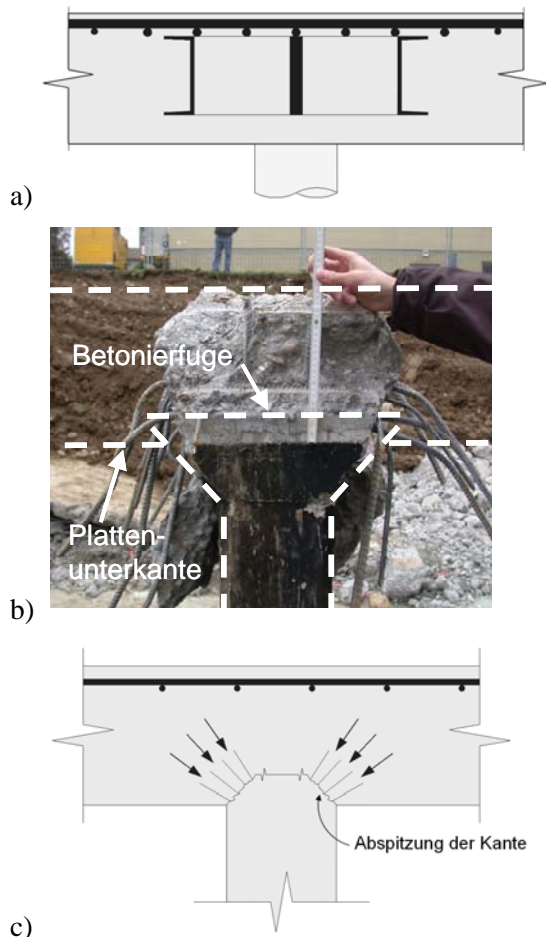
Sobald die gestützte Fläche in der Plattenstärke liegt, ist die statische Höhe d_v für den Durchstanznachweis entsprechend zu reduzieren (Fig. 8).



Figur 8: Effektive statische Höhe für den Durchstanznachweis bei gestützten Flächen in der Plattenstärke.

Dies gilt nicht nur in den Fällen bei denen die gestützte Fläche aus einer Stahlkonstruktion (Fig. 8a-c) oder aus einer Schubbewehrung besteht (Fig. 8d), sondern auch wenn die Betonierfuge infolge ungenauer Ausführung oder Setzung der Schalung höher als die Plattenunterkante liegt (Fig. 8e und 8f). Nimmt man an, dass bei der geschalteten Stützenoberfläche wegen ungenügender Rauhgigkeit nur eine reduzierte Kraftübertragung möglich ist, ist mit einem abgeminderten Durchstanzwiderstand zu rechnen. Sicherheitshalber ist in diesen Fällen eine reduzierte effektive statische Höhe anzusetzen. Hierbei sollten nicht nur die planmässigen Abmessungen, sondern auch die Konstruktionsfehler berücksichtigt werden. In Fig. 9a und 9b sind zwei reelle Beispiele dargestellt. Im ersten Fall beträgt die untere Betonüberdeckung des Stahlpilzes 90 mm (vorgesehen waren etwa 45 mm). Diese Betonüberdeckung bewirkt eine Abminderung des Durchstanzwiderstandes um 20 % nach *SIA 262*. Im zweiten Fall war die Betonierfuge infolge eines Ausführungsfehlers um 45 mm höher als die Plattenunterkante. Diese Ungenauigkeit bewirkte eine Reduktion des Widerstandes um 23 % und war eine der Ursachen für einen schweren Unfall [10]. Diese zwei Fälle zeigen eindeutig die Notwendigkeit einer sorgfältigen Kontrolle der Bauausführung. Bei Überschreitung der Aus-

führungstoleranzen muss entweder der Erfüllungsgrad mit effektiver Geometrie nachgewiesen werden oder die nötige Sicherheit durch konstruktive Massnahmen gewährleistet werden. Einfache Massnahmen, die eine Abstützung der Druckdiagonalen ermöglichen, sind in Fig. 9c dargestellt.



Figur 9: Praktische Fälle (a und b) sowie mögliche Korrektur von zu hoch liegenden Betonierfugen (c).

