

Betonbau

Einführung in die Norm SIA 262

Durchstanzen

Prof. Dr Aurelio Muttoni, Eidgenössische Technische Hochschule,  
Lausanne

Auszug der Dokumentation D 0182, Schweizerischer Ingenieur- und  
Architektenverein, Zürich, 2003



## 5 Durchstanzen

Aurelio Muttoni, Lausanne

### 5.1 PRINZIP

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

$$v_d \leq v_{Rd} \quad (5.1)$$

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 Nachweisschnitts angreifen (z.B. Eigengewicht, Auflasten, Nutzlasten, Sohldruckspannungen oder Umlenkräfte von Spanngliedern) in Abzug gebracht werden.

### 5.2 NACHWEISSCHNITT

Analog zu *SIA 162* erfolgt der Nachweis für den im Abstand  $d/2$  von der gestützten Fläche verlaufenden Schnitt (Bild 5.1a). Im *Eurocode 2* wurde hingegen die Lage des Nachweisschnitts so gewählt, dass der zugehörige Querkraftwiderstand dem Widerstand von randgestützten Platten (Kapitel 4 dieser Dokumentation) entspricht. Diese Wahl ist in phänomenologischer und praktischer Hinsicht unglücklich, weil sich der so definierte Nachweisschnitt nicht im Bruchbereich befindet und weil darüber hinaus nicht sämtliche 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 analog *SIA 162* nur die Eckbereiche zu berücksichtigen (*SIA 262 Zif. 4.3.6.2.4, Bild 5.1b*).

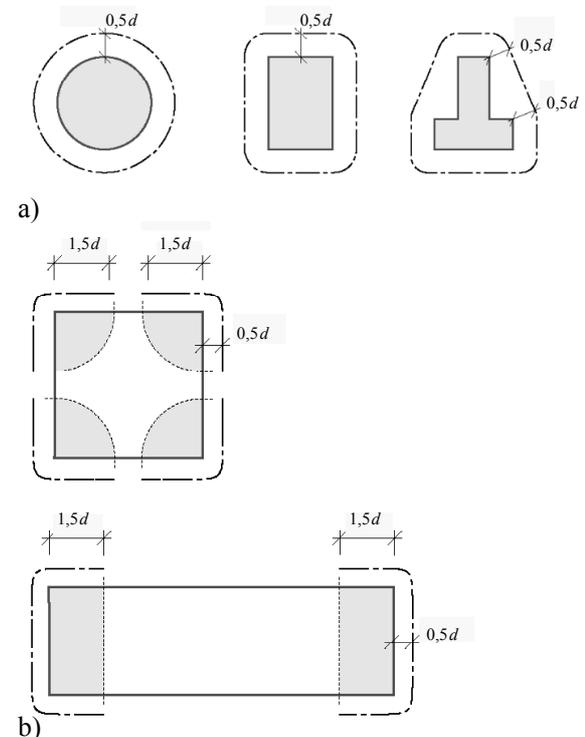


Bild 5.1: Definition des Nachweisschnitts (a), Nachweisschnitt bei konzentrierten Beanspruchungen (b)

Werden von einer biegesteif angeschlossenen Stütze Momente aufgenommen, sind die Querkraftbeanspruchungen in der Platte nicht konstant verteilt über dem Nachweisschnitt. Dies kann berücksichtigt werden, indem der Umfang des Nachweisschnitts um den Faktor  $k_e$  nach [5.1] 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

$$M_d = \sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2} \text{ angesetzt}$$

werden

$b$  der Durchmesser der in einen flächengleichen Kreis umgewandelten gestützten Fläche

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 [5.2]. 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 Tragwänden 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. Dabei wird implizit angenommen, dass die Momenteneinleitung mit einer geneigten Druckstrebe im Knotenbereich ohne Beeinflussung der Tragwirkung im kritischen Bereich erfolgt (Bild 5.2a). Dies kann bei wandartigen Stützen mit der längeren Seite senkrecht zum Plattenrand nicht zutreffen (Bild 5.2b). In solchen Fällen kann

somit vorsichtshalber der Umfang des Nachweisschnitts nach *SIA 262 Fig. 22* und *21* mit dem  $k_e$  Beiwert nach Gl. (262.49) abgemindert werden.