7. Platten mit Durchstanzbewehrung

Die Bemessung der Durchstanzbewehrung kann wie bei den trägerartigen Bauteilen mit einem Spannungsfeld erfolgen. Dabei ist von einer Druckfeldneigung $\alpha = 45^\circ$ auszugehen. Dies bedeutet, dass die Querkraftfestigkeit bei vertikaler Durchstanzbewehrung mit

$$V_{Rd} = A_{sw} \cdot f_{sd} \quad (8)$$

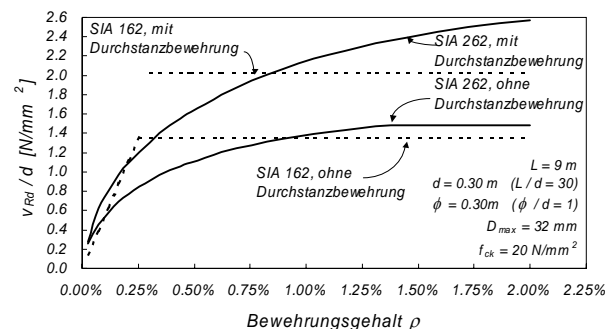
ermittelt werden kann. Dabei ist A_{sw} die Fläche der Durchstanzbewehrung, welche sich durch einen Schnitt unter 45° und parallel zum Nachweisschnitt ergibt.

Wie zahlreiche Versuche zeigen, kann die Fließgrenze der Durchstanzbewehrung nur aktiviert werden, wenn die Bewehrungseinheiten oben und unten voll verankert werden. Nach Zif. 4.3.6.5.2 sind weitere konstruktive Bedingungen zu berücksichtigen. Werden diese Bestimmungen nicht eingehalten, ist die Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung experimentell nachzuweisen.

Damit ein Versagen des Betons im Stützenbereich ausgeschlossen werden kann, ist der Durchstanzwiderstand auf folgenden Wert zu begrenzen:

$$v_{Rd} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d \quad (262.55)$$

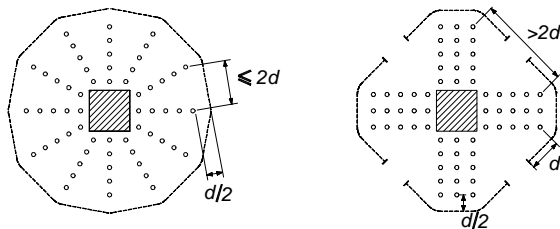
Es ist anzumerken, dass dieser Durchstanzwiderstand nicht direkt mit demjenigen von Platten ohne Durchstanzbewehrung (Gl. 262.51: $v_{Rd} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d$) verglichen werden kann. Bei gleichem Biegeverhalten ist bei einer Platte mit Durchstanzbewehrung k_r kleiner, weil m_{0d} und somit auch r_y nach Gl. (262.52) grösser sind. Wie Fig. 10 zeigt, kann bei gewöhnlichen Biegebewehrungsgehalten mit einer Durchstanzbewehrung der Durchstanzwiderstand um maximal etwa 50% erhöht werden.



Figur 10: Durchstanzwiderstand mit und ohne Durchstanzbewehrung (Betonversagen), Vergleich SIA 262 – SIA 162.

Mit einem zusätzlichen Nachweis ausserhalb des mit Durchstanzbewehrung verstärkten Bereichs kann deren erforderliche Grösse festge-

legt werden. Dabei muss berücksichtigt werden, dass im Übergangsbereich sich Druckstreben einstellen, welche sich auf die äussersten Bewehrungseinheiten abstützen (indirekte Lagerung). Die effektive statische Höhe d_v für den Durchstanznachweis muss somit nach SIA 262 Fig. 25 (Fig. 8d) reduziert werden. Für die Ermittlung des Umfangs des Nachweisschnitts kann angenommen werden, dass die gestützte Fläche der von den äussersten Bewehrungseinheiten umschriebenen Fläche entspricht. Oft werden die Bewehrungseinheiten strahlenförmig angeordnet. In diesen Fällen kann der Umfang des Nachweisschnitts analog Eurocode 2 gemäss Fig. 11 ermittelt werden.



Figur 11: Umfang des Nachweisschnitts ausserhalb der strahlenförmig verlegten Bewehrungseinheiten.

8. Platten mit Stützenkopfverstärkungen aus Stahl

Bei Platten mit Stützenkopfverstärkungen aus Stahl sind zwei Durchstanzarten möglich:

- *Durchstanzen ausserhalb der verstärkten Zone.* Dabei kann näherungsweise angenommen werden, dass die Stützenkopfverstärkung eine gestützte Fläche darstellt. Bei innenliegenden Verstärkungen muss die statische Höhe d_v entsprechend reduziert werden (Fig. 6c).
- *Durchstanzen im verstärkten Bereich.* Dabei kann die Querkraft vom Beton und von der Stützenkopfverstärkung aufgenommen werden. Bei der Bemessung muss beachtet werden, dass sich die Betonplatte infolge Durchstanzen spröde verhält. Dies bedeutet, dass die Widerstände der zwei Tragwirkungen nicht einfach addiert werden können. Falls keine besondere Untersu-

chung durchgeführt wird, kann somit beim Durchstanznachweis innerhalb der Stützenkopfverstärkung nach SIA 262 Zif. 4.3.6.6.1 nur der Widerstand der Stahlverstärkung berücksichtigt werden. Eine eingehende Untersuchung könnte aufgrund von Gl. (2) und mit Berücksichtigung eines nichtlinearen Verhaltens der Stahlverstärkung erfolgen [11].

9. Einfluss der Bemessungswahl auf das Verhalten im Bruchzustand

Ein ausreichender Durchstanzwiderstand wird primär mit der Wahl der Plattenstärke und der Stützengrösse erzielt. Weiter kann die Tragfähigkeit mit konstruktiven Massnahmen wie einer Durchstanzbewehrung oder einer Stützenkopfverstärkungen erhöht werden. Mit der Norm SIA 262 es ist auch möglich den Durchstanzwiderstand durch eine Erhöhung der Biegebewehrung zu vergrössern. In Fig. 12a ist der Durchstanzwiderstand V_{Rd} als Funktion des Bewehrungsgehaltes für verschiedene Stützengrössen ohne und mit Schubbewehrung dargestellt. Dabei sind folgende Parameter angenommen worden: regelmässige Flachdecke mit Spannweite $\ell = 8.00\text{ m}$, $d = 0.28\text{ m}$, Beton C25/35, $k_e = 1.0$, quadratische Stützen $b = 0.20, 0.30$ und 0.40 m . Wie das Bild zeigt, sind bei der Bemessung mehrere Alternativen möglich um den erforderlichen Widerstand zu erzielen (z. B. $V_{Rd} \geq V_d = 0.96\text{ MN}$ im Bild). Die drei dargestellten Punkte beziehen sich auf:

- A $b = 0.30\text{ m}$, ohne Durchstanzbewehrung => eine sehr starke Biegebewehrung ist erforderlich ($\rho = 1.65\%$, $\text{Ø}30@150\text{ mm}$).
- B Die Biegebewehrung kann verkleinert werden, indem die Stütze vergrössert wird: mit $b = 0.40\text{ m}$ ist $\rho \geq 1.02\%$, ($\text{Ø}26@150\text{ mm}$) erforderlich.
- C Eine sehr viel kleinere erforderliche Biegebewehrung ergibt sich durch den Einsatz einer Schubbewehrung: $\rho \geq 0.48\%$, ($\text{Ø}16@150\text{ mm}$) mit $b = 0.30\text{ m}$.

Diese möglichen Alternativen führen zu einem sehr unterschiedlichen Verhalten im Bruchzu-

stand. Für die Empfindlichkeit der Platte auf Zwängungen (Fundamentsetzungen, Temperaturschwankungen, Schwinden, Brandfall usw.) ist vor allem die Durchbiegung im Bruchzustand massgebend.