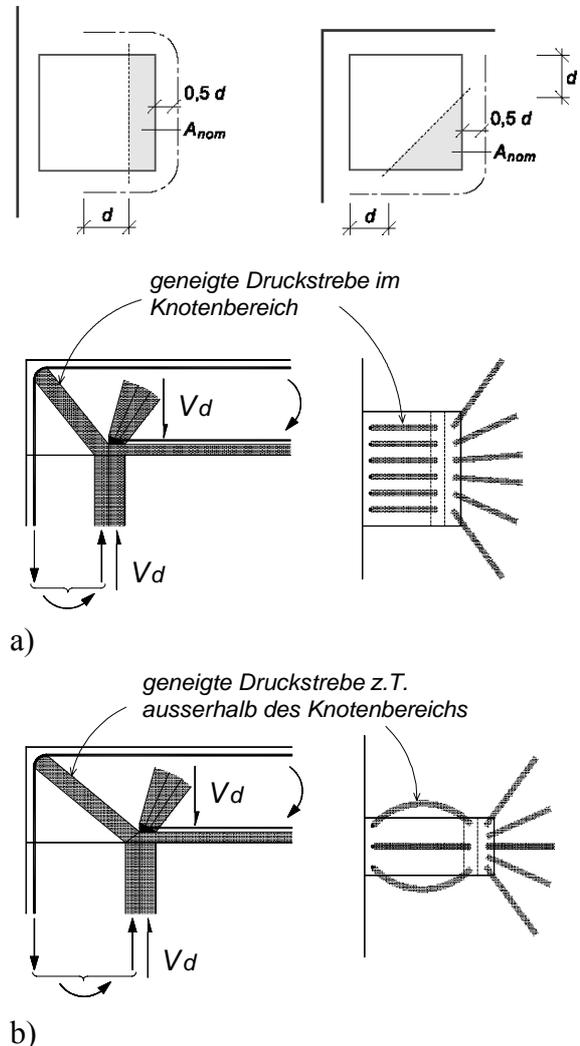


Bild 5.2: Nachweisschnitt bei biegesteif angeschlossenen Randstützen (a), Fall mit wandartiger Stütze senkrecht zum Rand (b)

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 so zu bestimmen, dass die Durchstanzlast am kleinsten ist. Die zugehörige statische Höhe  $d$  ist gemäss *SIA 262 Figur 23* anzunehmen.

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. Im Bild 5.3 sind einige Fälle beschrieben.

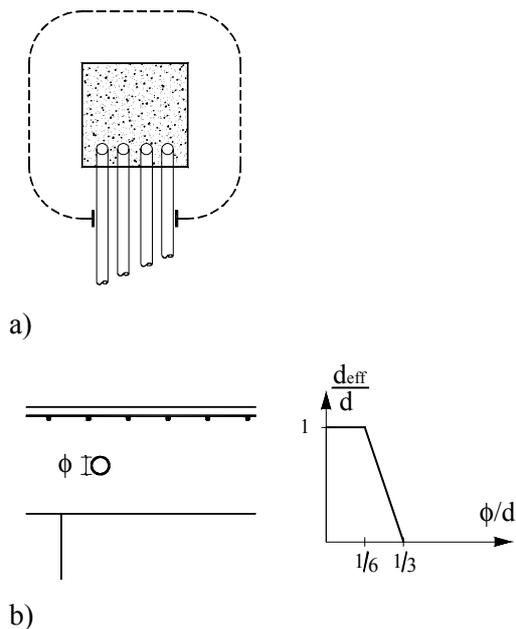


Bild 5.3: Einbetonierte Leitungen, Leitungsbündel oder Deckeneinlagen, Abminderung des Umfangs des Nachweisschnitts im Fall einer radialen Leitung (a) und Abminderung der effektiven statischen Höhe im Fall einer tangential verlaufenden Leitung (b).

### 5.3 SCHUBWIDERSTAND BEI PLATTEN OHNE DURCHSTANZBEWEHRUNG

Analog zu den randgestützten Platten (siehe Kap. 4 dieser Dokumentation) 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  $\tau_{cd}$  nach Gl. (262.3) oder *SIA 262 Tab. 8* berücksichtigt.

Da sich die Verformungen in Stützennähe konzentrieren und dadurch in radialer Richtung stark variieren, ist es angebracht, als massgebende Verformung die Plattenrotation  $\psi$  zu betrachten. Nach [5.3] ist die Rissbreite des kritischen Risses mit dem Produkt  $\psi \cdot d$  korreliert (Bild 5.4a), so dass der  $k_r$  Beiwert als Funktion des Produktes  $\psi \cdot d$  ausgedrückt werden kann. Wie Bild 5.4.b aus [5.4] zeigt, kann die Beziehung

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.135 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{Dmax}} \quad (5.2)$$

die Resultate von Durchstanzversuchen an Plattenausschnitten recht gut beschreiben. Hierbei wird mit dem Beiwert  $k_{Dmax}$  nach Gl. (4.4) der Einfluss des Grösstkorns der Gesteinskörnung berücksichtigt.

Für die Bestimmung der Plattenrotation  $\psi$  muss berücksichtigt werden, dass im Bemessungszustand die Bewehrung in Stützennähe ihre Streckgrenze normalerweise erreicht hat. Es resultieren somit die im Bild 5.4c dargestellten nichtlinearen Last-Verformungs-Beziehungen. Aus dem Schnittpunkt mit dem Bruchkriterium nach Gl. (5.2) kann dann die Durchstanzlast ermittelt werden.

Die beschriebene Ermittlung der Durchstanzlast ist für praktische Anwendungen jedoch ungeeignet, weil eine nichtlineare Berechnung erforderlich ist. Dabei kann die Grösse der plastischen Zone  $r_y$  nach Bild 5.4d herangezogen werden [5.4].

Unter der Annahme, dass die Rotation  $\psi$  sich im Stützenbereich konzentriert, kann die Krümmung in tangentialer Richtung bei axial-symmetrischen Verhältnissen direkt als Funktion des Radius  $r$  und von  $\psi$  ausgedrückt werden:

$$\chi = \frac{\psi}{r} \tag{5.3}$$

Die Dehnung der Bewehrung in tangentialer Richtung beträgt:

$$\varepsilon_s = \chi \cdot (d - x) \cdot \beta \tag{5.4}$$

Dabei ist  $\beta$  eine Konstante zur Berücksichtigung der grösseren Verformung einer nicht isotropen Bewehrung (siehe Gl. 4.8). Für orthogonal verlegte Bewehrungsstäbe gilt  $\beta \approx 0.4$ . Aus Gl. (5.2) und (5.3) folgt somit:

$$\begin{aligned} \psi &= r \cdot \chi = r_y \cdot \chi_y = \frac{r_y \cdot \varepsilon_{sy}}{(d - x) \cdot \beta} \\ &\cong \frac{r_y}{0.85 \cdot d \cdot \beta} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cong 0.0065 \frac{r_y}{d} \end{aligned} \tag{5.5}$$

Dies in Gl. (5.2) 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. 262.52 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  $\ell$  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:

$$r_y = 0.7 \cdot a \cdot \left( \frac{m_{0d}}{m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \tag{5.6}$$