Bei einer Flachdecke mit regelmässigen Spannweiten beträgt diese Durchbiegung:

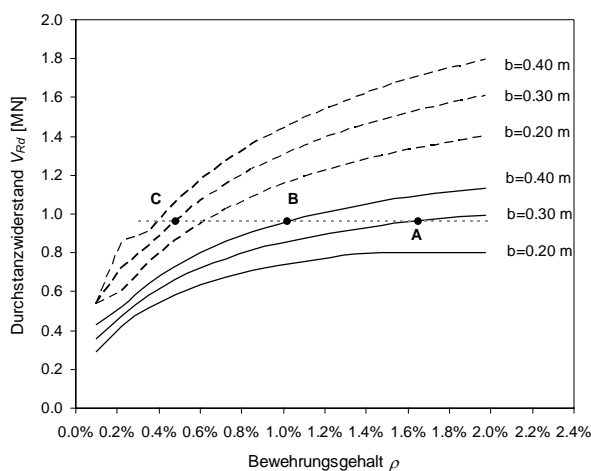
$$w_R \cong 0.43 \cdot \psi \cdot \ell \quad (9)$$

wobei ψ die Plattenrotation nach Fig. 6a ist. Wird Gl. (6) eingesetzt, erhält man die einfache Beziehung:

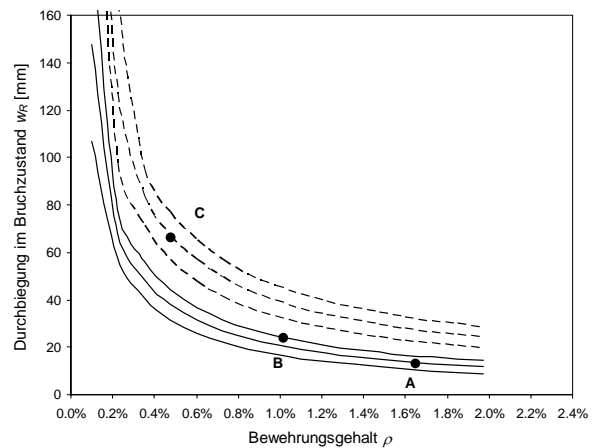
$$\frac{w_R}{\ell} \cong \frac{1}{360} \cdot \frac{r_y}{d} \quad (10)$$

Die Resultate für das untersuchte Beispiel zeigen (Fig. 12b):

- Mit einem mittleren Bewehrungsgehalt ohne Schubbewehrung (Fall B) bricht die Platte bei einer kleinen Durchbiegung ($24 \text{ mm} = \ell / 330$). Die Platte ist somit relativ empfindlich auf Zwängungen.
- Mit einem grossen Bewehrungsgehalt ohne Schubbewehrung (Fall A) beträgt die Durchbiegung im Bruchzustand nur 13 mm ($\ell / 600$) => sehr grosse Empfindlichkeit auf Zwängungen.
- Die Anordnung einer Schubbewehrung bewirkt eine starke Verminderung der Zwängungsempfindlichkeit ($w_R = 66 \text{ mm} = \ell / 120$).



a)



b)

Figur 12: Durchstanzwiderstand (a) und Durchbiegung im Bruchzustand (b) als Funktion des Bewehrungsgehaltes für verschiedene Stützendurchmesser ohne (durchgezogene Linien) und mit Schubbewehrung (gestrichelte Linien).

Aus diesem Vergleich können folgende Schlussfolgerungen formuliert werden:

- Platten mit einem grossen Bewehrungsgehalt sollten wenn möglich vermieden werden. Dies ist vor allem der Fall wenn die Platte nicht vernachlässigbare Zwängungen aufweisen kann.
- Sind relativ grosse Zwängungen möglich, ist eine Durchstanzbewehrung vorteilhaft.

10. Postkritisches Verhalten und Vermeidung eines progressiven Kollaps

Durchstanzen ist normalerweise ein sehr spröder Vorgang. Die vollständige Bildung des Durchstanzkegels bewirkt eine rasche Abnahme des Widerstandes, sodass die Platte im Stützenbereich kollabiert. Bei diesem Vorgang erhalten die benachbarten Stützen zusätzliche Lasten, sodass normalerweise auch die Platte in diesen Bereichen kollabiert. Es entsteht somit eine rasche Fortpflanzung des Bruchs mit einem progressiven Kollaps. Figur 13 zeigt zwei Unfälle in der Schweiz bei denen nach dem ersten Durchstanzen die ganze Flachdecke in wenigen Sekunden kollabiert ist.