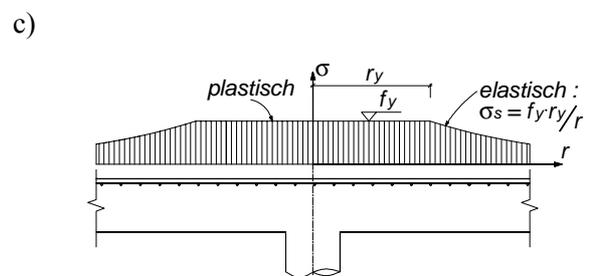
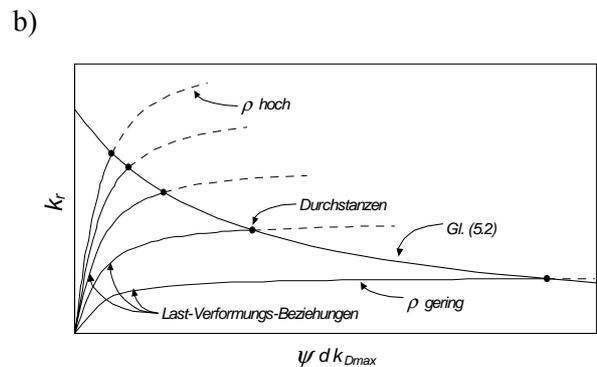
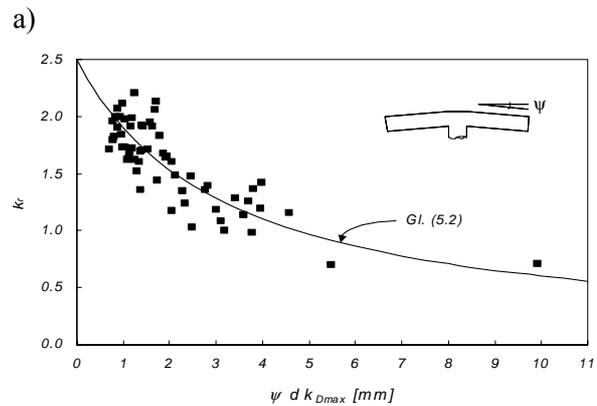
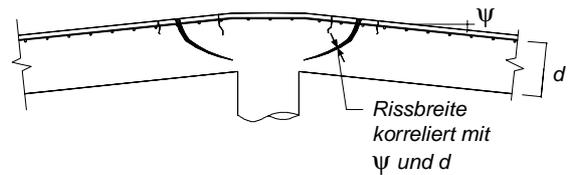


Bild 5.4: Verformung im Stützenbereich und Abschätzung der kritischen Rissweite (a), Vergleich der Gl. 5.2 mit den Resultaten von Durchstanzversuchen (b), Ermittlung der Durchstanzlast aus dem Schnittpunkt der Last-Verformungskurven mit dem Bruchkriterium nach Gl. 5.2 (c), Verlauf der tangentialen Stahlspannung im elastisch-plastischen Zustand und Definition der plastischen Zone (d)

Dabei ist  $a$  der Radius, bei welchem das radiale Moment gleich Null ist und  $m_{0d}$  der Mittelwert des tangentialen Momentes vom Stützenrand bis  $a$ .

Analog zu den randgestützten Platten 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.  $k_{D_{\max}}$  nach Gl. (4.4) zu vergrössern.

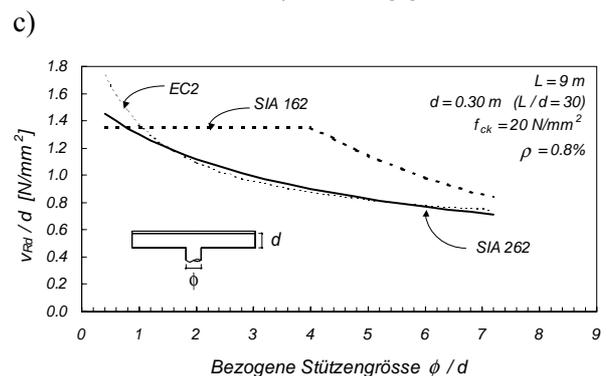
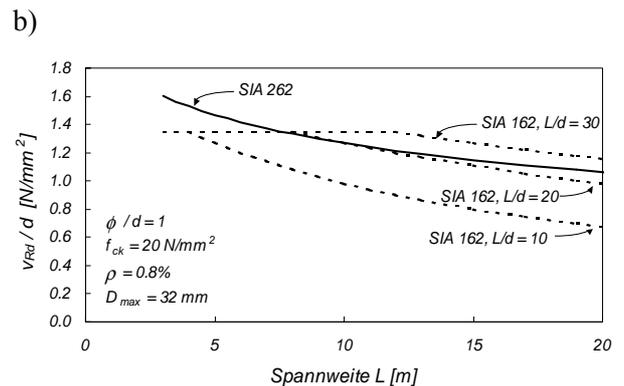
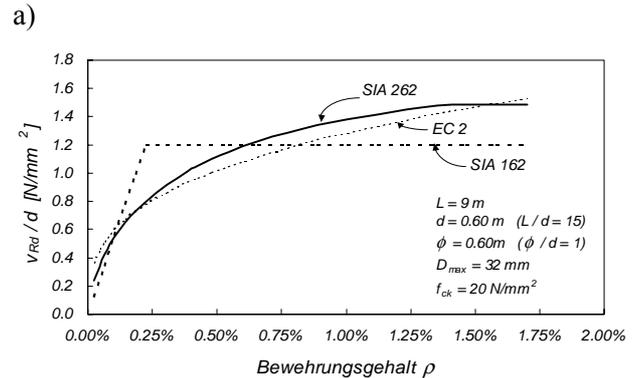
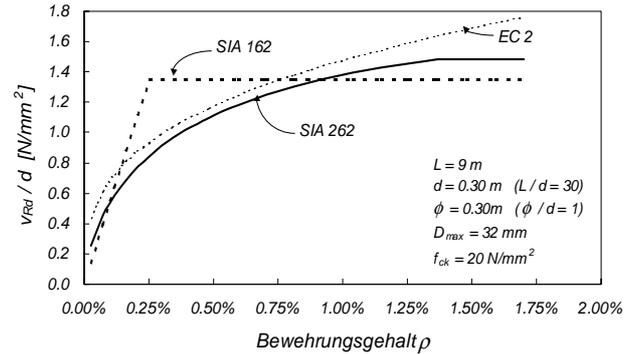
#### 5.4 NORMENVERGLEICH

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 Biege­widerstand akzeptiert werden:

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

Daraus resultiert jedoch eine grosse plastische Verformung ( $r_y$  nach Gl. (262.52b) gross) und somit ein geringer Durchstanzwiderstand nach Gl. (562.52a). Umgekehrt ist es möglich, den Durchstanzwiderstand durch Vergrösserung des Biege­widerstands zu erhöhen. In Gl. (262.52b) darf jedoch lediglich ein Biege­widerstand bis maximal  $4 \cdot m_{0d}$  eingesetzt werden. Aus Bild 5.5a und b ist ersichtlich, wie der Durchstanzwiderstand nach SIA 262 vom Bewehrungs­gehalt 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 Abhängigkeit zeigt auch die Berechnungsmethode nach Eurocode 2 [5.5] welche auf empirisch ermittelten Ansätzen basiert.

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 Bild 5.5c zeigt, entstehen somit bei grossen Plattenschlankheiten geringere Festigkeiten nach SIA 262 als nach SIA 162; das Gegenteil ist der Fall für gedrun­genen Platten.



d)

Bild 5.5: Vergleich der bezogenen Querkraftfestigkeit nach SIA 262, SIA 162 und EC2, Einfluss des Bewehrungs­gehaltes (a,b), Einfluss der Spannweite (c) und Einfluss der Stützengrösse (d)

Wie Bild 5.5d 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.

## 5.5 EINFLUSS DER VORSPANNKRAFT

Durch das geeignete Vorspannen einer Flachdecke können zwei günstige Effekte auf das Durchstanzen 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 analog zu SIA 262 Zif. 4.3.3.4.6 bei günstig wirkender Vorspannkraft deren Minimalwert  $P_\infty$  anzunehmen.
- Analog zu den randgestützten Platten (siehe Abschnitt 4.5 und Anwendungsbeispiel im Abschnitt 4.8), werden mit der Vorspannung die Verformungen verkleinert und damit der Querkraftwiderstand erhöht. Dies kann nach SIA 262 Zif. 4.3.6.3.6 berücksichtigt werden, indem in Gl. 262.52b das Vergleichsmoment  $m_{0d}$  durch die Grösse  $m_{0d} - m_{pd}$  ersetzt wird. Dabei ist  $m_{pd}$  das mittlere Moment im Stützenstreifen infolge Vorspannung (Umlenk-, Verankerungs- und eventuell Reibungskräfte gemäss SIA 262 Zif. 4.1.5.1.1).

Der Einfluss der Normalkraft (Dekompressionmoment analog zu SIA 262 Zif. 4.3.3.2.7) wird hingegen vernachlässigt.