Figur 13: Unfall in Gretzenbach (SO, 2004) bei dem 7 Personen ums Leben gekommen sind [10] und Unfall in Bluche (VS, 1981).

Versuche haben gezeigt, dass nach dem Durchstanzen die obere Bewehrung praktisch unwirksam wird (Fig. 14a). Eine untere Bewehrung (Biegedruckseite) im Bereich der gestützten Fläche kann hingegen bei grossen Verformungen auf Zug aktiviert werden, sodass eine relativ grosse Querkraft aufgenommen werden kann. Besonders wirksam sind auch gut verankerte aufgebogene Bewehrungsstäbe sowie Spannglieder die quer über der gestützten Fläche verlaufen.

Nach SIA 262 4.3.6.7 kann eine Bewehrung auf der Biegedruckseite zum Vermeiden eines progressiven Kollaps bemessen werden. Dabei sind folgende Annahmen getroffen worden:

- Es kann nur die Bewehrung angesetzt werden, welche durch die gestützte Fläche geführt ist.
- Nach dem Durchstanzen verformt sich die Bewehrung bis zu einer Neigung $\beta = 42^\circ$.

- Die verformten Stäbe sind nur auf Zug beansprucht.

Die Querkraft, die aufgenommen werden kann, ist somit:

$$V_{Rd} = A_s \cdot f_{sd} \cdot \sin \beta = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{1.5} \quad (11)$$

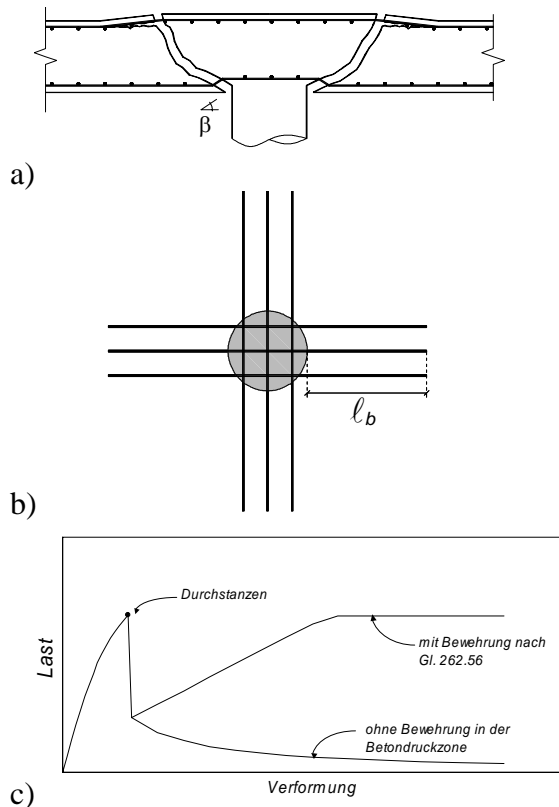
Daraus resultiert Gl. (262.56) mit der die untere Bewehrung der Art bemessen werden kann, dass der Einsturz der Platte nach dem Durchstanzen vermieden wird (Fig. 14c):

$$A_s \geq 1.5 \cdot \frac{V_d}{f_{sd}} \quad (262.56)$$

Mit:

- A_s ist die Bewehrungsfläche, die mit einem Schnitt um die Stütze geschnitten wird (ein Bewehrungsstab kann normalerweise zweimal berücksichtigt werden, in Fig. 14b: 12 Stäbe).
- Die berücksichtigte Bewehrung muss beidseitig voll verankert werden (Verankerungslänge ℓ_b in Fig. 14b). Dabei kann die günstige Wirkung infolge Querdruk (SIA 262 5.2.5.4) nicht herangezogen werden, da der Querdruk nach dem Durchstanzen verschwindet.
- Da es sich um eine aussergewöhnliche Bemessungssituation handelt, kann V_d nach SIA 260 4.4.3.5 ermittelt werden.