## 5.6 ANWENDUNGSBEISPIEL

Als Beispiel wird die Decke des im Kapitels 4 behandelten Tagbautunnels mit einer Stützen-

lagerung im mittleren Bereich untersucht. Um direkte Vergleiche zu ermöglichen, werden die Hauptabmessungen des Tragwerks (Bild 5.6), die Bemessungslast und die Materialeigenschaften unverändert angenommen:

- Bemessungslast :  
 $q_d = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 70 \text{ kN/m}^2$
- Beton C25/30 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  ,  
 $\tau_{cd} = 0.2\sqrt{25} = 1.00 \text{ N/mm}^2$  .
- Grösstkorndurchmesser der Gesteinskörnung:  $D_{max} = 32 \text{ mm} \Rightarrow k_{Dmax} = 1$

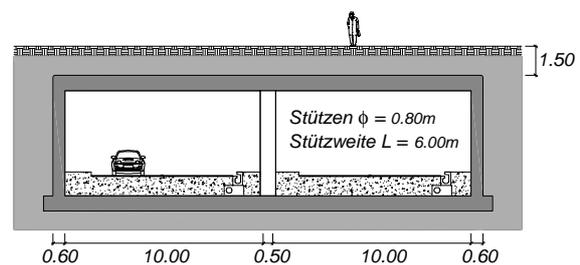


Bild 5.6: Anwendungsbeispiel: Tagbautunnel mit Stützenlagerung im mittleren Bereich (siehe auch Bild 4.9 und Schnittkräfte im Abschnitt 4.8)

## Vorbemessung der Plattenstärke

Stützenlast:  $0.830 \cdot 6.00 = 4.98 \text{ MN}$

Es wird angenommen, dass die Stützen nicht auf Biegung beansprucht werden (Erddruck und Last symmetrisch in Querrichtung; konstant verteilte Last, kein differentielles Schwinden der Decke und der Fundamentplatte, kein Anprall in Längsrichtung)  $\Rightarrow k_e = 1$ .

Annahmen:

- Tunnelquerrichtung massgebend
- $m_{Rd} = 2.5 m_{0d}$

$$\Rightarrow r_y = 0.15 \cdot 10.55 \cdot \left( \frac{1}{2.5} \right)^{\frac{3}{2}} = 0.40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_{Rd} = \frac{1.00 \cdot \pi \cdot (0.80 + d) \cdot d}{0.45 + 0.9 \cdot 0.40} \geq 4.98 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow d \geq 0.80 \text{ m}$$

Es wird gewählt:  $d = 0.84 \text{ m}$  (0.90 m Plattenstärke – 0.04 m Betonüberdeckung – 0.02 m Bewehrungsdurchmesser)

**Nachweis in Tunnelquerrichtung**

Querkraft:

$$V_d = 4.98 - 0.07 \cdot \pi \cdot (0.40 + 0.42)^2 = 4.83 \text{ MN}$$

Umfang des Nachweisschnittes:

$$u = \pi \cdot (0.80 + 0.84) = 5.15 \text{ m}$$

Stützweite:  $\ell = 10.55 \text{ m}$ 

Biegewiderstand im Stützenbereich:

$m_{Rd} = 1.34 \text{ MNm/m}$  (entspricht 180% der mittleren Einwirkung  $m_d = -0.744 \text{ MNm/m}$ , siehe auch Beispiel im Abschnitt 4.8, aus Biegebemessung folgt  $\rho = 0.46 \%$ )

Radius der plastischen Zone:

$$r_y = 0.15 \cdot 10.55 \cdot \left( \frac{0.125 \cdot 4.83}{1.34} \right)^{3/2} = 0.48 \text{ m}$$

Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{Rd} = \frac{1.00 \cdot 5.15 \cdot 0.84}{0.45 + 0.9 \cdot 0.48} = 4.90 \text{ MN} > V_d$$

**Bemessung in Tunnellängsrichtung**Stützweite:  $\ell = 6.00 \text{ m}$ 

Radius der plastischen Zone, damit der Nachweis erfüllt ist (aus Gl. 262.48, 262.51 und 262.52):

$$r_y \leq \frac{\tau_{cd} \cdot u \cdot d}{0.9 \cdot V_d} - \frac{0.45}{0.9} = 0.49 \text{ m}$$

Erforderlicher Biegewiderstand:

$$m_{Rd} \geq 0.125 \cdot V_d \cdot \left( \frac{0.15 \cdot \ell}{r_y} \right)^{2/3} \\ = 0.906 \text{ MNm/m} (\rho = 0.31\%)$$

Dieses Beispiel zeigt, dass die Methode nach SIA 262 relativ rasch zum Ergebnis führt. Insbesondere können folgende Nachweise oder Bemessungen durchgeführt werden:

- Vorbemessung der Plattenstärke (es ist dabei sinnvoll, einen Erfahrungswert  $m_{Rd}/m_{0d}$  anzunehmen).
- Direkter Nachweis ob  $V_d \leq V_{Rd}$  oder  $V_d < V_{Rd}$  (siehe „Nachweis in Tunnelquerrichtung“).
- Bemessung der Biegebewehrung, so dass die Querkraftfestigkeit genügt (siehe „Bemessung in Tunnellängsrichtung“). Erhält man dabei einen zu hohen Bewehrungsgehalt, müssen andere konstruktive Massnahmen getroffen werden (Erhöhung der Plattenstärke, Durchstanzbewehrung, Stützenkopfverstärkung, Vorspannung, ..)

Es sei bemerkt, dass der im Nachweis ermittelte  $V_{Rd}$  nicht die effektive Durchstanzlast darstellt ( $r_y$  wurde dabei als Funktion von  $V_d$  und nicht  $V_{Rd}$  ermittelt). Diese könnte durch numerische Lösung folgender Gleichung ermittelt werden:

$$V_{Rd} = \frac{\tau_{cd} \cdot u \cdot d}{0.45 + 0.9 \cdot 0.15 \cdot \ell \cdot \left( \frac{V_{Rd}}{8 \cdot m_{Rd}} \right)^{3/2}} \quad (5.7)$$

Dabei muss bei Rand- und Eckstützen die  $\delta$  durch eine andere Konstante nach Gl. (262.54) ersetzt werden.

**5.7 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

$$V_{Rd} = A_{sw} \cdot f_{sd} \quad (5.8)$$

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

Wie zahlreiche Versuche zeigen, kann die Fließgrenze der Durchstanzbewehrung nur ak-

tiviert 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 zu bemerken, 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 Biegezugwiderstand ist bei einer Platte mit Durchstanzbewehrung  $k_r$  kleiner, weil  $m_{0d}$  und somit auch  $r_y$  nach Gl. (262.52) grösser sind. Wie Bild 5.7 zeigt, kann bei gewöhnlichen Biegebewehrungsgehalten mit einer Durchstanzbewehrung der Durchstanzwiderstand um maximal etwa 50% erhöht werden.

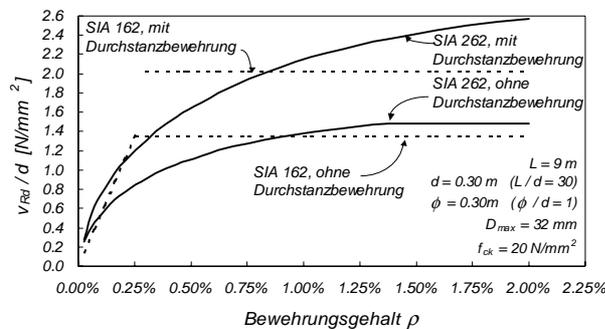


Bild 5.7: Durchstanzwiderstand mit und ohne Durchstanzbewehrung (Betonversagen), Vergleich SIA 262 – SIA 162

Mit einem zusätzlichen Nachweis ausserhalb des mit Durchstanzbewehrung verstärkten Bereichs kann deren erforderlichen Grösse festgelegt werden. Dabei muss berücksichtigt werden, dass im Übergangsbereich sich Druckstreben einstellen, welche sich auf die äussersten Bewehrungseinheiten abstützen (indirekte Lagerung). Die effektive statische Höhe für den Durchstanznachweis (Gl. 262.51) muss somit nach SIA 262 Figur 25 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 wie nach Eurocode 2 gemäss Bild 5.8 ermittelt werden.

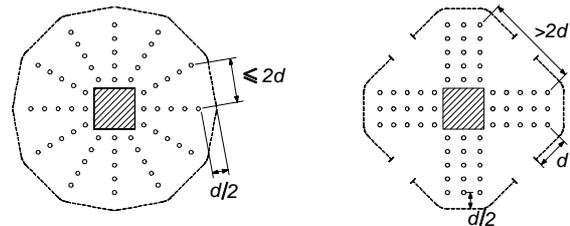


Bild 5.8: Umfang des Nachweisschnitts ausserhalb der strahlenförmig verlegten Bewehrungseinheiten.