Es ist zu bemerken, dass die getroffenen Annahmen, die zu Gl. (11) geführt haben, nur durch sehr wenige Versuche bestätigt werden können [12]. An der EPFL werden zurzeit im Rahmen eines theoretischen und experimentellen Forschungsprojektes diese Annahmen verifiziert sowie neue mögliche konstruktive Massnahmen untersucht.



Figur 14: Tragwirkung nach dem Durchstanzen(a), Grundriss mit der Bewehrung, die aktiviert werden kann (b) und Last – Verformungsverhalten (c).

11. Vorgespannte Platten

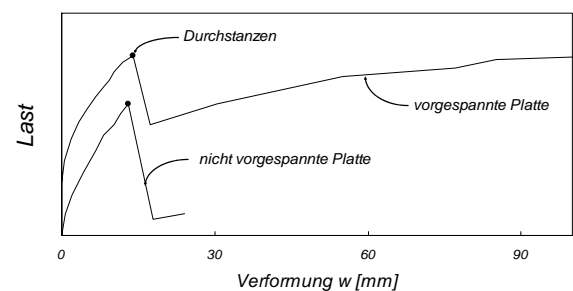
Die Vorspannung von Platten ist nicht nur für den Gebrauchszustand, sondern auch für die Tragfähigkeit und das postkritische Verhalten interessant.

Durch eine geeignete Wahl der Vorspannung einer Flachdecke können zwei günstige Effekte auf den Durchstanzwiderstand erzielt werden:

- Dank der Neigung der Spannkabel am Nachweisschnitt kann ein Teil der Querkraftbeanspruchung aufgenommen werden. Dies kann berücksichtigt werden, indem bei der Ermittlung der Beanspruchung V_d die Umlenkkräfte von Spanngliedern innerhalb des Nachweisschnitts in Abzug gebracht werden (SIA 262 Zif. 4.3.6.2.2). Dabei ist gemäss SIA 262 Zif. 4.3.3.4.6 bei günstig wirkender Vorspannkraft deren Minimalwert P_∞ anzunehmen.

- Mit der Vorspannung werden die Verformungen verkleinert und damit der Querkraftwiderstand erhöht.

Auch im postkritischen Verhalten hat die Vorspannung interessante Vorteile. Nach dem Durchstanzen können die Spannglieder, die durch die Stützenfläche führen, wieder aktiviert werden. Dank der grossen Neigung in die verformte Lage können auch im postkritischen Zustand relativ grosse Querkräfte aufgenommen werden (Fig. 15) und der progressive Kollaps kann somit vermieden werden.



Figur 15: Last-Verformungsbeziehung mit postkritischem Verhalten für eine schlaffbewehrte Platte mit kleiner unterer Bewehrung und eine vorgespannte Platte (aus [13]).

12. Allgemeine Bemerkungen und Schlussfolgerungen

Die Flachdecken aus Stahl- und Spannbeton sind eine sehr effiziente und kostengünstige Bauweise. Bei der Festlegung der Plattenstärke ist oft der Durchstanznachweis massgebend. Für die Erhöhung der Effizienz sind in den letzten Jahrzehnten sehr interessante konstruktive Massnahmen entwickelt worden (Schubbewehrungen jeglicher Art, Stützenkopfverstärkungen und Vorspannung für Flachdecken). Dank der Innovationsfreudigkeit der beteiligten Firmen, der systematischen Forschung und Entwicklung in den Hochschulen und der Fortschrittlichkeit der Normen ist die Schweiz führend in diesem Bereich.