## 5.8 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 mittlere statische Höhe entsprechend reduziert werden (SIA 262 Figur 26).
- *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 Untersuchung 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. (5.2) und mit Berücksichtigung eines nichtlinearen Verhalten der Stahlverstärkung erfolgen [5.6].

## 5.9 VERMEIDEN VON EINSTÜRZEN

Versuche haben gezeigt, dass nach dem Durchstanzen die Bewehrung auf der Biegedruckseite im Bereich der gestützten Fläche bei grossen Verformungen auf Zug aktiviert werden kann [5.7]. Aus Bild 5.9 ist klar ersichtlich, dass nur die Bewehrung berücksichtigt werden kann, welche durch die gestützte Fläche geführt und voll verankert ist. Wird nach dem Durchstanzen eine Neigung dieser Bewehrung  $\beta = 42^\circ$  angenommen, kann folgende Kraft aufgenommen werden:

$$V_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{1.5} \quad (5.9)$$

Daraus resultiert Gl. (262.56) mit welcher die untere Bewehrung so bemessen werden kann, das der Einsturz der Platte nach dem Durchstanzen vermieden wird.

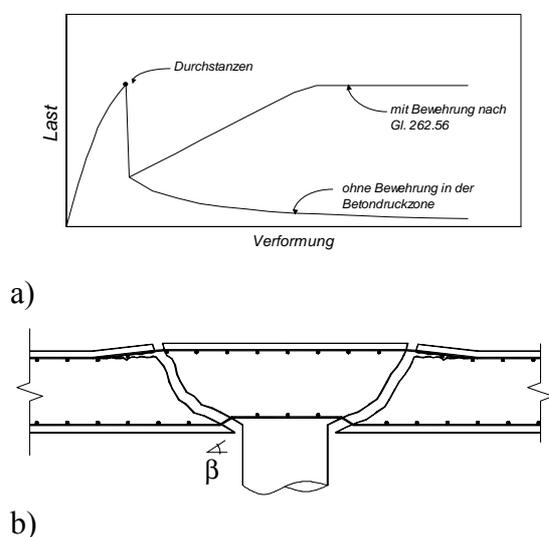


Bild 5.9: Last – Verformungsverhalten (a), Tragwirkung nach dem Durchstanzen (b).

Es ist zu bemerken, dass mit Gl. 5.9 nur die Traglast nach dem Durchstanzen in einer aussergewöhnlichen Bemessungssituation ermittelt werden kann.

## 5.10 ZUSAMMENFASSUNG

Der Nachweis betreffend das Durchstanzen nach SIA 262 ist eine Verfeinerung der Methode nach SIA 162. Damit können Vorbemessungen und einfache Nachweise rasch durchgeführt werden. Dank der Verfeinerung können auch detailliertere Bemessungen und Nachweise durchgeführt werden (Berücksichtigung des Biegewiderstandes, Berücksichtigung der Vorspannung, Fall mit ungleicher Bewehrung in den zwei Richtungen).

## 5.11 LITERATUR

- [5.1] Nölting D. : *Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast*, Beton- und Stahlbetonbau, 96 (2001), Heft 8, S. 548-551.
- [5.2] Krüger G. : *Résistance au poinçonnement excentré des planchers-dalles*, Thèse EPFL No. 2064, 1999, pp. 171
- [5.3] 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.
- [5.4] Muttoni A. : *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, 98 (2003), Heft 2, S. 74-84.
- [5.5] Eurocode 2, *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, prEN 1992-1-1, 2002, pp 226
- [5.6] Frangi T., Tonis D., Muttoni A. : *Zur Bemessung innerer Stützenkopfverstärkungen aus Stahl*, Schweizer Ingenieur und Architekt, (1997), Heft 12, S. 227-230.
- [5.7] Kupfer H., Georgopoulos Th. : *Eine kostengünstige Massnahme zur Vermeidung des fortschreitenden Einsturzes punktgestützter Stahlbetonplatten infolge Durchstanzens*, Bauingenieur, 61 (1986), S. 561-562.