Durchstanzen ist eine relativ spröde Bruchart die sich auf einen lokalen Bereich konzentriert. Sie ist somit sehr Empfindlich auf Zwängungen, unvorgesehene Einwirkungen und Aus-

führungsfehler. Die Untersuchung von Schäden und Unfällen hat gezeigt, dass diese Probleme oft durch eine mangelhafte Projektierung weiter erhöht werden. Hierbei werden oft wichtige Aspekte wie zum Beispiel die Belastungsexzentrizität der Stützen, die effektive statische Höhe bei zu hohen Betonierfugen und Stützenkopfverstärkungen, einbetonierte Leitungen, Leitungsbündel oder Deckeneinlagen und die genaue Lage von Schubbewehrungen nicht genügend oder gar nicht berücksichtigt. Weiterhin ist bei einigen Unfällen auch festgestellt worden, dass die ständigen Lasten und die Nutzlasten oft unterschätzt werden. Besonders empfindlich sind erdüberdeckte Platten bei denen die Erdüberdeckung manchmal viel stärker ist als vorgesehen und in der Bemessung angenommen (z. B. [10]).

Obwohl Flachdecken stark verbreitet sind, ist deren Bemessung keine Routinearbeit die unerfahrenen Planer delegiert werden kann.

Neben einer sorgfältigen Bemessung sollen vermehrt konstruktive Massnahmen zur Verminderung der Empfindlichkeit und Erhöhung der Duktilität getroffen werden.

Nicht zuletzt ist eine korrekte Ausführung und eine sorgfältige Kontrolle wichtig.

13. Danksagung

Die Bestimmungen über Durchstanzen in den Normen *SIA 262* sowie *162/1989* basieren auf theoretischen und experimentellen Forschungsarbeiten, die von der *cemuisse* (früher Verein der Schweizerischen Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten) finanziert worden sind. Für die grosszügige finanzielle Unterstützung dieser Forschungsprojekte möchten die Verfasser diesen Institutionen aufrichtig danken.

14. Literatur

- [1] SIA 262, *Betonbauten*, Zürich, 2003, S. 90.
- [2] Muttoni A., Schwartz J. : *Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloquium Stuttgart, Vol. 62, Zürich : International Association for Bridge and Structural Engineering, 1991, S. 703-708.
- [3] Muttoni A. : *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, 98 (2003), Heft 2, S. 74-84.
- [4] Muttoni A., *Durchstanzen*, Dokumentation SIA D 0182, Betonbau, Einführung in die Norm SIA 262, Zürich, 2003, S. 57-65.
- [5] Guandalini S., *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé*, Dissertation EPFL Nr. 3380, Lausanne, 2005, S. 289 [<http://is-beton.epfl.ch/Publications/Theses/Guandalini/>].
- [6] Moe J., *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads*, Portland Cement Association, Bulletin D47, Illinois, USA, 1961, S. 135.
- [7] Nölting D. : *Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast*, Beton- und Stahlbetonbau, 96 (2001), Heft 8, S. 548-551.
- [8] Krüger G. : *Résistance au poinçonnement excentré des planchers-dalles*, Dissertation EPFL Nr. 2064, Lausanne, 1999, S. 171.
- [9] Eurocode 2, *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, prEN 1992-1-1, 2002, S. 226.
- [10] Muttoni A., Fürst A., Hunkeler F., *Deckeneinsturz der Tiefgarage am Staldenacker in Gretzenbach*, Gutachten, Vorbericht, 2005, S. 38, unveröffentlichter Bericht.
- [11] Frangi T., Tonis D., Muttoni A. : *Zur Bemessung innerer Stützenkopfverstärkungen aus Stahl*, Schweizer Ingenieur und Architekt, (1997), Heft 12, S. 227-230.

- [12] Kupfer H., Georgopoulos Th. : *Eine kostengünstige Massnahme zur Vermeidung des fortschreitenden Einsturzes punktgestützter Stahlbetonplatten infolge Durchstanzens*, Bauingenieur, 61 (1986), S. 561-562.
- [13] Pralong J., Brändli W., Thürlimann B.: *Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten*, Bericht Nr. 7305-3, IBK ETHZ, Zürich, Dezember 1979, S. 89.

Adresse der Verfasser:

Prof. Dr. Aurelio Muttoni
Dr. Stefano Guandalini
EPFL - Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Bâtiment GC, Station 18
CH-1015 Lausanne

aurelio.muttoni@epfl.ch
stefano.guandalini@epfl.ch

Dieser Text kann bei :
<http://is-beton.epfl.ch/Public>
herunter geladen werden

Stand 24.2.2006